

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

Mémoire de fin de cycle

En Vue d'Obtention du Diplôme De Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{me} AIT ABDELMALEK Saida
M^{elle} ABIDI Djahida
M^{elle} DJENADI Djaouida

Promoteur :

M^{er} Dj. BENYESSAD

Jury:

M^{er} N. OUDNI
M^{elle} W. BOUGHAMSSA

Promotion 2012-2013

Remerciement

En premier lieu nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier notre promoteur M^r BENYESSAD de nous avoir encadré.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury M^r OUDNI et M^{elle} BOUGHAMSSA qui auront à juger ce travail.

En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Dédicaces

A.Saida :

Je dédie ce modeste travail à :

- Mon très cher mari.
- Ma très chère mère et mon cher père.
- Mes frères et mes sœurs surtout mon neveu Dilem
- Ma grande famille 'Benyessad'
- Mes collaboratrices A. Djahida et Dj. Djaouida et leurs familles.

A.Djahida:

Je dédie ce modeste travail à :

- A la mémoire de mon père a qui je lui souhaite le paradis de son choix
- Ma très chère mère
- Mes frères et mes sœurs.
- Ma grande famille 'ABIDI'
- Mes collaboratrices A. Saida et Dj. Djaouida et leurs familles.

DJ.djaouida:

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes chers papa et Mama
- Mes très chers frères et ma sœur et son mari
- A Amer
- Ma grande famille' DJENADI'
- Mes collaboratrices A. Djahida et A.Saida et leurs familles.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	01
I.2. Caractéristiques géométriques et architecturales	01
I.3. Caractéristiques architecturales de l'ouvrage	01
I.4. Données de sites	01
I.5. Règlements et normes utilisés	01
I.6. Définitions des éléments de l'ouvrage	02
I.7. Bases de calcul	02
I.7. Matériaux	03

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction.	05
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	05
II.3. Evaluation des charges et surcharges	13
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux	16
II.5. Descente de charge	19
II.5. Vérification des sections des poteaux	23
II.6. Conclusion	25

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	26
III.2. Etudes des planchers	26
III.3. L'acrotère	64
III.4. Les escaliers	69
III.5. Etude de l'ascenseur	82

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	83
IV.2. Méthode de calcul	83
IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	87
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	88
IV.5 Conclusion	95

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	96
V.2. Etude des poteaux	96
V.3. Etude des poutres	104
V.4. Etude des voiles	113

Sommaire

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	133
VI.2. Choix du type des fondations	133
VI. 3. Voile périphérique	149
VI.4.Conclusion	153

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes.

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments :

Tableau II.1 : Evaluation des charges verticales	09
Tableau II.2 : Poids de l'acrotère	09
Tableau II.3: Caractéristiques d'escalier de RDC	12
Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible	13
Tableau II.5: Evaluation des charges de la terrasse inaccessible	13
Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher étage courant	13
Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher sous sol à usage commercial	14
Tableau II.8 : Evaluation des charges du balcon	14
Tableau II.9 : Evaluation des charges des murs extérieures	14
Tableau II.10 : Evaluation des charges sur les volées type 01	15
Tableau II.11: Evaluation des charges sur le palier de repos	15
Tableau II.12 : Evaluation des charges sur les volées escalier de RDC type 02	16
Tableau II.13 : Pré dimensionnement des voiles	17
Tableau II.14 : Descente de charge pour poteau B2	20
Tableau II.15: Descente de charge pour poteau d'escalier G4	22

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelle.....27

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....28

Tableau III.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour terrasse inaccessible.33
--

Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour terrasse inaccessible.34

Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour une terrasse accessible.34

Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse accessible.35

Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant.....35

Tableau III.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage courant.....36

Tableau III.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial.....36

Tableau III.10 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage commercial.....37

Tableau III.11 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....37

Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.....43

Tableau III.13 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse accessible.....43

Tableau III.14 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.....44

Tableau III.15 : Ferrailage des poutrelles plancher étage commercial.....	44
Tableau III.16 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.....	46
Tableau III.17 : vérification des contraintes aux états limites.....	48
Tableau III.18 : Vérification des états limite de déformation avec SOCOTEC.....	52
Tableau III.19 : Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.....	59
Tableau III.20 : Combinaisons d'actions.	62
Tableau III. 21 : Résumé des résultats de ferrailage.	70
Tableau III.22 : Résumé de résultats de ferrailage.....	73
Tableau III.23 : Résultat de ferrailage de la poutre palière.....	77
Tableau III.24 : Résultat du ferrailage.....	86
Chapitre IV : Etude dynamique :	
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	91
Tableau IV.2 : Les valeurs de ζ (%)	92
Tableau IV.3 : Mode de vibration et taux de participation des masses	96
Tableau IV.4 : Vérification sous charges verticales.....	98
Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontale.....	99
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.....	99
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	100
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.....	101
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	102
Chapitre V : Etude des éléments principaux :	
Tableau V.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	104

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	105
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.....	106
Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.	106
Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime.....	108
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	109
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	109
Tableau V.8 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poutres.....	113
Tableau V.9 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.	113
Tableau V.10 : Vérification de l'effort tranchant	115
Tableau V.11 : Vérification de la flèche dans les poutres.....	116
Tableau V.12 : Résumé des résultats	117
Tableau V.13: Moments résistant dans les poteaux.....	118
Tableau V.14: Moments résistant dans les poutres.....	119
Tableau V.15 : Vérification des zones nodal.....	119
Tableau V.16 : Sollicitation dans le voile $Vy1$	122
Tableau V.17: Ferrailage du voile sens $Vx1$	123
Tableau V.18 : Ferrailage du voile sens $Vx2$	123
Tableau V.19 : Ferrailage du voile $Vx3$	124
Tableau V.20: Ferrailage du voile $Vx4$	124
Tableau V.21 : Ferrailage du voile $Vx5$	125
Tableau V.22 : Ferrailage du voile $Vy1$	125
Tableau V.23 : Ferrailage du voile $Vy2$	126

Tableau V.24 : Ferrailage du voile $Vy3$126

Chapitre VI : Etude des fondations :

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier.....136

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton136

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier.....136

Tableau VI.4 : Tableau du ferrailage des nervures.....140

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....141

Tableau VI.6 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures.....142

Tableau VI.7 : Section des armatures du voile périphérique.....145

.....

Liste des figures

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1: Schéma poutrelle 06

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1: Disposition des poutrelles.....26

Figure III.2 : schéma statique d'une poutrelle sur trois appuis 28

Figure III.3 : Schémas des ferraillements des poutrelles des différents étages. 54

Figure III.4 : Schéma du ferraillement de la dalle de compression..... 55

Figure III.5 : Schéma d'un balcon sur trois appuis..... 55

Figure III.6 : Schéma de ferraillement de la dalle pleine Sur trois

Appuis 61

Figure III.7 : Coupe d'un acrotère 61

Figure III.8 : Schéma statique d'un acrotère..... 62

Figure III.9: Schéma de ferraillement de l'acrotère 67

Figure III.10: Section à ferraillement 69

Figure III.11 : Schéma de ferraillement de l'escalier..... 73

Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU 74

Figure III.13 : Schéma de ferraillement des escaliers..... 80

Figure III.14 : Schéma de ferraillement de poutre palière 80

Figure III.15: Cage de l'ascenseur 81

Figure III. 16: Dalle sous charge concentrée..... 81

Figure III.17 : Vue en plan.....	89
---	----

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure. IV.1 : Disposition des voiles.....	95
---	----

Figure. IV.2 :1 ^{er} mode (translation suivant X).	96
---	----

Figure. IV.3 : 2 ^{ème} mode (translation suivant Y).	97
---	----

Figure. IV. 4 :3 ^{ème} mode (torsion autour de Z).	97
---	----

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 : Section d'un poteau	108
---	-----

Figure V.2 ferrailage des sections des poteaux.....	111
--	-----

Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaire RDC, étages courants	117
---	-----

Figure V.4 : La zone nodale	118
--	-----

Figure V.5 : Dispositions des armatures des poteaux	119
--	-----

Figure V.6 : Section de voile.....	122
---	-----

Figure V.7 : Schéma de ferrailage du voile Vx3 au niveau du RDC.....	127
---	-----

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	128
---	-----

Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante.....	128
--	-----

Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement.....	131
---	-----

Figure VI.4 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis	134
---	-----

Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier	137
---	-----

Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord	138
--	-----

Figure VI.7 : Chargement équivalent à l'ELU donnant le moment max	139
Figure VI.8 : Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée	139
Figure VI.9 : Chargement équivalent à l'ELU donnant l'effort tranchant max	139
Figure VI.10 : diagramme donnant l'effort tranchant max	140
Figure VI.11 : Chargement équivalent à l'ELS donnant le moment max.....	140
Figure VI.12 : Diagramme des moments à l'ELS revenant à la nervure la plus sollicitée	140
Figure VI. 13 : Schéma de ferrailage de la nervure	142
Figure VI. 14 : Répartition des contraintes sur le voile.....	144
Figure VI.15 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	147

Symboles Et Notations

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

Au : Section d'aciers pour l'ELU.

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

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : la largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{oed} : Module oedométrique.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

F : Force ou action générale.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : la profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

$N_{c \max}$, $N_{q \max}$: Termes de portance pour les fondations profondes.

N_c , N_q , N_γ : Termes de portance pour les fondations superficielles.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_p : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_s : Frottement latéral.

Q_L : Charge limite d'un pieu.

R : coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort normal en service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : poids propre de la structure.

W_{Q_i} : Charges d'exploitation.

W_{G_i} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X , Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

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

a : Epaisseur.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

e : Indice des vides.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

Δe : Variation des indices des vides.

q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite

q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q₀ : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_t : Contrainte effective finale (bars).

Δσ : Variation de la contrainte effective (bars).

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

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Introduction générale

Introduction générale

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

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment (R+8+sous sol), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le sixième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

Chapitre

1

Généralités

I.1.Introduction :

Dans le cadre d'une bonne étude génie civil on doit procéder à une reconnaissance des caractéristiques géométrique de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans la réalisation, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'objet de ce projet consiste à étudier un bâtiment en (R+8+ sous sol) à usage d'habitation et commercial. Classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou importance moyenne) selon la classification du RPA 99 version 2003 (Article 3.2).

Le bâtiment sera implanté à «Ahrik n'Baaziz Taghzouth», localité située à la wilaya de Bejaïa, une région classée selon les règles parasismiques algérienne (RPA99) comme une zone de moyenne sismicité (zone II_a).

I.3. Caractéristiques architecturales de l'ouvrage :

Le bâtiment à une forme irrégulière de dimensions suivantes :

- Longueur 18.80m
- Largeur14.05m
- Hauteur total29.94m
- Hauteur du RDC.....04.20m
- Hauteur d'étage courant.....02.86m
- Hauteur de sous sol.....03.00m

I.4.Données du site :

Le bâtiment est implante dans une zone classée par le RPA 99/2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II_a).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un sol marneux.
- La contrainte admissible du sol est $\sigma=1$ bar
- Profondeur d' ancrage =1.80 m

I.5. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

I.6. Définition des éléments de l'ouvrage

I.6.1. Ossature :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). De ce fait l'objet de notre structure sera contreventée par un contreventement mixte (voile - portique).

I.6.2. Les planchers :

Il s'agit de plancher totalement préfabriqués en usine, sont des dalles alvéolaires (gain de poids) en béton précontraint, constitue des éléments résistants finis au sont associées à une dalle de compression. Dans ce dernier cas, la face supérieure de la dalle est traitée pour obtenir une bonne rugosité.

I.6.3. Voiles :

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.6.4. 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.

L'étude des fondations fera l'objet de deuxième partie (étude de l'infrastructure).

I.7. bases de calcul :

I.7.1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage, on distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.7.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, on distingue :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.8. Matériaux :**I.8.1. Béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

❖ Caractéristiques mécaniques :**a- Résistance à la compression :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

b- Résistance à la traction :

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA Art: A.2.1.1.2})$$

c- Contrainte limite :**c. 1. Etat limite ultime :****✓ contrainte ultime de compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 14,2 \text{ pour } \gamma_b = 1,5 \\ \sigma_{bc} = 18,48 \text{ pour } \gamma_b = 1,15 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3, 41, BAEL91})$$

✓ Contrainte ultime de cisaillement :

Elle est limité par : $\tau (V_u / bd) < \tau_{adm} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1, 21, BAEL 91})$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration nuisible ou très nuisible.} \end{cases}$$

c.2. Etat limite de service :**✓ contrainte service de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA 93 art. A.4.5.2})$$

d. Déformation longitudinale du béton:

- ✓ **Le module de déformation longitudinale instantané (court terme) E_{ij} :**

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \dots\dots\dots (\text{CBA Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- ✓ **Le module de déformation longitudinale différé (long terme) E_{vj} :**

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T > 24h \dots\dots\dots (\text{CBA Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- ✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU
- $\nu = 0,2$ pour les calcul de déformation à l'ELS (CBA Art A.2.1.3)

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa.}$$

I.8.2. Aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

	Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	400	500	500	500

I.9. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } G + Q. \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$ Pour les structures auto-stables.

Chapitre

2

Prédimensionnement

II.1. Introduction

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitants et pour cela on procède au pré dimensionnement qui a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des éléments structuraux et non structuraux en respectant les prescriptions de RPA99/Version 2003 et du CBA93.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

- La résistance : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitations et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- Le confort : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre structure nous avons opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques pour les étages courants et des dalles pleins pour les balcons

II.2.1.1 Plancher corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = 315 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{315}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

Pré dimensionnement :➤ **Les poutrelles:**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres principales.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- *Critère de la plus petite portée* : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- *Critère de continuité* : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t = (0.4 \text{ à } 0.6) * 20$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 12) \rightarrow \text{soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : est l'entre axe des poutrelles successives

$$L_x = L - b_0 = 55 \text{ cm.}$$

L_y : Longueur de la travée minimale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaire à L_x

$$L_y = 315 \text{ cm.}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{315}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 65$ cm

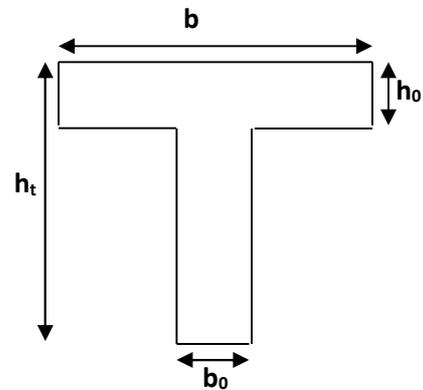


Figure II. 1: Section d'une poutrelle

II.2.1.2. plancher en dalle pleine (Balcons) :

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

- Résistance au feu

$e \geq 7$ cm pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe feu.

$e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu.

- Résistance a la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre projet nous avons des balcons reposant sur 3 appuis tel que :

$$L_x = 140 \text{ cm}$$

$$\frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 2.80 \leq e \leq 3.50 \text{ cm.}$$

D ou : on prend $e = 12$ cm comme épaisseur des dalle pleine

- Condition de la flèche

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles pleines 12cm sous réserve de vérifier la condition de flèche. Cette vérification se faite selon la condition du CBA93 (B.6.5.3) comme suit :

$$f_{max} < \frac{L_{max}}{500} ; \text{ si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$f_{max} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{max}}{1000} ; \text{ si la portée } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas : $L_{max} = 315\text{cm}$, avec :

Nous avons : $\alpha = l_x/l = 140/315 = 0.44$ donc la flèche au centre se calcul de la façon suivante :

On calcule la flèche comme pour une poutre de portée l_x de largeur $b = 1\text{m}$ soumise aux moments de flexion de service déterminé dans le sens de x puis on multiplie le résultat obtenu par $(1 - 0,1\alpha)$.

$$e = 12\text{cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 2500 \times e \times 1 = 300 \text{ kg/ml} \rightarrow G = 300 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 350 \text{ kg/ml}$$

$$q = G + Q = 650 \text{ kg/ml}$$

Le calcul RDM nous donne :

$$f_{max} = \frac{5ql_x^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{L_{max}}{500}$$

$$(1 - 0,1\alpha) = 0,44.$$

$$I = \frac{be^3}{12}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3216.42 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} (1 - 0,1\alpha) = 0,44. \\ I = \frac{be^3}{12} \\ E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3216.42 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow e \geq 3 \sqrt{\frac{30000 \cdot q \cdot l_x^4 (1 - 0,1\alpha)}{384bEl_{max}}} \Rightarrow e \geq 7.65 \text{ cm}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

II.2.1.3. Acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales, ainsi un rôle de garde de corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

• **Evaluation des charges verticales :**

Les charges revenantes à l’acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Acrotère	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G _{total} (KN/ml)	Q _{total} (KN/ml)
Terrasse accessible	110	10	0.1185	2.96	0.77	3.73	1
Terrasse inaccessible	60	10	0.0685	1.71	0.42	2.13	1

Tableau II.1 : Evaluation des charges verticales

• **Charges horizontales (charges sismiques) :**

D’après le RPA 99 l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

A : coefficient d’accélération de zoneRPA99 (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 2B et zone IIa (Bejaïa)

	A	C _p	W _p (KN/m)	F _p (KN)
Terrasse accessible	0.15	0.8	3.73	1.7904
Terrasse inaccessible			2.13	1.0224

Tableau II.2 : Poids de l’acrotère

La section de calcul en flexion composée sera de (b * h) = (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire

II.2.1.4. Les escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$59 < 2h+g < 66$$

Avec : $h=H/n.....(01)$

n : nombre de contre marche

$g =L/n-1.....(01)$

H : hauteur de la volée

Soit : $g+2h=64\text{cm} (02)$

L : longueur de la volée.

g: le giron

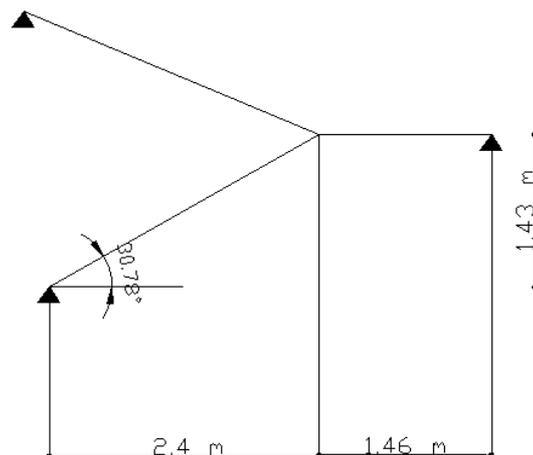
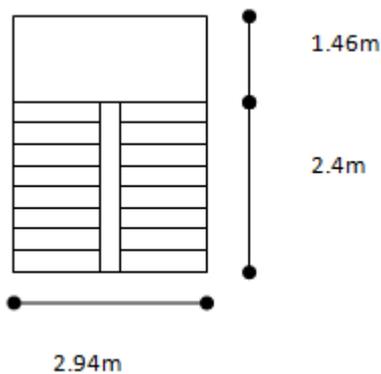
On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2-(64+2H+L) n+2H=0(03)$

En fonction du nombre de volées ; nous avons définis deux types d'escalier :

-Escalier a deux volées

-Escalier a trois volées

Type1 : Escalier a deux volées :



✓ **Dimensionnement :**

Après la résolution de l'équation (3) on aura :

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

$$h = \frac{143}{9} = 15.88 \text{ cm}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 16 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paille :

La paille est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L: Longueur de la volée en plan.

Lp : la longueur de palier de repos.

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.43}{2.40} \quad \rightarrow \quad \alpha = 30.78^\circ$$

$$l = L + L_p \quad , \quad l = 2.40 + 1.46$$

$$l = 3.86 \text{ m}$$

$$\frac{386}{30} \leq e \leq \frac{386}{20}$$

$$12.87 \leq e \leq 19.30$$

On fixe : e = 15 cm

Type 2 : Escalier de RDC (trois volées) :

La formule s'énonce de la manière suivante :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{m}$$

$$H_0 = 1.34, H_1 = H_2 = 1.43 \text{m}; L_0 = 3.95 \text{m}; L_1 = 5.65 \text{m}; L_2 = 4.25 \text{m}$$

La résolution de l'équation (03) nous donne les résultats suivants:

-Pour la volée 1 $n=8$, $g=210/7=30\text{cm}$

-Pour la volée 2 et 3 $n=9$, $g=240/8=30\text{cm}$

• **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{565}{30} \leq e \leq \frac{565}{20}$$

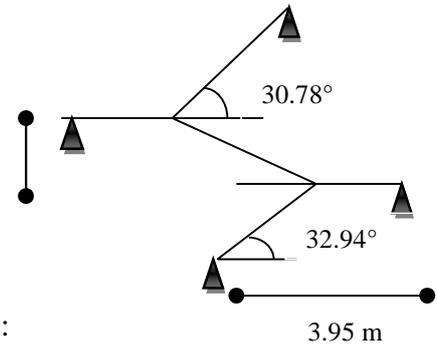
$$18.33 \leq e \leq 28.25 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e=18\text{cm}$.

On récapitule les différentes caractéristiques des escaliers dans le tableau suivant :

H (m)	volée	H _{volée} (m)	L _{volée} (m)	A(°)	l _{total} (m)	n	(n-1)	Giron (m)	h _{contre marche} (m)	e _{paillasse}
4.20	01	1.34	2.1	32.54	3.95	8	7	0.30	0.17	0.18
	02	1.43	2.4	30.78	5.65	9	8	0.30	0.16	
	03	1.43	2.4	30.78	4.25	9	8	0.30	0.16	
2.86	01et02	1.43	2.4	30.78	4.25	9	8	0.30	0.16	0.15

Tableau II.3: Caractéristiques des escaliers



II.3. Evaluation des charges et des surcharges

II.3. 1.les planchers

❖ Plancher terrasse accessible : [DTR BC.2.2]

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Lit de sable	0.02	18	0.36
05	Forme de pente (15%)	0.10	22	2.2
06	Plancher à corps creux	0.20		2,85
07	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 6,65KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 1.5KN/m²

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

❖ Plancher terrasse inaccessible :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Gravillons d'étanchéité réels	0.05	20	1
02	Etanchéité multicouche	0.02		0.12
03	Forme de pente (15%)	0.07	22	1.54
04	Isolation thermique	0.05		0.16
05	Pare vapeur (isolant)	0.01		0.01
06	Plancher à corps creux	0.20		2,85
07	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G = 5,83KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 1KN/m²

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

❖ Plancher étage courant :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à corps creux	0.20		2.85
05	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
06	Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale				G=5,45KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q=1.5 KN/m²

Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher étage courant

❖ **Plancher sous sol à usage commercial :**

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à corps creux	0.2		2.85
05	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
06	Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanente totale				G=5,45KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q=5KN/m²

Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher sous sol à usage commercial❖ **Plancher balcon (Dalle pleine) :**

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.12	25	3.00
05	Enduit en ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G=4.40KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5KN/m²

Tableau II.8 : Evaluation des charges du balcon**II.3.2. Les murs extérieurs**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse	15	9	1.35
03	Lame d'aire	05	/	/
04	Brique creuse	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.30
Charge permanente totale				G=2.95KN/m²

Tableau II.9: Evaluation des charges des murs extérieures

II.3.3 Escalier

❖ Evaluation de la charge sur la volée d'escalier type 01 :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	15/ (cos α)=17.46	25	4.36
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	16 \times (1/2)	22	1.76
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente			G =8.33KN/m²
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50KN/m²

Tableau II.10 : Evaluation des charges sur les volées type 01

❖ Evaluation de la charge sur le palier de repos :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente			G = 5.35KN/m²
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50KN/m²

Tableau II.11: Evaluation des charges sur le palier de repos

❖ Evaluation de la charge sur la volée d'escalier type 02:

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	18/ (cosα ₀)=21.35	25	5.33
	18/ (cosα)=20.95		5.23
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	17/2	22	1.87
	16/2		1.76
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente			G_{volée1} = 9.40 KN/m²
			G_{volée2,3} = 9.19 KN/m²
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50 KN/m²

Tableau II.12 : Evaluation des charges sur les volées escalier de RDC type 02.

On prend $G_{volée1} = 9.40 \text{ KN/m}^2$ le plus défavorable

II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.4.1. Les poutres :

1. Les poutres principales : les poutres principales sont des poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis, leurs hauteur est donnée selon le (BAEL91) par le critère de flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad ; \quad 0.7h \leq b \leq h$$

L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis de la poutre.

$$L_{max} = 3,60 - 0,30 = 3,30 \text{ m d'où } \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \quad \Longrightarrow \quad 22 < h < 33 \text{ cm}$$

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

Soit une poutre de section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

2. Les poutres secondaires :

$$L_{\max}=3,45-0.30=3,15\text{m} \text{ d'ou } \frac{315}{15} < h < \frac{315}{10} \implies 21 \leq h \leq 31,5\text{cm}$$

On prend $h=30\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$.

Soit une poutre de section $30 \times 30\text{cm}^2$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99/2003 Art 7.5.1 qui sont les suivants :

- $b \geq 20\text{cm}$ ok
 - $h \geq 30\text{cm}$ ok
 - $h/b \leq 4$ ok
- } Les conditions de RPA99 sont vérifiées.

L'ensemble des conditions sont vérifiées donc on opte pour les dimensions suivantes :

Poutre principales : $h=30\text{cm}$

Poutre secondaire : $b=30\text{cm}$

II.4.2. Les voiles :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux, leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA 99/2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15\text{cm} \dots\dots\dots(1) \\ e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2) \text{ (voile simple)} \\ L \geq 4e \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Tel que :

- h_e : Hauteur libre de l'étage
- e : Epaisseur du voile
- L : Longueur du voile

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage(m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e/20(\text{cm})$
Sous sol	2.80	14
RDC	4.00	20
Etages courants	2.66	13.3

Tableau II.13 : Pré dimensionnement des voiles

On adopte donc des voiles d'épaisseur $e=20\text{cm}$ et d'une longueur minimale $L\geq 0.8\text{m}$

II-4-3. Les poteaux:

Sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Ils servent aussi aux chaînages verticaux.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de **RPA99/ version 2003** pour la zone **II_a**

Le pré dimensionnement se fait en compression simple pour les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités à savoir le poteau (B-2) et celui de la cage d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Telle que :

h_e : Hauteur libre d'étage

$$h_e = 2.66 \text{ m pour l'étage courant}$$

$$h_e = 4.00 \text{ m , pour RDC.}$$

$$h_e = 2.80\text{m , pour le sous sol}$$

Les sections des poteaux seront fixées après avoir effectuée la descende de charge avec vérification des conditions citées ci-dessus.

On suppose les dimensions des poteaux comme suit :

- | | | |
|---|--|--|
| ❖ | Sous sol et RDC : | $(h, b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$ |
| ❖ | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages | $(h, b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$ |
| ❖ | 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages | $(h, b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ |
| ❖ | 7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages | $(h, b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$ |

II.5. La descente de charge

➤ La loi de dégression des charges d'exploitation :

La loi de dégression est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Soit : Q_1 : est la surcharge d'exploitation des étages courants

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.

Donc la loi dégression est comme suit : $Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Terrasse inaccessible	Q_0
Terrasse accessible	$Q_0 + Q_0'$
8 ^{ème} étages	$Q_0 + 0.95 (Q_0' + Q_1)$
7 ^{ème} étages	$Q_0 + 0.90 (Q_0' + Q_1 + Q_2)$
6 ^{ème} étages	$Q_0 + 0.85 (Q_0' + Q_1 + Q_2 + Q_3)$
5 ^{ème} étages	$Q_0 + 0.8 (Q_0' + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
4 ^{ème} étages	$Q_0 + 0.75 (Q_0' + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
3 ^{ème} étages	$Q_0 + 0.714 (Q_0' + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
2 ^{ème} étages	$Q_0 + 0.69 (Q_0' + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
1 ^{ème} étages	$Q_0 + 0.67 (Q_0' + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
RDC	$Q_{\text{étage1}} + Q_{\text{RDC}}$

➤ La descente de charge pour le Poteau « B2 » le plus sollicité:

	$S_{\text{affectée}}$ (m ²)	L_{pp} (m)	L_{ps} (m)	G_{poutre} (KN)	G_{terrasse} (KN)	Q_{terrasse} (KN)	$Q_{\text{étage}}$ (KN)	$G_{s \text{ sol}}$	G_{rdc}	$G_{1,2,3}$	$G_{4,5,6}$	$G_{7,8}$
Poteau B-2	8.025	2.65	3.05	12.82	53.10	12.124	12.12	16.25	20.25	10.64	8.14	5.98

La descente de charge est effectuée pour le poteau le plus sollicité (B-2) (Voir figure III.1 chapitre III)

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (B.2) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	53.10	12.124
	Poutres+ Poteaux	12.82+5.98	
	Total	71.90	
N2	Venant de N1	71.90	24.248
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+5.98	
	Total	134.75	
N3	Venant de N2	134.75	35.160
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+8.14	
	Total	199.76	
N4	Venant de N3	199.76	44.859
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+8.14	
	Total	199.76	
N5	Venant de N4	264.77	53.346
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+8.14	
	Total	329.78	
N6	Venant de N5	329.78	60.62
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+10.64	
	Total	397.29	
N7	Venant de N6	397.29	66.682
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+10.64	
	Total	464.8	
N8	Venant de N7	464.8	72.72
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+10.64	
	Total	532.31	
N9	Venant de N8	532.31	113.13
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+20.25	
	Total	609.43	
N10	Venant de N9	609.43	153.54
	Plancher corps creux	44.05	
	Poutres+ Poteaux	12.82+20.25	
	Total	686.55	

Tableau II.14 : Descente de charge pour poteau B2

Donc à la base on aura les charges et les surcharges suivantes :

$$G_T=686.55\text{KN et } Q_T=153.54\text{KN}$$

Calcul de l'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 \times 686.55 + 1.5 \times 153.54 = 1157.15 \text{ KN}$$

$$N_u = 1157.15 \text{ KN}$$

Descente de charge pour poteau d'escalier (G4) :

	S _{afférente} (m ²) 1,2,3,4,5 étage	S _{afférente} (m ²) 6,7,8 étage	S _{afférente} terrasse inaccessible	L _{pp} (m)	L _{ps} (m)	G _{poutre} KN/ml
Poteau G-4	5.39	2.19	0.72	2.28	2.53	10.82

La loi de dégression ne s'applique pas pour les plancher a usage commercial, les charges vont se sommer avec leur valeur réelles (sans coefficients)

Donc à la base on aura les charges et les surcharges suivantes :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible Poutre+poteau Murs extérieurs Total	4.20 7.79+5.98 2.12 20.09	0.72
N2	Venant de N1 Plancher terrasse accessible Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier total	20.09 14.36 23.69+5.98 6.46 29.95 100.53	4.00
N3	Venant de N2 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	100.53 14.36 23.69+5.98 6.46 29.95 180.97	6.96
N4	Venant de N3 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	180.97 14.36 23.69+8.14 6.46 29.95 263.57	9.59

N5	Venant de N4 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	263.57 14.36 23.69+8.14 6.46 29.95 346.17	11.89
N6	Venant de N5 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	346.17 30.79 63.28+8.14 16.66 77.30 681.96	17.70
N7	Venant de N6 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier total	681.96 29.37 58.32+10.64 15.90 73.73 869.92	22.70
N8	Venant de N7 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	869.92 29.37 58.32+10.64 15.90 73.73 1057.88	27.42
N9	Venant de N8 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier total	1057.88 29.37 58.32+10.64 15.90 73.73 1245.84	32.10
N10	Venant de N9 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs escalier total	1245.84 29.37 58.32+20.25 15.90 83.54 1453.22	36.61
N11	Venant de N10 Plancher corps creux Poutre+poteau total	1453.22 29.37 58.32+16.25 1557.16	63.56

Tableau II.15 : descente de charge pour poteau d'escalier G4.

$$G_T = 1557.16 \text{ KN et } Q_T = 63.56 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 2197.51 \text{ KN}$$

II.6. Vérification des sections des poteaux :

II.6.1. Vérification de contrainte de compression de béton :

La vérification se fera à l'ELU sous la combinaison $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 2197.51 \text{ KN}$$

Selon (CBA.93) l'effort doit être majoré de 10%

$$N_u^* = 1.1 \cdot N_u = 1.1 \cdot 2197.51 \text{ KN} = 2.41 \text{ MN}$$

On doit vérifier que : $N_u^* / B \leq \sigma_{bc}$ (1) Avec $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } B \geq N_u^* / \sigma_{bc} = 2.41 / 15 = 0.160 \text{ m}^2$$

Soit $B = (50 \cdot 50) \text{ cm}^2$ la condition (1) est vérifiée.

II.6.2. Vérification au flambement :

- Poteau de RDC :

D'après (CBA.93 ; Article B.8.4.1) on a $N_u^* \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$

B_r : section réduite du poteau, $B_r = (a-2) \cdot (b-2)$

A_s : section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

D'après le BAEL 91 : $A_s = 1\% B_r$

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

γ_b : 1,5

γ_s : 1,15.

α : coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (\text{CBA.93 Article 4.1.1})$$

λ : est définie comme suit : $\lambda=L_f/i$.

L_f : la longueur de flambement $L_f=0.7L_0$

i : le rayon de giration définie par $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie $I=b*h^3/12 = 0.0052m^4$

L_0 : la longueur du Poteau : $L_0=4.00m$ donc $L_f = 0.7*4.00=2.8m$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.2304}} = 0.150$$

$$\lambda=2.8/0.150=18.67 < 50 \implies \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = 0.80$$

$A_s/Br \geq 0.8\%$ en zone II_a selon le RPA99/2003 (art 7.4.2.1)

Donc on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{2.41}{0.80 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.137m^2$$

$$Br \geq 13720cm^2$$

Donc la condition est vérifiée

➤ **Vérification selon le RPA (art 7.4.1) :**

- Min (b, h) ≥ 25cm zone II.....vérifiée.
- Min (b, h) ≥ h_e/20=400/20=20.....vérifiée.
- 1/4 < b/h < 4.....vérifiée.

II.6. Conclusion

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

-Poutres principales : (h × b)= (30 × 30) cm²

-Poutres secondaires : (h × b)= (30 × 30) cm²

le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

-Poteaux du Sous Sol et RDC : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

-Poteaux des étages 1, 2 et 3 : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

-Poteaux des étages 4, 5 et 6 : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

-Poteaux des étages 7 et 8 : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Chapitre

3

Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

III.2.Etude des planchers

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines.

III.2.1.Planchers corps creux

III.2.1.1.Les poutrelles

La figure suivante montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Cette dernière a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères :(petite portée , continuité).

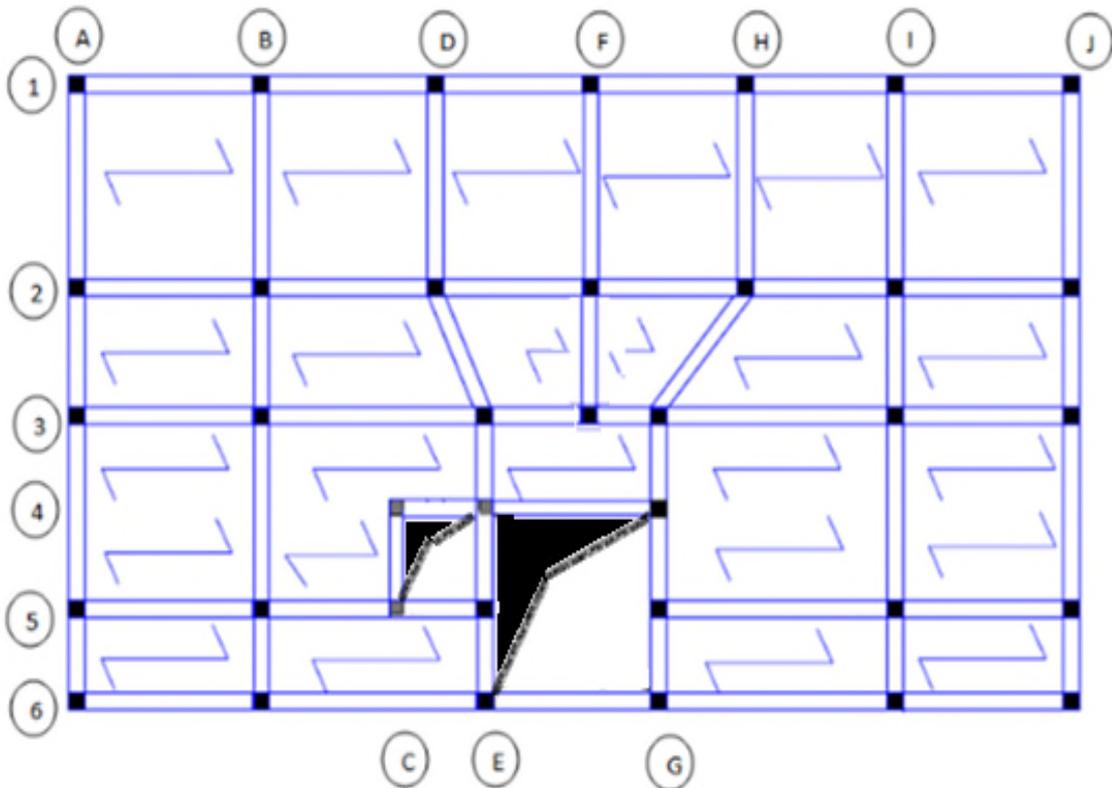


Figure III.1 : Disposition des poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à des différents types de poutrelles. Ces dernières sont résumés sur le tableau suivant :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6 (RDC)	
Type 7	
Type 8	

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

Types 7 et 8 concernent la terrasse inaccessible

III.2.1.2. Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

*Méthode forfaitaire [voire **Annexe I**].

*Méthode de Caquot [voire **Annexe II**].

III.2.1.2.1. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

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

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

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	5.83	1	9.37	6.09	6.83	4.44
Terrasse accessible	6.57	1.5	11.12	7.23	8.07	5.24
Etages courants	5.45	1.5	9.607	6.24	6.95	4.52
Étage commercial	5.45	5	14.86	9.66	10.45	6.79

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

III .2.1.2.2. Calcul des sollicitations

Nous présentons dans ce qui suit deux exemples de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Type 5 (étage courant) en utilisant la méthode forfaitaire, **Type 2(RDC)** par la méthode de Caquot.

❖ **Type 5** (étage courant)

• **Calcul les Moments isostatique**

A L'ELU :

Travée AB : $M_0^{AB} = \frac{P_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 9.28.KN.m$

Travée BE : $M_0^{BE} = \frac{P_U \times L_{BE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BE} = 8.23KN.m$

A L'ELS :

Travée AB : $M_0^{AB} = \frac{P_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 6.72KN.m$

Travée BE : $M_0^{BE} = \frac{P_S \times L_{BE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BE} = 5.96KN.m$

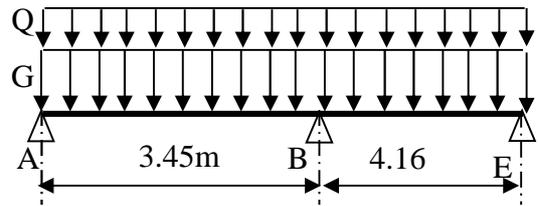


Figure III.2 : schéma statique d'une poutrelle sur trois appuis

- **Moments sur les appuis**

- **Appuis de rive**

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

- **Appuis intermédiaires**

A L'ELU

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BE}) \Rightarrow M_B = -5.568 \text{KN.m}$$

A L'ELS

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BE}) \Rightarrow M_B = -5.23 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.45} = 0.21$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

A L'ELU :
Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 7.08 \\ M_t^{AB} \geq 5.86 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 7.08 \text{KN.m}$$

Travée BE

$$\begin{cases} M_t^{BE} \geq 5.964 \\ M_t^{BE} \geq 5.197 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BE} = 5.964 \text{KN.m}$$

A L'ELS :
Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 4.53 \\ M_t^{AB} \geq 4.24 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 4.53 \text{KN.m}$$

Travée BE

$$\begin{cases} M_t^{BE} \geq 3.72 \\ M_t^{BE} \geq 3.76 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BE} = 3.76 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts tranchants**

A L'ELU**Travée AB**

$$V_A = \frac{6.24 \times 3.45}{2} = 10.76 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = 12.37 \text{ KN}$$

Travée BE

$$V_E = \frac{6.24 \times 3.25}{2} = 10.14 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_E = 11.66 \text{ KN}$$

- ❖ **Type 2 du RDC (Choix de la méthode de calcul) :**

La condition du rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée, donc

on utilise la méthode de Caquot

- **Moment en appuis**

Calcul des longueurs fictives

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

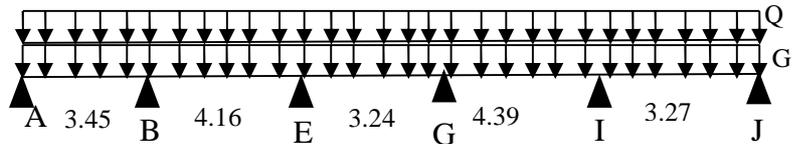
$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.45 \text{ m}$$

$$L'_{BE} = 0.8 \times L_{BE} \Rightarrow L'_{BE} = 0.8 \times 4.16 = 3.328 \text{ m}$$

$$L'_{EG} = 0.8 \times L_{EG} \Rightarrow L'_{EG} = 0.8 \times 3.24 = 2.592 \text{ m}$$

$$L'_{GI} = 0.8 \times L_{GI} \Rightarrow L'_{GI} = 0.8 \times 4.39 = 3.512 \text{ m}$$

$$L'_{IJ} = L_{IJ} = 3.27 \text{ m}$$



A l'ELU :

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

$$M_A = M_j = 0.$$

$$M_B = \frac{8.063 \times (3.45^3 + 3.328^3)}{8.5 \times (3.45 + 3.328)} \Rightarrow M_B = -10.905 \text{ kn.m}$$

$$M_E = \frac{8.063 \times (3.328^3 + 2.592^3)}{8.5 \times (3.328 + 2.592)} \Rightarrow M_E = -8.697 \text{ kn.m}$$

$$M_G = \frac{8.063 \times (2.592^3 + 3.512^3)}{8.5 \times (2.592 + 3.512)} \Rightarrow M_G = -9.438 \text{ kn.m}$$

$$M_I = \frac{8.063 \times (3.512^3 + 3.27^3)}{8.5 \times (3.512 + 3.27)} \Rightarrow M_I = -10.949 \text{ kn.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_j = 0.$$

$$M_B = \frac{5.612 \times (3.45^3 + 3.328^3)}{8.5 \times (3.45 + 3.328)} \Rightarrow M_B = -7.59 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{5.612 \times (3.328^3 + 2.592^3)}{8.5 \times (3.328 + 2.592)} \Rightarrow M_E = -6.053 \text{ KN.m}$$

$$M_G = \frac{5.612 \times (2.592^3 + 3.512^3)}{8.5 \times (2.592 + 3.512)} \Rightarrow M_G = -6.569 \text{ KN.m}$$

$$M_I = \frac{5.612 \times (3.512^3 + 3.27^3)}{8.5 \times (3.512 + 3.27)} \Rightarrow M_I = -7.621 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments aux travées**

Travée AB

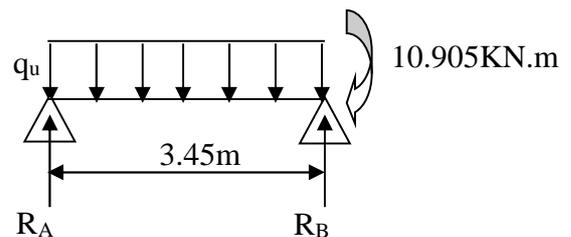
A ELU :

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 9.66 \times 3.45 = 33.327 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.45 R_A - 9.66 \times \frac{3.45^2}{2} + 10.905 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 13.503 \text{ KN} \\ R_B = 19.824 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 9.66 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 9.66 \frac{x^2}{2}$$

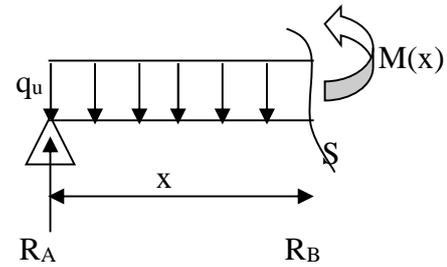
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 9.66x$$

$$V(x=0) = 13.503 \text{ KN}$$

$$V(x=3.45) = -19.824 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{13.503}{9.66} = 1.4 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.4) = 9.43 \text{ KN.m}$$



A L'ELS :

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_s \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 6.79 \times 3.45 = 23.425 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.45 R_A - 6.79 \times \frac{3.45^2}{2} + 7.59 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 9.513 \text{ KN} \\ R_B = 13.9 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 6.79 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 6.79 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 6.79x$$

$$V(x=0) = 9.513 \text{ KN}$$

$$V(x=3.45) = -13.9 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{9.513}{6.79} = 1.4$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.4) = 6.66 \text{ KN.m}$$

Pour les autres travées les étapes sont les mêmes

Travée BE:

A L'ELU

$$V(x=0) = 20.62 \text{ KN}$$

$$V(x=4.16) = -19.56 \text{ KN}$$

$$M_{BE}^{Max} = M(x=2.13) = 11.104 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$V(x=0) = 14.5 \text{ KN}$$

$$V(x=4.16) = -13.74 \text{ KN}$$

$$M_{BE}^{Max} = M(x=2.13) = 7.88 \text{ KN.m}$$

Travée EG**A L'ELU**

$$V(x=0) = 15.42 \text{ KN}$$

$$V(x=3.24) = -15.88 \text{ KN}$$

$$M_{EG}^{Max} = M(x=1.6) = 3.607 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$V(x=0) = 10.84 \text{ N}$$

$$V(x=3.24) = -11.16 \text{ KN}$$

$$M_{EG}^{Max} = M(x=1.6) = 2.6 \text{ KN.m}$$

Travée GI**A L'ELU**

$$V(x=0) = 20.85 \text{ KN}$$

$$V(x=4.39) = -21.54 \text{ KN}$$

$$M_{GI}^{Max} = M(x=2.16) = -13.076 \text{ KN.m}$$

L'ELS

$$V(x=0) = 14.66 \text{ KN}$$

$$V(x=4.39) = -15.14 \text{ KN}$$

$$M_{GI}^{Max} = M(x=2.16) = -9.274 \text{ KN.m}$$

Travée IJ**A L'ELU :**

$$V(x=0) = 19.14 \text{ KN}$$

$$V(x=3.27) = -12.45 \text{ KN}$$

$$M_{IJ}^{Max} = M(x=1.98) = 8.014 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$V(x=0) = 13.43 \text{ KN}$$

$$V(x=3.27) = -8.77 \text{ KN}$$

$$M_{IJ}^{Max} = M(x=1.98) = 5.669 \text{ KN.m}$$

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants

▪ **Terrasse inaccessible**

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquot)	M_0 KN.m (M .forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
07	C - E	1.70	1.7	----	-0.863	-4.066	0.637	2.786	-7.569
	E - G	3.24	3.24	----	-4.066	-0.863	6.089	11.122	-8.612
08	E - G	3.24	----	7.993	-1.198	-1.198	7.993	9.867	-9.867

Tableau III.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
07	C – E	1.70	1.7	-----	- 0.625	-2.944	0.47
	E – G	3.24	3.24	-----	- 2.944	-0.625	4.447
08	E – G	3.24	----	5.826	- 0.874	-0.874	5.826

Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour terrasse inaccessible.

▪ **Plancher terrasse accessible**

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.45	-----	10.754	-2.399	-5.377	8.666	12.468	-13.715
	B – D	3.25	-----	9.543	-5.377	-3.817	5.478	12.920	-11.745
	D – F	2.88	-----	7.494	-3.817	-2.998	4.505	10.108	-10.408
	F – H	2.86	-----	7.39	-2.998	-2.956	4.825	10.336	-10.336
	H – I	2.79	-----	7.033	-2.956	-4.831	3.713	10.083	-11.091
	I – J	3.27	-----	9.661	-4.831	-2.399	7.785	12.999	-11.817
02	A-B	3.45	3.45	-----	-1.184	-7.177	7.465	10.388	-14.549
	B-E	4.16	3.328	-----	-7.177	-5.23	9.194	15.384	-14.685
	E-G	3.24	2.592	-----	-5.723	-6.211	3.519	11.559	-11.86
	G-I	4.39	3.512	-----	-6.211	-7.205	10.708	15.639	-16.092
	I-J	3.27	3.27	-----	-7.205	-1.184	6.394	14.021	-9.614

Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour une terrasse accessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M. Caquot)	M ₀ KN.m (M .forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	3.45	-----	7.805	-1.17	-3.903	6.289
	B – D	3.25	-----	6.926	-3.903	-2.77	3.976
	D – F	2.88	-----	5.439	-2.77	-2.176	3.269
	F – H	2.86	-----	5.364	-2.176	-2.146	3.502
	H – I	2.79	-----	5.104	-2.146	-3.506	2.694
	I – J	3.27	-----	7.012	-3.506	-1.17	5.65
02	A – B	3.45	3.45	-----	-0.853	-5.169	5.435
	B – E	4.16	3.328	-----	-5.169	-4.122	6.709
	E – G	3.24	2.592	-----	-4.122	-4.474	2.587
	G – I	4.39	3.512	-----	-4.474	-5.19	7.808
	I – J	3.27	3.27	-----	-5.19	-0.853	4.657

Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse accessible.

▪ **Plancher étage courant**

Étage	Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M. Caquot)	M ₀ KN.m (M. forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
						M _g	M _d		V _g	V _d
Tous les étages	01	A – B	3.45	-----	9.291	-1.393	-4.646	7.57	10.773	-11.85
		B – D	3.25	-----	8.245	-4.646	-3.298	4.807	11.163	-10.15
		D – F	2.88	-----	6.475	-3.298	-2.59	3.951	8.993	-8.993
		F – H	2.86	-----	6.385	-2.59	-2.554	4.227	8.93	-9.93
		H – I	2.79	-----	6.076	-2.554	-4.174	3.235	8.712	-9.53
		I – J	3.27	-----	8.347	-4.174	-1.393	6.801	11.232	-10.21
	02	A – B	3.45	3.45	-----	-1.038	-6.291	6.412	8.949	-12.596
		B – E	4.16	3.328	-----	-6.291	-5.016	7.863	13.296	-12.683
		E – G	3.24	2.592	-----	-5.016	-5.444	2.966	9.985	-10.249
		G – I	4.39	3.512	-----	-5.444	-6.316	9.167	13.509	-13.906
		I – J	3.27	3.27	-----	-6.316	-1.038	5.488	12.142	-8.279
Étage 1 :5	03	A-B	3.45	3.45	-----	-1.038	-5.157	6.892	9.278	-12.267
		B – C	2.43	2.43	-----	-5.157	-1.038	2.392	9.71	-5.465
	04	G – I	4.39	4.39	-----	-1.68	-8.541	11.077	11.762	-15.653
		I – J	3.27	3.27	-----	-8.541	-1.68	4.623	12.823	-7.599
Étage 1 :3	05	A – B	3.45	-----	9.291	-2.026	-8.105	5.876	10.773	-12.388
		B – E	4.16	-----	13.509	-8.105	-2.026	10.332	14.938	-12.989

Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant

Étage	Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m)	M ₀ KN.m (M. forfaitaire)	Moment en appui		Moment en travée (KN.m)
						M _g	M _d	
Tous les étages	01	A – B	3.45	-----	6.722	-1.008	-2.361	5.477
		B – D	3.25	-----	5.965	-3.361	-2.386	3.478
		D – F	2.88	-----	4.684	-2.386	-1.874	2.858
		F – H	2.86	-----	4.619	-1.874	-1.848	3.057
		H – I	2.79	-----	6.396	-1.848	-3.02	2.34
		I – J	3.27	-----	6.039	-3.02	-1.008	4.92
	02	A – B	3.45	3.45	-----	-0.744	-4.513	4.655
		B – E	4.16	3.328	-----	-4.513	-3.599	5.723
		E – G	3.24	2.592	-----	-3.599	-3.906	2.177
		G – I	4.39	3.512	-----	-3.906	-4.532	6.667
I – J		3.27	3.27	-----	-4.532	-0.744	3.985	
Étage 1 :5	03	A-B	3.45	3.45	-----	-0.744	-3.7	4.999
		B-C	2.43	2.43	-----	-3.7	-0.744	1.741
	04	G-I	4.39	4.39	-----	-1.205	-6.128	8.036
		I-J	3.27	3.27	-----	-6.128	-1.205	3.363
Étage 1 :3	05	A – B	3.45	-----	6.722	-1.466	-5.864	4.251
		B – E	4.16	-----	9.773	-5.864	-1.466	7.474

Tableau III.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage courant

▪ **Plancher étage commercial (RDC)**

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m)	M ₀ KN.m (M. forfaitaire)	Moment en appui		Moment en travée	Effort tranchant	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.45	-----	14.368	-2.155	-7.184	12.836	16.658	-18.324
	B – D	3.25	-----	12.75	-7.184	-5.1	8.436	17.262	-15.692
	D – F	2.88	-----	10.012	-5.1	-4.005	6.895	13.906	-13.906
	F – H	2.86	-----	9.874	-4.005	-3.95	7.312	13.809	-13.806
	H – I	2.79	-----	9.396	-3.95	-6.454	5.541	13.471	-14.818
	I – J	3.27	-----	12.908	-6.454	-2.155	11.532	17.368	-15.789
02	A-B	3.45	3.45	-----	-1.799	-10.905	9.433	13.497	-19.819
	B-E	4.16	3.328	-----	-10.905	-8.697	11.104	20.617	-19.556
	E-G	3.24	2.592	-----	-8.697	-9.438	3.607	15.416	-15.873
	G-I	4.39	3.512	-----	-9.438	-10.949	13.076	20.853	-21.541
	I-J	3.27	3.27	-----	-10.949	-1.799	8.014	19.138	-12.441
03	A-B	3.45	3.45	-----	-1.799	-8.939	10.246	14.067	-19.249
	B-C	2.43	2.43	-----	-8.939	-1.799	3.359	15.412	-8.055
04	G-I	4.39	4.39	-----	-2.913	-14.807	16.449	17.824	-24.57
	I-J	3.27	3.27	-----	-14.807	-2.913	6.566	20.317	-11.261
06	B – E	4.16	4.16	-----	-2.616	-13.588	14.648	16.82	-23.353
	E – G	3.24	3.24	-----	-13.588	-2.616	6.789	19.838	-11.451

Tableau III.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$	M_0 KN.m (M	Moment en appui		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
01	A – B	3.45	-----	10.107	-1.516	-5.054	9.029
	B – D	3.25	-----	8.969	-5.054	-3.588	5.934
	D – F	2.88	-----	7.043	-3.588	-2.817	4.85
	F – H	2.86	-----	6.946	-2.817	-2.778	5.145
	H – I	2.79	-----	6.61	-2.778	-4.45	3.899
	I – J	3.27	-----	9.08	-4.54	-1.516	8.112
02	A-B	3.45	3.45	-----	-1.252	-7.59	6.668
	B-E	4.16	3.328	-----	-7.59	-6.053	7.883
	E-G	3.24	2.592	-----	-6.053	-6.569	2.605
	G-I	4.39	3.512	-----	-6.569	-7.621	9.274
	I-J	3.27	3.27	-----	-7.621	-1.252	5.669
03	A-B	3.45	3.45	-----	-1.252	-6.222	7.235
	B – C	2.43	2.43	-----	-6.222	-1.252	2.386
04	G – I	4.39	4.39	-----	-2.027	-10.306	11.617
	I – J	3.27	3.27	-----	-10.306	-2.027	4.658
06	B – E	4.16	4.16	-----	-1.820	-9.458	10.346
	E – G	3.24	3.24	-----	-9.458	-1.820	4.812

Tableau III.10 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l’ELS pour le plancher étage commercial

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse inaccessible	07	-0.863	-4.066	6.089	11.122	-0.625	-2.944	4.47
	08	-1.198	0.00	7.993	9.867	-0.874	0.00	5.826
Terrasse accessible	01	-2.399	-5.377	8.666	-13.715	-1.17	-3.903	6.289
	02	-1.184	-7.205	10.708	-16.092	-0.853	-5.19	7.808
Courants	01	-1.393	-4.646	7.57	-11.85	-1.008	-3.02	5.477
	02	-1.038	-6.316	9.167	-13.906	-0.744	-4.532	6.667
	03	-1.038	-5.157	6.829	-12.267	-0.744	-3.7	4.999
	04	-1.68	-8.541	11.077	-15.653	-1.205	-6.128	8.036
	05	-2.026	-8.105	10.332	14.938	-1.466	-5.864	7.474
Commercial	01	-2.155	-7.184	12.836	-18.324	-1.516	-5.054	9.029
	02	-1.799	-10.949	13.076	-21.541	-1.252	-7.621	9.274
	03	-1.799	-8.939	10.246	-19.249	-1.252	-6.222	7.235
	04	-2.913	-14.807	16.449	-24.57	-2.027	-10.306	11.617
	06	-2.616	-13.588	14.648	-23.353	-1.820	-9.458	10.346

Tableau III.11 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

III 2.1.2.3. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple la poutrelle type 6 sur trois appuis du plancher commercial (RDC) qui est sollicité par :

$$M_{Travée}^{Max} = 14.648 KN.m$$

$$A \text{ l'ELU} : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.616 KN.m (rive) \\ -13.588 KN.m (int erne) \end{cases}$$

$$V^{Max} = 23.353 KN$$

$$M_{Travée}^{Max} = 10.346 KN.m$$

$$A \text{ l'ELS} : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.820 KN.m (Rive) \\ -9.458 KN.m (int rne) \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65cm$$

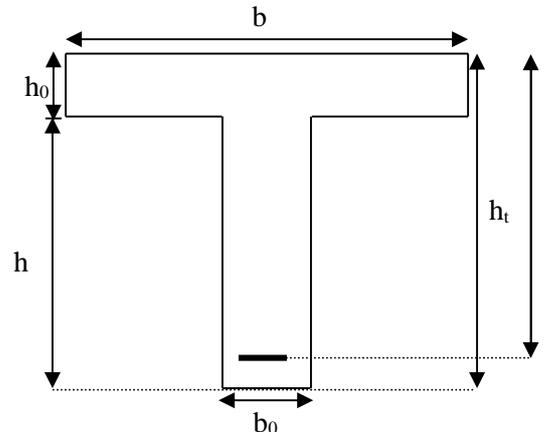
$$h_0 = 4cm$$

$$h = 16cm$$

$$h_t = 20cm$$

$$b_0 = 10cm$$

$$d = 18cm$$



Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

1) Calcul à l'ELU

A. Armatures longitudinales

a. En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59.072 KN.m$$

$M_{tu} > M_u = 14.648 KN.m \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{14.648 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0489$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0489}}{0.8} = 0.0627$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0627) = 0.175\text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{14.648 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.405\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 2.76\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{Min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{Min}} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.413\text{cm}^2$$

$A_s = 2.76\text{cm}^2 > A_{\text{Min}} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

b. En appuis

Appuis de rives

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)\text{m}$.

$$M_{\text{Rive}}^a = -2.616\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.616 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0568$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0568}}{0.8} = 0.0731$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0731) = 0.175 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{zf_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{2.616 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.43 \text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.13 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -13.588 \text{KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.588 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.295$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st}=10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A'=0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.295}}{0.8} = 0.449$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.449) = 0.147 \text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{13.588 \times 10^{-3}}{0.147 \times 348} = 2.65 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA14 = 3.08 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{cm}^2$$

$A_s = 3.08 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 23.353 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{23.353 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.297 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}] = 3.25 \text{MPa}$$

$\tau = 1.297 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa}$ Condition vérifiée

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Appuis de rive

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_t = 1.13 + 2.76 = 3.89 \text{cm}^2$$

$$A_t = 3.89 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 23.353 \times 10^{-3}}{400} = 0.671 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [23.353 - \frac{13.588}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -1.740 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -1.302 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification}$$

à faire

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{23.353 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.524 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

B. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 5.714 \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacements:

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

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

$K=1$: Flexion simple, FPN, pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57 \times 10^{-4}}{0.1 \times (1.524 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0.204 \text{ m}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

$$S_t = \min (16.2; 20.4; 57)$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
07	Travée	0.0203	0.025	0.178	0.982	2HA10+1HA8=2.07	1.413	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0187	0.023	0.178	0.139	1HA8=0.50	0.217		
	App int	0.0883	0.115	0.171	0.680	1HA8+1HA10=1.29	0.217		
08	Travée	0.0267	0.0338	0.177	1.29	2HA10+1HA8=2.07	1.413		
	App rive	0.0260	0.0329	0.177	0.193	1HA8=0.50	0.217		

Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0289	0.036	0.177	1.404	2HA10+1HA8=2.07	1.413	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0521	0.066	0.175	0.393	1HA8=0.50	0.217		
	App int	0.1168	0.155	0.168	0.915	1HA10+1HA8=1.29	0.217		
02	Travée	0.035	0.045	0.176	1.74	2HA10+1HA8=2.07	1.413		
	App rive	0.025	0.032	0.177	0.191	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.156	0.214	0.164	1.25	1HA10+1HA8=1.29	0.217		

Tableau III.13 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse accessible

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.025	0.032	0.177	1.25	2HA10+1HA8=2.07	1.413	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.030	0.038	0.177	0.225	1HA8=0.50	0.217		
	App int	0.1009	0.133	0.170	0.783	1HA10+1HA8=1.29	0.217		
02	Travée	0.03	0.038	0.177	1.48	2HA10+1HA8=2.07	1.413		
	App rive	0.022	0.028	0.177	0.167	1HA8=0.50	0.217		
	App int	0.137	0.185	0.166	1.089	1HA10+1HA8=1.29	0.217		
03	Travée	0.022	0.028	0.177	1.102	2HA10+1HA8=2.07	1.413		
	App rive	0.22	0.028	0.177	0.167	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.112	0.148	0.169	0.875	1HA10+1HA8=1.29	0.217		
04	Travée	0.037	0.047	0.176	1.80	2HA10+1HA8=2.07	1.413		
	App rive	0.036	0.046	0.176	0.273	1HA10=0.79	0.217		
	App int	0.185	0.258	0.161	1.52	2HA10=1.57	0.217		
05	Travée	0.034	0.043	0.176	1.67	2HA10+1HA8=2.07	1.413		
	App rive	0.044	0.056	0.175	0.33	1HA10=0.79	0.217		
	App int	0.176	0.244	0.762	1.43	2HA10=1.57	0.217		

Tableau III.14 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.042	0.054	0.176	2.095	2HA12+1HA8=2.76	1.413	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.046	0.059	0.175	0.352	1HA8=0.50	0.217		
	App int	0.156	0.213	0.164	1.25	1HA10+1HA8=1.29	0.217		
02	Travée	0.0437	0.055	0.175	2.135	2HA12+1HA8=2.76	1.413		
	App rive	0.039	0.049	0.176	0.293	1HA8=0.50	0.217		
	App int	0.237	0.345	0.155	2.027	1HA14+1HA8=2.04	0.217		
03	Travée	0.033	0.042	0.176	1.636	2HA10+1HA8=2.07	1.413		
	App rive	0.039	0.049	0.176	0.293	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.194	0.272	0.160	1.60	1HA12+1HA8=1.63	0.217		
04	Travée	0.055	0.070	0.174	2.70	2HA12+1HA8=2.76	1.413		
	App rive	0.063	0.081	0.174	0.48	1HA14=1.54	0.217		
	App int	0.321	0.503	0.143	2.96	2HA14=3.08	0.217		
06	Travée	0.048	0.062	0.175	2.39	2HA12+1HA8=2.76	1.413		
	App rive	0.056	0.073	0.174	0.43	1HA12=1.13	0.217		
	App int	0.295	0.450	0.147	2.64	1HA14+1HA12=2.67	0.217		

Tableau III.15 : Ferrailage des poutrelles plancher étage commercial

❖ Vérification à L'ELU

		Armature longitudinale aux appuis		Jonction table Nervure	Effort tranchant	
Poutrelles	Types	APP rive	APP int	$\bar{\tau}_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times bdh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa}$	La bielle	Cisaillement
		$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$	$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right]$		$V_u \leq \frac{0.4 f_{c28} * b_0 a}{1.5}$ $V_u \leq 0.108 \text{MN}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{Mpa}$
*Terrasse inaccessible	7	$A_l = 3.36$ $A_l \geq 0.319$ Vérifiée	$A_l^c = -0.399 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 0.732 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01122 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.623 \text{MPa}$ vérifiée
	8	$A_l = 2.07$ $A_l \geq 0.283$ Vérifiée	$A_l^c = -0.283 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 0.644 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.00986 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.548 \text{MPa}$ vérifiée
Terrasse accessible	1	$A_l = 3.36$ $A_l \geq 0.394$ Vérifiée	$A_l^c = -0.559 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 0.895 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01371 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.761 \text{MPa}$ vérifiée
	2	$A_l = 3.36$ $A_l \geq 0.462$ Vérifiée	$A_l^c = -0.816 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 1.0506 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01609 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.894 \text{MPa}$ vérifiée
Etage courant	1	$A_l = 3.36$ $A_l \geq 0.34$ Vérifiée	$A_l^c = -0.483 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 0.773 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01185 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.658 \text{MPa}$ vérifiée
	2	$A_l = 3.36$ $A_l \geq 0.399$ Vérifiée	$A_l^c = -0.721 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 0.907 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01390 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.772 \text{MPa}$ vérifiée
	3	$A_l = 3.36$ $A_l \geq 0.352$ Vérifiée	$A_l^c = -0.562 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 0.8 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01226 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.681 \text{MPa}$ vérifiée
	4	$A_l = 3.64$ $A_l \geq 0.45$ Vérifiée	$A_l^c = -1.065 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 1.021 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01565 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.869 \text{MPa}$ vérifiée
	5	$A_l = 3.64$ $A_l \geq 0.429$ Vérifiée	$A_l^c = -1.008 \text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 0.975 \text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01493 \text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 0.829 \text{MPa}$ vérifiée

Etage commercial	1	$A_l=4.05$ $A_l \geq 0.526$ Vérifiée	$A_l^c = -0.748\text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 1.196\text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01832\text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 1.1018\text{MPa}$ vérifiée
	0	$A_l=4.83$ $A_l \geq 0.619$ Vérifiée	$A_l^c = -1.323\text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 1.406\text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.02154\text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 1.196\text{MPa}$ vérifiée
	2	$A_l=3.64$ $A_l \geq 0.553$ Vérifiée	$A_l^c = -1.032\text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 1.256\text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.01924\text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 1.069\text{MPa}$ vérifiée
	3	$A_l=5.84$ $A_l \geq 0.706$ Vérifiée	$A_l^c = -1.92\text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 1.604\text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.02457\text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 1.365\text{MPa}$ vérifiée
	6	$A_l=5.84$ $A_l \geq 0.671$ Vérifiée	$A_l^c = -1.74\text{cm}^2$ pas d'influence	$\tau_u = 1.524\text{MPa}$ vérifiée	$V_u = 0.02335\text{MN}$ Vérifiée	$\tau_u = 1.297\text{MPa}$ vérifiée

Tableau III.16 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement

❖ **Vérification à l'ELS**

▪ **État limite de compression du béton**

$$M_{Travée}^{Max} = 10.346\text{KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.820\text{KN.m(Rive)} \\ -9.458\text{KN.m(interne)} \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

En travée

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.723 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -5.19 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.76 + (65 - 10) \times 4)y - 15 \times 2.76 \times 18 - (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.19 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 4.19^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.19 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.76 \times (18 - 4.19)^2 \Rightarrow I = 9489.307 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.346 \times 4.19 \times 10^3}{9489.307} = 4.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis

Appuis intermédiaires

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 3.08) \times y - 15 \times 3.08 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 9.08 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 9.08^3}{3} + 15 \times 3.08 \times (18 - 9.08)^2 \Rightarrow I = 6171.345 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.458 \times 9.08 \times 10^3}{6171.345} = 13.915 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appuis de rive

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.5) \times y - 15 \times 0.5 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 4.5^3}{3} + 15 \times 0.5 \times (18 - 4.5)^2 \Rightarrow I = 1670.625 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.820 \times 4.5 \times 10^3}{1670.625} = 4.9 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Étage	type	Position	M_{compr} Kn.m	A_c cm ²	y Cm	I cm ⁴	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_c$ Mpa	Observation
Terrasse Inaccessible	07	Travée	4.47	2.07	3.70	7447.38	2.22	15	Vérifiée
		App inter	-2.944	1.29	6.63	3472.95	5.62	15	Vérifiée
		App rive	-0.625	0.5	4.5	1670.625	1.68	15	Vérifiée
	08	Travée	5.826	2.07	3.7	7447.38	2.89	15	Vérifiée
		App rive	-0.874	0.5	4.5	1670.625	2.35	15	Vérifiée
Terrasse Accessible	01	Travée	6.289	2.07	3.7	7447.38	3.13	15	Vérifiée
		App inter	-3.903	1.29	6.63	3472.95	7.45	15	Vérifiée
		App rive	-1.17	0.5	4.5	1670.625	3.15	15	Vérifiée
	02	Travée	7.808	2.07	3.7	7447.38	3.88	15	Vérifiée
		App inter	-5.19	1.29	6.63	3472.95	9.911	15	Vérifiée
		App rive	-0.853	0.5	4.5	1670.625	2.29	15	Vérifiée
étage courant	01	Travée	5.477	2.07	3.7	7447.38	2.72	15	Vérifiée
		App inter	-3.02	1.29	6.63	3472.95	5.76	15	Vérifiée
		App rive	-1.008	0.5	4.5	1670.625	2.71	15	Vérifiée
	02	Travée	6.667	2.07	3.7	7447.38	3.32	15	Vérifiée
		App inter	-4.532	1.29	6.63	3472.95	8.65	15	Vérifiée
		App rive	-0.744	0.5	4.5	1670.625	2.004	15	Vérifiée
	03	Travée	4.999	2.07	3.7	7447.38	2.49	15	Vérifiée
		App inter	-3.7	1.29	6.63	3472.95	7.066	15	Vérifiée
		App rive	-0.744	0.5	4.5	1670.625	2.004	15	Vérifiée
	04	Travée	8.036	2.07	3.7	7447.38	3.99	15	Vérifiée
		App inter	-6.128	1.57	7.14	3990.78	10.977	15	Vérifiée
		App rive	-1.205	0.79	5.45	2405.99	2.73	15	Vérifiée
	05	Travée	7.474	2.07	3.7	7447.38	3.72	15	Vérifiée
		App inter	-5.864	1.57	7.14	3990.78	10.504	15	Vérifiée
		App rive	-1.466	0.79	5.45	2405.99	3.32	15	Vérifiée
Etage commerciale	01	Travée	9.029	2.76	4.19	9489.307	3.99	15	Vérifiée
		App inter	-5.054	1.29	6.63	3472.95	9.65	15	Vérifiée
		App rive	-1.516	0.5	4.5	1670.625	4.08	15	Vérifiée
	02	Travée	9.274	2.76	4.19	9489.307	4.101	15	Vérifiée
		App inter	-7.621	2.04	7.87	4764.887	12.59	15	Vérifiée
		App rive	-1.252	0.5	4.5	1670.625	3.37	15	Vérifiée
	03	Travée	7.235	2.07	3.7	7447.38	3.59	15	Vérifiée
		App inter	-6.222	1.63	7.25	4095.76	11.01	15	Vérifiée
		App rive	-1.252	0.5	4.5	1670.625	3.37	15	Vérifiée
	04	Travée	11.617	2.76	4.19	9489.307	5.13	15	Vérifiée
		App inter	-10.306	3.08	9.08	6171.34	15.16	15	N'est pas Vérifiée
		App rive	-2.027	1.54	7.09	3937.55	3.65	15	Vérifiée
06	Travée	10.346	2.76	4.19	9489.307	4.57	15	Vérifiée	
	App inter	-9.458	3.08	9.08	6171.34	13.914	15	Vérifiée	
	App rive	-1.820	1.13	6.3	3153.77	3.63	15	Vérifiée	

Tableau III.17 : vérification des contraintes aux états limites

▪ **Vérification de la flèche (type 6 du RDC)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{416} = 0.048$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.048 \Rightarrow$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{416}{500} = 0.832cm$

Exemple de calcul

$$y = 4.16 \text{ cm}$$

$$I = 9489.307cm^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.76cm^2$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s \times (v_2 + c)^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.76 = 1341.4 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{1341.4} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.76 \times 18 \right) \Rightarrow 10.24 \text{ cm}$$

$$v_2 = 20 - 10.24 \Rightarrow v_2 = 9.76 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.24^3 + 9.76^3) + 15 \times 2.76 \times (9.76 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 49133.73 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.76}{10 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.015 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.84$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.136$$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.45 = 3.54 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.45 + 5) = 6.79 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.54 \times 4.16^2}{8} = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.16^2}{8} = 3.00144 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.79 \times 4.16^2}{8} = 11.016 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.00144 \times (0.18 - 0.0419) \times 10^5}{9489.307} \Rightarrow \sigma_{js} = 65.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{5.74 \times (0.18 - 0.0419) \times 10^5}{9489.307} \Rightarrow \sigma_{gs} = 125.303 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{11.016 \times (0.18 - 0.0419) \times 10^5}{9489.307} \Rightarrow \sigma_{ps} = 240.47 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 125.303 + 2.1} = 0.618$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 65.52 + 2.1} = 0.39$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 240.47 + 2.1} = 0.777$$

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

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 49133.73}{1 + 2.84 \times 0.39} = 25643.909 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 49133.73}{1 + 2.84 \times 0.618} = 19616.96 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 49133.73}{1 + 2.84 \times 0.777} = 16854.53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 49133.73}{1 + 1.136 \times 0.618} = 31754.16 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.00144 \times 4.16^2}{10 \times 32164.2 \times 25643.9} \times 10^7 = 0.06 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{5.74 \times 4.16^2}{10 \times 32164.2 \times 19616.96} \times 10^7 = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{5.74 \times 4.16^2}{10 \times 10818.86 \times 31754.16} \times 10^7 = 0.29 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{11.016 \times 4.16^2}{10 \times 32164.2 \times 16854.53} \times 10^7 = 0.35 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.35 + 0.29 - 0.16 - 0.06 = 0.42 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{416}{500} = 0.832 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

	T.IN	T.ACC		ETAGE COURANT			RDC(COMMERCE)			
	07et08	01	02	01et03	02et04	05	01	02et04	03	06
Plles	07et08	01	02	01et03	02et04	05	01	02et04	03	06
Portee	3.24	3.45	4.39	3.45	4.39	4.16	3.45	4.39	3.45	4.16
b(m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
h _t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
CDG	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
A _t (m)										
M _j	1.82	2.07	3.35	2.07	3.35	3.005	2.07	3.35	2.07	3.005
M _g	3.73	4.76	7.72	3.95	6.4	5.75	3.95	6.40	3.95	5.58
M _p	4.37	5.85	9.48	5.04	8.16	7.33	7.58	12.27	7.57	10.70
A _t (cm ²)	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.76	2.76	2.07	2.76
f _{gv} (cm)	0.07	0.1	0.27	0.08	0.22	0.18	0.08	0.22	0.085	0.17
f _{gq} (cm)	0.08	0.11	0.4	0.09	0.27	0.19	0.11	0.55	0.11	0.37
Δf _t	0.064	0.09	0.37	0.08	0.23	0.16	0.09	0.508	0.09	0.34
f _{adm}	0.65	0.7	0.87	0.7	0.87	0.83	0.7	0.87	0.7	0.83
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

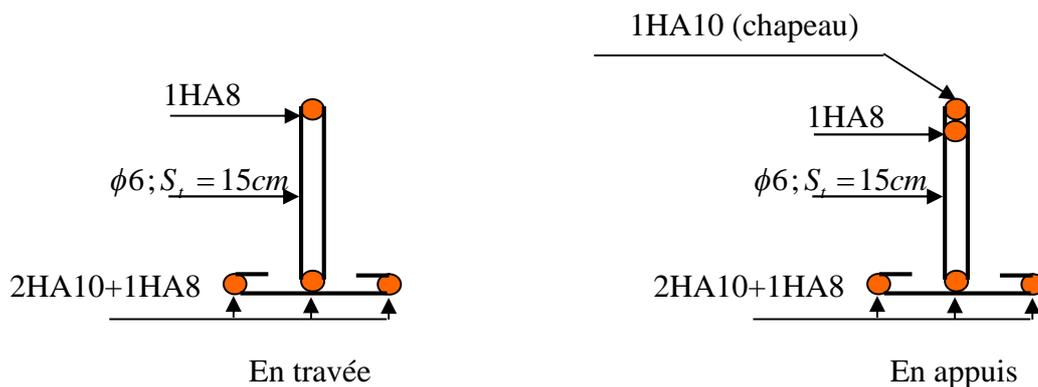
Tableau III.18 : Vérification des états limite de déformation avec SOCOTEC

T.IN : terrasse inaccessible.

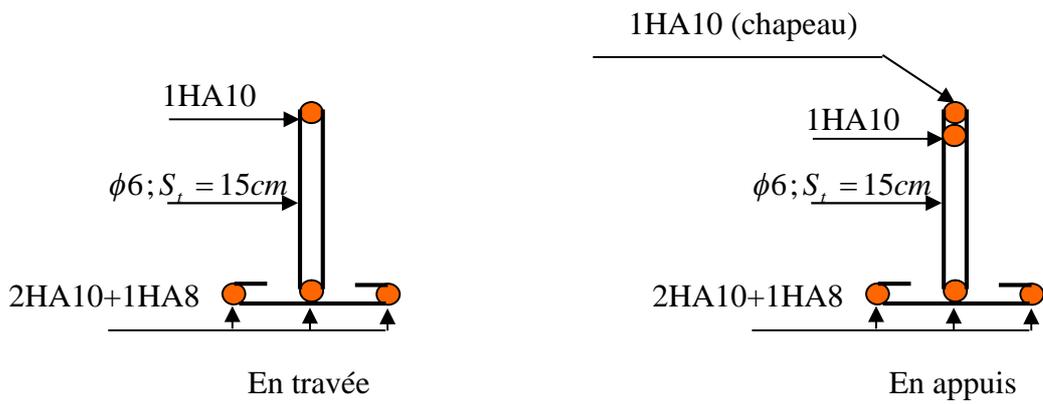
T.ACC : terrasse accessible.

On opte pour les même sections de ferrailage pour les poutrelles de :

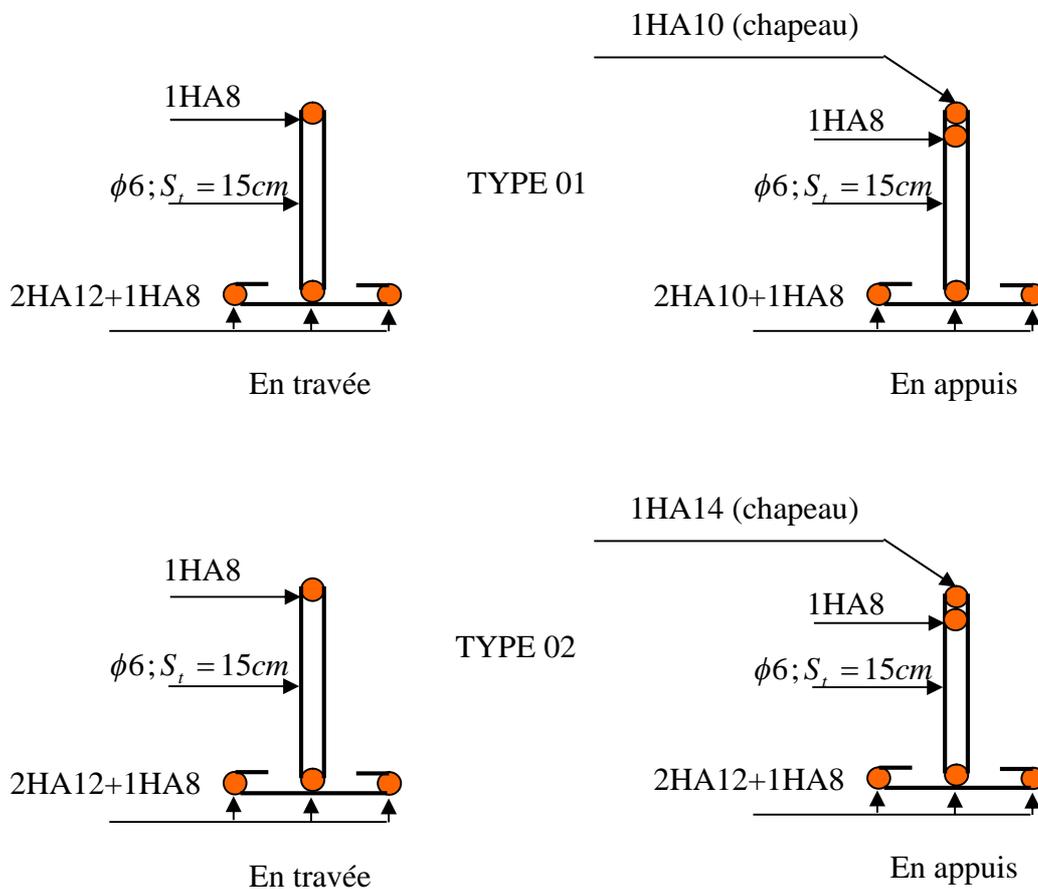
- Terrasse inaccessible
- Terrasse accessible
- Type 1, 2,3 de l'étage courant.



Pour type 4 ; 5 du l'étage courant.



Pour le RDC le ferrailage sera comme suit :



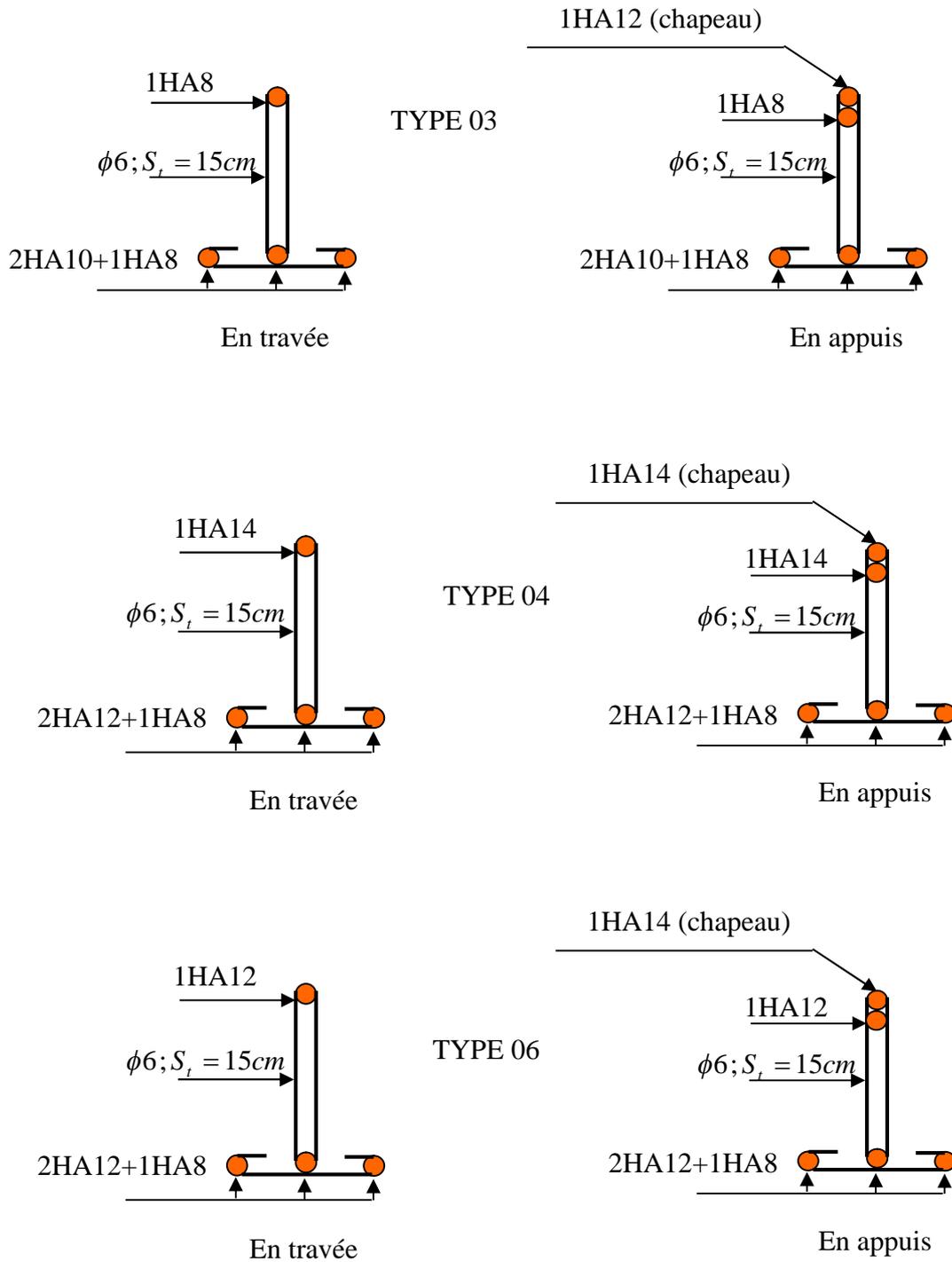


Figure III.3 : Schémas des ferrillages des poutrelles des différents étages.

III.2.1.2.4. Ferrailage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm}$ vérifiée

Schéma de ferrailage

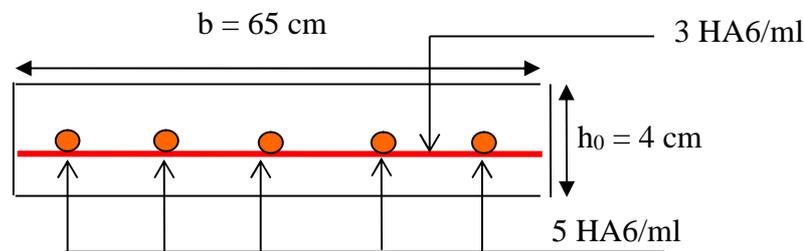


Figure III.4 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III. 2.2. Etude des Dalles pleins (balcons) :

III.2.2.1. Introduction

Dans notre projet l'étude dalles pleins se résumait à étude des balcons d'épaisseurs 12cm
Selon les dimensions et les surcharges.

$$L_x = 1.4 \text{ m}$$

$$L_y = 3.15 \text{ m}$$

Dalle sur trois appuis.

$$\rho = 1.4/3.15 = 0.44 > 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens x et y.

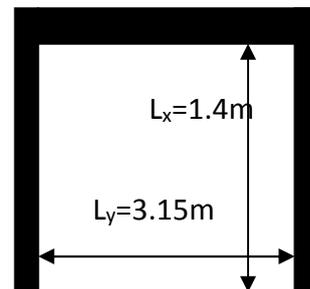


Figure III.5 : Schéma d'un balcon sur trois appuis

Calcul des sollicitations:

$$M^t = 0,85 * M_0$$

$$M^a = 0,75 * M_0$$

$$\text{On a : } L_x = 1.4 < \frac{L_y}{2} = 1.572m$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * L_x^3}{6} = 5.12KN.m \\ M_{0x} = \frac{P * L_x^2 * L_y}{2} - \frac{2 * P * L_x^3}{3} = 14.07KN.m \end{cases}$$

- Calcul à l'ELU :

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2$$

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

On aura donc :

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 4.4 + 3.5 = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 11.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 4.35 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

On a appui de rive

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_{0x} = -4.22 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

- Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 10 \text{ mm alors :}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 12 - (0.5 + 2) = 9.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 12 - (0.5 + 1.0 + 2) = 8.5 \text{ cm}$$

On opte : $d_x = 10 \text{ cm}$, $d_y = 9 \text{ cm}$

En travée :**Sens X-X:**

$$M_x^t = 11.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.079 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.079 \leq \mu_l = 0.3916$$

\Rightarrow Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.103$$

$$\Leftarrow A_s = \frac{M_{tx}}{d_x(1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 4.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0378$$

$$\mu_{bu} = 0.0378 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimée sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.632$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_y^t}{d * (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{ty} = 4\text{HA}10 = 2.01 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M_y^a = -4.22 \text{ KN.m} \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{T}10 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les vérifications :**➤ Vérification à l'ELU :****▪ La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.8 * 10^{-3} * 100 * 12 = 0.96 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0.96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0.96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

En appuis :

$$A_y^a = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml} > 0.96 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

a) Calcul des espacements (St) :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 20\text{cm}$.

L'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$: \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} .$$

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} .$$

$$V_u = \frac{11.19 \times 1,4}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,44}{2}} = 6.42 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{6,42 \times 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.064 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{ox} = 9.93 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 3.61 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 8.44 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 3.06 \text{KN.m}$$

Etat limite de compression du béton**Vérification des contraintes**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	8.44	3.12	3448.16	7.63	15	Vérifiée
Selon y-y	3.06	2.05	1743.46	3.59	15	Vérifiée
Appui	2.98	2.17	2189.03	2.95	15	Vérifiée

Tableau III.19: Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Sens x x :

$$\frac{h}{L} = 12/140 = 0.085$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.085$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.0849$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.0849 < \frac{h}{L} = 0.085$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.038$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.038$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{315}{500} = 0.63m$$

$$y = 2.05cm$$

$$I = 1743.46cm^4$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 2.01cm^2$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.5KN / m^2$$

$$q_{gser} = 4.4KN / m^2$$

$$q_{pser} = (4.4 + 3.5) = 7.9KN / m^2$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = \frac{3.5 \times 1,4^3}{6} = 1,6KN.m \\ M_{oy}^g = \frac{4.4 \times 1,4^3}{6} = 2,01KN.m \\ M_{oy}^p = \frac{7.90 \times 1,4^3}{6} = 3,61KN.m \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 1.6 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 2.01 = 1.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 3.61 = 3.07 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel SOCOTEC :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.099 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.12 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.1 \text{ cm} < f_{adm} = 0.63 \text{ cm}$ vérifiée

:

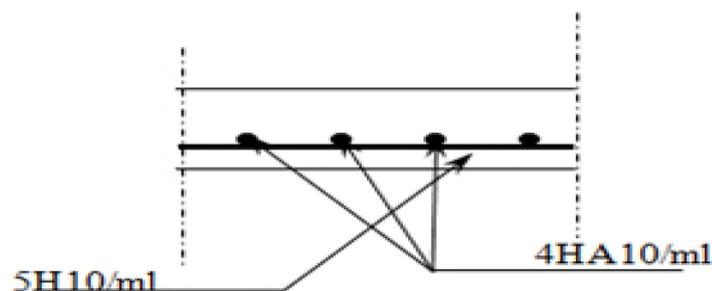


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

III.3. Acrotère :

III.3.1. Pour la terrasse inaccessible :

.

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.3.1.1. Evaluation des charges :

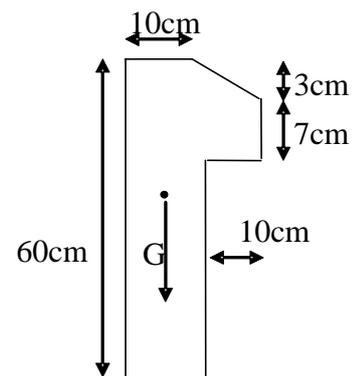


Figure III.7: Coupe d'un acrotère

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0,0685 \times 1 = 1,71 \text{ KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5 \text{ cm}$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.13$$

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

F_p : La force sismique horizontale

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,13 = 1,022 \text{ KN}$$

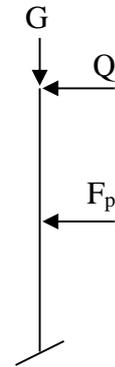


Figure III.8 : schéma statique d'un acrotère

Le centre de gravité de la section est $G (X_G , Y_G)$

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 0,062m \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 0,33m \end{cases}$$

III.3.1.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,13 \text{ KN} \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN} \quad M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$N_{Fp} = 0 \text{ KN} \quad M_{Fp} = 1,022 \times 0,33 = 0,34 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.3.1.3. Combinaisons d'actions :

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,13	2,87	2,13
M (KN.m)	0,94	0,9	0,60

Tableau III.20 : Combinaisons d'actions

III.3.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 2.87 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.87} = 0.31 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.10 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

Donc:

$$e_2 = (3 \times 1.2^2 \times 2) / 0.10 \times 10^4$$

$$e_2 = 0,864 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 31 + 0,864 + 2 = 33,864 \text{ cm}$$

III.3.1.5. Ferrailage de la section:

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2.87 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,87 \times 0.338 = 0,97 \text{ KN.m}$$

Selon le *BAEL 91*:

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$D'où : \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.0146$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$M_u = N_u \cdot e$	$M_{ua} \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_s \text{ (cm}^2/\text{ml)}$
0.97	1.056	0.0116	0.0146	0.0795	0.38	0.29

➤ Vérification à l'ELU :

b) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$ soit $S_t = 30cm$

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$ soit $S_t = 30cm$

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 1.022 + 1 = 2.022 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.022 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$ c'est vérifiée.

➤ **Vérifications à L'ELS:**

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad \text{BAEL91 (Article J.II.2)}$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.022 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.279 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$ c'est vérifiée.

• **Vérification des contraintes :**

$$d = 0.08 \text{m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_a$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.13} + \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 0.311 \text{m}$$

$$e_a > d \Rightarrow c' \text{ est à l'extérieur de la section} \rightarrow c = 0.08 - 0.311 = -0.231 \text{m}$$

$$c = -0.231 \text{m}$$

$$y_{se} = y_c + c$$

-Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.231)^2 + \frac{(0.08 + 0.231) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.154 m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d-c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.231)^3 - (0.08 + 0.231)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.023 m^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 0.0224$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 0.063 m^3$$

$$z = t^{1/3} = 0.40 m$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.53 m$$

$$y_{ser} = 0.53 - 0.231 = 0.299 m$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 0.009 m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 1.78 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.78 < 15 MPa \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures :**

$$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$E_s = \frac{M_{ser}}{B \times d \times A_s} = \frac{0.6}{0.936 \times 0.08 \times 2.01 \times 10^{-4}} = 39.86 MPa$$

On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e, 150 \times \eta) = 240 MPa$$

$$\sigma_s = 39.86 MPa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

• Schéma de ferrailage :

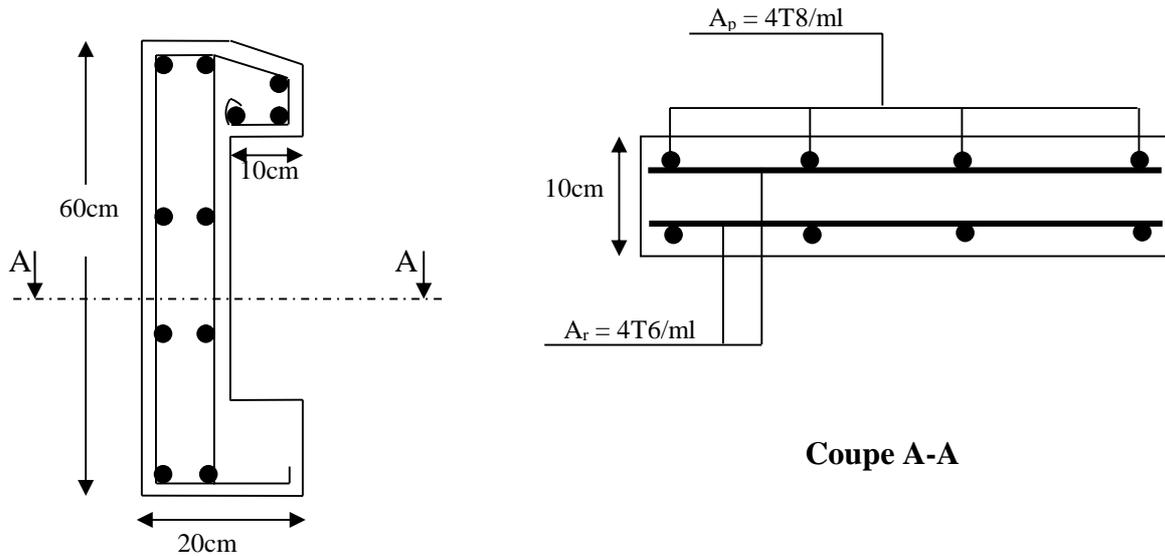
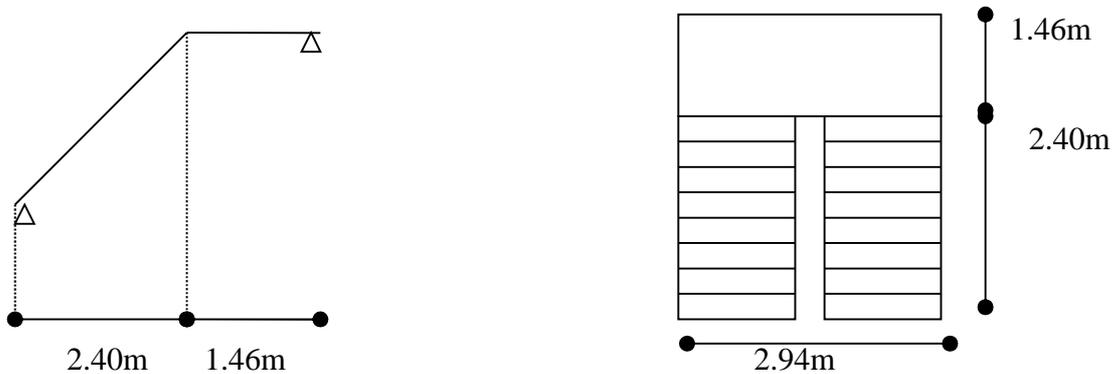


Figure. III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4.LES ESCALIERS

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant .ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.4.1.Escalier à deux volées :



III.4.1.1.Calcul de chargement :

• A l'ELU :

$$q_{u v} = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

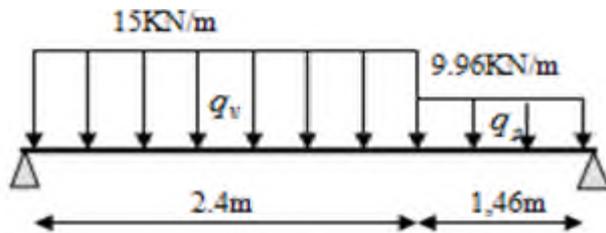
$$q_{u v} = (1.35 * 8.33) + (1.5 * 2.5)$$

$$q_{u v} = 15 \text{ KN/m}$$

$$q_{u p} = 1.35G_p + 1.5Q_p$$

$$q_{u p} = 1.35 * 4.6 + 1.5 * 2.5$$

$$q_{u p}=9.96\text{KN/m}$$



- A I'ELS

$$q_{s v}=8.33+2.5$$

$$q_{s v}=10.83\text{KN/m}$$

$$q_{s p}=4.6+2.5$$

$$q_{s p}=7.1\text{ KN/m}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux

$$\sum F_x=0 \text{ et } \sum F_y=0$$

$$R_A+R_B=15*2.4+9.96*1.46$$

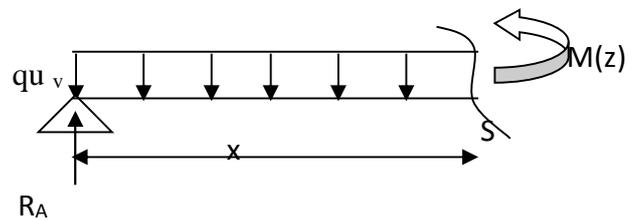
$$R_A+R_B=50.54\text{KN}$$

$$\sum M/A=0$$

$$3.86R_B=(9.96*1.46*3.13)+(15*2.4*1.2)$$

$$R_B=22.98\text{ KN}$$

$$R_A=27.56\text{KN}$$



III.4.1.2.calcul des sollicitations :

- $0 \leq x \leq 2.4$

$$T(y)=R_A- q_{u v} * x$$

$$\begin{cases} T_y(0) = R_A=27.56\text{KN} \\ T_y(2.4) = -8.44\text{KN} \end{cases}$$

$$M_z=R_A * x- q_{u v} * x^2/2$$

$$\begin{cases} M_z(0) = 0 \\ M_z(2.4) = 22.94\text{ KN.m} \end{cases}$$

- $2.4 \leq x \leq 3.86\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{u v} * 2.4 - q_{u p} * (-2.4)$$

$$\begin{cases} T_y (2.4) = -8.44\text{KN} \\ T_y (3.86) = -22.98\text{KN} \end{cases}$$

$$M_z = R_A * x - (q_{u v} * 2.4) * (x - 1.2) - q_{u p} * (x - 2.4)^2 / 2$$

$$\begin{cases} M_z (2.4) = 22.94\text{KN.m} \\ M_z (2.4) = -0.01\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_0^{\max} = 26.51\text{KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis on aura :

- Aux appuis : $M_a = -0.5 M_0 = -13.26\text{KN.m}$
- En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 22.53\text{KN.m}$

Pour déterminer les moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants nous procédons de même manière qu'à l'état limite ultime.

- Aux appuis : $M_a = -0.5 M_0 = 9.57\text{KN.m}$.
- En travées : $M_t = 0.85 M_0 = 16.26\text{KN.m}$

III.4.1.3. calcul du ferrailage :

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

Avec :

$$\text{En travée: } M_t = 22.53\text{KN.m}$$

$$\text{En appuis: } M_a = 13.26\text{KN.m}$$

$$\begin{cases} b = 100\text{ cm.} \\ d = 13\text{ cm.} \\ h = 15\text{ cm} \end{cases}$$

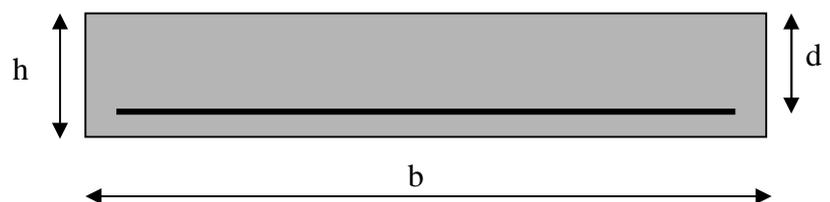


Figure III.10 : Section à ferrailer

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$
En travée	22.53	0.094	0.124	0.123	5.26	5T12=5.65
En appuis	13.26	0.055	0.071	0.126	3.02	4T12=4.52

Tableau III. 21 : Résumé des résultats de ferrailage.

III.4.1.4 Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,13.2,1/400 = 1,57cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,23MPa < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (27,56 \times 10^{-3} - \frac{13,26 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13}) \times \frac{1,15}{400} = -2,46cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41cm^2 / m \quad \text{on choisie : } 4T10 = 3,14cm^2/m$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13cm^2 / m \quad \text{on choisie : } 4T10 = 3,14cm^2/m$$

✓ Ecartement des barres :

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33)cm = 33cm \quad S_l=30cm$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45)cm = 45cm \quad S_t=30cm$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Avec $\psi = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n.\phi.\pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{19.87 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 18.84 \times 10^{-2}} = 0.9 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$50 \times y^2 + 211.05 \times y - 2532.6 = 0$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I = 8995.28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.26 \times 10^{-3}}{8995.28 \times 10^{-8}} \times 0.0391 = 7.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.07 < \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$At \leq \frac{4.2}{f_e} .bd \quad (3)$$

(1) : $0.0388 < 0.0625$ condition non vérifiée.

(2) : $0.0388 > 0.084$ condition non vérifiée.

(3) : $5.65 < 13.65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Les relations (1) et (2) ne sont pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

$$y = 5.31 \text{ cm}, I = 8995.28 \text{ cm}^4, I_0 = 35440 \text{ cm}^4, \rho = 0,0434, \lambda_i = 4.83, \lambda_v = 1.93$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 8.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (2.5 + 8.33) = 10.83 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{oy}^j = \frac{2.5 \times 4.25^3}{6} = 31.98 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = \frac{8.33 \times 4.25^3}{6} = 106.57 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = \frac{10.83 \times 4.25^3}{6} = 138.56 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 31.98 = 27.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 106.57 = 90.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 138.56 = 117.77 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel SOCOTEC :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.33 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.43 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.40 \text{ cm} < f_{adm} = 0.85 \text{ cm}$ condition vérifiée

III.4.1.5. Schéma de ferrailage

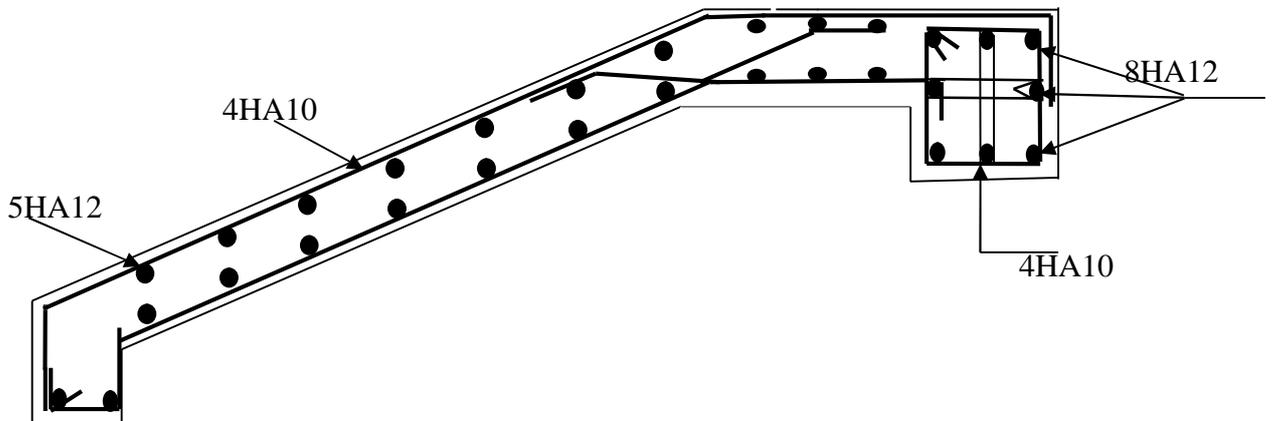


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4.2. Escalier à trois volées :

III.4.2.1 Calcul de chargement

$G_{\text{volée1}} = 9.32 \text{ KN/m}$; $G_{\text{volée2, 3}} = 8.33 \text{ KN/m}$

$Q_{\text{volée}} = 2.50 \text{ KN/m}$

$G_{\text{palier}} = 5.35 \text{ KN/m}$

$Q_{\text{palier}} = 2.50 \text{ KN/m}$

III.4.2.2. Calcul de ferrailage :

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adopté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	39.71	0.165	0.227	0.118	9.67	7HA14=10.78
En appuis	23.36	0.097	0.128	0.123	5.45	5HA12=5.65

Tableau III.22: Résumé de résultat de ferrailage

Avec le logiciel Md solide nous avons obtenus les diagrammes suivants :

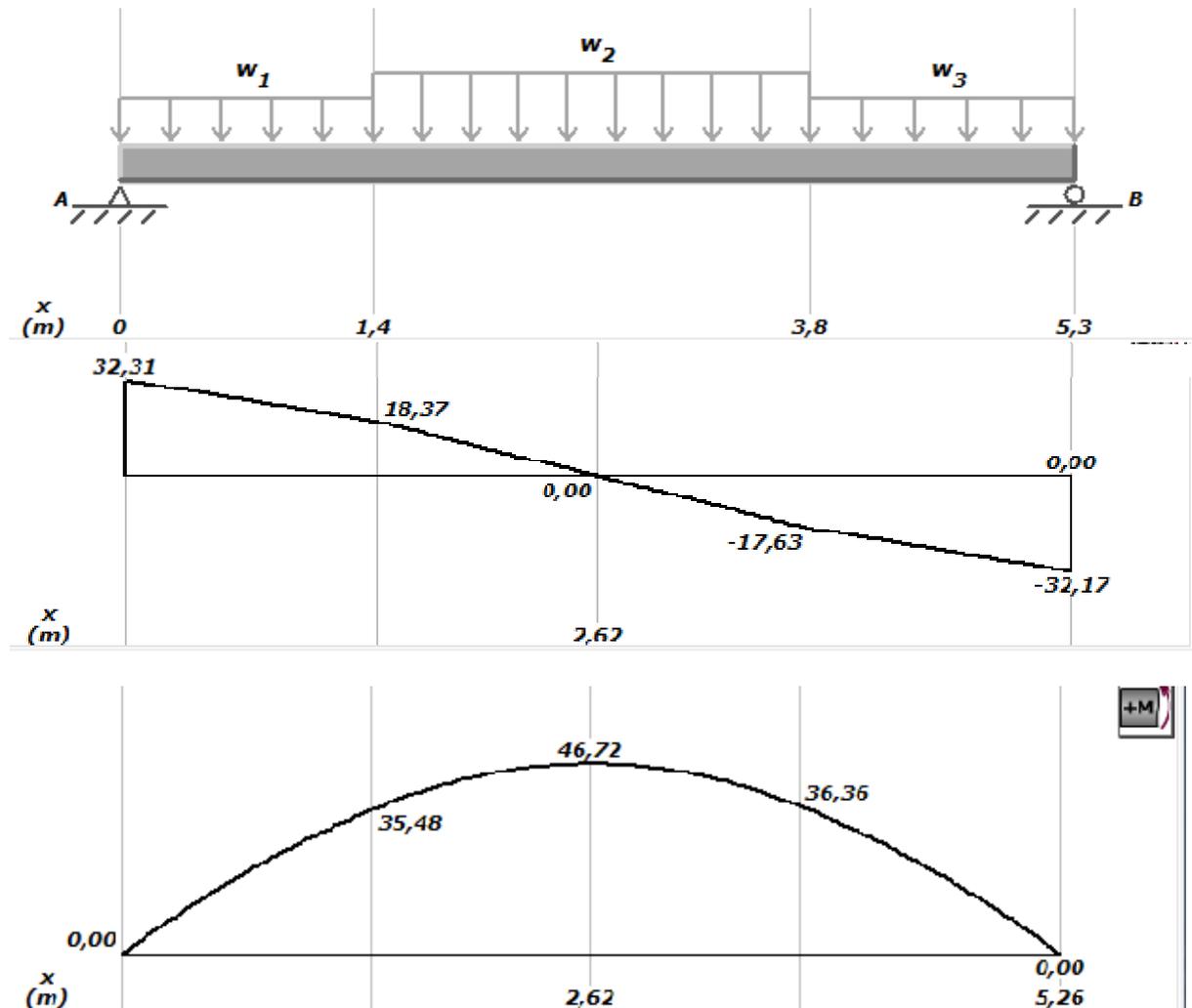


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments flechissants à L'ELU

III.4.2.3. Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1,0 \cdot 13,2 \cdot 1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{32,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (32.31 \times 10^{-3} - \frac{39.71 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.0009 m^2$$

✓ Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 cm^2/m \text{ on choisie : } 4HA12 = 4.52 cm^2/m$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2/m \text{ on choisie : } 4HA8 = 2.01 cm^2/m$$

✓ Ecartement des barres :

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

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq (4 \times h; 45) cm = 45 cm$$

III.4.2.4. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 MPa \quad \text{avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 7 \times 1.4 \times 3.14 = 30.77 cm.$$

$$\tau_u = \frac{23.20 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 30.77 \times 10^{-2}} = 0.64 MPa.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$50 \times y^2 + 211.05 \times y - 2532.6 = 0$$

$$y = 5.06 cm$$

$$I = 14512.62 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26.81 \times 10^{-3}}{14512.62 \times 10^{-8}} \times 0.0506 = 9.35 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 9.35 < \bar{\sigma} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

(1) : $0.028 < 0.0625$ condition non vérifiée.

(2) : $0.028 > 0.085$ condition vérifiée.

(3) : $0.008 > 0.006$ condition non vérifiée.

Les relations (1) et (3) ne sont pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

$$y = 5.06 \text{ cm}, I = 14512.62 \text{ cm}^4, I_0 = 41476.52 \text{ cm}^4, \rho = 0,008, \lambda_i = 2.62$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 9.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (2.5 + 9.4) = 11.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = \frac{2.5 \times 5.65^3}{6} = 75.15 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = \frac{9.4 \times 5.65^3}{6} = 282.56 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = \frac{11.9 \times 5.65^3}{6} = 357.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 75.15 = 63.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 282.56 = 240.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 357.71 = 304.06 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel SOCOTEC :

$$\text{La flèche due aux charges permanentes } f_{gv} = 2.34 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche due aux charges totales } f_{gq} = 2.89 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche totale } \Delta f_t = 2.76 \text{ mm} < f_{adm} = 11.3 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

III.4.3: Calcul de la poutre palière :**a) Pré dimensionnement :**

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 19.6\text{cm} \leq h \leq 29.4\text{cm}.$$

Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

b-) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

➤ **Poids propre de la poutre :** $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

➤ **Réaction: à L'ELU:** $R_B = 22.98 \text{ KN/m}$.

à L'ELS: $R_B = 16.48 \text{ KN/m}$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$Q_u \text{ (ELU)} = 22.98 + 1.35 \times 2.25 = 26.01 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u \text{ (ELS)} = 22.98 + 2.25 = 25.23 \text{ KN/ml}$$

-Schéma statique:

La poutre est supposée dans deux poteaux ; les sollicitations sont comme suite :

$$\text{En travée : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{26.01 \times 2.94^2}{24} = 9.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{25.23 \times 2.94^2}{24} = 9.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{26.01 \times 2.94^2}{12} = 18.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{25.23 \times 2.94^2}{12} = 18.17 \text{ KN.m}$$

-Ferrailage :

$$M_t = 0.75 \times 9.36 = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 18.73 = 9.365 \text{ KN.m}$$

	M_u (KN.m)	b(m)	d(m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A	A_{min}	A adopté
travée	7.02	0.30	0.28	0.021	0.026	0.277	0.72	1.014	2HA10=1.57
appuis	9.365	0.30	0.28	0.028	0.035	0.276	0.97	1.014	2HA10=1.57

Tableau III.23 : Résultat de ferrailage de la poutre palière

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times 2.1}{400} = 1.01 \text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ($A_{\text{adoptée}} < A_{\min}$)

➤ Effort tranchant :

$$V_{u \max} = \frac{Q \times l}{2} = \frac{18.73 \times 2.94}{2} = 27.53 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.53 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.327 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.23 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 5.75 \text{MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

-Armatures transversales :

On fixe $S_t = 10 \text{cm}$

$$A_t = b_0 \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{tj}) / 0.8 \times f_e = 0.3 \times 0.1 \times (0.327 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400 = 0.51 \text{cm}^2$$

-Vérification de la contrainte dans le béton :**-Travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.36}{9.08} = 1.03$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.25 > \alpha = 0.114$$

-Appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.73}{18.17} = 1.03$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.26 < \alpha = 0.241$$

Donc la vérification de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

-Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{294} = 0.102 \geq 0.0625 \text{ vérifier}$$

$$2-) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.083 \geq \frac{0.75 M_0}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ vérifier}$$

$$3-) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.28} = 0.0018 \leq 0.0105 \text{ vérifier}$$

Il ne sera pas donc nécessaire de vérifier la flèche.

c-) Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment de torsion M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est le moment à l'appui.

Donc $M_t = 13.25 \text{KN.m}$

-Contrainte de cisaillement ultime de torsion :

$$\tau_u = \frac{M_a}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.25 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.76 \text{Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{Mpa}) = 3.25 \text{Mpa}$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Donc c'est vérifié.

-Ferrailage :

La section d'armature longitudinal et transversale est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_L \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_a}{2 \times \Omega}$$

-Armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{M \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{13.25 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 625 \times 10^{-4}} = 3.047 \text{cm}^2$$

μ : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé a mi hauteur

e : épaisseur de la parois

A_L : section d'acier

Avec : $\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100 \text{cm}$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{cm}^2$$

-Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.25 \times 10^{-3} \times 0.1 \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 0.30 \text{cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armature en travée :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times U \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 1 \times 0.005}{400} = 0.05 \text{cm}^2 \dots \text{vérifié}$$

-Ferrailage final de la poutre palière :

-En travée : $A_t = 3.047 + 1.57 = 4.617 \text{cm}^2$ on choisit $A_t = 4\text{HA}12 = 4.62 \text{cm}^2$

-En appui : $A_t = 3.047 + 1.57 = 4.617 \text{cm}^2$ on choisit $A_a = 4\text{HA}12 = 4.62 \text{cm}^2$

Schéma de ferrailage

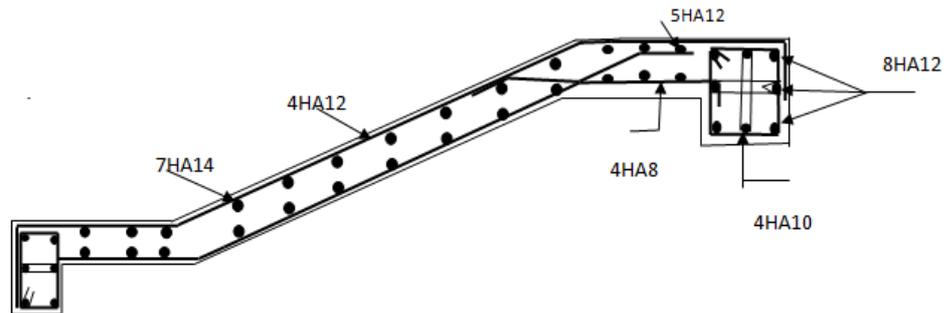


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'escalier

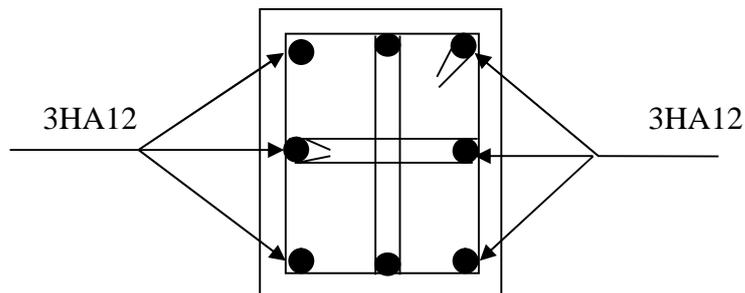


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude de l'ascenseur

III.5.1. Définition :

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

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

III. 5. 2. Ascenseur pour 8 personnes

[ANNEXEIII]

Pour notre projet on opte un ascenseur de 08 personnes ayant les caractéristiques suivant :

- Longueur : 140cm
- Largeur : 110cm
- Hauteur : 220cm
- $V=1.0\text{m/s}$
- $P_m = 15\text{KN}$ (charge due à la salle machine)
- $D_m = 82\text{KN}$ (charge due au poids propre de l'ascenseur)
- $F_c = 102\text{KN}$ (charge due à la rupture du câble)
- Course maximale = 32m.
- $B_s * T_s = 180 * 210$
- Poids de 08 personnes = 630 kg = 6.3KN
- $P = 15 + 82 = 97\text{KN}$.

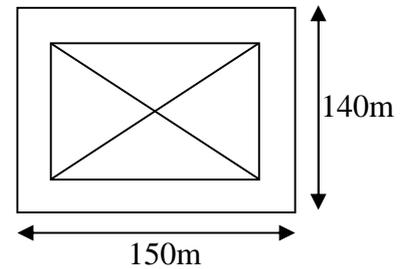


Figure III.15 : Cage de l'ascenseur

La dalle de la cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui lui reviennent (machine + ascenseur).

Soit l'épaisseur de la dalle $e = 16 + 04 = 20\text{cm}$.

III.5.3.Dalle sous charge concentrée

On a : $P = 97\text{KN}$.

$h_0 = 20\text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 4\text{ cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U dimensions // $l_x = 140\text{m}$.

b_0 et V dimensions // $l_y = 150\text{m}$

U et V les cotés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement

l_x et l_y : les dimensions du panneau de dalle.

Avec :

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 ; \quad V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Et ξ : Coefficient dépend du revêtement.

$$\xi = 1 \text{ (Revêtement en béton).}$$

$$v = 1\text{m/s} \rightarrow (a_0 * b_0 = 69\text{cm}^2)$$

$$U = 69 + 20 + 2 * 4 = 97\text{cm.}$$

$$V = 69 + 20 + 2 * 4 = 97\text{cm.}$$

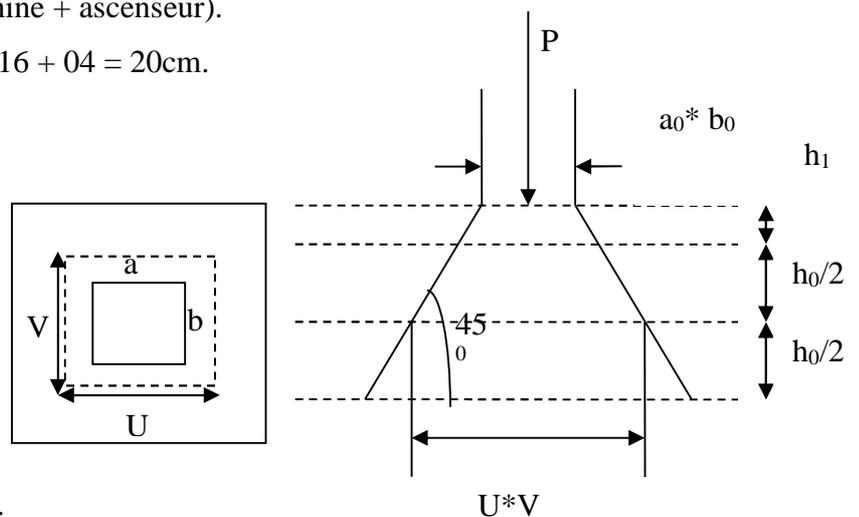


Figure III. 16: Dalle sous charge concentrée

III.5.3.1. Calcul à l'ELU**III.5.3. 1. 1. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage**

$$M_{x1} = Pu (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + v M_1)$$

Avec :

v : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{140}{150} = 0,93 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{97}{140} = 0,69, \quad \frac{V}{l_y} = \frac{97}{150} = 0,64$$

En utilisant l'abaque de PIGEAUD on obtient :

$$\left. \begin{array}{l} M_1 = 0,076 \\ M_2 = 0,048 \end{array} \right\} \dots\dots\dots [ANNEXE V]$$

$$Pu = 1,35 * 97 = 130.95 \text{KN.}$$

$$M_{x1} = 130.95 * 0,076 = 9.95 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 130.95 * 0,048 = 6.28 \text{KN.m}$$

III.5.3.1. 2. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients fonction de ρ et de v

$$\mu_x = 0,0428 \quad , \quad \mu_y = 0,8450 \dots\dots\dots [ANNEXE IV]$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$G = 25 * 0.2 + 22 * 0.04 = 5.88 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 9.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0428 * 9.44 * (1.40)^2 = 0.791 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.8450 * 0.791 = 0.668 \text{KN.m}$$

III.5.3. 1. 3. Superposition des moments

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.74 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.94 \text{KN.m}$$

N.B : Pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles.

Les moments en travées et en appuis sont :

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 6.94 = 5.90 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 10.74 = 9.13 \text{KN.m}$$

$$M_x^a = 0,3 * M_x = 0,3 * 10.74 = 3.22 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 * M_y = 0,3 * 6.94 = 2.08 \text{KN.m}$$

III.5.3. 1. 4. Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une section de 1m de largeur et de 20cm de hauteur sollicitée à la flexion simple..... [ANNEXE VI]

➤ En travée

▪ Sens X-X

$$M_x^t = 9.13 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_x^t / b * d^2 * f_{bu} ; z = d * (1 - 0.4\alpha) ; A = M_x^t / z * f_{st}$$

$$b = 1\text{m}; d = 0.18\text{m}; f_{bu} = 14.2\text{MPa}; \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\mu_{bu} = 0.02 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 0.025$$

$$z = 0.178, \quad A_x^t = 1.47 \text{ cm}^2 \quad \text{on opte pour : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$$

▪ Sens Y-Y

$$M_y^t = 5.90 \text{KN.m}, \quad A_y^t = 0.95 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$M_x^a = 3.22 \text{KN.m}, \quad A_x^a = 0.51 \text{cm}^2 \quad \text{on opte pour : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$M_y^a = 2.08 \text{KN.m}, \quad A_y^a = 0.33 \text{cm}^2 \quad \text{on opte pour : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.5.3.1. 5. Vérification à l'ELU

• Vérification de la condition de non fragilité

$$h_0 = 20 \text{cm} > 12 \text{cm}$$

$$\rho = 0.93 > 0.4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h_0 \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.7.4)}$$

$$\text{Avec : } \rho_0 = 0.8\%, \text{ HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,93}{2} \right) * 0,2 = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

$$A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

- **Vérification au poinçonnement**

On doit vérifier : $P_u \leq 0,045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b \dots$ **C.B.A93 (Art A5.2.4.2)** Avec :

U_c = périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (2 * 97) = 388 \text{ cm}$$

$$0,045 * 3,88 * 0,2 * 25 / 1,5 = 582 \text{ KN}$$

$$\text{Or : } P_u = 1,35 * P = 1,35 * 97 = 130.95 \text{ KN} < 582 \text{ KN} \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

- **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

Les espacements :

$$\left. \begin{array}{l} S_y^t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ S_x^t \leq \min (2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art A. 8. 2, 42)}$$

$$\text{Soit : } S_x^t = 30 \text{ cm et } S_y^t = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c * d} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

$$\text{On a : } \tau = \frac{130.95}{3,88 * 0,18} = 0,187 \text{ MPa} < 0.05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

III.5.3.1.6. Vérification à l'ELS

- **Evaluation des moments dus au système de levage**

$$P_s = 97 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 97 (0.076 + 0.2 * 0.048) = 8.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 97 (0.048 + 0.2 * 0.076) = 6.13 \text{ KN.m}$$

• **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle**

$$\text{On a: } q_s = Q + G = 1 + 5.88 = 6.88 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.93 \rightarrow \mu_x = 0.0500; \mu_y = 0.8939$$

$$M_{x2} = 0,05000 * 6.88 * (1,40)^2 = 0.674 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,8939 * 0.674 = 0,60 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments en travées et en appuis**

$$M_x^t = 0,85 (8.30 + 0.674) = 8.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 (6.13 + 0.60) = 6.73 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 0,3 * M_x = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 * M_y = 2.02 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton**

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

▪ **Sens X-X :**

➤ **En travée :** $M_x^t = 8.97 \text{ KN.m}$; $A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2$; $b = 97 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

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

$$\Rightarrow y = 3,72 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11269.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.97 * 10^{-3}}{11269.04 * 10^{-8}} * 3.72 * 10^{-2} = 2.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ **En appui :** $M_x^a = 3.22 \text{ KN.m}$, $A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2$, $y = 3.05 \text{ cm}$, $I = 7655.98 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures:BAEL91 (Art B. 7. 3)**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer

✓ **Etat limite de déformationBAEL91 (Art. B. 7. 5)**

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \Leftrightarrow 0.1428 > 0.0963 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0065 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5.4. Dalle sous charge répartie

On a $P = F_c = 102 \text{ KN}$.

Même procédure que la précédente on a :

$$P_u = 1,35 * 102 = 137,7 \text{ KN} ; G = 5,88 + 102 / (1,40 * 1,50) = 54,45 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 137,7 (0,076) = 10,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 137,7 (0,048) = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 6,3 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 16,76 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 11,92 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 14,25 \text{ KN.m} ; M_y^t = 10,13 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 5,03 \text{ KN.m} ; M_y^a = 3,58 \text{ KN.m}$$

III.5.4.1. Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur, sollicité à la flexion simple.

Avec : $d = 18 \text{ cm}$

	$M^t \text{ (KN.m)}$	$M^a \text{ (KN.m)}$	$A^t_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^a_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^t_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^a_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Sens X-X	14.25	5.03	2.31	0.8	4HA8=2.01	4HA8
Sens Y-Y	10.13	3.58	1.63	0.57	4HA8 =2.01	4HA8

Tableau III.24 : Résultat du ferrailage

III.5.4 2. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_x^t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

$$A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

- **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{max}} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

- les espacements

$$\left. \begin{aligned} S_y^t &\leq \min (4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \\ S_x^t &\leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A. 8. 2, 42)}$$

Soit : $S_x^t = 22 \text{ cm}$ et $S_y^t = 30 \text{ cm}$

- Vérification de la contrainte tangentielle

On vérifie que : $\tau_U = \frac{V^{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau} = 0.05 * f_{c28}$

$$V_x^{\max} = \frac{q_U * l_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 53.18 \text{KN} \quad \text{Avec : } \rho = 0.93$$

$$V_y^{\max} = \frac{q_U * l_x}{3} = 35 \text{KN}$$

$$\tau_{Ux} = \frac{53.18 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.295 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

III.5.3. 3. Vérification à l'ELS

- Evaluation des moments dus au système de levage

$P_s = 102 \text{KN}$

$M_{x1} = 102 (0.076 + 0.2 * 0.048) = 8.73 \text{KN.m}$

$M_{y1} = 102 (0.048 + 0.2 * 0.076) = 6.44 \text{KN.m}$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

On a: $q_s = Q + G = 1 + 5.88 = 6.88 \text{KN/ml}$

$$\rho = 0.93 \quad \left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.05000 \quad \dots\dots\dots \text{[ANNEXE IV]} \\ \mu_y &= 0.8939 \end{aligned} \right.$$

$M_{x2} = 0, 05000 * 6.88 * (1,4)^2 = 0.67 \text{KN.m}$; $M_{y2} = 0,8939 * 0.67 = 0,60 \text{KN.m}$

- ✓ Les moments en travées et en appuis

$M_x^t = 0,85 (8.73 + 0.67) = 8 \text{KN.m}$

$M_y^t = 0,85 (6.44 + 0.6) = 6 \text{KN.m}$

$M_x^a = 0,3 * M_x = 2.82 \text{KN.m}$

$M_y^a = 0,3 * M_y = 2.11 \text{KN.m}$

- ✓ Etat limite de compression du béton

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

▪ **Sens X-X**

➤ **En travée**

$$M_x^t = 8\text{KN.m}; A_x^t = 2.01\text{cm}^2; b = 97\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

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

$$\Rightarrow y = 3.05\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7656\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8 * 10^{-3}}{7656 * 10^{-8}} * 3.05 * 10^{-2} = 3.18\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.18\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

➤ **En appui**

$$M_x^a = 2.82\text{KN.m}, A_x^a = 2.01\text{cm}^2, y = 3.05\text{cm}, I = 7656\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.12\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

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

Puisque la fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à effectuer.

✓ **Etat limite de déformationBAEL91 (Art. B. 7. 5)**

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \Leftrightarrow 0.1212 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0011 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Schéma de ferrailage :

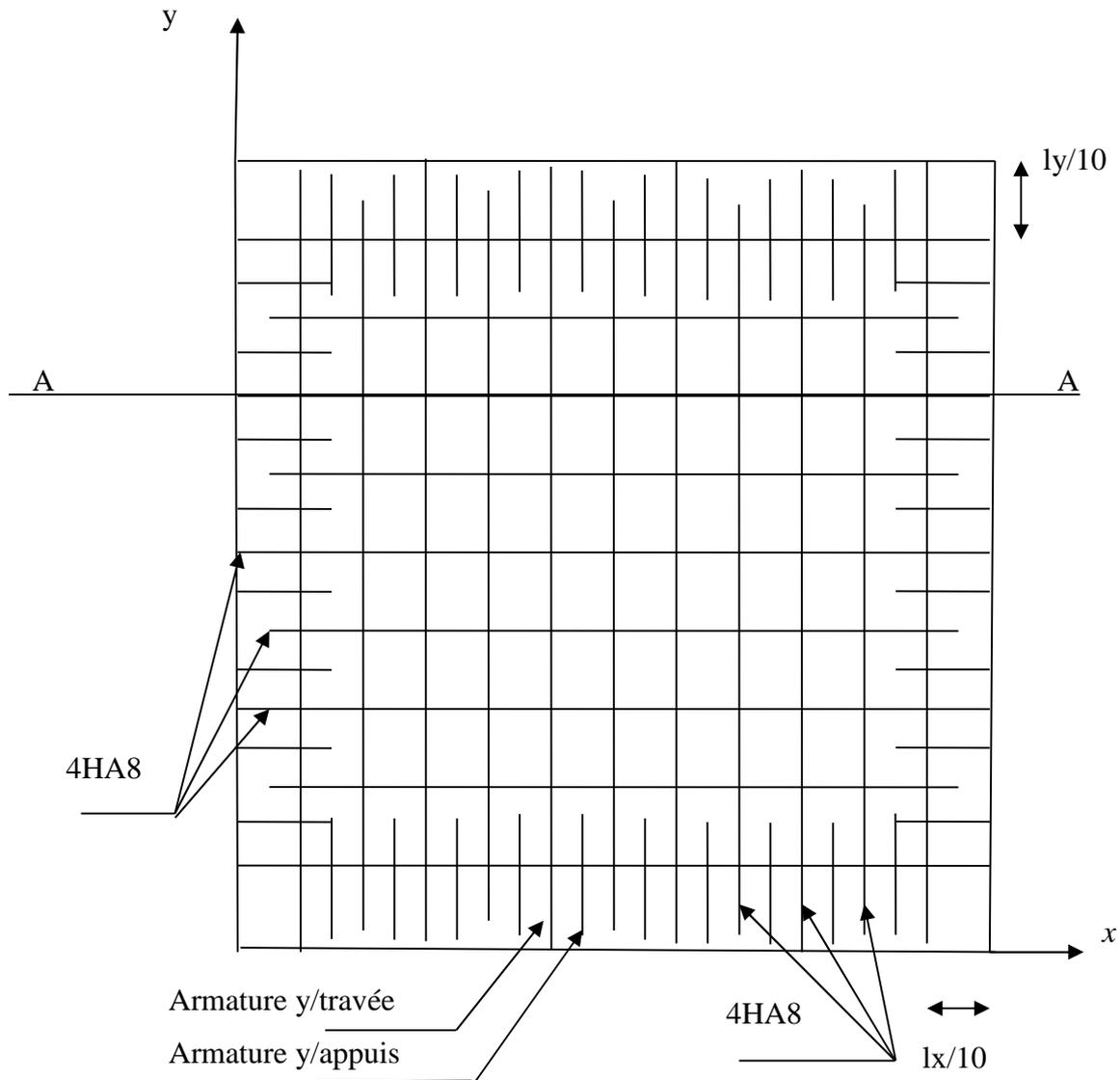
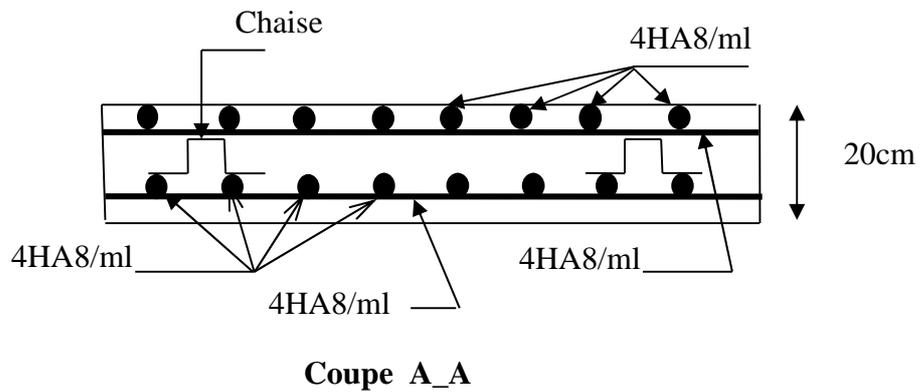


Figure III.17 : Vue en plan



Chapitre

4

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une : rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale

Par la méthode d'analyse dynamique par l'accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ Calcul de la force sismique totale : *RPA99 (Article 4.2.3)*

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone.** *RPA99 (Tableau 4.1)*

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement. *RPA99 (Tableau 4.3)*

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

- **Q : Facteur de qualité.**

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

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

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	N	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6- Contrôles d'exécution	0	0

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

Donc $Q = 1.2$

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

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.2 Les valeurs de ζ (%)

RPA 99 (Tableau 4.2)

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

RPA99 (Formule 4-6)

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 29.94m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (29.94)^{3/4} = 0.64 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

RPA99 (Formule 4-7)

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 18.80m, \quad D_y = 11.25m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.621s \\ T_y = 0.803s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.621s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.64s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.621} \right)^{2/3} = 1.774 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.64} \right)^{2/3} = 1.74 \end{cases}$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

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

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure à chaque niveau (i).

- W_{Qi} : Charges d'exploitation à chaque niveau (i).

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a RDC à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Après le calcul nous avons : $W = 27396.173 \text{KN}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{SX} = 1.3 \times 0.621 = 0.807 \text{ s} \\ T_{SY} = 1.3 \times 0.64 = 0.832 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st.x} = \frac{0.15 \times 1.774 \times 1.2}{5} \times 27396.173 = 1720.04 \text{KN}$$

$$V_{st.y} = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.2}{5} \times 27396.173 = 1716.09 \text{KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le logiciel **SAP 2000**.

IV.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1- D'après l'article 3.4.4.

- les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales 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.

2- D'après l'article 4.2.4 : les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3- D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.4.1. Disposition des voiles:

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement algérien RPA, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés vu la conception architecturale de notre structure (présence des façades ouvertes, régularité en élévation, aménagement des surfaces intérieures).

-La disposition pour la quelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :

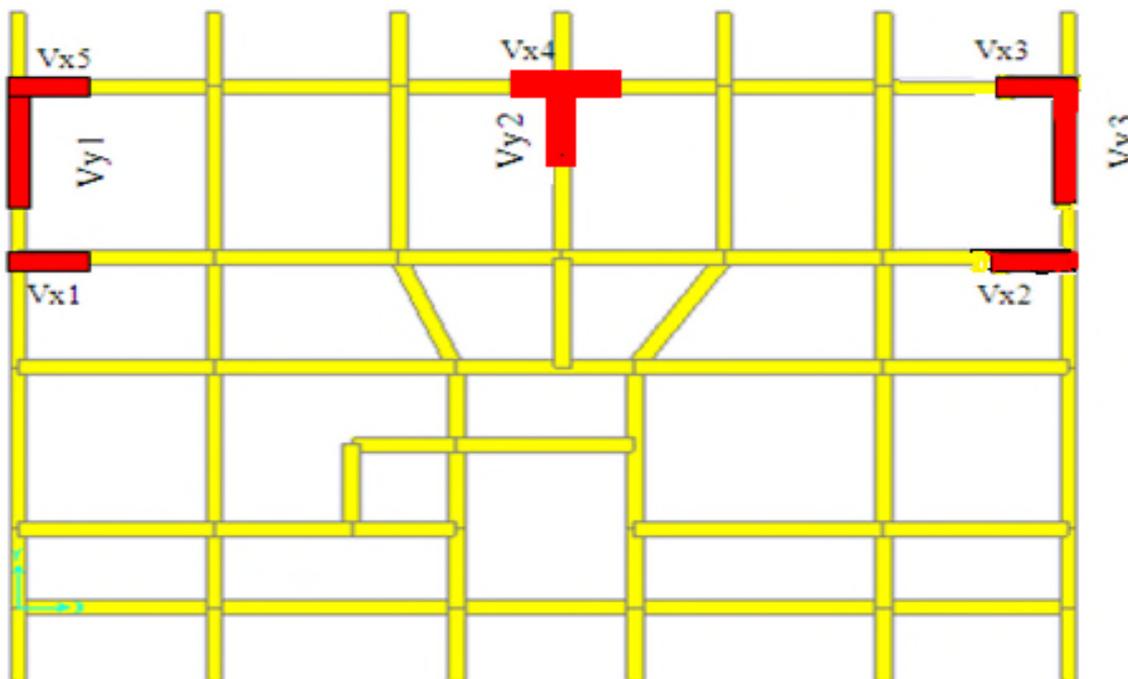


Figure. IV.1 : Disposition des voiles

❖ **Résultats obtenus :**

a) Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U _x	U _y	U _x	U _y
Mode1	0,740743	0,67854	0,00193	67,854	0,193
Mode2	0,711724	0,0017	0,68315	68,025	68,508
Mode3	0,503413	0,01295	0,00017	69,319	68,525
Mode4	0,237019	0,16335	0,00269	85,654	68,794
Mode5	0,219715	0,00279	0,18267	85,933	87,061
Mode6	0,15954	0,0002	0,00009413	85,953	87,07
Mode7	0,121631	0,05479	0,00077	91,432	87,147
Mode8	0,109235	0,00073	0,05537	91,505	92,684
Mode9	0,090487	0,01776	0,00084	93,281	92,767
Mode10	0,085658	0,00154	0,01577	93,435	94,344
Mode11	0,077873	0,00325	0,0002	93,76	94,364
Mode12	0,073656	3,831E-07	0,0002	93,76	94,384

Tableau IV.3 : Mode de vibration et taux de participation des masses

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures suivant :

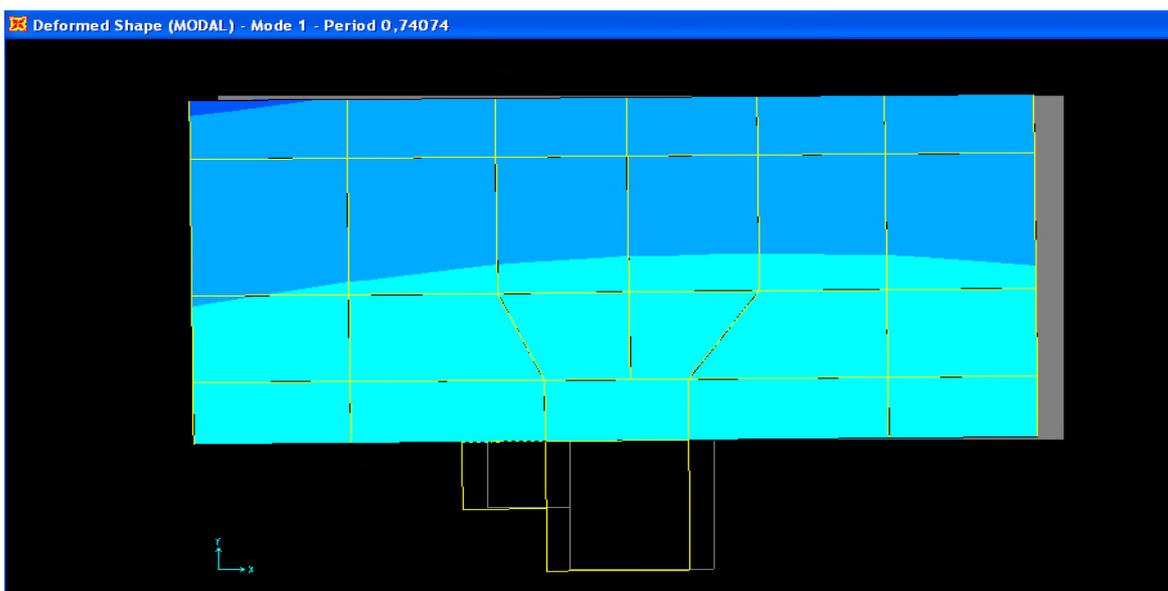


Figure. IV.2. : 1^{er} mode (translation suivant X).

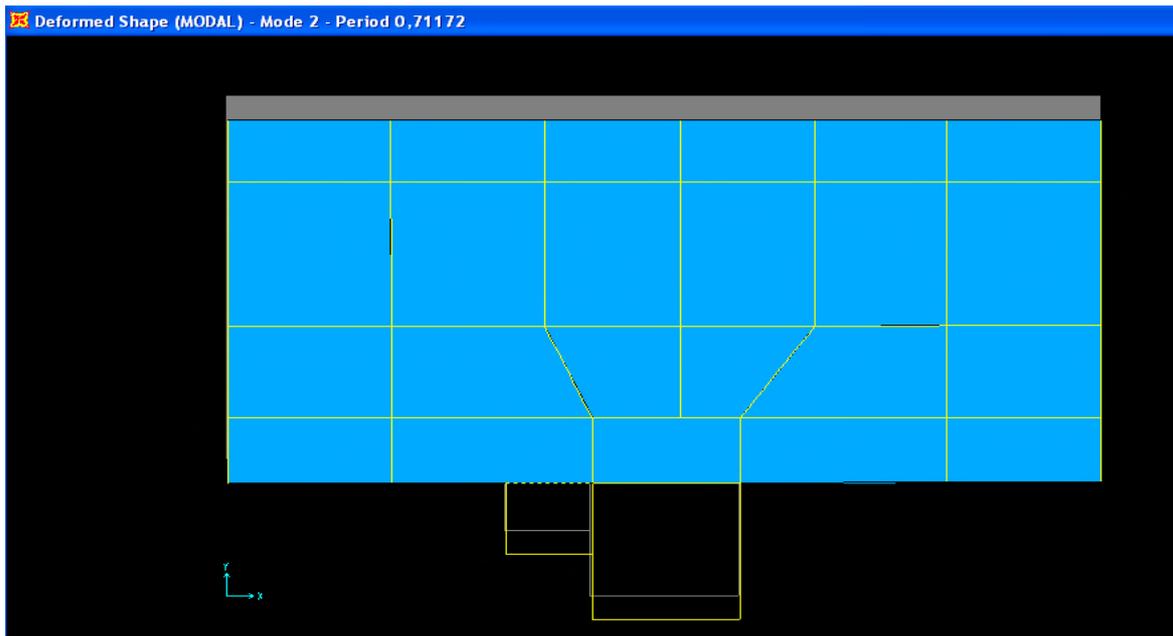


Figure. IV.3 : 2^{ème} mode (translation suivant Y).

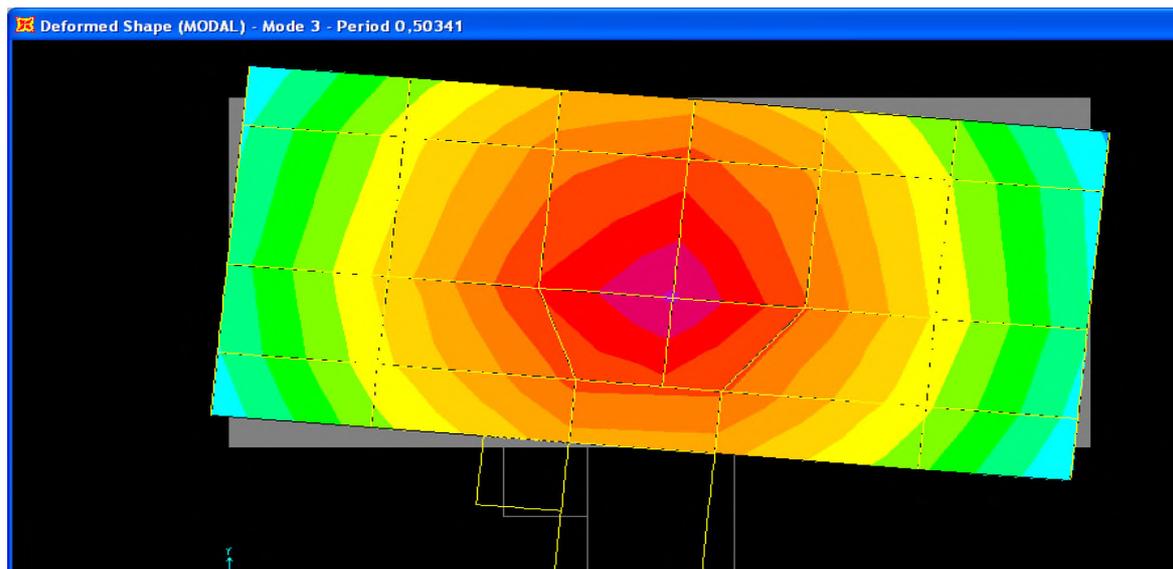


Figure. IV. 4 : 3^{ème} mode (torsion autour de Z).

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

❖ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprise par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprise par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus a partir de notre model sont :

Niveaux	Charges reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	24019.827	4837.272	83.2788709	16.721129
1^{ere} étage	19911.5	4406.624	81.879275	18.120725
2^{ere} étage	16489.952	3889.177	80.9158821	19.084118
3^{ere} étage	13350.723	3436.804	79.5276338	20.472366
4^{ere} étage	10611.162	2980.428	78.0715281	21.928472
5^{ere} étage	7992.748	1831.11	81.3605816	18.639418
6^{ere} étage	5812.597	1858.562	75.7720835	24.227917
7^{ere} étage	3815.334	1313.42	74.3910509	25.608949
8^{ere} étage	2064.173	353.838	85.3665678	14.633432

Tableau IV.4 : Vérification sous charges verticales

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans les majorités des niveaux sauf quelques étages ou l'écart moyen est de 5% ce qui peut être négligé. Et cet écart revient à la régularité en plan et en élévation de la structure.

Sous charges horizontale :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprise par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprise par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontale obtenus a partir de notre model sont :

Niveaux	Charges reprise				Pourcentage reprise			
	Portique		Voile		Portique %		Voile %	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	576,293	618,696	448,396	588,652	56,24	51,24	43,76	48,75
1^{ere} étage	575,004	557,061	432,152	682,601	57,09	44,936	42,908	55,063
2^{ere} étage	509,289	539,794	393,761	602,026	56,39	47,274	43,603	52,72
3^{ere} étage	493,505	502,951	330,184	506,654	59,91	49,816	40,086	50,183
4^{ere} étage	425,593	435,721	313,778	461,534	57,56	48,56	42,438	51,438
5^{ere} étage	353,066	371,553	181,55	357,251	66,041	50,98	33,95	49,018
6^{ere} étage	325,546	332,362	200,505	289,879	61,88	53,413	38,115	46,58
7^{ere} étage	193,309	209,989	181,317	242,515	51,60	46,4059	48,39	53,59
8^{ere} étage	199,41	224,58	38,075	18,547	83,96	92,37	16,032	7,628

Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontale.

- **Analyse des résultats :**

L'interaction portique -voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages dans les deux sens.

IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Formule 7.2)}$$

Tel que N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Niveau	B (cm)	N (KN)	Nrd	Remarque
S.sol....RDC	65*65	1744.805	0.16	Vérifié
1 ^{eme} ...3 ^{eme} étage	55*55	1439.826	0.19	Vérifié
4 ^{eme} ...6 ^{eme} étage	50*50	860.464	0.13	Vérifié
7 ^{eme} ...8 ^{eme} étage	40*40	342.223	0.08	Vérifié

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Sens	Mode	α	D	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	9	91.432	1.774	1238.303	1720.04	1376.03	$V_{dy} < 0.8 \times V_{st}$
y-y	10	92.684	1.74	1277.908	1716.09	1372.872	$V_{dy} < 0.8 \times V_{st}$

Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

- **Analyse des résultats :**

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} < 0,8$ Donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0,8 V/V_t .

IV.4.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

Avec : $\delta K = R \times \delta_{ek}$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

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

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

NIVEAU X	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{ek}	δ_K	δ_{K-1}	ΔK	h_K	$\frac{\Delta K}{h_K}$	δ_{ek}	δ_K	δ_{K-1}	ΔK	$\frac{\Delta K}{h_K}$
RDC	0.23	1.15	0	1.15	4.00	0.3	0.02	0.1	0	0.1	0.025
1 ^{ere} étage	0.46	2.3	1.15	1.25	2.66	0.57	0.05	0.25	0.1	0.15	0.06
2 ^{ere} étage	0.78	3.9	2.3	1.6	2.66	0.6	0.08	0.4	0.25	0.15	0.06
3 ^{ere} étage	1.14	5.7	3.9	1.8	2.66	0.67	0.13	0.65	0.4	0.25	0.09
4 ^{ere} étage	1.84	9.2	5.7	3.5	2.66	1.31	0.17	0.85	0.65	0.2	0.07
5 ^{ere} étage	2.34	11.7	9.2	2.5	2.66	0.94	0.22	1.1	0.85	0.25	0.09
6 ^{ere} étage	2.76	13.8	11.7	2.1	2.66	0.8	0.27	1.35	1.1	0.25	0.09
7 ^{ere} étage	3.13	15.65	13.8	1.85	2.66	0.7	0.32	1.6	1.35	0.25	0.09
8 ^{ere} étage	3.46	17.3	15.65	1.65	2.66	0.6	0.38	1.9	1.6	0.3	0.113

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.

- **Analyse des résultats :**

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

IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

Avec : $P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi})$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

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

h_K : Hauteur de l'étage "k".

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

NIVEAU	h_K (cm)	p_K (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ_K (cm)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ_K (cm)
RDC	400	27481.73	1.15	1025.06	0.077	0.1	1207.812	0.005
1 ^{ere} étage	266	23022.071	1.25	1007.548	0.1	0.15	1240.139	0.01
2 ^{ere} étage	266	19350.34	1.6	1000.6	0.11	0.15	1142.31	0.009
3 ^{ere} étage	266	15957.361	1.8	980.75	0.11	0.25	1009.949	0.015
4 ^{ere} étage	266	10090.5	3.5	900	0.10	0.2	901.362	0.008
5 ^{ere} étage	266	9333.142	2.5	741.354	0.10	0.25	729.353	0.012
6 ^{ere} étage	266	7297.968	2.1	526.61	0.1	0.25	622.739	0.011
7 ^{ere} étage	266	4850.904	1.85	374.503	0.09	0.25	452.078	0.01
8 ^{ere} étage	266	2302.603	1.65	237.701	0.06	0.3	243.48	0.01

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ .

On remarque que $\theta < 0.1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

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 entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre

5

Etude des éléments principaux

V.1.Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- | | |
|-------------------|-------------------|
| 1) $1.35G + 1.5Q$ | 7) $G + Q + E_y$ |
| 2) $G + Q$ | 8) $G + Q - E_y$ |
| 3) $G + Q + E_x$ | 9) $0.8 G + E_y$ |
| 4) $G + Q - E_x$ | 10) $0.8 G - E_y$ |
| 5) $0.8 G + E_x$ | |
| 6) $0.8 G - E_x$ | |

V.2.1. Recommandations du RPA 99/2003 :**a) Armatures longitudinales:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.

6 % en zones de recouvrement.

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone recouvrement
RDC, sous sol	65*65	33.8	169	253.5
1, 2, 3 ^{ème} étage	55*55	24.2	121	181.5
4, 5, 6 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
7, 8 ^{ème} étage	40*40	12.8	64	96

Tableau V.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁: 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'élanement 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 :

- Dans la zone nodale : t = min (10 φ, 15cm) en zone **IIa**

- Dans la zone courante : t' ≤ 15 φ en zone **IIa**

Où : φ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A}{t \times b_1} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si : 3 < λ_g < 5 Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement 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, et 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 minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre ϕ cheminées ≥ 12 cm suffisants pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

V.2.2 : Ferrailage :

V.2.2.1.Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de notre model Sap2000

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	M_{Max}, N_{cor}			$N_{Max} ; M_{cor}$			N_{Min}, N_{cor}			V KN
	M_{Max} KN.m	N_{cor} KN	Com	N_{Max} KN	M_{cor} KN.m	Com	N_{Min} KN	M_{cor} KN.m	Com	
65×65	119.001	361.74	7	1680.685	9.4013	1	-640.148	38.9878	9	67.173
55×55	78.7049	601.96	3	1439.686	40.4807	1	-360.655	13.9717	3	93.119
50×50	63.6149	39.494	7	859.451	16.2495	1	-64.504	9.02	7	68.048
40×40	50.1518	107.29	3	425.478	14.8463	1	-27.249	1.05518	5	526.22

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	A _{sup}	A _{inf}	A _{RP}	A _{adop}	Barres
Sous sol, RDC	65×65	119.00	361.74	00.00	0.31	33.8	35.72	4HA25+8HA16
		9.4013	1680.685	00.00	00.00			
		38.9878	-640.148	6.23	9.77			
1 ^{eme} ...3 ^{eme} étages	55×55	78.7049	601.962	00.00	00.00	24.2	28.65	4HA20+8HA16
		40.480	1439.686	3.73	5.28			
		13.9717	-360.655	1.57	00.00			
4 ^{eme} ...6 ^{eme} étages	50×50	63.6149	39.494	00.00	3.07	20	20.61	4HA20+4HA16
		16.249	859.451	00.00	00.00			
		19.02	-64.504	00.00	1.95			
7 ^{eme} ...8 ^{eme} étages	40×40	50.1518	107.29	00.00	2.24	12.8	16.08	8HA16
		14.846	425.478	0.00	0.00			
		1.0518	-27.249	0.25	0.43			

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux

b) Les armatures transversales

Niveau	Sous sol	RDC	1,2,3 ^{eme} étage	4,5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage
Section (cm ²)	65*65	65*65	55*55	50*50	40*40
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	2	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
l_f (cm)	210	294	200.2	200.2	200.2
λg	3.23	4.52	3.64	4.004	5.005
Vu (KN)	67.173	67.173	93.119	68.048	52.622
l_r	80	80	80	80	80
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	0.98	0.98	1.58	1.27	1.23
A_t^{\min} (cm ²)	4.71	3.168	3.52	2.745	1.2
A_t adopté (cm ²)	4.71	4.71	4.71	3.93	2.51
Nombre de barres	6HA10	6HA10	6HA10	5HA10	5HA8

Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \implies \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.2.2.2. Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (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 (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

Critère de la stabilité de forme :

Le poteau le plus élancé : ($l_0=4.00\text{m}$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \text{ (CBA93 : Art : B.8.2.1)}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \quad \text{avec : } \begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette.} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	I (m)	λ	A	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _{ultime} (KN)
Sous sol	65*65	3.00	2.1	0.187	11.23	0.833	35.72	3969	1680.685	7157.49
RDC	65*65	4.20	2.94	0.187	15.72	0.817	35.72	3969	1680.685	7020.02
1,2, 3 ^{ème} étage	55*55	2.86	2.002	0.158	12.67	0.828	28.65	2809	1439.686	5132.25
4,5, 6 ^{ème} étage	50*50	2.86	2.002	0.144	13.90	0.824	20.61	2304	859.451	4106.43
7,8 ^{ème} étage	40*40	2.86	2.002	0.115	17.41	0.809	16.08	1444	425.478	2615.80

Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime

$N_{max} < N_u$ Pas de risque de flambement.

V.2.2.3. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification sera faite pour la contrainte de compression du béton seulement, pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

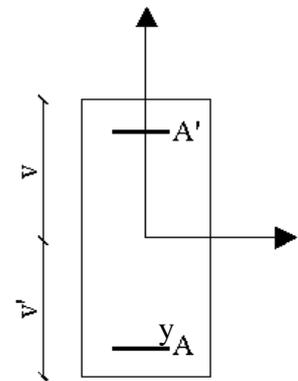


Figure V.1 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	D (cm)	As (cm ²)	ν (cm)	ν' (cm)	I_{gg} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Sous sol,RDC	65*65	58.5	35.72	35.43	29.57	0.01809	1232.152	51.195	3.919	15
1,2, 3 ^{ème} étage	55*55	58.5	28.65	31.35	23.64	0.0081	1055.27	29.598	4.63	15
4,5, 6 ^{ème} étage	50*50	49.5	20.61	27.69	22.31	0.00686	629.78	31.264	3.78	15
7,8 ^{ème} étage	40*40	49.5	16.08	22.09	17.9	0.0026	311.029	26.957	4.23s	15

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

V.2.2.4. Vérification aux des sollicitations tangentes :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ Selon le RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	D (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Sous sol	65*65	2.1	3.23	0.04	58.5	67.173	0.173	1
RDC	65*65	2.94	4.52	0.04	58.5	67.173	0.173	1
Etage1	55*55	2.002	3.64	0.04	49.5	93.119	0.342	1
Etage2	55*55	2.002	3.64	0.04	49.5	93.119	0.342	1
Etage3	55*55	2.002	3.64	0.04	49.5	93.119	0.342	1
Etage4	50*50	2.002	4.004	0.04	45	68.048	0.302	1
Etage5	50*50	2.002	4.004	0.04	45	68.048	0.302	1
Etage6	50*50	2.002	4.004	0.04	45	68.048	0.302	1
Etage7	40*40	2.002	5.005	0.075	36	52.62	0.364	1.875
Etage8	40*40	2.002	5.005	0.075	36	52.62	0.364	1.875

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

V.2.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous sol, RDC	<p>2HA16/Face</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p> <p>2HA25/face</p> <p>Cadres HA10</p>
1,2,3 ^{ème} Etage	<p>2HA16/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>2HA20/face</p> <p>Cadres HA10</p>
4,5,6 ^{ème} étages	<p>1HA16/Face</p> <p>2HA20/Face</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>Cadres HA10</p> <p>Epingles HA 10</p>

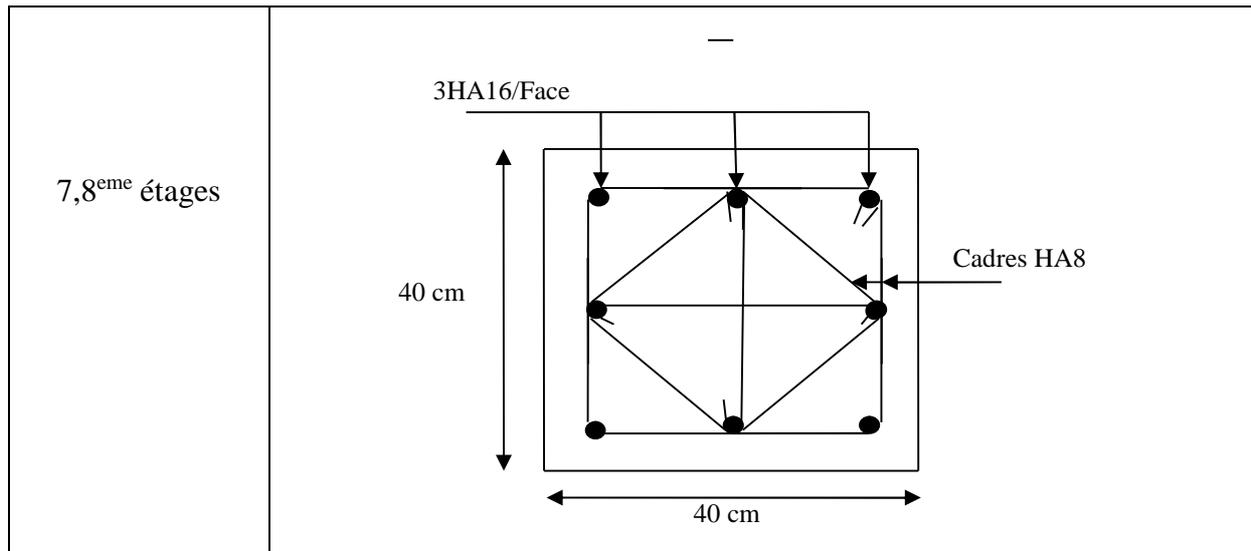


Figure V.2 : ferrailage des sections des poteaux

V.3. Les poutres

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003

a) Coffrage : on a

Poutre principale (30×30)

Poutre secondaire (30×30)

b) Ferrailage :

RPA99 (Article 7.5.2)

- Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $b \times h$ En zone courante.
 - 6% $b \times h$ En zone de recouvrement.
- 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.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé 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.

- Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Les armatures longitudinales minimales et maximales données par RPA:

Type de poutres	Section du poutre (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone recouvrement
Principale	30*30	4.5	36	36
Secondaire	30*30	4.5	54	54

Tableau V.8 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poutres.

V.3.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3. Ferrailages des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d’armatures (A_{min}).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Type de	Section	localisation	A _{sap}	A _{min}	A _{adop}	Nombre de
SSOL+ RDC+ Etag1+3	principale	30×30	Appui	4.58	4.5	6.79	6HA12
			Travée	2.731		6.79	6HA12
	secondaire	30×30	Appui	3.445	4.5	6.79	6HA12
			Travée	2.698		6.79	6HA12
Etag -4-5	principale	30×30	Appui	4.9	4.5	6.79	6HA12
			Travée	3.486		6.79	6HA12
	secondaire	30×30	Appui	3.445	4.5	6.79	6HA12
			Travée	2.698		6.79	6HA12
Etag 6-7-8	principale	30×30	Appui	4.78	4.5	6.79	6HA12
			Travée	3.445		6.79	6HA12
	secondaire	30×30	Appui	3.25	4.5	6.79	6HA12
			Travée	2.59		6.79	6HA12

Tableau V.9: Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

-Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :

-Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

❖ Poutres principales :

-En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$ Condition vérifiée

-En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires :

-En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$ Condition vérifiée

-En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$ Condition vérifiée

❖ Les longueurs de recouvrement :

- La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

b) Les armatures transversales :

-Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\min}}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = \min(0.85; 3; 1.2) \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

-Calcul de l'espacement :

-Selon le RPA :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right),$$

Poutres principales : $S \leq \min(7.5; 14.5; 30)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S \leq \min(7.5; 14.5; 30)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales : $S_t \leq 15$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq 15$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

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

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4. Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.996 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Contrainte tangentielle maximale :**

- **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	68.384	0.828	Vérifiée
Poutres secondaires	33.298	0.403	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{donc : Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:**

❖ **Poutres principales**

-**Appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} \times [68.384 - \frac{41.21}{0.9 \times 0.275}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_t \geq -2.82 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

-**Appuis de rive :**

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15 \times 68.384 \times 10^{-3}}{400} = 1.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poutres secondaires :**

-**Appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} \times [33.298 - \frac{31.618}{0.9 \times 0.275}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_t \geq -2.71 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 33.298 \times 10^{-3}}{400} = 0.95 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.5. Vérification à l'ELS :

➤ L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	29.1753	10.68	49664.06	6.27	15
	Travées	15.5679	10.68	49664.06	3.35	15
Poutres secondaires	Appuis	23.165	10.68	49664.06	4.98	15
	Travées	17.738	10.68	49664.06	3.81	15

Tableau V.11 : Vérification de la flèche dans les poutres

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

- Vérifications des trois conditions :

Poutres	(1)	(2)	(3)
Principales	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Secondaires	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.12 : Résumé des résultats

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

V.3.6. Schéma de ferrailage des poutres :

Les schémas de ferrailage des types de poutres sont représentés dans schémas ci après :

❖ **Poutres principales et secondaires (30*30):**

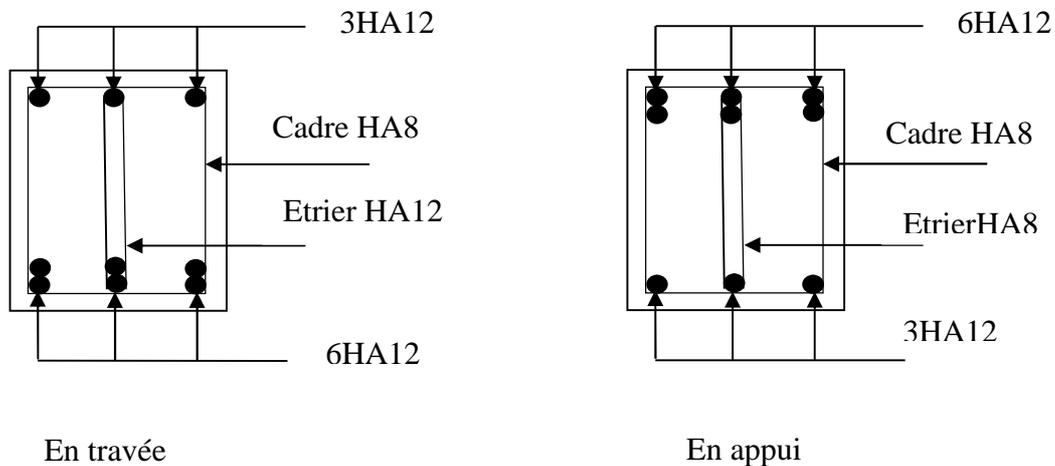


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires
RDC, étages courants

V.3.7. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99addenda2003 (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

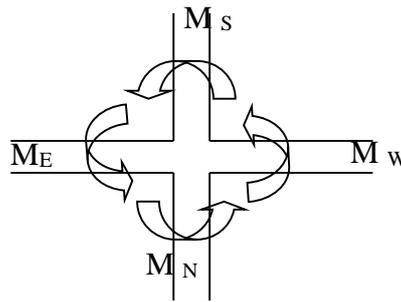


Figure V.4 : La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa .}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous sol + RDC	65 × 65	55.25	35.72	686.45
1,2,3 ^{ème} Etage	55 × 55	46.75	24.63	400.5
4,5,6 ^{ème} Etage	50 × 50	42.5	20.61	304.67
7,8 ^{ème} Etage	40 × 40	34	14.32	169.35

Tableau V.13: Moments résistant dans les poteaux

b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
PP , PS	30x30	25.5	6.79	60.22

Tableau V.14: Moments résistant dans les poutres

➤ **Vérification des zones nodales**

Niveau	M _n +M _s	1.25*(M _e +M _w)	Observations
Sous sol, RDC,	1372.9	150.55	Vérifiée
1 ^{er} ,2,3 étage	801	150.55	Vérifiée
4,5,6 ^{eme} étage	609.34	150.55	Vérifiée
8 ^{eme} ,7 ^{eme} étage	338.7	150.55	Vérifiée

Tableau V.15.Vérification des zones nodal

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

• *Sous – Sol,*:

$$L' = 2 \times 30 = 60cm$$

$$h' = \max(66.66; 65; 65; 60cm) = 66.66cm.$$

• 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étage :

$$L' = 60cm$$

$$h' = 60cm.$$

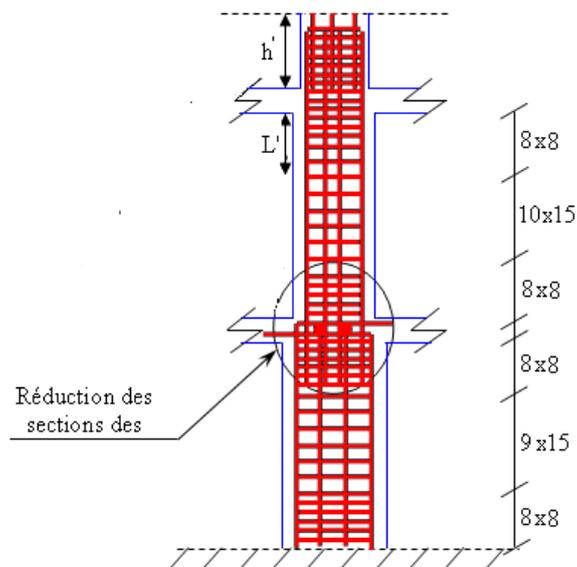


Figure V.5 : Dispositions des armatures des poteaux

Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.4. Les voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Ils sont soumis à :

- 1-Des forces verticales (charges permanentes et surcharge).
- 2-Des forces horizontales (séisme).

V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m² au moins.

d) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15 \% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10 \% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2 : Le ferrailage :

a) Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

b) Les armatures horizontales :

Elle doit respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où : $A_V^{\min} /_{\text{voile}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0.15 \% b \times l)$$

$A_V^{calculée} /_{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_V^{adoptée} /_{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_i : Espacement.

$A_h^{min} /_{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{min} = 0.15\%b \times l$)

$A_h^{calculée} /_{face}$: Section d'armature calculée ($A_V^{adoptée} / 4$).

$A_h^{adoptée} /_{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} /_{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

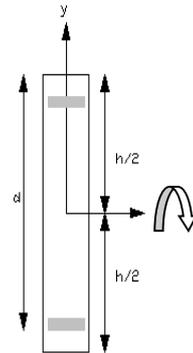


Figure V.6 : section d'un voile

- Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Voile V_{Y1}	M_{Max}, N_{cor}			$N_{Max} ; M_{cor}$			N_{Min}, N_{cor}		
	M_{Max} KN.m	N_{cor} KN	Com	N_{Max} KN	M_{cor} KN.m	Com	N_{Min} KN	M_{cor} KN.m	Com
RDC S.Sol	875.438	-471.663	9	-47.84	833.4207	9	-471.663	875.438	7
1,2,3 ^{ème}	736.506	-319.786	7	-66.379	602.568	7	-319.786	736.506	9
4,5,6 ^{ème}	382.017	-182.427	7	-75.835	252.2873	9	-200.772	121.659	1
7,8 ^{ème}	331.636	-176.604	7	-37.171	0.9248	5	-211.42	250.3389	3

Tableau V.16 : Sollicitations dans le voile V_{y1}

- Voile sens xx : (Vx1) : L=1.60m

Niveau	S.sol, RDC	1,2,3 ^{eme} étage	4,5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x160	20x160	20x160	20x160
N (KN)	-263.981	-168.568	-101.562	-25.27
M (KN.m)	124.598	29.6343	37.523	50.9415
V (KN)	83.592	72.417	91.492	91.455
Amin (RPA) (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8
Acalculée (cm ²)	6.6	4.21	2.53	1.15
Acalculée/ face (cm ²)	3.3	2.105	1.265	0.575
Nombre de barres/face	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A adopté / face (cm ²)	6.79	6.79	6.79	6.79
St (cm)	21	21	21	21
A _h calculée (cm ²)	1.7	1.7	1.7	1.7
A _h min/ml (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
Nombre de barre/face/ml	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
A _h adoptée (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02
St (cm)	16	16	16	16

Tableau V.17: Ferrailage du voile sens Vx1

- Voile (Vx2) : L=1.60m

Niveau	S.sol, RDC	1,2,3 ^{eme} étage	4,5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x160	20x160	20x160	20x160
N (KN)	-199.192	168.568	-87.259	20.839
M (KN.m)	17.5873	29.6343	2.1893	56.8499
V (KN)	74.025	92.109	126.295	110.388
Amin (RPA) (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8
Acalculée (cm ²)	4.98	4.21	2.18	0.66
Acalculée/ face (cm ²)	2.49	2.105	1.09	0.33
Nombre de barres/face	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A adopté / face (cm ²)	6.79	6.79	6.79	6.79
St (cm)	21	21	21	21
A _h calculée (cm ²)	1.7	1.7	1.7	1.7
A _h min/ml (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
Nombre de barre/face/ml	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
A _h adoptée (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02
St (cm)	16	16	16	16

Tableau V.18 : Ferrailage du voile sens Vx2

- Voile sens xx : (Vx3) : L=1.60m

Niveau	S.sol,RDC	1,2,3 ^{eme} éta	4,5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x160	20x160	20x160	20x160
N (KN)	113.54	-978.075	-526.41	-242.906
M (KN.m)	6257.079	30.4305	20.9231	16.3897
V (KN)	136.265	125.80	105.353	71.439
Amin (RPA) (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8
Acalculée (cm ²)	140.9	24.45	13.16	6.07
Acalculée/ face (cm ²)	70.45	12.12	6.58	3.03
Nombre de barres/face	10HA20+8HA25	12HA12	6HA12	6HA12
A adopté / face (cm ²)	70.69	13.57	6.79	6.79
St (cm)	09	13	13	13
A _h calculée (cm ²)	17.67	3.39	1.7	1.7
A _h min /ml (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
Nombre de barre/face	11HA12+7HA10	8HA8	8HA8	8HA8
A _h adoptée (cm ²)	17.94	4.02	4.02	4.02
St (cm)	09	20	20	20

Tableau V.19 : Ferrailage du voile Vx3

-Voile sens xx : (Vx4):L=1.60m

Niveau	S.sol,RDC	1,2, 3 ^{eme} étage	4,5, 6 ^{eme} étage	7,8étage
Section (cm ²)	20x160	20x160	20x160	20x160
N (KN)	-136.731	65.203	28.549	8.625
M (KN.m)	24.3865	114.9036	89.9625	57.1813
V (KN)	78.821	125.344	196.80	158.001
Amin (RPA) (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8
A calculée (cm ²)	3.93	2.93	1.82	0.81
A calculée/ face (cm ²)	1.96	1.46	0.91	0.40
Nombre de barres/face	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A adopté / face (cm ²)	6.79	6.79	6.79	6.79
St (cm)	25	25	25	25
A _h calculée (cm ²)	1.7	1.7	1.7	1.7
A _h min /ml (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
Nombre de barre/face	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
A _h adoptée (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02
St (cm)	19.2	19.2	19.2	19.2

Tableau V.20: Ferrailage du voile Vx4

-Voile sens xx : (Vx5) : L=1.60m

Niveau	S.sol,RDC	1,2, 3 ^{eme} étage	4,5, 6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x160	20x160	20x160	20x160
N (KN)	1319.996	-1057.763	-508.56	-236.967
M (KN.m)	28.3764	8.1943	49.5348	76.8438
V (KN)	177.154	136.746	89.882	58.598
Amin (RPA) (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8
Acalculée (cm ²)	33.00	26.45	12.71	5.92
Acalculée/ face (cm ²)	16.5	13.225	6.355	2.96
Nombre de barres/face	4HA20+4HA12	6HA16+2HA12	6HA12	4HA10
A adopté / face (cm ²)	17.09	14.32	6.79	3.14
St (cm)	18.4	18.5	25.4	39
A _h calculée (cm ²)	8.25	6.6	3.177	1.48
A _h min /ml (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
Nombre de barre/face	8HA10+4HA8	10HA8+2HA10	8HA8	8HA8
A _h adoptée (cm ²)	8.29	6.6	4.02	4.02
St (cm)	12.4	12.5	19.2	19.2

Tableau V.21 : Ferrailage du voile Vx5

- Voile sens yy : (Vy1) : L=2.70m

Niveau	S.sol,RDC	1,2,3 ^{eme} étage	4,5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x270	20x270	20x270	20x270
N (KN)	-471.663	-319.786	-200.772	-176.604
M (KN.m)	875.4382	736.5059	121.6596	331.636
V (KN)	158.686	189.741	184.975	112.789
Amin (RPA) (cm ²)	8.10	8.10	8.10	8.10
Acalculée (cm ²)	14.28	11.04	5.77	5.38
Acalculée/ face (cm ²)	7.14	5.52	2.885	2.69
Nombre de barres/face	4HA12+2HA16	4HA12+2HA16	4HA12+2HA16	4HA12+2HA16
A adopté / face (cm ²)	8.54	8.54	8.54	8.54
St (cm)	25	25	25	25
A _h calculée (cm ²)	3.57	1.64	1.482	1.345
A _h min/ml (cm ²)	6.07	6.07	6.07	6.07
Nombre de barre/face/ml	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
A _h adoptée (cm ²)	6.28	6.28	6.28	6.28
St (cm)	23.75	23.75	23.75	23.75

Tableau V.22 : Ferrailage du voile Vy1

-Voile sens yy : (Vy2) : L=1.20m

Niveau	S.sol,RDC	1,2,3 ^{eme} étage	4,5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x120	20x120	20x120	20x120
N (KN)	-266.355	-180.686	-101.74	-30.451
M (KN.m)	88.6416	74.1407	50.4484	36.0291
V (KN)	46.956	56.41	83.367	79.011
Amin (RPA) (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
Acalculée (cm ²)	6.65	4.51	2.55	1.18
Acalculée/ face (cm ²)	3.325	2.255	1.275	0.59
Nombre de barres/face	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A adopté / face (cm ²)	4.52	4.52	4.52	4.52
St (cm)	28.8	28.8	28.8	28.8
A _h calculée (cm ²)	1.662	1.127	0.637	0.295
A _h min/ml (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
Nombre de barre/face/ml	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
A _h adoptée (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02
St (cm)	19.2	19.2	19.2	19.2

Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vy2

-Voile sens yy: (Vy3) : L=2.70m

Niveau	S.sol,RDC	1,2,3 ^{eme} étage	4,5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x270	20x270	20x270	20x270
N (KN)	-565.309	-292.284	-214.573	86.336
M (KN.m)	870.872	635.439	73.1015	118.948
V (KN)	312.724	105.067	96.911	41.048
Amin (RPA) (cm ²)	8.10	8.10	8.10	8.10
Acalculée (cm ²)	15.42	9.73	6.17	2.22
Acalculée/ face (cm ²)	7.71	4.865	3.085	1.11
Nombre de barres/face	4HA12+2HA16	4HA12+2HA16	4HA12+2HA16	4HA12+2HA16
A adopté / face (cm ²)	8.54	8.54	8.54	4.52
St (cm)	43.66	43.66	43.66	43.66
A _h calculée (cm ²)	3.855	2.432	1.5425	0.555
A _h min/ml (cm ²)	6.07	6.07	6.07	6.07
Nombre de barre/face/ml	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
A _h adoptée (cm ²)	6.53	6.53	6.53	6.53
St (cm)	19.9	19.9	19.9	19.9

Tableau V.24 : Ferrailage du voile Vy3

V.4.4.Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003 à

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

b_0 : épaisseur du voile et d : hauteur utile.

D'après les résultats obtenus dans l'analyse dynamique :

$$S.SOL (e=20 \text{ cm}) : \bar{V} = 1.4 \times V = 1.4 * 312.724 = 437.81 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{0.43781}{0,2 \times 2.43} = 0.90 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.9 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (pas de risque de rupture par cisaillement dans le voile).

Exemple d'un schéma de ferrailage de voile : Niveau durez de chaussée.

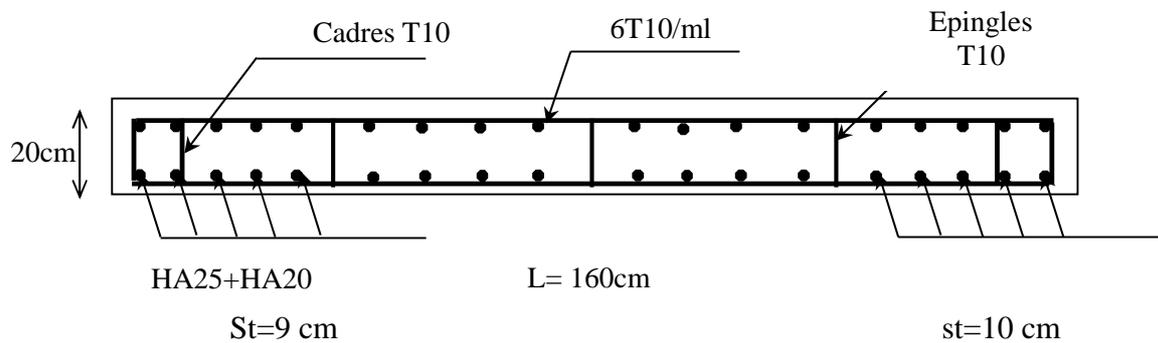


Figure V.7 : Schéma de ferrailage du voile Vx3 au niveau du RDC

Chapitre

6

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2.Choix de type de fondation

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol ; ($\bar{\sigma}_{sol} = 1$ bars)

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

VI.2.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (a×b) d'où les semelles sont carrées (A×B).

Soit :

N : Effort normal transmis par la semelle au sol sous les combinaisons :

$$- G+Q+E$$

$$- 0,8G+E$$

$$N = N_{cal} + P_s + P_a$$

N_{cal} : Effort normal à la base de poteau ; $N_{cal} = 2003.529$

P_s = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

P_a = poids de l'avant poteau ; $P_a = 0.65 * 0.65 * 1.8 * 25 = 19.01 \text{KN}$

Le poteau le plus sollicité dans notre structure après analyse donne un effort normal de l'ordre :
 $N=2042.54\text{KN}$

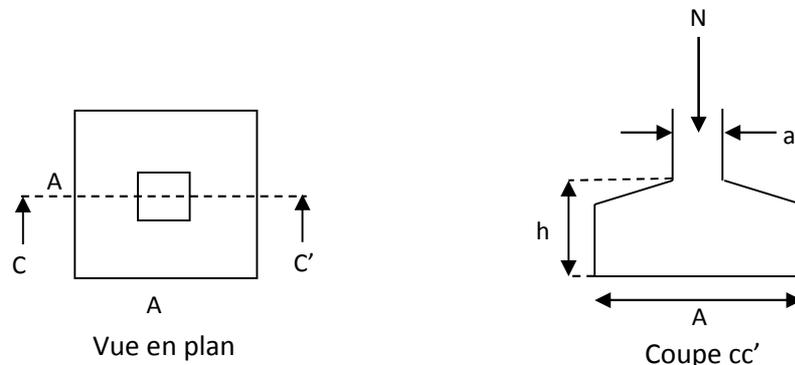


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.042}{0.1}} = 4.52\text{m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes

Soit la semelle filante la plus sollicitée de largeur B et de longueur L, située sous un portique de sept poteaux.

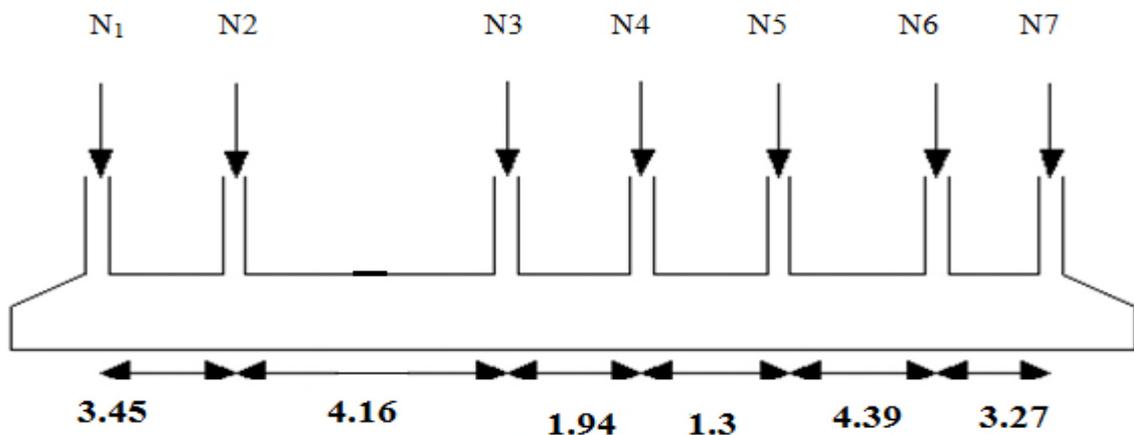


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 7070.205\text{KN}$$

$$L = 19.81m$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} = \frac{7070.205}{100 \times 19.81} = 3.57m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.57m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre structure, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.2.3. Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.2.3.1. Dimensionnement

a. Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

h_r : Hauteur du radier

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{\text{max}} = 439 - 65 = 374 \Rightarrow h_r \geq \frac{374}{10} = 37.4cm$$

Soit $h_r = 40cm$

b. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\text{max}}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.74^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 49.34 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 40 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 70cm pour les nervures.

c). Calcul de la surface du radier

$N_s = 31340.556 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{\text{radier}} = 0.40 \times 222.14 \times 25 = 2221.4 \text{ KN}$ (Poids du radier)

Poids du nervures sens yy : $(70/65) = (0,7-0,4) \times 0,65 \times 25 \times (11.6 \times 6 + 6.4) = 370.5 \text{ KN}$

Poids du nervures sens xx : $(70/65) = (0,7-0,4) \times 0,65 \times 25 \times (19.15 \times 5 + 4.19) = 487.20 \text{ KN}$

$$\Sigma N_{\text{ser}} = 34419.66 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 34419.66 \text{ KN}.$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{34419.66}{100} = 344.19 \text{ m}^2.$$

$S_{\text{rad}} \geq S_{\text{bat}} = 222.14 \text{ m}^2. \Rightarrow$ Le radier déborde ; Soit D : la largeur de débord.

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

Soit $D = 35 \text{ cm}$

$P = 64.3 \text{ m}$; Tel que P : périmètre du radier plus 4 fois débord.

D : débord.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P = 222.14 + 0.35 \times 64.3 = 244.15 \text{ m}^2.$$

$S_{\text{radier}} = 244.15 \text{ m}^2 \geq 344.19$; on doit augmenter le débord

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P \Rightarrow 4D^2 + P \times D - (S_{\text{rad}} - S_{\text{bat}}) \cong 1.8 \text{ m}$$

$$D = 1.8 \text{ m}$$

VI.2.3.2. Les vérifications

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : Hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.8 m

S : Surface totale du bâtiment (avec débord) = 345.8m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10kN/m³

$$P = 1.5 \times 1.8 \times 345.8 \times 10 \text{ KN} = 9336.6 < N = 34419.66 \text{ KN} . \quad \text{Condition est vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

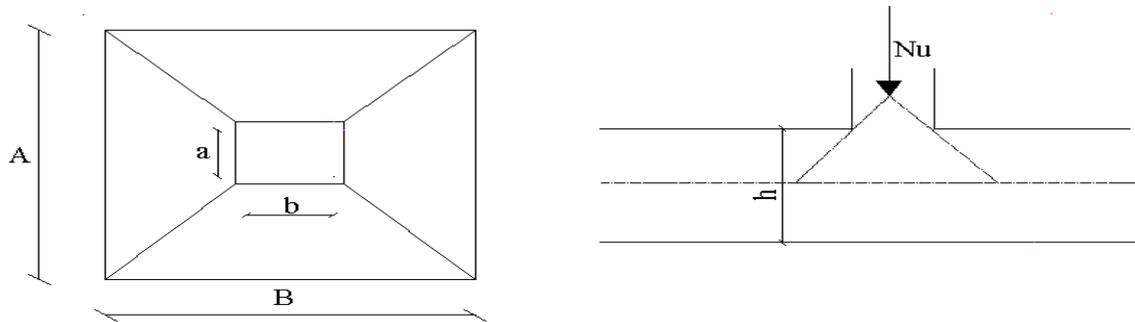


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 4.2\text{m}$.

$$N_u = 1879.723 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.87 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.4 \times \frac{25}{1.15} = 1.64 \text{ MN} . \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on augmente l'épaisseur du radier .Soit $h_r = 50\text{cm}$

$$N_u = 1.87 MN \leq 0.045 \times 4.6 \times 0.5 \times \frac{25}{1.15} = 2.25 MN \quad \text{Condition est vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$N_u = 49433.11 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{49433.11 \times 3.74 \times 1}{2 \times 345.8} = 267.32 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{267.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

d). Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N_{ser} : Effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N' = 35250.01 \text{ KN} \text{ et } M_y = 21491.0721 \text{ KN.m}$$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 11.37m$$

$$Y_g = 7.6m$$

$$I_{xx} = 6657.8027m^4$$

$$I_{yy} = 14914.426m^4$$

$$\sigma_1 = \frac{35.25}{345.8} + \frac{21.49 \times 11.37}{14914.426} = 0.11MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{35.25}{345.8} - \frac{21.49 \times 11.37}{14914.426} = 0.08MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.11 + 0.08}{4} = 0.10MPa \equiv \bar{\sigma}_{sol} = 0.1MPa$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$$N=35250.01KN \text{ et } M_y=22265.11KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{35.25}{345.8} + \frac{22.265 \times 7.6}{6657.8027} = 0.12MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{35.25}{345.8} - \frac{22.265 \times 7.6}{6657.8027} = 0.07MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.12 + 0.07}{4} = 0.10MPa \equiv \bar{\sigma}_{sol} = 0.1MPa$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

e). Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{21491.0721}{36240.641} = 0.59m < \frac{22.15}{4} = 5.53m$$

$$\text{Sens } yy : e = \frac{22265.1115}{36240.641} = 0.61m < \frac{14.6}{4} = 3.65m$$

La condition est vérifiée selon les deux sens

VI.2.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

a) Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{49433.11}{345.8} = 142.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{35250.01}{345.8} = 101.94 \text{ KN} / \text{m}^2$$

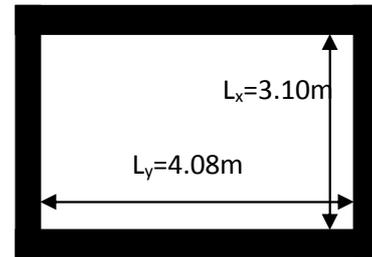


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

N_u : Effort ultime (plus le poids propre du radier et les nervures = 6615.1KN).

N_s : Effort ultime (plus le poids propre du radier et les nervures = 4500.98KN).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.76 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

$$\text{ELU } (\nu = 0) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{array} \right. \quad (\text{Annexe IV})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 88.52 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 44.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 75.24 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 37.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -44.26 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -22.025 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{142.95 \times 3.1}{2} = 221.57 \text{ KN}$$

ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.658 \end{cases} \quad (\text{Annexe IV})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 65.83 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 43.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 52.12 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 36.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -26.06 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -18.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.40) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h_r > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	Acalculée (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	75.24	4.8	4.48	5HA14=7.7	30
	En appuis	-44.26	2.83		5HA12=5.65	25
Sens yy	En travée	37.44	2.39	4	4HA12=4.52	30
	En appuis	-22.025	1.40		4HA12=4.52	30

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

c) Vérifications à l'ELS

1. État limite de compression du béton

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	52.12	7.7	9.1	2.72	Vérifiée
	En appuis	-26.06	5.65	7.92	1.55	Vérifiée
Sens yy	En travée	36.82	4.52	8.52	2.83	Vérifiée
	En appuis	-18.41	4.52	8.52	1.41	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

2. Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \overline{\sigma}_s = \min(0.5 * f_e; 110 * \sqrt{f_{c28} * \eta}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ _s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	52.12	7.7	9.1	161.32	Vérifiée
	En appuis	-26.06	5.65	7.92	108.91	Vérifiée
Sens yy	En travée	36.82	4.52	8.25	183.11	Vérifiée
	En appuis	-18.41	4.52	8.25	91.55	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

3. .Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espaceur doit vérifier la condition suivant:

Armature // à $L_x S_t \leq \min(3 h_r, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. Pour notre cas $S_t=30\text{cm}$.

Armature // à $L_y S_t \leq \min(4 h_r, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Pour notre cas $S_t=30\text{cm}$.

4. .Schéma de ferrailage du radier

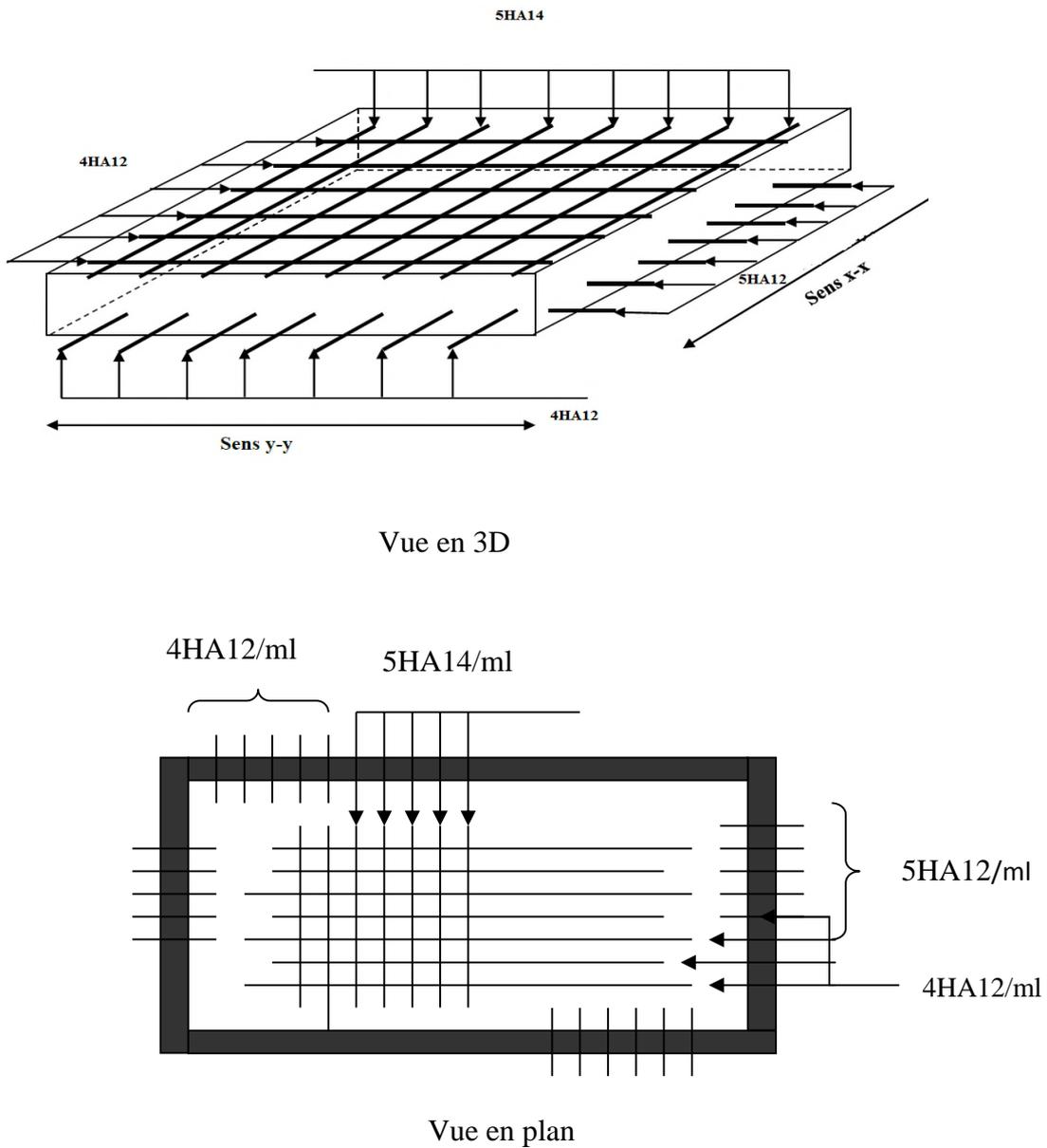


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

VI.2.3.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 150cm de largeur

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 142.95 \times \frac{1.6^2}{2} = 182.97 \text{ KN.m}$$

$$A = 11.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16/\text{ml} = 12.06 \text{ cm}^2$$

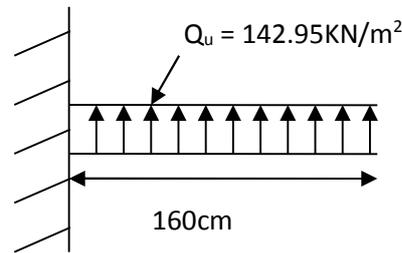


Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 142.95 \times 1.6 = 228.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{228.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.5. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

a) Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

▪ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

▪ Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

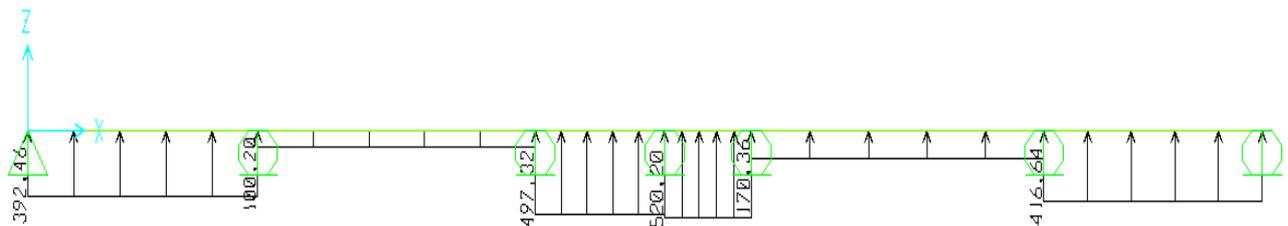


Figure VI.7 : Chargement équivalent à l'ELU donnant le moment max

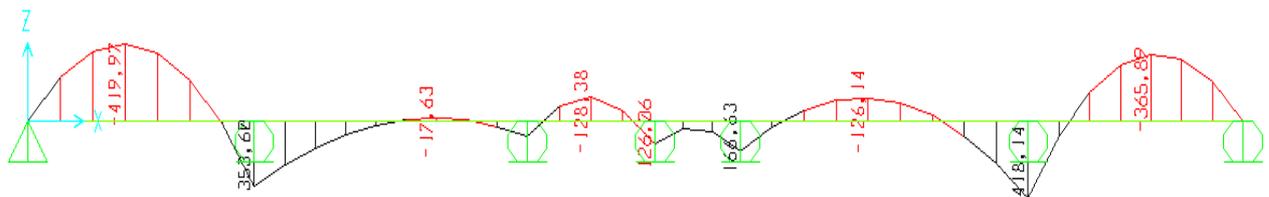


Figure VI.8 : Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée

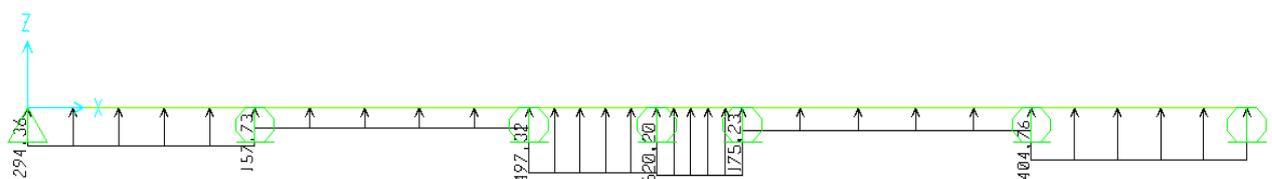


Figure VI.9 : Chargement équivalent à l'ELU donnant l'effort tranchant max

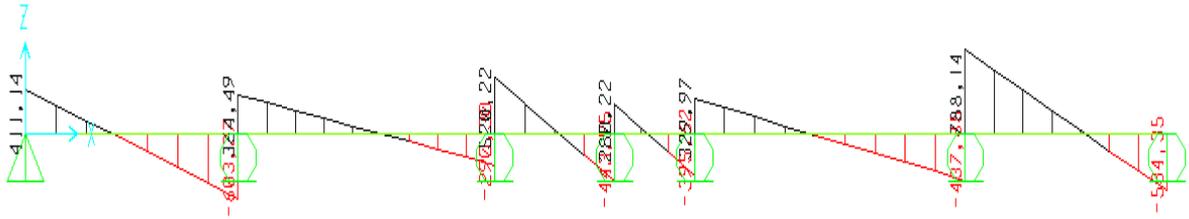


Figure VI.10 : Diagramme donnant l'effort tranchant max

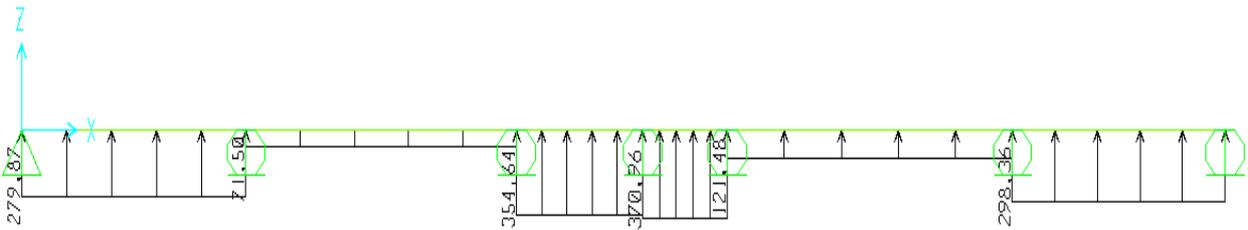
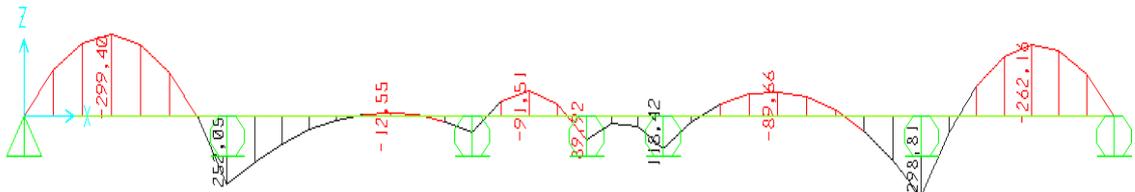


Figure VI.11 : Chargement équivalent à l'ELS donnant le moment max



VI.12 : Diagramme des moments à l'ELS revenant à la nervure la plus sollicitée

b) Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Moment (KN.m)	A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	418.14	4.9	19.75	4HA20+4HA16=20.61
Travée	-419.97		19.66	4HA20+4HA16=20.61

Tableau VI.4 : Tableau du ferrailage des nervures

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{603.267 \times 10^{-3}}{1.33 \times 0.63} = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

d) Vérification à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

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

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travées	-299.4	20.61	14.94	4.36	274.5
Appuis	298.81			5.67	273.95

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

On remarque que les contraintes dans l'acier (σ_s) ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	A adoptée (cm ²)	σ_s (MPa)
Appuis	4HA25+4HA20=32.21	182.91
Travée	4HA25+4HA20=32.21	182.55

Tableau VI.6 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(20.;65;25) \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t = \min(17.5;24;30) = 17.5\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

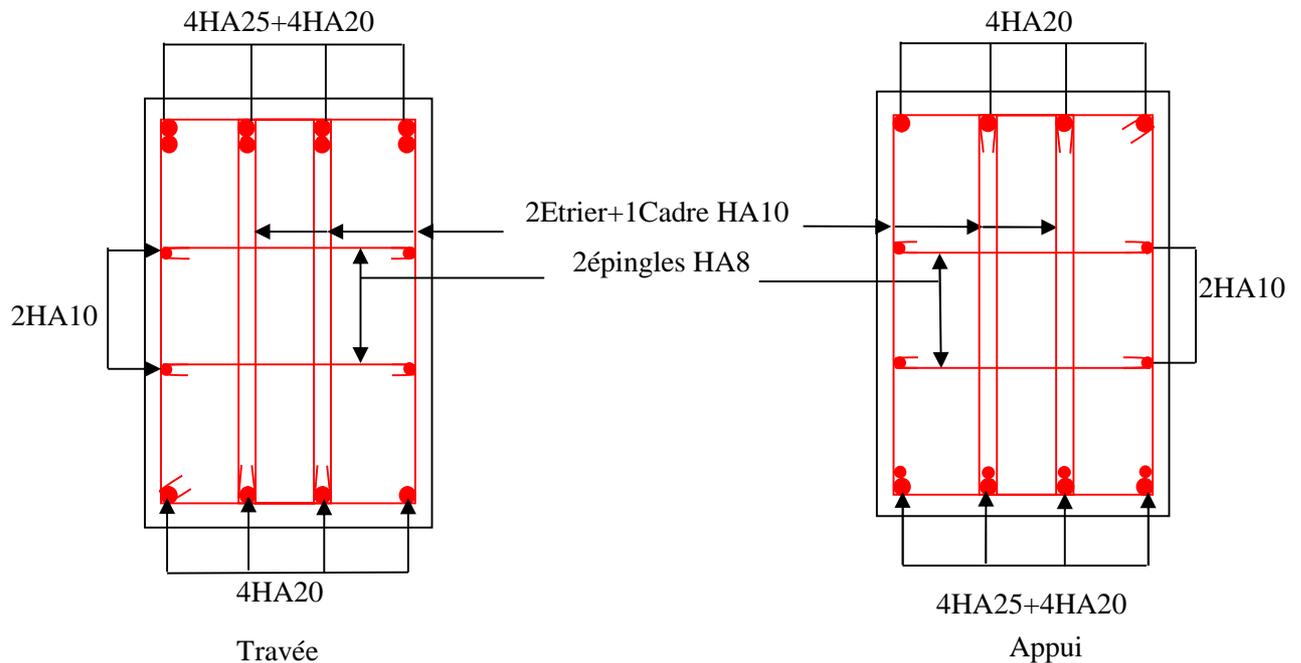


Figure VI.13 : Schéma de ferrailage de la nervure

VI. 3. Voile périphérique :**VI. 3. 1. Introduction :**

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI. 3. 2. Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h = 3\text{m}$

La longueur $L = 4.08\text{ m}$

L'épaisseur $e = 20\text{ cm}$

VI. 3. 3 Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 20\text{KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$

La cohésion $c = 3.5\text{ KN/m}^2$

VI. 3. 4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3. * (20 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}) - 2 * 3.5 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2})) = 7.87\text{ KN} / \text{ml}$$

b) **Surcharge accidentelle :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 3.33 \text{ KN/ml}$$

VI. 3. 5 Ferrailage du voile

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.

a) **AL'ELU :**

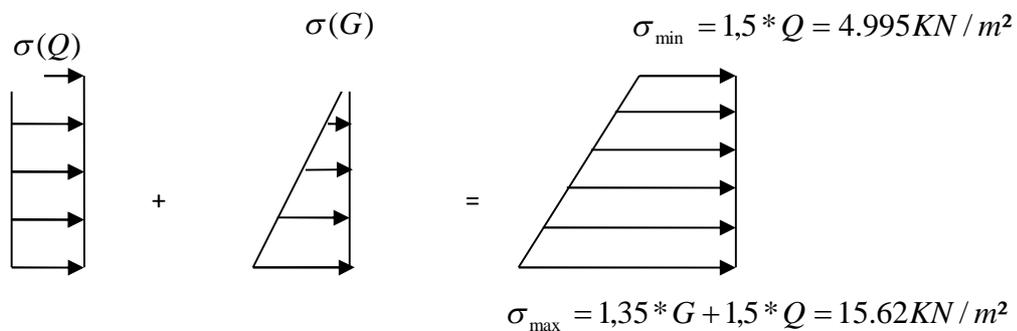


Figure VI. 14 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 12.96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1\text{ml} = 12.96 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3 \text{ m} \qquad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.08 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.73 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 7.53KN.m$$

$$M_{oy} = 3.6KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{oy} = 3.016KN.m$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{ox} = 6.40KN.m$$

$$M_{ap} = 0.3 * M_{ox} = 2.26KN.m$$

$$A_{min} = 0.1\% * b * h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{min} = \frac{0.1 * 20 * 100}{100} = 2cm^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	Xx	6.40	0.0025	0.0031	0.179	1.02	2	4HA8=2.01
	Yy	3.016	0.0012	0.0015	0.179	0.48		
Appui		2.26	0.00088	0.0011	0.179	0.36		

Tableau VI. 7 : Section des armatures du voile périphérique

VI.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 MPa$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{15.62 * 4.08}{2} = 31.87 KN$

$\tau_u = 0.177 MPa < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

b) A l'ELS :

$$\sigma_{\min} = 1 * Q = 3.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 * G = 7.87 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 11.2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 4.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 6.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 2.14 \text{ KN.m}$$

VI.3.7. Vérification des contraintes :**1. Contraintes dans le béton :**

$$y = 1.37 \text{ cm} ; \quad I = 8423.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

2. Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 11.96 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI. 3. 8 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

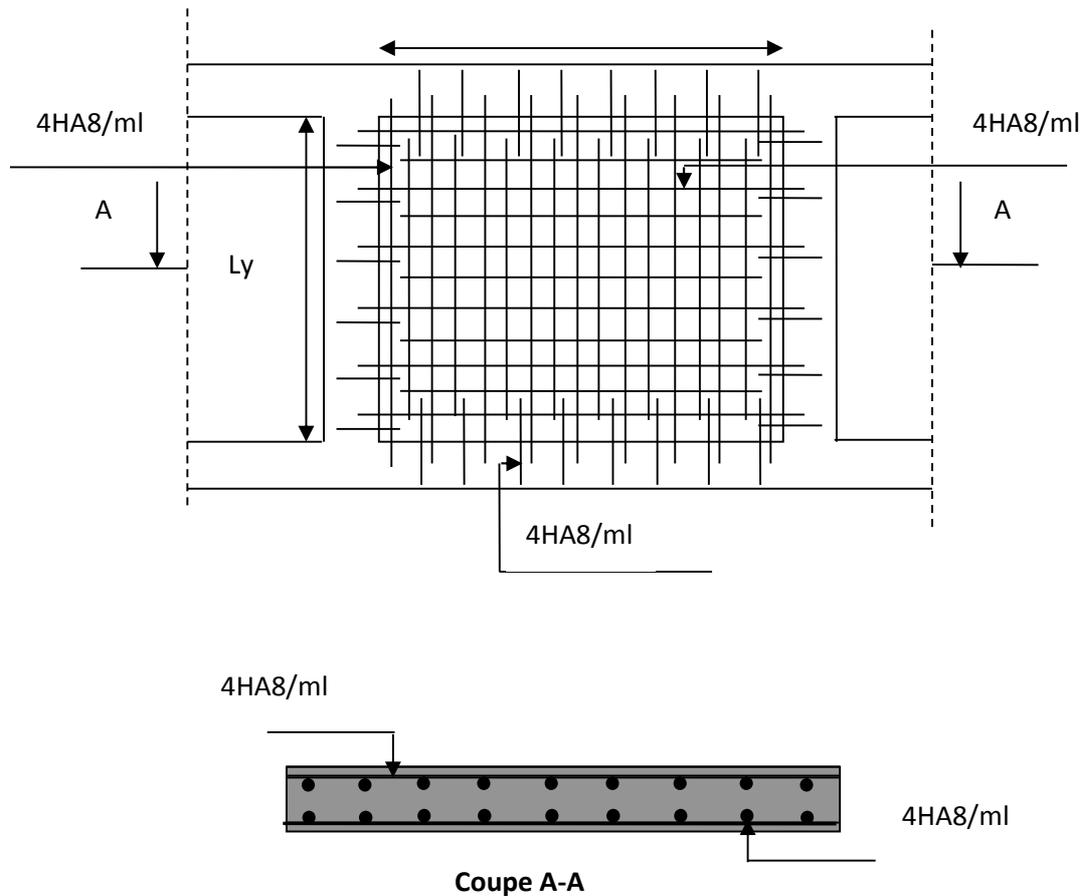


Figure VI.15 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.4.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 40cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (65 \cdot 70) \text{ cm}^2$.

Pour le débord nous avons opté dans un premier cas à 35cm, puis nous l'avons augmenté de 125cm lors de la vérification des contraintes dans le sol ce qui donne un débord total de 150cm.

Conclusion

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.

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

✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.

✓ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 1bar a une profondeur de 1.8 m. on a remarqué que les semelles isolées ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexe

ANNEXE I

A. Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \text{Min}(2G;5)KN / m^2$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

Soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (coefficient d'importance)

▪ Moment sur appuis

a. Appui de rive

Les moments sur les appuis de rives sont nuls .Cependant ; nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de $(-0.15M_0)$.

b. Appuis intermédiaires

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$: pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

M_0 : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

▪ Moments en travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{cases}$$

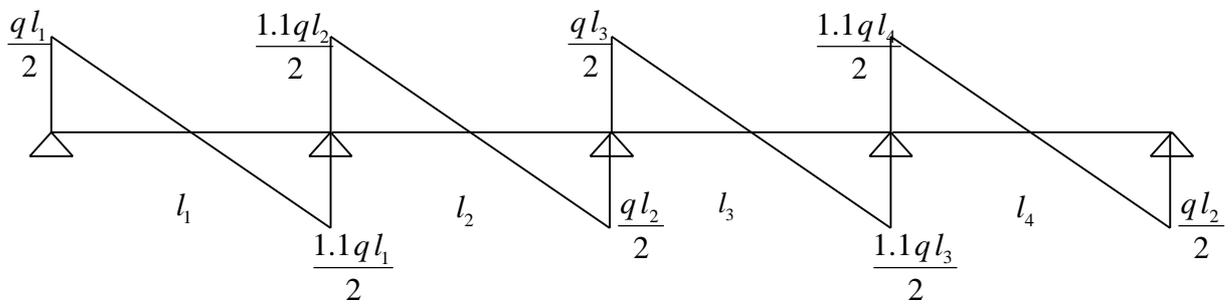
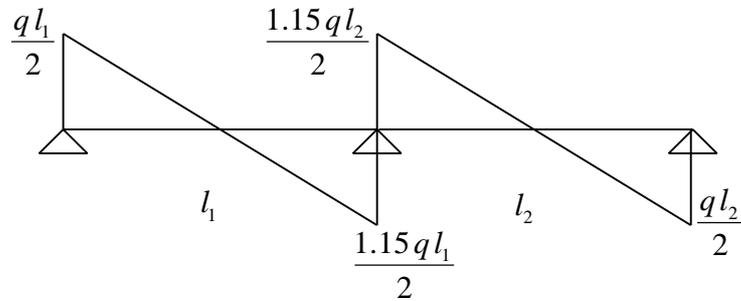
M_t : Est le maximum entre (1) et (2)

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.



ANNEXE II

B. Méthode de CAQUOT

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

▪ Moment sur appuis

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

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

▪ Moment en travée

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qX}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

▪ Evaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

Caractéristiques générales

Support	en simplex pour les dispositions en batterie consulter le table T31	Alimentation	collective des unités sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture contrôlée trafic intense
Nombre de faces de service	simplex accès	Portes biométriques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappes	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée Cl en VA	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26			
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	25	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☞	☞	☞	☞	☞	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☞	☞	☞	☞	☞	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	180 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☞	☞	☞	☞	☞	32000	12500	2500
500		260	500	240	160 x 120	☞	☞	☞	☞	☞	33000	13000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
480	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☞	☞	☞	☞	☞	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☞	☞	☞	☞	☞	38000	16000	3000
590		260	520	240	200 x 120	☞	☞	☞	☞	☞	38000	16000	3000

ANNEXE VI

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

ANNEXE IV

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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	0.0956	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 V

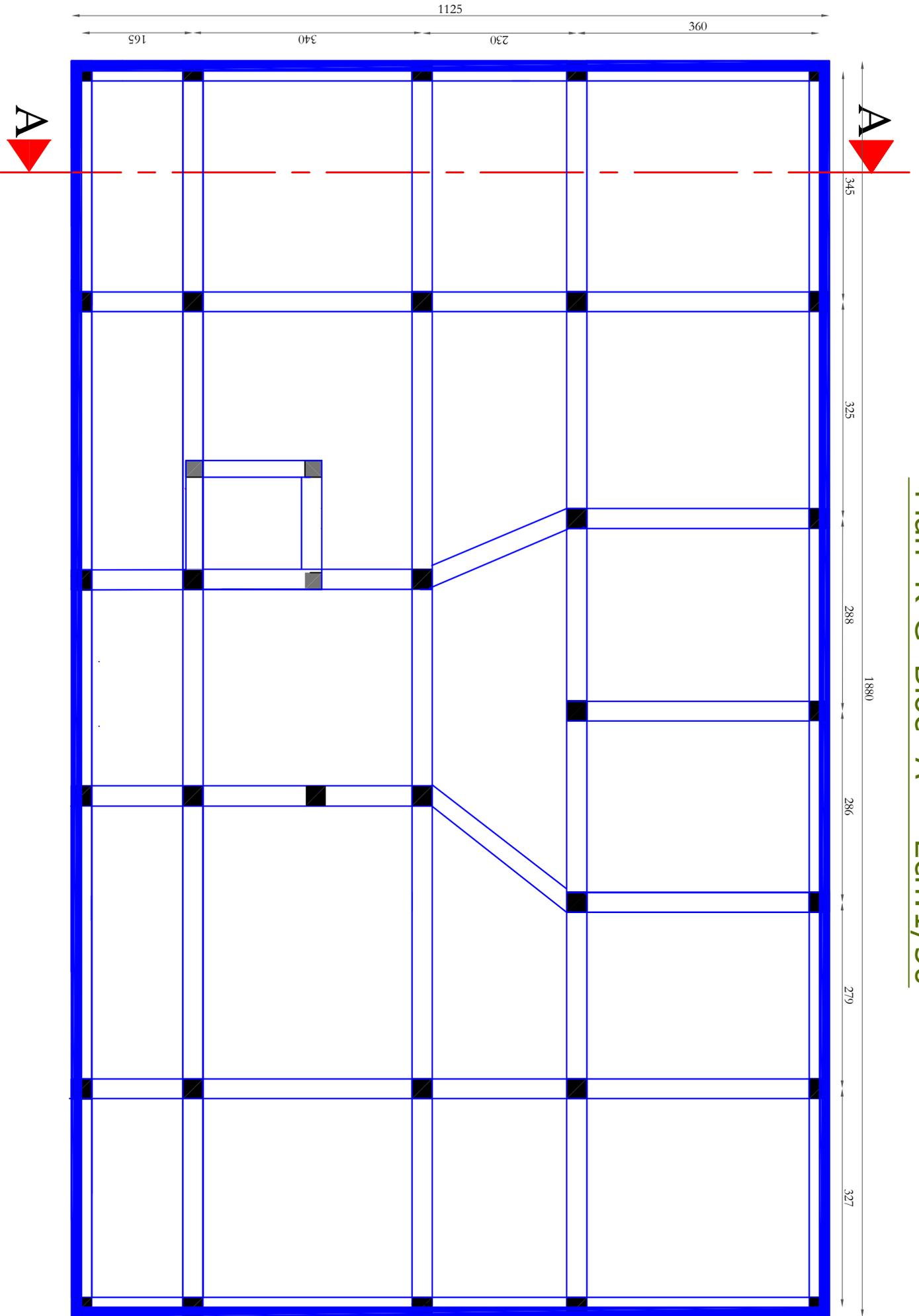
$\rho = 0.8$

	$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

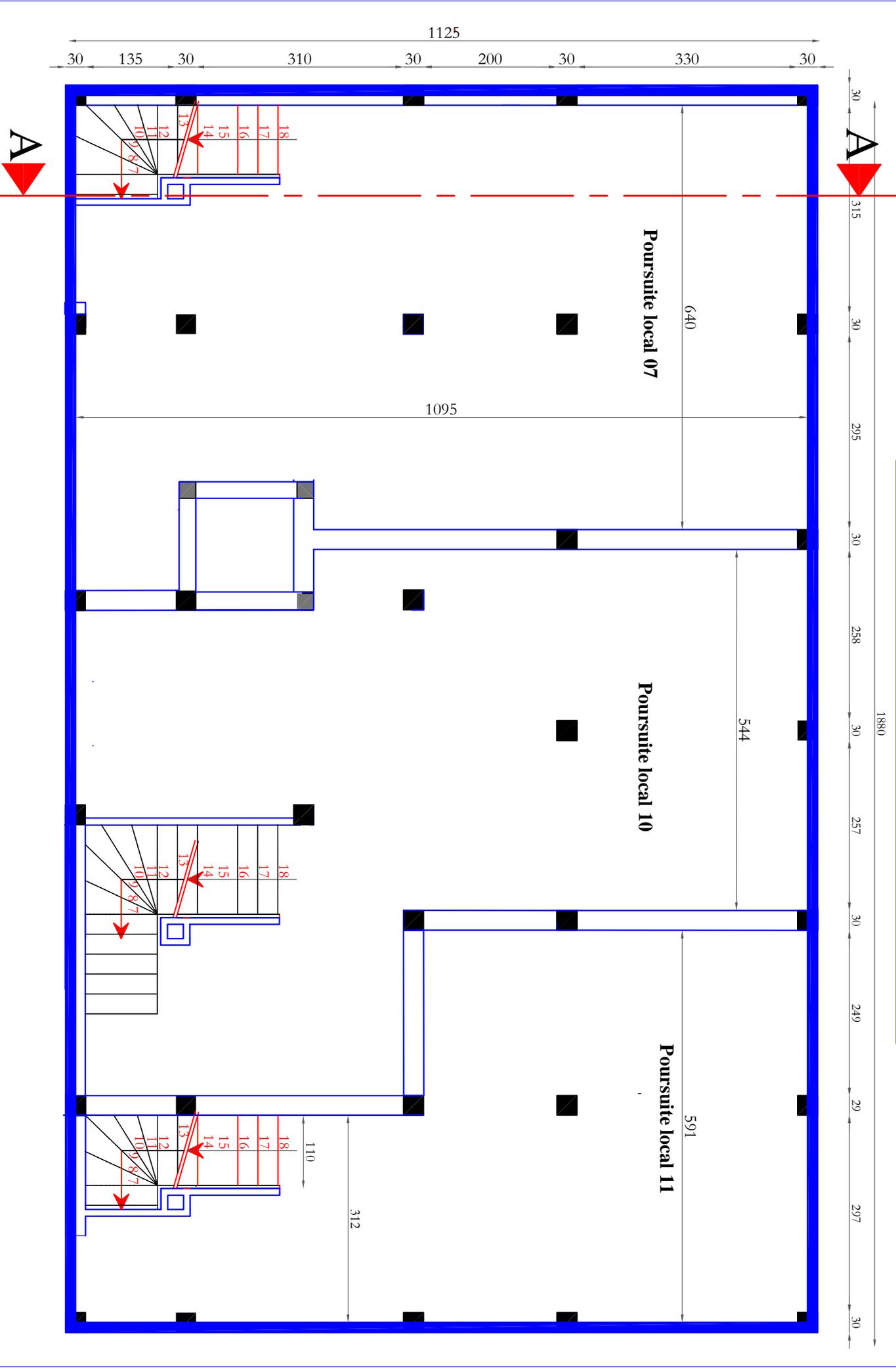
Tableau des Armatures
(en Cm²)

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

Plan R-G Bloc -A- Ech:1/50



Plan Sous Sol Bloc -A- Ech:1/50



1880

A

A

315

30

295

30

258

30

257

30

249

29

297

30

1125

30 135 30 310 30 200 30 330 30

Poursuite local 07

640

1095

Poursuite local 10

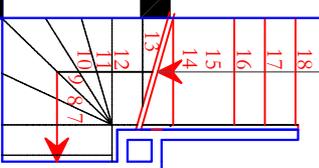
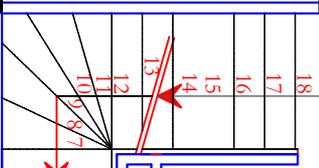
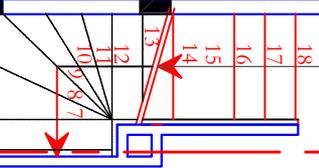
544

Poursuite local 11

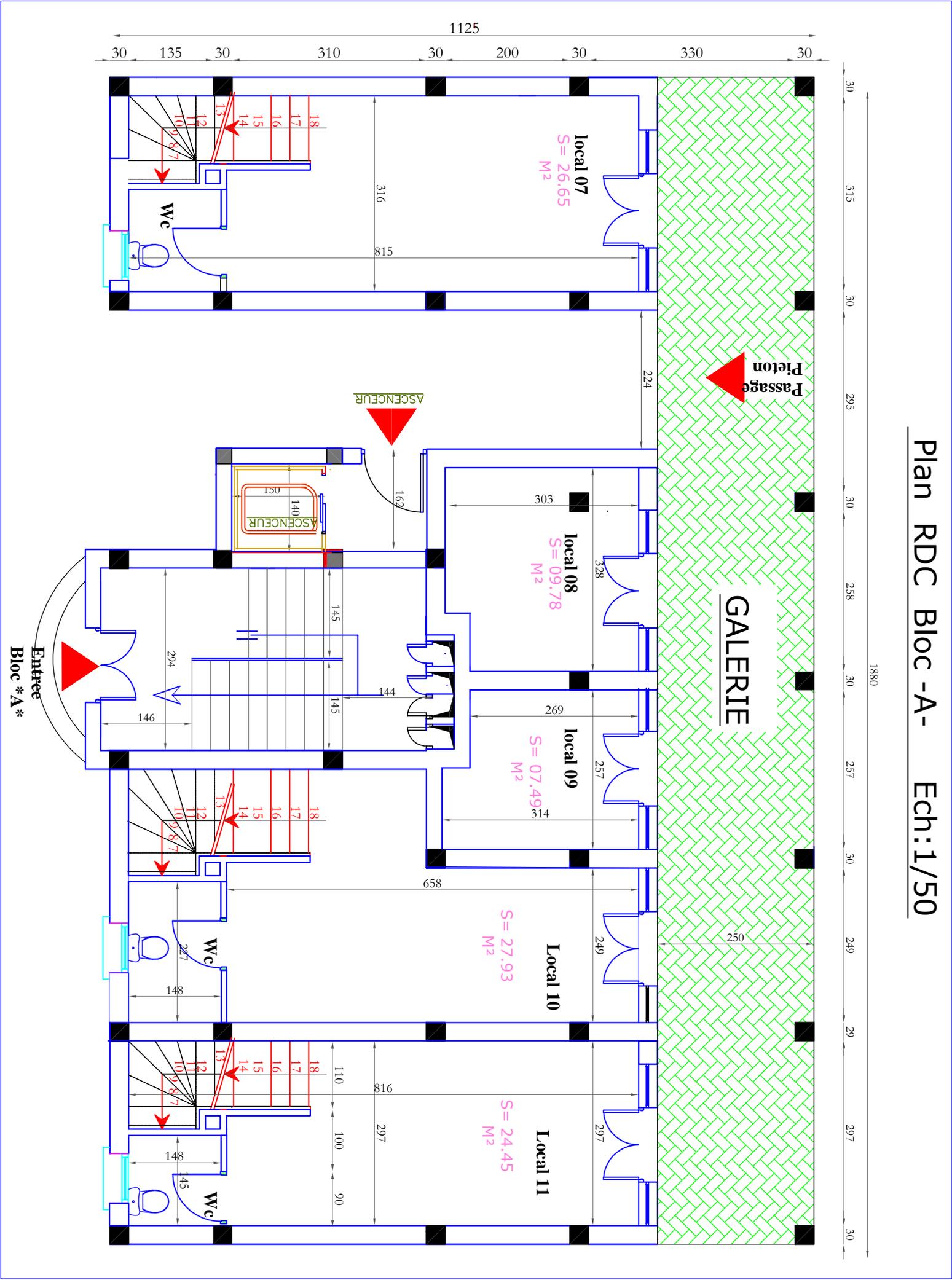
591

312

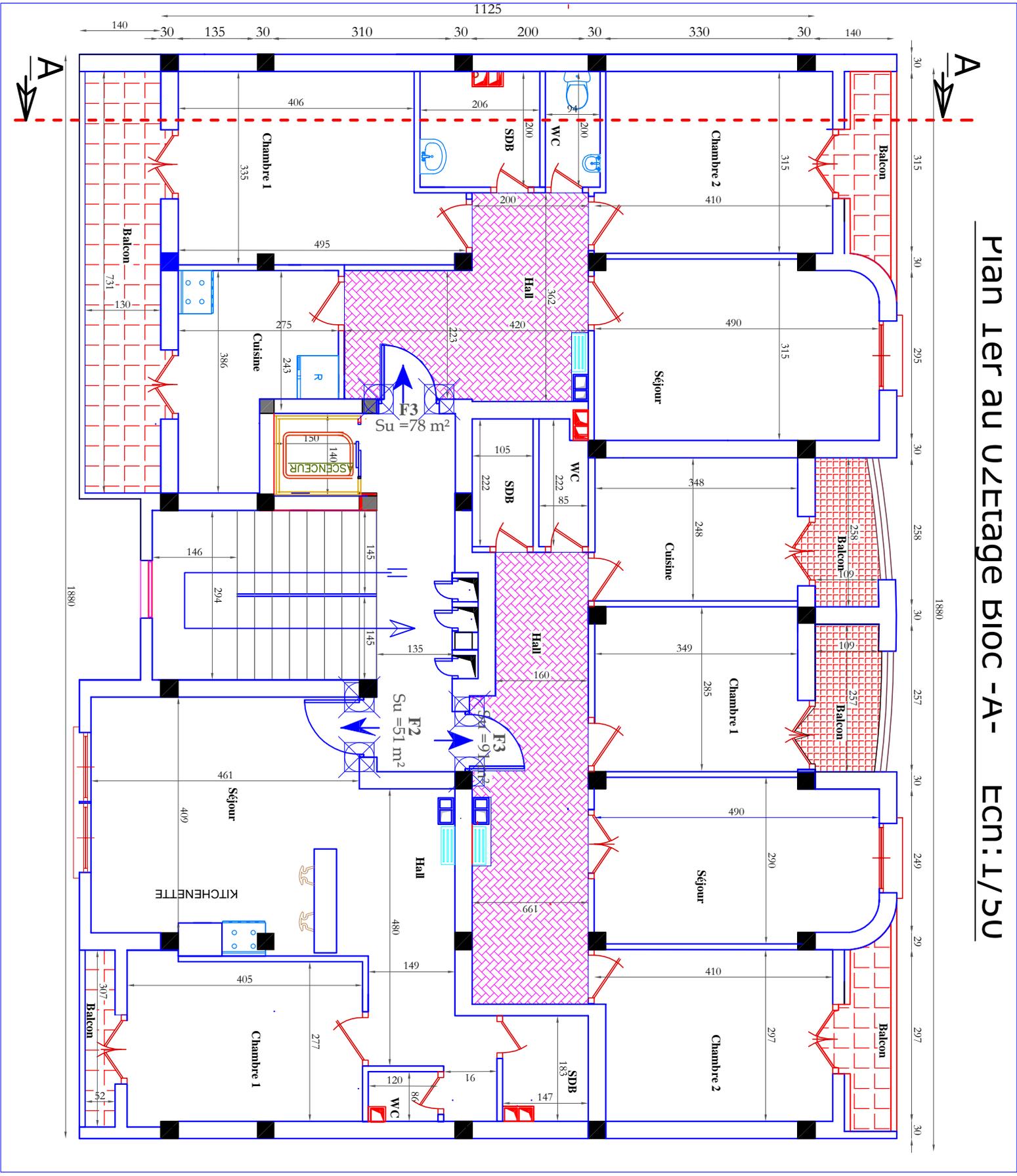
110



Plan RDC Bloc -A- Ech:1/50

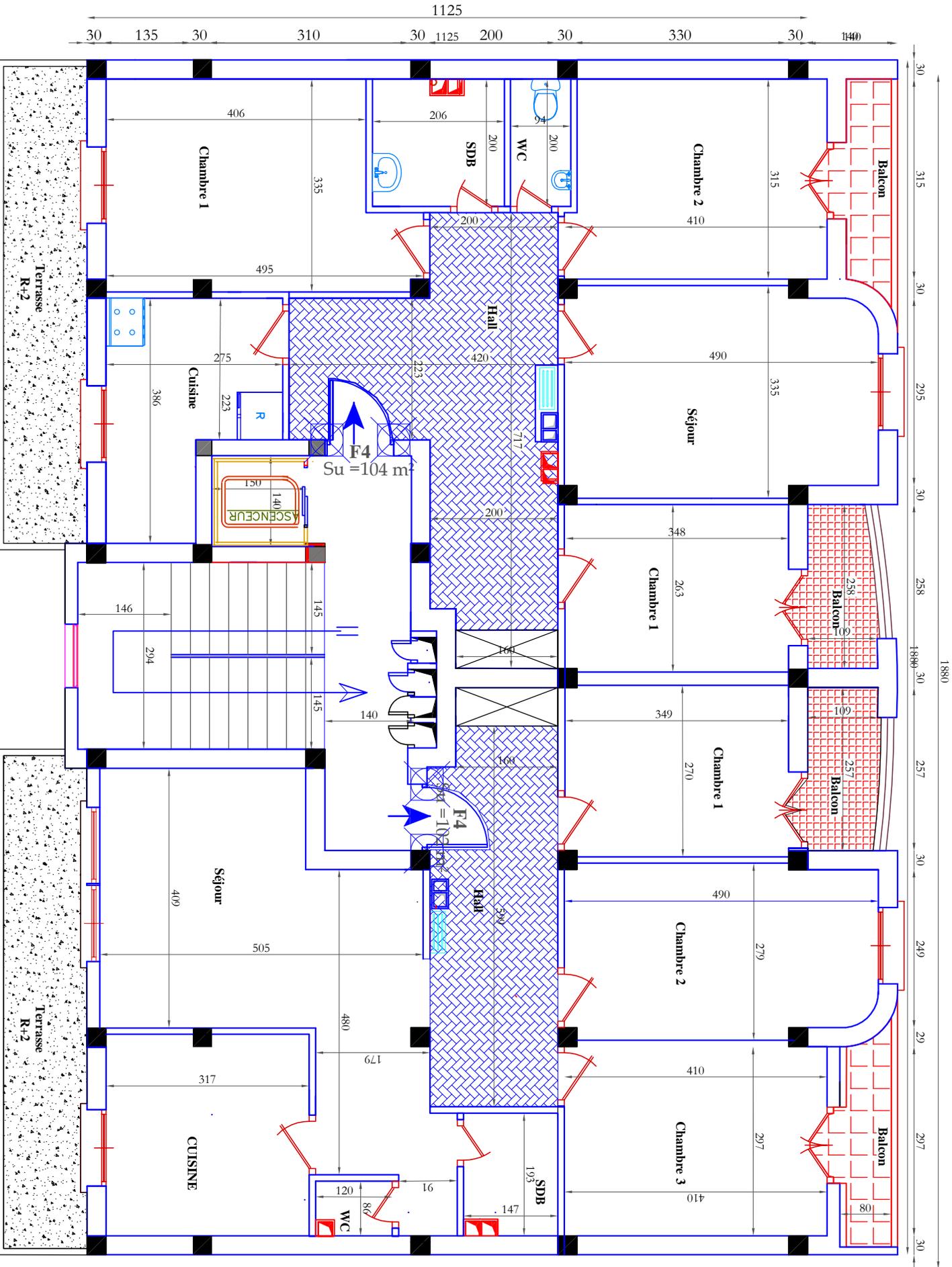


Plan 1er au U2/Etage BIOC -A- Ech: 1/50

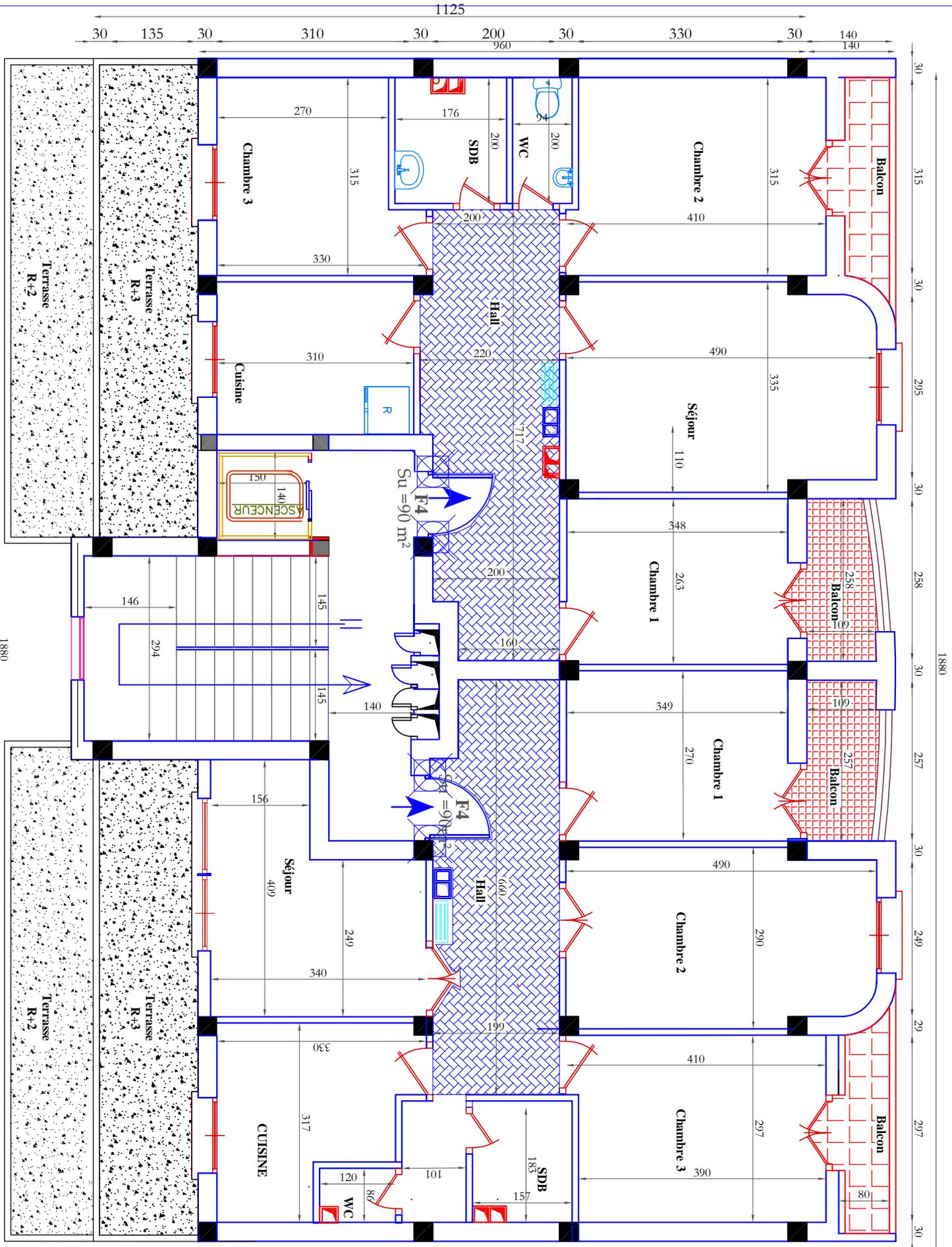


Plan U3Etagage BIOC -A- Ech:1/50

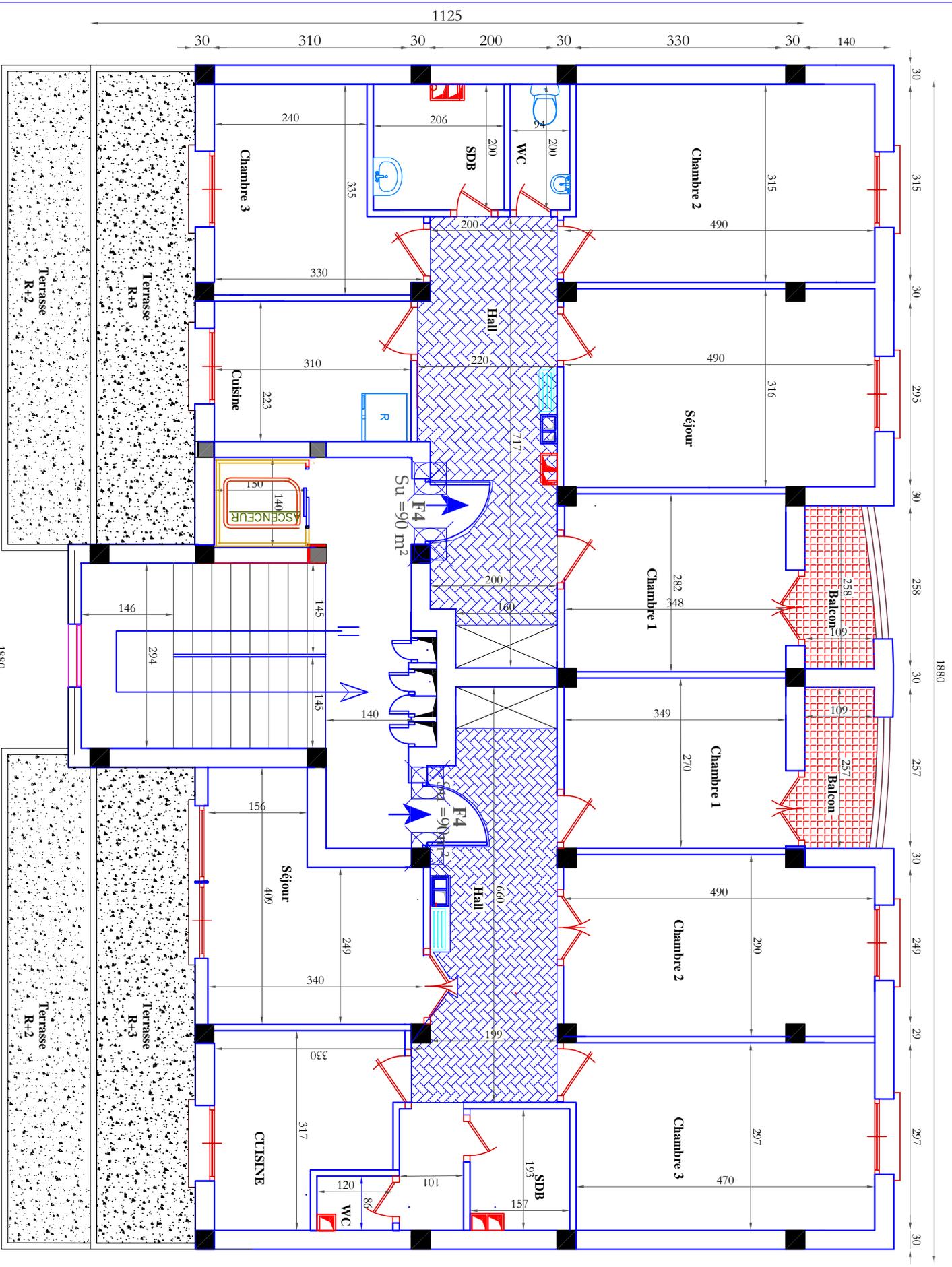
1880



Plan U4 - Etage BIOC -A- Ecn: 1/50

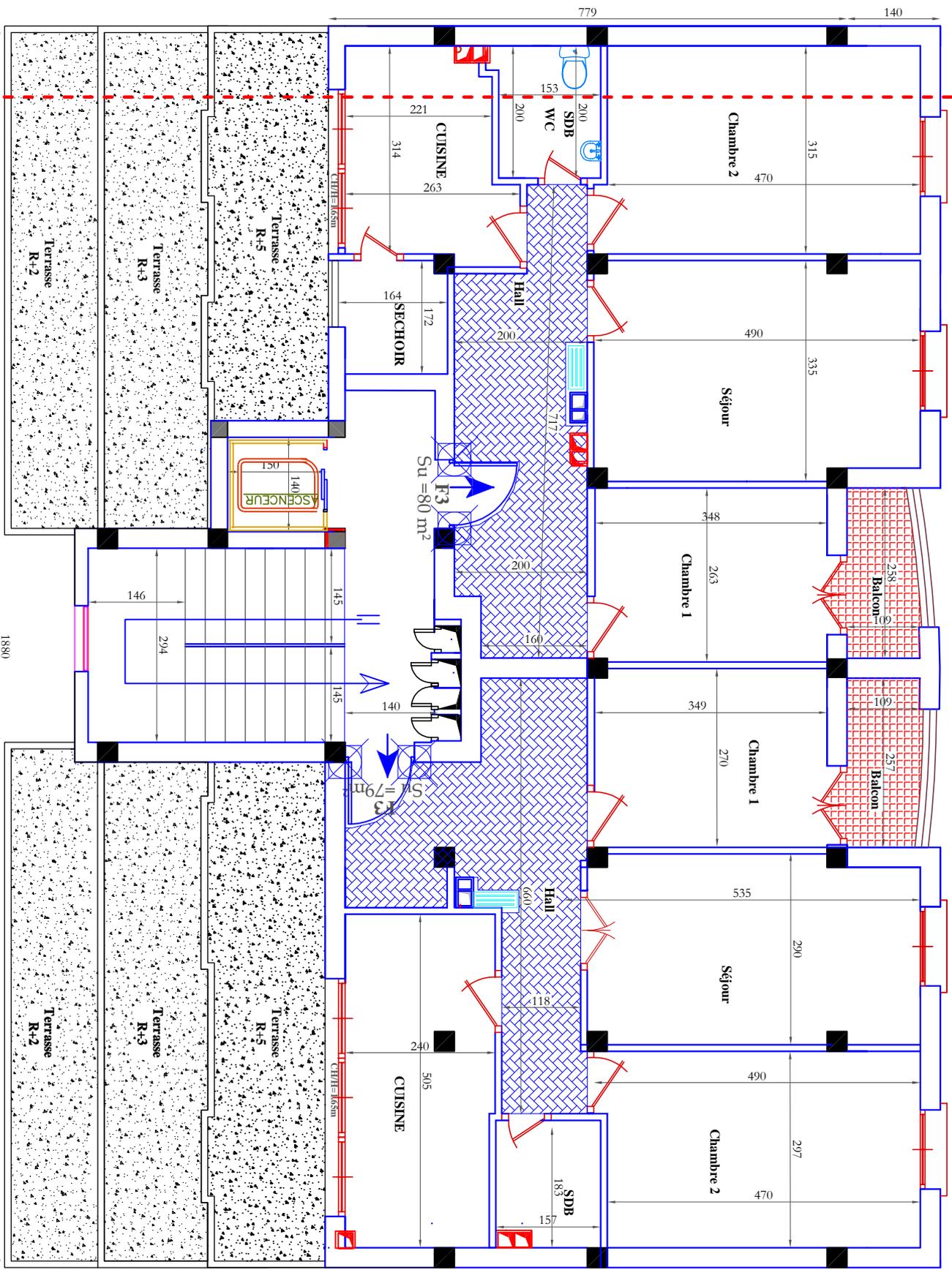


Plan 05 Etage BIOC -A- Ech:1/50



Plan 06 Etage Bloc -A- Ech:1/50

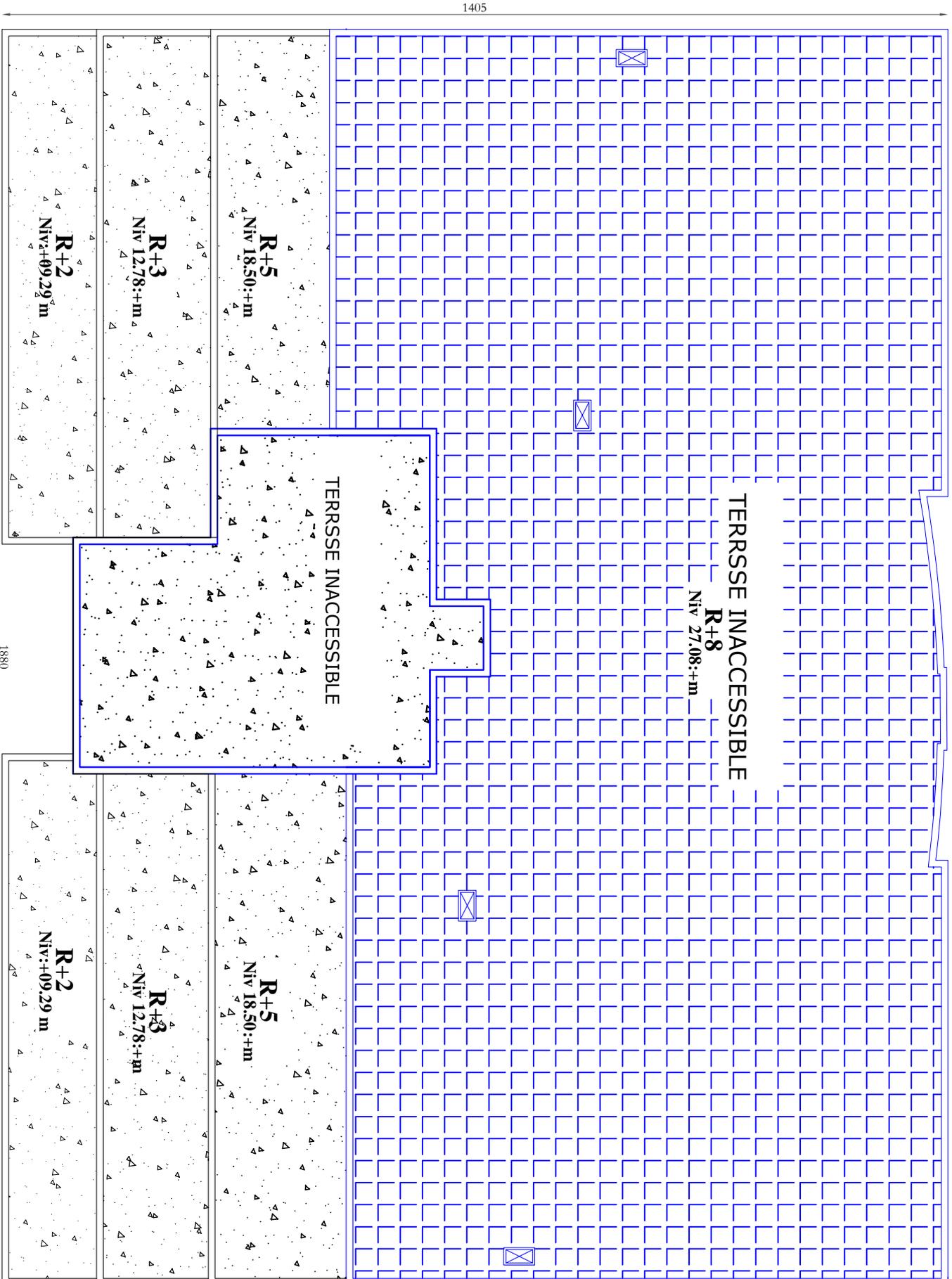
1880



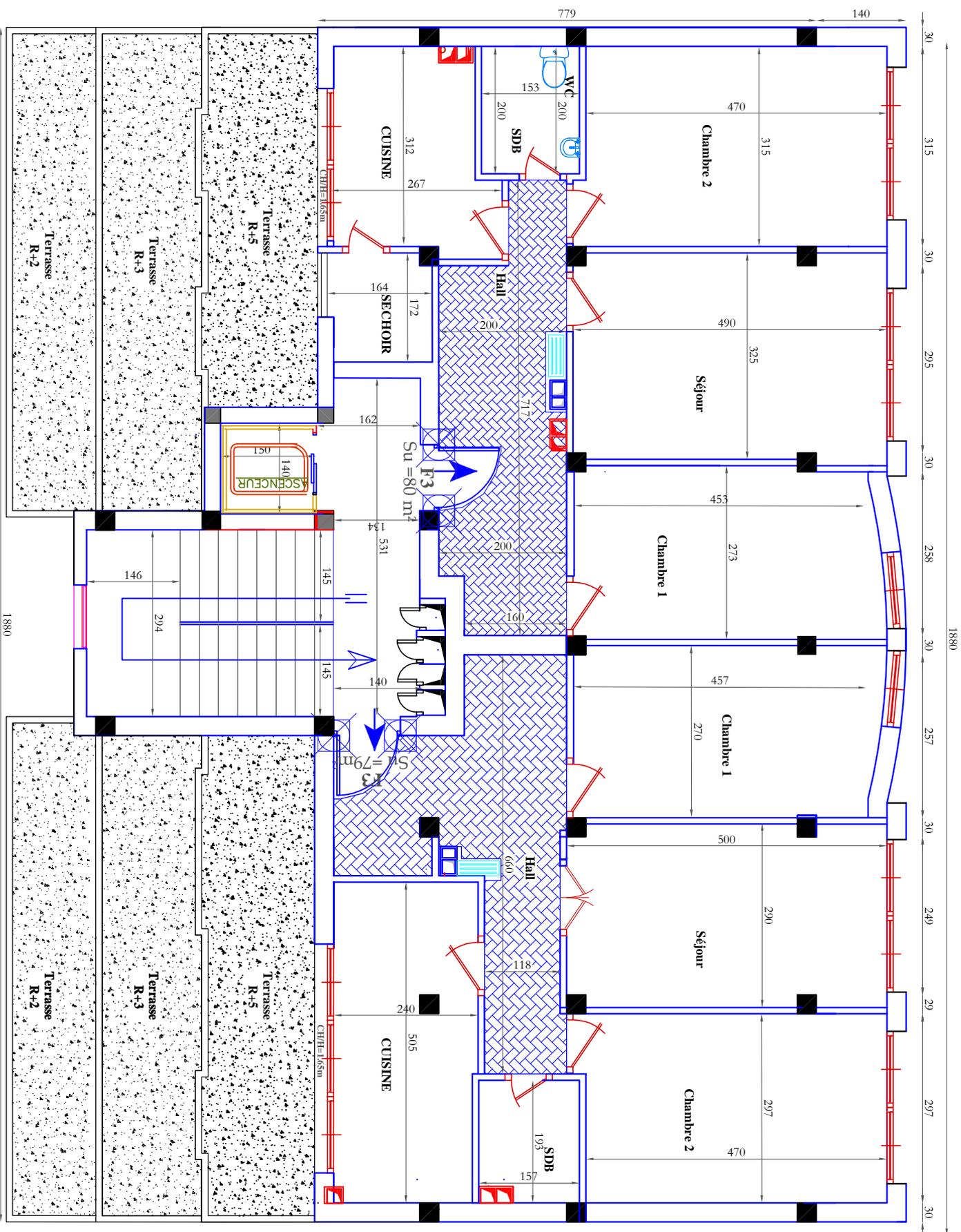
1880



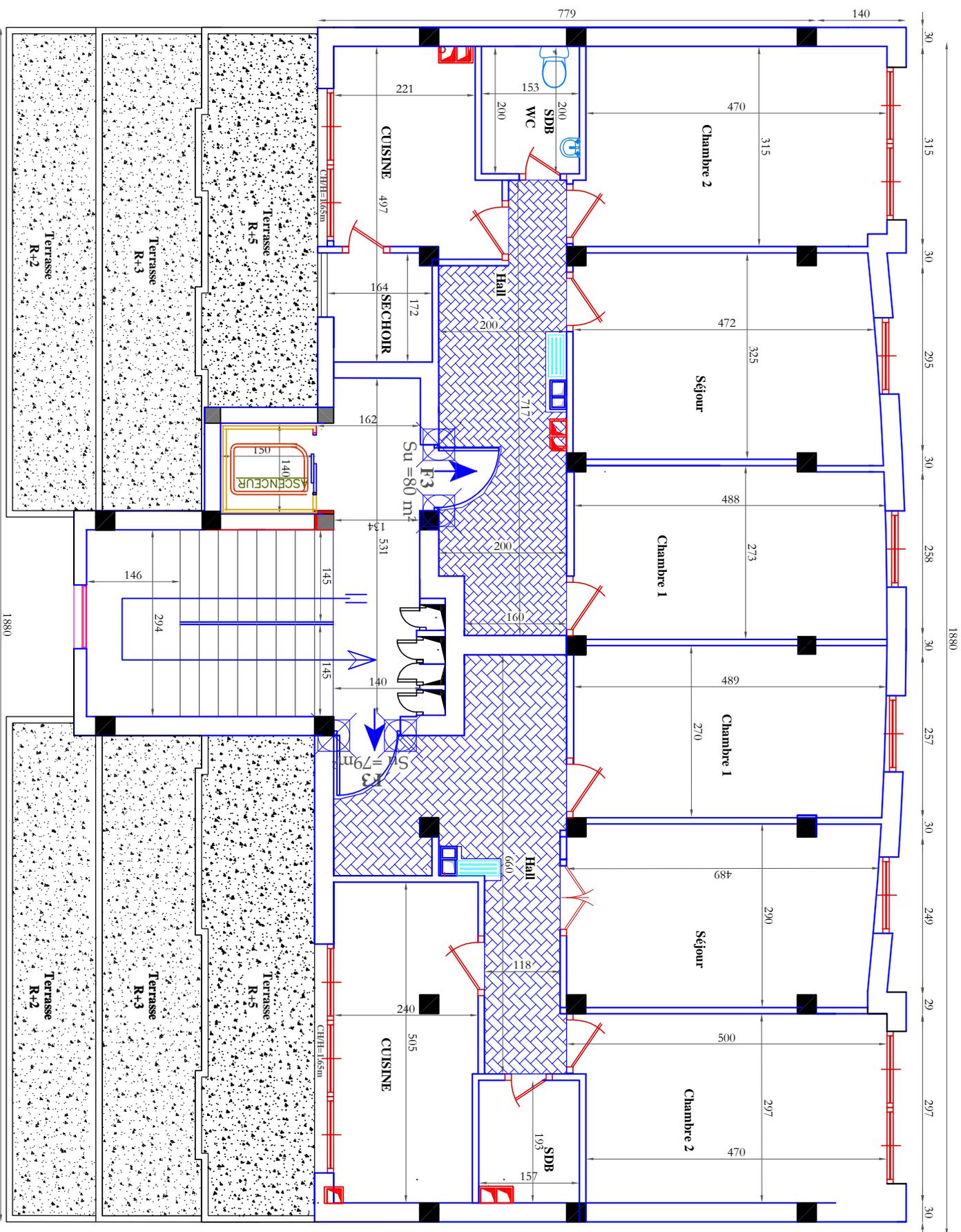
Plan de Toiture -A- Ech:1/50



Plan 07 Etage Bloc -A- Ech:1/50



Plan 08 Etage Bloc -A- Ech:1/50





FACADE PRINCIPALE ECH: 1/50EME

BLOC -A-

