

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

Mémoire de fin de cycle

MASTER 2

OPTION : STRUCTURES

Thème :

**Etude d'un bâtiment en béton armé R+9+ Sous-sol
à usage d'habitation et parking contreventé par un
Système mixte (Voiles-Portiques)**

Présenté par :

BOULKALEM AICHA

BAZIZENE NARIMANE

Encadré par :

M^{me}: BOUICHE LEILA

Membres de jury :

M^r: BOUKELLOUDA

M^{me}: OUARI

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2019/2020

Remerciement :

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude

En particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux de nous avoir donnée la force et la patience pour achever ce modeste travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} Bouiche Leila.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil De l'université de Bejaia

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire, De près ou de loin, et à tous nos amis pour leur aide

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, avec tout ce que j'ai de sentiment de respect et d'amour, à mon premier sourire et ma source de tendresse, Ma chère maman et l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et respect, Mon chère père. C'est à ces deux chères que je me mets à genoux, c'est à eux que je dis merci

À mes très chères sœurs: **Himo** et **chaima**

À mes meilleurs amies: **Tassadit**, **Nessrine**, **Maya**

À ma binôme: **Aicha**

À mon encadreur : M^{me} **L.Bouiche**

Enfin je dédie ce travail à toute la famille **BAZIZENE** particulièrement à babi, ainsi à La famille **Abdiche**.

BAZIZENE Narimane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes très chères sœurs: **Samia** et **Yasmine**.

A mon frère: **Djalal**.

A mes meilleurs amis: **Tahar, Katia, Saadi**.

A toute la famille "**Boukalem**"

A ma binôme: **Narimane**

A mon encadreur : **M^{me}L.Bouiche**

A toute la promotion génie civil 2020.

BOULKALEM Aicha

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

As : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinale du béton.

E_i: Module de déformation instantanée.

E_{fl}: Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v: Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g: Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q: Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

St : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{su} : Charge limite de frottement latérale.

C: sol du cohésion

γ : poids volumique

NC, N γ , Nq sont des paramètre sans dimension dépendant de γ , ils sont donnes par le tableau de l'article **3.31(DTR-BC2.331)**.

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

Introduction1

I. 1 Présentation de l'ouvrage.....1

I.2 Etats limites de calculs..... 2

I.3 Actions et sollicitations de calculs2

I.4 Le béton 3

I.5 L'acier.....5

I.6 Réglementations et normes utilisées.....6

Conclusion..... 6

CHAPITRE II : Redimensionnement des éléments

Introduction7

II.1 Redimensionnement et élévation des charges7

II.2 Descente de charge pour le poteau D7.....16

II.3 Vérification à faire19

Conclusion 21

CHAPITRE III : Calcul des éléments Secondaires

Introduction.....22

III.1 Etude des planchers22

III.2 Etude des escaliers..... 37

III.3 Etude de la poutre chaînage49

III.4 Etude de l'acrotère.....50

III.5 Etude de l'ascenseur53

Conclusion57

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Introduction58

IV.1 Méthode de calcul.....58
IV. 2 Analyse sismique de la structure.....58
Conclusion.....65

CHAPITRE V : Etude des éléments Structuraux

Introduction66
V.1 Etude des poteaux.....66
V.2 Etude des poutres.....73
V.3 Etude des voiles.....80
Conclusion.....85

CAPITRE VI : l'infrastructure

Introduction.....86
VI.1 Etude des fondations86
VI.2 Etude du voile périphérique96
Conclusion.....100

Liste des figures :

Figure I.1	Schéma de la structure en 3D.....	1
Figure I.2	Diagramme de contrainte déformation du béton.....	4
Figure I.3	Diagramme de contrainte déformation du l'acier.....	5
Figure II.1	Vue en plan d'une poutrelle.....	7
Figure II.2	Coupe transversal d'un plancher à corps creux.....	7
Figure II.3	Schéma de la disposition des poutrelles.....	8
Figure II.4	Dalle sur 2appuis.....	9
Figure II.5	Dalle sur 3appuis.....	9
Figure II.6	Dalle sur 4 appuis.....	9
Figure II.7	Vue en plan d'escalier droit à une volée.....	10
Figure II.8	Schéma statique d'un escalier droit à une volée.....	10
Figure II.9	Vue en plan d'escalier à deux volées.....	11
Figure II.10	Schéma statique de l'escalier à deux volées	11
Figure II.11	Vue en plan de l'acrotère.....	12
Figure II.12	Coupe transversal d'un voile.....	15
Figure II.13	Schéma d'un poteau et sa coupe	16
Figure II.14	Surface qui revient au poteau D7.....	17
Figure III.1	Schéma statique de type de poutrelle 2 plancher terrasse inaccessible.....	23
Figure III.2	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	32
Figure III.3	Schéma de ferrailage de dalle D1	34
Figure III.4	Schéma de ferrailage de dalle D2.....	36
Figure III.5	Schéma de ferrailage de dalle D3.....	37
Figure III.6	Schéma d'escalier droit à une volée.....	38
Figure III.7	Schéma statique d'escalier à une volée.....	38
Figure III.8	Schéma de ferrailage d'escalier à une volée.....	40
Figure III.9	Schéma statique de la volée1 partie AB.....	40

Figure III.10	Schéma statique de la volée1 partie BC.....	42
Figure III.11	Schéma de ferrailage de la volée 1.....	43
Figure III.12	Schéma de ferrailage de la volée 2.....	43
Figure III.13	Schéma statique de la poutre brisée.....	43
Figure III.14	Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	46
Figure III.15	Schéma statique de la poutre palière.....	46
Figure III.16	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	49
Figure III.17	Schéma de ferrailage de la poutre chainage.....	50
Figure III.18	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	53
Figure III.19	Schéma de ferrailage de la dalle pleine sous dessous de l'ascenseur.....	55
Figure III.20	Schéma représentant la surface d'impact.....	55
Figure III.21	Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.....	57
Figure IV.1	Spectre de réponse.....	61
Figure IV.2	Disposition des voiles	61
Figure V.1	Schéma de ferrailage des poteaux.....	72
Figure V.2	Schéma de ferrailage des poutres	80
Figure V.3	Schéma de ferrailage du voile Vx7.....	85
Figure VI.1	Semelle filante.....	87
Figure VI.2	Schéma de ferrailage de radier.....	93
Figure VI.3	Schéma des lignes de rupture du radier.....	93
Figure VI.4	Sollicitations sur les nervures dans le sens xx.....	94
Figure VI.5	Sollicitations sur les nervures dans le sens yy.....	94
Figure VI.6	Section à ferrailer.....	95
Figure VI.7	Schéma de voile.....	96
Figure VI.8	Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	97
Figure VI.9	Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	99

Liste des tableaux :

Tableau II.1 Dimensionnement de l'escalier volé 1 partie AB.....	11
Tableau II.2 Dimensionnement de l'escalier volé 1 partie BC.....	11
Tableau II.3 Dimensionnement de l'escalier volé 2.....	11
Tableau II.4 Evaluation des charges sur la terrasse inaccessible.....	12
Tableau II.5 Evaluation des charges sur la terrasse accessible.....	12
Tableau II.6 Evaluation des charges sur plancher étage courant à corps creux (16+4).....	12
Tableau II.7 Evaluation des charges sur les balcons.....	13
Tableau II.8 Evaluation des charges sur les dalles pleines.....	13
Tableau II.9 Evaluation des charges revenant au escalier volée.....	13
Tableau II.10 Evaluation des charges revenant au palier de repos.....	14
Tableau II.11 Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs doubles cloisons.....	14
Tableau II.12 Dimensions prémolaires des poteaux et leur poids propre.....	16
Tableau II.13 Descente des charges pour le poteau D7.....	17
Tableau II.14 Récapitulation des résultats des poteaux plus sollicités.....	18
Tableau II.15 Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités.....	19
Tableau II.16 Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités.....	21
Tableau II.17 Vérification des conditions du RPA99/2003.....	21
Tableau III.1 Types des poutrelles.....	22
Tableau III.2 Choix des méthodes des calculs pour les différents types de poutrelles.....	23
Tableau III.3 Charges qui reviennent sur les poutrelles.....	23
Tableau III.4 Les sollicitations plus défavorable du plancher terrasse inaccessible.....	25
Tableau III.5 Les sollicitations plus défavorable du plancher habitation.....	25
Tableau III.6 Les sollicitations plus défavorable du plancher terrasse accessible.....	25
Tableau III.7 Les sollicitations plus défavorable dans tous les niveaux.....	26
Tableau III.8 Evaluation de la flèche.....	31
Tableau III.9 Vérification des états limite de déformation.....	31
Tableau III.10 Calcul de ferrailage des différents niveaux.....	31
Tableau III.11 Vérification nécessaire à l'ELU.....	32
Tableau III.12 Vérification nécessaire à l'ELS.....	32

Tableau III.13	Les schéma de ferrailage des poutrelles pour tous les niveaux.....	32
Tableau III.14	Résultats de ferrailage de la dalle D1.....	33
Tableau III.15	Vérification des contraintes à l'ELS D1.....	34
Tableau III.16	Résultats de ferrailage de la dalle D2.....	35
Tableau III.17	Vérification de l'effort tranchant de la dalle D2.....	35
Tableau III.18	Vérification des contraintes à l'ELS D2	35
Tableau III.19	Résultats de ferrailage de la dalle D3.....	36
Tableau III.20	Vérification des contraintes à l'ELS D3.....	37
Tableau III.21	Sollicitations dans l'escalier droit à une volée.....	39
Tableau III.22	Ferrailage de l'escalier droit à une volée.....	39
Tableau III.23	Vérification des contraintes à l'ELS	40
Tableau III.24	Les sollicitations sont trouvées par la méthode RDM.....	41
Tableau III.25	Sollicitations dans l'escalier volée1	41
Tableau III.26	Ferrailage de l'escalier volée1 partie AB.....	41
Tableau III.27	Vérification des contraintes à l'ELS	41
Tableau III.28	Les sollicitations sont trouvées par la méthode RDM.....	42
Tableau III.29	Ferrailage de l'escalier volée1 partie BC.....	42
Tableau III.30	Vérification des contraintes à l'ELS	42
Tableau III.31	Ferrailage de la poutre brisée.....	44
Tableau III.32	Vérification des contraintes à l'ELS	46
Tableau III.33	Résultats de ferrailage de la poutre palière.....	47
Tableau III.34	Vérification des contraintes à l'ELS	48
Tableau III.35	Résultats de ferrailage de la poutre chaînage.....	49
Tableau III.36	Vérification des contraintes à l'ELS	50
Tableau III.37	Combinaisons d'action de l'acrotère.....	51
Tableau III.38	Ferrailage de l'acrotère.....	52
Tableau III.39	Vérification des contraintes à l'ELS	52
Tableau III.40	Le calcul des moments à l'ELU.....	54
Tableau III.41	Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	54
Tableau III.42	Vérification à l'ELS	54

Tableau III.43 Vérification des contraintes état limite de compression de béton.....	54
Tableau III.44 Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU.....	56
Tableau III.45 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.....	56
Tableau III.46 Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS.....	56
Tableau III.47 Vérification des contraintes état limite de compression de béton.....	57
Tableau IV.1 Valeur des pénalités.....	59
Tableau IV.2 Périodes et taux de participation massique de la structure.....	62
Tableau IV.3 Vérification de l'interaction voiles/portiques sous charge verticales.....	62
Tableau IV.4 Vérification de l'interaction voiles/portiques sous charge horizontales.....	63
Tableau IV.5 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	63
Tableau IV.6 Vérifications des déplacements dans les niveaux sens xx.....	63
Tableau IV.7 Vérifications des déplacements dans les niveaux sens yy.....	64
Tableau IV.8 Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$	65
Tableau IV.9 Vérification de l'effort normal réduit.....	65
Tableau V.1 Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	66
Tableau V.2 Sollicitations dans les différents poteaux.....	67
Tableau V.3 Ferrailage longitudinal des poteaux.....	69
Tableau V.4 Ferrailage transversales des poteaux.....	70
Tableau V.5 Vérification au flambement des différents poteaux.....	70
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.....	71
Tableau V.7 Vérification des contraintes de cisaillement.....	71
Tableau V.8 Ferrailage longitudinal des poutres.....	74
Tableau V.9 Vérification des contraintes de tangentielles	75
Tableau V.10 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	75
Tableau V.11 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	76
Tableau V.12 Moment résistant dans les poteaux.....	77
Tableau V.13 Moment résistant dans les poutres.....	77
Tableau V.14 Vérification de la zone nodale.....	78
Tableau V.15 Sollicitations maximales dans le voile V_x //à xx.....	81
Tableau V.16 Sollicitations maximales dans le voile V_y //à yy.....	81

Tableau V.17	Sollicitations et ferrailage du voile Vx7 dans tous les niveaux.....	84
Tableau V.18	Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux.....	85
Tableau VI.1	Section d'armature du radier.....	91
Tableau VI.2	Vérification des contraintes à l'ELS.....	92
Tableau VI.3	Section d'armature du radier à l'ELS.....	92
Tableau VI.4	Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon XX.....	94
Tableau VI.5	Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon YY.....	94
Tableau VI.6	Résultats de ferrailage des nervures.....	95
Tableau VI.7	Vérification des contraintes à l'ELS.....	95
Tableau VI.8	Ferrailage des nervures selon les deux sens.....	96
Tableau VI.9	Ferrailage des voiles périphérique	98
Tableau VI.10	Vérification des contraintes à l'ELS.....	99
Tableau VI.11	Section d'armateur du radier à l'ELS.....	99

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de Calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99version 2003, les différents DTR et les anciens mémoires de fin d'étude et les cours de béton.

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

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en béton armé (R+9+Sous-sol) à usage d'habitation et parking. Le bâtiment se situe en Algérie, exactement à la wilaya de Bejaïa dans le lieu-dit (Akbou).

Pour ce faire, nous allons répartir le travail sur six chapitres :

- Le premier chapitre on a donné un bref résumé sur les règlements de calcul des structures en béton armé.
- Le deuxième chapitre consacré au pré dimensionnement des éléments composant la structure.
- Le troisième chapitre nous avons calculé et ferrailé les éléments secondaires.
- Nous avons fait par la suite, en chapitre quatre l'étude dynamique ou on a modélisé notre structure avec le logiciel **ETABS 2016**.
- L'étude des éléments structuraux fait l'objet du chapitre cinq.
- Enfin nous avons choisi et calculé les fondations en fonction des caractéristiques du site et de la structure. Suivi d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

I. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurité et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.1 Présentation et description de l'ouvrage

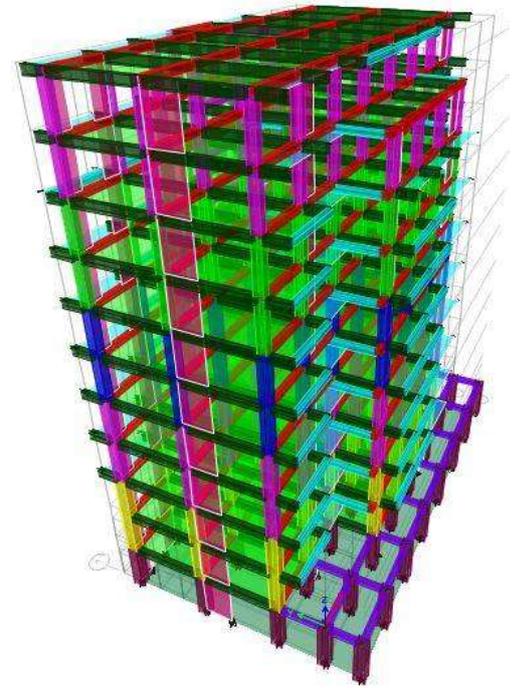
Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+9+sous-sol), dont ses parties structurales sont utilisées comme suit :

- ✚ Sous-sol : à usage d'un parking.
- ✚ Du RDC jusqu'au 9ème étage : à usage habitation.

L'étage 9 comprend une terrasse accessible

- ✚ Terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est de 34,24m inférieure à 48 m, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien **RPA 99/version 2003 « article 3.2 »** dans le groupe d'usage 2.



❖ **Figure I.1** Schéma de la structure en 3D

I.1.1 Implantation de l'ouvrage :

Le bâtiment se situe en Algérie, exactement à wilaya de Bejaia, la commune d'Akbou. Bejaia est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 -2003) dans une zone de moyenne sismicité (zone II_a).

I.1.2 Description architecturale de l'ouvrage :

➤ Dimensions en plan :

Les dimensions maximales sont : $L_x = 26,60\text{m}$; $L_y = 17,05\text{ m}$

➤ Dimensions en élévation :

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale	34,24 m
Hauteur du sous-sol(parking)03,23 m
Hauteur des étages courants02, 89m

I.1.3 Données géotechniques du site :

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LABORATOIRE SLIMANI FARIDA, situé à AKBOU, Bejaia. Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- ✚ Une contrainte admissible du sol $\sigma = 2,00$ bars.
- ✚ Le sol est classé en catégorie meuble (S3) selon sa nature géotechnique.

I.2 Etats limites de calculs

➤ Définition :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites :

1. Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on cite trois cas :

- L'équilibre statique
- De stabilité de forme (le flambement)
- La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques)

➤ Hypothèse de calcul à L'ELU

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire)
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation
- La résistance du béton tendu est négligée
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion ; $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ et en compression simple ; $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$

2. Etat limite de service (ELS) ou d'utilisation

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage normale et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois cas :

- Les déformations des éléments (flèche)
- Ouverture des fissures (acier)
- Valeurs de la compression du béton

➤ Hypothèse de calcul à l'ELS

- Conservation des sections planes
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations
- La résistance à la traction du béton est négligée
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est ; $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.3 Action et sollicitations de calcul

I.3.1 Les actions

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

a) Les Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- ✓ Le poids propre des éléments de la structure
- ✓ Le poids des revêtements et cloisons
- ✓ Le poids de poussée des terres et des liquides

b) Les Actions Variable (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- ✓ Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution
- ✓ Effet de la température
- ✓ Charges climatiques (vent, neige)
- ✓ Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution

c) les Actions Accidentelles

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est courte on peut citer : Explosion, Séismes, Chocs.....

I.4 Le béton :

C'est un matériau essentiel de la construction formé par un mélange de granulats, de sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment), éventuellement complété par des adjuvants et des additions.

I.4.1 Caractéristiques du béton :

➤ Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre $16cm$, et de hauteur de $32cm$.

Pour l'étude de ce projet, on prendra : $f_{c28} = 25 MPa$.

➤ Résistance à la traction f_{tj} :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} < 60 MPa \text{ (CBA93, Art. A.1.2.1.2)}$$

On a $f_{c28} = 25 MPa$, donc $f_{t28} = 2,1 MPa$

➤ Contrainte limite à l'ELU :

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ (BAEL91, Art. A.4.3.4)

Dans notre cas : $f_{bu} = 14,2 MPa$

➤ **Contrainte limite à l'ELS :**

Cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.5.2})$$

➤ **Diagramme des contraintes-déformations du béton :**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (*figure I.1*)

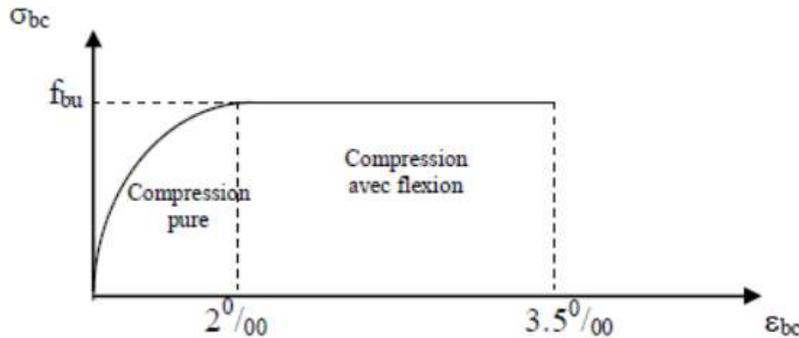


Figure I.2 diagramme contraintes-déformation du béton.

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

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression

3,5‰ : en flexion simple ou composée

Pour : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $f_{bc} = 0,25 \times f_{bu} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4 \times 103 \times \varepsilon_{bc})$.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ $f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{CBA93, Art.A.2.1.2.1})$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à

(j) jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{CBA93, Art. A.2.1.2.2})$

Pour : $f_{c28} = 25MPa$, on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v28} = 10818,86MPa \end{cases}$

➤ **Coefficient de Poisson ν**

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations

➤ **Contraintes admissibles de cisaillement**

Fissuration peu nuisible F.P.N : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right)$ (B.A.E.L.91, Art.A.5.1.2.11)

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4,34\text{MPa} & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P : $\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 3,26\text{MPa} & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

I.5 L'acier

C'est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leurs rôles est de résister à l'effort de traction, de cisaillement et de torsion.

➤ **Diagramme des contraintes – déformations (acier) :**

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

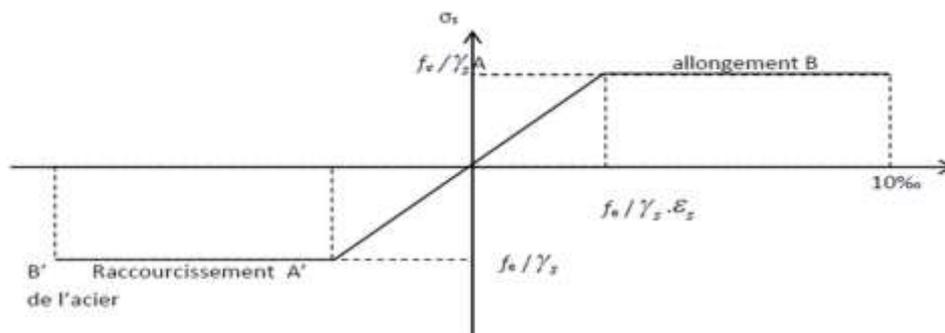


Figure I.3 Diagramme de contrainte- déformation du l'acier.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

➤ **Les armatures en acier :**

On prend $f_e=400\text{MPa}$

➤ **Module d'élasticité longitudinal :**

On prend : $E_s= 2 \times 10^5 \text{ MPA}$

➤ **Contrainte limite des aciers**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U)**

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

Dans le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] = 201,63 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91, Art.4.5.3.3.})$$

- Cas où la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] = 164,97 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.5.3.4})$$

η : Coefficient de fissuration = 1,6 (pour les hautes adhérences $\phi \geq 6\text{mm.}$)

I.6 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- **DTR BC 2.48:** Règles Parasismique Algériennes RPA99/ Version 2003
- **DTR BC2.41 :** Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93
- **DTR B .C 2.2 :** Charges permanentes et charges d'exploitations
- **DTR BC 2.331 :** Règles de calcul des fondations superficielles
- Béton aux états limites **BAEL91/Version 99**
- **Différentes combinaisons des sollicitations d'action données par le RPA**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ 1.35G+1.5Q
- ✓ G+Q
- ✓ G+Q ± E.
- ✓ 0.8G ± E.

Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

CHAPITRE II

Introduction

Le pré-dimensionnement a pour objectif de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- ✚ Eléments structuraux : Poutres, poteaux et voiles.
- ✚ Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 révisé 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.**

II.1 Pré-dimensionnement et évaluation des charges

II.1.1 Eléments secondaires

1. Les planchers

Le plancher est un élément structurel et un ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation.

1. a Plancher à corps creux

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \text{ (CBA, article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale des poutrelles entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

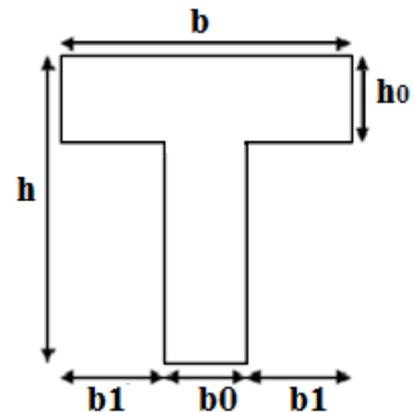


Figure I.1 : vu en coupe d'une poutrelle

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 16,44 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux

$h_{dd} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

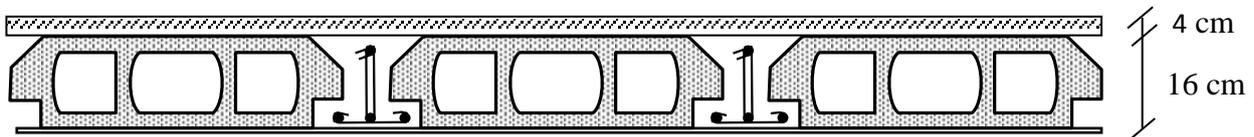


Figure II.2 Plancher à corps creux.

✚ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité.

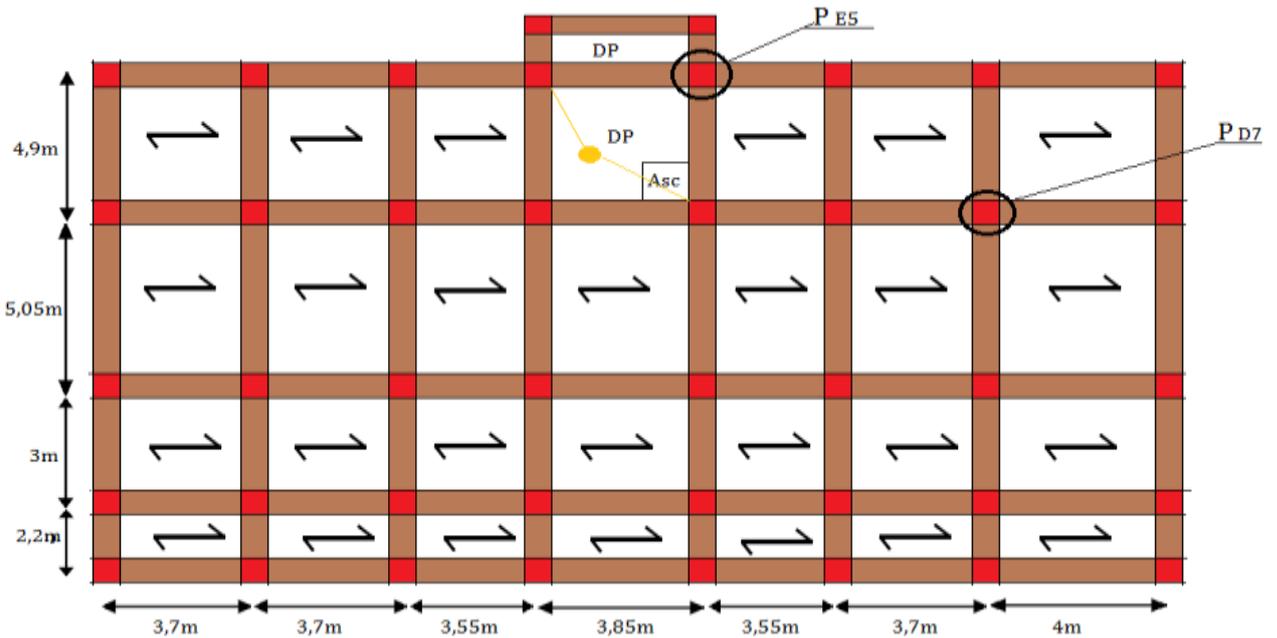


Figure II.3 Schéma de la disposition des poutrelles (sous-sol).

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots\dots\dots (CBA, \text{article 4.1.3})$$

◆ $L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ ◆ $8 \text{ cm} < b_0 < 12 \text{ cm}$ on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

◆ $L_y^{min} = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$ ◆ $h_0 = 4 \text{ cm}$ ◆ $h_t = 20 \text{ cm}$

On a donc :

$$\frac{b-b_0}{2} = \min(27,5 \text{ cm} ; 32,5 \text{ cm}) \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow b = (26,5 * 2) + 12 = 65 \text{ cm}$ ce que donne : $b = 65 \text{ cm}$

1. b Plancher à dalle pleine

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

• **Résistance à la flexion**

✚ Pour une dalle en console ou deux appuis parallèles ou perpendiculaire: $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour $(\rho \leq 0,4)$.

✚ Dalle reposant sur plus de deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ pour $(\rho \leq 0,4)$.

✚ Dalle reposant sur trois appuis ou plus: $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour $(\rho > 0,4)$

Avec : $(\rho = \frac{L_x}{L_y})$

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

- Dans notre projet on distingue trois types de dalles pleines :

→ **Dalle(D1) sur 2 appuis (balcon)**

On a: $L_x = 1,10\text{m}$; $L_y = 2,50\text{ m}$.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,44 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40}$$

$$2,44\text{cm} \leq e \leq 2,75\text{cm} \Rightarrow e = 2,70\text{ cm}$$

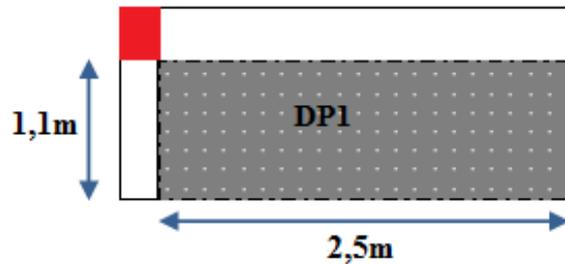


Figure I.4 : dalle sur 2 appuis

→ **Dalle (D2) sur 3 appuis (balcon)**

On a: $L_y = 3,50\text{ m}$; $L_x = 1,20\text{ m}$.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,34 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3,42\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm} \Rightarrow e = 4\text{ cm}$$

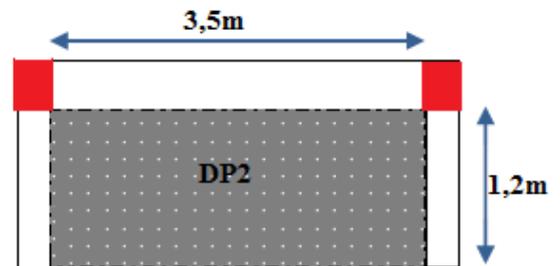


Figure I.5 : dalle sur 3 appuis

→ **Dalle(D3) sur 4 appuis**

On a: $L_x = 2,50\text{m}$; $L_y = 3,30\text{m}$.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,75 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{250}{45} \leq e \leq \frac{250}{40}$$

$$5,55\text{cm} \leq e \leq 6,25\text{cm} \Rightarrow e = 6\text{ cm}$$

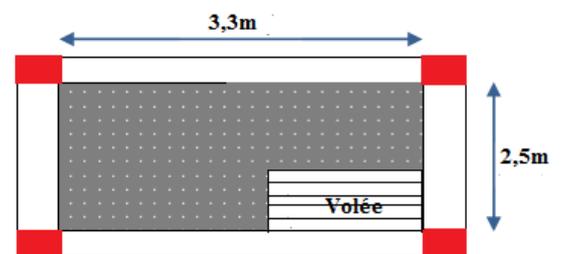


Figure I.6: dalle sur 4 appuis

- **Critère de résistance au feu**

$e \geq 07\text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu

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

$e \geq 14\text{ cm}$ Pour trois heures de coupe-feu

- ✚ on opte pour les dalles pleines (balcons, dalle de l'ascenseur, dégagement), une épaisseur de **e=15cm**

2. Les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, Permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

- **Type 1 : Escalier droit à une volée**
- **Calcul du nombre de marches et de contre marches**

On a: $L_v = 215\text{cm}$; $H = 119\text{cm}$.

$60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64$ tel que : $g = \frac{L}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$ formule de **BLONDEL**

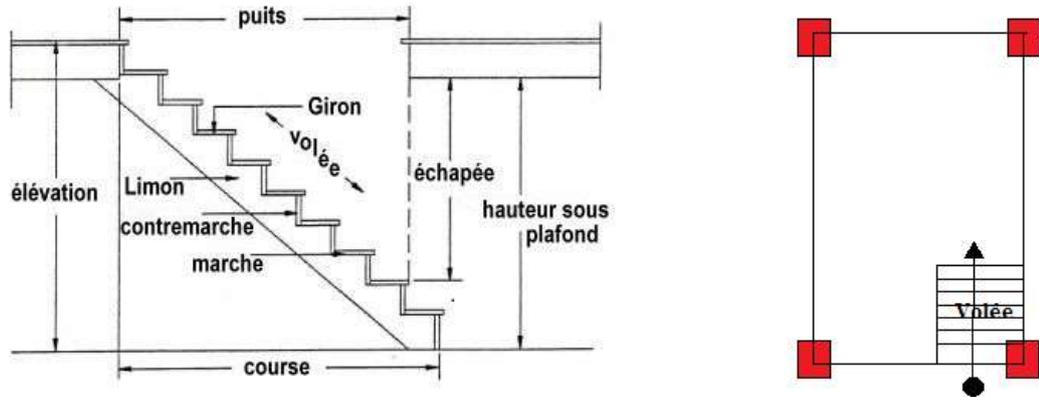
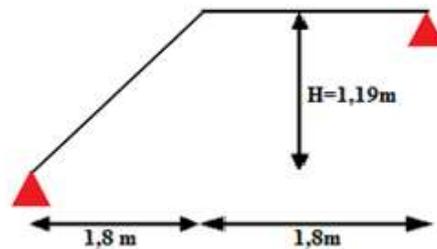


Figure II.7: vu en plan d'escalier droit à une volée

Avec : $n - 1$: Nombre de marches

- L : Longueur de la volée.
- n : Nombre de contre marches
- H : La hauteur de la volée.
- $n = 119/17 = 7$ contres marches



α : Angle de raccordement

Figure I.8 : schéma statique d'un escalier droit à une seul volée

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7-1} = 30\text{cm}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{119}{180} \Rightarrow \alpha = 33,47$$

- **Epaisseur de la pailleasse et du palier**

$$L = l_1 + l_v + l_3 : l_v = \sqrt{1,8^2 + 1,19^2} = 2,15\text{ m} ; L = 3,95\text{ m}$$

l_v : longueur de la volée
 l_3 : longueur du palier de repos

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{395}{30} \leq e \leq \frac{395}{20}$$

$$13,16\text{cm} \leq e \leq 19,75\text{ cm}$$

$e \geq 11\text{ cm}$... Pour deux heures de coupe-feu, on adopte **$e=15\text{cm}$**

- Type 2 : escalier à deux volées

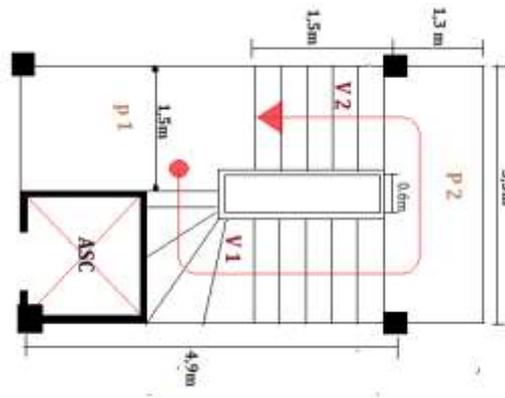


Figure II.9 Vue en plan de l'escalier à deux volées

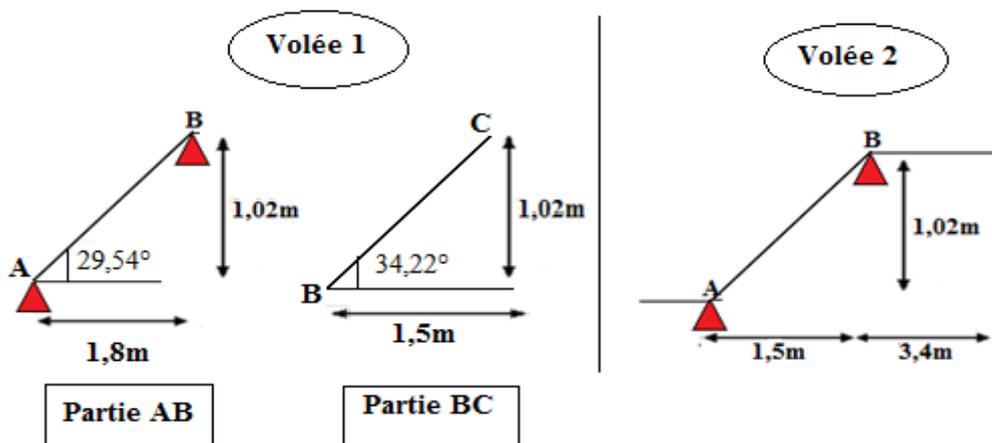


Figure II.10 Schéma statique de d'escalier à deux volées

Le résultat de pré-dimensionnement sera présenté dans le tableau ci-dessus :

Tableau II.1. Dimensionnement de l'escalier

1 ^{er} volée	H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (cm)	L _v (cm)	α	e(cm)
partie AB	102	17	6	30	180	206,89	29,54°	15
partie BC	102	17	6	30	150	181,39	34,22°	15

Tableau II.2. Dimensionnement de l'escalier volées 2

2 ^{em} volée	H (cm)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (cm)	L _v (cm)	α	e(cm)
/	102	17	6	30	150	181,39	34,22°	15

3. Acrotère de la terrasse inaccessible

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture, la surface de l'acrotère est :

$$S = (0,6 * 0,1) + (0,1 * 0,08) + \frac{0,02 * 0,1}{2} = 0,069 \text{m}^2.$$

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN}$$

$$G_{rev} = 0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN}$$

$$G_{acro} = 2,26 \text{ KN/m}$$

$$Q_{acro} = 1,00 \text{ KN/m}$$

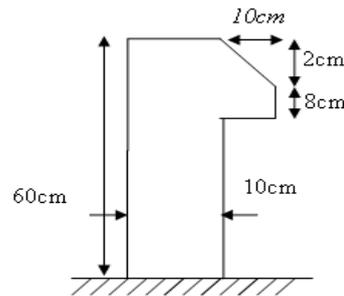


Figure II.11 : Schéma statique de l'acrotère

4. Evaluation des charges et les surcharges

❖ Plancher terrasse inaccessible a corps creux

Tableau II.3 Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible

Composant	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids «G» (kN/m ²)
Gravier de protection	0,05	20	1
Multicouche étanchéité	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Planche à corps creux	(0,16+0,04)	14	2,8
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Forme de pente	0,10	22	2,20
Total charge permanentes	G = 6,48kN/m²		
Total charges exploitations	Q = 1 KN/m²		

➤ b. Plancher terrasse accessible à corps creux

Tableau II.4 Évaluation des charges sur la terrasse accessible

Composant	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids «G» (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Multi couche étanchéité	0.02	6	0,12
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Planché à corps creux	(0,16+0,04)	14	2,8
Forme de pente	0.10	22	2,2
Enduit de plâtre	0.02	10	0,2
Total charge permanentes	G = 6,64 KN/m²		
Total charges exploitations	Q = 1,5 KN/m²		

➤ c. Plancher étage courant à corps creux (16+4)

Tableau II.5 Évaluation des charges sur Plancher étage courant à corps creux (16+4)

Composant	Epaisseur (m)	Densité(KN /m ³)	Poids «G» KN (/m ²)
Cloisons de séparation	0,10	10	1
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40

Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Planché à corps creux	(0,16+0,04)	14	2,8
Total charge	G = 5,16KN/m²		
Total charges	Q = 1,5 KN/m²		

➤ **d. Charges sur les balcons**

Tableau II.6 Évaluation des charges sur les balcons

Composant	Epaisseur (m)	Densité(KN/m³)	Poids «G» (KN/m²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Balcon	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Total charge permanentes	G = 5,11 KN/m²		
Total charges exploitations	Q = 3,5 KN/m²		

➤ **e. Charges sur les dalles pleines**

Tableau II.7 Évaluation des charges sur les dalles pleines

Composant	Epaisseur (m)	Densité(KN/m³)	Poids «G» (KN/m²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Total charge permanentes	G = 5,11KN/m²		
Q étage courant	Q = 2,5 KN/m²		

➤ **f. Charges revenant aux escaliers**

- volée

Tableau II.8 Évaluation des charges revenant au escalier volée

Composant	Epaisseur (m)	Densité(KN/m³)	Poids «G» (KN/m²)
Enduit en mortier	0,015 /cos(α)	18	0,33
Paillasse	0,15 /cos(α)	25	4,54
Marche	0,17/2	22	1,87
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Revêtement H	0.02	22	0,44
Mortier de pose V	0.02	20	0,21
Revêtement V	0,02h/g	22	0,26
Total charge permanentes	G = 8,05KN/m²		
Total charge exploitations	Q = 2,5 KN/m²		

- palier

Tableau II.9Évaluation des charges revenant au palier de repos

Composant	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids «G» (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0 ,02	18	0,36
Dalle plane	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Total charge permanentes	G = 5,18 KN /m²		
Total charge exploitations	Q = 2,5 KN/m²		

g. Charges revenant aux murs extérieurs doubles cloisons

Tableau II.10Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs doubles cloisons

Composant	Epaisseur(m)	Densité(KN/m ³)	Poids «G» (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,015	18	0,27
brique creuse	0,15	8,66	1.35
brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Total charge permanentes	G = 2,72 KN/m²		
Total charge exploitations	Q = 1KN/m²		

II.1.2 éléments structuraux

1. Les poutres

La poutre est un élément structural, porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment

1. a :Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon *le BAEL 91* leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10} \quad ; \quad L_{max} = 505 - 35 = 470 \text{ cm (Pour des poteaux de } (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$\frac{470}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{470}{10}$$

31,33cm ≤ h_{pp} ≤ 47cm On prend : h_{pp}=35cm et b=30cm choisi forfaitairement

✚ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

- ✓ $h_{pp} = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- ✓ $b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- ✓ $h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée

1.b Les poutres Secondaires

$$L_{max} = 400 - 35 = 365\text{cm}$$

$$24,33\text{cm} \leq h_{ps} \leq 36,5\text{cm}$$

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

✚ Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

1. c La poutre de chaînage

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

Dans notre cas, la poutre sert à reprendre le poids des cloisons.

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

$$\frac{360}{15} \leq h_{ch} \leq \frac{360}{10} \Leftrightarrow 24\text{ cm} \leq h_{ch} \leq 36\text{ cm}$$

On prend : $h_{ch}=30\text{cm}$, $b=30\text{cm}$

✚ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$h_{ch} = 30\text{cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2. Les voiles de contreventement

Les murs en béton armé servent d’une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d’autre part de reprendre les efforts verticaux qu’ils transmettent aux fondations.

D’après le **RPA 99V2003** les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles.

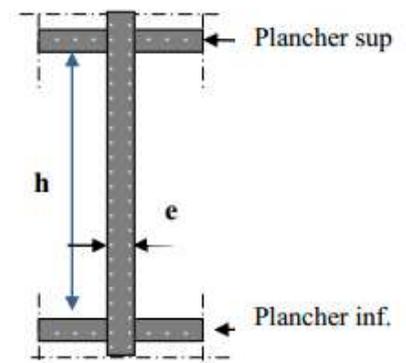


Figure III12 Coupe transversale d’un voile

$$e \geq \frac{h_e}{20} \text{ avec : } h_e \text{ hauteur libre d'étage}$$

→ Pour le sous-sol : $h_e = 3,23 - 0,35 = 2,88\text{m} \Rightarrow e \geq 14,4\text{cm}$

→ Pour le RDC et les étages courants : $h_e = 2,89 - 0,35 = 2,54\text{m} \Rightarrow e \geq 12,7\text{cm}$

On prend : $e = 20\text{ cm}$

➤ **Calcul de la largeur des voiles**

$L \geq 4 * e \Rightarrow$ On prend : $L = 80\text{ cm}$

2. Les poteaux

Ce sont des éléments rectangulaire ou circulaire en béton arme. Selon les règles du **BAEL91** le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon 03 critères :

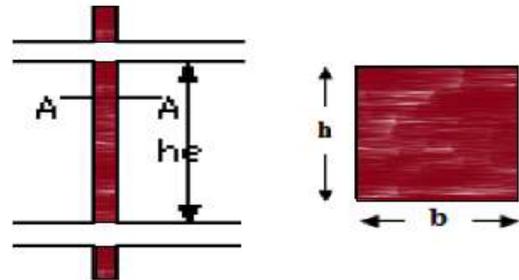


Figure II.13 : schéma d'un poteau et sa coupe

1. Résistance : ils doivent résister à la compression simple,
2. Critère de stabilité de forme (flambement) ;
3. Conditions de RPA.

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

Pour ce faire, on a sélectionné deux poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités : **P. D7** : poteau voisin de rive et **P. E5** : poteau au niveau de la cage d'escalier

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (35×35) cm² pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions supposés définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Tableau II.11 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveau	Dimensions (b×h) cm ²	Poids propre G (KN) $G = h \times b \times H \times \gamma_c$
SOUS- SOL	50*50	20,18
ETAGES RDC et 1	45*50	16,25
ETAGES 2 et 3	45*45	14,63
ETAGES 4 et 5	40*45	13,005
ETAGES 6 et 7	40*40	11,56
ETAGES 8 et 9	35*40	10,11

Avec : $\gamma_c = 25\text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton **et H** : hauteur du poteau :

- $H = 3,23\text{m}$ pour le sous-sol
- $H = 2,89\text{ m}$ pour le RDC et le reste des étages

II.2 Descente de charge pour le poteau D7

II.2 .1 Surfaces afférentes

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 3,81 \text{ m}^2 \\ S2 = 4,15 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,29 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,94 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 16,32 \text{ m}^2$$

$$G_{PP} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{PP}$$

$$L_{PP} = 4,62 \text{ m} ; L_{PS} = 3,5 \text{ m}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,5 = 7,87 \text{ KN}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,62 = 12,13$$

$$G_{poutere} = 20 \text{ KN}$$

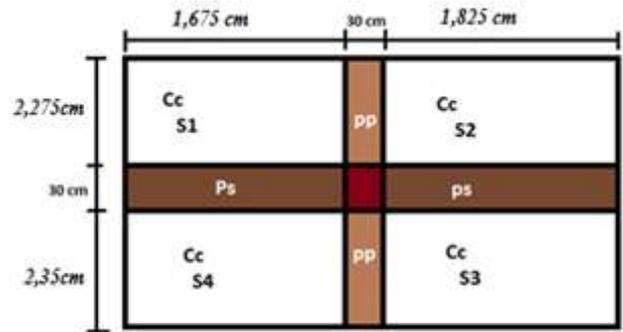
● **Charge permanente G :**

→ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,48 \times 16,32 = 105,75 \text{ KN}$$

* Plancher étage courant :

$$G = 5,16 \times 16,32 = 84,21 \text{ KN}$$



❖ **Figure II.14** Surface qui revient au poteau D7

● **Charge d'exploitation Q**

→ Plancher Terrasse inaccessible

$$Q = 1 \times 16,32 = 16,32 \text{ KN}$$

→ Plancher Etage courant

$$Q = 1,5 \times 16,32 = 24,48 \text{ KN}$$

II.2.2 Dégression des charges d'exploitation

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N9 : Q_0 = 16,32 \text{ KN}$$

$$N8 : Q_0 + Q_1 = 40,8 \text{ KN}$$

$$N7 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 62,83 \text{ KN}$$

$$N6 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 82,41 \text{ KN}$$

$$N5 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 99,55 \text{ KN}$$

$$N4 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 114,24 \text{ KN}$$

$$N3 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 126,48 \text{ KN}$$

$$N2 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 138,72 \text{ KN}$$

$$N1 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 150,96 \text{ KN}$$

$$N_{RDC} : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 163,2 \text{ KN}$$

$$N_{SOUS-SOL} : Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 175,44 \text{ KN}$$

II.2.3 Récapitulation des résultats de descente de charge :

Tableau II.12 Descente des charges pour le poteau D7

Niveaux	Elément	G (KN)	G cumulé	Q cumulé	Nu	Ns
N9	plancher	105,75	135,86	16,32	207,89	152,18
	poteau	10,11				
	poutre	20				

N8	venant de 9	135,86	250,18	40,8	398,94	290,98
	plancher	84,21				
	poteau	10,11				
	poutre	20				
N7	venant de 8	250,18	365,95	62,83	588,27	428,78
	plancher	84,21				
	poteau	11,56				
	poutre	20				
N6	venant de 7	365,95	481,72	82,41	773,93	564,13
	plancher	84,21				
	poteau	11,56				
	poutre	20				
N5	venant de 6	481,72	598,93	99,55	957,88	698,48
	plancher	84,21				
	poteau	13,005				
	poutre	20				
N4	venant de 5	598,93	716,15	114,24	1138,16	830,39
	plancher	84,21				
	poteau	13,005				
	poutre	20				
N3	venant de 4	716,15	834,99	126,48	1316,95	961,47
	plancher	84,21				
	poteau	14,63				
	poutre	20				
N2	venant de 3	834,99	953,83	138,72	1495,75	1092,55
	plancher	84,21				
	poteau	14,63				
	poutre	20				
N1	venant de 2	953,83	1074,29	150,96	1676,73	1225,25
	plancher	84,21				
	poteau	16,25				
	poutre	20				
RDC	venant de 1	1074,29	1194,75	163,2	1857,71	1357,95
	plancher	84,21				
	poteau	16,25				
	poutre	20				
Sous -sol	venant de RDC	1194,75	1319,14	175,44	2043,99	1494,48
	plancher	84,21				
	poteau	20,18				
	poutre	20				
Total			1319,14	175,44	2043,99	1494,48

Tableau II.13 Récapitulation des résultats des poteaux plus sollicités

Poteaux	Ng(kn)	Nq(kn)	Nu(kn)	Ns(kn)
Poteau D7	1319,14	175,44	2043,99	1494,48
Poteau E4	1084,71	150,09	1689,49	1234,8

NB : pour le poteau **E5**, nous avons trouvé les résultats de manière analogue, donc le poteau le plus sollicité est le poteau **D7**.

 **En résumé :**

→ Nu (P. D7) = **2043,99KN**

→ Nu (P. E5) = **1689,49 KN**

Donc, le poteau le plus sollicité est le poteau (P. D7).

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

10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

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

$$Nu^* = 1,1 Nu = 1,1 \times 2043,99 = 2248,38KN$$

II.3 Vérifications à faire

1. Vérification à la compression simple

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq [\sigma_{bc}] = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14,2$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{\sigma_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{2248,38}{14,2 \times 10^3} \rightarrow B \geq 0,158 \text{ m}^2$$

Or, pour le poteau à la base $B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,25 \text{ m}^2 \geq 0,158 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

Tableau II.14 Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveaux	Nu*	Comparaison ($B_{adp} \geq B_{cal}$)		observation
		B _{cal} [m ²]	B _{adp} [m ²]	
N9	228,679	0,0161	0,14	Vérifiée
N8	438,834	0,0309	0,14	Vérifiée
N7	647,097	0,0455	0,16	Vérifiée
N6	851,323	0,0599	0,16	Vérifiée
N5	1053,668	0,0742	0,18	Vérifiée
N4	1251,976	0,0881	0,18	Vérifiée
N3	1448,645	0,1020	0,2025	Vérifiée
N2	1645,325	0,1158	0,2025	Vérifiée
N1	1844,403	0,1298	0,225	Vérifiée
RDC	2043,481	0,1439	0,225	Vérifiée
Sous-sol	2248,389	0,1583	0,25	Vérifiée

2. Vérification au flambement (critère de la stabilité de forme) :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement) (**BAEL91 art**

B.8.4, I) : $N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{(B_r \times f_{c28})}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots (*)$

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

A_s : section d'acier, d'après le RPA99/v2003 (art 7.4.2.1) pour la zone IIa : $A_s \geq 0,8\% \times B_r$

On prend $A_s = 1\% \times B_r \dots \dots \dots (**)$

Avec la formule (**), la formule (*) devient :
$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = B_{calc}$$

$\gamma_s = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_b = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élancement (λ).

$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\frac{\lambda}{35})^2) \quad \text{si : } 0 < \lambda \leq 50$

$\alpha = 0,6 \times (\frac{50}{\lambda})^2 \quad \text{si : } 50 < \lambda \leq 70$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0,7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

✚ Exemple de calcul

➤ **Vérification du poteau du sous-sol**

$L_0 = 3,23 - 0,35 = 2,88m$

$L_f = 0,7 * 2,88 = 2,016m$

$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,5^2}{12}} = 0,1443$

$\lambda = \frac{2,016}{0,1443} = 13,97 \Rightarrow \lambda = 13,97 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \times (\frac{\lambda}{35})^2 \right]} = 0,8237$

→ **Selon le BAEL :**

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$

On prend $A_s = 1\% B_r$

On doit vérifier que : $B_r > B_{calculé}$

$$B_{calc} = \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2248,38 \times 10^{-3}}{0,8237 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,1022 m^2$$

$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) = (0,5 - 0,02) \times (0,5 - 0,02) = 0,2304m^2$

$B_r = 0,2304 m^2 > B_{calc} = 0,1022m^2 \Rightarrow$ Donc le poteau ne risque pas de flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de Chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.15 Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveaux	Nu*	i(m)	λ	α	Comparaison($B_r \geq B_{cal}$)		observation
					$B_r[m^2]$	$B_{cal}[m^2]$	
N9	228,679	0,1154	15,407	0,8182	0,1254	0,0104	Vérifiée
N8	438,834	0,1154	15,407	0,8182	0,1254	0,0201	Vérifiée
N7	647,097	0,1154	15,407	0,8182	0,1444	0,0296	Vérifiée
N6	851,323	0,1154	15,407	0,8182	0,1444	0,0389	Vérifiée
N5	1053,668	0,1299	13,687	0,8247	0,1634	0,0478	Vérifiée
N4	1251,976	0,1299	13,687	0,8247	0,1634	0,0568	Vérifiée
N3	1448,645	0,1299	13,687	0,8247	0,1849	0,0657	Vérifiée
N2	1645,325	0,1299	13,687	0,8247	0,1849	0,0747	Vérifiée
N1	1844,403	0,1443	12,321	0,829	0,2064	0,0833	Vérifiée
RDC	2043,481	0,1443	12,321	0,829	0,2064	0,0923	Vérifiée
Sous-sol	2248,389	0,1433	13,97	0,8237	0,2304	0,1022	Vérifiée

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doit répondre aux Exigences suivantes :

Tableau II.16 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

poteaux (cm^2)	(35x40)	(40x40)	(40x45)	(45x45)	(45x50)	(50x50)
min (b ; h) $\geq 25cm$	35 cm	40 cm	40 cm	45 cm	45 cm	50 cm
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	12,70 cm	12,70 cm	12,70 cm	12,70cm	12,70 cm	14,40 cm
$0.25 < \frac{b}{h} < 4$	0,87 cm	1 cm	0,88 cm	1 cm	0,9 cm	1 cm
observation	vérifié	Vérifié	Vérifié	vérifié	Vérifié	Vérifié

Conclusion:

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : 30x35 cm^2
- ✓ Poutres secondaires : 30x30 cm^2
- ✓ Voile : e = 20cm.
- ✓ Poteau sous-sol: 50x50 cm^2
- ✓ Poteaux du RDC et 1etage : 45x50 cm^2
- ✓ Poteaux d'étage 2et 3: 45x45 cm^2
- ✓ Poteaux des étages 4 et 5 : 40x45 cm^2
- ✓ Poteaux des étages 6 et 7 : 40x40 cm^2
- ✓ Poteaux des étages 8, 9 et 10 : 35x40 cm^2

CHAPITRE III

III. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, dalles, escalier, et l'ascenseur).

III.1 Calcul des poutrelles

III.1 .1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis calculés comme une section en « T » soumise à la flexion simple.

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- ✓ Méthode *forfaitaire*
- ✓ Méthode de *Caquot*
- ✓ Méthode de *RDM CLASSIQUE (cas isostatique).... Voir le type*

1- Méthode Forfaitaire : (annexe E.1 du BAEL 91/99)

- **Condition d'application:** il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

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

III.1.1.2 Les différents types des poutrelles :On distingue 5 types de poutrelles :

❖ **Tableau III.1.** Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

III.1.1.3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l’application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l’application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre est défini dans le tableau suivant :

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

Type de poutrelles	Conditions d’application	Cause	Méthode adoptée
TYPE 1 2 3 4	Vérifiées	$Q^{max} \leq \min(5 \text{ kn/m}^2; 2G)$	Méthode forfaitaire
TYPE 5	/	Isostatique	Méthode de la RDM

III.1.1.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles

ELU : $P_u = 0,65 \times (1,35G + 1,5Q)$; ELS : $P_s = 0,65(G + Q)$

❖ **Tableau III.3** Charges qui reviennent sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			P_u (KN/ml)	P_s (KN/ml)
Plancher d’étage courant	5,16	1,50	5.99	4.329
terrasse accessible	6,64	1,50	7.289	5.291
terrasse inaccessible	6,48	1	6.661	4.862

III.1.1.5 Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire

✚ Etude de la poutrelle type 2 (plancher terrasse inaccessible) :



❖ **Figure III.1:** schéma statique de type de poutrelle 2 plancher T.I

➤ **Calcul des moments :**

ELU : $M_0^{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,661 \times 3,7^2}{8} = 11,4 \text{ KN.m}$ **ELS:** $M_0^{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,862 \times 3,7^2}{8} = 8,32 \text{ KN.m}$

$M_0^{BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,661 \times 3,7^2}{8} = 11,4 \text{ KN.m}$ $M_0^{BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,862 \times 3,7^2}{8} = 8,32 \text{ KN.m}$

$M_0^{CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,661 \times 3,55^2}{8} = 10,49 \text{ KN.m}$ $M_0^{CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,862 \times 3,55^2}{8} = 7,66 \text{ KN.m}$

- **Moment en appui intermédiaire**

$$M_B^a = -0,5 * \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) ; M_C^a = -0,5 * \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD})$$

ELU : $M_B^a = M_C^a = - 5,7 \text{KN.m}$; **ELS**: $M_B^a = M_C^a = - 4,16 \text{KN.m}$

- **Moment en travées :**

* **ELU** : $\alpha = \frac{Q}{(G+Q)} = 0,134$

→ **Travée AB**

$$1 \left\{ \begin{array}{l} M_{AB}^t + \frac{0+5,7}{2} \geq \text{Max} (1,04 ; 1,05) \times 11,4 \\ M_{AB}^t \geq 9,12 \text{KN.m} \end{array} \right. ; \quad 2 \left\{ \begin{array}{l} M_{AB}^t \geq \frac{(1,2+0,04)}{2} \times 11,4 \\ M_{AB}^t \geq 07,07 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow M_{AB}^{tmax} = 9,12 \text{KN.m}$

→ **Travée BC**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{BC}^t \geq 6,23 \text{KN.m} \\ M_{BC}^t \geq 5,93 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow M_{BC}^{tmax} = 6,23 \text{KN.m}$

→ **Travée CD**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{CD}^t \geq 8,17 \text{KN.m} \\ M_{CD}^t \geq 6,51 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow M_{CD}^{tmax} = 8,17 \text{KN.m}$

- * **ELS:**

$M_{AB}^t \geq 6,66 \text{KN.m}$ ▪ $M_{AB}^t \geq 5,16 \text{KN.m}$; $M_{AB}^{tmax} = 6,66 \text{KN.m}$

$M_{BC}^t \geq 4,58 \text{KN.m}$ ▪ $M_{BC}^t \geq 4,33 \text{KN.m}$; $M_{BC}^{tmax} = 4,58 \text{KN.m}$

$M_{CD}^t \geq 5,96 \text{KN.m}$ ▪ $M_{CD}^t \geq 4,75 \text{KN.m}$; $M_{CD}^{tmax} = 5,96 \text{KN.m}$

- **Evaluation des efforts tranchants :**

- ★ **ELU :**

→ **Travée AB :**

$$V_a = \frac{p_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6,661 \times 3,7}{2} = 12,32 \text{KN}$$

$$V_b = -1,1 \frac{p_u \times l_{AB}}{2} = -1,1 \frac{6,661 \times 3,7}{2} = -13,55 \text{KN}$$

→ **Travée BC :**

$$V_b = 1,1 \frac{p_u \times l_{BC}}{2} = 1,1 \frac{6,661 \times 3,7}{2} = 13,55 \text{KN}$$

$$V_c = -1,1 \frac{p_u \times l_{BC}}{2} = -13,55 \text{KN}$$

→ **Travée CD:**

$$V_c = 1,1 \frac{p_u \times l_{CD}}{2} = 1,1 \frac{6,661 \times 3,55}{2} = 13,01 \text{KN} \quad \text{et} \quad V_d = - \frac{p_u \times l_{CD}}{2} = - \frac{6,661 \times 3,55}{2} = -11,82 \text{KN}$$

.1.6 Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles :

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

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- ❖ **Tableau III.4** les Sollicitations les plus défavorables à l'ELU et l'ELS du plancher T.I

	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
Type	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-1,99	-6,66	10,66	14,65	-1,45	-4,86	7,78
Type 2	-1,71	-5,7	9,12	13,55	-1,25	-4,16	6,66
Type 3	-1,99	-6,66	10,66	14,65	-1,45	-4,86	7,78
Type 4	-1,57	-6,17	7,93	14,11	-1,15	-4,5	5,79
MAX	-1,99	-6,66	10,66	14,65	-1,45	-4,86	7,78

➤ Plancher Habitation

❖ Tableau III.5 les Sollicitations les plus défavorables à l'ELU et l'ELS de l'EC

	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
Type	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
1	-1,79	-5,99	9,79	13,18	-1,3	-4,33	7,08
2	-1,53	-5,12	8,38	12,19	-1,11	-3,7	6,06
3	-1,79	-5,99	9,79	13,18	-1,3	-4,33	7,08
4	-1,41	-5,55	7,29	12,68	-1,02	-4,01	5,27
5	-1,42	-1,42	9,44	10,63	-1,02	-1,02	6,82
MAX	-1,79	-5,99	9,79	13,18	-1,3	-4,33	7,08

➤ Plancher terrasse accessible :

❖ Tableau III.6 les Sollicitations les plus défavorables à l'ELU et l'ELS du Plancher de la T.A.

	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
Type	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
4	-1,72	-6,75	8,74	15,43	-1,25	-4,9	6,34
MAX	-1,72	-6,75	8,74	15,43	-1,25	-4,9	6,34

III.1.1.7 Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles :

❖ Tableau III.7 les Sollicitations les plus défavorables à l'ELU et l'ELS.

	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
NIV	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
EC	-1,79	-5,99	9,79	13,18	-1,3	-4,33	7,08
T.I	-1,99	-6,66	10,66	14,65	-1,45	-4,86	7,78
T.A	-1,72	-6,75	8,74	15,43	-1,25	-4,9	6,34

III.1.1.8 Ferrailage des poutrelles :

✚ Exemple de calcul : On prend comme exemple de calcul pour, le ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible.

1. Calcul à l'ELU :

➤ Sollicitations maximales : Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

$M_t = 10,66 \text{ KN.m}; M_a^{inter} = 6,66 \text{ kn.m}; V = 14,65 \text{ KN}; M_a^{rive} = 1,99 \text{ kn.m}$

- **Calcul de la section d'armatures longitudinales**

- ✚ **Ferraillage en travée**

Moment équilibré par la table de compression **MTu**

$$M_{tu} = F_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.M}$$

$M_t = 10,66 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$) ($0,65 \times 0,2$) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,66 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} < 0,185 \Rightarrow \text{pivot A ; } f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,0454$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,177$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{10,66 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,733 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité CNF**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 1,733 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour: } A = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

- ✚ **Ferraillage aux appuis**

- a) **Appui intermédiaires**

La table de compression se trouve dans la zone tendu car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul de la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de démention ($b_0 \times h$) ($0,12 \times 0,2$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,66 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,121 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} = 0,121 < 0,185 \Rightarrow \text{pivots A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,161$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,168$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{inter} = \frac{6,66 \times 10^{-3}}{0,168 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{inter} = 1,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,216 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{Soit } A_s = 2\text{HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,99 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,185 \Rightarrow \text{pivots A}$$

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

$$\alpha = 0,046 \quad ; \quad Z = 0,177$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{1,99 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{rive} = 0,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1\text{HA10} = 0,79 \text{ cm}^2$$

🚦 **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

$$\text{On a } V^{max} = 14,65 \text{ KN}$$

$$\text{F.P.N } [\tau_u] = \min [0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}] = \min [0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14,65 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,678 \text{ Mpa} ; \text{ donc } [\tau_u] = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,678 \text{ Mpa}$$

⇒ La Condition est vérifiée

a) **Armatures transversales**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L^{min} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (12 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

b) **Espacement S_t**

$$1) S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad S_t = 16,2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{12(0,678 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 316,67 \text{ cm}$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et F.P.N)

$$3) S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{b_0 \times 0,4} = \frac{400 \times 0,57}{12 \times 0,4} = 47,5 \text{ cm}$$

$S_t = \text{min} (1; 2; 3)$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

1 Vérification des poutrelles à l'ELU

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement à la Junction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{0,265 \times 14,65 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,92 \text{ Mpa}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$[\tau_u] = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,92 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$ donc Pas de risque de rupture

➤ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

a. Appui de rive

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_U}{f_e} \Rightarrow A_l \geq 1,15 \times 14,65 \times 10^{-3} / 400 = 0,42 \text{ cm}^2$$

Avec $A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_l = 2,39 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Appui intermédiaire

On doit vérifier : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + M_U^{inter} / 0,9 d)$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} (14,65 \times 10^{-3} - \frac{6,66 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18})$$

$A_l = -0,76 \text{ cm}^2 < 0$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant l'effet du momentcondition vérifiée

➤ Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = 2 \frac{V_U}{a \times b_0} \leq \sigma_{bc}^- ; \text{ Avec } a = \text{min} (0,9d ; (\text{la largeur de l'appui} - 4 \text{ cm})) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce que donne : $V_U \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 14,65 \text{ KN} \leq 129,76 \text{ KN} \dots \dots \text{C.V}$

3. Vérification des poutrelles à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

- En travée on a : $M_t^{max} = 7,78 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : On a $A' = 0$ $H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15 \times A (d - d_0)$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 2,44 \times 10^{-5} m^3$$

$H > 0$: l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b*h).

Calcul de Y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 A_a y - 15 A d = 0 \Rightarrow 32,5 y^2 + 35,4 y - 637,2 = 0$$

d'où $y = 3,92 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \text{ d'où } I = 8326,39 cm^4$$

Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{7,78 \times 3,92 \times 10^{-5}}{8326,39 \times 10^{-8}} = 3,66 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 3,66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **En appui intermédiaire :** le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$)

$$M_{a ser} = -4,86 \text{ KN.m}$$

Calcul de y et I

$$\frac{B}{2} Y^2 + 15 \cdot A \cdot Y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 32,5 Y^2 + 23,55 Y - 423,9$$

$$\sqrt{\Delta} = 235,93 \Rightarrow Y = 3,27 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^2}{3} + 15 A (d - Y)^2 \text{ d'ou } I = 5869,15 cm^4$$

Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{4,86 \times 3,27 \times 10^{-5}}{5869,15 \times 10^{-8}} = 2,71 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 2,71 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de déformation (la vérification de la flèche) :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• **Evaluation de la flèche**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :[*le BAEL99 et le CBA93*].

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{M_{ts}}{15 \times M_{0s}} \times l \dots 1 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots \dots \dots 2 \\ L < 8m \dots \dots \dots 3 \end{array} \right. \quad \text{On a } L = 4m$$

$$M_{Ts} = 9,724 \eta ; \text{telque } \eta = Mt/M_0$$

$$M_{Ts} = 0,8 \times 9,724 = 7,779 \text{ KN.m}$$

$$\text{De (1)} \Rightarrow \frac{7,779}{15 \times 9,724} \times 4 = 21,33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition (1) n'est pas vérifiée, alors on}$$

doit faire le calcul de la flèche selon la méthode exposée à l'article **B.6.5, 2 des règles**

BAEL91/99

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq f_{adm}$$

La flèche admissible est : $f_{adm} \leq \frac{L}{500}$ (lorsque $L < 5m$)

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

Les résultats du calcul de la flèche sont prestés dans le tableau ci-dessus

❖ **Tableau III 8:** Evaluation de la flèche .

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (Mpa)		Flèche (mm)	
j	3,432	Mj	5,49	σ_{stj}	139,31	f_{ji}	1,66
g	4,212	Mg	6,74	σ_{stg}	172,92	f_{gi}	2,22
						f_{gv}	3,86
p	4,862	Mp	7,78	σ_{stp}	197,4	f_{pi}	2,68

$$\Delta f_t = (3,86 - 1,66) + (2,68 - 2,22) = 0,265 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,265 \text{ Cm} < f_{adm} = 0,8 \text{ Cm} \dots \dots \dots \text{ vérifié.}$$

• **Evaluation de la flèche pour les autres niveaux :**

Etat limite déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

❖ **Tableau III 9:** Vérification des états limite de déformation.

Plancher	T accessible	E courants
Δf (mm)	1,89	1,29
$f_{adm}(mm)$	7,7	8

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent planché terrasse inaccessible, les résultats sont présentés dans tableau suivant :

❖ **Tableau III 10** : Calcul de ferrailage à L'ELU des différents niveaux :

	Position	M^{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	Acal (cm^2)	Amin (cm^2)	Choix des sections(cm^2)
T accessible	travée	8,74	0,029	0,04	0,177	1,42	1,413	3HA10=2,36
	A rive	-1,72	0,006	0,007	0,179	0,275	0,261	1HA10=0,79
	A int	-6,75	0,022	0,028	0,178	1,09	0,261	2HA10=1,57
E Courant	travée	9,79	0,032	0,042	0,177	1,589	1,413	3HA10=2,36
	A rive	-1,79	0,0059	0,0075	0,179	0,286	0,261	1HA10=0,79
	A int	-5,99	0,02	0,025	0,178	0,966	0,261	2HA10=1,57

🚩 **Remarque**

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limite (ELU et ELS)**

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

❖ **Tableau III 11**: Vérification nécessaires à l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \tau$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_{t \min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c28}(MPa)$	Jonction $\tau_u \leq \tau$ (MPa)
		$\frac{\gamma_S \times V_U}{f_e}$	$\frac{\gamma_S(V_u + M_U^{inter})}{f_e} / 0,9d$		
T.A	0,71 < 3,33	3,15 > 0,44	-0,76 < 0	15,43 < 129,76	0,97 < 3,333
E.C	0,61 < 3,33	3,15 > 0,38	-0,68 < 0	13,18 < 129,76	0,83 < 3,33
OBS	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ **Tableau III 12** Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveaux	Position	$M^s(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Y(cm)	I(cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \sigma(MPa)$	OBS
T.A	Travée	6,34	2,36	3,92	8326,39	2,98 < 15	vérifiée
	appui	-4,9	1,57	3,27	5869,15	2,73 < 15	vérifiée
E.C	Travée	7,08	2,36	3,92	8326,39	3,33 < 15	vérifiée
	appui	-4,33	1,57	3,27	5869,15	2,41 < 15	vérifiée

🚩 **Remarque** : la flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

III.1.1.9 Ferrailage de la dalle de compression :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

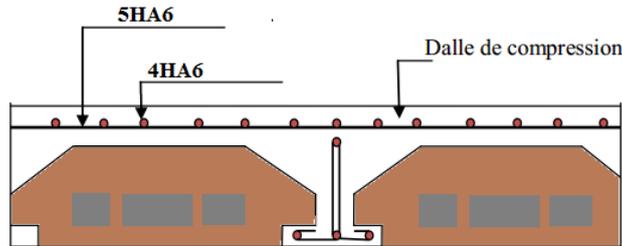
$$A_{t1} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,11 (cm^2/ml) \dots \dots \dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

b. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{II} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

On choisit : $A_{\perp} = 5\phi 6\text{/ml} = 1,41\text{cm}^2\text{/ml}$ avec : $St = 20\text{cm} \leq 20 \text{ cm...Vérifiée.}$

On choisit : $A_{II} = 4\phi 6\text{/ml} = 1,13\text{cm}^2\text{/ml}$ avec : $St = 25\text{cm} \leq 30 \text{ cm...Vérifiée.}$ Donc on adopte un treillis soudé TS de maille carré $(15 \times 15)\text{cm}^2$.



❖ **Figure III.2** Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.1.1.9 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4) pour tous les niveaux :

❖ **Tableau III.13** Les schémas de ferrailage des poutrelles pour tous les niveaux.

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Plancher Corps creux			

III.1.2 Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible. Cette plaque peut être encadrée, sur deux ou plusieurs côtés, comme elle peut être assimilée à une console

$$\rho = Lx / Ly$$

a. Dalle(D1) sur 2 appuis (balcon) :

On a : $Lx = 1,1\text{m}$ et $Ly = 2,5\text{m}$

$\rho = Lx / Ly \leftrightarrow \rho = 0,44 > 0,4 \dots$ Dalle travaille dans les deux sens

– pour une bande de 1m : $G = 4,36 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 11,14 \text{ KN/ml}; \quad P_s = (G+Q) \times 1 = 7,86 \text{ KN/ml}$$

✚ Vérification à l'ELU

Calcul des moments : On a $Lx < Ly/2$ donc :

ELU :

ELS :

$$\mu_x=0.1049 \text{ et } \mu_y=0.2500 \quad ; \quad \mu_x=0.1075 \text{ et } \mu_y=0.3155$$

$$M_{ox} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 1.41 \text{ KN.m} \quad M_{ox} = \mu_x \times P_S \times l_x^2 = 1.022 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{0x} = 0.35 \text{ KN.m} \quad M_{oy} = \mu_y \times M_{0x} = 0.32 \text{ KN.m}$$

Moments en travées (corrigés)

$$\underline{\text{ELU}} : \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 1.19 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,80 \times M_{0y} = 0.297 \text{ KN.m} \end{cases} ; \underline{\text{ELS}} : \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 0.868 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,80 \times M_{0y} = 0.256 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis**

$$\text{ELU} : M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{0x} = -0.705 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage** Le ferraillage se fera à la flexion simple d'une section de $b=1 \text{ m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous

❖ **Tableau III.14** Résultats de ferraillage de la dalle (D1)

Position	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
En travée	x-x	1.19	0.041	0.052	0.128	0.266	1,536	4HA8
	y-y	0.297	0,012	0,015	0,128	0.17	1,2	3HA8
En appui		0.705	0.0244	0.0308	0,128	0.15	1,57	3HA8

- **Calcul de l'effort tranchant**

À l'ELU À l'ELS :

$$V_{max}^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5,58 \text{ KN}$$

$$V_{max}^x = \frac{q_s \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 1,97 \text{ KN}$$

$$V_{max}^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0,503 \text{ KN}$$

$$V_{max}^y = \frac{q_s \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0,354 \text{ KN}$$

Donc : les armatures ne sont pas nécessaires.

- ✚ **Vérification des contraintes à ELS**

❖ **Tableau III.15** Vérification des contraintes à l'ELS

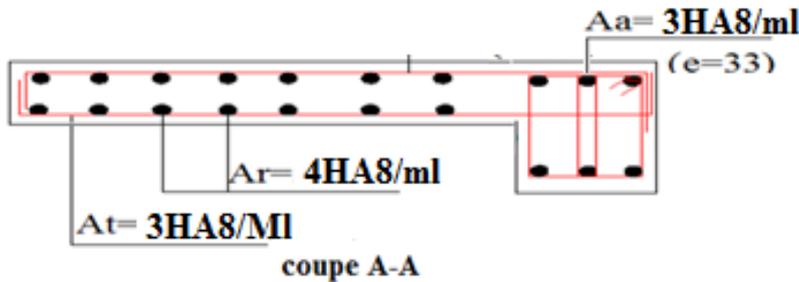
Types de dalle		$M^s(\text{KN.m})$	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ MPA}$	Obs	
D3	travée	X-X	0.868	2,7	4411,68	2,55 < 15	vérifiée
		Y-Y	0.256	2,7	4411,68	0,9 < 15	vérifiée
	appui	X-X/ Y-Y	-0.511	2,7	4411,68	0,04 < 15	vérifiée

- **Vérification de la flèche :** On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$X-x \begin{cases} e \geq \max \left(\frac{3 \times l_x}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \times l_x \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 4,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée} \\ At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$Y-y \begin{cases} e \geq \max \left(\frac{3 \times l_y}{80} ; \frac{M_t^y}{20 \times M_0^x} \times l_y \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 10,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \end{cases}$$

➤ Sch\u00e9ma de ferrailage



❖ Figure III.3 : Sch\u00e9ma de ferrailage dalle (D1)

b. Dalle sur 3 appuis (balcon) :

On a : $L_y = 3,5 \text{ m}$; $L_x = 1,20 \text{ m}$.

$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,34 < 0,4$ la dalle travaille dans un seul sens (L_x)

$G = 4,36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$; $e = 15 \text{ cm}$

$$ELU : \Leftrightarrow \begin{cases} P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \\ P_u = 11,14 \text{ KN/m} \end{cases} ; ELS : \Leftrightarrow \begin{cases} P_s = (G + Q) \\ P_s = 7,86 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✚ V\u00e9rification \u00e0 l'ELU

➤ Calcul des moments

$$\text{On a : } l_x = 1,2 < \frac{3,5}{2} = 1,75$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \cdot l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot l_x^3}{3} \end{cases}$$

Donc : ELU $\begin{cases} M_x = 3,208 \text{ KN/m} \\ M_y = 8,823 \text{ KN/m} \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_x = 2,26 \text{ KN/m} \\ M_y = 10,757 \text{ KN/m} \end{cases}$

Moments en trav\u00e9es (corrig\u00e9s)

$$\underline{ELU} : \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 2,72 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 7,50 \text{ KN.m} \end{cases} ; \underline{ELS} : \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 1,91 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 9,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en appuis

ELU : $M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_x = -1,604 \text{ KN.m}$

➤ Ferrailages de dalle D2 :

Sens principale : Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis

❖ **Tableau III.16**Résultats de ferrailage de la dalle (D2)

Travée						
μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$	St (cm)
0,03	0,038	0,098	0.791	1,2	4HA8=2.01	33
Appui						
$A_{cal}(cm^2/ml)$			$A_{adp}(cm^2/ml)$			St (cm)
2.22			4HA10 = 3.14			33

Pour les armatures au niveau d'appui on opte a : $A_a= 3HA10$; st =33 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$V_{MAX}=Pu \times L_x = 13.37$ KN

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} \leq [\tau_u] \Leftrightarrow \tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} = \frac{13,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,103 \text{Mpa}$$

$\tau_u = 103 \text{Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$

Donc : les armatures ne sont pas nécessaire.

❖ **Tableau III.17**Vérification de l'effort tranchant de la dalle (D2)

$V_{ux}(KN)$	$\tau_{ux} \leq [\tau_u]$ (MPa)	Obs
13,37	0,103 < 1,17	vérifiée

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

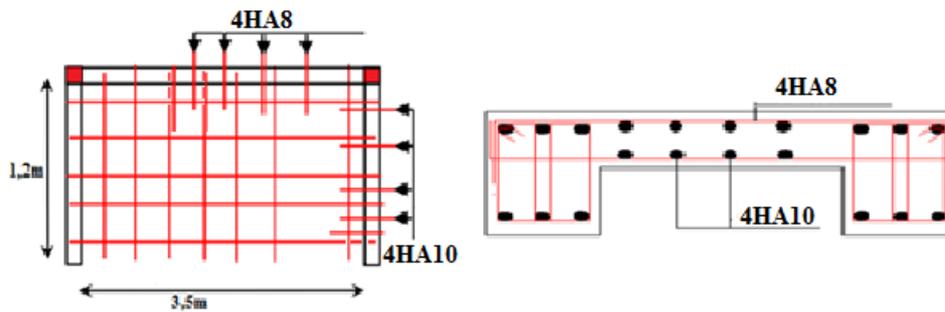
❖ **Tableau III.18**Vérification des contraintes à l'ELSde la dalle (D2)

M (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ ((Mpa)	obs
1.91	2,7	4411,97	3,4	15	vérifiée	194,2	201,63	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3 \times l_x}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \times l_x \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 6 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée} \\ At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,36 \text{cm}^2 \leq 6,5 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Schéma de ferrailage**



❖ Figure III.4 : Schéma de ferrailage dalle (D2)

c. Dalle D3 sur 4 appuis

On a: $L_x = 2,5 \text{ m}$; $L_y = 3,3\text{m}$.

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,75 \geq 0,4$$

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,64 \text{ KN/ml} \quad ; q_s = (G+Q) = 7,61 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments : $\rho = 0,75$**

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \quad ; \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,6447 \end{cases}$$

ELUELS

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 4,13 \text{ KN.m} \quad M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 2,11 \text{ KN.m} \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 2,09 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travées corrigé**

$$ELU : \Leftrightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 3,51 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{0y} = 1,79 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ; \quad ELS: \Leftrightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 2,762 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{0y} = 1,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en appuis**

$$ELS: M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{0x} = -1,63 \text{ KN} \quad JELU : M_{x,y}^a = -0,5 \times M_{0x} = -2,06 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la section d'armatures**

❖ **Tableau III.19** Résultats de ferrailage de la dalle (D3)

Position	sens	M(KN .m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
En travée	x-x	3,51	0,014	0,0184	0,129	0,78	1,35	3HA10=2,36
	y-y	1,79	0,007	0,009	0,129	0,39	1,2	3HA10=2,36
appui	x-x/Y-Y	-2,06	0,009	0,011	0,129	0,457	1,57	3HA10=2,36

Condition de non fragilité :

❖ **Tableau III.19** Résultats de ferrailage de la dalle (D3) :

Dalle	A_{xx}^{min}	A^{min}_{yy}	A^{min}_{appui}	ST
D1	1,536	1,2	1,57	33
D3	1,35	1,2	1,57	33

➤ Calcul de l'effort tranchant

À l'ELU :

$$V_{max}^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9,98 \text{ KN} \quad V_{max}^x = \frac{q_s \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7,13 \text{ KN}$$

$$V_{max}^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4,36 \text{ KN} \quad V_{max}^y = \frac{q_s \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 3,11 \text{ KN}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} \leq [\tau_u] \Leftrightarrow \tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} = \frac{9,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,077 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,077 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc : les armatures ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification des contraintes à ELS

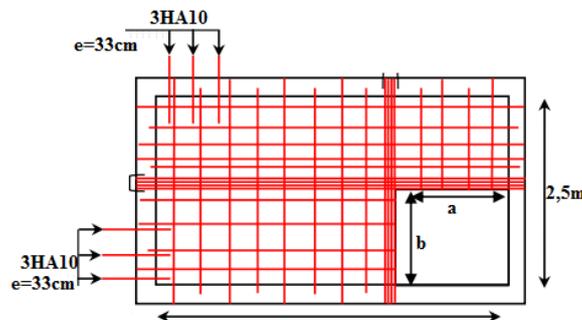
❖ Tableau III.20 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle (D3)

Types de dalle			M^s (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPA	Obs
D3	travée	X-X	2,762	2,7	4411,68	1,69 < 15	vérifiée
		Y-Y	1,77	2,7	4411,68	1,08 < 15	vérifiée
	appui	X-X	-1,63	2,7	4411,68	0,99 < 15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3 \times l_x}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \times l_x \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 10,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée} \\ At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Schéma de ferrailage



❖ Figure III.5 Schéma de ferrailage dalle (D3)

III.2 Étude des escaliers

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

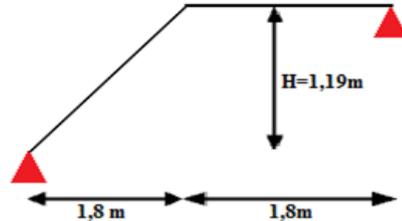
Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.2.1 Type 1 : Escalier droit à une volée

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Pour une bande de 1 m on aura :

$$\begin{cases} \text{Pour la volée : } Gv = 8,05 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Pour le palier: } Gp = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ \text{charge exploitations: } Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



❖ **Figure III.6** Schéma de l'escalier droit à une volée

➤ **La charge qui revient sur la volée**

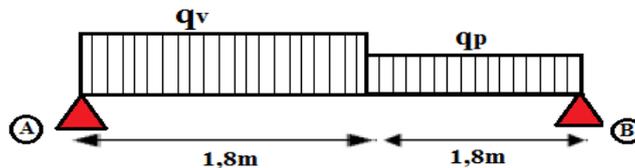
$$ELU \Rightarrow \begin{cases} qv = (1,35Gv + 1,5Qv) \\ qv = 14,62 \text{ KN/m} \end{cases} ; ELS \Rightarrow \begin{cases} qv = (Gv + Qv) \\ qv = 10,55 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **La charge qui revient sur le palier**

$$ELU \Rightarrow \begin{cases} qp = (1,35Gp + 1,5Qp) \\ qp = 10,73 \text{ KN/m} \end{cases} ; ELS \Rightarrow \begin{cases} qp = (Gp + Qp) \\ qp = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions**

$$qv = 14,62 \text{ KN/m}; \quad qp = 10,73 \text{ KN/m}$$



❖ **Figure III.7** : Schéma statique de l'escalier droit à une volée

$$\sum Fy = 0 \Leftrightarrow RA + RB = qv \times Lv + qp \times Lp = RA + RB = (14,62 \times 1,8 + 10,73 \times 1,8)$$

$$\Leftrightarrow RA + RB = 45,63 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 3,6 \times RB - (10,73 \times 1,8 \times 2,7) - (14,62 \times 1,8 \times 0,9) = 0$$

$$RB = 21,06 \text{ KN}$$

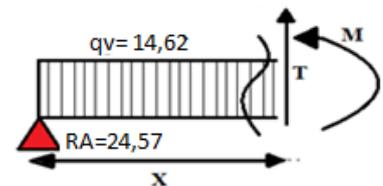
$$RA = 24,57 \text{ KN}$$

a. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ **Calcul des sollicitations**

* 1er tronçon : $0 < x < 1,8 \text{ m}$.

$$Tx = 21,06 - 10,73x \quad ; \quad Mx = 24,57x - 7,31x^2$$



$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T = 21,06 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Pour } x = 1,8 \Rightarrow \begin{cases} T = 1,74 \text{ KN} \\ M = 20,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

* 2^{ème} tronçon : $0 < x < 1,8 \text{ m}$

$$T_x = -10,73x + 21,06; \quad M_x = 21,06x - 5,37x^2$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T = 21,06 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Pour } x = 1,8 \Rightarrow \begin{cases} T = 1,75 \text{ KN} \\ M = 20,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max est : $M=20,54 \text{ KN/m}$

$$\frac{dM}{dx} = 1,68 \Rightarrow M_0^{max} = 20,65 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la volée sur les appuis, on prend :

$$\rightarrow M_t = 0,75M_0^{max} = 15,49 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_a = -0,5M_0^{max} = -10,33 \text{ KN.m}$$

Les résultats finals sont représentés dans le tableau suivant

❖ **Tableau III.21** Sollicitations dans l'escalier droit à une volée

TYPE 1	Sollicitations les plus défavorables (MAX)					
	ELU			ELS		
	$M_a(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$	$V_{\text{max}}(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$	$V_{\text{max}}(\text{KN})$
max	10,33	15,49	24,57	7,44	11,16	17,69

b. Le ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande 1m en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS. On résume les calculs dans le tableau suivant :

❖ **Tableau III.22** Ferrailage de l'escalier droit à une volée

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
Travée	15,49	0,065	0,083	0,126	3,54	1,57	5HA10=3,93
Appui	10,33	0,043	0,055	0,127	2,34	1,57	5HA8=2,51

➤ **Les armatures réparties**

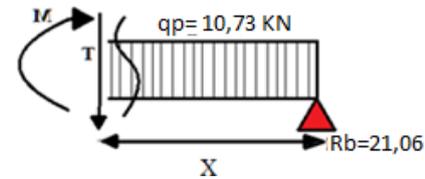
$$A_t = 3,93 (cm^2/ml) \Rightarrow A_r = \frac{3,93}{4} = 0,99 (cm^2/ml) \text{ soit : } 3HA8 = 1,51 (cm^2/ml)$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4^\circ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$A_a = 2,51 (cm^2/ml) \Rightarrow A_a = \frac{2,51}{4} = 0,63 (cm^2/ml) \text{ soit : } 3HA8 = 1,51 (cm^2/ml)$$

$$\text{Avec } S_a = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4^\circ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_a = 33 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**



$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} \leq [\tau_u] \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} = \frac{24,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,189 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,189 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots$ condition vérifiée \Rightarrow pas d'armatures transversale.

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification à l'ELS

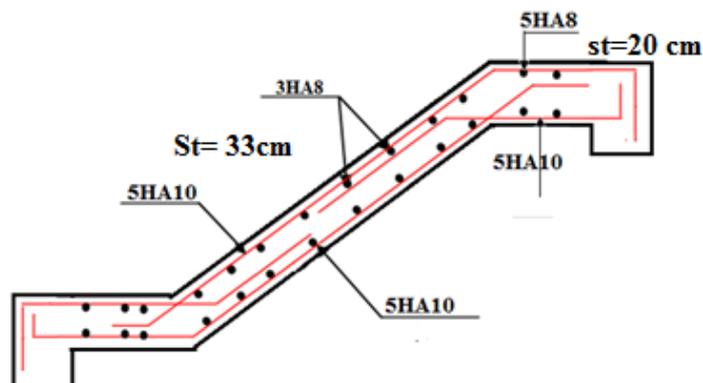
❖ **Tableau III.23** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
travée	15,49	3,36	6753,5	7,70	15	vérifiée
appui	10,33	2,77	4648,6	6,15	15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20 \times M0} \right) \times L \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 13,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée} \\ At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Schéma de ferrailage



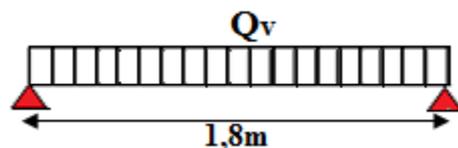
❖ **Figure III.8** Schéma de ferrailage de l'escalier droit à une volée

III.2.2 Type 2: escalier à 2 volées

➤ Etude de la volée 1 :

Type 2: escalier à 2 volées

a) Etude de la volée 1 partie AB :



❖ **Figure III.9** Schéma statique de la volée 1 partie AB

❖ **Tableau III.24** Les sollicitations sont trouvées par la méthode RDM.

Les charges permanentes (KN/m ²)			Les charges qui reviennent sur la volée et le palier (KN / m ²)		Les réactions Elu (KN/m ²)	Les réactions Els (KN/m ²)
G_v	G_p	Q	q_{uv}	q_{sv}	$R_A = R_B$	$R_A = R_B$
8,05	5,18	2,5	14,62	10,55	13,16	9,5

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

• Calcul des sollicitations

$$T^{max} = 13,16\text{KN}; \quad M_0^{max} = 5,92\text{KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la volée sur les appuis, on prend :

$$M_t = 0.75M_0^{max} = 4,44\text{KN.m} \quad ; M_a = -0.5M_0^{max} = -2,96\text{KN.m}$$

❖ **Tableau III.25** Sollicitations dans l'escalier volé 1

TYPE 2	Sollicitations les plus défavorables (MAX)				
	ELU			ELS	
	$M_{appui}(\text{KN.m})$	$M_{travée}(\text{KN.m})$	$V_{max}(\text{KN})$	$M_{appui}(\text{KN.m})$	$M_{travée}(\text{KN.m})$
max	-2,96	4,44	13,16	-3,2	2,14

❖ **Tableau III.26** Ferrailage de l'escalier volée 1 partie AB

position	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St (cm)
Travée	0,018	0,023	0,128	0,991	1,57	4HA10=3,14	25
Appui	0,012	0,015	0,129	0,658	1,57	4HA8 =2,01	25

➤ Les armatures réparties pour travée et appui :

$$A_t = 3,14(\text{cm}^2/\text{ml}) \Rightarrow A_r = \frac{3,14}{4} = 0,79(\text{cm}^2/\text{ml}) \text{ soit : } 4\text{HA}8 = 2,01(\text{cm}^2/\text{ml})$$

$$A_a = 2,01(\text{cm}^2/\text{ml}) \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5(\text{cm}^2/\text{ml}) \text{ soit : } 4\text{HA}8 = 2,01(\text{cm}^2/\text{ml})$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4^e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} \leq [\tau_u] \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} = \frac{13,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,10 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \quad \dots \text{condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

❖ **Tableau III.27** Vérification des contraintes à l'ELS

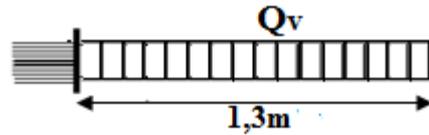
position	M (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Travée	3,2	3,06	5608,72	1,75	15	vérifiée
appui	-2,14	2,5	3844,87	1,39	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) l \Rightarrow 15 \text{ cm} < 6,74 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 5,65 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié}$$

b) Etude de la volée 1 partie BC :



❖ Figure III.10 : Schéma statique de la volée 1 partie BC

❖ Tableau III.28 : Les sollicitations sont trouvées par la méthode RDM.

Les charges permanentes (KN/m ²)			Les charges qui reviennent sur la volée et le palier (KN / m ²)		Les réactions Elu (KN/m ²)	Les réactions Els(KN/m ²)
G_v	G_p	Q	q_{uv}	q_{sv}	R_c	R_c
8,05	5,18	2,5	14,62	10,55	19,01	13,72

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

• Calcul des sollicitations

$$T^{max} = 19,01 \text{ KN}$$

$$M_t^u = -3,1 \text{ KN.m} ; \quad M_t^s = -2,23 \text{ KN.m}$$

➤ Le ferrailage

❖ Tableau III.29 Ferrailage de l'escalier volée 1 partie Bc

position	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$	St (cm)
Travée	0,0129	0,0163	0,129	0,689	1,57	4HA10=3,14	25

➤ Les armatures réparties pour travée :

$$A_t = 3,14 (cm^2/ml) \Rightarrow A_r = \frac{3,14}{4} = 0,79 (cm^2/ml) \text{ soit : } 4HA8 = 2,01 (cm^2/ml)$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min (4^e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} \leq [\tau_u] \Leftrightarrow \tau_u = \frac{19,01 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,15 \text{ Mpa} < 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

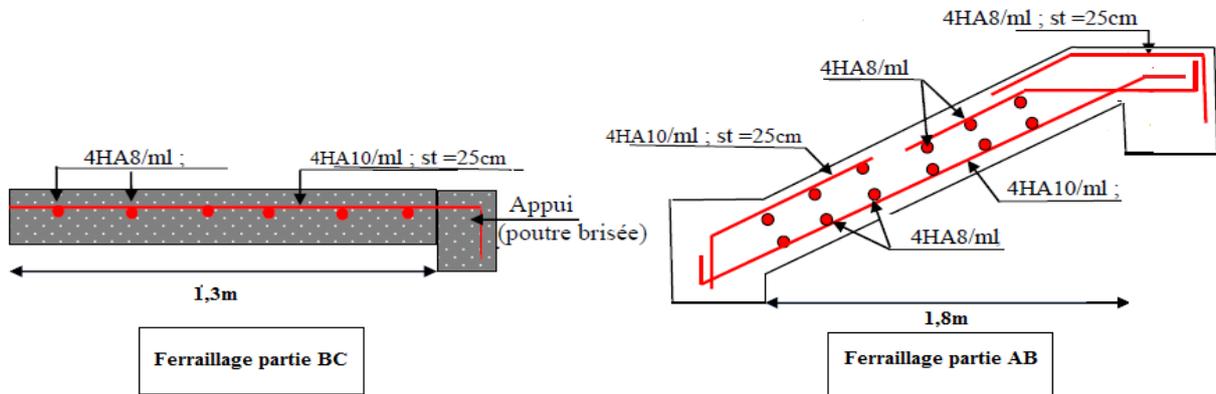
❖ Tableau III.30 : Vérification des contraintes à l'ELS

position	M (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Travée	2,23	3,06	5608,72	1,22	15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) l \Rightarrow 15 \text{ cm} < 6,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

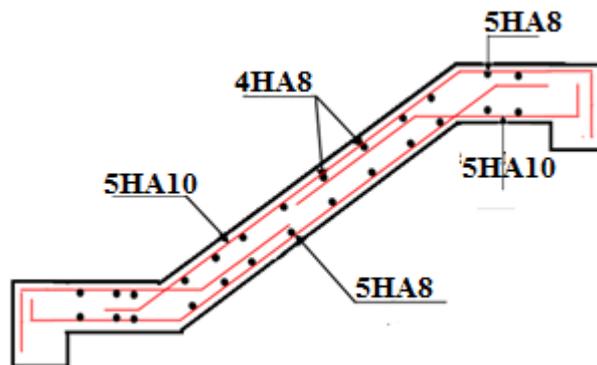
$$At^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 5,65 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$



❖ Figure III.11 : Schéma de ferraillage de la volée 1

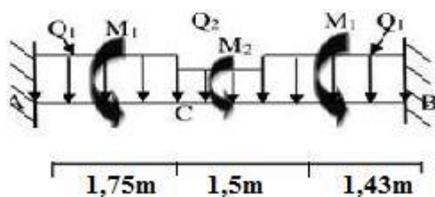
✚ Remarque :

pour l'étude de type 2 volée 2 nous avons trouvé les résultats de ferraillage d'une manière analogique donc son schéma de ferraillage est présenté comme suite



❖ Figure III.12 Schéma de ferraillage de la volée 2

III.2.3 Etude de la poutre brisée :



❖ Figure III.13 : Schéma statique de la poutre brisée

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le BAEL91/99 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 31,2 \text{ cm} \leq h \leq 46,8 \text{ cm} \quad \text{avec } l = 4,68 \text{ m}$$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm} ; b \geq 20 \text{ cm} \text{ et } \frac{h}{b} < 4 \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 ; h = 35 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Partie horizontale : $P_h = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,63 \text{ KN/m}$

Partie inclinée : $P_{incl} = \frac{2,63}{\cos 29,54} = 23,02 \text{ KN/m}$

ELU

ELS

$$Q_1 = 1,35P_h + R_A = 16,71 \text{ KN/m} \quad Q_1 = P_h + R_A = 12,13 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = 1,35P_{incl} + R_c = 23,09 \text{ KN/m} \quad Q_2 = P_{incl} + R_c = 16,74 \text{ KN/m}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU: } R_A = R_B = 13,16 \text{ KN/m} & \text{ELU: } R_c = 19,01 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_A = R_B = 9,5 \text{ KN/m} & \text{ELS: } R_c = 13,72 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la réaction d'appuis de la poutre brisée :**

ELU **ELS** :

$$R_A = 16,71 \times 1,75 + 23,09 \times \frac{1,5}{2} = 46,56 \text{ KN/m} \quad R_A = 33,78 \text{ KN/m}$$

$$R_B = 16,71 \times 1,43 + 23,09 \times \frac{1,5}{2} = 41,21 \text{ KN/m} \quad R_B = 29,9 \text{ KN/m}$$

✚ D'après le tronçon $1,75 < x < 3,25$

$$\text{ELU: } Q_{eq} = 18,75 \quad \text{ELS: } Q_{eq} = 13,61$$

Calcul des sollicitations :

$$M_t^u = \frac{Q_{eq} \cdot l^2}{12} = 34,22 \text{ KN/m} \quad M_t^s = \frac{Q_{eq} \cdot l^2}{12} = 24,84 \text{ KN/m}$$

$$M_a^u = \frac{Q_{eq} \cdot l^2}{24} = 17,11 \text{ KN/m} \quad M_a^s = \frac{Q_{eq} \cdot l^2}{24} = 12,42 \text{ KN/m}$$

ELU :

ELS :

$$\text{En travée : } 0,75 \cdot 34,22 = 25,67 \text{ KN/m} \quad \text{En travée : } 0,75 \cdot 24,84 = 18,63 \text{ KN/m}$$

$$\text{En appuis : } -0,5 \cdot 17,11 = -8,56 \text{ KN/m} \quad \text{En appuis : } -0,5 \cdot 12,42 = -6,21 \text{ KN/m}$$

❖ **Tableau III 31** : Ferrailage de la poutre brisée

Zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	25,67	0,077	0,1	0,269	2,744	1,014
appuis	8,56	0,026	0,032	0,276	0,89	1,014

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}^x}{b \times d_x} = \frac{46,56 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,55 < 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à la torsion**

Selon **BAEL91/99**, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$e = \frac{h}{6} = 5,83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 705,04 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = M_{tor}^a \times \frac{l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

Avec : $M_{tor}^a = \max(M1, M2) = \max(2,96 ; 3,1) = 3,1 \text{ KN.m}$

M1 et M2 sont les moments de torsion en appui de la volée 1 partie AB et partie BC

$$M_{tor}^{max} = \frac{3,1 \times 4,68}{2} = 7,25 \text{ KN.m}$$

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{7,25 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0705 \times 0,0583} = 0,88 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa condition vérifiée}$$

➤ **Le ferrailage**

1. Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_{st}}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{7,25 \times 10^{-3} \times 1,3 \times 1,15}{2 \times 0,0705 \times 400} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 130 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

2. Armatures transversales

On opte $St = 20 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appui .

$$A_{tor}^t = 0,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{en travée.}$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St \times \gamma_{st}}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow$$

$$A_{tor}^a = 0,15 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{en appui.}$$

➤ **Ferrailage final de la poutre brisée :**

En travée : $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,74 + \frac{1,92}{2} = 3,7 \text{ cm}^2$

Soit : $2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 3,08 + 1,13 = 4,21 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 0,89 + \frac{1,92}{2} = 1,85 \text{ cm}^2$

Soit : $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **Armature transversales :**

$$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0,29 + 0,15 = 0,44 \text{ cm}^2$$

On choisit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

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

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

❖ **Tableau III.32** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	18,63	5,28	37509,1	2,62	15	Vérifiée
En appui	- 6,21	4,03	21661,31	1,16	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

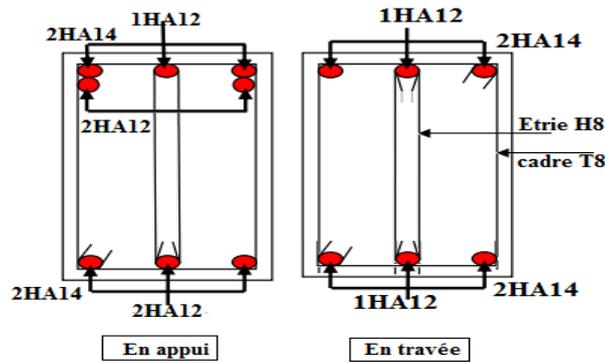
1) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow 0,075 = 0,075 \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $\frac{At}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots \dots$ Vérifiée

3) $L < 8 \text{ m} \Rightarrow 4,68 < 8 \text{ m} \dots \dots$ Vérifiée

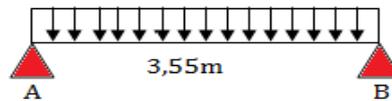
Les trois conditions sont vérifiées, donc n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche

➤ **Schémas de ferrailage**



❖ **Figure III.14** : schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.2.4 : Etude de poutre palière



❖ **Figure III.15** Schéma statique de la poutre palière

➤ **Dimensionnement**

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23,66 \text{ cm} \leq h \leq 35,5 \text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$h \geq 30 \text{ cm}$

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Donc, on prend : $b = 30 \text{ cm}$ et $h = 30 \text{ cm}$

$\frac{h}{b} < 4$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,625 \text{ KN/m}$

➤ **Charge transmise de la paillasse**

$ELU: R_{Bu} = 21,06 \text{ KN/m}; ELS: R_{Bs} = 15,12 \text{ KN/m}$

Moment de torsion : $M_{tor} = M_B \times \frac{l}{2}$: provoqué par la flexion de la paillasse

a) Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 24,12 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 17,76 \text{ KN/m} \\ M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 37,99 \text{ KN.m} \\ M_{tu} = 0,85 \times M_0 = 32,93 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 \times M_0 = -15,19 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 42,81 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

❖ **Tableau III.33** Résultats de ferrailage de la poutre palière

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{cal} \geq A^{min}$
En travée	32,93	0,0969	0,127	0,266	3,49	1,014	Vérifiée
En appuis	- 15,19	0,0456	0,058	0,273	1,59	1,014	Vérifiée

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{43,66 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 0,44 \text{ Mpa}$$

➤ Armatures transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{tran}

$$A_{tran} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{tran} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,0137 \text{ cm}^2$$

$A_{tran} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0137 \text{ cm}^2)$, donc on prend $A_{tran} = 0,45 \text{ cm}^2$

b) Calcul à la torsion

➤ Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -10,48 \times \frac{3,4}{2} = -17,82 \text{ KN.m}$$

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

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

➤ Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{18,32 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 5,054 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales

Pour $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{18,32 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,0625 \times 348} = 0,632 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{18,32 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,93 \text{ Mpa}$

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

$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^2 \times \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,51^2 \times 2,93^2} = 1,49 \text{ Mpa}$

$F. P. N \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$

Donc : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

c) Ferrailage globale

En travée : $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,49 + \frac{5,054}{2} = 6,02 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA12 = 6,79 cm²

En appui : $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,59 + \frac{5,054}{2} = 4,12 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA14 = 4,62 cm²

➤ **Armature transversales :**

$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0,45 + 0,632 = 1,082 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²

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

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 17,76 \text{ KN/m} ; M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 27,98 \text{ KN.m}$

$M_{ts} = 0,85 \times M_0 = 23,78 \text{ KN.m}$
 $M_{as} = -0,4 \times M_0 = -11,19 \text{ KN.m}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

❖ **Tableau III.34** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	23,78	10,3	39123	6,26	15	Vérifiée
En appui	- 11,19	8,77	28933	3,39	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

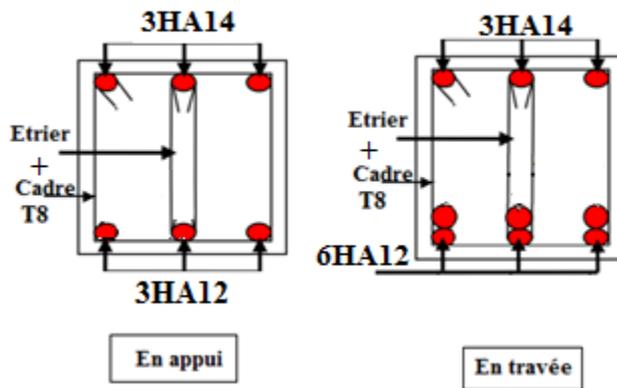
La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

4) $h \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \Rightarrow h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$

5) $At \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 6,79 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$

6) $L < 8 \text{ m} \Rightarrow 3,55 < 8 \text{ m} \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Schémas de ferrailage**



❖ Figure III.16: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.3 Etude de la poutre de chaînage

➤ Calcul des sollicitations

$b=30\text{cm}$; $h_{ch}=30\text{ cm}$

Poids propre : $G_p= 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2,25\text{ KN/m}$.

Poids du mur : $G_m=2,72(2,89 - 0.3) = 7,05\text{ KN/m}$.

Donc : $G_{tot}=G_p + G_m= 9,29\text{ KN/m}$.

➤ Calcul à ELU

$q_U = (1,35 \times 9,29) = 12,55\text{ KN /m}$

$M_0 = 19,78\text{ kn.m}$ $\begin{cases} M_t = 0,75 \times M_0 = 14,83\text{ kn.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0 = -9,88\text{kn.m} \end{cases}$

$V_{max} = 22,28\text{ kn}$

❖ Tableau III.35 Ferrailage de la poutre de chaînage

position	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$	St (cm)
Travée	0,034	0,043	0,275	1,55	1,014	3HA10 =2,36	15
Appui	0,023	0,029	0,277	1,03	1,014	3HA10 =2,36	15

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$\tau_u = 0,27\text{ Mpa}$ < $[\tau_u] = 3,33\text{ Mpa}$ condition vérifiée

➤ calcul des armatures transversales

$\phi \leq \min \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l^{min} \right) \Rightarrow \phi \leq \min (30\text{ mm} ; 8,57\text{mm}, 10\text{ mm}) \Rightarrow \phi \leq 10\text{ mm}$

Soit un cadre T8 et un étrier T8 $\Rightarrow 2\phi\ 8 = 1,01\text{ cm}$

1. $S_t = 25,2\text{ cm}$

2. $S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 1,01}{30(0,268 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = -37,15 < 0\text{ cm}$

3. $S_t \leq \frac{400 \times 1,01}{30 \times 0,4} = 33,66\text{ cm}$

$S_t = \min (1; 2; 3)$ on adopte $S_t = 15$ cm

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

➤ Calcul à ELS

$P_s = 9,29$ KN

$$M_0 = 14,63 \text{ kn.m} \begin{cases} M_t = 0,75 \times M_0 = 10,98 \text{ kn.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0 = -7,32 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ **Tableau III.36** Vérification des contraintes à l'ELS

position	M (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Travée	10,98	7,034	19041,11	4,056	15	verifies
appui	-7,32	7,034	19041,11	2,704	15	verifies

➤ Evaluation de la flèche

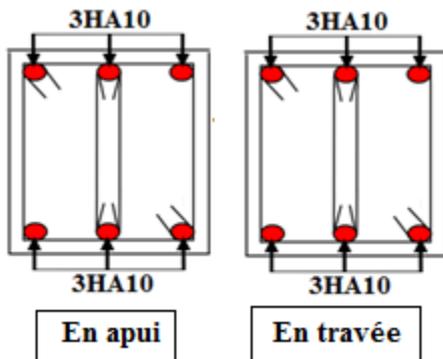
$L = 3,55$ m ; $M_{0s} = 14,63$; $M_{ts} = 10,98$ Kn .m

$h \geq \frac{M_{ts}}{10 \times M_{0s}} \times l \Rightarrow 35 \text{ cm} > \frac{10,98}{10 \times 14,63} \times 3,55 = 26,64 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée1

$\frac{A_{choisi}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{30 \times 28} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0028 < 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée2

$L < 8m \Rightarrow$ condition vérifiée3

➤ Schémas de ferrailage



❖ **Figure III.17** : schéma de ferrailage de la poutre de chinage

III.4 Étude de l'acrotère

III.4.1 : Hypothèse de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

➤ Evaluation des Charges verticales

On a les données suivantes :

$$\begin{cases} G = 2,265 \text{ KN/m} \\ Q = 1,0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des Charges horizontales**

D'après le **RPA99 Article 6.2.3** l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

Pour notre projet on a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-groupe d'usage 2} \\ \text{-zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A=0,15 \\ C_p=0,8 \end{cases}$$

Donc : $F_p=4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,265=1,09 \text{ kn}$

III.4.2 : Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0,0628 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0,332 \text{ m}$$

$N_g = W_p = 2,265 \text{ KN}$ et $M_q = Q \times H = 0,6 \text{ KN}$

$M_{fp} = F_p \times Y_g = 1,09 \times 0,332 = 0,36 \text{ KN/m}$

❖ **Tableau III.41** Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	ELA	ELU _A	G + Q
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,27	3,06	2,27
M (KN.m)	0,96	0,9	0,6

III.4.3 : Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{3,06} = 29,41 \text{ cm} ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 10 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul. $e = e_1 + e_a + e_2$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; H/250) = 2 \text{ cm}$ **CBA93 (Article A.4.3.5)**

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} = 0,86 \text{ cm.} \quad \text{D'où : } e = 29,41 + 2 + 0,86 = 32,27 \text{ cm}$$

➤ **Les sollicitations de calcul deviennent :**

$N_u = 3,06 \text{ Kn}$; $M_u = N_u \times e = 3,06 \times 0,03347 = 0,99 \text{ KN.m}$

III.4.4 : Ferrailage de l'acrotère (Calcul à l'ELU)

Le ferrailage est calculé à l'ELU, Puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0,99 + 3,06 \times (0,08 - \frac{0,10}{2}) = 1,08 \text{ KN.m}$$

❖ **Tableau III.37** Ferrailage de l'acrotère

μ_{bu}	α	Z(m)	$A_s(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$	$A_r(cm^2)$	St (cm)
0,012	0,015	0,08	0,3	0,97	4HA8 =2,01	4HA8=2.01	25

III.4.5 : Vérification à l'ELU

➤ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u < [\tau_u] \min (0.1 \times f_{c28} ; 4) \Rightarrow \tau_u < [\tau_u] = \min (2.5 ; 4) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,09 + 1 = 2,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,026 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \tau_u < [\tau_u] = 2,5 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

❖ **Tableau III.38** : Vérification des contraintes à l'ELS

d (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	η	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
0.08	2,27	0,6	1.6	15	201,6

➤ **Calcul de y_{ser} :**

$$y_{ser} = y_c + c; e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,27} = 0,264 \text{ m}$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0,277 - 0,05 = 0,227 \text{ m} \Rightarrow c = 0,227 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (1)$

$$p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 = -0,158 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 = -0,025 \text{ m}^3$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -9,951 \times 10^{-3} < 0$

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

$$0 \leq y_c + c \leq h \Leftrightarrow 0 \leq y_c + c \leq 10 \text{ cm}$$

$$a = 2 \left(1 - \sqrt{-\frac{p}{3}} \right) = 0,53 \text{ m} \quad ; \quad \phi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} - \sqrt{-\frac{3}{p}} \right) = 7,69^\circ$$

- $y_{c1} = a \cos(\frac{\theta}{3}) = 45,2 \text{ cm} \Rightarrow y_{c1} + C = 67,7 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Non vérifiée
- $y_{c2} = a \cos(\frac{\theta}{3} + 120^\circ) = -24,35 \Rightarrow y_{c2} + C = -1,85 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Non vérifiée
- $y_{c3} = a \cos(\frac{\theta}{3} + 240^\circ) = -20,83 \Rightarrow y_{c3} + C = 1,67 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

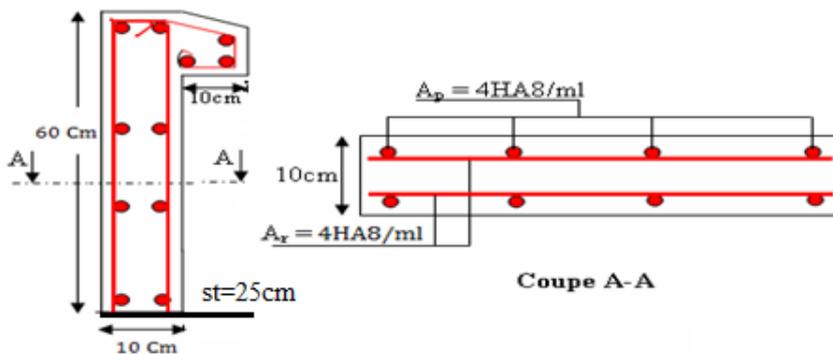
Donc, on prend $y_{c3} = 20,83 \Rightarrow y_{ser} = 1,67 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -6,52 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,27 \times 0,0167 \times 10^{-3}}{-6,52 \times 10^{-5}} = -0,58 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2,27 \times 10^{-3}}{-6,52 \times 10^{-5}} (0,08 - 0,0167) = -33,05 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ schémas de ferrailage



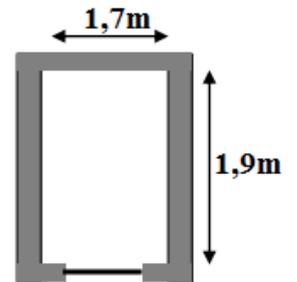
❖ Figure III.18 schémas ferrailage de l'acrotère

III.5 Etude de l'ascenseur

➤ Définition

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

On fixe l'épaisseur de la dalle de l'ascenseur $e = 15 \text{ cm}$. $E \geq 15$



❖ Figure III.19 : Dalle d'ascenseur

• La charge permanente

Revêtement dallage en béton armée $\Rightarrow G_{revetment} = 0,05 \times 22 = 1,1 \text{ KN/m}^2$

Dalle en béton armé (15cm) $\Rightarrow 0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$

Le poids de la machine $\Rightarrow G_{cuvette} = \frac{F_C}{S} = \frac{50}{1,9 \times 1,7} = 15,48 \text{ KN/m}^2$

$$G_{total} = 20,33 \text{ KN/m}^2$$

• La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 28,95 \text{ KN/m}$; ELS: $q_{ser} = G + Q = 21,33 \text{ KN/m}$

➤ **Détermination des sollicitations**

• **Calcul des moments**

$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,89 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens (l_x et l_y)

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

❖ **Tableau III.44 :** le calcul des moments à l'ELU

$q_u \text{ KN/m}$	μ_x	μ_y	$M_{ox} \text{ KN.m}$	$M_{oy} \text{ KN.m}$	M_x^t	M_y^t	$M_x^a = M_y^a$	$V_{max}^x \text{ KN}$
21,33	0,0466	0,7635	3,89	2,98	2,92	2,24	-1,95	14,99

➤ **Calcul du Ferrailage**

❖ **Tableau III.39 Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur**

Sens		M(KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	Amin (cm^2/ml)	$A_{adp} (\text{cm}^2/\text{ml})$	St cm
travée	x-x	2,92	0,012	0,015	0,129	0,65	1,27	4HA8=2,01	25
	y-y	2,24	0,009	0,012	0,129	0,49	1,2	4HA8=2,01	25
appui	x-x/y-y	-1,95	0,008	0,01	0,129	0,43	1,57	4HA8=2,01	25



➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$\tau_u = 0,12 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :** les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

❖ **Tableau III.40** Vérification à l'ELS

$q_{ser} \text{ KN/m}$	μ_x	μ_y	$M_{ox} \text{ KN.m}$	$M_{oy} \text{ KN.m}$	M_x^t	M_y^t	$M_x^a = M_y^a$
21,33	0,0537	0,5358	3,31	1,77	2,48	1,77	-1,65

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

❖ **Tableau III.41 :** Vérification des contraintes Etat limite de compression de béton

Position	sens	M_{Ser} (KN.m)	A_{adp} (cm^2/ml)	Y(cm)	$I (\text{cm}^4)$	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observat ion
En travée	x-x	2,48	2,01	2,52	4106,28	1,52	15	vérifiée
	y-y	1,33	2,01	2,52	4106,28	0,82	15	vérifiée
En appuis	y-y	1,65	2,01	2,52	4106,28	1,013	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

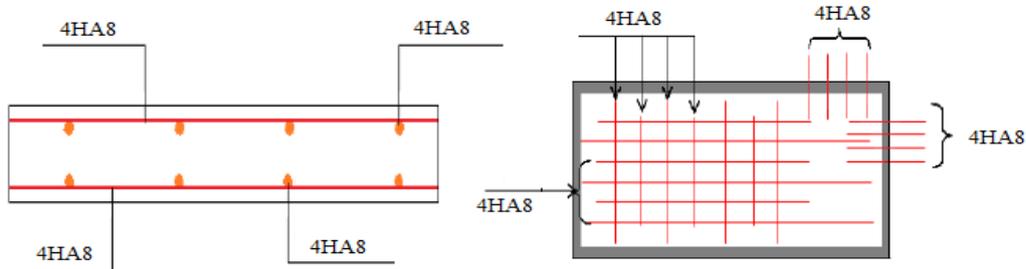
$L_x = 1,7 \text{ m}$; $M_{0s} = 3,31$; $M_{ts} = 2,48 \text{ Kn.m}$

$h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ts}}{20 \times M_{0s}}\right) \times l_x \Rightarrow 15 \text{ cm} > 0,64 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée1

$$A_{adp} \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Rightarrow 2,01 \text{cm} < 6,5 \text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \dots \dots \dots 2$$

$L < 8m \Rightarrow 3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

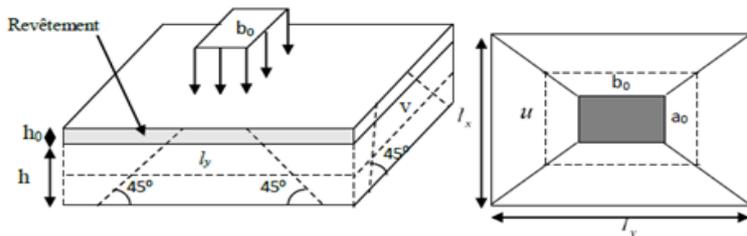
➤ **Schéma de ferrailage :**



❖ **Figure III.20 :** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sous dessous de l’ascenseur.

2-Cas d’une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle ($a_0 \times b_0$), elle agit Uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.



❖ **Figure III.21** Schéma représentant la surface d’impact

a. Calcul du rectangle d’impact ($u ; v$) :

$$a_0 = 80 ; b_0 = 80 ; h_1 = 5 \text{cm} ; h_0 = 15 \text{cm}$$

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \epsilon \times h_1 \Rightarrow u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{cm}$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \epsilon \times h_1 \Rightarrow v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{cm}$$

b. Evaluation des moments sous charge concentrée

$$M_x = q_u \times (M_1 + v M_2) ; M_y = q_u \times (M_2 + v M_1)$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72,3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72,3 \Rightarrow P_u = 97,61 \text{KN}$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{170} = 0,62 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{105}{190} = 0,55$$

→ En utilisant la table de Pigeaud on obtient :

$$M_1 = 0,088 ; \quad M_2 = 0,047$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

❖ **Tableau III.42 :** Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

q_u KN/m	μ_x	μ_y	M_{x2} KN.m	M_{y2} KN.m	M_x^t	M_y^t	M_x^a	M_y^a
8,25KN/m	0,0466	0,7635	1,11	0,85	9,7	5,44	7,28	4,08

c. Calcul du Ferrailage

❖ **Tableau III.43:** Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée

Sens		M(K N.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	C.N.F	A_{adp} (cm^2/ml)	St(cm)
travée	x-x	7,28	0,03	0,038	0,128	1,63	1,27	v	4HA8=2,01	25
	y-y	4,08	0,017	0,021	0,129	0,91	1,2	N.v	4HA8=2,01	25
appui	x-x y-y	-4,85	0,02	0,026	0,129	1,08	1,57	N.v	4HA8=2,01	25

d. Vérifications à l'ELU

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$N_d < 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } U_c = 2 \times (u+v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$N_d = 97,61 \text{ KN} < 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = \frac{97,61}{3 \times 1,05} = 30,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = \text{KN}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72,3 \times (0,088 + 0,2 \times 0,047) = 7,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72,3 \times (0,047 + 0,2 \times 0,088) = 4,67 \text{ KN.m}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

Tableau III.44 : Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELS

q_s KN/m	μ_x	μ_y	M_{x2} KN.m	M_{y2} KN.m	M_x^t	M_y^t	$M_x^a = M_y^a$
72,3	0,0537	0,5358	11,22	6,01	13,69	8,01	-9,13

f. Vérification des contraintes Etat limite de compression de béton :

❖ **Tableau III.45** : Vérification des contraintes Etat limite de compression de béton

position	Sens	M_s (KN.m)	A_{adp} (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^{adm} (Mpa)	Obs
TR	x-x	13,69	2,01	2,52	4106,3	8,4	15	vérifiée
	y-y	8,01	2,01	2,52	4106,3	4,92	15	vérifiée
AP	x-x/y-y	-9,13	2,01	2,52	4106,3	5,6	15	vérifiée

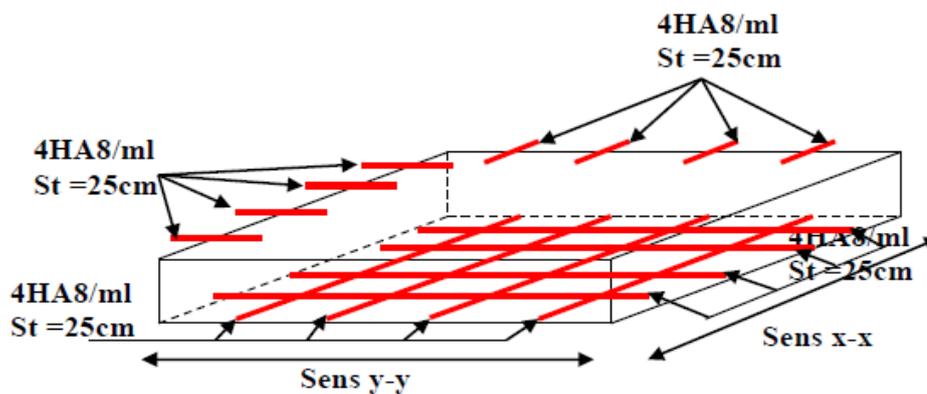
➤ **Vérification de la flèche :**

$$l_x = 1,7 \text{ m} \quad M_0^x = 18,26 \text{ kn.m} \quad M_t^x = 13,69 \text{ kn.m}$$

$$e \geq \max \left(\frac{3 \times l_x}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \times l_x \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 6,37 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**



❖ **Figure III.22** : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur

✚ **Conclusion**

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux avec toutes les vérifications nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le **BAEL** et le **RPA**.

CHAPITRE IV

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/ version 2003**[1], tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou (14m) de hauteur en zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à (**l'article 3.4.A.1.a du RPA99/ version 2003**) [1], la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.1 Méthodes de calcul

Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - a. La méthode d'analyse modale spectrale.
 - b. La méthode d'analyse par Accélérographe

IV.2 Analyse sismique de la structure

IV.2.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad ; \quad T_2 = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \dots \dots \text{RPA 99 (Article 4.2.4) Avec : } T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$$

h_N : La hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, **$h_N=31,01\text{m}$**

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$C_T=0,05$ **RPA99 (tableau 4)**

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

sens (X): $L_x = 26,6\text{-m}$ donc : $T_x = 0,55\text{s}$

sens (Y): $L_y = 17,05\text{ m}$ donc : $T_y = 0,67\text{s}$

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 31,01^{3/4} = 0,65$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a :

$$T_{Sx} = 1,3 \times \min(0,55 ; 0,65) = 0,715 ; T_{Sy} = 1,3 \times \min(0,65 ; 0,67) = 0,845\text{s}$$

IV.2.2 Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \text{RPA 99 (Article 4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique..... (**RPA tableau 4.1**)

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{Groupe d'usage: 2} \\ \text{Zone sismique: IIa} \end{cases}$ donc **$A=0,15$**

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le **tableau 4.3 (RPA99/version2003)**. Dans ce projet on a un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots \dots \text{RPA 99(Article .4.2.3)}$.

Tel que Pq est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Elle est donnée dans le **tableau 4.4 du RPA99 2003**,

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	0
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0,05	0,05
Contrôle de qualité de d'exécution	0,1	0,1
Total	0,3	0,3

$$\Rightarrow Q_x = Q_y = 1,3$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \text{ RPA 99 (Article .4..3)}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le **tableau 4.7 du (RPA99/version 2003)**.

On a site meuble (S3) donc $T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,5 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir *tableau 4,2 du RPA99/V2003*.

On a un contreventement mixte donc on prend pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\% \Rightarrow \eta = 0,816$

$$T_2 = 0,5s \leq T_{sx} \leq 3s \Rightarrow 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,5}{0,55}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1,92$$

$$T_2 = 0,5s \leq T_{sy} \leq 3s \Rightarrow 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1,72$$

W : Poids total de la structure $\Rightarrow W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$

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

W_{Qi}: Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Pour notre projet on a le RDC et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0,20$

A partir du logiciel on trouve : **W_{tot} = 31428,2519 KN**

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sensX} : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,92 \times 1,3}{5} \times 31428,2519 = \mathbf{2353,347 \text{ KN}}$$

$$\text{sensY} : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,72 \times 1,3}{5} \times 31428,2519 = \mathbf{2108,207 \text{ KN}}$$

IV.2.3 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Le spectre de réponse pour notre projet est donné par le logiciel (spectre), le graphe donne $\frac{S_a}{g}$ en fonction du temps :

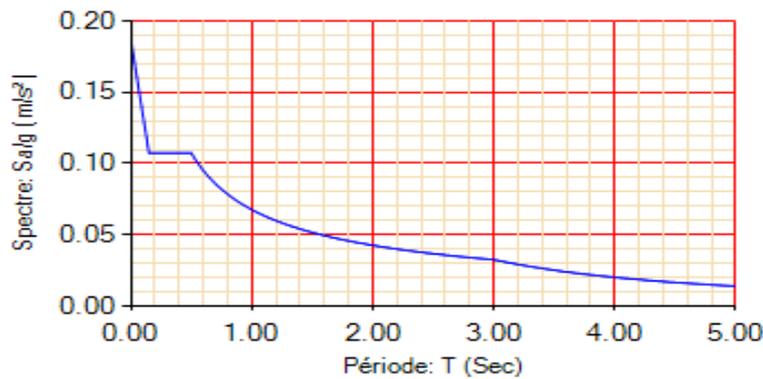


Figure IV.1 Spectre de réponse.

➤ **Disposition des voiles de contreventement**

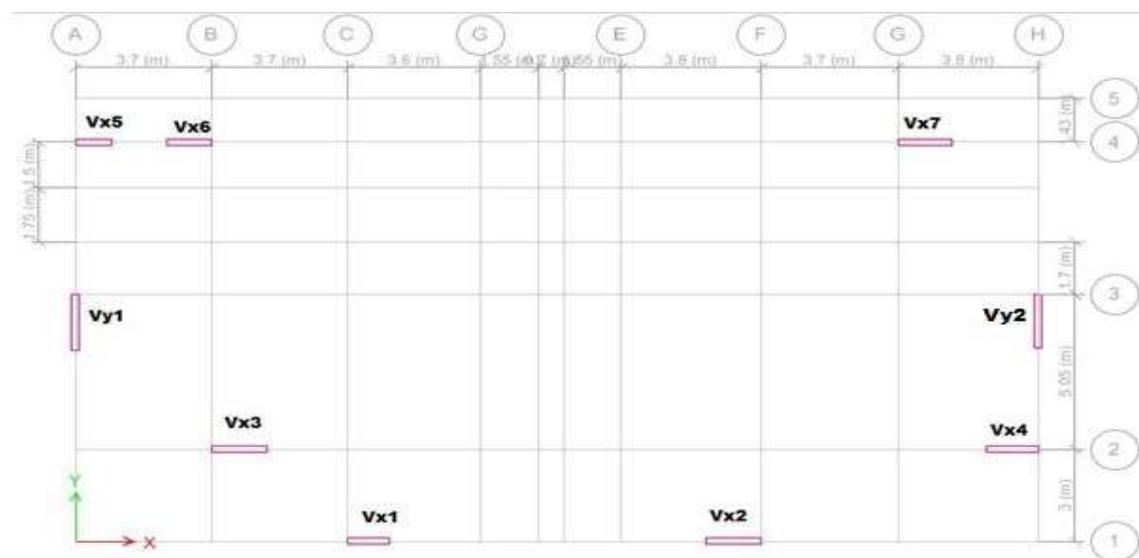


Figure IV.2 Dispositions des voiles.

➤ **Période de vibration et participation massique**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

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

Mode	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0.714	0,0043	0,7336	0,0043	0,7336
2	0.702	0,7349	0,0041	0,7392	0,7376
3	0.635	0,000006196	0,0013	0,7392	0,7389
4	0.231	0,0055	0,1208	0,7447	0,8598
5	0.225	0,1205	0,0063	0,8652	0,8661
6	0.2	0,00001353	0,00001748	0,8652	0,8661
7	0.124	0,0012	0,0496	0,8664	0,9158
8	0.118	0,0493	0,0011	0,9157	0,9169
9	0,103	0,00004596	0,00003	0,9157	0,9169

Présentation des résultats de la participation modale :

D'après le tableau : le mode 1 est une translation selon (Y_Y) leur taux de participation massique est 73,36% , atteint les 90% au 7^{ém} étage.

Le mode 2 est une translation selon (X_X) leur taux de participation massique est 73,92%, atteint les 90% au 8^{ém}étage.

- **Interprétation des résultats obtenus :** D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées
- **Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003**

a. Vérification de l'interaction voiles portiques

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

- **Sous charges verticales**
 - Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
 - Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

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

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	26860,7	4511,01	85 ,62	14,37

- **Sous charges horizontales**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

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

niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	x	y	x	y	x	y	X	y
RDC	715,818	1100,5526	1155,9382	593,0262	38,24	64,98	61,75	35,01
1^{er} étage	1004,3775	1250,3299	747,49	331,7798	57,33	79,02	42,66	20,97
2^{em} étage	907,5427	1156,0003	721,5641	305,286	55,70	79,10	44,29	20,89
3^{em} étage	956,579	1132,9075	554,0747	215,3541	63,32	84,02	36,67	15,97
4^{em} étage	797,5194	973,0552	578,8778	251,0081	57,94	79,49	42,05	20,50
5^{em} étage	798,6322	914,9637	429,2191	172,669	65,04	84,12	34,95	15,87
6^{em} étage	604,8597	723,8964	455,8878	214,9365	57,02	77,10	42,97	22,89
7^{em} étage	575,343	631,4031	287,1072	127,6752	66,71	83,18	33,28	16,81
8^{em} étage	381,5154	429,8692	249,7602	132,9035	60,43	76,38	39,56	23,61
9^{em} étage	348,9931	339,6402	125,3836	72,4883	73,56	82,41	26,43	17,58

➤ **Analyse des résultats :**

On remarque que les interactions voiles-portiques sous charges verticales à la base et sous charges horizontales dans le sens X et Y de bâtiment est vérifiée.

b. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

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

- ❖ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

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

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8 V_{st}$	observation
Selon X-X	1924,236	1882.678	vérifié
selon Y-Y	1726,9467	1686.565	vérifié

c. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ **RPA99/version2003**

δ_{ek} : Déplacement du aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, c.à.d : $\Delta_k < 1\% h_e$; avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x

Niveau	Élévation (m)	h_k (m)	Sens X-X				
			δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	2,89	2,89	0,000657	0,003285	0,00	0,003285	0,0011
1 ^{er} étage	5,78	2,89	0,002001	0,010005	0,003285	0,00672	0,0023
2 ^{em} étage	8,67	2,89	0,003672	0,01836	0,010005	0,008355	0,0028
3 ^{em} étage	11,56	2,89	0,005458	0,02729	0,01836	0,00893	0,0030
4 ^{em} étage	14,45	2,89	0,007247	0,036235	0,02729	0,008945	0,0030
5 ^{em} étage	17,34	2,89	0,0089836	0,044915	0,036235	0,00868	0,0030
6 ^{em} étage	20,23	2,89	0,010488	0,05244	0,044915	0,007525	0,0026
7 ^{em} étage	23,12	2,89	0,011836	0,05918	0,05244	0,00674	0,0023
8 ^{em} étage	26,01	2,89	0,01288	0,0644	0,05918	0,00522	0,0018
9 ^{em} étage	28,9	2,89	0,013735	0,068675	0,0644	0,004275	0,0014

Tableau IV.7 Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y

Niveau	Élévation (m)	h_k (m)	Sens Y-Y				
			δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	2,89	2,89	0,000713	0,003565	0,00	0,003565	0,0015
1 ^{er} étage	5,78	2,89	0,002119	0,010595	0,003565	0,00703	0,0024
2 ^{em} étage	8,67	2,89	0,003871	0,019355	0,010595	0,00876	0,0030
3 ^{em} étage	11,56	2,89	0,005739	0,028695	0,019355	0,00934	0,0032
4 ^{em} étage	14,45	2,89	0,007637	0,038185	0,028695	0,00949	0,0033
5 ^{em} étage	17,34	2,89	0,009441	0,047205	0,038185	0,00902	0,0031
6 ^{em} étage	20,23	2,89	0,011124	0,05562	0,047205	0,008415	0,0029
7 ^{em} étage	23,12	2,89	0,012597	0,062985	0,05562	0,007365	0,0025
8 ^{em} étage	26,01	2,89	0,013865	0,069325	0,062985	0,00634	0,0021
9 ^{em} étage	28,9	2,89	0,014922	0,07461	0,069325	0,005285	0,0018

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

d. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets 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 :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \dots \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées du niveau « k » *RPA99/2003(Article 5.9)* avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k = Effort tranchant d'étage de niveau: « k » $V_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	2,89	31428,2519	0,003285	1924,236	0,018	0,003565	1726,9467	0,022
1^{er} étage	2,89	28202,4514	0,00672	1888,3014	0,035	0,00703	1693,5395	0,041
2^{em} étage	2,89	24843,8447	0,008355	1802,1964	0,0398	0,00876	1616,0196	0,046
3^{em} étage	2,89	21586,9005	0,00893	1687,4532	0,0395	0,00934	1512,6077	0,0461
4^{em} étage	2,89	18329,9563	0,008945	1544,4404	0,036	0,00949	1384,4787	0,043
5^{em} étage	2,89	15165,5245	0,00868	1376,3388	0,033	0,00902	1234,0113	0,038
6^{em} étage	2,89	12001,0928	0,007525	1188,3035	0,026	0,008415	1066,5239	0,032
7^{em} étage	2,89	8862,9039	0,00674	961,0325	0,021	0,007365	863,72	0,026
8^{em} étage	2,89	5801,6448	0,00522	706,4682	0,014	0,00634	635,2606	0,020
9^{em} étage	2,89	2914,2568	0,004275	415,0676	0,0103	0,005285	372,079	0,014

➤ **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau les effets P-Δ peuvent être négligés.

e. Vérification de l'effort normal réduit

Le RPA99/2003 (7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante : $V = \frac{N_d}{B_c \times F_c 28} < 0,3 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_c 28$

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants :

Tableau IV.9 Vérification de l'effort normal réduit

Etages	B _C cm ²	N _d KN	V	OBS
RDC+1 ^{er} étage	60*65	1586,02	0,16	vérifié
Etage 2,3	60*55	1108,717	0,13	vérifié
Etage 4,5	55*50	784,9475	0,11	vérifié
Etage 6,7	50*45	526,4045	0,09	vérifié
Etage 8,9,10	45*40	274,6324	0,06	vérifié

➤ Analyse des résultats

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des Poteaux choisis sont suffisantes.

✚ Conclusion :

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

CHAPITRE V

V.1 Etude des poteaux

V.1.1 Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Ils sont calculés en flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables efforts normal (N) et moment fléchissant (M) résultants des combinaisons suivantes :

- | | |
|-------------------|----------------|
| 1) $1,35G + 1,5Q$ | 4) $G + Q - E$ |
| 2) $G + Q$ | 5) $0,8G + E$ |
| 3) $G + Q + E$ | 6) $0,8G - E$ |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- 1) $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$
- 2) $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$
- 3) $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$

V.1.2 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du béton en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - $\Rightarrow 4\%$ en zone courante
 - $\Rightarrow 6\%$ en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \phi_l$ En zone IIa

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol+RDC+1 ^{er} étage	60*65	31,20	15,60	23,40
Etages (2et3)	55*60	26,40	13,20	19,80
Etages (4et5)	50*55	22,00	11,00	16,50
Etages (6et7)	45*50	18,00	9,00	13,50
Etages (8et9)	40*45	14,40	7,20	10,80

Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \dots\dots \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

V-MAX : Effort tranchant maximal dans le poteau.

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

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

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

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

- ✚ En zone nodale : $t \leq (10 \phi_{lmin} , 15 \text{ cm}) \dots\dots \text{zone IIa}$
- ✚ En zone courante : $t \leq 15 \phi_{lmin} \dots\dots \text{zone IIa}$

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

- ✚ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

V.1.3 Sollicitations dans les poteaux

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

Tableau V.2 Sollicitations dans les différents poteaux

Niveau	Section	N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		VU
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
Sous-sol RDC+1 ^{er} étage	60*65	1963,130 9	7,0215	-301,3029	32,8085	-188,3475	1203,221	153,1864
Etages(2et3)	55*60	1386,837 7	-2,2272	21,2433	16,0076	112,7881	555,0417	137,0228
Etages(4et5)	50*55	1031,57	-2,7821	63,4982	33,251	103,0882	391,8305	116,0194
Etages(6et7)	45*50	690,9978	-3,1932	-8,1028	33,0354	85,581	226,316	92,6578
Etages(8et9)	40*45	360,3823	-2,6467	-38,3102	8,4541	-61,0881	52,197	58,2114

V.1. 4 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Exemple de calcul

Soit le poteau (sous – sol +RDC+ 1^{er} étage) :

$$N_{\max} = 1963,1309 \text{ KN (compression)} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 7.0215 \text{ KN.M (ELU)}$$

$$N_{\min} = -301,3029 \text{ KN (traction)} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 32,8085 \text{ KN.M (0,8G+EXDY Max)}$$

$$M_{\max} = 188,3475 \text{ KN (compression)} \Rightarrow N_{\text{corr}} = 1203,2216 \text{ KN.M (G+Q+EYDY MIN)}$$

$$V_u = 153,1864 \text{ KN (G+Q+EyDy Max)}$$

$$b = 60 \text{ cm} ; \quad h = 65 \text{ cm} ; \quad d = 62 \text{ cm} ; \quad d' = 3 \text{ cm}$$

1) Calcul sous $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{7,0215}{1963,1309} = 0,00357 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 1403,60 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua} = 572,102 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 586,145 \text{ KN.m}$$

$A > B \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{586,145 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,62^2 \times 14,2} = 0,178 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,208}) = 0,248 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,558$$

Calcul de A à la Flexion Composée :

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = \frac{586,145 \times 10^{-3}}{0,558 \times 348} - \frac{1963,1309 \times 10^{-3}}{348} = - 26,23 \text{ cm}^2$$

2) Calcul sous $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\min} = -301,3029 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 32,8085 \text{ KN.M}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{32,8085}{301,3029} = 0,108 < 0,325 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est l'intérieur de la section}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{65}{2} - 3\right) + 10,8 = 40,38 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (62 - 3) - 40,38 = 18,61 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_2}{f_{s10}(d-d')} = \frac{301,8085 \times 10^{-3} \times 0,1861}{400 \times (0,62 - 0,03)} = 2,37 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \times e_1}{f_{s10}(d-d')} = \frac{301,8085 \times 10^{-3} \times 0,4038}{400 \times (0,62 - 0,03)} = 5,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \times H \times f_{t28}}{f_e} = \frac{60 \times 65 \times 2,1}{400} = 20,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,8 \% (b \times h) = 0,8 \% (60 \times 65) = 31,2 \text{ cm}^2$$

3) Calcul sous $M_{max} \Rightarrow N_{corr}$

$$M_{max} = 188,3475 \text{ KN} \Rightarrow N_{corr} = 1203,2216 \text{ KN.M (compression)}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{188,3475}{1203,2216} = 0,156 \text{ m} < 0,325 \text{ m.}$$

$$M_{UA} = 543,297 \text{ KN.M}$$

$$A = 1403,6022 \text{ KN.M} > B = 166,602 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = 0,1658 ; \quad \alpha = 0,228 ; \quad Z = 0,563 ; \quad A_3 = -2,37 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures longitudinales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.3 Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Type de section	section	$A_{cal} = (\max(A_1 ; A_2 ; A_3)) \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{minRPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopte} \text{ (cm}^2\text{)}$	Barre
Sous-sol	SPC	60*65	5,16	31,20	35,71	4HA25+8HA16
RDC+ 1 ^{er}						
Etages (2et3)	SPC	55*60	0,57	26,40	28,65	4HA20+8HA16
Etages (4et5)	SPC	50*55	1,84	22,00	28,65	4HA20+8HA16
Etages (6et7)	SPC	45*50	3,06	18,00	20,36	4HA16+8HA14
Etages (8et9)	SPC	40*45	3,76	14,40	20,36	4HA16+8HA14

Armatures transversales

Exemple de calcul : On prend pour exemple de calcul le poteau (sous – sol) :

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 2,78 = 1,95\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} = \frac{1,95}{0.6} = 3,25 \quad \Rightarrow \quad \rho = 3,75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \Leftrightarrow A_t = \frac{3,75 \times 153,1864 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.65 \times 400} = 3,31 \text{ cm}^2$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_{lmax} \Rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

▪ **Espacement**

→ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{lmin}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

→ Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{lmin} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

▪ **Quantité d'armature minimale**

On a : $3 < \lambda_g = 3,25 < 5$

Après interpolation :

$$\text{Zone courante : } A_t^{min} = 0,74\% (b \times t) = 0,74\% (60 \times 15) = 6,66 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux V.4 Ferrailage transversales des poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC+1 ^{er} étage	Etages (2et3)	Etages (4et5)	Etages (6et7)	Etages (8et9)
Section du poteau (cm²)	60*65	60*65	55*60	50*55	45*50	40*45
$\phi_{l,max} \text{ (cm)}$	2,5	2,5	2	2	1,6	1,6
$\phi_{l,min} \text{ (cm)}$	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4
L0 (cm)	2,78	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44
Lf (cm)	1,95	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71
λ_g	3,25	2,85	3,11	3,42	3,8	4,28
ρa	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V_u KN	153,1864	153,1864	137,0228	116,0194	92,6578	58,2114
L_r (cm)	100	100	80	80	64	64
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t (cm²)z.c	3,31	3,31	3,50	3,26	2,89	2,05
A^t_{min} (cm²) z.courante	6,66	7,56	6,35	5,18	4,05	2,88
A^t_{adopté} (cm²)	7,07	7,85	7,07	5,50	4,71	4,71
Nombre des cadres	9HA10	10HA10	9HA10	7HA10	6HA10	6HA10

Vérifications nécessaires

- **Vérification au flambement**

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

Tableau V.5 Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	L _f (m)	i(m)	λ	α	As(cm ²)	Br(cm ²)	Nu ^{max} (KN)	Nu(KN)	obs
Sous-sol	1,95	0,187	10,43	0,835	35,71	3534	1963,1309	6501,75	vérifiée
RDC+ 1 ^{er} étage	1,71	0,187	9,14	0,838	35,71	3534	1963,1309	6525,11	vérifiée
Etages(2et3)	1,71	0,173	9,88	0,836	28,65	2964	1386,8377	5421,80	vérifiée
Etages 4et5	1,71	0,158	10,82	0,834	28,65	2444	1031,57	4605,72	vérifiée
Etages 6et7	1,71	0,144	11,87	0,831	20,36	1974	690,9978	3626,26	vérifiée
Etages 8et9	1,71	0,129	13,25	0,826	20,36	1554	360,3823	2961,99	vérifiée

- **Vérification des contraintes**

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

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

$$\sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}}$$

$$B = b \times h + 15(A + A')$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right) \quad \text{Avec:} \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} \quad \text{et} \quad v' = h - v$$

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

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

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	S-s,RDC et 1 ^{er} étage	Etages (2et3)	Etages (4et5)	Etages (6et7)	Etages (8et9)
Sections	(60×65)	(55×60)	(50× 55)	(45×50)	(40 ×45)
d (cm)	62	57	52	47	42
A (cm ²)	35.71	28.65	28,65	20.36	20,36
V (cm)	36,06	33,11	30,81	27,62	24,69
V' (cm)	28,94	26,89	24,18	22,38	20,31
I _{yy'} (m ⁴)	0,0178	0,0126	0,0089	0,0059	0,0038
N _{ser} (MN)	1,45417	1,02728	0,76412	0,51185	0,26694
M _{ser} (MN.m)	0,04463	0,03652	0,03987	0,04285	0,04525

M_G^{ser} (MN.m)	0,0964	0,0684	0,0621	0,0562	0,0511
σ_{bc1} (MPa)	4,85	4,21	4,16	4,13	3,99
σ_{bc2} (MPa)	1,71	1,29	0,73	-0,13	-1,46
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

• **Vérification des contraintes de cisaillement**

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

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{et} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	sections	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	vu (Kn)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	obs
Sous-sol	(60×65)	1,95	3,25	0,04	62	153,1864	0,412	1	vérifiée
RDC+1 ^{er} étage	(60×65)	1,71	2,85	0,04	62	153,1864	0,412	1	vérifiée
Etages (2et 3)	(55×60)	1,71	3,11	0,04	57	137,0228	0,415	1	vérifiée
Etages (4et 5)	(50× 55)	1,71	3,42	0,04	52	116,0194	0,422	1	vérifiée
Etages (6et 7)	(45×50)	1,71	3,8	0,04	47	92,6578	0,412	1	vérifiée
Etages (8et 9)	(40 ×45)	1,71	4,2	0,04	42	58,2114	0,323	1	vérifiée

Dispositions constructives

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$l_r \geq 40 \times \emptyset \text{ en zone II.}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset = 25 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 25 = 100 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 100 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 80 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 16 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 64 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 56 \text{ cm}$$

V.1.4.6 Schémas de ferrailage

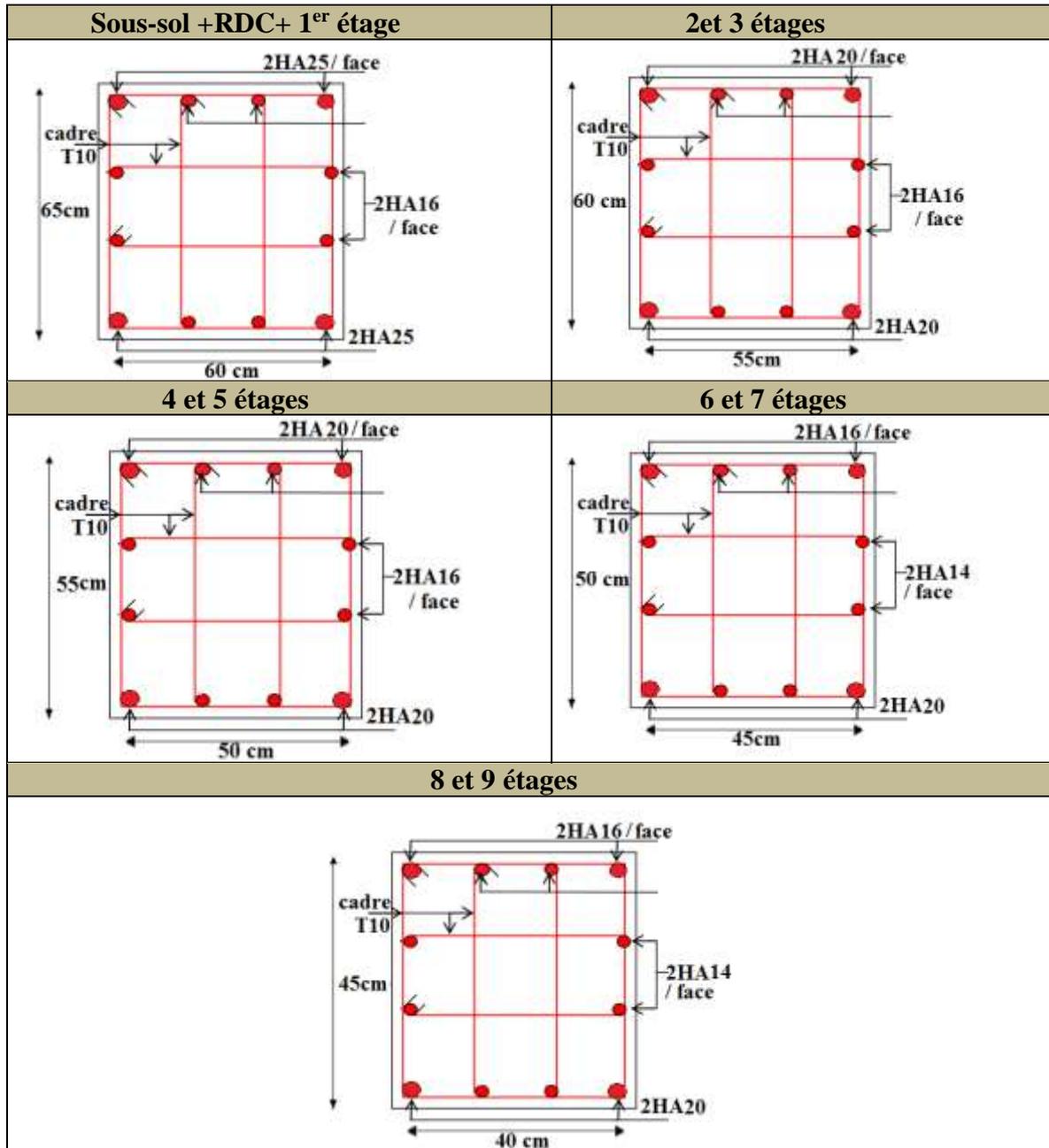


Figure V.2 Schéma de ferrailage des poteaux

V.2 Etude des poutres

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

- | | |
|-------------------|----------------|
| 1) $1,35G + 1,5Q$ | 4) $G + Q - E$ |
| 2) $G + Q$ | 5) $0,8G + E$ |
| 3) $G + Q + E$ | 6) $0,8G - E$ |

V.2.1 Recommandations

a. Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$ en zone IIa.

- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

b. Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

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

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

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

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

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

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

Ferraillage des poutres

a. Armatures longitudinales

- Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (30× 45) du niveau parking :

Avec les sollicitations suivantes : $M_t = 99,149 \text{ KN.m}$ et $M_a = -90,7309 \text{ KN.m}$

➤ Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{99,149 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42^2 \times 18.48} = 0,101 < \mu_t = 0,391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10138}) = 0,134 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,397\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{99,149 \times 10^{-3}}{0,397 \times 400} = 6,23 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures en appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90,7309 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42^2 \times 18,48} = 0,092 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} , \quad \alpha = 0,122 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,399 \text{ m}$$

$$A_s = 5,68 \text{ cm}^2$$

Le calcul de ferrailage des poutres est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8 Ferrailage longitudinales des poutres

Niveaux	poutre	section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	Acal (cm2)	Amin (cm2)	Aadpt (cm2)	N ^{bre} de barres
Sous-sol	PP	30*45	Travée	99,149	170,9871	6,23	6,75	6,47	3HA12+2HA14
			appuis	-90,7309		5,68		6,47	3HA12+2HA14
	PS	30*35	Travée	84,1618	115,1338	7,15	5,25	8,01	3HA14+3HA12
			appuis	-85,5858		7,28		8,01	3HA14+3HA12
Etage Courant	PP	30*45	Travée	113,5376	186,2552	7,20	6,75	8,01	3HA14+3HA12
			appuis	-128,6548		8,24		8,64	3HA14+2HA16
	PS	30*35	Travée	108,0733	146,7642	9,44	5,25	9,71	5HA14+1HA16
			appuis	109,9608		9,63		9,71	5HA14+1HA16
Terrasse	PP	30*45	Travée	36,7008	91,8443	2,23	6,75	5,65	5HA12
			appuis	81,3669		4,91		5,65	5HA12
	PS	30*35	Travée	31,82	37,8306	2,56	5,25	5,65	5HA12
			appuis	-42,5937		3,46		5,65	5HA12

• **Vérifications à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal}$$

Poutres principales: $A_{min} = 1,52cm^2 < 6,26cm^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\%(b \times h) = 6,75cm^2$$

➤ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

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

Poutres principales : $A_{max} = 4\%(30 \times 45) = 54cm^2 > A_{adopté}$

✚ **En zone courante** : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

Poutres principales : $A_{max} = 6\% (30 \times 45) = 81 cm^2 > A_{adopté}$

➤ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\phi = 16 mm \rightarrow lr = 45 \times 1.6 = 72 cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 72 cm$.

Pour $\phi = 14 mm \rightarrow lr = 45 \times 1.4 = 63 cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 63 cm$.

Pour $\phi = 12 mm \rightarrow lr = 45 \times 1.2 = 54 cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 54 cm$.

L'ancrage des barres longitudinales des poutres dans les poteaux de rive doivent se faire avec des crochets à 90° pour assurer une bonne transmission des charges.

b. Armatures transversales

➤ **Calcul de ϕ_t**

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

$$\phi_t \leq \min(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) \Rightarrow \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12 ; 12,8 ; 30) \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 mm$ et $A_t = 4HA8 = 2,01 cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres (principales ; secondaires.)

➤ **Espacement des armatures transversales Selon le RPA99 Art (7.5.2.2)**

✚ **En zone nodale** : $St \leq \min(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l)$ \Rightarrow Poutres principales: **St = 10 cm**

✚ **En zone courante** : $St \leq \frac{h}{2}$ \Rightarrow Poutres principales: **St = 15cm**

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

On a pour les poutres principaux:

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

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_U (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale (30×45)	170,9871	1,35	3,33	vérifiée
Secondaires (30×35)	115,1338	1,19	3,33	vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V_U \times \frac{y_s}{f_e}$

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	V_U (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm2)	A_l^{inter} (cm2)	Observation
Principale (30×45)	170,9871	-90,7309	6,47	4,92	-1,98	vérifiée
Secondaires (30×35)	115,1338	-85,5858	8,01	3,31	-5,23	vérifiée

• **Vérification à l'ELS**

1. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ Avec: } Y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.11 Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y cm	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
Principales (30×45)	Appui	-36,612	13,56	103452,44	4,79	15	vérifiée
	Travée	19,2504	13,56	103452,44	2,52	15	vérifiée
Secondaires (30×35)	Appui	-5,563	12,49	65257,35	1,06	15	vérifiée
	Travée	3,5087	12,49	65257,35	0,67	15	vérifiée

2. Vérification de l'état limite de déformation

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

- 1) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right)$
- 2) $At \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$
- 3) $L < 8 \text{ m}$

→ Poutre principale

→ Poutre secondaire

$$\frac{h}{l} = 0,09 > 0,06 \dots \text{verifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,092 \text{ cm} > 0,06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$A = 6,47 \text{ cm}^2 < 13,23 \text{ cm}^2 \dots \text{verifiée}$$

$$A = 8,01 \text{ cm}^2 < 10,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$L = 5,05 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{verifiée}$$

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

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.2 Vérification de la zone nodale

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

$$|MN| + |MS| \geq 1.25 \times (|MW| + |ME|)$$

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \quad z = 0,9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	section	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol	60*65	58,5	13.84	323.856
RDC+1 ^{er} étage				
Etages (2et3)	55*60	54	10.3	222.480
Etages (4et5)	50*55	49,5	10,3	203,94
Etages (6et7)	45*50	45	7.1	127.800
Etages (8et9)	40*45	40,5	7,1	115,02

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13 Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
sous-sol	P.P (30×45)	40,5	6,47	104,814
	P.S (30×35)	31,5	8,01	100,926
RDC au 8 ^{ème} étage	P.P (30×45)	40,5	8,64	139,968
	P.S (30×35)	31,5	9,71	122,346
Terrasse Inaccessible	P.P (30×45)	40,5	5,65	91,53
	P.S (30×35)	31,5	5,65	71,19

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 Vérification de la zone nodale

Niveaux	poutres	M _S (KN.m)	M _N (KN.m)	M _W = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25 (M _W +M _E) (KN.m)	Vérification
sous-sol	PP	323.856	647,712	104,814	971,568	261,78	Vérifiée
	PS			100,926		252,315	Vérifiée
R D C	PP	323.856	647,712	139,968	971,568	349,92	Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	323,856	521,424	139,968	845,28	349,92	Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	222.48	444,96	139,968	667,44	349,92	Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	222,48	407,88	139,968	630,36	349,92	Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	203,94	407,88	139,968	611,82	349,92	Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	203,94	313,2	139,968	517,14	349,92	Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	127,80	255,6	139,968	383,4	349,92	Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	127,80	230,04	139,968	357,84	349,92	Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	115,02	230,04	139,968	345,06	349,92	N.Vérifiée
	PS			122,346		305,865	Vérifiée
9 ^{ème} étage	PP	115,02	/	91,53	115,02	228,825	N.Vérifiée
	PS			71,19		177,975	N.Vérifiée

Remarque :

On constate que la condition du **RPA99/version 2003** n'est pas vérifiée dans les niveaux 8 , 9 pour cela on doit augmenter la section d'armatures des poteaux ou redimensionner les sections des poutres. Pour notre cas on doit augmenter la section d'armatures des poteaux.

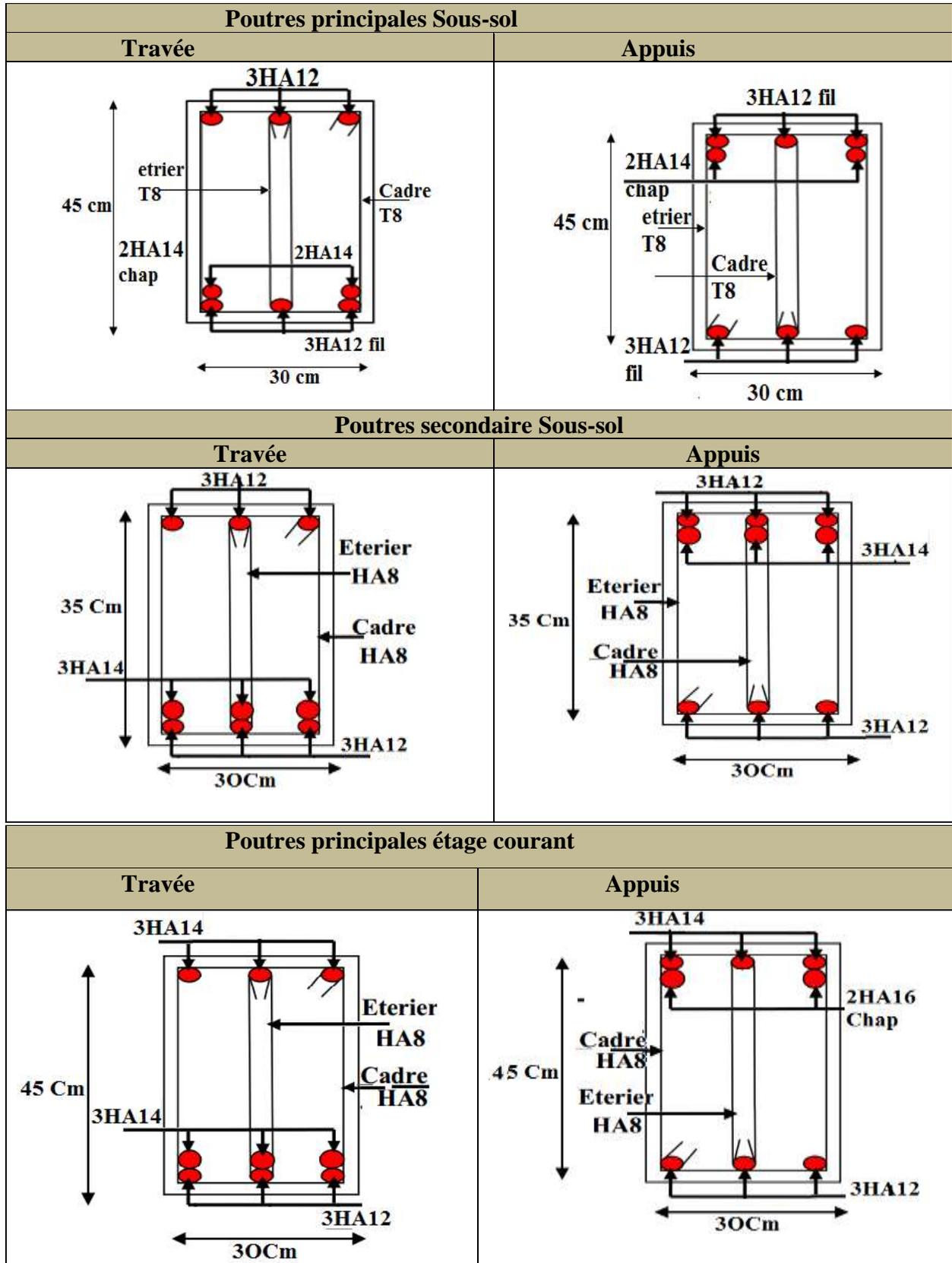
→ Pour étages 8 et 9 on opte à **12HA16**

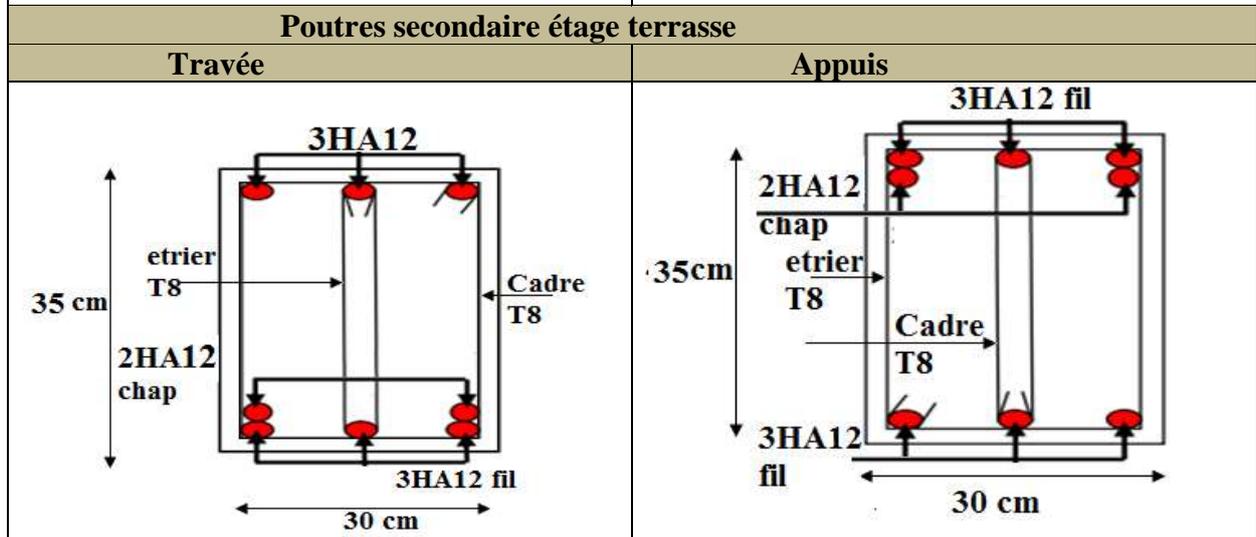
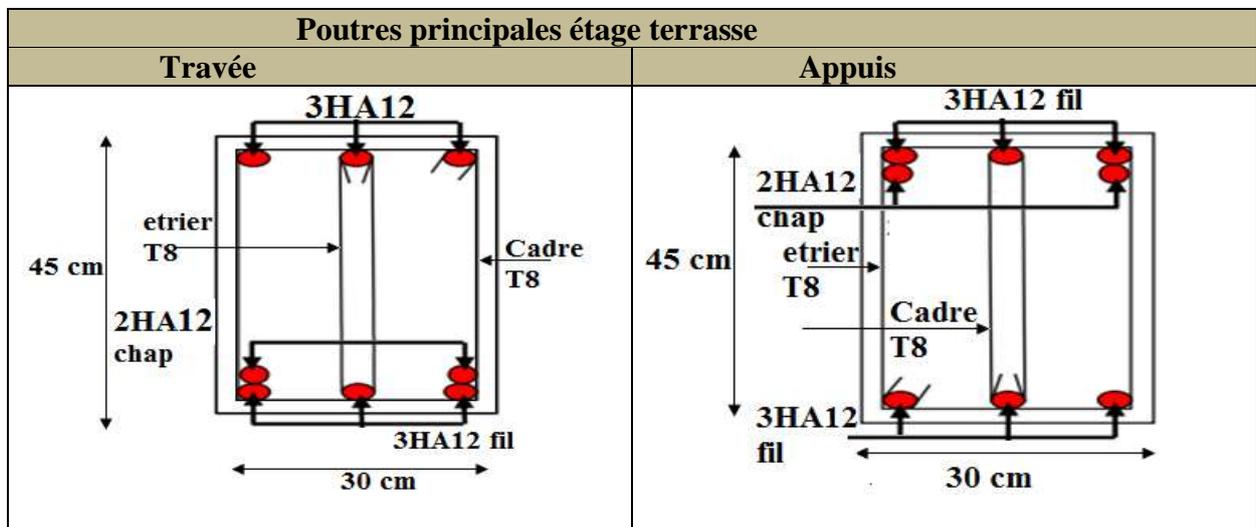
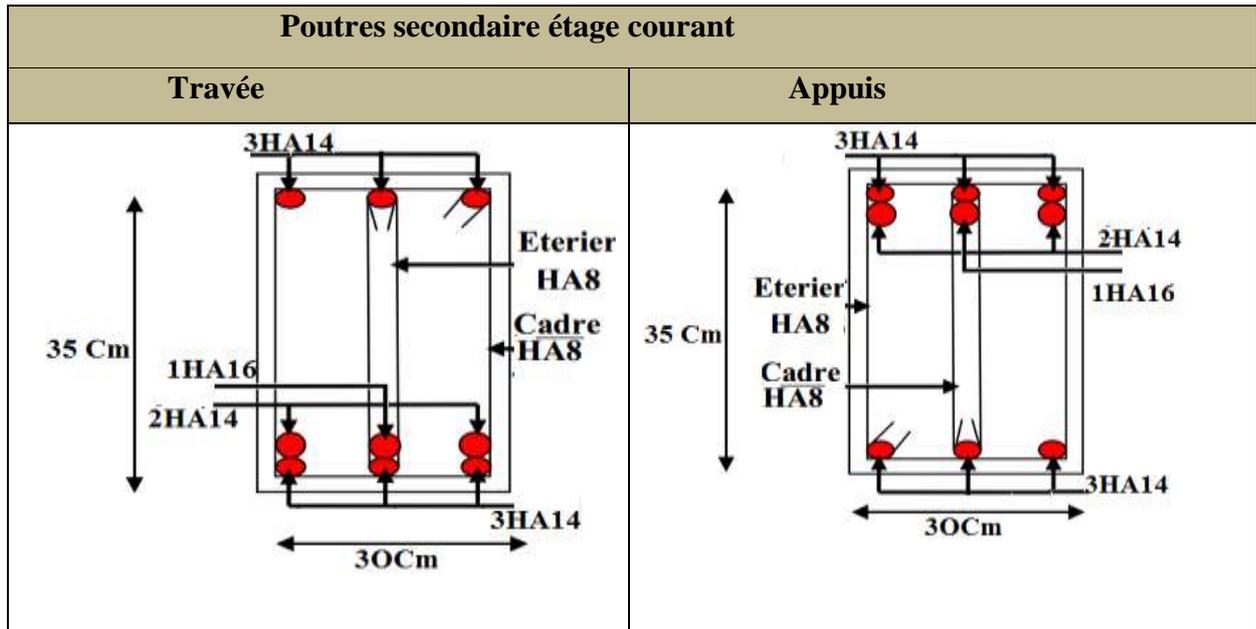
$$M_S = 8,04 \times 40,5 \times 400 = 130,248 \quad ; \quad M_N = (8,04 \times 2) \times 40,5 \times 400 = 260,496$$

✚ Pp : $M_N + M_S = 390,744 > 1.25(M_E + M_W) = 349,92$

✚ Ps : $M_N + M_S = 390,744 > 1.25(M_E + M_W) = 305,865$

V.2.3 Schémas de ferrailage des poutres pour tous les niveaux :





❖ Figure V.3 Schéma de ferrailage de la poutre dans tous les niveaux

V.3 Etude des voiles

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

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0,8G + E$
- 6) $0,8G - E$

Le ferraillage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- 1) $N_{max} \Rightarrow M_{corr}$
- 2) $N_{min} \Rightarrow M_{corr}$
- 3) $M_{max} \Rightarrow N_{corr}$

Exemple de calcul:

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats des Sollicitations maximales de calcul dans le voile Vx7 // à x-x' et le voile Vy1 // à y-y' . Sont résumés dans les tableaux suivant :

➤ **Sens X-X' :**

Tableau V.15 Sollicitations maximales dans le voile Vx7 // à x-x'

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \Rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \Rightarrow M_{corr}$		$V_u(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N KN	M KN.m	
S-s et RDC+1ér étage	999,5073	-441,9503	469,8948	224,4888	102,0892	467,1003	170,0051
Etages (2et3)	657,6015	9,4283	160,9776	418,1821	258,9247	48,988	103,9962
Etages (4et5)	531,7911	16,5263	128,0136	312,1916	183,8895	99,1673	93,6511
Etages (6et7)	376,5248	25,691	102,144	203,0233	84,3649	72,4519	83,2783
Etages (8et9)	205,2701	-30,5568	80,1349	24,1157	10,7277	72,8115	55,8687

➤ **Sens Y-Y' :**

Tableau V.16 Sollicitations maximales dans le voile Vy1 // à Y-Y'

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \Rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \Rightarrow M_{corr}$		$V_u(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S-s RDC+1ér étage	1257,4092	-809,7334	824,0895	194,0718	48,9237	822,6539	266,5248
Etages (2et3)	745,3813	4,9282	268,7556	470,8763	281,6103	172,9461	156,3185
Etages (4et5)	604,0743	4,5356	189,364	320,6934	170,0114	121,5942	133,7065
Etages (6et7)	451,394	-130,3279	133,343	193,369	66,1633	80,7985	115,7158
Etages (8et9)	293,4447	-65,9515	-124,078	165,4678	16,0925	67,6324	77,0337

V.3.1 Calcul du ferrailage

On prend comme exemple de calcul le voile Vx7 (sou ssol+rdc+1er étage), les autres cas seront résumés dans des tableaux.

1) Calcul sous N^{\max} et M^{cor}

➤ Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1,45 \text{ m} \quad , \quad d = 1,4 \text{ m} \quad , \quad e = 0,20 \text{ m} \quad d' = 0,05 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 999,5073 \text{ KN (compression)} \Rightarrow M_{\text{cor}} = -441,9503 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{441,9503}{999,5073} = 0,44 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{1,45}{2} = 0,725 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{l}{2} \right) = 1116,62 \text{ KN.m}$$

$$(B) N_u (d - d') - M_{UA} = 232,72 \text{ KN.m}$$

$$(A) (0,337h - 0,81d')h * F_{bu} = 2401,7255 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{116,62 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,4^2 \times 18,48} = 0,154 < 0,391 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,154} \right) = 0,210 \quad ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,282 \text{ m}$$

❖ Calcul de A à la Flexion Composée:

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 21,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{A la flexion composée } A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = \frac{116,62 \times 10^{-3}}{1,282 \times 400} - \frac{999,5073 \times 10^{-3}}{400} = -3,22 \text{ cm}^2 = 0$$

(a mettre en zone tendue)

2) Calcul sous $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\min} = 102,0892 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 467,1003 \text{ KN.M}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{467,1003}{102,0892} = 4,57 \text{ m} > 0,725 \text{ m}$$

$$M_{UA} = 536,01 \text{ kn.m}$$

$$A = 2401,72 \text{kn.m} > B = -398,19 \text{ kn.m} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu_{bu} = 0.074 \quad ; \quad \alpha = 0.096 \quad ; \quad Z = 1,35 \quad ; \quad A_2 = 7,40 \text{ cm}^2$$

3) Calcul sous $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$

$$M_{\max} = 469,8948 \text{ KN} \Rightarrow N_{\text{corr}} = -224,4888 \text{ KN.M}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{469,8948}{224,4888} = 2,093 > 0,725 \text{m}$$

$$M_{UA} = 621,42 \text{ KN.M}$$

$$A = 2401,72 \text{KN.m} > B = -318,36 \text{KN.m} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu_{bu} = 0.086 \quad ; \quad \alpha = 0.112 \quad ; \quad Z = 1.34 \quad ; \quad A_3 = 6,01 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

$$A_{\min} = 0,2\% \times e \times L_t \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA})$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{l} \times V = \frac{102,0892 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1,45} + \frac{467,1003 \times 10^{-3} \times 0,725}{1,45} = 7,017 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{l} \times V = \frac{102,0892 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1,45} - \frac{467,1003 \times 10^{-3} \times 0,725}{1,45} = -6,31 \text{MPa}$$

$$L_t = \frac{6,31 \times 1,45}{6,31 + 7,017} = 0.68 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 0.2 \times 0.68 = 2.72 \text{ cm}^2 \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA})$$

$$A^{\min} = 2.74 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}}^{\text{ZT}} = 7,40 \text{ cm}^2 \text{ on feraille avec } A_{\text{cal}}^{\text{ZT}} = 7,40 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$L_c = L - 2 L_t = 1,45 - 2 \times 0.68 = 0.09 \text{m}$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0,1\% \times 0.2 \times (1,45 - 2 \times 0,68) = 0,18 \text{cm}^2$$

(A_{\min} en zone comprimée par le RPA)

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 0.2 \times 1,45 = 4,35 \text{cm}^2$$

(A_{\min} en zone globale du voile par le RPA)

$$A_{\min} = 0,23 \times d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1,4 \times 0.2 \times \frac{2.1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

(A_{\min} dans le voile par le BAEL)

❖ Espacement des barres verticales

- $S_t \leq \min (150 e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$
- $S_t = 20 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile
- $S_t = 10 \text{ cm}$ une longueur de $L/10$ du voile

➤ Armatures horizontales

Elle se calcul selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \quad , \quad V_{max} = 170,0051 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 170,0051 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,4} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$A_h = 1.4 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Choix des barres**

- **Armatures verticales**

En zone tendu $A^{ZT} = 7,40 \text{ cm}^2$ on prend $A^{ZT}: 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{ZC} = 4,30 \text{ cm}^2$ on prend $A^{ZC}: 7\text{HA}10 = 5,50 \text{ cm}^2$

- **Armatures horizontales**

$$A_h = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Vérification au Cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du *RPA99/version 2003* comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{RPA99Art (7.7.2.)}$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents niveaux

- **Vx7**

Tableau V.17 Sollicitations et ferrailage du voile Vx7 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC+1 ^{er} étage	Etages (2et3)	Etages (4et5)	Etages (6et7)	Etages (8et9)
L (m)	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
M (KN.m)	467,1003	160,9776	99,1673	72,4519	72,8115
N (KN)	102,0892	418,1821	183,8895	84,3649	10,7277
V(KN)	170,0051	103,9962	93,6511	83,2783	55,8687
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_u (Mpa)	1,4	0,519	0,47	0,42	0,28
$A_{v \text{ cal}}/\text{face (cm}^2\text{)}$	7,40	0	0	0,22	1,17
$A_{v \text{ min}}/\text{face (cm}^2\text{)}$	2,74	4,35	4,35	4,35	4,35

$A_{v\ adopt}/\text{face (cm}^2\text{)}$	7,92	4,71	4,71	4,71	4,71
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	7HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm) extrémité	10	10	10	10	10
S_t (cm) Milieu	20	20	20	20	20
$A_{h\ cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	1,4	0,649	0,58	0,52	0,35
$A_{h\ min}/\text{face (cm}^2\text{)}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$A_{h\ adopt}/\text{face (cm}^2\text{)}$	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

➤ Vy1

Tableau V.18 Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux

Niveau	S-s et RDC+1 ^{er} étage	Etages (2et3)	Etages (4et5)	Etages (6et7)	Etages (8et9)
L (cm)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
e (cm)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
M (KN.m)	822,6539	172,9461	121,5942	80,7985	67,6324
N (KN)	48.9237	281,6103	170,0114	66,1633	16,0925
V(KN)	266.5248	156,3185	133,7065	115,7158	77,0337
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_u (Mpa)	1,04	0,61	0,52	0,45	0,29
$A_{v\ cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	11,26	0	0	0,28	0,73
$A_{v\ min}/\text{face (cm}^2\text{)}$	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55
$A_{v\ adopt}/\text{face (cm}^2\text{)}$	11,31	5,65	5,65	5,65	5,65
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	10HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
S_t (cm) extrémité	10	10	10	10	10
S_t (cm) Milieu	20	20	20	20	20
$A_{h\ cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	1,29	0,76	0,65	0,56	0,37
$A_{h\ min}/\text{face (cm}^2\text{)}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$A_{h\ adopt}/\text{face (cm}^2\text{)}$	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.3.3 Schémas de ferrailage

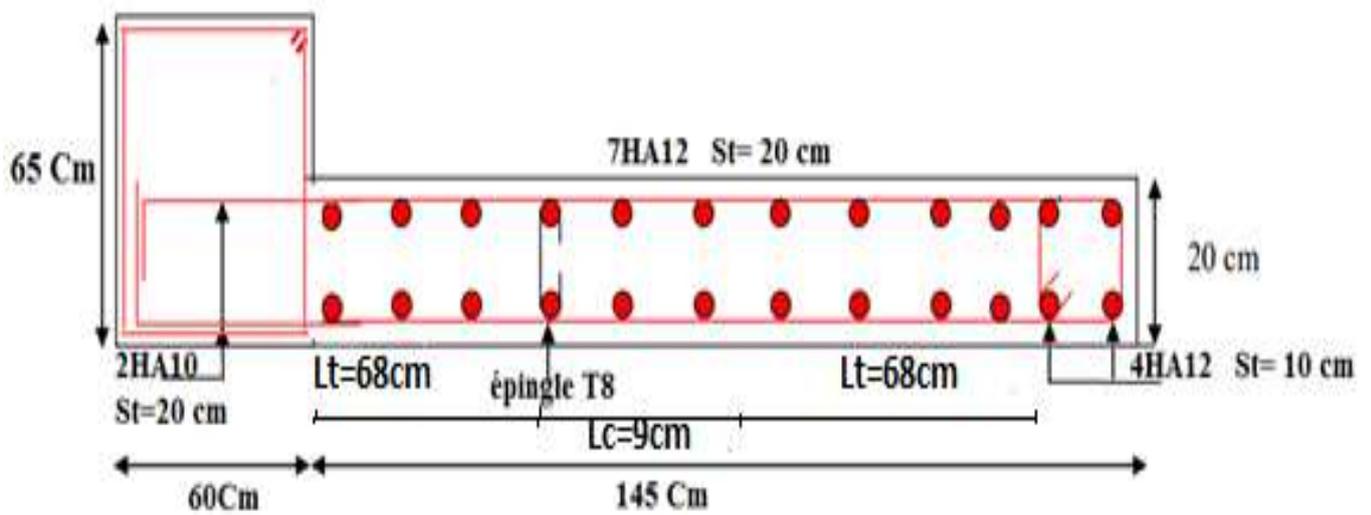


Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile Vx7 (niveau sou sol+rdc+1^{er} étage)

✚ Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donnée par le RPA, les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par logiciel ETABS2016, les voiles de contreventement ont été calculés la flexion composée en utilisant les sollicitations données par logiciel ETABS2016.

CHAPITRE VI

Introduction

L'infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge transmise au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2 bars à l'état limite de service (ELS), à une profondeur de 6 m.

VI.1 Etude des fondations

VI.1.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G+Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** : $1,35G+ 1,5Q$ et $G+Q$

VI.1.2 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$

$$N_{poid_{sem}} = 2,81 \times 2,81 \times 0,7 \times 25 = 138,18 \text{ KN}$$

$$N_{terres} = \gamma_{sol} \times B \times L \times h = 21,9 \times 2,81 \times 2,81 \times 1,2 = 207,51 \text{ KN}$$

$$N_{avant\ poteau} = a \times b \times h \times \gamma_b = 0,6 \times 0,65 \times 1,2 \times 25 = 11,7 \text{ KN}$$

N_s : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par **l'ETABS**. $N_s = 1454,1538 \text{ KN}$

$$N_{tot} = N_{sem} + N + N_{terres} + N_{avant\ poteau} = 138,18 + 207,51 + 11,7 + 1454,1538 = 1811,54 \text{ KN}$$

S : Surface d'appui de la semelle, $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Leftrightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

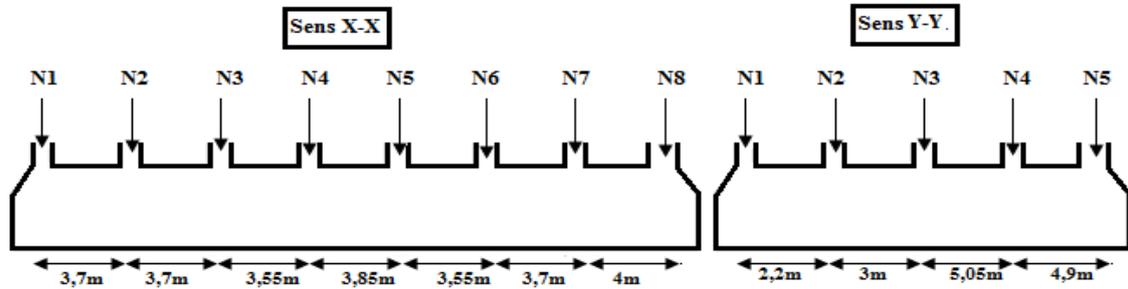
On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B > \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}} \Rightarrow B > \sqrt{\frac{0,65 \times 1811,54}{0,6 \times 200}} \Rightarrow B \geq 3,13 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,4 m, on remarque qu'il va y'avoir un chevauchement entre les semelles, on conséquent ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.1.3 Vérification de la semelle filante

Pour la vérification. On a choisi la semelle filante intermédiaire la plus sollicitée dans les deux sens X et Y.



❖ **Figure VI.1 Semelle filante**

On doit vérifier : $\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$

➤ **Vérification de la semelle 1 dans le sens (X-X) :**

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i » à (els).

- $N1 = 1082,1185 \text{ KN}$ $N5 = 1151,7881 \text{ KN}$
- $N2 = 1359,3145 \text{ KN}$ $N6 = 1454,1538 \text{ KN}$
- $N3 = 1423,8085 \text{ KN}$ $N7 = 1388,7256 \text{ KN}$
- $N4 = 1235,2237 \text{ KN}$ $N8 = 1077,7238 \text{ KN}$

$\sum N_i = 10172,86 \text{ KN}$

$P_{semelle} = 25 \times 26,55 \times 2 \times 0,45 = 597,375 \text{ KN}$

$N_{terre} = 21,9 \times 26,55 \times 2 \times 1,2 = 1395,46 \text{ KN}$

$N_{avant pot} = 0,6 \times 0,65 \times 8 \times 1,2 \times 25 = 93,6 \text{ KN}$

$N_{tot} = 597,375 + 1395,46 + 93,6 + 10172,86 = 12259,295 \text{ KN}$

$B \geq \frac{12259,295}{26,55 \times 200} = 2,31 \text{ m}$

➤ **Vérification de la semelle 1 dans le sens (Y-Y) :**

- $N1 = 46,3285 \text{ KN}$; $N5 = 1079,7678 \text{ KN}$
- $N2 = 945,7162 \text{ KN}$;
- $N3 = 1116,6967 \text{ KN}$; $N4 = 1454,1538 \text{ KN}$; $\sum N_i = 4642,663 \text{ KN}$

$$Poid_{sem} = 25 \times 17,05 \times 2 \times 0,45 = 383,625 \text{ KN}$$

$$N_{terres} = \gamma_{sol} \times B \times L \times h = 21,9 \times 2 \times 17,05 \times 1,2 = 896,148 \text{ KN}$$

$$N_{avant poteau} = a \times b \times h \times \gamma_b = 0,6 \times 0,65 \times 5 \times 1,2 \times 25 = 58,5 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = N_{sem} + N + N_{terres} + N_{avant poteau} = 383,625 + 896,148 + 58,5 + 4642,663 = 5980,936 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{5980,936}{17,05 \times 200} = 1,75 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,4 m, donc il y aura un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.1.4 Etude du radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel. Il est choisi selon ces trois principaux facteurs :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

1) Pré-dimensionnement

➤ Condition de coffrage

Nervure: $h_t > \frac{L_{max}}{10}$, $L_{max} = 5,05 \text{ m} \Rightarrow h_t > \frac{505}{10} = 50,5 \text{ cm}$, On prend $h_t = 60 \text{ cm}$

Dalle : $h_r > \frac{L_{max}}{20}$, $L_{max} = 5,05 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq \frac{505}{20} = 25,25 \text{ cm}$, on prend : $h_r = 30 \text{ cm}$

➤ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}; \text{ tel que } l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \quad w$$

Avec :

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young ; I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

K : coefficient de raideur du sol ; b : Largeur de l'élément considéré par (ml).

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN/m}^2. \quad ; \quad I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t = 0,74 \text{ m}$

A partir des deux conditions (condition de coffrage et condition de raideur) on prend le max :

$$h_t = 0,74 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h_t = 0,75 \text{ m}$$

$$I = 0,0703125 \text{ m}^4 \quad , \quad L_e = 3,26 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_{\max} = 5,05 \text{ m} \leq 5,12 \text{ m} \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ La surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec : } N = N_{sup} + N_{inf}$$

N_{sup} : donné par le logiciel **ETABS** à (ELS) = 34584,3398 KN

N_{inf} : Poids estimé du radier = $0,25 \times S_{bat} \times 25 = 2597,5 \text{ KN}$

On a la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 415,6 \text{ m}^2$

$$N = 34584,3398 + 2597,5 = 37181,84 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{3718,83}{200} = 185,91 \text{ m}^2$$

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 415,6 \text{ m}^2$

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

- Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$;
- Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.
- La surface du radier **$S_{rad} = 415,6 \text{ m}^2$**

2) Les vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinale et Transversale.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

L'effort normal N et le moment doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

D'après **socotec** : $I_x = 8854,6 \text{ m}^4$; $I_y = 23282,5 \text{ m}^4$ et $XG = 13,19 \text{ m}$; $YG = 5,25 \text{ m}$

→ Sens X-X

N=37,1818 MN ; My =22,0528 MN.m

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y \times Y_G}{I_y} = 0,0944 \text{ MPA} ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y \times Y_G}{I_y} = 0,0845 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,092 \text{ MPA} < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

→ Sens Y-Y

N =37,1818 MN ; Mx =80,5402 MN.m

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times X_G}{I_x} = 0,209 \text{ MPA} ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times X_G}{I_x} = 0,031 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,165 < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq [\tau_u] \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right)$$

On considère une bande de largeur **b=1m**.

Nu: effort normal de calcul résultant.

$$Nu = 46688,8588 + 1,35 \times (415,6 \times 0,3) + 1,5 \times (2,5 \times 415,6) = 48415,67 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S} = \frac{48415,67 \times 5,05 \times 1}{2 \times 415,06} = 294,15 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_u}{1 \times [\tau_u]} = 117,66 \text{ m} \Rightarrow \text{on prend : } d = 0,27 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{294,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,089 \text{ MPA} \leq [\tau_u] = 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d < 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Nd : Effort normal dans le poteau le plus sollicité.

ht: Hauteur total de la dalle du radier.

Uc : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• Sous poteaux le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (0,6×0,65) m², le périmètre d'impact Uc est donné par la formule suivante : Uc = 2 × (A+B)

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a + ht = 0,6 + 0,75 = 1,35 \text{ m} \\ B = b + ht = 0,65 + 0,75 = 1,4 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow U_c = 5,5$$

$N_d = 1963,11 \text{ MN} < 0,045 \times 5,5 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3,094 \text{ MN}$ Condition vérifiée
donc pas de risque de poinçonnement.

3) Ferrailage du radier général

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} + 1,35G_0 + 1,5Q_0 ; \text{ Avec : } N_U \text{ est l'effort normal ramené par la superstructure.}$$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{ KN/m}^2 ; Q_0 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_U = 126,21 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4 \text{ m} ; L_y = 5,05 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0,79 \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0,5786 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 115,71 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 66,91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 86,78 \text{ KN.m} ; M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 50,18 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{0x} = 57,85 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h_r) = (1×0,3) m²

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	Sens x-x	86,78	8,93	2,65	9,05	8HA12	15
	Sens y-y	50,18	5,27	2,4	5,65	5HA12	20
Appui		-57,85	6,1	2,65	6,79	6HA12	15

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_S = \frac{N_S}{S_{rad}} + G_0 ; \text{ avec : } N_S : \text{L'effort normal de service donné par la structure}$$

$$N_S = 34584,3398 \text{ KN} \Rightarrow Q_S = 85,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0639 \\ \mu_y = 0,6978 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_S = 86,78 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 61,15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 65,085 \text{ KN.m} ; \quad M_y^t = 0,85 \times M_{0y} = 45,85 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{0x} = -43,39 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq [\tau_u] = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$V_{Ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_{Ux} = 181,125 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{181,125 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,67 \text{ Mpa} \leq [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	obs
Travée	sens x-	65,085	7,53	72321,56	6,78 < 15	Vérifiée	276,32 > 201,6	N. V
	sens y-	45,85	6,09	48226,15	5,79 < 15	Vérifiée	312,52 > 201,6	N. V
appui		-43,39	6,6	56235,52	5,09 < 15	Vérifiée	247,67 > 201,6	N. V

✚ On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	β	α	A _{cal} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Nombre de barres
Travée	Sens x-x	65,085	3,004	0,232	9,17	9,24	6HA14
	Sens y-y	45,86	1,872	0,183	5,58	5,65	5HA12
Appui		43,39	2,234	0,20	6,71	6,79	6HA12

➤ **Vérification des espacements**

Selon x-x: $S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (2,5 h_r , 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

Selon y-y: $S_t = 10\text{cm} \leq \min(3h_r, 33\text{Cm}) = 33 \text{ cm}$.

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**

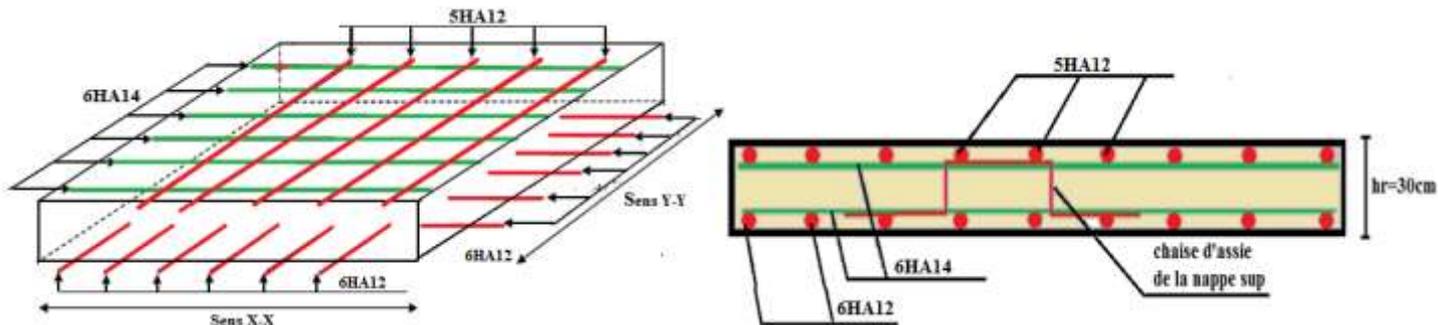


Figure VI.2 Schéma de ferrailage du radier

4) **Calcul des nervures**

➤ **Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

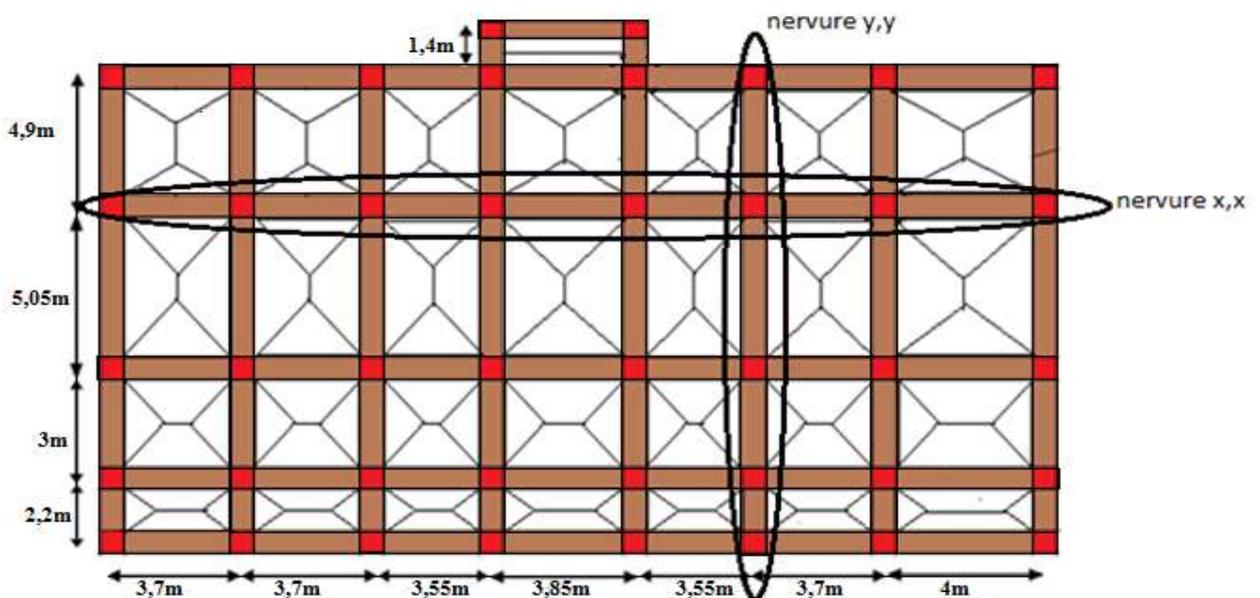


Figure VI.3 Schéma des lignes de rupture du radier

Cas de charge équivalent

➤ **Cas d'une seule charge:** $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ **Cas des charges trapézoïdales :** $q_m = \frac{p}{2} \times \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right]$

$q_v = \frac{p}{2} \times \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) \times L_{xd} \right]$ et $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervures ce fait de la même manier que les poutrelles (ferrailé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} 1, \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0,8l, \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

• **Sens (x-x)**

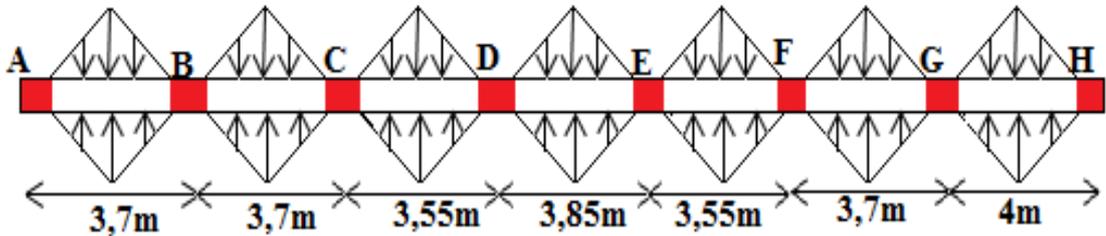


Figure VI.4 Sollicitations sur les nervures sens X-X

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableaux VI.4 Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon X-X

Travée	L'(m)	P _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M(KN.m)
A-B	3,7	331,18	0	448,05	1,48	632,28
B-C	2,96	331,18	448,05	312,99	1,37	749,25
C-D	2,84	298,96	312,99	324,06	1,78	689,06
D-E	3,08	323,94	324,06	324,06	1,925	804,25
E-F	2,94	298,96	324,06	312,99	1,76	689,25
F-G	2,96	331,18	312,99	509,27	2,01	851,11
G-H	4	336,56	509,27	0	1,62	824,84

• **Sens (y-y)**

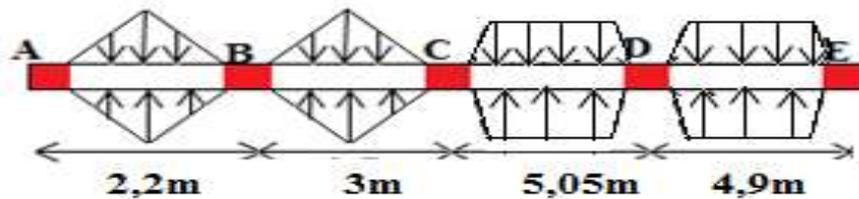


Figure VI.5 Sollicitations sur les nervures selon sens Y-Y

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableaux VI.5 Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon y-y

Travée	L'(m)	P _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _i (KN.m)
A-B	2,2	185,11	0	139,65	1,44	192,69

B-C	2,4	252,42	139,65	520,8	2,003	649,18
C-D	4,04	379,44	520,8	707,86	2,73	989,74
D-E	4,9	375,02	707,86	0	1,95	926,42

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

$$h=0,75 \text{ m} ; \quad h_0=0,3 \text{ m} ; \quad b_0=0,6 \text{ m}$$

$$b \leq \min \left(\frac{l^{\min}}{2} ; \frac{l^{\max}}{10} \right) 2 + b_0$$

Sens X-X : $b \leq \min (152; 35)2+60 \Rightarrow b \leq 130 \text{ cm}$

Ce qui donne : $b = 1\text{m}$

Sens Y-Y : $b \leq \min(227,5; 15)2 + 60 \Rightarrow b \leq 94 \text{ cm}$

Ce qui donne : $b = 0,9 \text{ m}$

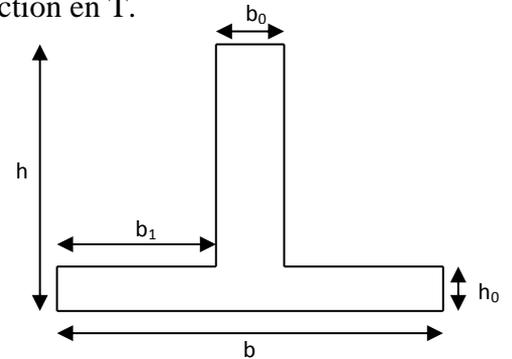


Figure VI.6 Section a ferraillé.

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 Résultats de ferraillage des nervures

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{doptée} (cm ²)
X-X	Travée	851,11	49,84	6,64	5HA25+4HA32=56,71
	appuis	509,27	28,03		5HA25+2HA20=30,82
Y-Y	Travée	989,74	59,98	5,97	5HA32+5HA25=64,25
	appuis	707,86	41,03		5HA32+2HA20=46,49

➤ **Armatures transversales**

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{2} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min (20 ; 21,43 ; 30)$$

Soit $\varphi_t = 10\text{mm}$ et $A_{trans} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \quad \tau_u = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

➔ **Selon le Sens (y):** $\tau_u = \frac{804,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,55} = 1,462 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 2,5 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$

➔ **Selon le Sens (x):** $\tau_u = \frac{616,2 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,55} = 1,245 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 2,5 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$

Vérification des contraintes

Tableau VI.7 Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M (KN)	σ_{bc}	σ_s	Verification
Travée	sens x-x	634,97	7,51	153,3	C.V
	sens y-y	569,14	5,32	132,18	C.V
Appui	sens x-x	812,31	9,47	192,14	C.V
	sens y-y	739,08	8,16	175,42	C.V

Schéma de ferrailage des nervures

Tableau V.8 : ferrailage des nervures selon les deux sens.

sens	Appuie	Travée
x-x		
y-y		

VI.2 Etude du voile Périphérique

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques 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.

1) Dimensionnement des voiles

Hauteur $h = 3,23$ m
 Longueur $L = 5,05$ m
 Épaisseur $e = 20$ cm

➤ **Caractéristiques du sol**

- ✓ Poids spécifique $\gamma_h = 21,9$ KN/m³
- ✓ Cohésion (Sol cohérent) $c = 0,82$ bar
- ✓ Angle de frottement $\varphi = 10,02$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

➤ **La poussée des terres**

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3,23 \times 21,9 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{10,02}{2}) - 2 \times 0,82 \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{10,02}{2}) = 48,39 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge qui due à la présence d'un parking**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 7,03 \text{ KN/m}^2$$

1) 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.

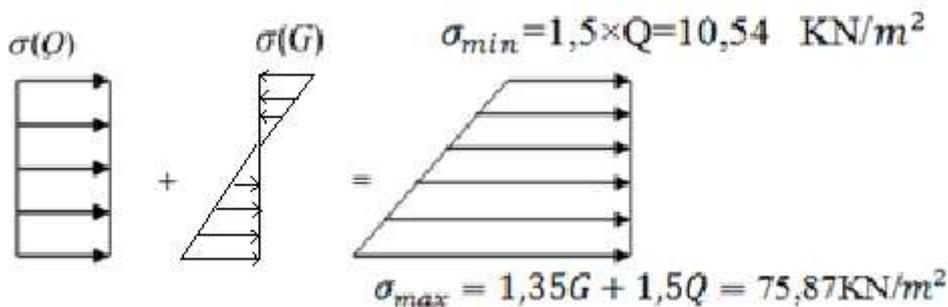


Figure VI.8 Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 75,87 + 10,54}{4} = 59,54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 59,54 \text{ KN/ml}$$

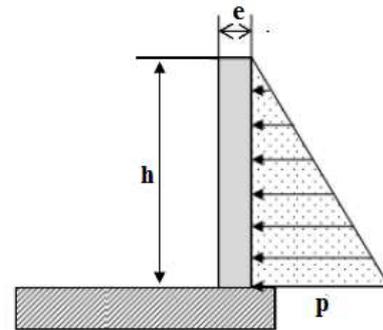


Figure VI.7 : Schéma du voile

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,23 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5,05 \text{ m} \quad ; \quad e = 0,2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3,23}{5,05} = 0,64 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\rho = 0,64 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 47,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 16,49 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 40,39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 12,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -20,19 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

Tableau VI.9 Ferrailage des voiles périphérique

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travée	xx	40,39	0,087	0,115	0,172	6,75	2	6HA12=6,79
	yy	12,37	0,027	0,034	0,177	2,002	2	4HA10=3,14
Appui		-20,19	0,035	0,045	0,176	3,1	2	4HA10=3,14

Espacements

$$\text{Sens x-x} : St \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Sens-y-y} : St \leq \min (3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq [\tau_u] = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$V_{Ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_{Ux} = \frac{59,54 \times 3,23}{2} \times \frac{5,05^2}{5,05^2 + 3,23^2} = 68,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,379 \text{ Mpa} \leq [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G+Q = 55,42 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{min} = Q = 7,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 55,42 + 7,03}{4} = 43,04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 43,04 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0819 \times 3,23^2 \times 43,04 = 36,77 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{0y} = 0,5117 \times 43,04 = 43,55 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 31,25 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y = 0,75 M_{0y} = 32,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -18,38 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.10 Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		Moment (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	obs
Travée	sens x-x	31,25	2,94	23955,839	3,83 < 15	Vérifiée	294,68 > 201,6	N. V
	sens y-y	32,66	3,67	11319,63	10,58 < 15	Vérifiée	620,18 > 201,6	N. V
appui		-18,38	3,67	11319,63	5,96 < 15	Vérifiée	275,43 > 201,6	N. V

✚ On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.11 Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M _S (KN.m)	B (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres
Travée	Sens x-x	31,25	3,27	0,302	6,55	6,79	6HA12
	Sens y-y	32,66	1,63	0,213	3,15	3,93	5HA10

Appui	-18,38	2,05	0,192	3,44	3,93	5HA10
-------	--------	------	-------	------	------	-------

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

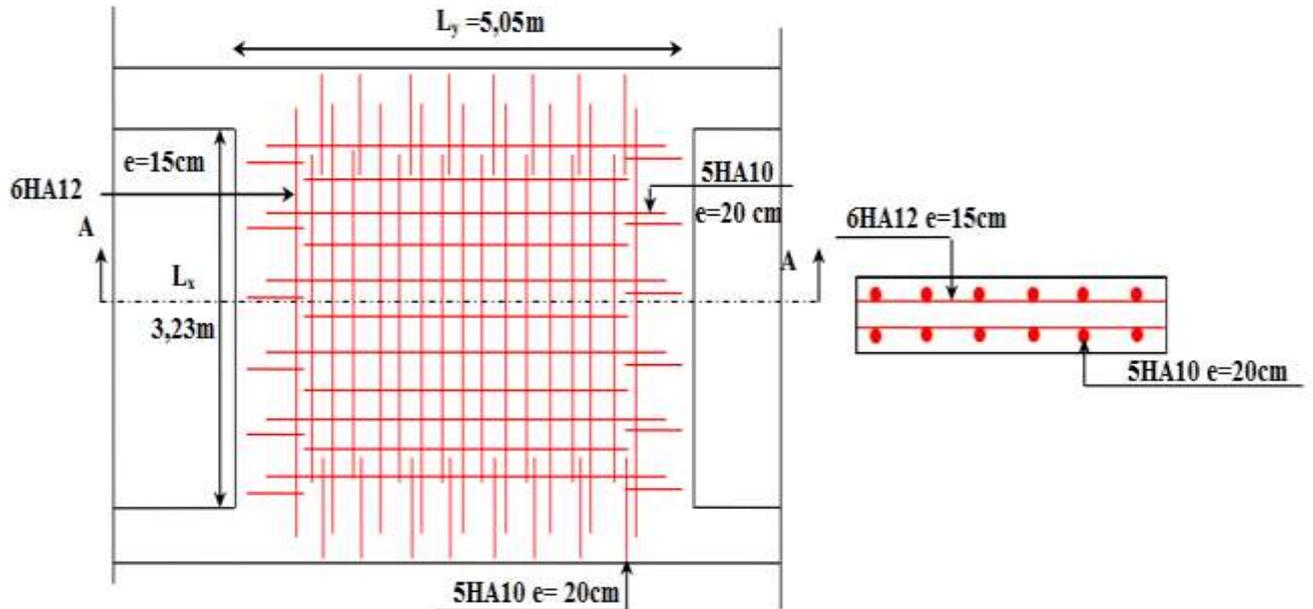


Figure VI.9 Schéma de ferrailage du voile périphérique

✚ 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 charges transmises pour ce dernier.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée et semelle filante, vu le chevauchement qu'elles engendraient dans la structure, on opte un calcul d'un radier générale. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique est prévu pour supporter l'action de la poussée des terres exercées sur le sous-sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

Conclusion

Conclusion générale

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

Cette première expérience nous a permis de faire quelques constatations dont les plus importantes sont :

- Les contraintes architecturales font que le choix de disposition des voiles soit réduit, la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur est recommandée.
- L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- Dans le contreventement mixte voiles /portiques, et après les multiples essais que nous avons tenté, nous avons remarqué que le choix de l'emplacement des voiles est plus déterminant que leur nombre.
- La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous types de structures, nous avons donc toléré quelques écarts dans la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques.
- 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 géotechniques du site d'implantation et à l'importance de l'ouvrage à édifier.

Bibliographie

- **R.P.A 99 /version2003** (Règles Parasismique Algériennes: DRTBC 2.48,1999 /ver2003)

- **BAEL 91 modifié 99** (Béton Armé Aux Etat Limites) et **DTU** associés

(deuxième édition 2000).

- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR BC 2.41, 1993).

- **DTR B.C.22** (Charge permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).

- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. Edition 1992).

- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXES

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	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	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	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	150.8
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	188.5
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	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																						
vitesse (m/s)	Description	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																						
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
0,63	Tous les niveaux desservis	183	164	147	130	113	96	79	62	45	28	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		220	210	193	176	159	142	125	108	91	74	57	40	23	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
		267	257	240	223	206	189	172	155	138	121	104	87	70	53	36	19	19	19	19	19	19	19	19
		314	304	287	270	253	236	219	202	185	168	151	134	117	100	83	66	49	32	15	15	15	15	15
1,00	Tous les niveaux desservis	211	190	175	158	141	124	107	90	73	56	39	22	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
		250	232	215	198	181	164	147	130	113	96	79	62	45	28	11	1	1	1	1	1	1	1	
		297	279	262	245	228	211	194	177	160	143	126	109	92	75	58	41	24	7	7	7	7	7	
		344	326	309	292	275	258	241	224	207	190	173	156	139	122	105	88	71	54	37	20	20	20	20
1,60	1 niveau desservi sur 2	245	222	207	192	177	162	147	132	117	102	87	72	57	42	27	12	12	12	12	12	12	12	
		286	263	248	233	218	203	188	173	158	143	128	113	98	83	68	53	38	23	23	23	23	23	
		327	304	289	274	259	244	229	214	199	184	169	154	139	124	109	94	79	64	49	34	34	34	
		368	345	330	315	300	285	270	255	240	225	210	195	180	165	150	135	120	105	90	75	60	60	60
2,50	1 niveau desservi sur 2	427	375	343	311	279	247	215	183	151	119	87	55	23	11	11	11	11	11	11	11	11	11	
		468	416	384	352	320	288	256	224	192	160	128	96	64	32	16	16	16	16	16	16	16	16	
		509	457	425	393	361	329	297	265	233	201	169	137	105	73	41	41	41	41	41	41	41	41	
		550	498	466	434	402	370	338	306	274	242	210	178	146	114	82	50	50	50	50	50	50	50	

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																					
vitesse (m/s)	Description	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																					
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,63	Tous les niveaux desservis	183	164	147	130	113	96	79	62	45	28	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
		220	210	193	176	159	142	125	108	91	74	57	40	23	6	6	6	6	6	6	6	6	6
		267	257	240	223	206	189	172	155	138	121	104	87	70	53	36	19	19	19	19	19	19	19
		314	304	287	270	253	236	219	202	185	168	151	134	117	100	83	66	49	32	15	15	15	15
1,00	Tous les niveaux desservis	211	190	175	158	141	124	107	90	73	56	39	22	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
		250	232	215	198	181	164	147	130	113	96	79	62	45	28	11	1	1	1	1	1	1	1
		297	279	262	245	228	211	194	177	160	143	126	109	92	75	58	41	24	7	7	7	7	7
		344	326	309	292	275	258	241	224	207	190	173	156	139	122	105	88	71	54	37	20	20	20
1,60	1 niveau desservi sur 2	245	222	207	192	177	162	147	132	117	102	87	72	57	42	27	12	12	12	12	12	12	12
		286	263	248	233	218	203	188	173	158	143	128	113	98	83	68	53	38	23	23	23	23	23
		327	304	289	274	259	244	229	214	199	184	169	154	139	124	109	94	79	64	49	34	34	34
		368	345	330	315	300	285	270	255	240	225	210	195	180	165	150	135	120	105	90	75	60	60
2,50	1 niveau desservi sur 2	427	375	343	311	279	247	215	183	151	119	87	55	23	11	11	11	11	11	11	11	11	11
		468	416	384	352	320	288	256	224	192	160	128	96	64	32	16	16	16	16	16	16	16	16
		509	457	425	393	361	329	297	265	233	201	169	137	105	73	41	41	41	41	41	41	41	41
		550	498	466	434	402	370	338	306	274	242	210	178	146	114	82	50	50	50	50	50	50	50

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																					
vitesse (m/s)	Description	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																					
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,63	Tous les niveaux desservis	183	164	147	130	113	96	79	62	45	28	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
		220	210	193	176	159	142	125	108	91	74	57	40	23	6	6	6	6	6	6	6	6	6
		267	257	240	223	206	189	172	155	138	121	104	87	70	53	36	19	19	19	19	19	19	19
		314	304	287	270	253	236	219	202	185	168	151	134	117	100	83	66	49	32	15	15	15	15
1,00	Tous les niveaux desservis	211	190	175	158	141	124	107	90	73	56	39	22	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
		250	232	215	198	181	164	147	130	113	96	79	62	45	28	11	1	1	1	1	1	1	1
		297	279	262	245	228	211	194	177	160	143	126	109	92	75	58	41	24	7	7	7	7	7
		344	326	309	292	275	258	241	224	207	190	173	156	139	122	105	88	71	54	37	20	20	20
1,60	1 niveau desservi sur 2	245	222	207	192	177	162	147	132	117	102	87	72	57	42	27	12	12	12	12	12	12	12
		286	263	248	233	218	203	188	173	158	143	128	113	98	83	68	53	38	23	23	23	23	23
		327	304	289	274	259	244	229	214	199	184	169	154	139	124	109	94	79	64	49	34	34	34
		368	345	330	315	300	285	270	255	240	225	210	195	180	165	150	135	120	105	90	75	60	60
2,50	1 niveau desservi sur 2	427	375	343	311	279	247	215	183	151	119	87	55	23	11	11	11	11	11	11	11	11	11
		468	416	384	352	320	288	256	224	192	160	128	96	64	32	16	16	16	16	16	16	16	16
		509	457	425	393	361	329	297	265	233	201	169	137	105	73	41	41	41	41	41	41	41	41
		550	498	466	434	402	370	338	306	274	242	210	178	146	114	82	50	50	50	50	50	50	50

17

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.

Cette étude de sol nous a été sollicitée par la promotion immobilière **PETRA PROMO** de la commune d'Akbou, wilaya de Bejaïa, pour la réalisation de 200 logements.

Le programme de reconnaissance a porté sur l'exécution de :

- Cinq (05) sondages carottés.
- Dix 10 essais SPT.
- Quarante deux (42) essais au pénétromètre dynamique lourd jusqu'au refus.
- Essais de laboratoire.

L'exploitation des données bibliographiques et de l'ensemble des résultats d'investigations des essais in situ et ceux exécutés au laboratoire ,ont permis de faire ressortir les conditions morphologiques, hydrogéologiques, géologiques et géotechniques du site d'étude.

Le site d'étude présente une topographie accidenté avec une dénivelée d'environ 13 m entre l'amont (Nord) et l'aval (Sud).

Sur le plan lithologique le site d'étude est composé par la formation argilo-marneuse sur les cinq premiers mètres environ et passe en profondeur à une formation marneuse grisâtre à inclusions calcaire, ces formations géologiques appartiennent à la nappe des flyschs MASSYLIEN d'âge CRETACE

Du point de vue portance et aptitude au projet de fondation, nous suggérons ce qui suit :

Zone	Contrainte admissible	Type de fondation	Ancrage moyen	Caractéristiques mécaniques	Remarques
Coté haut et surélevé du site (Blocs A, B1, B2, C, B3 et D)	2.0 Bars	Radier général	6.0m	$\gamma_h=2,19 \text{ t/m}^3$ $\Phi=10.02^\circ$ $C=0.82 \text{ bars}$	Adopter le niveau de la marne à aspect schisteux <u>grisâtre</u> comme assise de fondation
Coté bas du site (Blocs F et E)	1.50 Bars	Radier Général	6.0m	$\gamma_h=2.47 \text{ t/m}^3$ $\Phi=15.45^\circ$ $C=0.37 \text{ bars}$	

Il y a lieu de noter que les tassements de consolidation calculés pour les contraintes de sol recommandée sont admissibles et non préjudiciables aux ouvrages projetés.

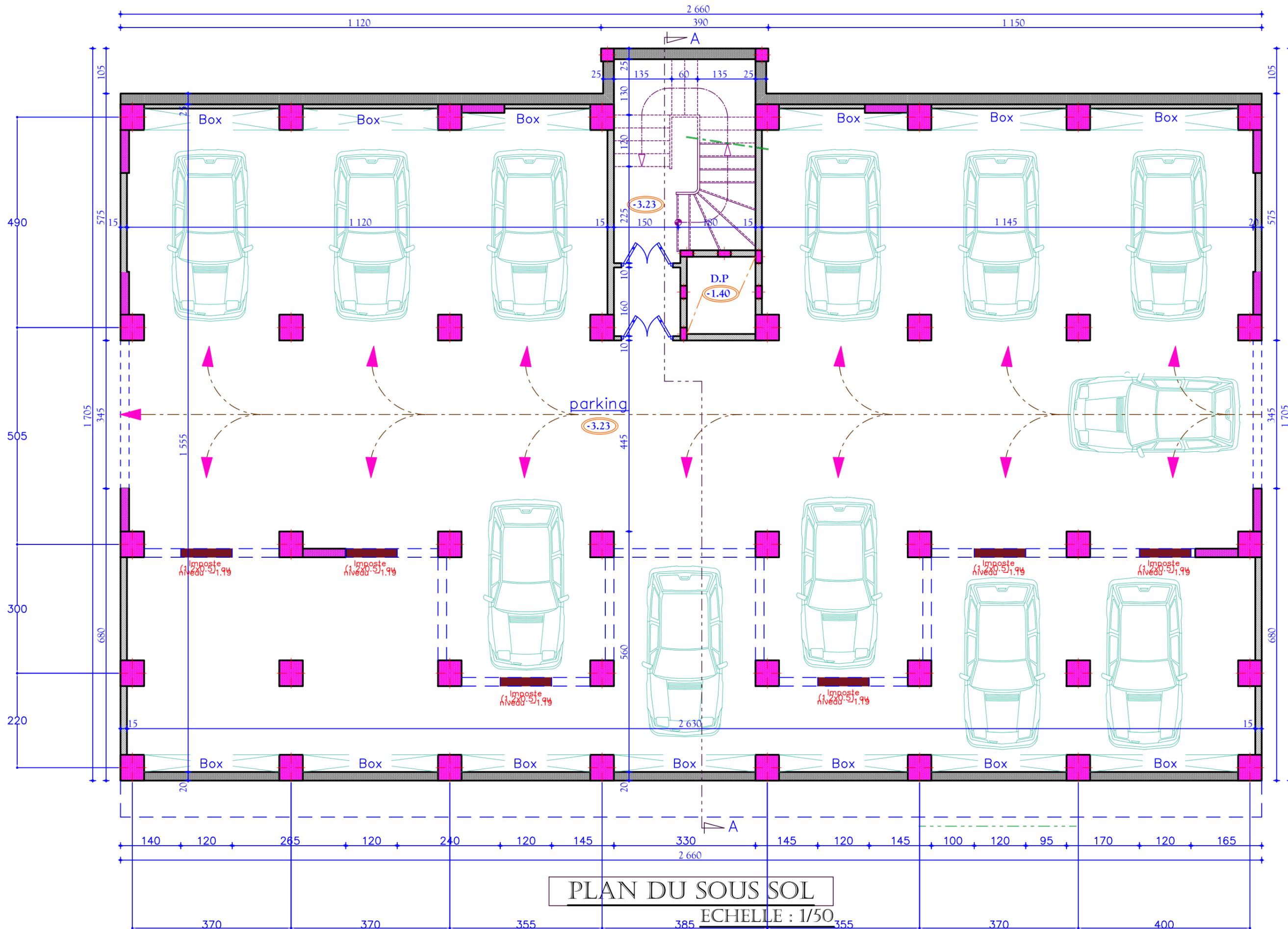
Pour la réalisation de ces ouvrages au niveau de ce site nous recommandons :

- Prévoir des fondations ancrées au minimum aux profondeurs préconisées
- Ne pas dépasser les contraintes préconisées.
- Eviter les terrassements anarchiques.
- Prévoir des drainages périphériques en imperméabilisant les surfaces inoccupées autour des constructions.
- Toutes les eaux de ruissellements doivent être évacuées vers le réseau d'assainissement.
- Soutenir les talus verticaux résultant de la conception des plates formes.
- L'aménagement de la Chaaba qui limite le site à l'Ouest et au Sud.
- Le **RPA99 /V2003** classe la région de Bejaïa dans la **zone IIa** qui présente une sismicité moyenne (catégorie S3) soit un site meuble, de ce fait, le facteur sismique n'est pas à négliger ; la réalisation des ouvrages au niveau de cette zone doit impérativement tenir compte des recommandations du **CGS** quant aux normes parasismiques en vigueur au niveau de la région.

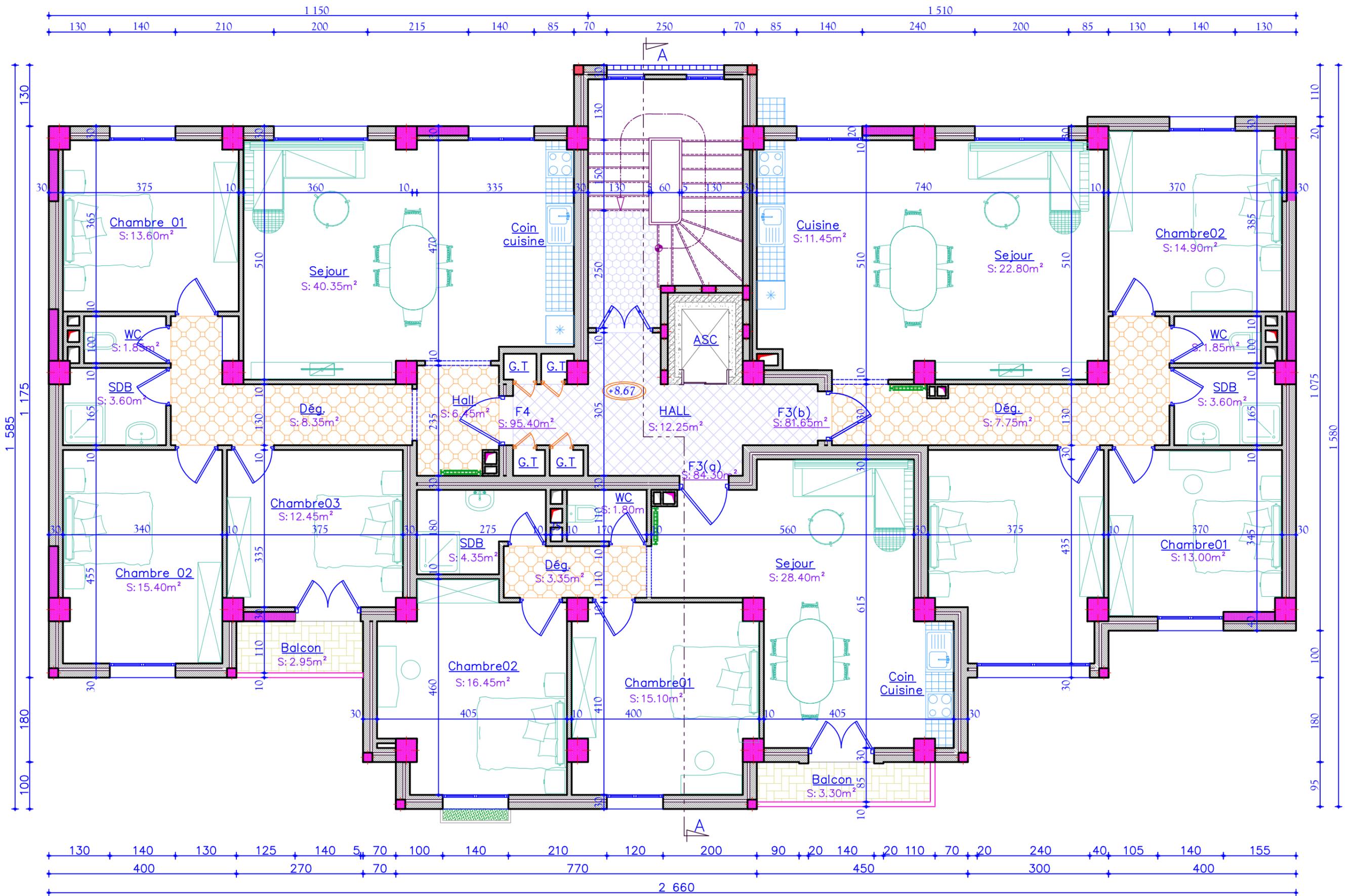
N.B : les solutions données dans cette conclusion ne sont que des suggestions de la part du B.E.T SLIMANI Farida ; il appartiendra au Bureau d'Etudes chargé de l'étude génie civil de dimensionner et d'ancrer les fondations en fonction des descentes de charges réelles des ouvrages projetés et peut les modifier en exploitant tous les résultats donnés dans ce rapport.

Nous restons à votre entière disposition pour d'éventuelles informations complémentaires jugées nécessaires.

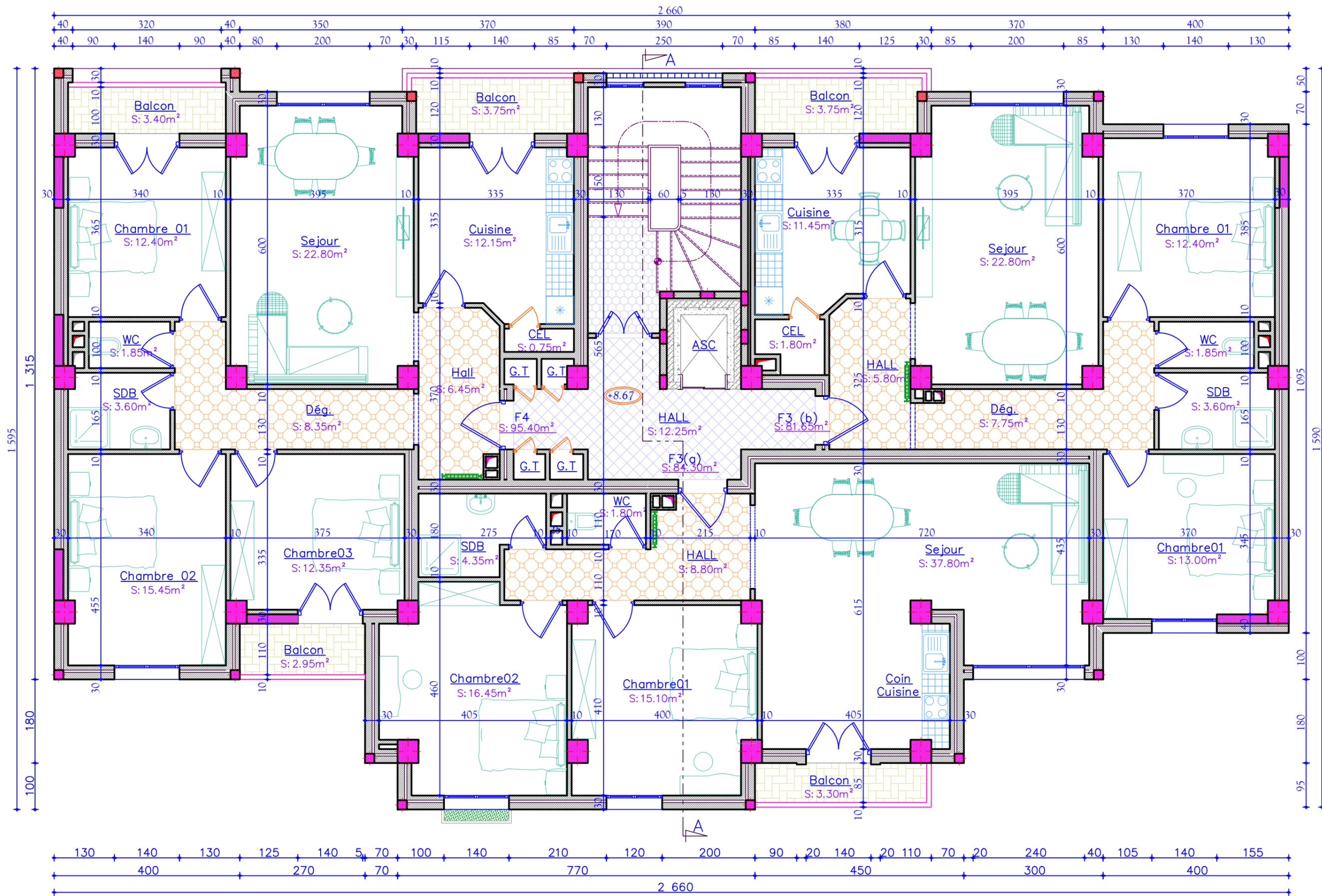
Plans de la Structure



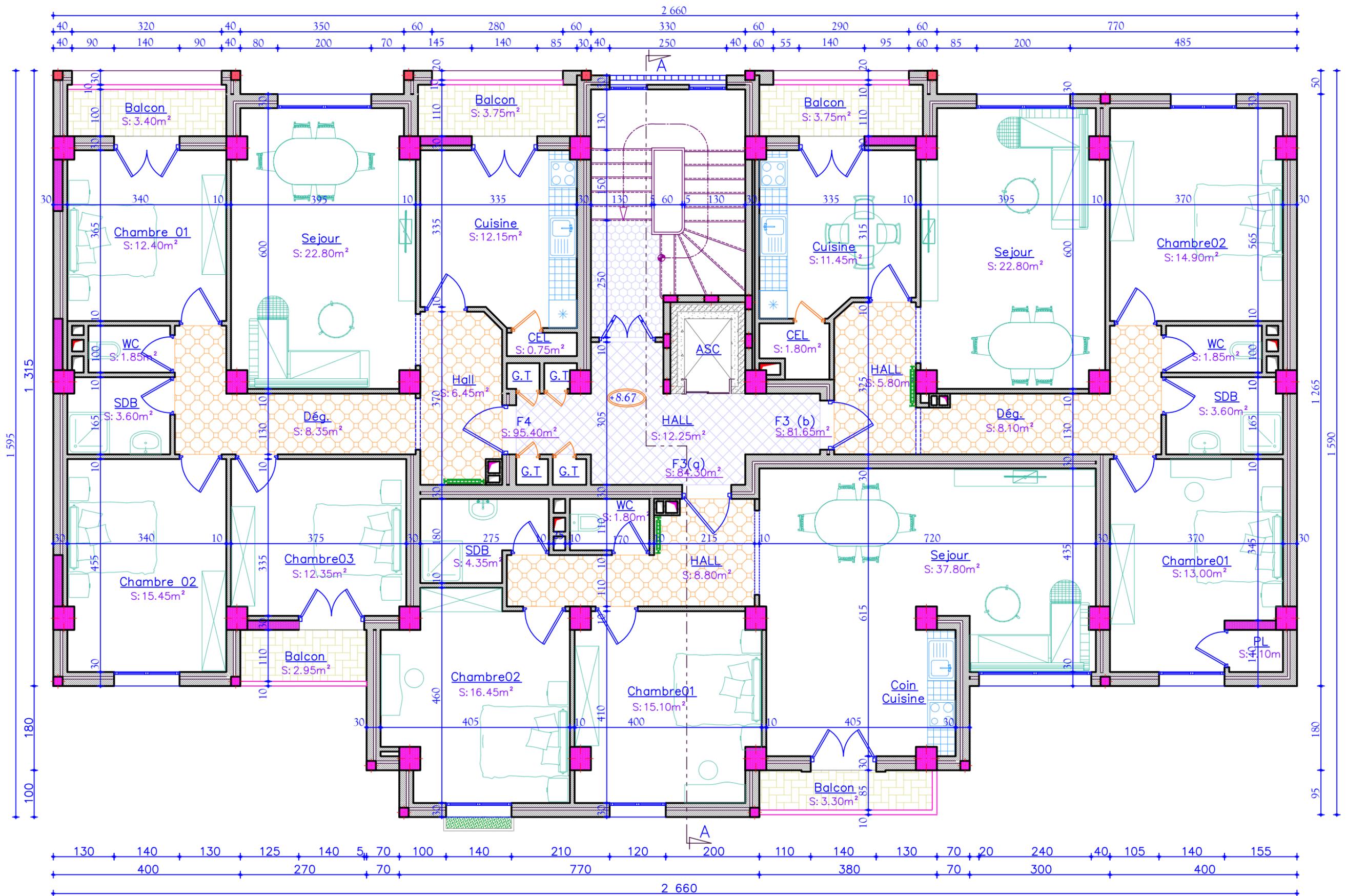
PLAN DU SOUS SOL
 ECHELLE : 1/50



PLAN DE L'ETAGE 01
 ECHELLE : 1/50

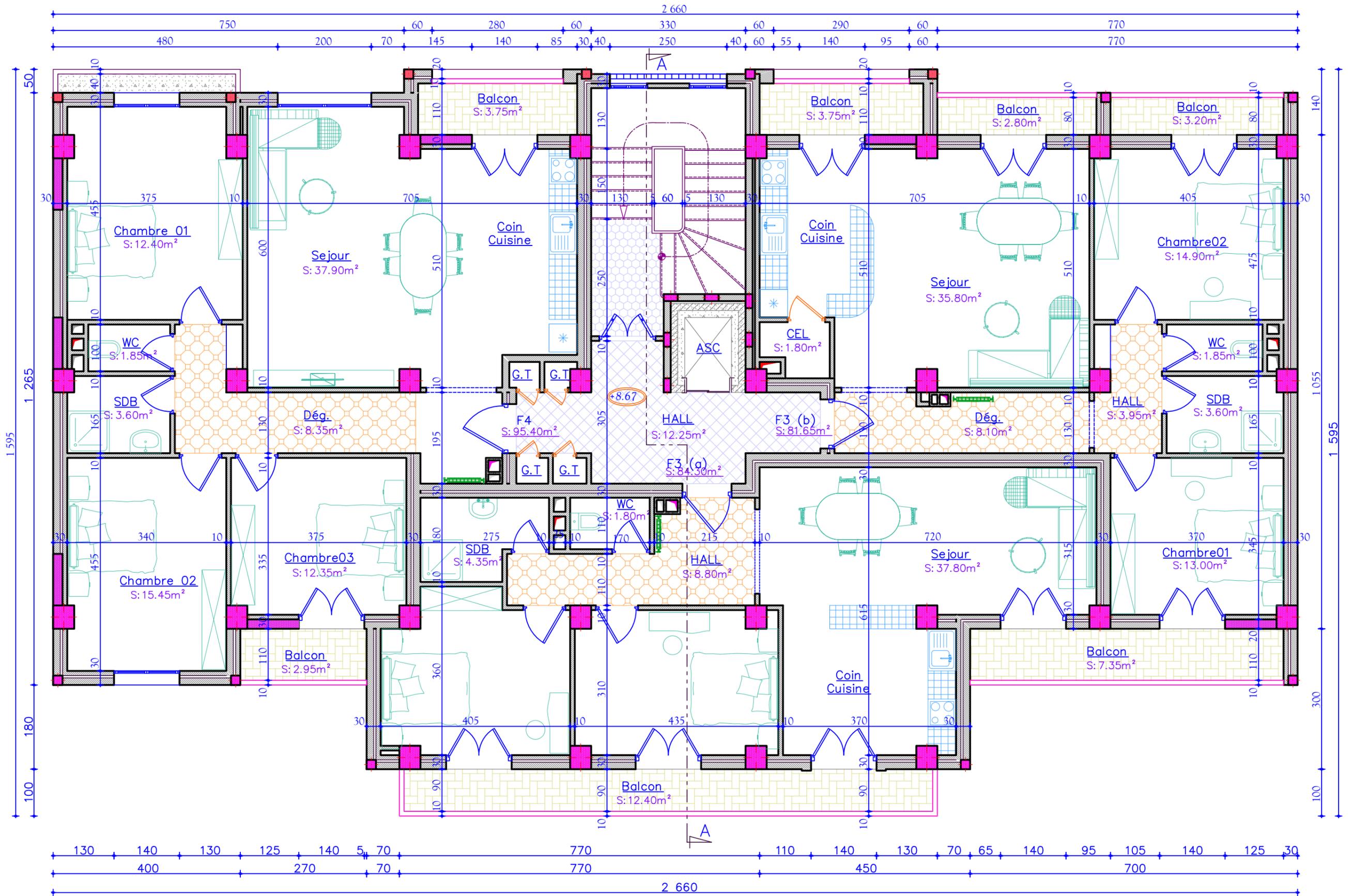


PLAN DE L'ETAGE 02
 ECHELLE : 1/50

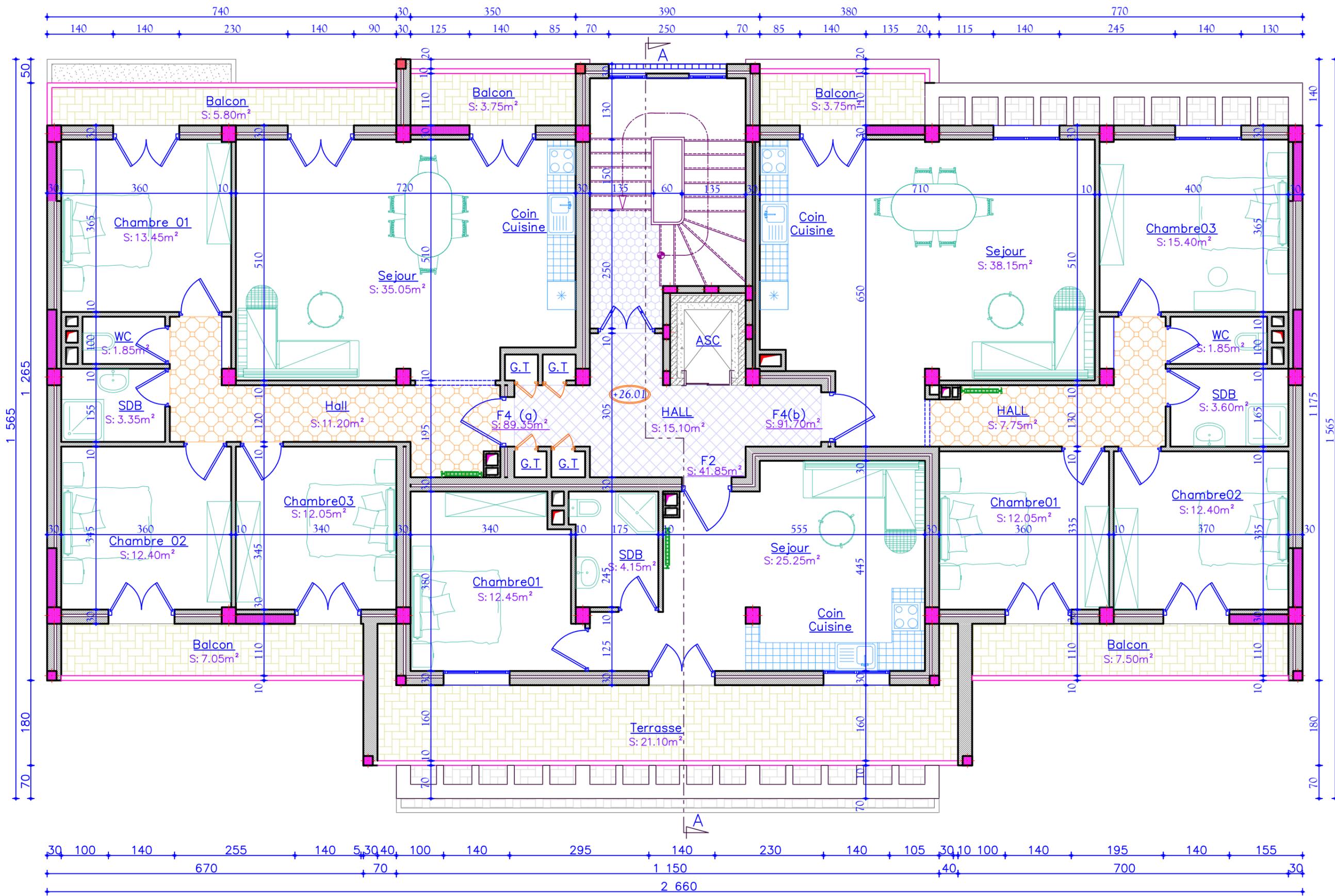


PLAN DE L'ETAGE 07

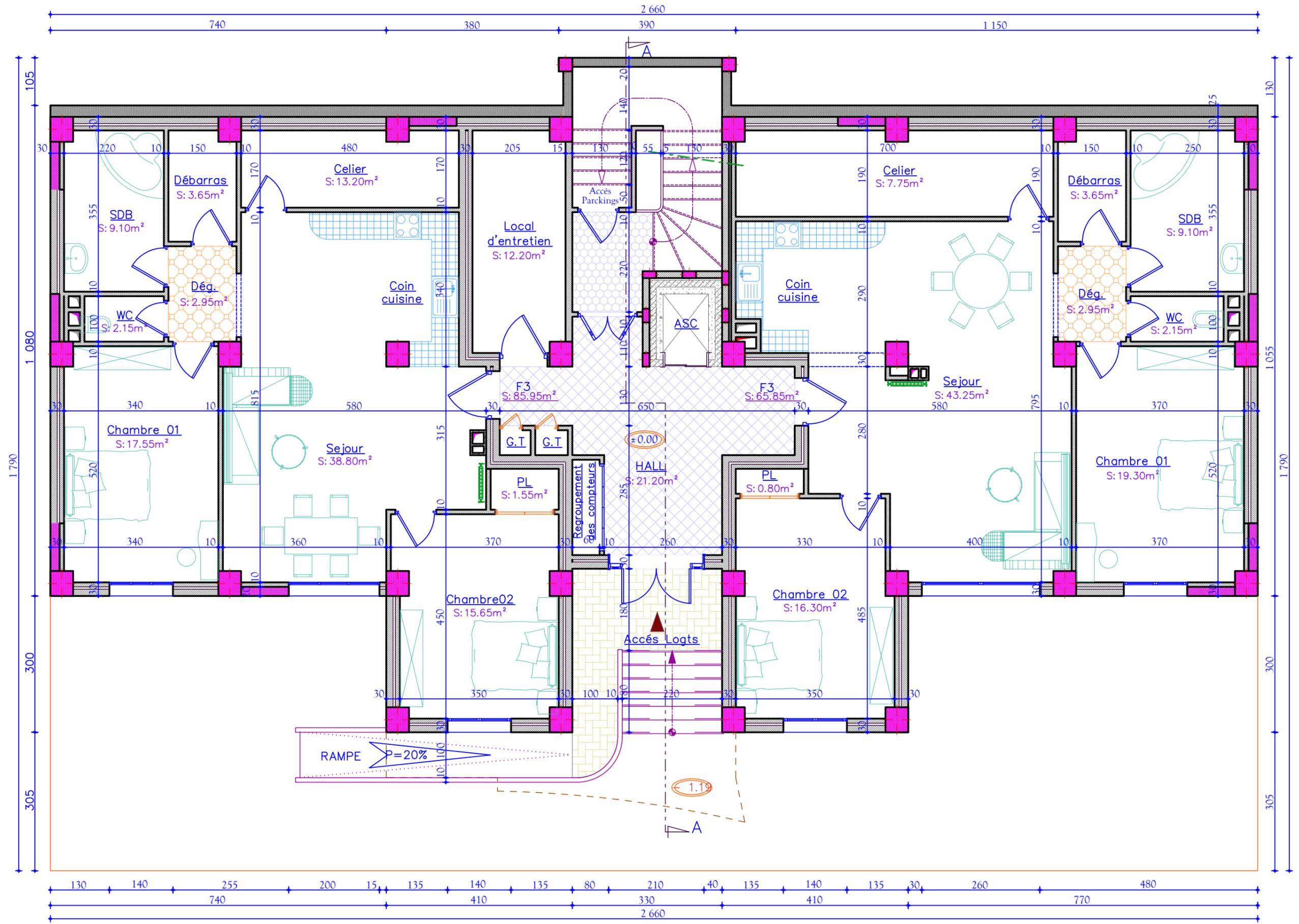
ECHELLE : 1/50



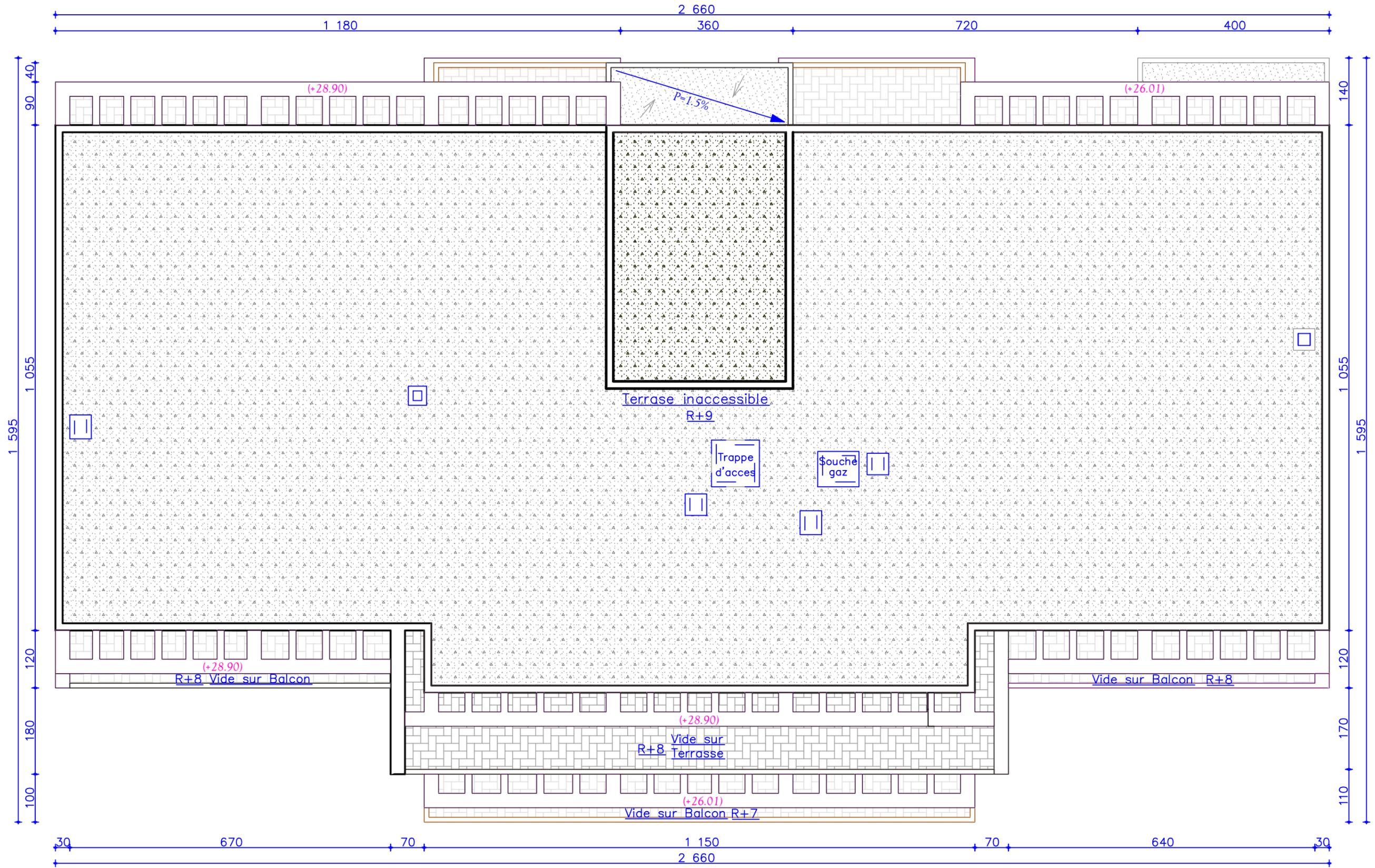
PLAN DE L'ETAGE 08
 ECHELLE : 1/50



PLAN DE L'ETAGE 09
 BLOCS: B1,B2&B3 ECHELLE : 1/75



PLAN DU RDC
 ECHELLE : 1/50



PLAN DE TERRASSE
 BLOCS: B1,B2&B3 ECHELLE : 1/75