

Mémoire de fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

« Option : Structure »

Thème :

***Etude d'un Immeuble en (R+8+2entresols) à usage
Commercial et d'Habitation, Contreventé par un Système
Mixte (Voiles Portiques)***

Réalisé par :

- BELOUI Fatima
- CHIBANE Asma

Encadré par :

- Mr. M. SERIKMA

REMERCIEMENTS

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadrant Mr SERIKMA MOURAD pour l'aide qu'il a apporté afin de réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier spécialement Mr BOUBEKEUR ADEL notre tuteur de stage, il a été d'une grande aide lors de notre stage et d'une grande disponibilité pour répondre à nos questions. Et de la même manière nous remercions Mr BARKA KAMEL, qui n'a pas hésité à nous faire part de ses connaissances et de ses expériences dans le domaine. Leurs conseils furent précieux.

Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres du jury pour avoir accepté de lire ce manuscrit et pour apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, nous saluons toute personne qui nous a encouragé et soutenue de près ou de loin dans notre étude jusqu'à atteindre ce stade de formation.

A mes parents.

Asma CHIBANE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes deux frères : REDA ET ARIS, en témoignage de leur fraternité avec mes souhaits de bonheur, de santé et de succès.

A mes chers grands parents fidèles à leur sincérité, gentillesse, amour et tendresse, qui m'ont éternellement soutenu durant tout mon parcours.

A ma binôme ASMA, et mon amie THIZIRI qui m'ont épaulé durant cette épreuve, en restant toujours à l'écoute.

BELOUI FATIMA

Tables des matières

Remerciements

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale.	1
-------------------------------------	---

Chapitre I : Généralités

I.1 : Introduction.	3
I.2 : Description de l'ouvrage.	3
I.3 : Caractéristiques de l'ouvrage.	3
I.3.1 : Caractéristiques structurales	3
I.3.2 : Système de contreventement.	3
I.3.3 : Description structurale.	4
I.4 : Règlement et normes utilisés	4
I.5 : Les Caractéristiques des matériaux.	4
I.5.1 : Béton.	5
I.5.2 : Les Aciers.	5
I.5.3 : Le sol	5
I.6 : Conclusion.	5

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1 : Introduction.	7
II.2 : Pré dimensionnement des planchers	7
II.3 : Pré Dimensionnement des poutres.	9
II.4 : Pré dimensionnement des voiles.	10
II.5 : Pré dimensionnement dalle ascenseur.	11
II.6 : Pré dimensionnement des poteaux.	12
II.7 : Conclusion	30

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 : Introduction.	32
III.2 : Les planchers	32
III.2.1: Les planchers à corps creux	32
III.2.2 : Les dalles pleines.	60
III.3 : Escalier.	76
III.4 : Dalle d'Ascenseur.	88
III.5 : Acrotère	94

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 : Introduction.	101
IV.2 : Méthodes de calcul.	101
IV.3 : Modélisation et résultats.	105
IV.4 : Période de vibration et participation massique.	107
IV.5 : vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences de RPA.	109
IV.5.1 : Justification de l'interaction voile-portique.	109
IV.5.2 : Vérification de la résultante des forces sismiques a la base.	111
IV.5.3 : Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	111
IV.5.4 : Justification vis-à-vis de l'effet (p- Δ).	112
IV.5.5 : Vérification de l'effort normal réduit	113
IV.6 : Conclusion.	113

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 : Introduction	116
V.2 : Etude des poteaux	116
V.3 : Etude des poutres	122
V.4 : Les voiles	138

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 : Introduction	153
VI.2 : les différents types de fondation.	153
VI.3 : le choix du type de fondation	153
VI.4 : les techniques de renforcement du sol.	153
VI.4.1 : Les colonnes ballastées	157
VI.4.2 : Dispositions constructives.	157
VI.5 : Calcul du radier	158

Conclusion générale	170
----------------------------------	-----

Bibliographie

Annexes.

Les plans.

Liste des tableaux

Tableau II.1 : pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine	09
Tableau II.2 : Pré dimensionnement des voiles	11
Tableau II.3 : Evaluation des charges de l'ascenseur.....	12
Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	12
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher étage courant et commerce	13
Tableau II.6 : Evaluation de charge des murs extérieurs.....	13
Tableau II.7 : Evaluation des charges du parking	13
Tableau II.8 : Evaluation des charges dalle pleine terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.9 : Evaluation des charges balcon et dalle autour de l'ascenseur.....	14
Tableau II.10 : Evaluation des charges du palier	14
Tableau II.11 : Evaluation de charge de la volée 2	15
Tableau II.12 : évaluation de charge de la volée 1 et 3	15
Tableau II.13 : Les dimensions et charges des poteaux rectangulaires	16
Tableau II.14 : Les dimensions des poteaux circulaires	17
Tableau II.15 : Les surfaces reprises par le poteau B4	17
Tableau II.16 : Les charges reprises par le poteau B4	18
Tableau II.17 : La charge d'exploitation reprise par le poteau B4	19
Tableau II.18 : Descente de charge du poteau B4 et C4	20
Tableau II.19 : Les charges reprises par le poteau C4.....	23
Tableau II.20 : Descente de charge du poteau C4.....	24
Tableau II.21 : Récapitulatif de la vérification à la compression simple.....	27
Tableau II.22 : Récapitulatif des vérifications en flambement.....	28
Tableau II.23 : Récapitulatifs des vérifications conditions du RPA (poteaux rectangulaires)	29
Tableau II.24 : Récapitulatifs des vérifications du RPA (poteaux circulaires)	29
Tableau II.25 : Récapitulatifs des dimensions des différents éléments	30
Tableau III.1 : Les charges revenant aux poutrelles	37
Tableau III.2 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.....	43
Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC.....	44
Tableau III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancher Galerie commerce	45

Tableau III.5 : Sollicitations des poutrelles du plancher TERRASSE INACCESSIBLE	46
Tableau III.6 : Ferrailage des poutrelles aux différents niveaux	54
Tableau III.7 : Vérification au cisaillement	55
Tableau III.8 : Vérification des états limite de compression du béton	56
Tableau III.9 : Vérification des états limite de déformation	56
Tableau II.10 : Schéma de ferrailage des poutrelles	58
Tableau III.11 : Résultats du ferrailage de la dalle pleine (Entresol)	62
Tableau III.12 : Résultats de vérification des contraintes	64
Tableau III.13 : Verification de la fleche sens x	64
Tableau III.14 : Verification de la fleche sens y	65
Tableau II.15 : Sollicitations maximales de la dalle autour de l'ascenseur.....	66
Tableau III.16 :Ferrailage de la dalle autour de l'ascenseur	66
Tableau III.17 :Vérification de l'effort tranchant pour la dalle autour de l'ascenseur.....	66
Tableau III.18 :Vérification etat limite de compression de béton de la dalle autour l'ascenseur	66
Tableau III.19 : Vérification de la fleche dalle autour de l'ascenseur	67
Tableau III .20 : Récapitulatif des dalles sur 3 appuis	68
Tableau III.21 : Ferrailage de la DP2	69
Tableau III.22 : Vérification des contraintes DP2	70
Tableau III.23 : Vérification de la flèche DP2	70
Tableau III.24 : Résultats de ferrailage de la dalle D06.....	71
Tableau.III.25 : vérification des contraintes DP6	72
Tableau III.26 :Ferrailage a l'ELS DP6	73
Tableau III.27 :Vérification de la fleche DP6.....	73
Tableau III.28 : Vérification de la flèche DP3.....	76
Tableau III.29 : Récapitulatif des dimensions des escaliers.....	78
Tableau III.30 : Ferrailage escalier partie AB	80
Tableau III.31 : Vérification de la contrainte du béton partie AB.....	81
Tableau III.32 : Vérification de la flèche partie AB	82
Tableau III.33 : Tableau de ferrailage de la partie EF	82
Tableau III.34 : Vérification des contraintes de béton sur la partie EF	83
Tableau III.35 :Ferrailage a la torsion de la poutre brisee	85

Tableau III.36 :Ferrailage en torsion de la poutre brisée après augmentation de la section	85
Tableau III.37 : Sollicitation à l'ELU de la poutre brisée.....	86
Tableau III.38 :Ferrailage en flexion de la poutre brisée	86
Tableau III.39 :Ferrailage global de la poutre brisée	87
Tableau III.40 :Véification des contraintes poutre brisée	87
Tableau III.41 :Vérification des conditions de la fleche	88
Tableau III.42 : Ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	89
Tableau III.43 : Vérification des contraintes de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	90
Tableau III.44 : Ferrailage de la dalle de salle machine	92
Tableau III.45 : Vérifications des contraintes dalle salle machine	93
Tableau III.46 : Charges et surcharges de l'acrotère	94
Tableau III.47 : combinaison d'action sur l'acrotère.....	95
Tableau III.48 : Tableau de ferrailage	96
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	103
Tableau IV. 2 : Période et taux de participation massique de la structure	107
Tableau VI. 3 : Vérification de l'interaction sous charge verticales.....	109
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	110
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	111
Tableau IV.6 : Vérifications des déplacements de niveaux	111
Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet $(P-\Delta)$	112
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.....	113
Tableau IV.9 : Dimensionnement des poteaux	114
Tableau IV.10 : Dimensionnement des voiles.....	114
Tableau V.1 : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99/ V2003	117
Tableau.V.2 : Tableau de ferrailage des poutres principales et secondaires	118
Tableau.V.3 : Vérification des contraintes tangentielles	120
Tableau.V.4 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	120
Tableau.V.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton	120
Tableau.V.6 : Vérification de la flèche pour les poutres	121
Tableau V.7 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	123
Tableau V.8 : Sollicitations dans les poteaux rectangulaires	124
Tableau V.9 : Sollicitations dans les poteaux circulaires	124

Tableau V.10 : Ferrailages longitudinaux des poteaux rectangulaires.....	127
Tableau V.11 : Ferrailages transversaux des poteaux rectangulaires	127
Tableau V.12 : Ferrailages longitudinaux des poteaux circulaires	128
Tableau V.13 : Ferrailages transversales des poteaux circulaires.....	128
Tableau V.14 : Vérification au flambement des différents poteaux rectangulaires	130
Tableau V.15 : Vérification au flambement des différents poteaux circulaires	130
Tableau V.16 : Vérification des contraintes dans les poteaux rectangulaires	131
Tableau V.17 : Vérification des contraintes dans les poteaux circulaires.....	131
Tableau V.18 : Vérification des contraintes dans les poteaux aux niveaux 7 et 8	134
Tableau V.19 : Vérification des contraintes de cisaillement poteaux rectangulaires	134
Tableau V.20 : Vérification des contraintes de cisaillement poteaux circulaires.....	134
Tableau V.21 : Schéma de ferrailages des poteaux rectangulaires	135
Tableau V.22 : Schéma de ferrailages des poteaux circulaires.....	136
Tableau V.23 : Moments résistants dans les poteaux	137
Tableau V.24 : Moments résistants dans les poutres	137
Tableau V.25 : Vérification de la zone nodale	138
Tableau V.26 : Sollicitations maximales dans le voile V y3 // à Y-Y'	140
Tableau V.27 : Ferrailage Vx1.....	144
Tableau V.28 : Ferrailage Vx2.....	145
Tableau V.29 : Ferrailage Vx3.....	146
Tableau V.30 : Ferrailage Vx4.....	147
Tableau V.31 : Ferrailage Vy1.....	148
Tableau V.32 : Ferrailage Vy2.....	149
Tableau V.33 : Ferrailage Vy3.....	150
Tableau V.34 : Ferrailage Vy4.....	151
Tableau.VI.1 : Les sommes des efforts normaux sur les différentes files de semelles Filantes	155
Tableau.VI.2 : Technique de renforcement du sol	157
Tableau VI.3 : Section d'armateur du radier.....	162
Tableau VI.4 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	163
Tableau VI.5 : Section d'armateur du radier à l'ELS	163
Tableau.VI.6 : Chargement sur la travée.....	166

Tableaux VI.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	166
Tableaux VI.8 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	167
Tableau VI.9 : Résultats de ferrailage des nervures	168
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS	169
Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures	169

Liste des figures

Fig. I.1 : Vue en élévation	03
Fig. II.1 : Coupe transversale d'un plancher a corps creux	07
Fig. II.2 : Illustrations d'un voile en élévation	10
Fig. II.3 : Coupe transversale d'ascenseur	11
Fig. II.4 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge	16
Fig. II.5 : Surface afférente du niveau galerie commerciale (B4)	17
Fig. II.6 : Surface afférente des niveaux RDC et étages courants (B4)	17
Fig. II.7 : Surface afférente du niveau galerie commerciale (C4)	23
Fig. II.8 : Surface afférente des niveaux RDC et étages courants (C4)	23
Fig.III.1 : Disposition des poutrelles plancher étages courants	33
Fig.III.2 : Disposition des poutrelles plancher RDC	33
Fig.III.3 : Coupe transversale d'une poutrelle	35
Fig.III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 06 (étage courant)	38
Fig.III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	62
Fig.III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle entre sol	65
Fig.III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle autour de l'ascenseur	67
Fig.III.8 : Schéma statique de la dalle sur 3 appuis	68
Fig.III.9 : Schéma de ferrailage de DP02	70
Fig.III.10 : Schéma de ferrailage de DP06	73
Fig.III.11 : Schéma statique de la DP03	74
Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de la DP03	76
Fig.III.13 : Illustrations d'un escalier	76
Fig.III.14 : Vues en 3D de l'escalier	77
Fig.III.15 : Vues en plan de l'escalier	78
Fig.III.16 : Schéma statique de l'escalier	79
Fig.III.17 : Tronçon 01	79
Fig.III.18 : Tronçon 02	80
Fig.III.19 : Schéma statique de la volée 02	82
Fig.III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier partie AB	83

Fig.III.21 : Schéma de ferrailage partie EF	84
Fig.III.22 : Schéma statique de la poutre brisée	86
Fig.III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	88
Fig.III.24 : Dimensions de l'ascenseur	88
Fig.III.25 : Ferrailage de la dalle au-dessous	90
Fig.III.26 : Illustration de la surface d'impact	91
Fig.III.27 : Ferrailage de la dalle des machines	94
Fig.III.28 : l'acrotère	94
Fig.III.29 : Les sollicitations sur l'acrotère	95
Fig.III.30 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	99
Fig.IV.1 : Réponse spectre sens x	105
Fig.IV.2 : Réponse spectre sens y	105
Fig.IV.3 : Vue en 3D de la structure par le logiciel	105
Fig.IV.4 : Disposition des voiles	106
Fig.IV.5 : Mode 1 (translation suivant l'axe x-x)	108
Fig.IV.6 : Mode 2 (translation suivant l'axe y-y)	108
Fig.IV.7 : Mode 3(rotation selon l'axe z-z)	108
Fig.V.1 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires pour tous les niveaux.....	121
Fig.V.2 : Schéma de ferrailage des poutres principale pour entre sol	121
Fig.V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principale galerie commerciale/ RDC/étages courants .	122
Fig.V.4 : La zone nodale	137
Fig.V.5 : Schéma des contraintes	142
Fig.V.6 : Schéma de ferrailage des voiles	151
Fig.VI.1 : Semelle isolée	154
Fig.VI.2 : Les différentes files des semelles filantes	155
Fig.VI.3 : Semelle filante	155
Fig.VI.4 : Radier générale	156
Fig.VI.5 : Schéma de ferrailages du radier	163
Fig.VI.6 : Schéma des lignes de ruptures du radier	164
Fig.VI.7 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon x	165
Fig.VI.8 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon y	165
Fig.VI.9 : Section à ferrailer	167

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : Aire d'une section de béton

B_r : Section réduite du béton

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

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

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de formation différé du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_e : Limite d'élasticité d'aciers

f : Flèche positivement vers les compressions.

f_{ji} : la flèche correspondant à j .

f_{gi} : la flèche correspondant à g .

f_{qi} : la flèche correspondant à q .

f_{gv} : la flèche correspondant à v .

Δf_{adm} : la flèche admissible.

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 : Coefficient de sécurité = 1,5.

ht : Hauteur totale du plancher.

h : Hauteur totale d'une section.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

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

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

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

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

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

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

G : Charge permanente

L : Longueur ou portée.

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

l' : Longueur fictive.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

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

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

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

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service

q : Charge variable

Q : Action variables quelconque.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

S_t : Espacement des armatures transversales.

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

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

INTRODUCTION GENERALE

En cinquante ans de développement (1962-2012), l'Algérie a quadruplé son parc logement et plus que décuplé le reste de ses infrastructures et de son environnement bâti. Ce patrimoine est exposé à un certain nombre d'aléas naturels, dont le plus important est l'aléa sismique auquel est soumise toute la partie nord du pays, cette zone abrite plus de 90 % de la population et du domaine bâti.¹

Les secousses du sol provoquent des oscillations forcées des constructions qui y sont fondées, mise à part les caractéristiques du mouvement sismique, la rigidité de la structure influe tout autant sur l'intensité des forces sismique agissant par la suite sur la structure la rendant vulnérable, et par conséquent représenter de graves menaces sur les populations vivant dans ces régions sismiques. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) préconise divers systèmes de contreventements pour assurer la résistance d'une structure vis-à-vis des actions horizontales.

Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage.

Le projet à étudier est un bâtiment multifonctionnel (R + 8 + 2entre sols) qui regroupe des commerces, parking et logements d'habitation, contreventé par une structure mixte (voiles + portiques) implanté à Bejaia.

Dans cette étude, le premier chapitre sera consacré aux généralités, le deuxième chapitre pour le pré dimensionnement des différents éléments, l'étude des éléments secondaires fera l'objet du troisième chapitre, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 / version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABSV16. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

¹ **M.BELAZOUGUI.** Expérience algérienne en matière de risque sismique et de construction.

CHAPITRE I

GENERALITES

I.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de fournir les données du bâtiment à étudier concernant le type de la structure, les caractéristiques de l'ouvrage et les propriétés des matériaux utilisés ; afin de faire une étude tout en s'appuyant sur la réglementation en vigueur.

I.2. Description de l'ouvrage

Le projet à étudier est un bâtiment en (R+8 avec galerie commerciale et soupenne et deux entresols) à usage multiple (commerce, habitation et parking).

Implanté à la rentrée de la ville de **Sidi Aich** sur le site de l'ancien Souk El Fellah dans la wilaya de Bejaia qui est classée selon le **RPA 99** en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité), et le bâtiment appartient au groupe d'usage **2 (ouvrage courants ou d'importance moyenne)**.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristiques architecturales

Hauteur total du bâtiment	$h_t = 41.60\text{m}$
Hauteur de la galerie commerciale soupenne intégrée	$h_{\text{RDC}} = 6.12\text{m}$
Hauteur d'étage et RDC	$h_{\text{étg}} = 3.06\text{ m}$
Hauteur entresol 1	$h = 2.63\text{m}$
Hauteur entresol 2	$h = 2.8\text{m}$
La longueur totale du bâtiment	$L_x = 23.55\text{m}$
La largeur totale du bâtiment	$L_y = 19.48\text{m}$

I.3.2 Système de contreventement

La hauteur de l'ouvrage est de **41,6 m** dépasse **14 m** et étant donné que le bâtiment est implanté en zone **IIa**, le **RPA99 /2003** exige d'introduire des voiles.

I.3.3 Description structurale

- **Plancher** : sont des aires planes limitant les différents étages, on a deux types :
 - Plancher corps creux
 - Plancher dalle pleine



Fig I.1 :Vue en elevation

- **Revêtements** : sont constitués par
 - Revêtement horizontal
 - Revêtement verticale
- **L'acrotère** : vue que la terrasse est inaccessible le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.
- **Ascenseur** : puisque le bâtiment a plus de 5 niveaux il doit être muni d'un ascenseur qui permettra le déplacement vertical des usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- **Escalier** : le passage d'un niveau à l'autre est assuré par un escalier droit à double volées, les autres types d'escaliers sont en bois ces derniers permettent d'accéder des commerces à la soupenne.
- **Maçonnerie** :
 - Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons séparés d'une lame d'air.
 - Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.
- **Infrastructure** : elle assure l'encastrement au sol de la structure

I.4. Réglementation et normes utilisées

L'étude du projet est élaborée suivant les règlements en vigueur actuellement en Algérie :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

I.5. Caractéristiques des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisis en conformité aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

I.5.1. Béton

Pour le béton armé qui sera utilisé pour la réalisation de l'ouvrage, il présentera les caractéristiques suivantes :

- Le poids volumique $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$;
- Résistance a la compression $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Résistance a la traction $F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Module de déformation longitudinale

A court terme $E_{ij} = 32456.58 \text{ MPa}$

A long terme $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

- Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

I.5.2. Aciers

Les aciers utilisés sont caractérisés par :

- La limite élastique $F_e E_{400} = 400 \text{ MPa}$
- La contrainte admissible $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$
- Coefficient de fissuration $\eta = 1.6$

I.5.3. Sol

L'étude du sol du terrain devant recevoir le projet donne les renseignements suivant :

- une contrainte admissible de $\sigma = 0.36 \text{ bars}$ jusqu'à 8 m de profondeur.
- La description des couches du sol nous montre que le terrain est constitué de sables grossiers marneux, présence de gros galets en surface, sables très fin en profondeur.
- Présence de nappe phréatique a 7m de profondeur.

1.6. Conclusion :

Après avoir récolté ces informations nécessaires (caractéristiques architecturaux du projet, caractéristiques du sol, les règlements nécessaires et les matériaux utilisés), ca va nous permettre d'entamer, l'étape suivante, qui est le pré dimensionnement des éléments structuraux.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1.Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

On a deux types de planchers :

- Planchers corps creux
- Planchers en dalles pleines

II.2.1.Plancher à corps creux :

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (BAEL91. Article : B-6-8-4, 2-4) :

$$\frac{ht}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles. $L_{\max} = 370$ cm

h_t : hauteur du plancher. On prendra une épaisseur de (16+4) \Rightarrow **ht=20cm**

D'où L'épaisseur de corps creux est de **16cm** et l'épaisseur de la dalle de compression est de **4cm**.

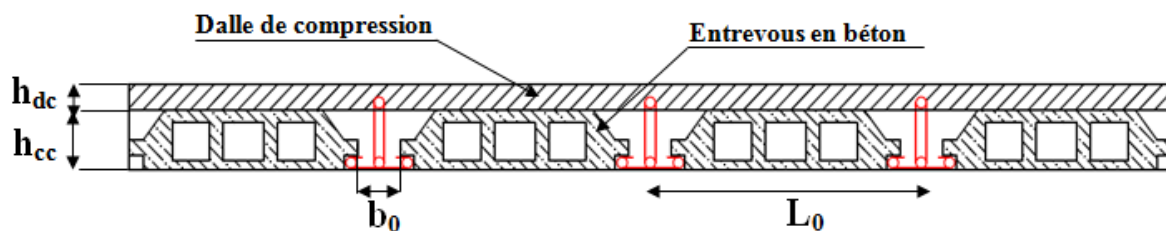


Fig II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

h_{cc} : hauteur du corps creux.

b_0 : largeur de la nervure.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis, et Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

➤ **Critère de résistance :**

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

L_x : est la petite portée.

➤ **Critère de coupe-feu (CBA93) :**

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

Notre projet comporte 3 types de dalles pleines (**voir FIG II.4**).

1- Dalle sur 2 appuis :

On a DP3 : $L_x=1,45$ m ; $L_y=4,55$ m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,31 > 0,4 \quad \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad 4,143 \leq e \leq 4,833 \quad e = 4\text{cm}$$

2- Dalle sur 3 appuis :

On a DP1: $L_x=1,45$ m; $L_y=4,1$ m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,35 < 0,4 \quad \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad 3,22 \leq e \leq 3,62 \quad e = 3\text{cm}$$

3- Dalle sur 4 appuis :

On a DP entresol: $L_x=3,70$ m; $L_y=6,05$ m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,62 > 0,4 \quad \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad 8,222 \leq e \leq 9,25 \quad e = 9\text{cm}$$

Les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine

Panneaux	$\rho = Lx/Ly$	$e_{calculée}$ (cm)	$e_{choisie}$ (cm) Pour 2H de coupe feu
DP1	0.35	$3.22 \leq e \leq 3.62$	12
DP2	0.35	$3.22 \leq e \leq 3.62$	12
DP3	0.31	$3.33 \leq e \leq 3.75$	12
DP4	0.77	$2.33 \leq e \leq 2.625$	12
DP5	0.16	$1.33 \leq e \leq 1.5$	12
DP6	0.81	$2.88 \leq e \leq 3.25$	12
DP7	0.37	$3.11 < e < 3.5$	12
Entre sol 1 / 2	0.62	$8.222 \leq e \leq 9.25$	15
Dalle autour de l'ascenseur	0.93	$7.33 \leq e \leq 8.25$	12

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules suivantes (**BAEL 91**) :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$\frac{3h}{10} \leq b \leq \frac{7h}{10}$$

Avec : **L_{max}** : portée maximale entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre principale

b : largeur de la base de la poutre

II.3.1. Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

$$L_{\max} = 605 \text{ cm} \quad \frac{605}{15} \leq h \leq \frac{605}{10} \implies 40,33 \leq h \leq 60,5 \text{ On prend : } h = 45 \text{ cm}$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b = 30\ cm \geq 20\ cm \dots \text{condition vérifiée}} \\ \mathbf{h = 45\ cm \geq 30\ cm \dots \text{condition vérifiée}} \\ \mathbf{\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5\ cm \leq 4 \dots \text{condition vérifiée}} \end{array} \right.$$

II.3.2. Les poutres secondaires (P.S) :

Sont des poutres parallèles aux poutrelles, qui s'appuient sur les poutres principales.

$$\mathbf{L_{max} = 370\ cm} \quad \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,66 \leq h \leq 37 \quad \text{On prend : } \mathbf{h = 35\ cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{On prend : } \mathbf{h = 30\ cm}$$

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b = 30\ cm \geq 20\ cm \dots \text{condition vérifiée}} \\ \mathbf{h = 35\ cm \geq 30\ cm \dots \text{condition vérifiée}} \\ \mathbf{\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots \text{condition vérifiée}} \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- Les poutres principales : $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 45)\ \text{Cm}^2$.
- Les poutres secondaires : $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 35)\ \text{Cm}^2$.

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

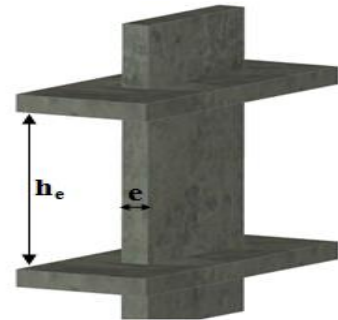


Fig II.2 : Illustration d'un voile en élévation

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)** :

$$\mathbf{e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\right)} \quad \mathbf{RPA99\ (Article\ 7.7.1)}$$

$\mathbf{h_e}$: C'est la hauteur libre d'étage

- Pré dimensionnement d'un voile sans about :

$$e \geq h_e/20$$

- Pré dimensionnement d'un voile avec un about :

$$e \geq h_e/22$$

- Pré dimensionnement d'un voile avec deux abouts :

$$e \geq h_e/25$$

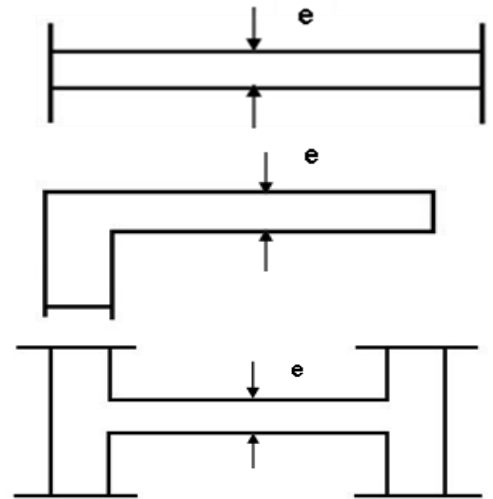


Tableau II.2 : Pré dimensionnement des voiles

	H	He	Epaisseur du voile (cm)		
			Sans about	1 about	2 abouts
RDC et Etage courant	306	271	15	15	15
Galerie commerciale	274	239	15	15	15
Soupente	338	303	15	15	15
Entre sol 1	263	228	15	15	15
Entre sol2	280	245	15	15	15

On optera pour les épaisseurs adéquates en fonction du type du voile adoptée après l'étude dynamique.

II.5. Pré dimensionnement de la dalle de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Caractéristiques d'ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

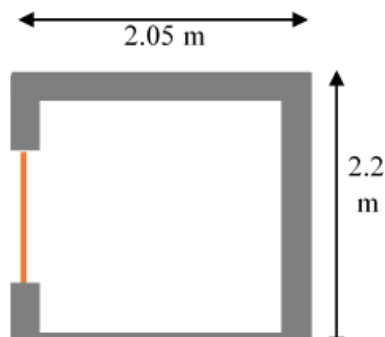


Fig. II.3 : Coupe transversale de l'ascenseur

- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg
- La vitesse $V = 1.6m/s$.
- Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

II.5.1.Évaluation des charges et des surcharges :

Tableau II.3 : Évaluation des charges de l'ascenseur

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S=Lx \times Ly$ $=2.20 \times 2.05$	$G_2=Fc /S$ $=145/4.51$	$G=G_1+G_2$ $=5.88+32.15$
$G_1=5.88KN/m^2$	$S=4.51$	$G_2=32.15$	$G=38.03$

Les charges d'exploitation sont : $Q=1.5KN/m^2$.

II.6.Prédimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

II.6.1.Évaluation des charges et des surcharges :

a) Plancher à corps creux :

Tableau II.4 : Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
Gravillon de protection	4	2	0.8
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Isolation thermique	4	0.25	0.01
Forme de pente (1%)	10	22	2.2
Plancher à corps creux (16+4)	20	/	2.80
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente totale			G=6.2
Charge d'exploitation			Q=1

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher étage courant et commerce

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids(KN /m ²)
Revêtement carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.80
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Cloison de séparation	10	0.1	1
Charge permanente totale			G = 5.23
Charge d'exploitation			Q = 1,50

b) Maçonnerie

Tableau II.6 : Evaluation de charge des murs extérieurs

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	15	9	1.35
Lame d'air	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit extérieur en	2	20	0.4
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G = 2,85

c) Dalle pleine

- **Parking**

Tableau II.7 : Evaluation des charges du parking

Désignation des éléments	e(cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Chape en béton	6	22	1.32
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit en ciment	1	18	0.18
Charge permanente totale			G = 5.25
Charge d'exploitation			Q = 2.5

- **TERRASSE INACCESSIBLE**

Tableau II.8 : Evaluation des charges dalle pleine terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e c(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Isolation thermique	4	0.25	0.01
Forme de pente (1%)	10	22	2.2
Dalle pleine	12	25	3
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente totale			G=6.4
Charge d'exploitation			Q=1.00

- **BALCON ET CAGE D'ASCENSEUR**

Tableau II.9 : Evaluation des charges balcon et dalle autour de l'ascenseur

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	3	18	0.54
Plancher dalle pleine	12	25	3
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Charges permanente totale			G = 4.61
Charge exploitation balcon			Q=3.5
Charges d'exploitations cage d'ascenseur			Q = 2.5

a) Escalier

- **Palier**

Tableau II.10 : Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	20	25	5
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente totale			G =6.43
Charge d'exploitation			Q = 2,50

- Volée 2 :

Tableau II.11 : Evaluation de charge de la volée 2

Désignation des éléments	e(cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	2	20	0.40
Revêtement verticale	$e_{rev} \times h/g = 1.13$	20	0.23
Mortier horizontale	2	20	0.4
Mortier verticale	$e_{mor} \times h/g = 1.13$	20	0.23
Grade de corps	/	/	0.6
Poids des marches	$h/2 = 8.5$	22	1.87
Paillasse	$e' = 20/\cos(48.57)$	25	7.55
Enduit de ciment	$e_{enduit}/\cos(48.57) = 3$	18	0.54
Charge permanente totale			G = 11.82
Charge d'exploitation			Q = 2.50

- Volée 1 et 3

Tableau II.12 : Evaluation de charge de la volée 1 et 3

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	2	20	0.40
Revêtement verticale	$e_{rev} \times h/g = 1,13$	20	0.23
Mortier horizontale	2	20	0.4
Mortier verticale	$e_{rev} \times h/g = 1.13$	20	0.23
Grade de corps	/	/	0.6
Poids des marches	$h/2 = 8.5$	22	1.87
Paillasse	$e' = 20/\cos(33.46)$	25	5.99
Enduit de ciment	$e_{enduit}/\cos(33.46) = 1.8$	18	0.33
Charge permanente totale			G = 10.05
Charge d'exploitation			Q = 2.50

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité (le poteau qui repère l'effort de compression maximale)

Dans notre cas, on a deux poteaux qui sont les plus sollicités :

- C4 Poteau au niveau d'ascenseur.
- B4 Poteau au niveau de la cage d'escalier.

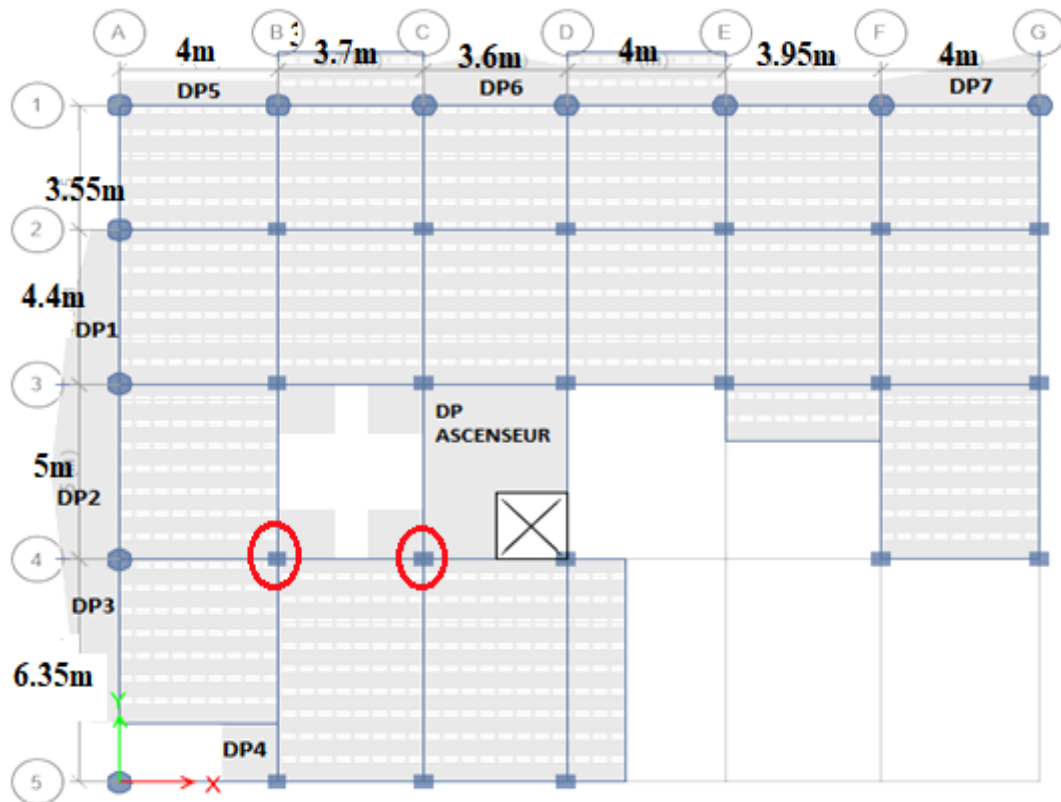


Fig. II.4 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges

Pour les dimensions des poteaux, on prend :

✓ Poteaux rectangulaires :

Tableau. II. 13 : Les dimensions et charges des poteaux rectangulaires

Etage	Entre sol1	Entre sol2	soupente	Galerie Commerce	RDC et 1 ^{er} étage	2eme et 3eme étage	4eme et 5eme étage	6eme et 7eme étage	8eme étage	Cage d'ascenseur
B×H	50×55	50×55	50×55	50×55	50×50	45×50	40×50	40×45	35×45	35×45
poids	18.08	19.25	18.75	21.125	19.125	17.212	15.3	13.77	12.049	9.84

✓ Poteaux circulaires :

Tableau. II. 14 : Les dimensions des poteaux circulaires

Etage	Entre sol1	Entre sol2	Soupende	Galerie Commerce	RDC et 1er étage	2eme et 3eme étage	4eme et 5eme étage	6eme et 7eme étage	8eme étage
D	60	60	55	55	50	50	45	40	35

Poids des poutres principales (45×30) ⇒ $G_{pp} = 25 \times (0.45 \times 0.3) \times 5.37 = 18.12 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires (35×30). ⇒ $G_{ps} = 25 \times (0.35 \times 0.3) \times 3.55 = 9.32 \text{KN}$

II.6.2. Calcul du poteau B4 :

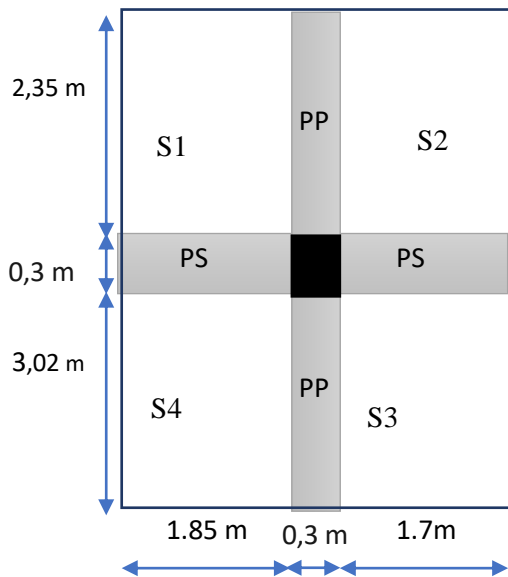


Fig. II.5 : Surface afférente du niveau galerie commerciale

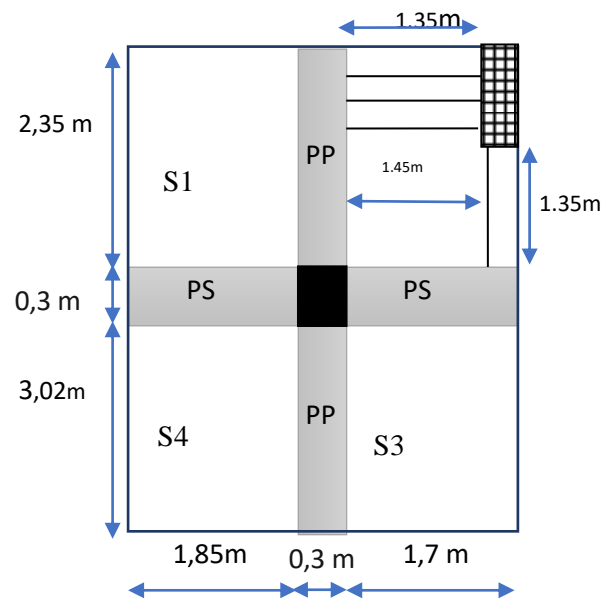


Fig. II.6 : Surface afférente du niveau RDC et étage courant

CALCUL DES SURFACES AFFERENTES :

Tableau. II. 15 : Les surfaces repressent par le poteau B4

Niveau	S corps creux (m ²)	S dalle pleine (m ²)
Terrasse inaccessible	S1+S3+S4=15.067	S2=3.99
Etage courant et RDC	S1+S3+S4=15.067	Palier : 2.10 Volée1 : 1.215 Volée2 : 0.337
Galerie commerciale	S1+S2+S3+S4=19.06	/
Soupende	S1+S2+S3+S4=19.06	/
Entre sol1	/	S1+S2+S3+S4=19.06
Entre sol 2	/	S1+S2+S3+S4=19.06

II.6.2.1. Les charges transmises au poteau :

- Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suite :

$$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{cc}_{\text{terrasse}}} \times S_{\text{cc}_{\text{terrasse}}} + G_{\text{dp}_{\text{terrasse}}} \times S_{\text{dp}_{\text{terrasse}}}$$

$$G_{\text{galerie commerciale}} = G_{\text{cc}_{\text{etage courant}}} \times S_{\text{cc}_{\text{galerie}}}$$

$$G_{\text{entre sol}} = G_{\text{dp}_{\text{parking}}} \times S_{\text{dp}}$$

$$G_{\text{RDC/étage courant}} = G_{\text{cc}} \times S_{\text{cc}} + (G_{\text{palier}} \times S_{\text{palier}} + G_{\text{volée1}} \times S_{\text{volée1}} + G_{\text{volée2}} \times S_{\text{volée2}})$$

$$G_{\text{mur}} = G_{\text{maçonnerie}} \times S_{\text{mur}}$$

- Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suit :

$$Q_{\text{terrasse}} = Q_{\text{terrasse}} \times (S_{\text{cc}_{\text{terrasse}}} + S_{\text{dp}_{\text{terrasse}}})$$

$$Q_{\text{galerie commerciale}} = Q_{\text{cc}} \times S_{\text{cc}}$$

$$Q_{\text{entre sol}} = Q_{\text{parking}} \times S_{\text{dp}}$$

$$Q_{\text{RDC/étage courant}} = Q_{\text{cc}} \times S_{\text{cc}} + S_{\text{escalier}} \times Q_{\text{escalier}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.16 : Les charges reprises par le poteau B4

Etage	Entre sol2	Entre sol1	Sous pente	Galerie commerciale	Etage courant et RDC	Terrasse Inaccessible
G(KN)	100.06	100.06	99.71	99.71	108.4975	119
Q(KN)	47.65	47.65	95.3	95.3	31.74	19.06
G mur (KN)	/	/	27.69	34.96	31.27	28.85

II.6.2.2. Descente de charge :

Les surcharges d'exploitation reprises par le Poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n) / (2 \times n)$

$\sum Q_i n$: numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Tableau. II.17 : La charge d'exploitation reprise par le poteau B4 et C4

		B4	C4
Niveau	Degression	Q1 [KN]	Q2 [KN]
Sous terrasse	Q_0	19.06	18
Sous 8^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	50.8	51.195
Sous 7^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	79.366	81.07
Sous 6^{ème} étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	104.758	107.62
Sous 5^{ème} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	126.976	130.863
Sous 4^{ème} étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	146.02	150.78
Sous 3^{ème} étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	161.089	167.37
Sous 2^{ème} étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	176.807	182.979
Sous 1^{ème} étage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	194.264	200.439
RDC	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{RDC})$	207.595	212.19
Galerie Commercial	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{RDC}) + 1 \times Q_{commerce}$	300.039	302.19
Soupente	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{RDC}) + 1 \times 2 \times Q_{commerce}$	395.339	386.21
Entre sol 1	$Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{RDC} + Q_{parcking1}) + 1 \times 2 \times Q_{commerce}$	419.645	414.56
Entre sol 2	$Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{RDC} + Q_{parcking1} + Q_{parcking2}) + 1 \times 2 \times Q_{commerce}$	449.665	442.91

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau B4 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. II.18: Descente de charge du poteau B4

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	119	
	Mur extérieur	28.85	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (35*45) cm ²	9,84	
	Total	185.13	19.06
N1	Venant de N0	185.13	
	Plancher d'étage (16+4)	108.495	
	Mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (35*45) cm ²	12,049	
	Total	364.384	50.08
N2	Venant de N1	364.384	
	Plancher d'étage (16+4) cm	108.495	
	Mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (40*45) cm ²	13,77	
	Total	545.359	79.366
N3	Venant de N2	545.359	
	Plancher d'étage (16+4) cm	108.495	
	Mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (40*45) cm ²	13,77	
	Total	726.334	104.758
N4	Venant de N3	726.334	
	Plancher d'étage (16+4) cm	108.4975	
	Mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	

	Poteau (40*50) cm ²	15,3	
	Total	908.8415	126.976
N5	Venant de N4	908.8415	
	Plancher d'étage (16+4) cm	108.4975	
	Mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (40*50) cm ²	15,3	
	Total	1091.349	146.02
N6	Venant de N5	1091.349	
	Plancher d'étage (16+4) cm	108.4975	
	Mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (45*50) cm ²	17,212	
	Total	1275.7685	161.089
N7	Venant de N6	1275.7685	
	Plancher d'étage (16+4) cm	108.4975	
	Mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (45*50) cm ²	17,212	
	Total	1460.188	176.807
N8	Venant de N7	1460.188	
	Plancher d'étage (16+4) cm	108.4975	
	mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (50*50) cm ²	19,125	
	Total	1646.5205	194.264
N9	Venant de N8	1646.5205	
	Plancher d'étage (16+4) cm	108.4975	
	mur extérieur	31.27	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (50*50) cm ²	19,125	
	Total	1832.853	207.595

N10	Venant de N9	1832.853	
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.71	
	mur extérieur	34.96	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (50*55) cm ²	21.125	
	Total	2016.088	300.039
N11	Venant de N10	2016.088	
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.71	
	mur extérieur	27.69	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (50*55) cm ²	18.75	
	Total	2189.678	395.339
N12	Venant de N11	2189.678	
	Plancher dalle pleine (e=15)cm	100.06	
	Poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (50*55) cm ²	19,25	
	Total	2336.428	419.645
N13	Venant de N12	2336.428	
	Plancher dalle plein (e=15)	100.06	
	poutres (PP et PS)	27.44	
	Poteau (50*55) cm ²	18.08	
	Total	2482.008	449.665
Ns=		2931.673	
Nu=		4025.2083	

II.6.3. Calcul du poteau C4 :

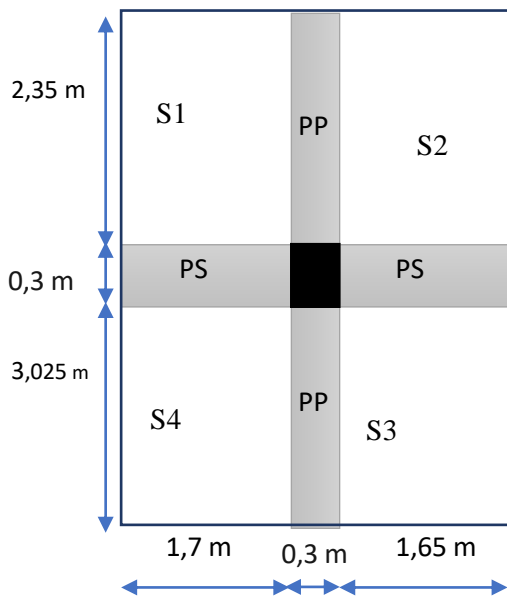


Fig. II.7 : Surface afférente du niveau galerie commerciale

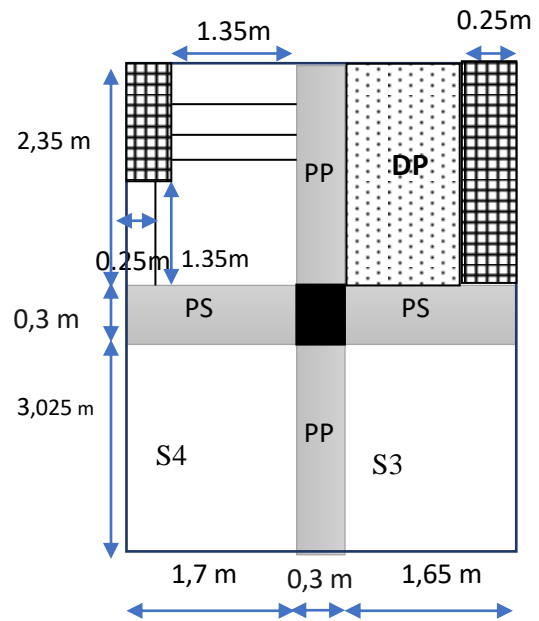


Fig. II.8 : Surface afférente du niveau RDC et étage courant

II.6.3.1. Les charges transmises au poteau :

Les résultats de calcul des surfaces et charge permanente et d’exploitation pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.19 : Les charges represent par le poteau C4

Niveau	Surface(m2)	G (KN)	Q(KN)		G _{mur}		
			Corps creux	Dalle pleine			
Terrasse inaccessible	S _{cc} =S ₄ +S ₃	10.13	Corps creux	62.806	Corps creux	10.13	42.465
	S _{dp} =S ₁ +S ₂	7.87	Dalle pleine	50.368	Dalle pleine	7.87	
			G_{terrasse} =113.174		Q_{terrasse}=18		
Etage courant et RDC	Spalier	2.1	Palier	13.5	Palier	5.25	46.03
	Svolée1	1.125	Volée1	12.2	Volée1	2.81	
	Svolée2	0.337	Volée2	3.98	Volée2	0.84	
	S _{cc} =S ₃ +S ₄	10.13	Corps creux	52.97	Corps creux	15.195	
	S _{dp}	3.64	Dalle pleine	16.78	Dalle pleine	9.1	
			G_{etage courant}=99.43		Q_{etage courant}=33.195		
Galerie commerce Et soupente	S _{cc} =S ₁ +S ₂ +S ₃ +S ₄	18	G_{galerie commerce}=94.14		Q_{galerie commerce}=90		51.46
							40.76
Entre sol	S _{dp} =S ₁ +S ₂ +S ₃ +S ₄	18	G_{entresol} =94.5		Q_{entresol}=45		/

II.6.3.2. Descente de charge :

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau C4 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. II.20 : Descente de charge du poteau C4

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	113.74	18
	Mur extérieur	42.465	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (35*45) cm ²	9,84	
	Total	192.69	
N1	Venant de N0	192.69	51.195
	Plancher d'étage (16+4)	99.43	
	Mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (35*45) cm ²	12,049	
	Total	377.374	
N2	Venant de N1	377.374	81.07
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.43	
	Mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (40*45) cm ²	13,77	
	Total	563.514	
N3	Venant de N2	563.514	107.62
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.43	
	Mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (40*45) cm ²	13,77	
	Total	749.654	
N4	Venant de N3	749.654	
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.43	
	Mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (40*50) cm ²	15,3	

	Total	937.324	130.86
N5	Venant de N4	937.324	
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.43	
	Mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (40*50) cm ²	15,3	
	Total	1124.994	150.78
N6	Venant de N5	1124.994	
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.43	
	Mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (45*50) cm ²	17,212	
	Total	1314.576	167.37
N7	Venant de N6	1314.576	
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.43	
	mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (45*50) cm ²	17,212	
	Total	1504.159	182.979
N8	Venant de N7	1504.159	
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.43	
	mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (50*50) cm ²	19,125	
	Total	1695.654	200.439
N9	Venant de N8	1695.654	
	Plancher d'étage (16+4) cm	99.43	
	mur extérieur	46.03	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (50*50) cm ²	19,125	
	Total	1887.149	212.19
N10	Venant de N9	1887.149	
	Plancher d'étage (16+4) cm	94,14	
	mur extérieur	51.46	

	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (50*55) cm ²	21.125	
	Total	2101.734	302.19
N11	Venant de N10	2101.734	
	Plancher d'étage (16+4) cm	94,14	
	mur extérieur	40.76	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (50*55) cm ²	18.75	
	Total	2284.794	386.21
N12	Venant de N11	2284.794	
	Plancher dalle pleine (e=15)cm	94,5	
	Poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (50*55) cm ²	19,25	
	Total	2423.454	414.56
N13	Venant de N12	2423.454	
	Plancher dalle plein (e=15)	94,5	
	poutres (PP et PS)	26.91	
	Poteau (50*55) cm ²	18.08	
	Total	2562.944	442.91
	Ns=	3005.854	
	Nu=	4124.34	

II.6.3.3. Vérification du poteau :

Le poteau **C4** est le plus défavorable.

- **Vérification à la compression simple :**

$$N_u = 4124.34 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%, tel que :

$$N_u^* = 1.1 \times 4124.34$$

$$N_u^* = \mathbf{4536.774 \text{ KN.}}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \sigma_{bc} \quad \text{tel que : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\sigma}$$

Tableau. II.21 : Récapitulatif de la vérification à la compression simple

Niveaux	Nu*(KN)	Section (cm ²)	Bcalculè (m ²)	Bchoisis(m ²)	Observation
Entre sol2	4536.773	50×55	0.319	0.275	Pas vérifiée
Entre sol1	4282.853	50×55	0.301	0.275	Pas vérifiée
soupeute	4030.166	50×55	0.283	0.275	Pas vérifiée
Galerie commerciale	3619.6885	50×55	0.254	0.275	Vérifiée
RDC	3152.5298	50×50	0.22	0.25	Vérifiée
1	2848.7705	50×50	0.20	0.25	Vérifiée
2	2535.5915	45×50	0.178	0.225	Vérifiée
3	2228.3059	45×50	0.156	0.225	Vérifiée
4	1919.4031	40×50	0.135	0.2	Vérifiée
5	1607.8451	40×50	0.113	0.2	Vérifiée
6	1290.8091	40×45	0.090	0.18	Vérifiée
7	970.58883	40×45	0.068	0.18	Vérifiée
8	644.87214	35×45	0.045	0.158	Vérifiée
Cage d'escalier	315.8446	35×45	0.022	0.158	Vérifiée

On constate qu'au niveau des deux entres sols et la soupeute le poteau n'est pas vérifié à la compression simple donc on doit augmenter la section à :

Niveaux	Section (cm ²)	Bcalculè (m ²)	Bchoisis(m ²)	Observation
Entre sol2	55×60	0.319	0.33	Vérifiée
Entre sol1	55×55	0.301	0.3025	Vérifiée
Soupeute	55×55	0.283	0.3025	Vérifiée

- Vérification au flambement :

D'après le CBA 93 (art B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu * \leq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{As \times fe}{\gamma s} \right]$$

Br : section réduite du béton.

As : section des armatures.

$\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s= 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

α : coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ I : Moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$ l_0 : longueur du poteau.

$0.8\% Br \leq As \leq 1.2\% Br$

On prend $As=1\% Br$

$Brcal \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{fe}{100\gamma_s} \right]}$ $Br = (a-2)(b-2)$ Faut vérifier que : $Br_{choisis} \geq Brcal$

Tableau. II. 22 : Récapitulatif des vérifications en flambement

Etage	Nu*	l ₀	l _f	i	λ	Brcal	Brchoisis	Observation
Entre sol2	4536.773	2.8	1.96	0.173	11.33	0.2477	0.3074	Vérifiée
Entre sol 1	4282.853	2.63	1.84	0.158	11.65	0.2341	0.2809	Vérifiée
Soupenete	4030.166	3.38	2.366	0.158	16.385	0.2251	0.2809	Vérifiée
commerce	3619.6885	2.74	1.918	0.158	12.074	0.1983	0.2544	Vérifiée
RDC	3152.5223	3.06	2.142	0.144	14.875	0.1747	0.2304	Vérifiée
1	2848.7705	3.06	2.142	0.144	14.875	0.1578	0.2304	Vérifiée
2	2535.5915	3.06	2.142	0.144	14.875	0.1405	0.2064	Vérifiée
3	2228.3059	3.06	2.142	0.144	14.875	0.1235	0.2064	Vérifiée
4	1919.4031	3.06	2.142	0.144	14.875	0.1064	0.1824	Vérifiée
5	1607.8451	3.06	2.142	0.144	14.875	0.0891	0.1824	Vérifiée
6	1290.8091	3.06	2.142	0.129	16.60	0.0721	0.1634	Vérifiée
7	970.58883	3.06	2.142	0.129	16.60	0.0543	0.1634	Vérifiée
8	644.87214	3.06	2.142	0.129	16.60	0.0344	0.1419	Vérifiée
Cage d'escalier	315.8446	2.5	1.75	0.129	13.56	0.0174	0.1419	Vérifiée

- Vérification des conditions du RPA :

- ✓ Poteaux rectangulaires :

Tableau. II.23 : Récapitulatifs des vérifications conditions du RPA (poteaux rectangulaires)

Poteaux	Entre sol 1	Entre sol 2	Galerie commerciale	Soupeinte	RDC 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	Etage cage d'escalier
Min(b×h) ≥ 25cm	55	55	50	50	50	45	40	40	35	35
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	11.4	13.15	13.7	16.2	13.55	13.55	13.55	13.55	13.55	10.75
$0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$	0.9	1	0.9	1	1	0.9	0.8	0.8	0.78	0.78
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- ✓ Poteaux circulaires :

Tableau.II.24 : Récapitulatifs des vérifications conditions du RPA (poteaux circulaires)

Poteau	Entre sol 2	Entre sol 1	Galerie commerciale	Soupeinte	R.D.C ; 1 ^{ère} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
D(cm)	60	60	60	60	55	50	45	40	35
$D \geq \frac{h_e}{15}$	18.66	17.53	18.27	22.53	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.7.Conclusion :

Après le pré dimensionnement des éléments structuraux, et la vérification des conditions nécessaires.

On peut opter pour le pré dimensionnement suivant :

Tableau. II.25 : Récapitulatifs des dimensions des différents éléments

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(16+ 4) cm
Dalle pleine	Dalle des deux entre sols	e = 15cm
	Dalle des balcons	e = 12 cm
Escalier	Volée	e=20
Poutres	Principales	(30× 45) cm ²
	Secondaires	(30× 35) cm ²
Voiles	La galerie commerciale et les deux entre sols	e = 15cm
	Les étages courants et RDC	e = 15 cm
Poteaux circulaires	Entre sol2 /entre sol 1	D=60
	Soupenite /galerie commerciale	D=60
	Rdc et 1ere étage	D=55
	2éme /3éme étage	D=50
	4éme /5éme étage	D=45
	6éme/7éme étage	D=40
	8éme /	D=35
Poteaux rectangulaires	Entre sol 2	(55 × 60) cm ²
	Entre sol 1 et soupenite	(55× 55) cm ²
	Galerie commerciale	(50*55) cm ²
	RDC et 1ere étage	(50 × 50) cm ²
	2éme /3éme étage	(45 × 50) cm ²
	4éme /5éme étage	(40 × 50) cm ²
	6éme/7éme étage	(40 × 45) cm ²

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques c'est pourquoi ils peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leurs résistances à ces actions soient effectivement négligées en d'autres termes ils n'ont pas une fonction de contreventement, et leurs calculs se font généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Les éléments non structuraux abordés dans ce chapitre :

- Plancher (corps creux et dalles pleines)
- Escaliers
- Acrotère

III.2 Les planchers

III.2.1. Les plancher a corps creux

Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation ≤ 5 KN/m²), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.2.1.1. Etude des poutrelles

III.2.1.1.1. Dispositions des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- Le critère de la plus petite portée.
- Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

la disposition des poutrelles adoptées est montrée sur les figures (III.1), (III.2),

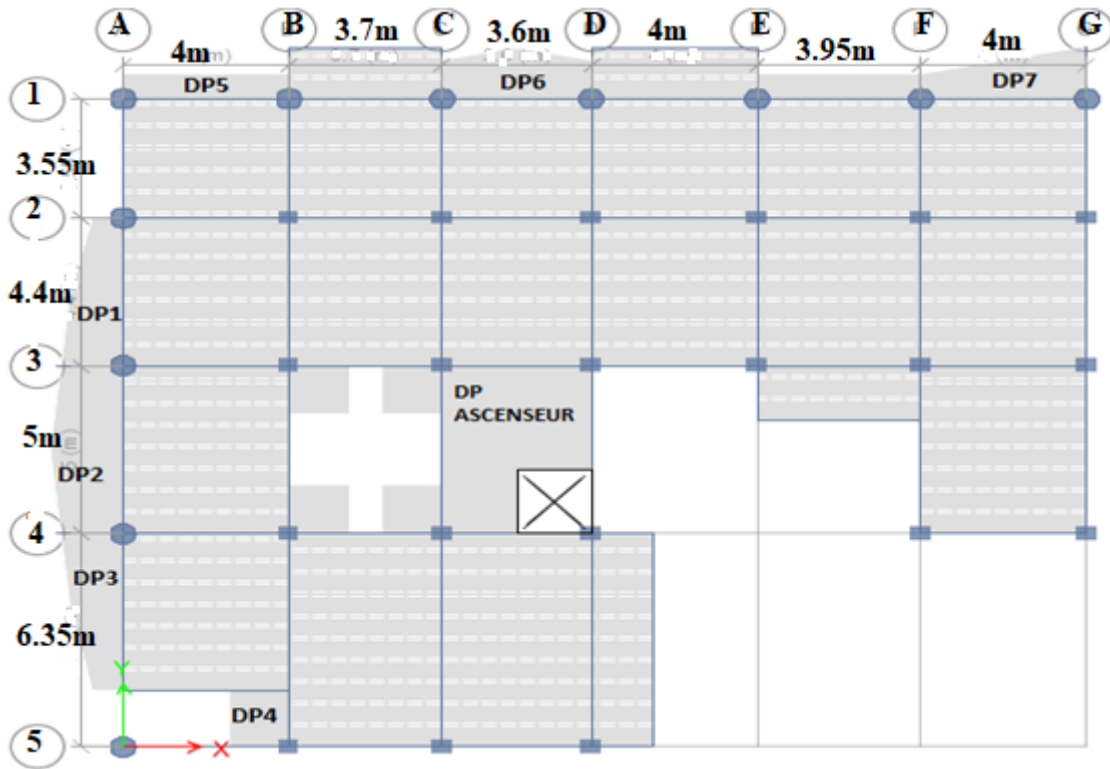


Fig.III. 1 : Disposition des poutrelles plancher étage courant

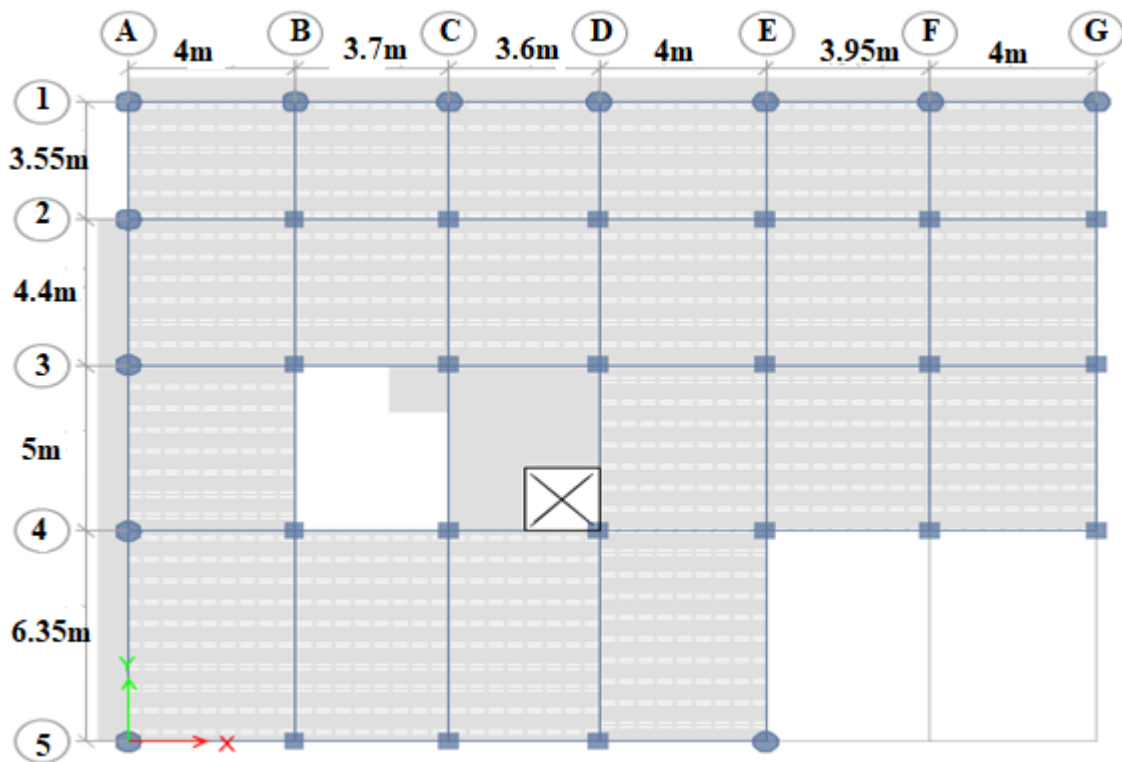
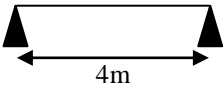
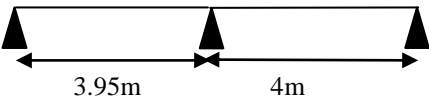
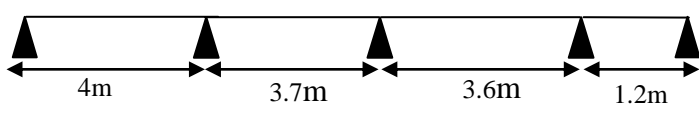
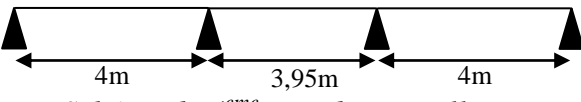
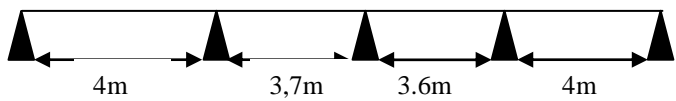
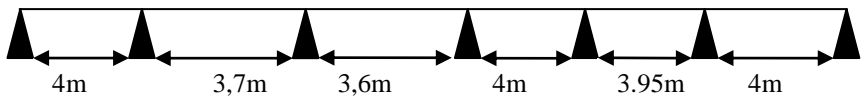


Fig. III.2. : Disposition des poutrelles plancher RDC

III.2.1.1.2. Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type1	 <p>Schéma du 1^{re} type de poutrelle</p>
Type2	 <p>Schéma du 2^{eme} type de poutrelle</p>
Type3	 <p>Schéma du 3^{eme} type de poutrelle</p>
Type4	 <p>Schéma du 4^{eme} type de poutrelle</p>
Type5	 <p>Schéma du 5^{eme} type de poutrelle</p>
Type 6	 <p>Schéma du 6^{eme} type de poutrelle</p>

Ce projet comporte(5) types de poutrelles :

- Terrasse inaccessible : 1, 2, 3,6
- Etage courant : type 1, 2, 3,6
- Rez de chaussée : type 1, 4, 5,6
- Galerie commerciale : type 5,6

III.2.1.1.3. Coffrage des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

b : Largeur efficace.

b₀ :Largeur de la nervure, choisie forfaitairement entre 8 et 14 cm.

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

h₀ : Hauteur de la dalle de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots\dots\dots (\text{CBA. Art 4.1.3})$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$h=20 \text{ cm}; h_0= 4 \text{ cm}; b_0= 10 \text{ cm}$$

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

$$L_y^{\min} = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{330}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 33) \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

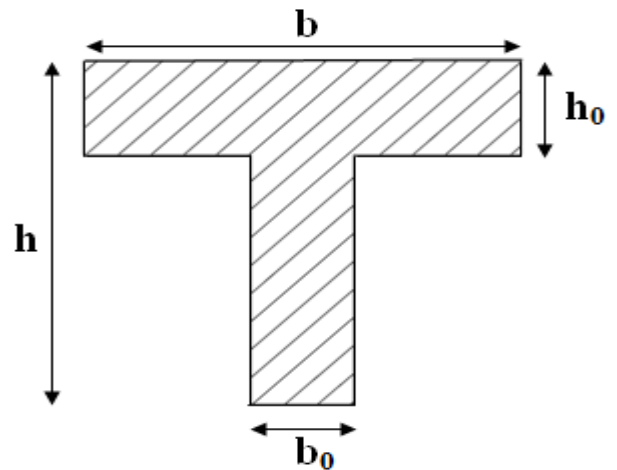


Fig. III. 3 : Coupe transversale d'une poutrelle

III.2.1.1.4. Ferrailage des poutrelles :

Méthode de calcul des sollicitations

a. La méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si :

- Plancher a surcharge modérée tel que $Q \leq \min(2G; 5KN / m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

o Evaluation des moments

Les valeurs des moments en travées M_t et aux appuis M_g (moment en appuis de gauche) et M_d (moment en appuis de droite) doivent vérifier :

➤ Moments en travée

$$1) M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$2) M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8} \quad \text{Et : } \alpha = Q / (G + Q)$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

- **Moments en appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à ($- 0,15M_0$).
- **Moments en appuis intermédiaire** : La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 - $0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.
 - $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
 - $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0,15M_0$).

○ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- **15 %** s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- **10 %** s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

b) Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$

○ **Evaluation des moments**

➤ **Moment en travée**

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

➤ **Moments en appuis**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \rightarrow \text{sous charge répartie}$$

- P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré
- l'_g et l'_d : Longueur fictive

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

○ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

c) **Méthode de Caquot minorée**

Elle est applicable si le plancher est à surcharge modérée et une des 3 conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ($G' = 2/3 G$).

La charge G' est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode. Le calcul des moments en travée se fait par la charge total G et non pas G' .

1. Les charges et surcharges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$

Avec $l_0 = 0,65$

Exposer un cas de calcul : Poutrelle type 5 (plancher étage courant)

$P_u = 6,05$ KN/m $P_s = 4,37$ KN/m

Tableau III.1 : Les charges revenant aux poutrelles

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			Q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.2	1.0	9,87	6,41	7,2	4,68
étages courants et RDC	5.23	1.5	9,31	6,05	6,73	4,37
Galerie commerciale	5.23	5	14,56	9,46	10,23	6,65

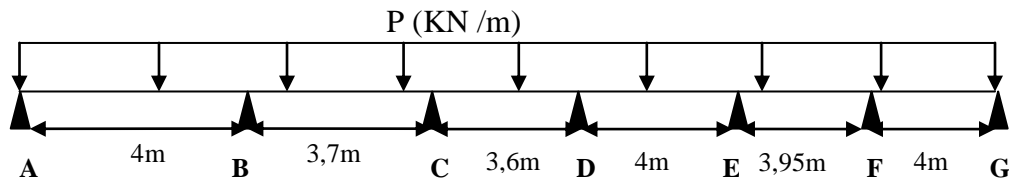


Fig. III.4 : Schéma statique de la poutrelle Type6 (étage courant)

Plancher étage courant : $G = 5,23 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Condition de la méthode forfaitaire

$Q \leq \text{Min}(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ **Vérifiée.**

$0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ **Vérifiée.**

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées... **Vérifiée** ; F.P.N..... **Vérifiée**

Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

1. Calcul des sollicitations

a) Calcul a l'ELU

- **Moments isostatiques :** $M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = M_0^{DE} = M_0^{FG} = \frac{6,05 \times 4^2}{8} = 12,1 \text{ KN m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6,05 \times 3,7^2}{8} = 10,35 \text{ KN m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{6,05 \times 3,6^2}{8} = 9,801 \text{ KN m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0^{EF} = \frac{6,05 \times 3,95^2}{8} = 11,79 \text{ KN m}$$

- **Moments aux appuis**

$$M_A = M_G = 0$$

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

$$M_A = M_G = -0.15 \times \max(M^{AB}, M^{FG}) = -0.15 \times 12.1 = -1.81 \text{ KNm.}$$

$$M_B = M_F = -0.5 \times (M_0^{AB}) = -0.5 \times 12.1 = -6.05 \text{ KN m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 10.35 = -4.14 \text{ KN m}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 \times 12.1 = -4.84 \text{ KN m}$$

$$M_E = -0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.4 \times 12.1 = -4.84 \text{ KN m}$$

- **Les moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.23} = 0.223$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1+0.3 \times 0.223 = 1.06$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.223}{2} = 0.633$$

$$\frac{1+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.223}{2} = 0.53$$

Travée A-B c'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{0+6.05}{2} \geq 1.06 \times 12.1 \rightarrow M_t \geq 9.8 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.223}{2} \times 12.1 \rightarrow M_t \geq 7.65 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.8; 7.65) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 9.8 \text{ KN.m}$$

Travée B-C c'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{6.05+4.14}{2} \geq 1.06 \times 10.35 \rightarrow M_t \geq 5.94 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.223}{2} \times 10.35 \rightarrow M_t \geq 5.48 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.94; 5.48) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 5.94 \text{ KN.m}$$

Travée C-D c'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{4.14+4.84}{2} \geq 1.06 \times 9.801 \rightarrow M_t \geq 5.899 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.223}{2} \times 9.801 \rightarrow M_t \geq 5.194 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.899; 5.19) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 5.899 \text{ KN.m}$$

Travée D-E c'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{4.84 + 4.84}{2} \geq 1.06 \times 12.1 \rightarrow M_t \geq 7.98 \text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 12.1 \rightarrow M_t \geq 6.14 \text{KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.98, 6.14) \text{KN.m} \rightarrow M_t = 7.98 \text{KN.m}$$

Travée E-F c'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{6.05 + 4.84}{2} \geq 1.06 \times 11.79 \rightarrow M_t \geq 7.05 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 11.79 \rightarrow M_t \geq 6.248 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.05; 6.248) \text{KN.m} \rightarrow M_t = 7.05 \text{KN.m}$$

Travée F-G c'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{6.05 + 0}{2} \geq 1.06 \times 12.1 \rightarrow M_t \geq 9.8 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 12.1 \rightarrow M_t \geq 7.65 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.8, 7.65) \text{KN.m} \rightarrow M_t = 9.8 \text{KN.m}$$

• **efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU : on calcul V_0 pour chaque travée : $V_0 = \frac{q \times l}{2}$

Travée AB :

$$V_A = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.05 \times 4}{2} = 12.1 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{qu \times l}{2} = -13.31 \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.05 \times 3.7}{2} = 12.309 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{qu \times l}{2} = -11.19 \text{KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.05 \times 3.6}{2} = 10.89 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{qu \times l}{2} = -10.89 \text{KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.05 \times 4}{2} = 12.1 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{qu \times l}{2} = -12.1 \text{KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.05 \times 3.95}{2} = 11.95 \text{KN}$$

$$V_F = -1.1 \frac{qu \times l}{2} = -13.145 \text{KN}$$

Travée FG :

$$V_F = 1.1 \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.05 \times 4}{2} = 13.31 \text{KN}$$

$$V_G = -\frac{qu \times l}{2} = -12.1 \text{KN}$$

b) Calcul a l'ELS

- **Moments isostatiques :** $M_0 = \frac{p_s l^2}{8}$

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = M_0^{DE} = M_0^{FG} = \frac{4.37 \times 4^2}{8} = 8.74 \text{ KN m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{4.37 \times 3.7^2}{8} = 7.47 \text{ KN m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{4.37 \times 3.6^2}{8} = 7.09 \text{ KN m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0^{EF} = \frac{4.37 \times 3.95^2}{8} = 8.523 \text{ KN m}$$

- **Moments aux appuis**

$$M_A = M_G = 0$$

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

$$M_A = M_G = -0.15 \times \max(M^{AB}, M^{FG}) = -0.15 \times 8.74 = -1.311 \text{ KNm.}$$

$$M_B = M_F = -0.5 \times (M_0^{AB}) = -0.5 \times 8.74 = -4.37 \text{ KN m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 7.47 = -2.991 \text{ KN m}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 \times 8.74 = -3.496 \text{ KN m}$$

$$M_E = -0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.4 \times 8.74 = -3.496 \text{ KN m}$$

- **Les moments fléchissant en travées :**

Travée A-B c'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{0 + 4.37}{2} \geq 1.06 \times 8.74 \rightarrow M_t \geq 7.08 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 8.74 \rightarrow M_t \geq 5.53 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.08; 5.53 \text{ KN.m}) \rightarrow M_t = 7.08 \text{ KN.m}$$

Travée B-C c'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{4.37 + 2.991}{2} \geq 1.06 \times 7.47 \rightarrow M_t \geq 4.3 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 7.47 \rightarrow M_t \geq 3.959 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.3; 3.959) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 4.3 \text{ KN.m}$$

Travée C-D c'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{2.991 + 3.496}{2} \geq 1.06 \times 7.079 \rightarrow M_t \geq 4.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 7.079 \rightarrow M_t \geq 3.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.26, 3.77) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 4.26 \text{ KN.m}$$

Travée D-E c'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{3.5 + 3.5}{2} \geq 1.06 \times 8.74 \rightarrow M_t \geq 5.76 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 8.74 \rightarrow M_t \geq 4.65 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.76, 4.65) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 5.76 \text{ KN.M}$$

Travée E-F c'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{3.5 + 4.37}{2} \geq 1.06 \times 8.523 \rightarrow M_t \geq 5.1 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 8.523 \rightarrow M_t \geq 4.54 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.1; 4.54) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 5.1 \text{ KN.m}$$

Travée F-G c'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{4.37 + 0}{2} \geq 1.06 \times 8.74 \rightarrow M_t \geq 7.08 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 8.74 \rightarrow M_t \geq 5.53 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.08, 5.53) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 7.08 \text{ KN.m}$$

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

➤ ETAGE COURANT

Tableau III.2 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant

Etats limites							
ELU				ELS			
Moment flechissant			Efforts tranchants	Moment flechissant			
Type de poutrelle	M_0 (KN.m)	M_{APPUIS} (KN.m)	M_{TRAVEE} (KN.m)	V (KN)	M_0 (KN/m)	M_{APPUI} (KN.m)	M_{TRAVEE} (KN.m)
Type 1	$M_{AB}=12.1$	$M_A=M_B= -1.81$	$M_{AB}=12.1$	$V_A=12.1$ $V_B=-12.1$	$M_{AB}=8.74$	$M_A=M_B= -1.31$	$M_{AB}=8.74$
	$M_{appuis}^{max} = -1.81$		$M_{travee}^{max} = 12.1$	$V^{max} = 12.1$	$M_{appuis}^{max} = -1.31$		$M_{travee}^{max} = 8.74$
Type 3	$M_{AB}=12.1$	$M_A=M_E= -1.81$	$M_{AB}=9.8$	$V_A=12.1$ $V_B= -13.31$	$M_{AB}=8.74$	$M_A=M_E= -1.31$	$M_{AB}=7.08$
	$M_{BC}=10.35$	$M_B= -6.05$	$M_{BC}=5.95$	$V_B=12.31$ $V_C= -12.31$	$M_{BC}=7.47$	$M_B= -4.37$	$M_{BC}=4.3$
	$M_{CD}=9.801$	$M_C= -4.14$	$M_{CD}= 5.93$	$V_C=11.979$ $V_D= -10.89$	$M_{CD}=7.07$	$M_C= -2.99$	$M_{CD}=4.29$
	$M_{DE}=1.089$	$M_D= -4.9$	$M_{DE}=0.69$	$V_D=11.89$ $V_E= -3.63$	$M_{DE}=0.78$	$M_D= -3.54$	$M_{DE}=0.49$
	$M_{appuis}^{max} = -6.05$		$M_{travee}^{max} = 9.8$	$V^{max} = 13.31$	$M_{appuis}^{max} = -4.37$		$M_{travee}^{max} = 7.08$
Type 2	$M_{AB}=11.8$	$M_A=M_C= -1.81$	$M_{AB}=8.96$	$V_A=11.95$ $V_B=-10.11$	$M_{AB}=8.53$	$M_A=M_C= -1.31$	$M_{AB}=6.47$
	$M_{BC}=12.1$	$M_B= -7.26$	$M_{BC}=9.28$	$V_B=10.28$ $V_C=-12.1$	$M_{BC}=8.74$	$M_B= -5.25$	$M_{BC}=6.71$
	$M_{appuis}^{max} = -7.26$		$M_{travee}^{max} = 9.28$	$V^{max} = 12.1$	$M_{appuis}^{max} = -5.25$		$M_{travee}^{max} = 6.71$
Type 6	$M_{AB}=12.1$	$M_A=M_G=-1.81$	$M_{AB}=9.8$	$V_A=12.1$ $V_B=-13.31$	$M_{AB}=8.74$	$M_A=M_G= -1.311$	$M_{AB}=7.08$
	$M_{BC}=10.35$	$M_B=-6.05$	$M_{BC}=5.95$	$V_B=12.31$ $V_C=-11.19$	$M_{BC}=7.47$	$M_B= -4.37$	$M_{BC}=4.3$
	$M_{CD}=9.801$	$M_C= -4.141$	$M_{CD}=5.96$	$V_C=10.89$ $V_D=-10.89$	$M_{CD}=7.07$	$M_C=-2.3$	$M_{CD}=4.26$
	$M_{DE}=12.1$	$M_D= -4.84$	$M_{DE}=8.069$	$V_D=12.1$ $V_E=-12.1$	$M_{DE}=8.74$	$M_D= -3.5$	$M_{DE}=5.76$
	$M_{EF}=11.7$	$M_E= -4.84$	$M_{EF}=7.143$	$V_E=11.94$ $V_F=-13.13$	$M_{EF}=8.52$	$M_E= -3.5$	$M_{EF}=5.1$
	$M_{FG}=12.1$	$M_F= -5.05$	$M_{FG}=9.8$	$V_F=13.31$ $V_G=-12.1$	$M_{FG}=8.74$	$M_F= -4.37$	$M_{FG}=7.08$
	$M_{appuis}^{max} = -6.05$		$M_{travee}^{max} = 9.8$	$V^{max} = 13.31$	$M_{appuis}^{max} = -4.37$		$M_{travee}^{max} = 7.08$

➤ Rez de chaussée

Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC

Type de poutrelle	Etats limites						
	ELU				ELS		
	Moment flechissant			Efforts tranchants	Moment flechissant		
M ₀ (KN.m)	M _{APPUI} (KN.m)	M _{TRAVEE} (KN.m)	V (KN)	M ₀ (KN/m)	M _{APPUIS} (KN.m)	M _{TRAVEE} (KN.m)	
Type 1	M _{AB} =12.1	M _A =M _B =-1.81	M _{AB} =12.1	V _A =12.1 V _B =-12.1	M _{AB} =8.74	M _A =M _B =-1.31	M _{AB} =8.74
	M _{appui} ^{max} = -1.81		M _{travee} ^{max} =12.1	V ^{max} =12.1	M _{appui} ^{max} = -1.31		M _{travee} ^{max} =8.74
Type 4	M _{AB} =12.1	M _A =M _D =-1.81	M _{AB} =9.8	V _A =12.1 V _B =-13.31	M _{AB} =8.74	M _A =M _D =-1.31	M _{AB} =7.08
	M _{BC} =11.79	M _B =-6.05	M _{BC} =6.538	V _B =13.14 V _C =-13.14	M _{BC} =8.523	M _B =-4.37	M _{BC} =4.72
	M _{CD} =12.1	M _C =-6.05	M _{CD} =9.8	V _C =13.31 V _D =-12.1	M _{CD} =8.74	M _C =-4.37	M _{CD} =7.08
	M _{appui} ^{max} = -6.05		M _{travee} ^{max} =9.8	V ^{max} =13.31	M _{appui} ^{max} = -4.37		M _{travee} ^{max} =7.08
Type 5	M _{AB} =12.1	M _A =M _D =-1.81	M _{AB} =9.8	V _A =12.1 V _B =-13.31	M _{AB} =8.74	M _A =M _D =-1.31	M _{AB} =7.08
	M _{BC} =10.35	M _B =-6.05	M _{BC} =5.95	V _B =13.14 V _C =-13.14	M _{BC} =7.47	M _B =-4.37	M _{BC} =4.29
	M _{CD} =9.801	M _C =-4.141	M _{CD} =5.36	V _C =13.31 V _D =-12.1	M _{CD} =7.079	M _C =-2.99	M _{CD} =3.87
	M _{DE} =12.1	M _D =-6.05	M _{DE} =9.8	V _D =13.31 V _E =-12.1	M _{DE} =8.74	M _D =-4.37	M _{DE} =7.08
	M _{appui} ^{max} = -6.05		M _{travee} ^{max} =9.8	V ^{max} =13.31	M _{appui} ^{max} = -4.37		M _{travee} ^{max} =7.08
Type 6	M _{AB} =12.1	M _A =M _G =-1.81	M _{AB} =9.8	V _A =12.1 V _B =-13.31	M _{AB} =8.74	M _A =M _G =-1.311	M _{AB} =7.08
	M _{BC} =10.35	M _B =-6.05	M _{BC} =5.95	V _B =12.31 V _C =-11.19	M _{BC} =7.47	M _B =-4.37	M _{BC} =4.298
	M _{CD} =9.801	M _C =-4.141	M _{CD} =5.96	V _C =10.89 V _D =-10.89	M _{CD} =7.079	M _C =-2.991	M _{CD} =4.309
	M _{DE} =12.1	M _D =-4.84	M _{DE} =8.069	V _D =12.1 V _E =-12.1	M _{DE} =8.74	M _D =-3.496	M _{DE} =5.829
	M _{EF} =11.79	M _E =-4.84	M _{EF} =7.143	V _E =11.94 V _F =-13.13	M _{EF} =8.523	M _E =-3.496	M _{EF} =5.16
	M _{FG} =12.1	M _F =-5.05	M _{FG} =9.8	V _F =13.31 V _G =-12.1	M _{FG} =8.74	M _F =-4.37	M _{FG} =7.08
M _{appui} ^{max} = -6.05		M _{travee} ^{max} =9.8	V ^{max} =13.31	M _{appui} ^{max} = -4.37		M _{travee} ^{max} =7.08	

➤ GALERIE COMMERCE

Tableau III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancher Galerie commerce

Type de poutrelle	Etats limites						
	ELU				ELS		
	Moment flechissant			Efforts tranchants	Moment flechissant		
M ₀ (KN.m)	M _{APPUI} (KN.m)	M _{TRAVEE} (KN.m)	V (KN)	M ₀ (KN/m)	M _{APPUIS} (KN.m)	M _{TRAVEE} (KN.m)	
Type 5	M _{AB} =18.92	M _A =M _D =-2.838	M _{AB} =16.95	V _A =18.92 V _B =-20.812	M _{AB} =13.3	M _A =M _D =-1.995	M _{AB} =11.92
	M _{BC} =16.188	M _B =-9.46	M _{BC} =10.595	V _B =19.25 V _C =-17.501	M _{BC} =11.38	M _B =-6.65	M _{BC} =7.448
	M _{CD} =15.325	M _C =-6.475	M _{CD} =9.606	V _C =17.028 V _D =-18.738	M _{CD} =10.773	M _C =-4.552	M _{CD} =6.752
	M _{DE} =18.92	M _D =-9.46	M _{DE} =16.95	V _D =-20.812 V _E =-18.92	M _{DE} =13.3	M _D =-6.65	M _{DE} =11.92
	M _{appuis} ^{max} =-9.46		M _{travee} ^{max} =16.95		V ^{max} =-20.812	M _{appuis} ^{max} =-6.65	
Type 6	M _{AB} =18.92	M _A =M _G =-2.838	M _{AB} =16.95	V _A =18.92 V _B =-20.812	M _{AB} =13.3	M _A =M _G =-1.995	M _{AB} =11.92
	M _{BC} =16.188	M _B =-9.46	M _{BC} =10.595	V _B =19.25 V _C =-17.501	M _{BC} =11.38	M _B =-6.65	M _{BC} =7.448
	M _{CD} =15.325	M _C =-6.475	M _{CD} =10.552	V _C =17.028 V _D =-17.028	M _{CD} =10.773	M _C =-4.552	M _{CD} =7.417
	M _{DE} =18.92	M _D =-7.568	M _{DE} =14.128	V _D =18.92 V _E =-18.92	M _{DE} =13.3	M _D =-5.32	M _{DE} =9.931
	M _{EF} =18.45	M _E =-7.568	M _{EF} =12.6	V _E =18.68 V _F =-20.55	M _{EF} =12.97	M _E =-5.32	M _{EF} =8.888
	M _{FG} =18.92	M _F =-9.46	M _{FG} =16.95	V _F =20.812 V _G =-18.92	M _{FG} =13.3	M _F =-6.65	M _{FG} =11.92
M _{appuis} ^{max} =-9.46		M _{travee} ^{max} =16.95		V ^{max} =20.812	M _{appuis} ^{max} =-6.65		M _{travee} ^{max} =11.92

➤ TERRASSE INACCESSIBLE

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

Type de poutrelle	Etats limites						
	ELU				ELS		
	Moment flechissant			Efforts tranchants	Moment flechissant		
	M ₀ (KN.m)	M _{APPUIS} (KN.m)	M _{TRAVEE} (KN.m)	V (KN)	M ₀ (KN/m)	M _{APPUIS} (KN.m)	M _{TRAVEE} (KN.m)
Type 1	M _{AB} =12.82	M _A =M _B = -1.923	M _{AB} =12.82	V _A =12.82 V _B =-12.82	M _{AB} =9.36	M _A =M _B =-1.404	M _{AB} =9.36
	M _{appuis} ^{max} = -1.923		M _{travee} ^{max} = 12.82	V ^{max} = 12.82	M _{appuis} ^{max} = -1.404		M _{travee} ^{max} = 9.36
Type 3	M _{AB} =12.82	M _A =M _E = -1.923	M _{AB} =10.256	V _A =12.82 V _B = -14.102	M _{AB} =9.36	M _A =M _E = -1.404	M _{AB} =7.488
	M _{BC} =10.969	M _B = -6.41	M _{BC} =5.7	V _B =13.04 V _C = -13.04	M _{BC} =8.009	M _B = -4.68	M _{BC} =4.171
	M _{CD} =10.384	M _C = -5.485	M _{CD} =8.161	V _C =12.68 V _D = -11.538	M _{CD} =7.582	M _C = -4.005	M _{CD} =5.959
	M _{DE} =1.15	M _D = -5.19	M _{DE} =0.717	V _D =12.7 V _E = -3.85	M _{DE} =0.84	M _D = -3.79	M _{DE} =0.52
	M _{appuis} ^{max} = -6.41		M _{travee} ^{max} = 10.256	V ^{max} = 14.102	M _{appuis} ^{max} = -4.68		M _{travee} ^{max} = 7.488
Type 2	M _{AB} =12.51	M _A = M _C = -1.923	M _{AB} =9.28	V _A =12.67 V _B = -10.71	M _{AB} =9.12	M _A = M _C = -1.923	M _{AB} =6.77
	M _{BC} =12.82	M _B = -7.69	M _{BC} =9.62	V _B =10.89 V _C = -12.83	M _{BC} =9.36	M _B = -5.61	M _{BC} =7.02
	M _{appuis} ^{max} = -7.69		M _{travee} ^{max} = 9.62	V ^{max} = 12.83	M _{appuis} ^{max} = -5.61		M _{travee} ^{max} = 7.02
Type 6	M _{AB} =12.82	M _A =M _G = -1.923	M _{AB} =10.256	V _A =12.82 V _B =-14.102	M _{AB} =9.36	M _A =M _G = -1.404	M _{AB} =7.488
	M _{BC} =10.969	M _B =-6.41	M _{BC} =6.118	V _B =13.03 V _C =-11.85	M _{BC} =8.009	M _B = -4.68	M _{BC} =4.487
	M _{CD} =10.384	M _C = -4.388	M _{CD} =6.145	V _C =11.53 V _D =-11.53	M _{CD} =7.582	M _C =-3.204	M _{CD} =4.487
	M _{DE} =12.82	M _D =-5.128	M _{DE} =8.333	V _D =12.82 V _E =-12.82	M _{DE} =9.36	M _D =-3.744	M _{DE} =6.08
	M _{EF} =12.502	M _E =-5.128	M _{EF} =7.358	V _E =12.659 V _F =-13.924	M _{EF} =9.127	M _E =-3.744	M _{EF} =5.371
	M _{FG} =12.82	M _F =-6.41	M _{FG} =10.256	V _F =14.102 V _G =-12.82	M _{FG} =9.36	M _F =-4.68	M _{FG} =7.488
	M _{appuis} ^{max} = -6.41		M _{travee} ^{max} = 10.256	V ^{max} = 14.102	M _{appuis} ^{max} = -4.68		M _{travee} ^{max} = 7.488

2. Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul plancher étage courant et RDC:

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

a) Calcul a l'ELU

➤ **Sollicitations maximales :**

$M_a^{\text{intermediaire}} = -6.05 \text{ KN.m}$	$M_a^{\text{rive}} = -1.81 \text{ KN.m}$	$M_{\text{travee}}^{\text{max}} = 9.8 \text{ KN.m}$	$V^{\text{max}} = 13.31 \text{ KN}$
---	--	---	-------------------------------------

A- Armature longitudinales

▪ **En travée :**

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

Si $M_u > M_{tu}$ On calcul une section en T

Calcul de M_{TU} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.059 \text{ MN.m} \quad M_t^{\text{max}} = 9.8 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\text{max}} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{9.8 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.033 < 0.186$$

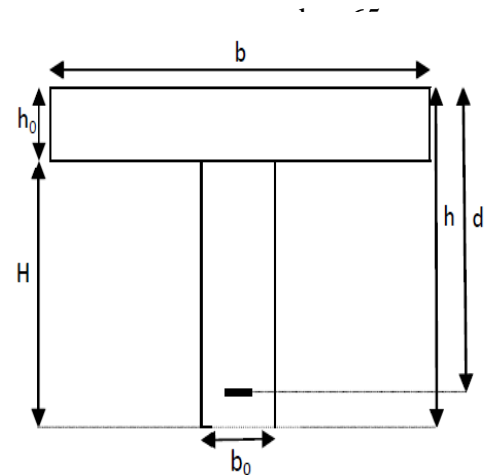
$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$$

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

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.0417$$



$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0417) = 0.176$$

$$A_t = \frac{9.8 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.6 \times 10^{-4} m^2 \quad A_t = 1.6 cm^2$$

$$\text{Soit } A_s = 2HA8 + 1HA10 = 2.36 cm^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_U = 6.05 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.05 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.131$$

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

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

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.131}) = 0.176$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.176) = 0.167 m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.05 \times 10^{-3}}{0.167 \times 348} = 1.04 cm^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 cm^2$$

$$A_{\min} = 0.217 cm^2 < A_a \quad \text{condition vérifiée. Soit } A_s = 1HA8 + 1HA10 = 1.29 cm^2.$$

▪ **aux appuis de rive :**

$$M_U = 1.81 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.049$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.049) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.295 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a \quad \text{condition vérifiée. Soit } A_s = 1\text{HA8} = 0.5 \text{ cm}^2$$

B- Armatures transversales :

➤ **vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 13.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{13.31 \times 10^3}{0.10 \times 0.18} = 0.739 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.2 f_{c28} / \delta_b; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{Condition vérifiée. (Pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

➤ **Choix des armatures transversales :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

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

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

$\Phi_t \leq \min \{200/35, 10/10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$ on adopte un étrier $\Phi 6$.

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

➤ **L'espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm} \\ St \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{ij}K)} \Rightarrow St \leq 0.57 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.10 \times (0.739 - 0.3 \times 2.1)} = 1.67 \text{ m} = 167 \text{ cm} \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de reprise de bétonnage. $\Rightarrow K=1$

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

Soit $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au voisinage des appuis :**

▪ **Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 13.31 \times 10^{-3} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

▪ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 13.31 \times 10^{-3} - 6.05 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.18) = -6.9 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 2.36 + 1.29 = 3.65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{13.31 \times 10^{-3} \left((0.65 - 0.1) / 2 \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a_{\max} \times b_0 \times f_{c28}$

Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.01331 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$ condition vérifiée

b) **Calcul à l'ELS**

Les vérifications à faire sont : État limite d'ouverture des fissures.

État limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

▪ **En travée** : $M_t^{\max} = 7,08 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = 24,4 \text{ cm}^3$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$65y^2 + 70,8y - 1274,4 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 3,92 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I

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

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.0392^3 + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0392)^2 = 8,32 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,08 \times 10^{-3} \times 0.0392}{8,32 \times 10^{-5}} = 3,34 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

▪ **En appuis intermédiaires** $M_{ser} = -4,37 \text{ KN.m}$

le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1,29y - 15 \times 1,29 \times 18 = 0$$

$$5y^2 + 19,35y - 348,3 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 6,63 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (6,63)^3 + 15 \times 1,29 \times (18 - 6,63)^2 \Rightarrow I = 3472,95 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4,37 \times 10^{-3}}{3,472 \times 10^{-5}} \times 0,0663 = 8,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient

$$\text{nécessaire : } \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{1}{16}$ la condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de

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

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

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{540}{1000} = 1,04 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

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

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

Dont : $f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}}$ $f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}}$$

$$E_v = 3700\sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad E_i = 3E_v = 32456,58 \text{ MPa.}$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 3,80 = 2,47 \text{ KN/m.}$$

$q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0,65 \times 5,23 = 3,399 \text{ KN/m.}$$

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (5,23 + 1,5) = 4,37 \text{ KN/m}$$

Les propriétés de la section : $A = 2,36 \text{ cm}^2$; $y = 3,92 \text{ cm}$; $I = 8323,04 \text{ cm}^4$.

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} = 0,013$$

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} = 0,0675 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) ((y_G - h_0)^3/3) + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2 + b_0 ((h - y_G)^3/3)]$$

$$\Rightarrow I_0 = 18517 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 3,25 : \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 0,4 \times \lambda_i = 1,3 : \text{ Déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\begin{cases} M_g = 5,506 \text{ KN.m} \\ M_j = 4,0014 \text{ KN.m} \\ M_p = 7,079 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sg} = 139,75 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = 101,56 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 179,68 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,61 \\ \mu_j = 0,505 \\ \mu_p = 0,681 \end{cases}$$

Calcul les moments d'inerties fictifs

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda\mu} \begin{cases} I_{fij} = 7,7 \times 10^{-5} m^4. \\ I_{fvg} = 11,35 \times 10^{-5} m^4 \\ I_{fig} = 6,82 \times 10^{-5} m^4 \\ I_{fip} = 6,33 \times 10^{-5} m^4 \end{cases}$$

Calcul des flèches :

$$f_{ig} = \frac{5,506 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 3.2456,58 \times 6,82 \times 10^{-5}} = 3,97 mm \quad f_{gv} = \frac{5,506 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 1081886 \times 11.35 \times 10^{-5}} = 7,17 mm$$

$$f_{ij} = \frac{4,0014 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 3.2456,58 \times 7,7 \times 10^{-5}} = 2,56 mm \quad f_{ip} = \frac{7,079 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 3.2456,58 \times 6,33 \times 10^{-5}} = 5,51 mm$$

Valeur limite de la flèche :

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

$$\text{Sinon à : } 0.005 + \frac{l}{500}$$

$$\text{Dans notre cas on a : } l = 4m \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm.}$$

$$\Delta f = 7,17 - 2,56 + 5,51 - 3,97 = 6,14 \text{ mm.} \Rightarrow \Delta f \leq f_{adm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

Le ferrailage des poutrelles aux différents niveaux est donné comme suit

Tableau III.6.: Ferrailage des poutrelles aux différents niveaux.

		Type1 étage courant	Etage courant et RDC	Galerie commerce	Type1 terrasse inaccessible	Terrasse inaccessible
Travée	M_t (KNm)	12.1	9.8	16.95	12.82	10.256
	μ_{bu}	0,040	0.033	0.056	0,0428	0.034
	α	0,051	0.047	0.072	0,055	0.043
	Z (m)	0,176	0.176	0.175	0,176	0.176
	A_{cal} (cm ²)	1,97	1.6	2.783	2,09	1.67
	A_{min} (cm ²)	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41
	A_{adopt} (cm ²)	3HA10=2.36	2HA8+1HA10= 2.36	3T12=3.39	3HA10=2.3 6	3HA10=2.3 6
	M_a (KNm)		6.05	9.46		6.41

Appui intermédiaire	μ_{bu}		0.131	0.205		0.139
	α		0.176	0.29		0.187
	$Z (m)$		0.167	0.159		0.166
	$A_{cal} (cm^2)$		1.04	1.7		1.109
	$A_{min}(cm^2)$		0,2017	0,2017		0,2017
	$A_{adopt}(cm^2)$		1HA8+1HA10=1.29	1HA10+1HA12=1.92		1HA8+1HA10=1.29
Appui de rive	$M_a(KN .m)$	1.81	1.81	2.836	1.923	1.923
	μ_{bu}	0.039	0.039	0.0616	0,0417	0.0417
	α	0.049	0.047	0.079	0,053	0.053
	$Z (m)$	0,176	0.176	0.174	0,176	0.176
	$A_{cal} (cm^2)$	0,295	0.295	0.46	0,313	0.31
	$A_{min}(cm^2)$	0,2017	0,2017	0,2017	0,2017	0,2017
	$A_{adopt}(cm^2)$	1HA8=0.5	1HA8=0.5	1HA10=0.79	1HA8=0.5	1HA8=0.5

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau III.7. Vérification au cisaillement.

Types	BIELLE	CISAILLEMENT	Armature longitudinale Aux appuis		JONCTION TABLE-NERVURE
			RIVE	INTERMEDIAIR	
	$V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{d.b_0} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{V_u.b_1}{0.9d.b.h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Etage courant ET RDC	13.31<108	0,739<3.3 3	2.86>0.38	3.65>-6.9	0.86<3.33
Type1 d'étage	12.1<108	0,78<3.33	2.86>0.34	/	0,79<3.33
Galerie commerce	20.812<108	1.15<3.33	4.18>0.59	5.31>-1.08	1.35<3.33
Terrasse inaccessible	14.102<108	0.783<3.3 3	3.89>0,41	3.65>-0.732	0.902 < 3.3
Type 1 terrasse	12.82<108	0.712<3.3 3	3.89>0.36	/	0.83<3.33
Observation	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend :

- Armatures transversales : $A_t = 2 \times HA6 = 0.57cm^2$

- L'espaceur : $S_t = 15\text{cm}$

Les vérifications à l'ELS pour les différents niveaux sont montrées comme suit

➤ **Etat limite de compression de béton :**

Tableau III.8 : Vérification des états limite de compression du béton.

Planchers	En travée			En appui			$\bar{\sigma}_a$ Mpa	observation
	M_t (KN.m)	I (cm^4)	σ Mpa	M_a (KN.m)	I (cm^4)	σ Mpa		
Galerie commerce	11,92	11239,6	3,78	6,65	4577,168	11,18	15	Vérifié
Etage courant et RDC	7,08	8323,04	3,34	4,37	3472,95	8,34	15	Vérifié
Terrasse inaccessible	7,488	8323,04	3,52	4,68	3472,95	8,93	15	Vérifié

➤ **Etat limite de déformation**

Tableau III.9 : Vérification des états limite de déformation

Planchers	Galerie commerce	Etage courant et RDC	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	2.47	2.47	3,256
q_{gser} (KN/m)	3.399	3.399	4,03
q_{pser} (KN/m)	6,64	4.37	4,68
M_{jser} (KN.m)	4,42	4.001	5,2
M_{gser} (KN.m)	6,08	5.506	6,45
M_{pser} (KN.m)	11,88	7.079	7,488
I_0 (Cm^4)	20405	18517	
ρ	0,018	0.013	0,013
λ_v	0,906	1.3	1,3
λ_i	2,26	3.25	3,25
σ_{sj} (Mpa)	79,17	101.56	131,98
σ_{sg} (Mpa)	108.95	139.75	163,66
σ_{sp} (Mpa)	212,84	179.68	190,056
μ_j	0,544	0.505	0,59
μ_g	0,643	0.61	0,656
μ_p	0,797	0.681	0,695
I_{ij} (Cm^4)	10053	7705.2	6956
I_{ig} (Cm^4)	9133,9	6822.4	6498,6
I_{ip} (Cm^4)	7999,5	6333.6	6242,9
I_{vg} (Cm^4)	14180	11352	10988
f_{ji} (m)	0,0021	0.0025	0.0036

f_{gi} (m)	0,0033	0.0039	0,0048
f_{pi} (m)	0,0073	0.0055	0,0059
f_{gv} (m)	0,00634	0.0071	0,0086
Δf (cm)	0,82	0.614	0,6
f_{adm} (cm)	0.8	0.8	0.8
Observation	Non vérifié	Vérifié	vérifié

La flèche n'est pas vérifiée pour le plancher galerie commerce la solution adoptée est d'augmenter la section de ferrailage en travée comme suit :

Galerie commerce : $2HA12+1HA14 = 3.8 \text{ cm}^2$: Δf (cm) = 0.75 cm \leq 0.8cm **condition vérifiée**

III.2.1.2.Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$.

○ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

○ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,325 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5HA6 /ml = 1.41 cm²/ml perpendiculaires aux poutrelles avec : St = 20 cm \leq 20 cm

4HA6 /ml = 1.13 cm²/ml parallèles aux poutrelles avec : St = 25 cm $<$ 30 cm.

II.2.1.3.Schéma de ferrailage du plancher à corps creux

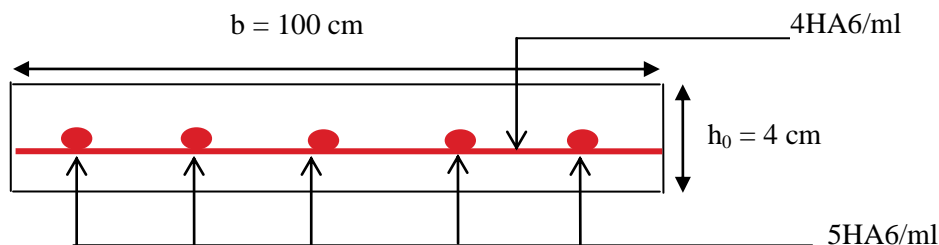


Fig. III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Tableau III.10 Schémas de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<i>Plancher galerie commerce</i>			
<i>Plancher d'étage courant et RDC</i>			
<i>Terrasse inaccessible</i>			

III.2.2. Dalles pleine

Dans le cas de ce projet les dalles des entresols sont réalisées en dalle pleine d'épaisseur de 15 cm et les dalles des balcons et la dalle de l'ascenseur de 12cm épaisseur

Les dalles sont calculées selon leur mode d'appuie et le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

Pour des dalles portant dans un seul sens $\rho < 0.4$

Pour des dalles portant dans les deux sens $\rho \geq 0.4$

Donc il existe :

- Dalle sur 4appuis $\left\{ \begin{array}{l} \text{-dalles des 2 entresols} \\ \text{-dalle autour de la cage d'ascenseur} \end{array} \right.$
- Dalle sur 3 appuis $\left\{ \begin{array}{l} \text{-DP1 DP2et DP5 DP7} \rightarrow \rho < 0.4 \\ \text{- DP4et DP6} \rightarrow \rho \geq 0.4 \end{array} \right.$
- Dalle sur 2 appuis perpendiculaires –DP3

III.2.2.1. étude des dalles pleines

a. Dalle pleine sur quatre appuis

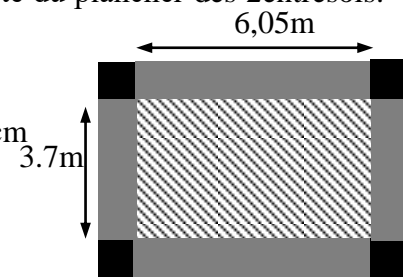
a.1 Type1 (dalle entresol)

Dans notre cas, les deux entre sols sont identiques ; c'est-à-dire tout le niveau est considéré étant une dalle pleine donc on fait l'étude pour une seule dalle seulement le calcul sera fait pour le panneau de dalle la plus défavorable, puis on va l'étendre sur la totalité du plancher des 2entresols.

- **Evaluation des charges** $G=5,25\text{KN/m}^2$ $Q=2,5\text{KN/m}^2$ $e=15\text{cm}$

$$P_u = 1.35 \times 5,25 + 1.5 \times 2,5 = 10,83 \text{KN/ml.}$$

$$P_s = 5,25 + 2,5 = 7,75 \text{KN/ml.}$$



$$\rho = \frac{370}{605} = 0.61 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$

Calcul a l'ELU

- **Calcul des moments**

Du tableau **annexe II** on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à :

$$\vartheta = 0 \text{ et } \rho = 0,61 \rightarrow \mu_x = 0,0808 \quad \mu_y = 0,3075$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0.0808 \times 10,83 \times 3,7^2 = 11,97 \text{KN} / \text{ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3075 \times 11,97 = 3,68 \text{KN} / \text{ml} \end{cases}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 10,17 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 3,128 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **En appuis intermédiaire :**

$$M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u} = -5,985 \text{KN} \cdot \text{m}$$

- **En appuis de rive :** $M_u^x = M_u^y = -0.3 M_{0u} = -3,591 \text{KN} \cdot \text{m}$

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

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,15) \text{ m}^2$.

- **En travée**

Sens xx :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{10,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.049 \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.064$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.116 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{10,17 \times 10^{-3}}{348 \times 0.116} = 2,505 \text{ cm}^2$$

Sens yy :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{3,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,015 \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,019$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,119 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{3,13 \times 10^{-3}}{348 \times 0,119} = 0,75 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis intermédiaire**

Sens x-x et y-y :

$$\mu_{bu} = 0,029 ; \alpha = 0,037 ; z = 0,118 \text{ m} \quad A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{5,98 \times 10^{-3}}{348 \times 0,118} = 1,45 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis de rive**

Sens x-x et y-y :

$$\mu_{bu} = 0,017 ; \alpha = 0,022 ; z = 0,118 \text{ m} \quad A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{3,59 \times 10^{-3}}{348 \times 0,118} = 0,86 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0,4$; avec : $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

$$A_{x \min} = 0,0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e = 1,434 \text{ cm}^2 \quad A_{y \min} = 0,0008 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Récapitulation des résultats de calcul du ferrailage

Tableau III.11 : Résultats du ferrailage de la dalle pleine (Entresol)

En travée				
Sens-x	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
	2,5	1.434	4HA10=3.14	25
Sens-y	0.75	1.2	4HA8=2.01	25
En appui intermédiaire				
Sens x, sens-y	1.45	1.434	4HA8=2.01	25
En appui de rive				
Sens x, sens-y	0.86	1.434	4HA8=2.01	25

- **Vérification des espacements : FISSURATION PEU NUISIBLE**

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

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

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

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.83 \times 3.7}{2} \times \frac{6.05^4}{6.05^4 + 3.7^4} = 17.57\text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.83 \times 6.05}{2} \times \frac{3.7^4}{6.05^4 + 3.7^4} = 4.02\text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.14\text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

Vérification à l'ELS :

- **Calcul des moments**

$$\vartheta = 0,2 \text{ et } \rho = 0,61 \rightarrow \mu_x = 0,0857 \quad \mu_y = 0,4781$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times Ps \times l_x^2 = 0.0857 \times 7,75 \times 3.7^2 = 9.09\text{KN} / \text{ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4781 \times 9.09 = 4.34\text{KN} / \text{ml} \end{cases}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 7.72\text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 3.69\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **En appuis intermédiaire :**

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser} = -4.54\text{KN} \cdot \text{m}$$

- **En appuis de rive :** $M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser} = -2.72\text{KN} \cdot \text{m}$

- **État limite de compression du béton :**

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

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

- Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$

- Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Résultats de vérification des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBSERV ATION
Travée	xx	7.72	2,92	4713,13	4.79	15	Vérifiée
	yy	3.69	2.4	3239,4	2.74	15	Vérifiée
Appui inter	xx/yy	4.54	2,4	3239,4	2.02	15	Vérifiée
Appui de rive	xx/yy	2.72	2.4	3238,4	3.37	15	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

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

Sens x-x $\frac{h}{l_x} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}) \Leftrightarrow 0,04 < 0,0425 \dots \dots \dots$ **non vérifié.**

$\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0034 < 0,005 \dots \dots \dots$ **Vérifié.**

Sens y-y $\frac{h}{l_y} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}) \Leftrightarrow 0,024 < 0,0425 \dots \dots \dots$ **Non Vérifié.**

$\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0023 < 0,005 \dots \dots \dots$ **Vérifié.**

La première condition n'est pas vérifiée pour les deux sens, alors il faut calculer la flèche.

Sens xx :

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

$\rho = 0.0026$; $y = 2,92 \text{ cm}$; $I = 4713.12 \text{ m}^4$; $\lambda_i = 8.025$; $\lambda_v = 3,21$

Tableau III.13 : Vérification de la flèche sens x

q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	I _{fj} (cm ⁴)	σ _j (MPa)	μ _j	f _{ji} (mm)
3,75	3.73	31987	108.022	0	0.49
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	I _{fg} (cm ⁴)	σ _g (MPa)	μ _g	f _{gi} (mm)
5,25	5.23	31446	151.23	0,021	0.7
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{fp} (cm ⁴)	σ _p (MPa)	μ _p	f _{pi} (mm)
7.75	7.72	13453	223.24	0.17	2.42
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{fgv} (cm ⁴)	σ _{gv} (MPa)	μ _g	f _{gv} (mm)
7,75	7.72	31768	151.23	0,021	2.08

$\Delta f_{adm} = 0.33\text{cm} < 0.74\text{cm}$. Donc la flèche est vérifiée selon le sens xx.

Sens yy : Pour une portée supérieur à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{605}{1000} + 0,5 = 1,105\text{cm}$

$\rho = 0,0016$; $y = 2,4\text{cm}$; $I = 3239,42\text{ m}^4$ $\lambda_i = 12,53$; $\lambda_v = 5,01$

Tableau III.14 : Vérification de la fleche sens y

Sens	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
y-y	2.67	0,63	1,31	0.89	$2.46 \leq 11,05$	Vérifiée

Remarque

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left(l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right. \quad \text{Avec, } l \parallel L_1 l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40ϕ (acier HA)

• **Schéma de ferrailage**

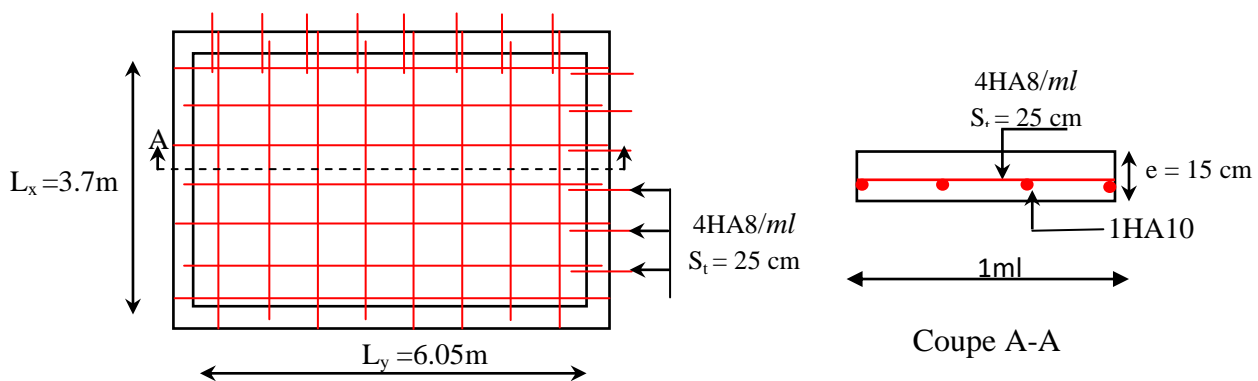


Fig. III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle entresol

a.2 Type2 (dalle autour de l'ascenseur)

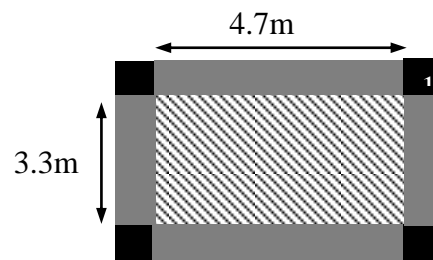
• **Evaluation des charges**

$G = 4.61\text{KN/m}^2$ $Q = 2,5\text{KN/m}^2$ $e = 12\text{cm}$

$P_u = 1.35 \times 4,61 + 1.5 \times 2,5 = 9.97\text{KN/ml}$.

$P_s = 4,61 + 2,5 = 7,11\text{KN/ml}$.

$\rho = \frac{330}{470} = 0.7 \geq 0,4 \rightarrow$ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .



• **Calcul des sollicitations**

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

Tableau III.15 : Sollicitations maximales de la dalle autour de l'ascenseur

Sollicitations							
ELU					ELS		
M_x^{travee} (KN.m)	M_y^{travee} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^{travee} (KN.m)	M_y^{travee} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
5.57	2.4	2.22	14.14	5.27	4.31	2.5	1.7

Calcul a l'ELU

- **Calcul des sections d'armatures**

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Ferrailage de la dalle autour de l'ascenseur

Sens		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
travée	x-x	5.57	0,048	0,062	0,087	1.82	1.094	5HA8=2.51	20
	y-y	2.4	0,02	0,026	0,089	0.77	0.96	4HA8=2.01	25
En appui		2.22	0,019	0,024	0,089	0,71	1.094	4HA8=2,01	25

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

Tableau III.17 : Vérification de l'effort tranchant pour la dalle autour de l'ascenseur

V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Observation	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Observation
13.23	0.11 < 1,17	Vérifiée	4.58	0,038 < 1,17	Vérifiée

Vérification a l'ELS

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

Tableau III.18 : Vérification etat limite de compression de béton de la dalle autour de l'ascenseur

sens		M^s (KNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.
travée	x-x	4.31	2,25	2095.1	4.64 < 15	Vérifiée
	y-y	2.5	2,04	1743.5	2.94 < 15	Vérifiée
appui		1.7	2,04	1743.5	2.02 < 15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

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

Sens x-x $\frac{h}{l_x} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}) \Leftrightarrow 0,045 > 0,0375 \dots \dots \dots$ **Vérfié.**

$\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00209 < 0,005 \dots \dots \dots$ **Vérfié.**

Sens y-y $\frac{h}{l_y} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}) \Leftrightarrow 0,0319 < 0,0375 \dots \dots \dots$ **Non Vérfié.**

$\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0017 < 0,005 \dots \dots \dots$ **Vérfié.**

On doit vérifier la flèche dans sens y

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

Tableau III.19 : Vérification de la flèche dalle autour de l'ascenseur

sens	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
y-y	2.05	0,44	1.05	0.68	$1.98 \leq 9.4$	Vérfiée

• **Schéma de ferrailage**

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente défini comme suit :

$A'_x = 2.05 \times 2.51 = 5,145cm^2$ Soit $A'_x = 5HA12 = 5.65 cm^2$

$A'_y = 2.2 \times 2,01 = 4,422cm^2$ Soit $A'_y = 4HA12 = 4,52 cm^2$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$L_a = a + b + 2l_s$; $L_b = a + b + 2l_s$

$L_a = 2.05 + 2.2 + 2 \times 40 \times 0.012 = 5.21$

$L_b = 2.05 + 2.2 + 2 \times 40 \times 0.012 = 5.21$

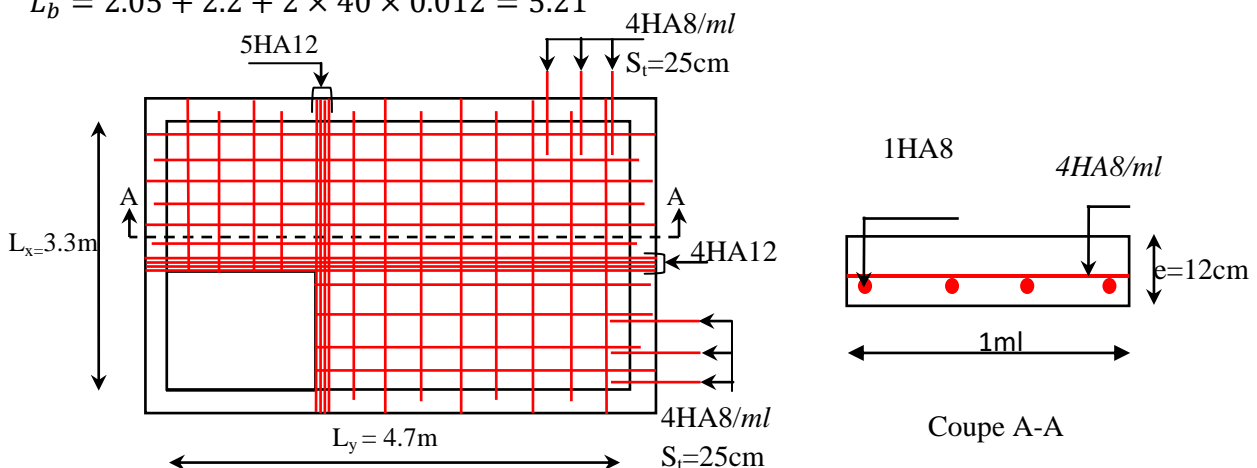


Fig. III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle autour de l'ascenseur

b. Dalle sur trois appuis

Tableau III .20 : Récapitulatif des dalles sur 3 appuis

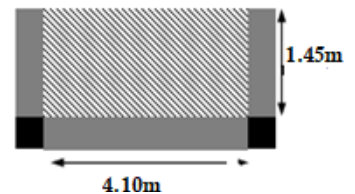
	DP1	DP2	DP5	DP7	DP4	DP6
lx	145	145	60	140	105	130
ly	455	470	370	370	135	360
$\rho = \frac{lx}{ly}$	0.31	0.3	0.35	0.37	0.77	0.81
$\rho \leq 0.4$	Les dalles travaillent selon un seul sens			La dalle travaille selon deux sens		

b.1.Type1 :dalle sur 3 appuis (balcon) $\rho \leq 0.4$

On prend le cas le plus défavorable DP2, et on adoptera le même ferrailage pour les autres

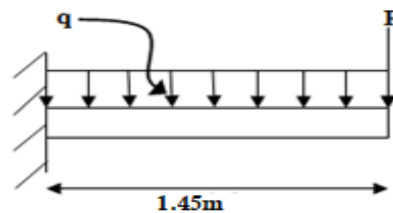
$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{4.10} = 0.354$ La dalle est considérée portante dans

Le sens lx (travaille comme une console)



Dans ce cas les sollicitations se calculent comme suit :

$$\begin{cases} M = -\left(\frac{qlx^2}{2} + P'lx\right) \\ V = ql + P' \end{cases}$$



Evaluation des charges :

Fig III.8 : Schéma statique de la dalle sur 3 appuis

Soit : G=4.61 Q=3.5 P=1KN (la charge concentrée due au poids du grade corps)

L'ELU :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.4735\text{KN/ml} \\ P_u = 1.35 \times P = 1.35\text{KN/ml} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_u = -\left(\frac{11.4735 \times 1.45^2}{2} + 1.35 \times 1.45\right) = -14.019 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (11.4735 \times 1.45 + 1 \times 1.35) = 17.987\text{KN.m}$$

L'ELS :

$$\begin{cases} q_s = G + Q = 8.11\text{KN/ml} \\ P_s = 1 \times P = 1\text{KN/ml} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$M_s = -\left(\frac{8.11 \times 1.45^2}{2} + 1 \times 1.45\right) = -9.976 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire

Tableau III.21 : Ferraillage de la DP2

$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St
14.019	0.122	0.163	0.0841	4.796	5HA12=5.65cm ²	20

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

Pour : $e=12 \text{ cm}$ et $\rho < 0.4$: $A_{y\min} = A_{x\min} = 0.0008 \times b \times e = 0.96 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

- **Espacement des armatures :** fissuration nuisible

$St_y \leq \min(3e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ **Condition vérifiée**

- **Armature de répartition :**

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.883 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On prend: } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; St=20\text{cm}$$

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

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{17.987 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.1998 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

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

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63$$

Le tableau résume la vérification des contraintes :

Tableau III.22 : Vérification des contraintes DP2

M _{ser} (KN)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ _{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
9.976	3.1492	3421.685	9.176	15	vérifiée	144.92	201.63	vérifiée

• Vérification de la flèche :

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

Sens x-x $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,08275 > 0.1 \dots \dots \dots$ **Vérifié.**

$\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0062 > 0,0105 \dots \dots \dots$ **Non Vérifié.**

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants :

Tableau III.23 : Vérification de la flèche DP2

sens	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf ≤ f _{adm} (mm)	Observation
x-x	1.857	0.356	2.115	0.842	2.774 < 2.9	Vérifiée

• Schémas de ferrailage :

5HA12/ml

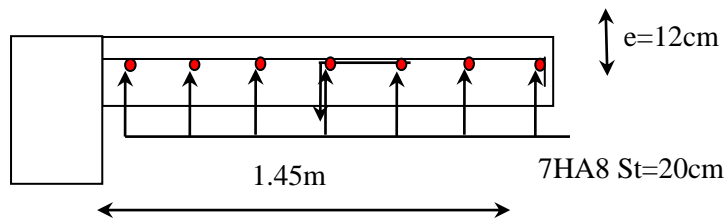


Fig.III.9 :Schéma de ferrailage de la DP2

b.2. Type 2 :dalle sur 3 appuis (balcon) ρ > 0.4

On prend le cas le plus défavorable entre DP4 et DP6 et on adoptera le même ferrailage

Calcul des sollicitations.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases} \quad 2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

Ici on va calculer la DP6 $130 < \frac{360}{2} = 180 \Rightarrow L_x < L_y/2$

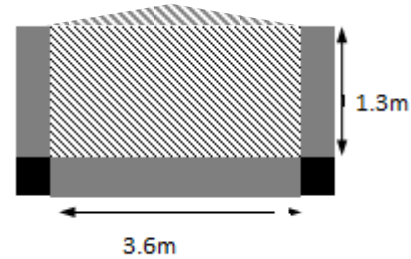
$$\text{Donc } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

On a: $G = 4.61 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ $e=12\text{cm}$

ELU $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.47 \text{ KN/m}$

ELS $P_s = G + Q = 8.11 \text{ KN/m}$

Calcul a l'ELU



• Calcul des moments

$$\begin{cases} M_{0y} = 11.47 \times \frac{1.3^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 4.2 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 11.47 \times \frac{1.3^2}{2} \times 3.6 - \frac{2}{3} \times 11.47 \times 1.3^3 \Rightarrow M_{0x} = 18.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments compte tenue de l'encastrement

➤ En travée $\begin{cases} M^x_u = 0.85M^x_{0u} = 15.38 \text{ KN.m} \\ M^y_u = 0.85M^y_{0u} = 3.57 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui $M^x_{ser} = M^y_{ser} = -0.3M_{0ser} = -5.42 \text{ KN.m}$

• Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml.

Tableau III.24 : Résultats de ferrailage de la dalle DP6

sens		$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St
travée	x-x	15.38	0.134	0.18	0.083	529	5HA12=5.65cm ²	20
	y-y	3.57	0.031	0.039	0.088	1.15	5HA8=2.51cm ²	20
appui		5.42	0.047	0.06	0.087	1.77	5HA8=2.51cm ²	20

• Vérification de la condition de non fragilité :

Pour : $e=12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$: $A_{ymin} = A_{xmin} = 0.0008 \times b \times e = 0.96 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

• Espacement des armatures : fissuration nuisible $St_y \leq \min(3e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ Condition vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{11.47 \times 1.3}{2} \times \frac{3.6^4}{1.3^4 + 3.6^4} = 7.33 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{11.47 \times 3.6}{2} \times \frac{1.3^4}{3.6^4 + 1.3^4} = 0.34 \text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0,081 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

Vérification à l'ELS :

- **Calcul des moments**

$$\begin{cases} M_{0y} = 8.11 \times \frac{1.3^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 2.96 \text{KN.m} \\ M_{0x} = 8.11 \times \frac{1.3^2}{2} \times 3.6 - \frac{2}{3} \times 8.11 \times 1.3^3 \Rightarrow M_{0x} = 12.79 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments compte tenue de l'encastrement**

➤ **En travée** $\begin{cases} M^x_{ser} = 0.85 M^x_{0ser} = 10.87 \text{KN.m} \\ M^y_{ser} = 0.85 M^y_{0ser} = 2.52 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ **En appui** $M^x_{ser} = M^y_{ser} = -0.3 M_{0ser} = -3.83 \text{KN.m}$

- **Vérification des contraintes**

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

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

$$\sigma_{st} = 15 \bar{\sigma}_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}\right) = 201.63$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

Tableau.III.25. : Vérification des contraintes DP6

sens		M _{ser} (KN)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ _{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
travée	x-x	10.87	3.1	3942.2	8.68	15	vérifiée	240.06	201.63	Non vérifiée
	y-y	2.52	2.04	1743.5	4.5	15	vérifiée	121.91	201.63	vérifiée
appui		3.83	2.04	1743.5	1.046	15	vérifiée	185.35	201.63	vérifiée

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha \in [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 : Ferrailage a l'ELS DP6

sens		M _{ser} (KN.m)	β	α	A _{ser} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
travée	x-x	10.87	6.65×10 ⁻³	0.37	6.83	5HA14=7.7	20

• Vérification de la flèche

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

Sens x-x $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,092 > 0,0425 \dots \dots \dots$ **Vérfifié.**

$\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0085 > 0,005 \dots \dots \dots$ **Non Vérfifié.**

Sens y-y $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0,033 < 0,0425 \dots \dots \dots$ **Non Vérfifié.**

$\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0027 < 0,005 \dots \dots \dots$ **Vérfifié.**

Les conditions de flèche ne sont vérifiées dans les deux sens.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants :

Tableau III.27 : Vérification de la fleche DP6

sens	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf ≤ f _{adm} (mm)	Observation
x-x	0.69	0.13	0.73	0.305	0.97 < 2.6	Vérfifiée
y-y	1.04	0.225	0.61	0.34	1.07 ≤ 7.2	Vérfifiée

• Schémas de ferrailage

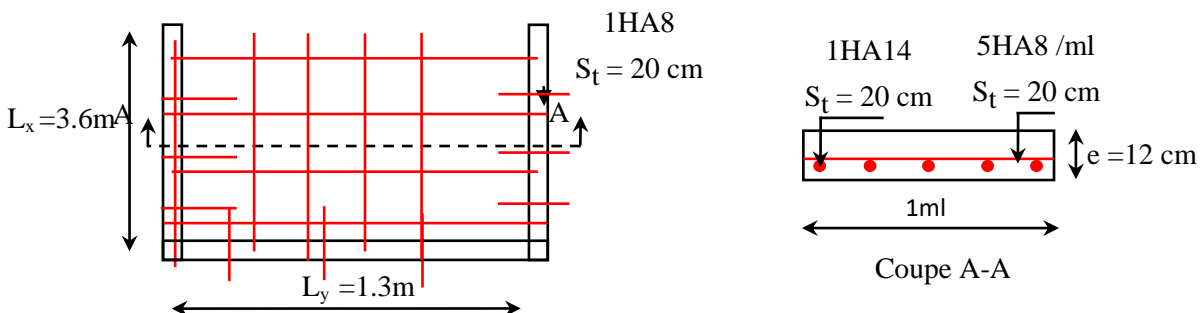


Fig. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle DP6

c. Dalle sur deux appuis perpendiculaires

$$\rho = \frac{145}{455} = 0.31 \text{ La dalle DP3 travaille selon un sens}$$

$$G = 4,61 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 P = 1 \text{ KN}$$

P : charge concentrée due au poids du garde du corps

Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ ml } q_u = 11,47 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \text{ KN}$$

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{11,47 \times 1,45^2}{2} + 1,35 \times 1,45\right) \rightarrow M_u = -10.1 \text{ Kn.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 11,47 \times 1,45 + 1,35 \Rightarrow V_u = 17,95 \text{ KN}$$

Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml } \Rightarrow q_s = 8.11 \text{ KN/ml} \quad P_s = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -\left(\frac{8.11 \times 1,45^2}{2} + 1 \times 1,45\right) \Rightarrow M_s = -7.07 \text{ Kn.m}$$

• Calcul du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{10.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 14,2} = 0,088 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,115; z = 0,085 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{10.1 \times 10^{-3}}{0,085 \times 348} = 3.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 1 \times 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on choisit } A_t = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• L'espace

$$S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \text{ FN Soit } S_t = 20\text{cm}$$

• Les Armatures de répartition

$$A_y = A_t/3 = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

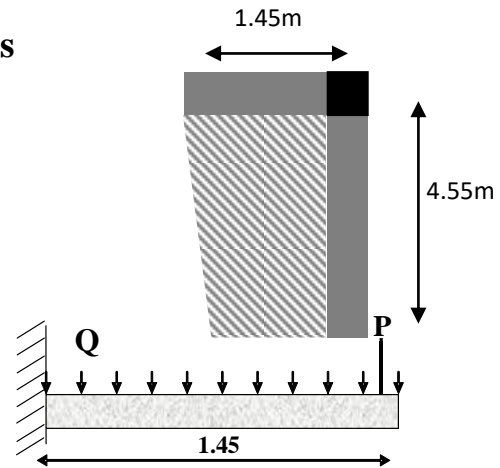


Fig.III.11 : Schéma statique de la dalle DP3

• **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{17,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

• **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50y^2 + 58,95 \cdot y - 530,37 = 0$$

$$Y = 2,72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 33 \times 2,72^3 + 15 \times 3,93 (9 - 2,72)^2$$

$$I = 2995,68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3 f_{c28} \Rightarrow \frac{7,07 \cdot 10^{-3}}{2995,68 \cdot 10^{-8}} \times 0,0272 \leq 0,6 \times 25$$

$$6,41 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$15 \times \frac{7,07 \cdot 10^{-3}}{2995,68 \cdot 10^{-8}} (0,09 - 0,0272) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 222,02 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ non Verifiée}$$

Remarque : la condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7,07 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 4,32 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,31$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7,07 \cdot 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,31}{3}\right) 201,63} = 4,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s = 5HA12 = 5.65cm^2/ml$. Avec $S_t = 20\text{ cm}$

• **Les Armatures de répartition**

$A_y = \frac{5.65}{3} = 1.88cm^2/ml$

Soit $A_y = 4HA8 = 2.01\text{ cm}^2/ml$ Avec $S_t = 25\text{ cm}$

Vérification de la flèche

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

Sens x-x 1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,08275 > 0.1 \dots \dots \dots$ **Vérfié.**
 2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00627 > 0,0105 \dots \dots \dots$ **Non Vérfié.**

Les conditions ne sont pas vérifiées on à besoin de vérifier la flèche.

Tableau III.28 : Vérification de la flèche DP3

Sens	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
y-y	0.14	0.03	0.082	0.047	$0.14 \leq 2.9$	<i>Vérfiée</i>

• **Schémas de ferrailage**

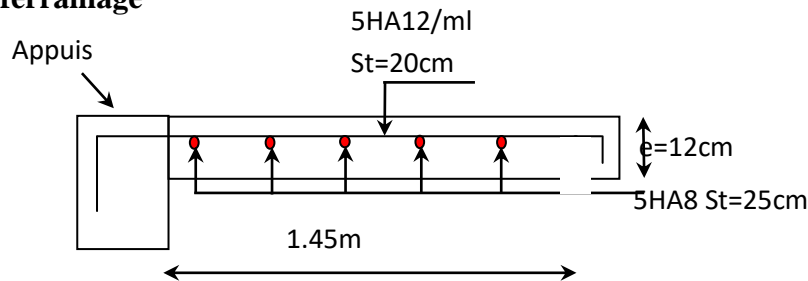


Fig. III.12 : Schéma de ferrailage de la DP03

III.3 Escaliers

III.3.1 Coffrage escalier

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- H : la hauteur du palier ;
- L_0 : longueur projetée de la volée
- L_v : longueur de la volée ;
- L_p : longueur du palier départ ;
- L'_p : longueur du palier d'arrivée.

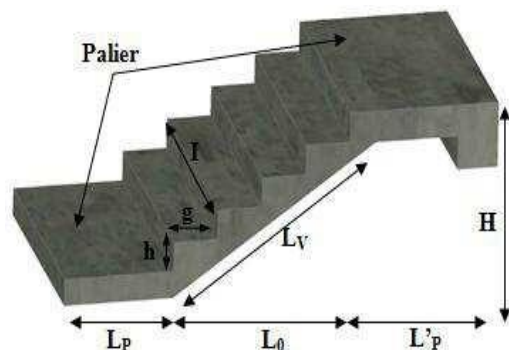


Fig. III.13 : Illustration d'un escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

$$\text{avec : } h = \frac{H}{n} \qquad g = \frac{L}{n-1}$$

$n - 1$: nombre de marche ; L : longueur de la volée

n : nombre contre marche ; H : la hauteur de la volée ;

On distingue dans notre projet un escalier a trois volée (escalier étage courant)

Première et troisième volée :

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

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

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \Rightarrow$$

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

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

- Le nombre de contre marche est : $n = 7$
- Le nombre de marche est : $n - 1 = 6$

Calcul du giron(g) et la hauteur d'un contre marche (h) :

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

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$.



Fig. III.14 : Vue en 3D de l'escalier

Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'$

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier du départ.

L' : longueur du palier d'arrivée

$$L_v = 180^2 + 119^2 = 215.78 \text{ cm.}$$

$$L = 145 + 145 + 215.78 = 505.78 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 16.85 \leq e \leq 25.89$$

$e \geq 11 \text{ cm}$... pour deux heures de coupe-feu. On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

Deuxième volée : Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée)

$$e \geq \frac{L}{20} \rightarrow e \geq \frac{175}{20} = 8.75 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$... pour deux heures de coupe-feu. On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

Tableau III.29 : Récapitulatif des dimensions des escaliers

volée	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
1 et 3	33.46	7	17	30	20
2	48.57	2	17	30	20

III.3.2 Ferrailage des escaliers :

Les parties AB et CD sont identiques, donc on va étudier seulement la partie AB et les résultats vont être appliqués sur l'autre partie.

Partie AB :

- **Evaluation des charges permanentes des escaliers :**

$$G_v = 10.05 \text{ KN/m}^2 \quad G_p = 6.43 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

Avec : G_v : poids propre de la volée. G_p : poids propre de palier.

Combinaison de charges :

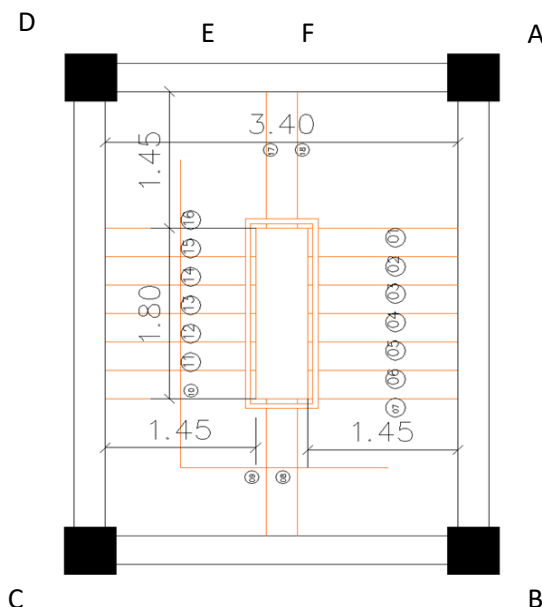


Fig. III .15 : Vue en plan de l'escalier

➤ Sur la volée :

ELU : $q_u = q_1 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 17.317 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G_v + Q = 12.55 \text{ KN/m}$

➤ Sur le palier :

ELU : $q_u = q_2 = 1.35 G_e + 1.5 Q = 12.431 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G_e + Q = 8.93 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations :

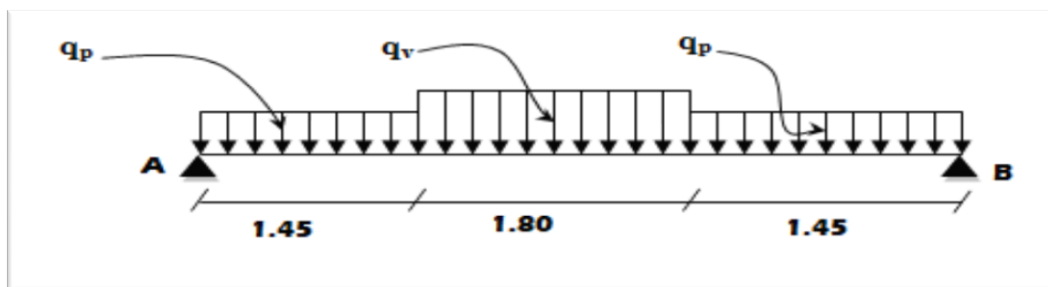


Fig. III.16 : Schéma statique de l'escalier

• Réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.45 \times 12.431 + 1.8 \times 17.317 + (12.431 \times 1.45)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 67.2205 \text{ KN}$$

$$\sum F_{B} = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{1.45^2}{2} \times 12.431 + 1.8 \left(\frac{1.8}{2} \times 1.45 \right) \times 17.317 + 1.45 \left(\frac{1.45}{2} + 1.8 + 1.45 \right) \times 12.431 \right] / 4.7$$

$$\Rightarrow R_A = 33.61 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_D = 33.61 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant et effort tranchant :

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

Tronçon1 : $0 \leq x \leq 1.45$

$$T(x) = -12.431x + 38.61$$

$$T(0) = 33.61 \text{ KN}$$

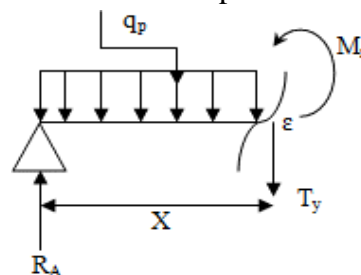


Fig. III.17 : Tronçon 01

$T(1.45) = 51.635 \text{ KN}$

$M(x) = -6.215 x^2 + 33.61x$

$M(0) = 0$

$M(1.45) = 35.67 \text{ KNm}$

Tronçon 2 : $1.45 \leq x \leq 3.25$

$T(x) = -17.317 x + 40.69$

$T(1.45) = 15.585 \text{ KN}$

$T(3.25) = -15.585 \text{ KN}$

$M(x) = -8.658 x^2 + 40.694x - 5.137$

$M(1.45) = 35.67 \text{ KN.m}$

$M(3.25) = 35.67 \text{ KN.m}$

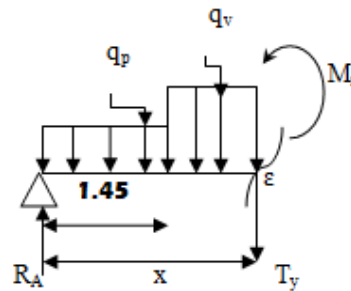


Fig. III. 18 : Tronçon 02

• **Calcul de l'extremum :**

$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow -17.32x + 40.695 = 0$

$x=2.35 \quad M(2.35) = 42.68 \text{ KNm}$

$M^{max} = 42.68 \text{ KN.m}$

$V^{max} = RA = 33.61 \text{ KN}$

• **Calcul des moments réels :**

$M_t^{max} = 0.75 \times 42.68 = 32.01 \text{ KNm}$

$M_a^{max} = -0.5 \times 42.68 = -21.34 \text{ KNm}$

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.2) \text{ m}^2$

Tableau III.30 : Ferraillage escalier partie AB

Position	ubu	α	Z(m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A^{choisi} (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	0.069	0.090	0.17	5.28	2.053	5HA12 = 5.65	20
Appuis	0.046	0.059	0.17	3.48	2.053	5HA10 = 3.93	20

• **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A_{principales}}{4}$$

En travée : $A_{Principales} = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$; $St = 33\text{ cm}$

En appui : $A_{principales} = 3.93\text{cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$; $St = 33\text{ cm}$

Calcul A l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.1867\text{ Mpa} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{ MPA} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul A l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications sont :

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

$$M_s^{max} = 50.79\text{ KN/m} \begin{cases} M_T = 0.75 \times 50.79 = 38.09\text{ KN/m} \\ M_a = -0.5 \times 50.79 = 25.395\text{ KN/m} \end{cases}$$

Tableau III.31 : Vérification de la contrainte du béton partie AB

Position	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	38.09	4.740	18451.27	9.79 < 15	Verifiée
Appui	25.395	4.055	13686.14	7.524 < 15	Verifiée

• **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0425 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.00313 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements, j et p g :

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

Sous g : $\begin{cases} q_p = 6.43 \text{ KN/m} \\ q_v = 10.05 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 2.0477 \text{ KNm}$

Sous j : $\begin{cases} q_p = 5 \text{ KN/m} \\ q_v = 8.46 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 1.6725 \text{ KNm}$

sous p : $\begin{cases} q_p = 8.93 \text{ KN/m} \\ q_v = 12.5 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 2.619 \text{ KNm}$

On a: $Y = 4.7407 \text{ cm}$; $I = 18451.27 \text{ cm}^4$; $\rho = 0.003138$; $\lambda_i = 6.3186$; $\lambda_v = 2.5274$

$E_v = 10721.398 \text{ Mpa}$; $E_i = 32164.495 \text{ Mpa}$

Tableau III.32 : Vérification de la flèche partie AB

	$M_{st}(\text{KN.m})$	$I_{fi}(10^{-4})\text{m}^4$	$\sigma(\text{Mpa})$	U	$f_i(\text{mm})$	$f_v(\text{mm})$
Sous « g »	2.047	13.75738	220.73	0.268	1.0130	1.89137
Sous « j »	1.672	18.57716	180.223	0.158	0.6127	
Sous « p »	2.619	11.58001	282.371	0.349	1.5393	

$\Delta f_t = f_v^g - f_i^j + f_i^p - f_i^g \Rightarrow \Delta f_t = 1.8049 < f = \frac{470}{500} = 9.4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Partie EF : Cette partie se calcul comme une console.

- Evaluation des charges des escaliers :

$G_v = 11.82 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ $e = 20 \text{ cm}$

Evaluation des charges a l'ELU

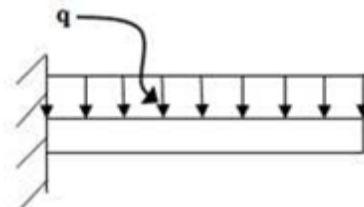


Fig. III.19 : Schéma statique de la volée 2

Le calcul se fait comme une poutre de section $(b \times h) = (30 \times 20) \text{ cm}^2$

$q_v = (1.35G_v + 1.5Q) \times 0.3 = (1.35 \times 11.82 + 1.5 \times 2.5) \times 0.3 = 5.91 \text{ KN/m}$

- Calcul des sollicitations

$M_u = -\frac{qvl^2}{2} = \frac{-5.91 \times 1.75^2}{2} = -9.05 \text{ KNm}$

$V_u = q_v \times l = 5.91 \times 1.75 = 10.35 \text{ KN}$

- Calcul de ferrailage :

M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} (\text{cm}^2)$	$A^{min} (\text{cm}^2)$	$A_{choisis} (\text{cm}^2)$
-9.05	0.066	0.085	0.174	1.495	0.65	3HA8 = 1.51

Tableau III.33 : Ferrailage de la partie EF

Armatures de répartitions

$$A_{rep} = \frac{A_{choisi}}{4} = 0.377 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : $A_{rep} = 3\text{HA}6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.35 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.18} = 0.1916 \text{ MPA} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPA}$$
 Condition vérifiée

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul à l'ELS :**

Soit : $q_v = (G + Q) \times 0.3 = (11.82 + 2.5) \times 0.3 = 4.29 \text{ KN/m}$

$M_s = -4.58 \text{ KNm}$

- **Vérification des contraintes :**

Tableau III.34 : Vérification des contraintes de béton sur la partie EF

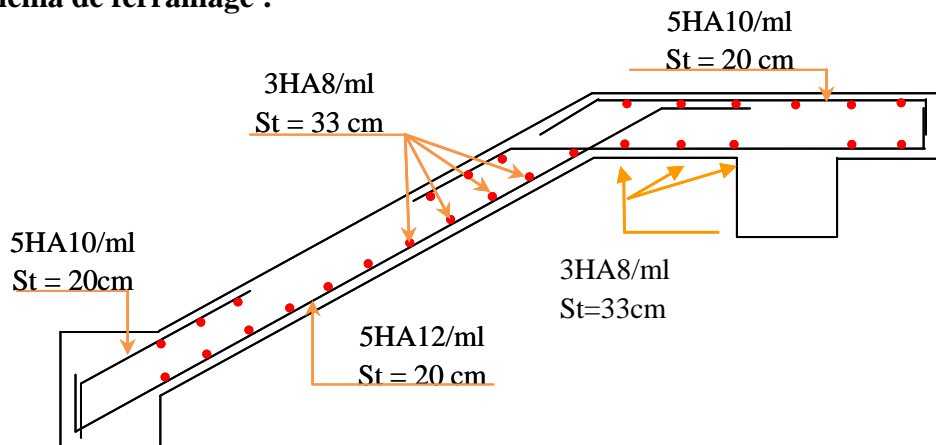
Ms (KN. m)	Y (cm)	I(cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
-6.58	5.16	6505.8	5.22	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 9.71 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Verifiee} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0029 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{Verifiee} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage :**



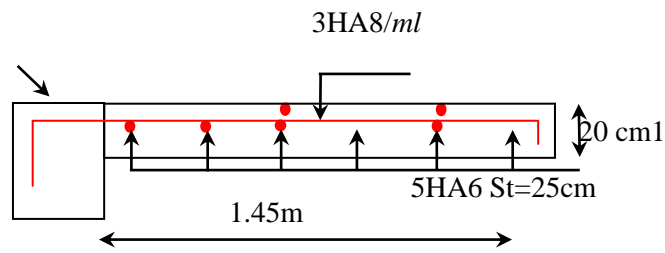


Fig.III.21 : Schéma de ferrailage de la partie EF

III.3.3. étude de la poutre brisée

III.3.3.1. coffrage

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

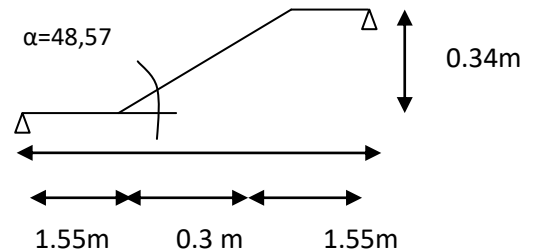
$$l^* = \sqrt{0.3^2 + 0.34^2}$$

$$L = 1.55 + 0.45 + 1.55 = 3.55$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}$$

Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend } b = 30\text{cm} \quad h = 35\text{cm}$$



III.3.3.2. ferrailage

Calcul a L'ELU

1) Calcul a la torsion

Le moment maximum, aux appuis $M_t = 21.34\text{ KNm}$

$$\text{Le moment de torsion } MT = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{21.34 \times 3.4}{2} = 36.278\text{ KNm}$$

- **Ferrailage de la poutre brisée a la torsion**

Avec : U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_l : Armatures longitudinales

A_t : Armatures transversales

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.075 \text{ m}^2 \quad e = \frac{1}{6} b = 5 \text{ cm} \quad U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e} = \frac{36.278 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 7.64 \text{ cm}^2 \quad A_t^{\min} = \frac{0.4 \times U \times e}{f_e}$$

On fixe $S_t = 20 \text{ cm}$ $A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{36.278 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 1.39 \text{ cm}^2$ $A_t^{\min} = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e}$

Tableau III.35 : Ferrailage a la torsion de la poutre brisée

e(cm)	(m ²)	U (m)	A _l (cm ²)	A _l ^{min} (cm ²)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)
5	0.075	1.1	7.64	0.55	1.39	0.1

- **Contrainte de cisaillement en torsion**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{36.278 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 4.83 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.6^2 + 4.83^2} = 4.86 \text{ MPa}$$

$$\tau > \bar{\tau} \text{ donc on augmente la section } b = 35 \text{ h} = 40$$

On obtient les résultats suivants après augmentation de la section

Tableau III.36 : Ferrailage en torsion de la poutre brisée après augmentation de la section

e(cm)	(m ²)	U (m)	A _l (cm ²)	A _l ^{min} (cm ²)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	τ_T (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
5.83	0.0996	1.26	6.59	0.73	1.04	0.11	3.12	3.33

2) Calcul a la flexion simple

Évaluation des charges

La poutre est soumise a son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.4 = 3.5 \text{ KN/m (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times \frac{0.35}{\cos 48.57^\circ} = 5.29 \text{ KN/m (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par le palier :

$R_D = 33.61 \text{ KN/ml}$

$R_P = q_v \times 1.45 = 8.56 \text{ KN/ml}$

Avec:

R_D :La charge ramenée par la partie AB et DC

R_P :La charge ramenée par la partie EF

• **Calcul des sollicitations**

$g_0^u = 1.35 \times 3.5 = 4.725$

$g_1^u = 1.35 \times 5.29 = 7.14$

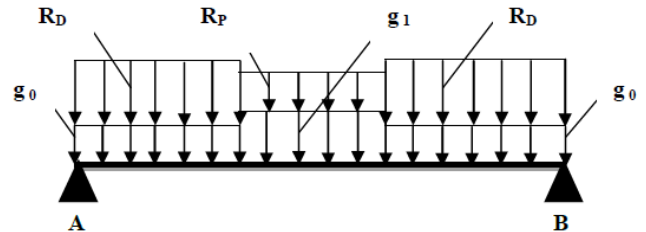


Fig. III.22 : Schéma statique de la poutre brisée

Après le calcul par la méthode RDM

on trouve :

Tableau III.37 : Sollicitation à l'ELU de la poutre brisée

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
61.76	61.76	1.69	49.84	-24.92	37.38	61.76

• **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple**

Tableau III.38 : Ferraillage en flexion de la poutre brisée

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)
En travée	37.38	0.055	0.07	0.359	1.69	2.99
En appui	-24.92	0.036	0.045	0.363	1.69	1.97

• **Calcul de contraintes de cisaillement en flexion simple**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61.76 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37} = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$ Condition

vérifiée

• **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit $S_t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$ condition vérifiée

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3ft_{28}) \times b \times St}{0.9f_e} = \frac{(0.47 - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.2}{0.9 \times 400} = -0.31 \text{ cm}^2$$

$A_t = \max(0.7; -0.31)$ donc $A_t = 0.7 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage global à la flexion simple et à la torsion**

Tableau III.39 : Ferraillage global de la poutre brisée

	Flexion simple		Torsion	Flexion simple + torsion			
	Travée	appuis		travée		Appuis	
Moments (KN.m)	35.32	-23.55	36.278	$A_t^{\text{calculé}}$ (cm^2)	A_t^{choisis} (cm^2)	$A_a^{\text{calculé}}$ (cm^2)	A_a^{choisis} (cm^2)
Armatures longitudinales (cm^2)	2.99	1.97	6.59	$2.99 + \frac{6.59}{2} = 6.285$	6HA12=6.79	$1.97 + \frac{6.59}{2} = 5.265$	5HA12=5.65
Armatures transversales (cm^2)	0.7		1.04	1.74 Soit 4Ø8 = 2,01 cm^2 (un cadre + un étrier).			
Contraintes de cisaillement (MPa)	0.45		3.12	$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_r^2} = 3.17 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$			

Calcul à l'ELS

- **Vérification des contraintes**

Tableau III.40 : Vérification des contraintes poutre brisée

	$M_s(\text{KN.m})$	$y(\text{m})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{MPa})$
travée	27.105	0.12	83816.62	3.88	15
appuis	18.07	0.11	72819.93	2.37	15

- **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

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

Tableau IVI.41 : Vérification des conditions de la fleche

Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)
0.117 ≥ 0.0625	0.117 ≥ 0.1	≤ 0.0105

Donc d’après le tableau c’est inutile de faire la vérification de la flèche

• **schéma de ferrailage**

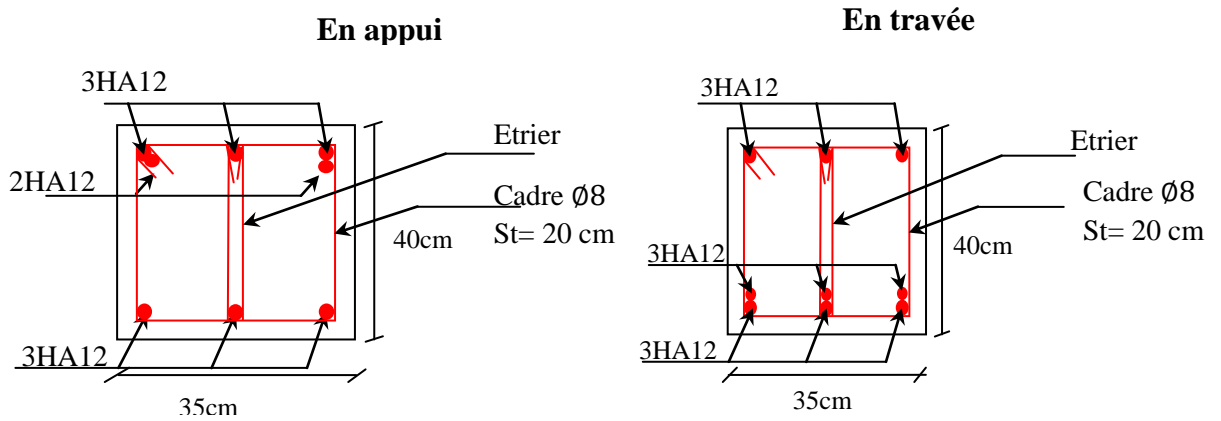


Fig III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4. Dalles de L’ascenseur :

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- dalle qui sert d’appui à l’ascenseur (dalle au dessous).
- 2)- dalle de salle machine (locale).

III.4.1 Etude de la dalle pleine au-dessous de l’ascenseur :

• **coffrage**

On a : $L_x = 2.05m$; $L_y = 2.2m$; $S=4.51m^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.05}{2.2} = 0.932 > 0.4 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

$\longrightarrow \frac{205}{45} \leq e \leq \frac{205}{40} \longrightarrow 4.555 \leq e \leq 5.125$

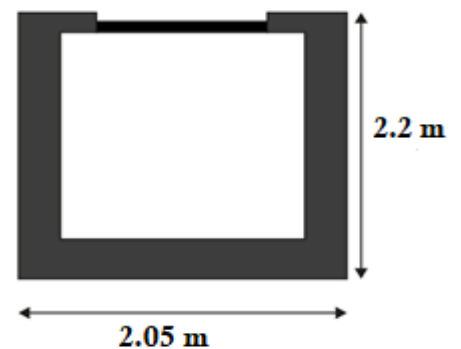


Fig. III.24 : Dimensions de l’ascenseur

$e \geq 11$ cm pour 2h de coupe-feu $e \geq 14$ cm isolation phonique $\longrightarrow e=15$ cm

Evaluation des charges et surcharges :

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et du revêtement :

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = (25 \times 0.15) + (22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN} / m^2$$

Poids de l'ascenseur :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{4.51} = 32.1 \text{ KN/m}^2$$

Poids total :

$$G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 32.151 + 4.85 = 37.001 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison d'action :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35 G_i + 1.5Q = 52.20 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS: } q_s = G_i + Q = 38.501 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$\rho = 0.932 \quad U_x = 0.0428 \quad U_y = 0.845$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_0^x = U_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0428 \times 52.20 \times 2.05^2 = 9.389 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.845 \times 9.389 = 7.934 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement) :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.389 = 7.042 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 7.934 = 5.951 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui: } M_0^x = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 9.389 = -4.6945 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple

Tableau III.42. : Ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur

Position	Sens	M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{choisi} (cm ² /ml)	St
Travée	X-X	7.0424	0.024	0.034	0.13	1.55	1.63	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5.951	0.023	0.029	0.13	1.32	1.63	4HA8=2.01	25
Appui		-4.6945	0.018	0.023	0.13	0.99	1.63	4HA8=2.01	25

• Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$

$V_u^x = 30.51 \text{ MPa}$ $\tau_u = 0.226 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• Vérification à l'ELS :

$q_s = 38.501 \text{ KN/m}^2$; $\rho = 0.932$; $U_x = 0.050$; $U_y = 0.893$

$M_0^x = 8.09 \text{ KN.m}$; $M_0^y = 7.232 \text{ KN.m}$

Moments corrigés :

$M_t^x = 6.0675 \text{ KN.m}$; $M_t^y = 5.424 \text{ KN.m}$; $M_a^x = -4.045 \text{ KN.m}$

Tableau III.43 : Vérification des contraintes de la dalle au-dessous de l'ascenseur

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	6.067	2.57	4167.69	3.741 < 15	vérifiée
	y-y	5.424	2.57	4167.69	3.344 < 15	vérifiée
Appui		-4.045	2.57	4167.69	2.49 < 15	vérifiée

• Vérification à la flèche :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \frac{e}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_t^{max}}{20 \times M_0^x}\right) \rightarrow 0.07317 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.00149 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \frac{e}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_t^{max}}{20 \times M_0^x}\right) \rightarrow 0.0682 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

• Schéma de ferrailage

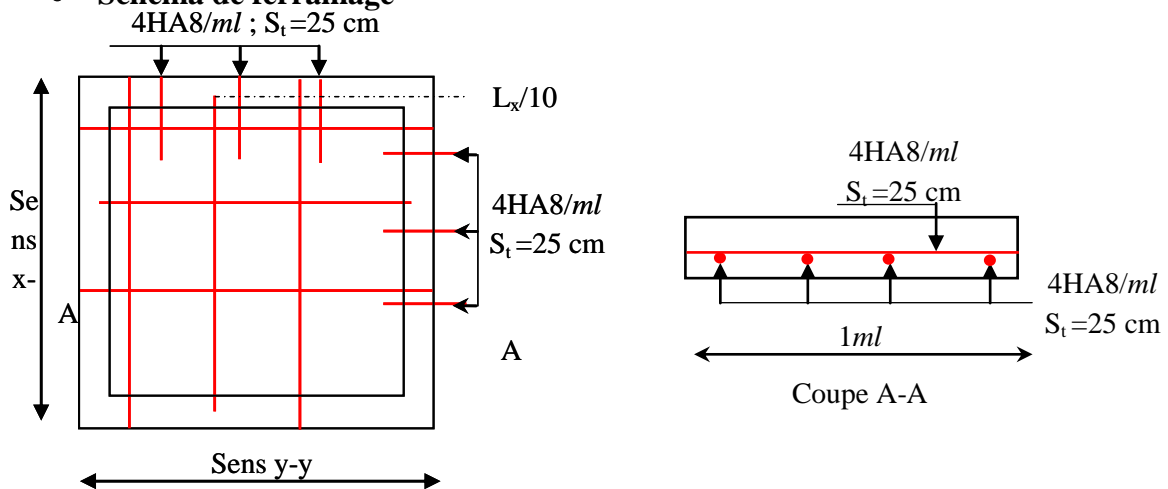


Fig. III.25 : Ferrailage de la dalle au-dessous

III.4.2. Dalle de salle machine :

On a le schéma représentant la surface d'impact :

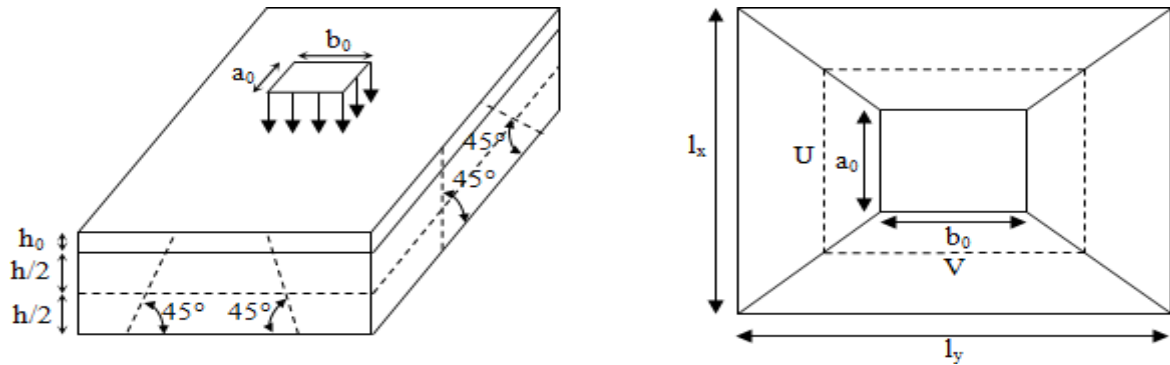


Fig. III.26 : Illustration de la surface d'impacte

On a :

$$U = a_0 + h_0 + 2\zeta h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\zeta h_1$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

À l'ELU :

$$\text{On a : } g = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = \mathbf{97.605 \text{ KN}}$$

• **Calcul des sollicitations :**

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_U \times (M_1 \times v M_2) \\ M_y = P_U \times (M_2 \times v M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe II**, en fonction de ρ .

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{U}{L_y} ; \beta = \frac{v}{L_y}$$

$$v : \text{coefficient de poisson} \quad \rho = 0.932 \quad v \begin{cases} v = 0 : \text{ELU} \\ v = 0.2 : \text{ELS} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.5122$$

$$M_1 = 0.1$$

$$\beta = 0.4773$$

$$M_2 = 0.08$$

Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$M_1^x = P_u \times M_1 = 97.605 \times 0.1 = 9.7605 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = P_u \times M_2 = 97.605 \times 0.08 = 7.8084 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = \begin{cases} U_x = 0.0428 \\ U_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.5 = 8.7975 \text{ KN/m}$$

$$M_2^x = U_x \times L_x^2 = 0.0428 \times 8.7975 \times 2.05^2 = 1.5823 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = U_y \times M_2^x = 0.8450 \times 1.5823 = 1.337 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 9.7605 + 1.5823 = 11.3428 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 7.8084 + 1.337 = 9.1454 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés :

$$M_t^x = 0.75 \times 11.3428 = 8.5071 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 9.1454 = 6.8591 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 11.3428 = -5.67 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b = 1 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$ Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.44 : Ferraillage de la dalle de salle machine

Position	Sens	M(KNm)	μ_{bu}	A	Z (m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Achoisie	St (cm)
Travée	X-X	8.5071	0.033	0.042	0.13	1.88	1.63	4HA8=2.01	25
	Y-Y	6.8591	0.027	0.034	0.13	1.52	1.63	4HA8=2.01	25
Appui		-5.6714	0.019	0.028	0.13	1.25	1.63	4HA8=2.01	25

Vérification à l'ELU :

- **Vérification des espacements :**

Pour un chargement concentré et FPN.

$$St \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u + v) = 2(150 + 150) = 420 \text{ cm}$$

$$P_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times 420 \times 10^1 \times 0.1 \times \frac{2.5}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \tau_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

On a:

$$v = u \quad V_{max} = \frac{P_u}{3v} = \frac{97.605}{3 \times 105} = 30.986 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.986}{1 \times 0.135} = 0.22953 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = 72.3 \text{ KN}$

$$M_1^x = q_{ser} (M_1 + v M_2) = 72.3(0.1 + 0.2 \times 0.08) = 8.3868 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = q_{ser} (M_2 + v M_1) = 72.3(0.08 + 0.2 \times 0.1) = 7.23 \text{ KN.m}$$

Les moments dus au poids de la dalle : $q_{ser} = 4.85 + 1.5 = 6.35 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_2^y = U_y \times M_x^2 = 1.192 \text{ KN.m} \\ M_2^x = U_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 1.334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 8.38681 + 1.334 = 9.7208 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 7.23 + 1.192 = 8.422 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés :

$$M_t^x = 0.75 \times 9.72 = 7.2906 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 8.422 = 6.3165 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 9.72 = -4.8604 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

Tableau III.45 : Vérifications des contraintes dalle salle machine

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
Travée	x-x	7.2906	2.57	4167.69	4.49 < 15	vérifiée
	y-y	6.3165	2.57	4167.69	3.89 < 15	vérifiée
Appui		-4.8604	2.57	4167.69	2.997 < 15	vérifiée

• Vérification de la flèche :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \frac{e}{L_x} \geq \max \left(\frac{M_t^{max}}{20 \times M_0^x} \right) \rightarrow 0.07317 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.00149 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \frac{e}{L_x} \geq \max \left(\frac{M_t^{max}}{20 \times M_0^x} \right) \quad 0.0682 \geq 0.03248 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

• Schémas de ferrillage :

4HA8/ml ; S_t=25 cm

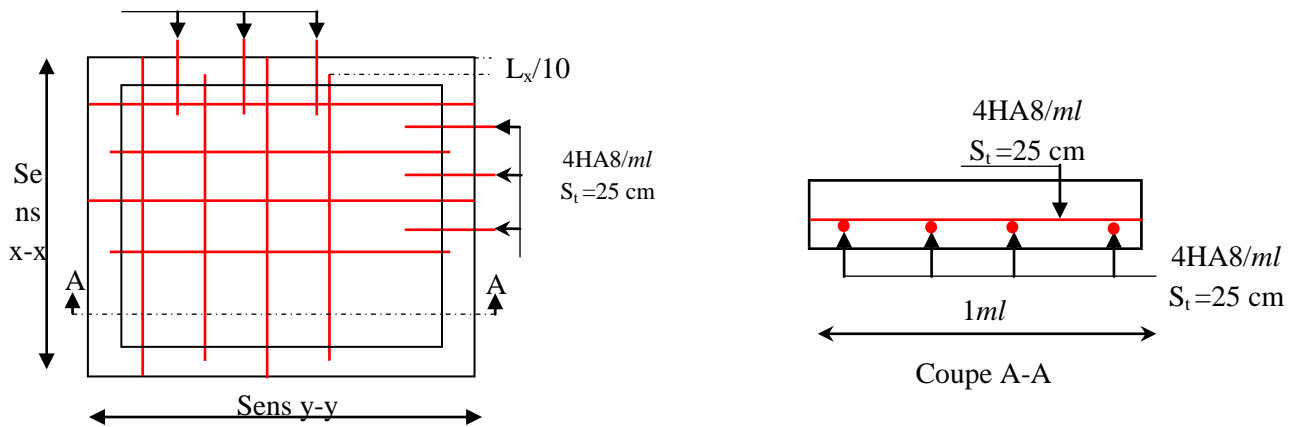


Fig. III.27 : Ferrillage de la dalle des salles des machines

III.5. L’acrotère :

L’acrotère est un élément réalisé en béton armée. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction et eaux pluviales. Il est soumis à son poids

Propre, qui donne un effort Normal et une charge d’exploitation non pondérée, ainsi qu’a une force sismique.

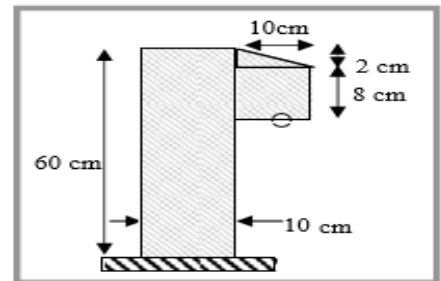


Fig.III.28 : Acrotère

• Evaluation des charges et surcharges :

Tableau. III.46 : Charges et surcharges de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit de ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.02×20=0.4	2.125	1

• La force sismique horizontale F qui est donnée par la formule :

$$F_e = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA ART .6.2.3})$$

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

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8) (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_e = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.125 = 1.02 \text{ KN}$

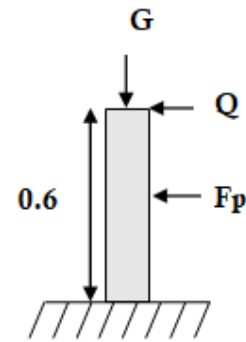


Fig.III.29 : Les sollicitations sur l'acrotère

• **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 600 \text{ cm}^2 \rightarrow X_1 = 5 \text{ cm} ; Y_1 = 30 \text{ cm} \\ S_2 = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow X_2 = 10 + \frac{10}{3} = 13.33 \text{ cm} ; Y_2 = 60 - \left(2 - \frac{2}{3}\right) = 58.67 \text{ cm} \\ S_3 = 80 \text{ cm}^2 \rightarrow X_3 = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ cm} ; Y_3 = 60 - 2 - \frac{8}{2} = 54 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(600 \times 5) + (10 \times 13.33) + (15 \times 80)}{600 + 10 + 80} = 6.28 \text{ cm} \\ Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(600 \times 30) + (10 \times 58.67) + (15 \times 54)}{600 + 10 + 80} = 33.198 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2.125 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P \times Y_G = 1.02 \times 0.33198 = 0.3387 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Tableau.III.47 : Combinaison d'action sur l'acrotère

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.125	2.869	2.125
M (KN.m)	0.9387	0.9	0.6

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

$$E_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.869} = 0.314 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.1$$

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

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{h}{250}\right) = \max(2cm; 0.24) = 2cm ; e_2 = \frac{3l_f^2 \times (2 + \phi + \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \rightarrow \alpha = 0$$

ϕ : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2h = 1.2m$

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

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.10 \times 10^4} = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \rightarrow e = 0.3425 \text{ m}$$

Calcul à l'ELU :

$$N_u = 2.869 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 0.9829 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.7 \text{ MPA} ; f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

- Ferraillage :**

$$H_0 = 10 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.09766 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.48 : Ferraillage de l'acrotère

$M_{uA}(\text{KN.m})$	U_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A^l(\text{cm}^2)$	$A^s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A^{choisie}(\text{cm}^2/\text{ml})$
1.09766	0.0095	0.012	0.089	0.354	0.272	1.0868	4HA8=2.01

- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A^s}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} ;$

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} ;$

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

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.016 \text{ MPa} ; \tau^- = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u < \tau^- \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Situation accidentelle : $V_u = F_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0113 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

• **Vérification de l'adhérence**

$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

$\tau_{se} < = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \quad \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \quad \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$

$\tau_{se} = 1.5 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.09 \times 0.10048) \quad \tau_{se} = 0.1843 \text{ MPa}$

$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$ (BAEL91 Article. A.6.1, 21)

ψ_s est le coefficient de scellement.

$\tau_{se} < 2.83 \text{ MPa}$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Calcul à l'ELS :

Vérifications des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Y}{U_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-Y)}{U_t} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} \\ \sigma_{st}^- = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{128}} \right) \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre :

$C = d - e_A$

Tel que e_A : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.125} + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.322 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \quad c = 0.09 - 0.322 = -0.232 \text{ m}$$

On a :

$$\begin{cases} P = -3c^2 + 90A \frac{(d-c)}{b} = -0.1556 \text{ m}^2 \\ q = -2c^3 - 90A \frac{(d-c)^2}{b} = 0.023 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation : $Y_c^3 + PY_c + q = 0$; avec : $Y = Y_c + C$;

Il y a deux façon de le faire ; soit par tâtonnement,

Soit par la méthode suivante :

$$\text{On calcule le } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} .$$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ on a trois racines réelles.

$$\text{On calcul : } \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = \sqrt[3]{t} \\ Y_c = Z - \frac{p}{3Z} \end{cases}$$

Dans notre cas, On a ;

$$\Delta = (0.023)^2 + \frac{4 \times (-0.1556)^3}{27} = -2.911 \times 10^{-5} < 0 \quad \text{Trois racines réelles.}$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{0.1556}{3}} = 0.455$$

$$\text{Soit : } \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.023}{2 \times -0.1556} \times \sqrt{\frac{-3}{-0.1556}} \right) = 166.79^\circ$$

Donc :

$$\begin{cases} y_{c1} = 0.455 \times \cos\left(\frac{166.79}{3}\right) = 0.257 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.455 \times \cos\left(\frac{166.79}{3} + 120\right) = -0.453 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.455 \times \cos\left(\frac{166.79}{3} + 240\right) = 0.196 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_1 = 0.257 - 0.232 = 0.025 \text{ m} \\ y_2 = -0.453 - 0.232 = -0.685 \text{ m} \\ y_3 = 0.196 - 0.232 = -0.036 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y = y_1 = 0.025\text{m}$

$$U_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15A(d - y) \rightarrow u_t = \frac{1 \times 0.025^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.09 - 0.025)$$

$$U_t = 1.165 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2.125 \times 10^{-3} \times 0.025}{1.165 \times 10^{-4}} = 0.45 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.125 \times 10^{-3} \times \frac{(0.09 - 0.025)}{1.165 \times 10^{-4}} = 17.78 \text{ MPa} \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 202 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} \leq \sigma_{bc} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} \dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

• Schéma de ferrailage :

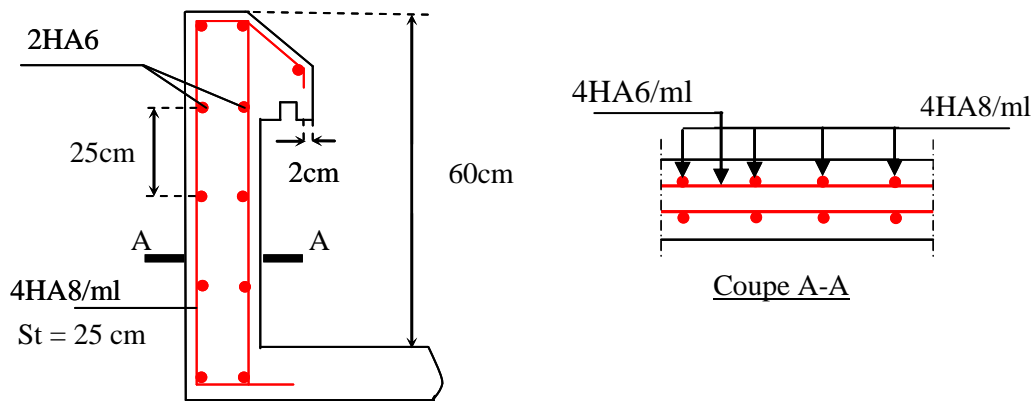


Fig III.30:Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV. 1.Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse. L'analyse d'un problème dynamique est complexe du fait que les forces d'inertie proviennent des déplacements de la structure qui sont eux-mêmes reliés aux forces d'inertie.

Toutefois, la modélisation d'une structure ayant un nombre infini de déplacements en faisant appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis peut permettre des simplifications importantes représentant une approximation suffisante d'un point de vue pratique de la solution exacte du problème. Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine

IV.2.Méthode de calcul :

Choix de la méthode de calcul

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

1) Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

• Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (Article 4. 1. 2)**.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

2) Méthode dynamique qui regroupe :

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

✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

✓ La méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est utilisée dans tout les cas en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure. Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

Dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas :

- Groupe d'usage : Groupe 2
 - Zone sismique : zone IIa
- } ⇒ A = 0.15

R : Coefficient de comportement global de la structure

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99, en fonction du système de contreventement (contreventement mixte ⇒ R = 5).

Q : Facteur de qualité Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q « est satisfaite ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau 4-1 (RPA99).

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

Critère	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1) Condition minimale sur les files de contreventement.	oui	0	oui	0
2) Redondance en plan.	non	0.05	oui	0
3) Régularité en plan.	non	0.05	non	0.05
4) Régularité en élévation.	oui	0	oui	0
5) Contrôle de qualité des matériaux.	oui	0	Oui	0
6) Contrôle de qualité d'exécution.	oui	0	oui	0

Donc : $Q_{xx} = 1.1$ $Q_{yy} = 1.05$

W : Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + W_{Qi} * \beta$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4-5 (RPA99).

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés.} \\ 0.6 & \text{Usage commerciale} \end{cases}$$

$W = 50803.42 \text{KN}$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie du site, du facteur de correction, d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

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

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

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

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

$$\xi = 7 \text{ D'où, } \eta = 0,88$$

D'après les résultats d'essai du pressiomètre Menard (ANNEX3) on a la pression limite $p_l=0.7 < 1$ MPa d'où on classe le site selon le **RPA99/2003 tableau (3.2)** catégorie S4.

$$\text{On a un site très meuble S4} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,7 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

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

$H = 41,6 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T=0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

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

$$\begin{cases} L_x = 23,55 \text{ m} \\ L_y = 19,6 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,819 \text{ s}, 0,77 \text{ s}) = 0,77 \text{ s} \\ T_y = \min(0,819 \text{ s}, 0,846 \text{ s}) = 0,82 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.066 \\ D_y = 1,986 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x \cdot W}{R} = 3464.28 \text{ KN} \\ V_{yst} = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y \cdot W}{R} = 3177.6 \text{ KN} \end{cases}$$

Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

$T1, T2$: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

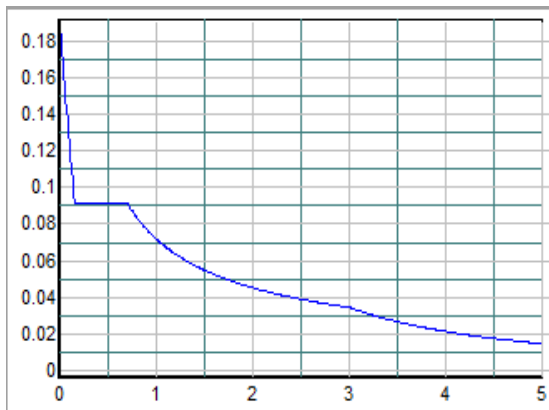


Fig. IV.1 : Spectre de réponse sens x

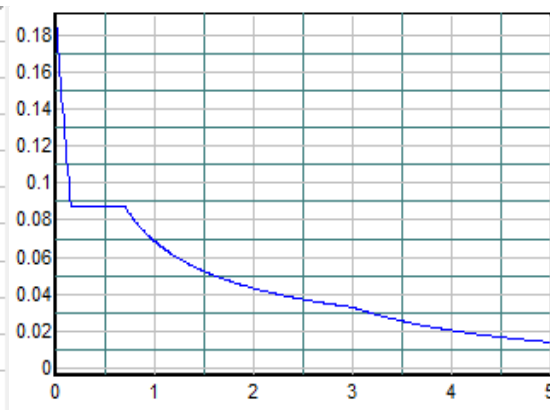


Fig. IV.2 : Spectre de réponse sens y

IV.3.modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est l'**ETABS(2016)**

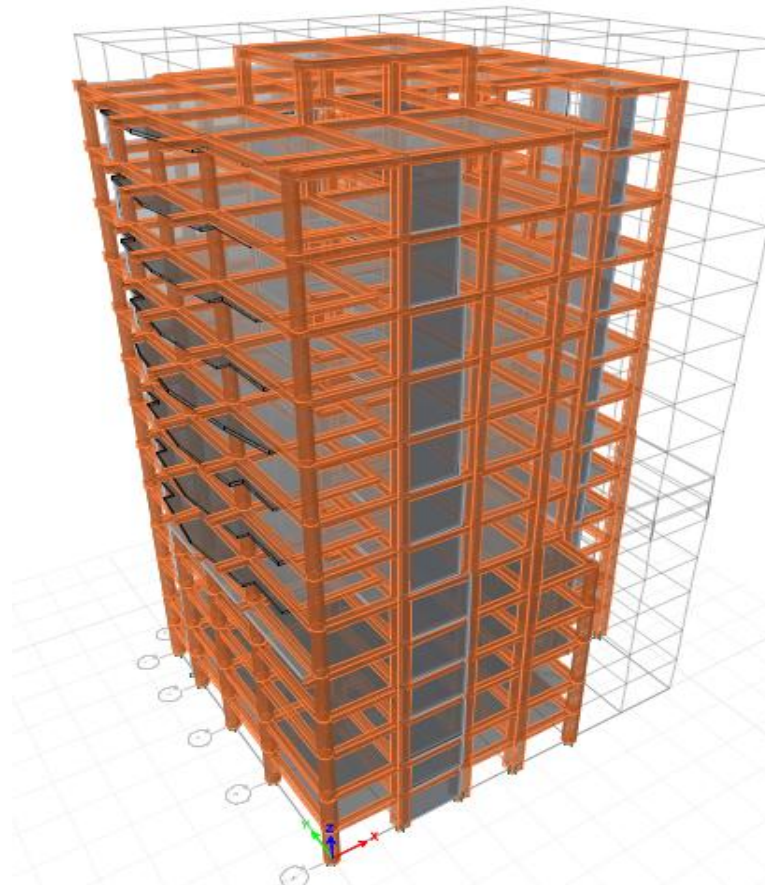


Fig.IV.3 : Vue en 3D de la structure obtenue par le logiciel

➤ Disposition des voiles

La présence des deux parkings aux entresols, et de la galerie commerciale présente une insuffisance d'emplacement des voiles, ce qui a compliqué le choix de la disposition de ces derniers. Plusieurs dispositions ont été modélisées, ces dispositions ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à une non vérification de l'interaction voiles-portiques.

Afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003** il a fallu faire face à certaines contraintes architecturales :

- Par insuffisance d'emplacement, nous avons été contraint de créer les voiles Vy2 et Vy3 dans les entresols néanmoins ils ne gênent pas la circulation.
- Au niveau de la galerie commerciale, l'accès au poste de transformateur sera déplacé due à la présence du voile Vy2, et la présence du voile Vy1 implique la réduction du passage d'escalier de 1.2m.
- Au niveau des étages courants l'entrée à une des chambres a été déplacée, afin de créer le voile Vx1.

L'ensemble des modifications apporté au plan architectural sont représenté dans l'**annexe 5**. Finalement, Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux et des poutres.

La disposition retenue est la suivante :

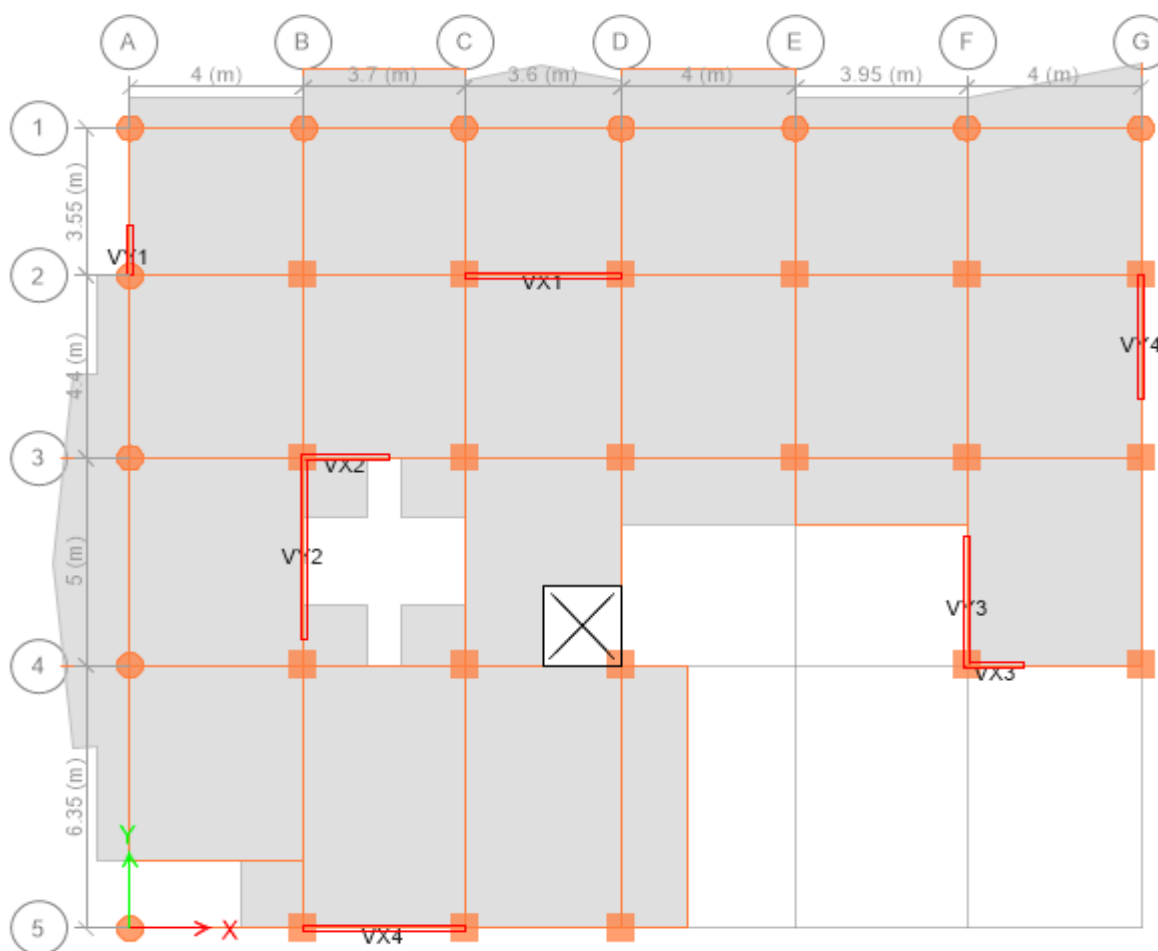


Fig. IV.4 : Disposition des voiles

IV.4. Période de vibration et participation massique :

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

Tableau IV.2 : Période et taux de participation massique de la structure

Mode	Période Sec	Masse modale		Masse cumulée	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.983	0.6715	0.0016	0.6715	0.0016
2	0.925	0.0002	0.6428	0.6717	0.6444
3	0.772	0.0129	0.0366	0.6846	0.681
4	0.305	0.1417	0.001	0.8263	0.682
5	0.287	0.0004	0.1533	0.8266	0.8353
6	0.237	0.0081	0.005	0.8348	0.8404
7	0.158	0.0533	0.0009	0.8881	0.8413
8	0.147	0.0005	0.0545	0.8886	0.8959
9	0.121	0.0035	0.0013	0.8921	0.8972
10	0.101	0.029	0.0001	0.9211	0.8973
11	0.096	6.117E-07	0.0249	0.9211	0.9222
12	0.082	0.0028	0.0002	0.9239	0.9225

➤ Interprétation des résultats obtenus

1) Le nombre des modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (**RPA99/2003 Art 4.3.4**)

2) Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABSV16** dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles estimée à partir des formules empiriques après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**) . Période majorées de 30% $\begin{cases} T_x = 1.001 s \\ T_y = 1.0647s \end{cases}$

3) La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens x-x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure **IV.5** et on constate que la 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant y-y, tel que montré sur la figure **IV.6**.

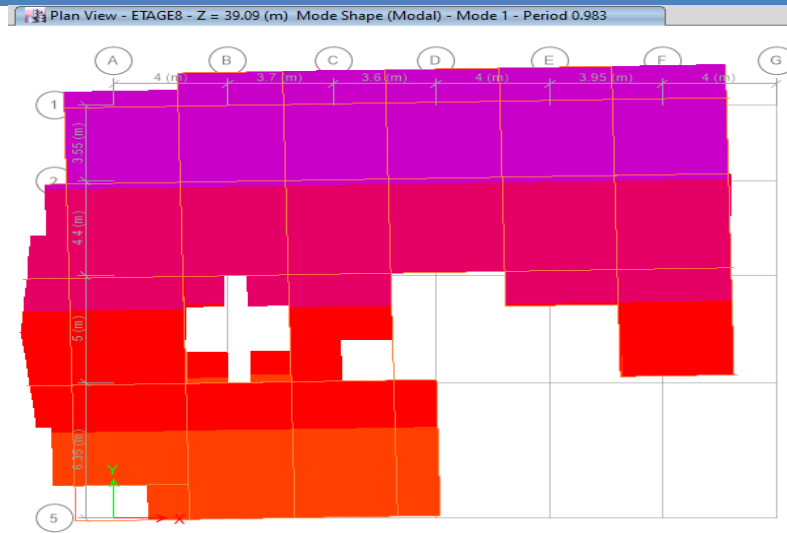


Fig. IV.5 : Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

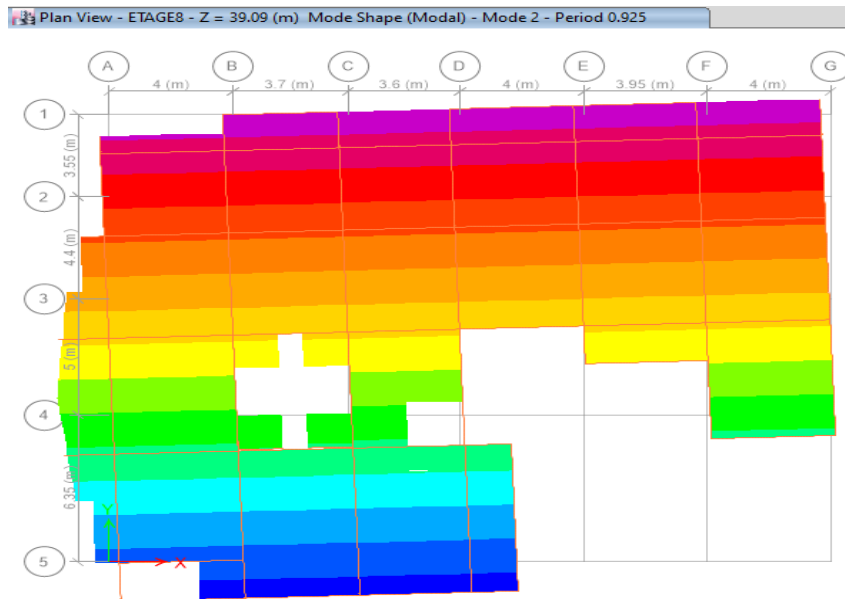


Fig. IV.6: Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

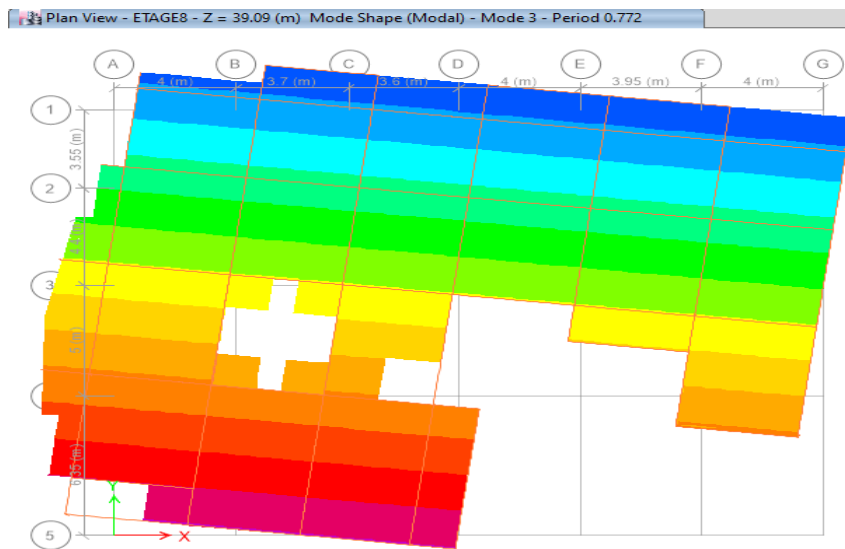


Fig. IV.7 : Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

IV.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le **RPA (art 3.4.4.a)**, l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau VI.3 : Vérification de l'interaction sous charge verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
8	3842.12	908.63	4750.75	80.87	19.13	<i>vérifiée</i>
7	7311.64	1750.22	9061.86	80.69	19.31	<i>vérifiée</i>
6	10954.15	2671.30	13625.45	80.39	19.61	<i>vérifiée</i>
5	14563.24	3625.79	18189.03	80.07	19.93	<i>vérifiée</i>
4	18269.08	4494.70	22763.78	80.26	19.74	<i>vérifiée</i>
3	22003.89	5466.42	27470.31	80.10	19.90	<i>vérifiée</i>
2	25943.23	6233.61	32176.84	80.63	19.37	<i>vérifiée</i>
1	30110.81	6943.82	37054.63	81.26	18.74	<i>vérifiée</i>
RDC	34420.7	7629.18	42049.88	81.86	18.14	<i>vérifiée</i>
COMMERCE	39759.14	8346.99	48106.13	82.65	17.35	<i>vérifiée</i>
SOUPENTE	43724.69	8844.39	52569.08	83.18	16.82	<i>vérifiée</i>
ENTRESOLI	48502.08	9218.29	57720.37	84.03	15.97	<i>vérifiée</i>
ENTRESOL2	53003.07	9952.17	62955.24	84.19	15.81	<i>vérifiée</i>

Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et des poutres comme suit : **pour les poteaux rectangulaires**

RDC et 1^{ère} étage (65×65) cm² ; 2^{ème} et 3^{ème} étage (55×55) cm²

4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages (55×50) cm² ; 7^{ème}, 8^{ème} étages (50×45) cm² ; cage d'escaliers (45×45) cm²

Pour les poteaux circulaires :

Entresol2 et entresol1 ($37.5 \times \pi^2$) cm² ; soupente et galerie commercial ($35 \times \pi^2$) cm²

RDC et 1^{ère} étage ($32.5 \times \pi^2$) cm² ; 2^{ème} et 3^{ème} étage ($30 \times \pi^2$) cm²

4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages ($27.5 \times \pi^2$) cm² ; 7^{ème}, 8^{ème} étages ($25 \times \pi^2$) cm² ;

Pour les poutres :

Poutres principales (40×45) ; poutres secondaires (35×40)

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)		Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
8	653.57	221.78	74.66	25.34	611.61	192.51	76.06	23.94
7	710.24	213.88	76.86	23.14	661.88	231.95	74.05	25.95
6	991.77	267.52	78.76	21.24	899.39	308.99	74.43	25.57
5	1098.58	434.36	71.66	28.34	997.46	308.99	76.35	23.65
4	1182.04	595.86	66.49	33.51	1090.11	613.75	63.98	36.02
3	1335.4	665.69	66.73	33.27	1114.33	793.91	58.40	41.60
2	1300.61	898.81	59.13	40.87	1099.87	989.48	52.64	47.36
1	1415.4	952.84	59.77	40.23	1139.63	1129.32	50.23	49.77
RDC	1413.29	1096.31	56.32	43.68	1144.93	1264.21	47.52	52.48
GALERIE	1382.74	1276.67	51.99	48.01	1217.2	1326.94	47.84	52.16
SOUPENTE	1176.18	1562.01	42.95	57.05	1044.25	1562.75	40.06	59.94
ENTRESOL1	1219.04	1563.91	43.80	56.20	1114.47	1540.92	41.97	58.03
ENTRESOL2	1569.91	1234.76	55.97	44.03	1386.87	1283.43	51.94	48.06

IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

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

Les résultats 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
Suivant X-X	2801.07	2771.424725	Vérifiée
Suivant Y-Y	2675.10	2663.1973	Vérifiée

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

IV.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43).

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
E.Sol2	280	0.053	0.265	0	0.265	0.0009	0.0456	0.228	0	0.228	0.0008
E.Sol1	263	0.15	0.75	0.265	0.485	0.0018	0.1295	0.6475	0.228	0.4195	0.0016
Soupenete	338	0.32	1.6	0.75	0.85	0.0025	0.279	1.395	0.6475	0.7475	0.0022
Galerie	274	0.5	2.5	1.6	0.9	0.0033	0.4221	2.1105	1.395	0.7155	0.0026
RDC	306	0.73	3.65	2.5	1.15	0.0038	0.5969	2.9845	2.1105	0.874	0.0029
1	306	0.97	4.85	3.65	1.2	0.0039	0.7919	3.9595	2.9845	0.975	0.0032
2	306	1.2	6	4.85	1.15	0.0038	0.9914	4.957	3.9595	0.9975	0.0033
3	306	1.4	7	6	1	0.0033	1.1946	5.973	4.957	1.016	0.0033
4	306	1.7	8.5	7	1.5	0.0049	1.4041	7.0205	5.973	1.0475	0.0034
5	306	1.9	9.5	8.5	1	0.0033	1.5992	7.996	7.0205	0.9755	0.0032
6	306	2.1	10.5	9.5	1	0.0033	1.7802	8.901	7.996	0.905	0.0030
7	306	2.3	11.5	10.5	1	0.0033	1.9333	9.6665	8.901	0.7655	0.0025
8	306	2.4	12	11.5	0.5	0.0016	2.0917	10.4585	9.6665	0.792	0.0026

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

IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

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

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

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

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

-Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

-Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	Δ_k	V_k (KN)	θ_k
E.Sol2	280	51787.3	0.265	2801	0.017	0.228	2675.1085	0.016
E.Sol1	263	47499.3	0.485	2782.5	0.03	0.4195	2656.3216	0.029
Soupenste	338	43185.1	0.85	2734.9	0.039	0.7475	2608.7398	0.037
Galerie	274	40161.3	0.9	2658.1	0.049	0.7155	2531.8475	0.041
RDC	306	35014.4	1.15	2521.7	0.052	0.874	2399.4281	0.042
1	306	30754.7	1.2	2375.7	0.050	0.975	2261.1454	0.043
2	306	26803.6	1.15	2203.7	0.045	0.9975	2099.7015	0.042
3	306	22894.1	1	2005.5	0.037	1.016	1915.1071	0.040
4	306	19031.9	1.5	1783.1	0.052	1.0475	1707.5365	0.038
5	306	15223.8	1	1523.9	0.032	0.9755	1470.0091	0.033
6	306	11423.1	1	1233.6	0.030	0.905	1192.1119	0.028
7	306	7685	1	901.9	0.027	0.7655	875.4431	0.022
8	306	3913.009	0.5	510.7	0.012	0.792	499.3358	0.020

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

IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit

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

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

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

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

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

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

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

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	γ	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Entre sol1 et 2	75	70	5250	3508.46	0.267	<i>vérifiée</i>
Galerie et soupente	70	65	4550	2521.28	0.222	<i>vérifiée</i>
RDC et Etage 1	65	65	4225	1941.07	0.184	<i>vérifiée</i>
Etage 2 et 3	55	55	3025	1520.00	0.201	<i>vérifiée</i>
Etage 4 et 5, 6	55	50	2750	1075.97	0.157	<i>vérifiée</i>
Etage 7 et 8	50	45	2250	513.17	0.091	<i>vérifiée</i>

IV.6. Conclusion

La satisfaction de toutes les exigences du **RPA99/version2003** est une chose laborieuse à accomplir, car l'aspect architectural peut être un obstacle dans certaines étapes.

L'existence des deux parkings aux entresols ainsi qu'à la galerie commerciale a influé sur le choix de la disposition des voiles ou certaines modifications architecturales sont à prévoir. On a dû augmenter la section des poteaux des étages pour avoir des translations en premier modes et la justification de l'interaction sous charge verticale et horizontale. Les sections finales à retenir sont comme suit :

Tableau IV.9 : Dimensionnement des poteaux

Niveau	P1	P2
Entresol2et entresol1	$(75 \times 70) \text{ cm}^2$	$37.5^2 \pi \text{ cm}^2$
Soupenete et galerie commercial	$(70 \times 65) \text{ cm}^2$	$35^2 \pi \text{ cm}^2$
RDC et 1 ^{ere} étage	$(65 \times 65) \text{ cm}^2$	$32.5^2 \pi \text{ cm}^2$
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	$(55 \times 55) \text{ cm}^2$	$30^2 \pi \text{ cm}^2$
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	$(55 \times 50) \text{ cm}^2$	$27.5^2 \pi \text{ cm}^2$
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	$(50 \times 45) \text{ cm}^2$	$25^2 \pi \text{ cm}^2$
cage d'escaliers	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$	/

P1 : poteaux rectangulaires (périphériques et centraux),

P2 : poteaux circulaires périphériques,

Les longueurs des voiles utilisées sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Dimensionnement des voiles

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
Entresol2 au 1 ^{er} étage	0.15×3.6	0.15×1.95	0.15×1.3	0.15×3.7	0.15×1.2	0.15×4.4	0.15×3.1	0.15×3
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	0.15×3.2	0.15×1.95	0.15×1.3	0.15×3.1	0.15×1.2	0.15×3.8	0.15×2.9	0.15×2.7
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	0.15×2.8	0.15×1.95	0.15×1.3	0.15×2.8	0.15×1.2	0.15×3.2	0.15×2.4	0.15×2.7
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	0.15×1.95	0.15×1.95	0.15×1.3	0.15×2.4	0.15×1.2	0.15×3	0.15×2	0.15×2

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1 INTRODUCTION :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux (poteaux – poutres) et les voiles. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations. Dans ce chapitre on étudie le ferrailage des éléments résistants qui devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

V.2 Étude des Poutres :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime, puis vérifié à l'état limite de service en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 et le BAEL 91.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{1.35G+1.5Q} & \text{.....BAEL91} \\ \mathbf{G+Q} & \\ \mathbf{G+Q \pm E} & \text{.....RPA99 (art.5.2)} \\ \mathbf{0.8G \pm E} & \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- **Poutres principales (45 × 40)**
- **Poutres secondaires (35 × 40)**

V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

V.2.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.

V.2.1.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 . S . b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$
- ✓ En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$

Avec \emptyset le plus petit diamètre des barres utilisées.

Tableau V.1 : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99/ V2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	40×45	9	72	108
Secondaire	35×40	7	56	84

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres :

- Méthode de calcul des armatures à la flexion simple :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS.

$$U_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ Mpa situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ Mpa situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si : $u_{bu} \leq u_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{z \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ Pour les situations courantes.} \\ 1 \text{ Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) \longrightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

Si : $u_{bu} \geq u_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{z \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = u_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres

Tableau. V.2. Tableau de ferrailage des poutres principales et secondaires

Etage	Type	Section (cm ²)	localisation	M (KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
Entre sol	Poutre principale	45×40	Travée	91.24	5.43	9	6HA14=9.24
			Appuis	-103.31	6.29		6HA14=9.24
	Poutre secondaire	35×40	Travée	84.08	3.52	7	3HA14+3HA12=8.01
			Appuis	-90.15	3.50		3HA14+3HA12=8.01
Galerie commerce	Poutre principale	45×40	Travée	115.46	7.22	9	3HA14+3HA16=10.65
			Appuis	-177.84	11.4		6HA16=12.06
	Poutre secondaire	35×40	Travée	110.6	3.45	7	3HA14+3HA12=8.01
			Appuis	-125.44	3.42		3HA14+3HA12=8.01
RDC et Etage courant	Poutre principale	45×40	Travée	113.01	7.06	9	3HA14+3HA16=10.65
			Appuis	-178.52	11.45		6HA16=12.06
	Poutre secondaire	35×40	Travée	108.62	3.46	7	3HA14+3HA12=8.01
			Appuis	-133.13	3.39		3HA14+3HA12=8.01

V.2.3. Les longueurs de recouvrement :

En zone **II** selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $L_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour : $\left\{ \begin{array}{l} \emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm} \\ \emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm} \\ \emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$

- **Les diamètres des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

- ✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq \min \left(\emptyset 1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \longrightarrow \emptyset \leq \min (1.4 ; 1.29 ; 4)$$

Donc : on opte pour **4HA10= 3.14 cm²** soit : un cadre + 1 étrier de HA10.

- ✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min \left(\emptyset 1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \longrightarrow \emptyset \leq \min (1.2 ; 1 ; 3.5)$$

Donc : on opte pour **4HA8= 2.01 cm²** soit : un cadre + 1 étrier de HA8.

Calcul des espacements des armatures transversales Selon **RPA99 Art (7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right)$$

- **Zone nodale**

✓ **Poutre principale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{45}{4} ; 12 * 1.4 \right) = 11.25 \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

✓ **Poutre secondaire :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4} ; 12 * 1.2 \right) = 10 \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5$ cm Soit $S_t = 15$ cm pour la poutre principale.

$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20$ cm Soit $S_t = 15$ cm pour la poutre secondaire.

- **Vérification des sections d'armatures transversales :**

✓ **Poutre principale :**

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 1.51 \geq A_t^{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutre secondaire :**

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_t = 1.51 \geq A_t^{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.4. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

✓ **Poutre principale :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.03\text{cm}^2 < A = 3.14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Poutre secondaire :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56\text{cm}^2 < A = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes tangentielles maximales :**

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

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \text{ Fissuration peu nuisible : } \tau_{bu}^- = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.3 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Principales	476.25	2.83	3,33	Vérifiée
Secondaires	244.80	1.89	3,33	Vérifiée

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Appuis de rives : $A_L > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$

Appuis intermédiaires : $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9d}) \dots\dots\dots(2)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau. V.4 :Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _l	V _u	M _a	A _l ^{riv}	A _l ^{int}	Observation
Principales	12.06	476.25	-177.84	11.91	0.014	Vérifiée
Secondaires	8.01	244.80	-133.13	6.1	-0.39	Vérifiée

V.2.5. . Vérification à l’ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$b \times y^2 / 2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = b \times y^3 / 3 + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \quad ; \quad \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 Mpa$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau. V.5 : Vérification de l’état limite de compression du béton :

Poutre	Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (MPa)	Vérification
P. P	Appui	-106.07	15.49	176689	9.3	15	Vérifiée
	Travée	81.52	13.94	145247	7.8	15	Vérifiée
P. S	Appui	-27.11	12.87	94829	3.7	15	Vérifiée
	Travée	17.13	12.87	94829	2.3	15	Vérifiée

- **État limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h_t}{l} > \frac{1}{6} \quad 2) \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \quad 3) \frac{A_s}{b_0*d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau. V.6 : Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t	B	L	A_s	$\frac{h_t}{L}$	$\frac{M_T}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{6}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP	45	40	6.35	10.65	0.071	0.037	0,0068	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	4	8.01	0.1	0,057	0,0078	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

V.2.6. Schémas de Ferrailage des poutres :

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés dans schémas ci-après :

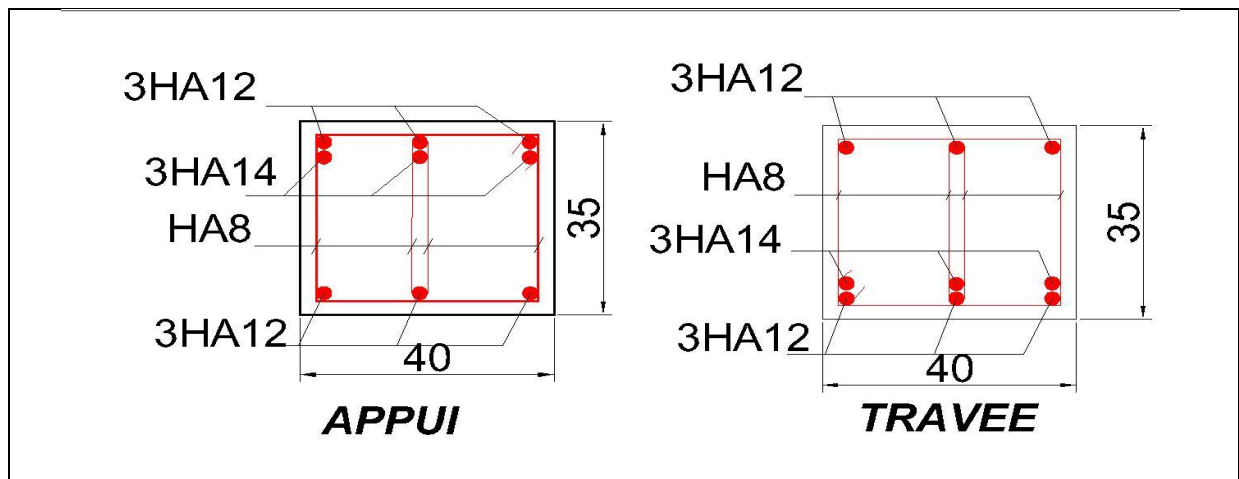


Fig.V.1 : schémas de ferrailage des poutres secondaires pour tous les niveaux

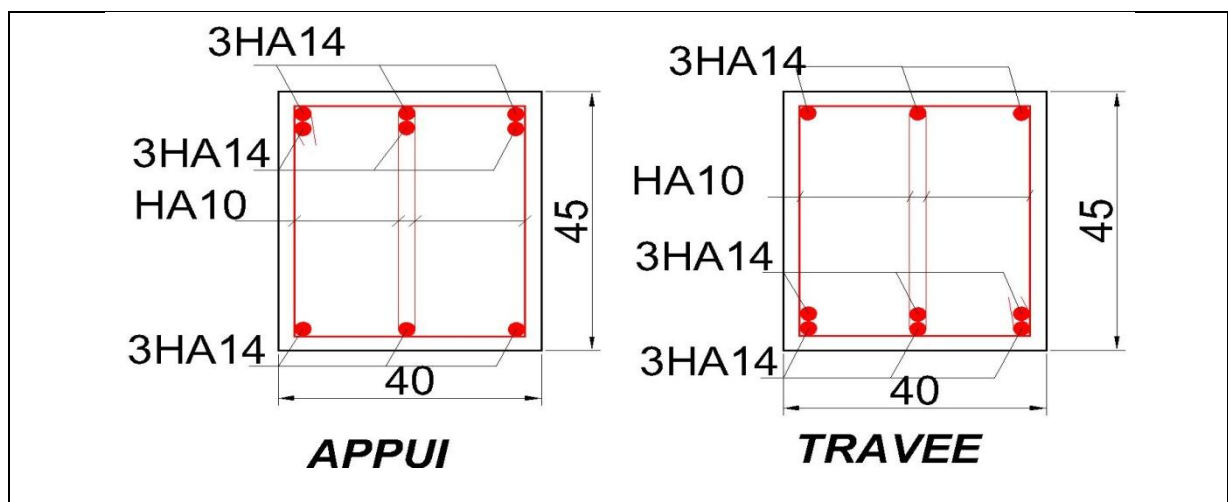


Fig. V.2 : Schémas de ferrailage des poutres principales pour les entres sols

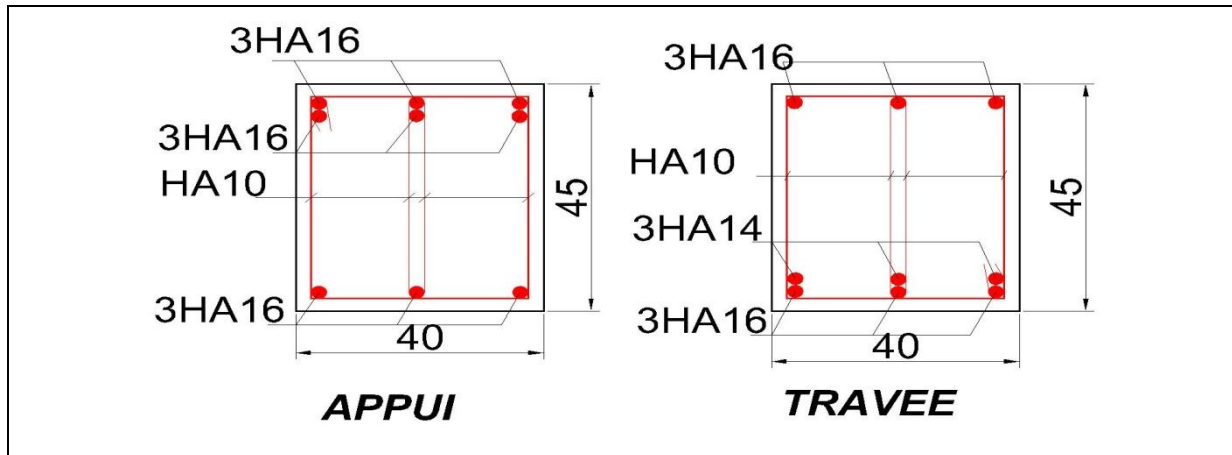


Fig. V.3 : Schémas de ferrailage des poutres principales pour la galerie commerciales /RDC et étages courants

V.3. Etudes des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumise à un effort normal et à un moment de flexion dans les deux sens (longitudinal et transversal), donc ils sont calculés en flexion composée. Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✓ **Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :**

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

✓ **Les combinaisons données par les règles du RPA 99 version 2003 :**

- $G + Q \pm E$ avec **G** : Charges permanentes.
- $0.8G \pm E$ **Q** : Charges d'exploitations.
- E** : Charges sismiques.

V.3.1 . Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1) :

a) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,8%Zone II.
- Leur pourcentage maximal : $\begin{cases} 4\% \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \\ 6\% \dots\dots\dots \text{Zone recouvrement.} \end{cases}$

- Le diamètre minimum est : 12mm
- La longueur minimale des recouvrements : 40ϕ
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

La zone nodale est définie par l'et h' : $l' = 2 \times h$; $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right)$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V .7 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section (cm ²)		Amin (cm ²)		Amax (cm ²) Zone courante		Amax (cm ²) zone de recouvrement	
	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
ENTRE SOL01 /02	(75×70)	4415.6	42	35.325	210	176.63	315	264.92
Commerce/soupe	(70×65)	3846.5	36.4	30.77	182	153.86	273	230.79
RDC /1er étage	(65×65)	3316.6	33.8	26.376	169	132.66	253.5	200.17
2 ^{eme} et 3 ^{eme} etage	(55×55)	2826	24.2	22.61	121	113.04	181.5	169.56
4;5;6 ^{eme} etage	(55×50)	2374.6	22	18.997	110	94.98	165	142.48
7;8 ^{eme} etage	(50×45)	1962.5	18	15.7	90	78.5	135	117.75

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$

- V_u : L'efforts tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute .
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g : \text{L'élancement géométrique du Poteau} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{D} \right] \\ \rho_a = 3.75 \dots\dots\dots \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min (10\phi \text{ min}; 15 \text{ cm}) \quad \dots\dots\dots \text{Zone Nodale} \\ t \leq 15\phi \text{ min} \quad \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b.1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda g \leq 3 : 0.8\% \quad \text{Si } \lambda 3 < g \leq 5 \dots\dots \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.3.2 . Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites Directement du logiciel ETABS16. Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

- **Poteaux rectangulaires :**

Tableau V.8 : Sollicitations dans les poteaux rectangulaires

Section	Nmax → Mcor		Nmin → Mcor		Mmax → Ncor		Vu (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
75×70	4693.86	163.84	-1609.4	7.78	187.2	3365.95	178.87
70×65	3509.99	123.36	-880.09	60.41	138.05	1616.29	125.22
65×65	2398.46	62.82	-280.66	46.17	160.06	1500.85	134.3
55×55	1673.72	34.97	-23.59	87.66	143.47	1005.71	131.96
55×50	1212.1	40.41	-77.18	19.45	120.99	672.57	119.13
50×45	549.2	33.95	-112.01	14.85	105.69	105.94	86.201

- **Poteaux circulaires :**

Tableau V.9 : Sollicitations dans les poteaux circulaires.

Poteaux	Nmax → Mcor		Nmin → Mcor		Mmax → Ncor		Vu (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
75	2791.02	10.36	-146.39	13.54	131.47	1963.4	70.24
70	2405.44	15.58	-107.07	31.23	91.38	1042.68	55.98
65	2115.05	27.94	-20.18	36.02	86.36	1070.15	55.87
60	1658.17	15.66	-21.84	35.66	100.48	929.33	65.75
55	1159.51	14.39	-58.43	33.4	82.85	513.75	56.01
50	428.93	12.62	-15.16	21.23	76.64	77.58	61.1

V.3.3 Calcul des ferrailages :

- **Poteaux rectangulaires :**

- ✓ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité des entres sols, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max} = 4693.86 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 163.84 \text{ KN.m (ELA)}$$

$$- M_{\max} = 187.2 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 3365.95 \text{ KN (ELA)}$$

$$- N_{\min} = -1609.47 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 7.78 \text{ KN.m (ELA)}$$

- ✓ **Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :**

$$d = 0.72 \text{ m} ; d' = 0.03 \text{ m.}$$

$$N_{\max} = 4693.86 \text{ KN} \quad (\text{effort de compression}) \text{ (ELA)}$$

$$M = 163.84 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.035 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.75/2 = 0.375 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b)$$

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 1783.2217 \text{ KN.}$$

$$a = 2216.422$$

$$b = 1455.5417$$

$$(a) \geq (b) \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.7832217}{(0.7)(0.72)^2 \times 18.48} = 0.266$$

$$\mu_{bu} = 0.266 < \mu_1 = 0.391 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times ubu}) = 0.395$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.606 \text{ m.}$$

$$A_T = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{1.7832217}{0.606 \times 400} = 73.56 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_L - \frac{N}{f_{st}} = -43.79 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_S = 0$$

✓ **Calcul sous Mmax et Ncorr :**

$$M = 187.2 \text{ KN.m} \quad ; \quad N = 3365.95 \text{ KN}$$

$e_G = 0,056 < h/2 = 0.75/2 = 0.375 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) \leq (b)$$

$$a = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$b = N \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 1348.453 \text{ KN.}$$

$$a = 2216.422$$

$$b = 974.0525$$

$$(a) \geq (b) \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple. $\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.348453}{(0.7)(0.72)^2 \times 18.48} = 0.201$

$$\mu_{bu} = 0,201 < \mu_1 = 0,391 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times ubu}) = 0.28$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.64 \text{ m}$$

$$A_T = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{1.348453}{0.606 \times 400} = 52.67 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_L - \frac{N}{f_{st}} = -31.48 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_S = 0$$

✓ **Calcul sous Nmin et Mcor :**

$$M = 7.78 \text{ KN.m} \quad ; \quad N = -1609.47 \text{ KN (traction)}$$

$e_G = -0.048 < h/2 = 0.75/2 = 0.375 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de

la section entre les armatures (AA')

$$e1 = (h/2 - d') + eG = 34.55 \text{ cm} \quad A1 = N \times e2 / f_s 10 (d-d') = 2.075 \text{ cm}^2$$

$$e2 = (d-d') - e1 = 34.45 \text{ cm} \quad A2 = N \times e1 / f_s 10 (d-d') = 2.069 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.10 : Ferrailages longitudinaux des poteaux rectangulaires

Niveau	Section (cm)	Type de Section	Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadopte (cm ²)
ENTRE SOL01/02	75×70	SPC	2.075	42	10HA20+6HA16=43.48
Commerce/soupenite	70×65	SPC	4.22	36.4	8HA20+6HA16=37.19
RDC /1er étage	65×65	SPC	3.52	33.8	8HA20+8HA14=37.45
2 ^{eme} et 3 ^{eme} etage	55×55	SPC	1.46	24.2	4HA20+8HA14= 24.89
4 ^{eme} ,5 ^{eme} et6 ^{eme} etage	55×50	SPC	0.56	22	8HA16+4HA14=22.24
7 ^{eme} et 8 ^{eme} etage	50×45	SPC	4.47	18	12HA14=18.47

✓ **Armatures transversales :**

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.11 : Ferrailages transversaux des poteaux rectangulaires

Niveau	ENTRE SOL01 /02	Commerce / soupenite	RDC /1er étage	2, 3 ^{eme} etages	4,5,6 ^{eme} etages	7,8 ^{eme} etages
Section (cm ²)	75×70	70×65	65×65	55×55	55×50	50×45
Ø _{l min} (m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
L ₀ (m)	2.8	3.37	3.06	3.06	3.06	3.06
L _f (m)	1.96	2.36	2.142	2.142	2.142	2.142
λ _g	2.66	3.63	3,29	3,89	4,284	4.76
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Vu(kn)	178.87	125.22	134.3	131.96	119.13	86.201
Lr (cm)	80	80	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 _{cal} (cm ²)	3.36	2.52	2.9	3.37	3.04	2.42
A ^t _{min} (cm ²)	4.03	3.74	3.74	3.17	2.88	2.59
A ^t _{adopte} (cm)	4.74	4.74	4.74	4.74	3.02	3.02
Nombre des cadres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8

- **Poteaux circulaires :**
- ✓ **Armatures longitudinales :**

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V.12 : Ferrailages longitudinaux des poteaux circulaires

Niveau	Section (cm)	Type de section	Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadopte (cm ²)
ENTRE SOL01 /ENTRE SOL02	4415.6	SET	2.45	35.34	8HA20 + 8HA14 =37.45
Commerce/soupenste	3846.5	SET	2.64	30.07	6HA20 + 6HA16 =30.19
RDC /1er étage	3316.6	SPC	1.78	26.54	6HA20 + 6HA14 =28.09
2 ^{eme} et 3 ^{eme} etage	2826	SPC	1.33	24.6	4HA20 + 8HA14 =24.89
4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} etage	2374.6	SPC	0.89	19.007	4HA20 + 6HA12 =19.36
7 ^{eme} et 8 ^{eme} etage	1962.5	SPC	1.4	15.7	6HA14 + 6HA12 =17.28

- ✓ **Armatures transversales :**

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.13 : Ferrailages transversales des poteaux circulaires

Niveau	ENTRE SOL01 /02	Commerce /soupenste	RDC /1er étage	2, 3 ^{eme} Etages	4,5,6 ^{eme} Etages	7,8 ^{eme} Etages
Ø(cm)	75	70	65	60	55	50
Ø _{1 min} (m)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2
L ₀ (m)	2.8	3.37	3.06	3.06	3.06	3.06
L _f (m)	1.96	2.36	2.142	2.142	2.142	2.142
λ _g	2.61	3.38	3,29	3,57	3.89	4.28
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Vu(kn)	70.24	55.98	55.87	65.75	56.01	61.1
Lr (cm)	80	80	80	80	64	56
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S _t zone courante cm	15	15	15	15	10	10
A ^t _{cal} (cm ²)	0.879	0.749	0.8	1.02	0.95	1.14
A ^t _{min} (cm ²)	6	5.6	4.7	3.95	3.17	2.4
A ^t _{tadopte} (cm)	6.79	6.79	4.71	4.71	4.71	3.02
Nombre des cadres	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8

V.3.4 Vérifications :

✓ Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

- Critère de la stabilité de forme :

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

$$\lambda = \frac{4l_f}{D} \dots \dots \dots \text{pour les sections circulaires.}$$

D : le diamètre

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r : section réduite du poteau.

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \rightarrow \text{section rectangulaire}$$

$$B_r = \frac{\pi(D - 2)^2}{4} \rightarrow \text{section circulaire}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

- **Poteaux rectangulaires :**

Tableau V.14 : Vérification au flambement des différents poteaux rectangulaires

Niveau	Section (m ²)	Lf (m)	λ	α	As (m ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nmax (KN)	observation
ENTRE SOL01 /02	75×70	1.96	9.05	0.84	43.48	0.4964	8992.15	4693.86	Vérifiée
Commerce/soupenste	70×65	2.36	11.68	0.83	37.19	0.4284	7658.33	3509.99	Vérifiée
RDC /1er étage	65×65	2.142	11.42	0.83	34.93	0.3963	7099.69	2398.46	Vérifiée
étages2,3	55×55	2.142	13.49	0.83	24.13	0.2809	5014.16	1673.72	Vérifiée
étages4,5,6	55×50	2.142	13.49	0.83	22.24	0.2544	4552,22	1212.1	Vérifiée
étages7,8	50×45	2.142	14.84	0.82	18.47	0.2064	3766.1	549.2	Vérifiée

- **Poteaux circulaires :**

Tableau V.15 : Vérification au flambement des différents poteaux circulaires

Niveau	Ø (m)	lf (m)	Λ	α	As (m ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nmax (KN)	observation
ENTRE SOL01 /02	75	1.96	10.45	0.835	37.45	0.41	7427	2791.02	Vérifiée
Commerce/soupenste	70	2.36	13.52	0.825	31.17	0.36	6390	2405.44	Vérifiée
RDC /1er étage	65	2.142	13.18	0.827	28.09	0.31	5550	2115.05	Vérifiée
étages2,3	60	2.142	14.28	0.823	24.89	0.26	4670	1658.17	Vérifiée
étages4,5,6	55	2.142	15.58	0.818	19.36	0.22	3880	1159.51	Vérifiée
étages7,8	50	2.142	17.14	0.817	17.28	0.18	3190	428.93	Vérifiée

- ✓ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus Sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

Nous avons deux cas, pour le RDC, les 2 entresols, la galerie commerciale, les étages courants du 1-6, nous avons des S.E.C et pour l'étage 7 et 8 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimé on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases} \quad \text{Tel que : } S = b \times h + 15(A + A') : \text{Section homogénéisée.}$$

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

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

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

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

- **Poteaux rectangulaires :**

Tableau V.16 : Vérification des contraintes dans les poteaux rectangulaires

Niveau	ENTRE SOL01 /02	Commerce/ soupente	RDC /1er étage	2, 3ème Étages	4,5 ,6 ème Étages
Section (cm ²)	75 × 70	70 × 65	65 × 65	55 × 55	55 × 50
d (cm)	72	67	62	52	52
A (cm)	43.48	37.19	37.45	24.89	22.24
S (m ²)	0.5250	0.4550	0.3136	0.3025	0.2750
V (cm)	41.31	38.49	35.75	30.12	29.88
V' (cm)	33.38	31.50	29.24	24.88	25.11
I _{yy'} (m ⁴)	0.0315	0.0236	0.0189	0.00956	0.008737
N _{ser} (KN)	2540.24	2079.87	1560.35	1220.55	880.39
M _{ser} (KN.m)	63.45	81.65	66.17	61.45	65.37
M _{serG} (KN.m)	160.29	154.34	116.96	93.41	108.33
σ _{bc1} (MPa)	6.0405	6.582	5.494	6.544	6.72
σ _{bc2} (MPa)	2.59	2.0174	1.479	1.174	-0.39
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- **Poteaux circulaires :**

Tableau V.17 : Vérification des contraintes dans les poteaux circulaires

Niveau	ENTRE SOL01 /02	Commerce / soupente	RDC /1er étage	2, 3ème Étages	4,5 ,6 ème Étages
D(cm)	75	70	65	60	55
d (cm)	67.5	63	58.5	54	49.5
A (cm)	37.45	30.91	28.09	24.89	19.36
V (cm)	40.23	37.4	34.9	32.3	29.4
V' (cm)	34.8	32.5	30.1	27.7	25.6

$I_{yy'} \text{ (m}^4\text{)}$	0.031	0.023	0.0175	0.0127	0.00891
$N_{ser} \text{ (KN)}$	2024.34	1744.66	1535.87	1204.15	834.25
$M_{ser} \text{ (Kn.m)}$	40.36	44.44	43.96	45.58	48.24
$M_{serG} \text{ (KN.m)}$	95.5	87	80.1	73	64.3
$\sigma_{bc1} \text{ (MPa)}$	4.51	4.642	4.905	4.871	4.641
$\sigma_{bc2} \text{ (MPa)}$	2.199	2.042	1.922	1.447	0.6690
$\overline{\sigma_{bc}} \text{ (MPa)}$	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Concernant l'étage 7 et 8^{ème} étage, la section à ce niveau est une section partiellement comprimée (SPC) donc les notes de calcul sont les suivantes :

$$\text{On a: } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y < \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

Calcul y : $y = y_c + c$

$$N(\text{ traction}) \rightarrow c = e_G + \frac{h}{2} \text{ avec } c > 0 \text{ et } y_c < 0$$

$$N(\text{ compression}) \rightarrow c = e_G - \frac{h}{2} \text{ avec } c < 0 \text{ et } y_c > 0$$

$$\text{On a : } y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -c \leq y_c \leq h - c & \text{si } c > 0 \\ +c \leq y_c \leq h + c & \text{si } c < 0 \end{cases}$$

Les données :

$$N_{ser} = 401.83 \text{ KN} ; M_{ser} = 70.44 \text{ KN.m}$$

$$h = 50 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm} ; d = 47 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{70.44}{401.83} = 0.18 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression c est en dehors du noyau central.

N_{ser} est un effort de compression et le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul de centre de pression :**

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0.18 - 0.25 = -0.07 \text{ m}$$

Par convention de signe, on prend : $c = 0.07 \text{ m}$

$$\text{On a : } y_c^3 + py_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (7)^2 - 90 \times \frac{18.47}{45} (7 - 3) + 90 \times \frac{18.47}{45} (47 - 7) \\ q = -2 \times (7)^3 - 90 \times \frac{11.12}{45} (7 - 3)^2 - 90 \times \frac{18.47}{45} (47 - 7)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = 1478.36 \\ q = -71613.84 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 4p^3 + 27q^2 = 4 \times (1478.36)^3 + 27 \times (-71613.84)^2 = 1,51 \times 10^{11} > 0$$

\Rightarrow Une seule racine réelle.

$$\Rightarrow \begin{cases} \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 2.64 \times 10^9 \\ \sqrt{\Delta} = 21878.55 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 93497.1 \\ z = t^{1/3} = 45.39 \end{cases}$$

$$\text{On a : } y_c = z - \frac{p}{3z} = 34,53 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } -c \leq y_c \leq h - c \quad \text{avec } c > 0 \Rightarrow 7 \leq y_c = 34,53 \leq 43$$

✓ **La distance entre l'axe neutre est la fibre la plus comprimée (y) :**

$$y = y_c + c = 34.53 + 7 = 41.13 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

$$= \frac{45}{2} (41.13)^2 + 15[-18.47 \times (47 - 41.13)] = 37291,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{401,83 \times 10^{-3}}{0.0372} \times 0.4113 = 4,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau V.18 : Vérification des contraintes dans les poteaux au niveau 7et 8

Section	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	e _G (cm)	C (cm)	y _c (cm)	y (cm)	μt (cm ³)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
(50×45) cm ²	401.83	70.44	17,5	7	34.35	41.13	37291	4.47	15
Ø=50cm	314.85	51.46	16.43	8.66	37.35	46.01	52666	2.75	15

✓ Vérification des contraintes de cisaillements :

D'après le **RPA99 version 2003 article (7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle, de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la Valeur limite suivante :

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

$$\text{Avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

• Poteaux rectangulaires :

Tableau V.19 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux rectangulaires

Niveau	Section (cm ²)	lf (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	Vu (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ ⁻ _{bu} (MPa)	Observation
ENTRE SOL01 /02	75×70	196	2.66	0,04	72	178.87	0,341	1	Vérifiée
Commerce/ soutente	70×65	236	3.63	0,04	67	125.22	0,275	1	Vérifiée
RDC /1er étage	65×65	214.2	3,29	0,04	62	134.3	0.318	1	Vérifiée
2, 3ème étages	55×55	214.2	3,89	0,04	52	131.96	0,436	1	Vérifiée
4,5 ,6 ème étages	55×50	214.2	4,284	0,04	52	119.13	0,433	1	Vérifiée
7 ,8 ème étages	50×45	214.2	4.76	0.04	42	86.201	0.383	1	Vérifiée

• Poteaux circulaires :

Tableau V.20 : Vérification des contraintes de cisaillements dans les poteaux circulaires

Niveau	D (cm)	lf (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	Vu (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ ⁻ _{bu} (MPa)	Observation
ENTRE SOL01 /02	75	196	2.66	0,04	67.5	70.24	0.039	1	Vérifiée
Commerce/ soutente	70	236	3.63	0,04	63	55.98	0.036	1	Vérifiée
RDC /1er étage	65	214.2	3,29	0,04	58.1	55.87	0.042	1	Vérifiée
2, 3ème étages	60	214.2	3,89	0,04	54	65.75	0.058	1	Vérifiée
4,5 ,6 ème étages	55	214.2	4,284	0,04	49.5	56.01	0.059	1	Vérifiée
7 ,8 ème étages	50	214.2	4.76	0.04	45	61.1	0.078	1	Vérifiée

V.3.5 schémas de ferrailages :

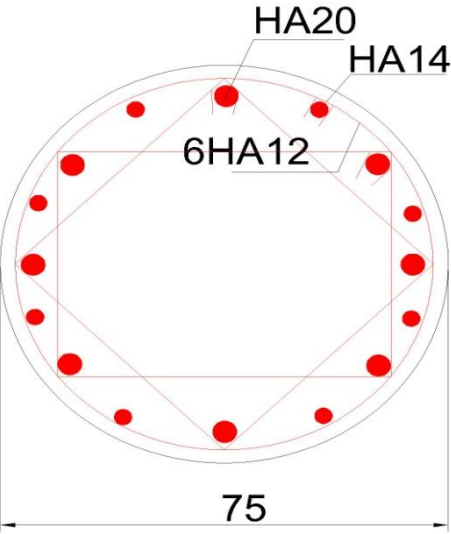
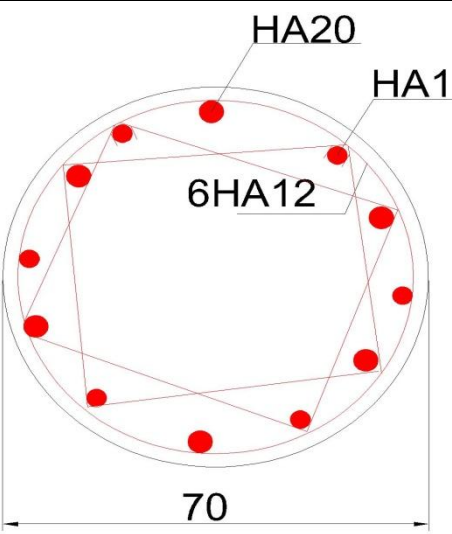
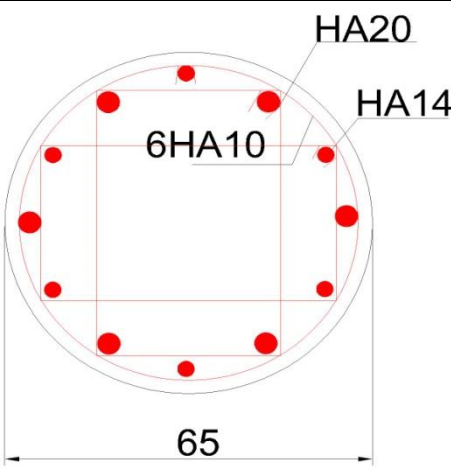
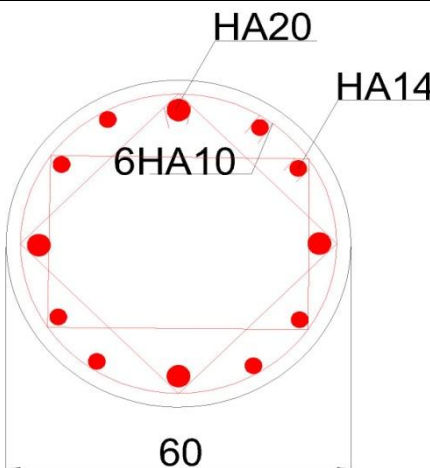
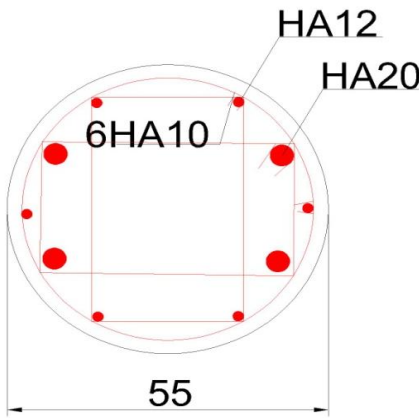
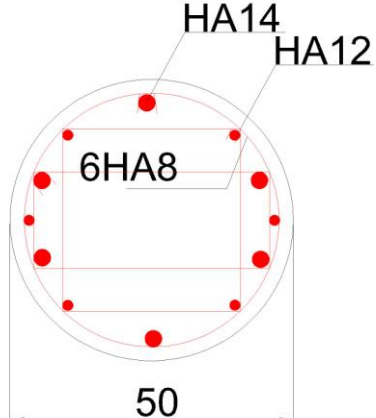
- **Poteaux rectangulaires :**

Tableau V.21 : schéma de ferrailages des poteaux rectangulaires

Entresol1 et entresol2	Commerce et soupenste
RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3eme étage
4, 5,6eme étage	7 et 8eme étage

Poteaux circulaires

Tableau V.22 : Schéma de ferrailages des poteaux circulaires

<p style="text-align: center;">$\varnothing=75\text{cm}$</p> 	<p style="text-align: center;">$\varnothing=70\text{cm}$</p> 
<p style="text-align: center;">$\varnothing=65\text{cm}$</p> 	<p style="text-align: center;">$\varnothing=60\text{cm}$</p> 
<p style="text-align: center;">$\varnothing=55\text{cm}$</p> 	<p style="text-align: center;">$\varnothing=50\text{cm}$</p> 

Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur

M_w : Moment résistant gauche de la poutre

M_e : Moment résistant droite de la poutre

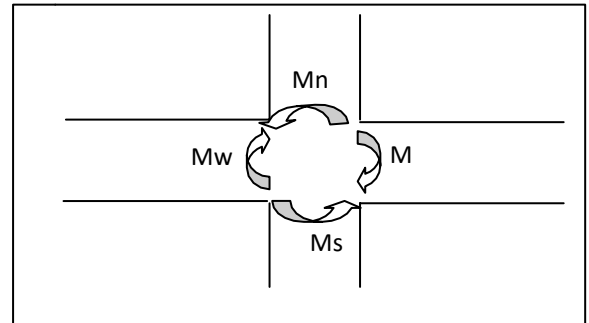


Fig. V. 4 : La zone nodale

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s ; \text{ Avec : } z = 0,9 \times h ; \sigma_s = f_e / \gamma_s.$$

Tableau V.23 : Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	H (cm)	Z (cm)	As cm ²	M _R (KN.m)
ENTRE SOL01 / 02	75×70	67.5	45.74	1074.43
Commerce soupente	70×65	63	37.7	826.53
RDC /1er étage	65×65	58.5	37.7	767.49
2, 3ème Étages	55×55	49.5	24.89	428.76
4,5 ,6 ème Étages	55×50	49.5	20.36	350.72
7 ,8 ème Étages	50×45	45	20.11	314.93

Tableau V.24 : Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Poutres principales				Poutres secondaires			
	h (m)	z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)	h (m)	z (m)	As(cm ²)	M _R (KN.m)
Entres sols	0,45	0.405	9.24	130.23	0,40	0.36	8.01	100.35
Commerce /soupente	0,45	0.405	12.06	169.97	0,40	0.36	8.01	100.35
RDC et Étages courants	0.45	0.405	12.06	169.97	0.40	0.36	8.01	100.35

Tableau V.25 : Vérification de la zone nodale

Niveau	MS	MN	MS+MN	Poutre	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Observation
Entres sols	1074.43	1074.43	2148.86	PP	130.23	130.23	325.58	Vérifiée
				PS	100.35	100.35	250.87	
Commerce / Soupente	826.53	826.53	1653.06	PP	169.97	169.97	424.93	Vérifiée
				PS	100.35	100.35	250.87	
RDC /1er étage	767.49	767.49	1534.98	PP	169.97	169.97	250.72	Vérifiée
				PS	100.35	100.35	219.40	
2, 3ème Étages	428.75	428.75	857.5	PP	169.97	169.97	250.72	Vérifiée
				PS	100.35	100.35	219.40	
4,5 ,6 ème Étages	350.72	350.72	701.44	PP	169.97	169.97	250.72	Vérifiée
				PS	100.35	100.35	219.40	
7 ,8 ème Étages	314.93	314.93	629.86	PP	169.97	169.97	250.72	Vérifiée
				PS	100.35	100.35	219.40	

Les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans toutes les poutres, alors on aura la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.4 Les voiles :

V.4.1 Introduction :

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

Le rôle principal des voiles est d'assurer le contreventement mais peuvent parfois être porteurs et supportent les charges provenant des planchers.

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

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

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

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

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

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2 Recommandation du RPA99 version 2003 :

✓ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✓ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

✓ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

✓ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.

- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

✓ **Exemple de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.26 : Sollicitations maximales dans le voile $V_{x/l}$ à X-X'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entresol2	2475.81	33.34	1917.09	1875.43	1058.15	188.61	818.44
combinaison	ELU		ELA		ELA		

Ferraillage :

a. Calcul des armatures verticales

Cas 1 : Calcul du ferraillage sous N_{max} et M_{cor}

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.

$$L = 3.6 \text{ m}, d = 3.55 \text{ m}, e = 0.15 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 2475.81 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 33.34 \text{ KN.m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.013 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1.8 \text{ m}$$

\Rightarrow Nu compression et le centre de pressions est à l'intérieur de la section

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \times (d - d') - M_{ua} \leq (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = (33.34 \times 10^{-3}) + 2475.81 \times 10^{-3} \times \left(3.55 - \frac{3.6}{2} \right) = 4.366 \text{ KN.m}$$

$$2475.81 \times 10^{-3} \times (3.55 - 0.05) - 4.366 \leq (0.337 \times 3.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.15 \times 3.6 \times 14.2(I)$$

$$4.29 \leq 8.99 \dots\dots(I)$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.366}{0.2 \times 3.55^2 \times 14.2} = 0.163$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.223$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.55(1 - 0.4 \times 0.223) = 3.233 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{4.29}{3.233 \times 348} = 38.13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 38.13 \times 10^{-4} - \frac{2475.81 \times 10^{-3}}{348} = -32.34 \text{ cm}^2 < 0$$

Cas 2 : Calcul du ferrailage sous M_{max} et N_{cor}

$$M_{max} = 1917.09 \text{ KNm} ; N_{corr} = 1875.43 ; e = 1.02 < 1.8$$

Nu compression et c a l'intérieur de la section

$$M_{ua} = 5.199 \text{ MNm}$$

1.36 < 11.7.....(I) donc la section est partiellement comprimée.

$$U_{bu} = 0.119 ; \alpha = 0.202 ; z = 3.263 ; A = -7.05 < 0$$

Cas 3 : Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor}

$$N_{min} = 1058.15 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 1688.61 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.61 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.8 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

$$M_{ua} = 3.54 \text{ MNm} \quad 0.163 < 11.7 \dots\dots(I) \text{ Donc la section est partiellement comprimée}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.54}{0,2 \times 3.55^2 \times 18,48} = 0,101$$

$$\mu_{bu} = 0,101 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,101}) = 0,134$$

$$z = 3.55(1 - 0,4 \times 0,134) = 3.36 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{3.54}{3,55 \times 400} = 24.92 \text{ cm}^2$$

$$A = 24.92 \times 10^{-4} - \frac{1058.15 \times 10^{-3}}{400} = -1.53 \text{ cm}^2 < 0$$

- **Longueur de la partie tendue L_t**

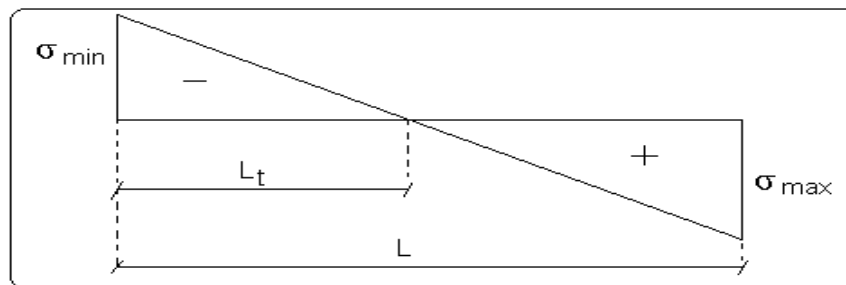


Fig.V.5 : Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1058.15 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3.6} + \frac{1688.61 \times 10^{-3}}{0.583} \times 1.8 = 7.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} y = \frac{1058.15 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3.6} - \frac{1688.61 \times 10^{-3}}{0.583} \times 1.8 = -3.25 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{3.25 \times 3.6}{3.25 + 7.17} = 1.12 \text{ m} \quad l_c = L - 2 \times l_t = 1.35 \text{ m}$$

- **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22.5\text{cm}$$

Avec - $S_t = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 20 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

- **Armatures minimales dans le voile**

Dans le voile Selon RPA $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 3.6 = 8.1 \text{ cm}^2$

Dans le voile selon BAEL $A_{min} = 0.23 \times d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 355 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 6.42 \text{ cm}^2$

En zone tendue par le RPA $A_{min}^{tendu} = 0.2\% 0.15 \times 1.12 = 3.36 \text{ cm}^2$

En zone comprimée par le RPA $A_{min}^{comprimée} = 0.1\% \times 0.15 \times 1.35 = 2.025 \text{ cm}^2$

b. Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 818.44 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 818.44 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.55} = 2.15 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{2.15 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres**

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 16HA10 = 12.57 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{Zc} = 10HA8 = 5.03 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales

$$A_h = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

- **Selon le sens X-X :**

a) *Voiles V_{x1}* :

Tableau V.27 : Ferrailage Vx1.

	Niveau	Galerie, soupenne, RDC ,1 ^{er} étage, entre sol 1et2	2,3 ^{ème} étage	4, 5,6ème étage	7,8 ^{ème} étage
Armature verticale	Section	0.15×3.6	0.15×3.2	0.15×2.8	0.15×1.95
	N(KN)	1058.15	498	261.71	187.4
	M(KN.m)	188.61	338.17	181.93	156.08
	$A_{v\text{ cal}} (\text{cm}^2)$	<0	<0	<0	1.81
	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} (\text{cm}^2)$	6.42	5.7	4.983	3.44
	$L_t (\text{m})$	1.12	0.34	0.45	0.59
	$A_{\text{min}}^{\text{tendu}} (\text{cm}^2)$	3.36	0.719	1.37	0.267
	$A_{v\text{ adopté}}^{\text{tendue}} (\text{cm}^2)$	16HA10	8HA10	8HA10	8HA10
	$A_{\text{min}}^{\text{comprimé}} (\text{cm}^2)$	2.025	2.402	2.83	2.032
	$A_{v\text{ adopté}}^{\text{comprimée}} (\text{cm}^2)$	10HA8	22HA8	14HA8	8HA8
	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	8.1	7.2	6.3	4.387
$S_t (\text{cm})$	20	20	20	20	
Armature horizontale	V(KN)	818.44	367.58	211.5	81.06
	$\tau (\text{MPa})$	2.15	1.089	0.77	0.39
	$\bar{\tau} (\text{MPa})$	5	5	5	5
	$A_h^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	2.015	1.02	0.67	0.37
	$A_h^{\text{min}} (\text{cm}^2)$	0,45	0.45	0.45	0.45
	$A_h^{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
	$S_t (\text{cm})$	20	20	20	20

b) Voiles V_{x2} :

Tableau V.28 : Ferrailage Vx2.

	Niveau	Galerie, soupenle, RDC ,1 ^{er} étage, entre sol 1et2	2,3 ^{ème} Etage	4, 5,6ème Etage	7,8 ^{ème} étage
Armature verticale	Section	0.15×1.95	0.15×1.95	0.15×1.95	0.15×1.95
	N(KN)	-427.97	245.34	73.2	-50.44
	M(KN.m)	56.83	73.04	39.26	39.6
	A _{vcal} (cm ²)	6.33	<0	<0	3.022
	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	3.44	3.44	3.44	3.44
	L _t (m)	1.37	0.081	0.38	1.38
	A _{min} ^{tendu} (cm ²)	4.12	0.036	1.15	0.621
	A _{v adopté} ^{tendue} (cm ²)	24HA10	2HA10	6HA10	24HA8
	A _{min} ^{comprimé} (cm ²)	/	2.803	1.78	/
	A _{v adopté} ^{comprimée} (cm ²)	/	22HA8	14HA8	/
	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	4.387	4.387	4.38	4.387
	S _t (cm)	18	18	18	18
Armature horizontale	V(KN)	184.59	215.46	187.002	120.83
	τ (MPa)	0.9	1.05	0.918	0.59
	τ̄ (Mpa)	5	5	5	5
	A _h ^{cal} (cm ²)	0.84	0.99	0.86	0.55
	A _h ^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
	A _h ^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
	S _t (cm)	20	20	20	20

c) Voiles V_{x3} :Tableau V.29 : Ferrailage V_{x3}

	Niveau	Galerie, soupente, RDC ,1 ^{er} étage, entre sol 1et2	2,3 ^{ème} étage	4, 5,6ème étage	7,8 ^{ème} étage
Armature verticale	Section	0.15×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3
	N(KN)	-188.79	19.68	-5.09	-70.46
	M(KN.m)	149.99	24.4	28.10	11.94
	A_{vcal} (cm ²)	5.43	0.24	0.63	13.26
	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	2.26	2.26	2.26	2.26
	L_t (m)	0.82	0.54	0.67	1.12
	A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.46	0.244	2.03	0.504
	$A_{v\ adopté}^{tendue}$ (cm ²)	14HA12	14HA10	14HA8	14HA12
	$A_{min}^{comprimé}$ (cm ²)	/	/	/	/
	$A_{v\ adopté}^{comprimée}$ (cm ²)	/	/	/	/
	A_{min}^{RPA} (cm ²)	2.92	2.925	2.925	2.925
	S_t (cm)	20	20	20	20
Armature horizontale	V(KN)	68.84	68.85	60.94	39.2
	τ (Mpa)	0.51	0.514	0.45	0.29
	$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5
	A_h^{cal} (cm ²)	0.47	0.48	0.42	0.27
	A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
	A_h^{adop} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
	S_t (cm)	20	20	20	20

d) Voiles V_{x4} :Tableau V.30 : Ferrailage V_{x4} .

	Niveau	Galerie, soupenne, RDC ,1 ^{er} étage, entre sol 1et2	2,3 ^{ème} étage	4, 5,6ème étage	7,8 ^{ème} étage
Armature verticale	Section	0.15×3.7	0.15×3.1	0.15×2.8	0.15×2.4
	N(KN)	774.75	399.82	234.4	30.83
	M(KN.m)	638.41	167.36	174.79	179.59
	A_{vcal} (cm ²)	<0	<0	<0	1.53
	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	6.61	5.52	4.98	4.25
	L_t (m)	0.46	0.294	1.19	1.12
	A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.38	0.132	3.58	0.5
	$A_{v\ adopté}^{tendue}$ (cm ²)	8HA10	8HA10	16HA10	14HA8
	$A_{min}^{comprimé}$ (cm ²)	4.14	4.208	/	/
	$A_{v\ adopté}^{comprimée}$ (cm ²)	26HA8	22HA8	/	/
	A_{min}^{RPA} (cm ²)	8.325	6.975	6.3	5.4
S_t (cm)	20	20	20	20	
Armature horizontale	V(KN)	570.73	254.99	149.11	89.63
	τ (MPa)	1.5	0.78	0.5	0.35
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
	A_h^{cal} (cm ²)	1.4	0.73	0.47	0.33
	A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
	A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
	S_t (cm)	20	20	20	20

- Selon le sens Y-Y

a) Voiles V_{y1}

Tableau V.31 : Ferrailage V_{y1}

	Niveau	Galerie, soupente, RDC ,1 ^{er} étage, entre sol 1et2	2,3 ^{ème} étage	4, 5,6ème étage	7,8 ^{ème} étage
Armature verticale	Section	0.15×1.2	0.15×1.2	0.15×1.2	0.15×1.2
	N(KN)	636.75	167.59	104.32	44.51
	M(KN.m)	153.19	17.22	10.72	14.65
	A_{veal} (cm ²)	13.77	<0	<0	<0
	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	2.08	2.08	2.08	2.08
	L_t (m)	0.57	0.446	0.31	0.222
	A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.71	0.2	0.93	0.1
	$A_{v\ adopte}^{tendue}$ (cm ²)	14HA12	6HA10	4HA10	4HA10
	$A_{min}^{comprimé}$ (cm ²)	/	1.13	1.02	1.64
	$A_{v\ adopte}^{comprimée}$ (cm ²)	/	2HA10	6HA8	6HA8
	A_{min}^{RPA} (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
	S_t (cm)	20	20	20	20
Armature horizontale	V(KN)	81.75	77.02	76.38	45.65
	τ (MPa)	0.663	0.625	0.619	0.37
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
	A_h^{cal} (cm ²)	0.62	0.58	0.58	0.34
	A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
	A_h^{adop} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
	S_t (cm)	20	20	20	20

b) voiles V_{y2} Tableau V.32 : Ferrailage V_{y2}

	Niveau	Galerie, soupenne, RDC ,1 ^{er} étage, entre sol 1et2	2,3 ^{ème} étage	4, 5,6ème étage	7,8 ^{ème} étage
Armature verticale	Section	0.15×4.4	0.15×3.8	0.15×3.2	0.15×3
	N(KN)	592.49	658.07	319.18	8.57
	M(KN.m)	3178.29	514.41	252.64	336.64
	A_{vcal} (cm ²)	12.49	<0	<0	2.77
	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	7.87	6.79	5.7	5.34
	L_t (m)	1.89	0.53	0.51	1.48
	A_{min}^{tendu} (cm ²)	5.67	0.238	1.56	4.44
	$A_{v\ adopté}^{tendue}$ (cm ²)	24HA12	8HA12	6HA12	34HA8
	$A_{min}^{comprimé}$ (cm ²)	0.9	4.904	3.24	/
	$A_{v\ adopté}^{comprimée}$ (cm ²)	4HA10	28HA10	22HA10	/
	A_{min}^{RPA} (cm ²)	9.9	8.55	7.2	6.76
	S_t (cm)	20	20	20	20
Armature horizontale	V(KN)	1066.57	627.7	344.86	121.28
	τ (MPa)	2.28	1.8	1.02	0.38
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
	A_h^{cal} (cm ²)	2.13	1.68	0.95	0.35
	A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
	A_h^{adop} (cm ²)	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
	S_t (cm)	20	20	20	20

c) Voiles V_{y3} Tableau V.33 : Ferrailage V_{y3}

	Niveau	Galerie, soupenne, RDC ,1 ^{er} étage, entre sol 1et2	2,3 ^{ème} étage	4, 5,6ème étage	7,8 ^{ème} étage
Armature verticale	Section	0.15×3.1	0.15×2.9	0.15×2.4	0.15×2
	N(KN)	216.23	239.11	20.45	-55.89
	M(KN.m)	1031.18	210.45	23.83	10.29
	A_{vcal} (cm ²)	6.75	<0	<0	16.51
	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	5.52	5.16	4.25	3.53
	L_t (m)	1.38	0.65	0.78	1.54
	A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.9	0.293	2.35	4.64
	$A_{v\ adopté}^{tendue}$ (cm ²)	18HA10	10HA10	6HA10	22HA10
	$A_{min}^{comprimé}$ (cm ²)	2.07	3.37	2.45	/
	$A_{v\ adopté}^{comprimée}$ (cm ²)	2HA8	14HA8	4HA10	/
	A_{min}^{RPA} (cm ²)	6.975	6.525	5.4	4.5
S_t (cm)	20	20	20	20	
Armature horizontale	V(KN)	315.82	248.98	142.59	82.22
	τ (MPa)	0.966	0.815	0.566	0.393
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
	A_h^{cal} (cm ²)	0.9	0.764	0.53	0.36
	A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
	A_h^{adop} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
	S_t (cm)	20	20	20	20

d) Voiles V_{y4}

Tableau V.34 : Ferrailage V_{y4}

	Niveau	Galerie, soupenne, RDC ,1 ^{er} étage, entre sol 1et2	2,3 ^{ème} étage	7,8 ^{ème} étage
Armature verticale	Section	0.15×3	0.15×2.7	0.15×2
	N(KN)	251.08	142.7	-0.88
	M(KN.m)	562.26	123.88	92.21
	A_{vcal} (cm ²)	1.73	<0	1.2
	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	5.34	4.79	3.53
	L_t (m)	1.16	0.64	1.31
	A_{min}^{tendu} (cm ²)	3.48	0.291	3.93
	$A_{v\ adopté}^{tendue}$ (cm ²)	14HA10	10HA10	22HA8
	$A_{min}^{comprimé}$ (cm ²)	0.99	3.077	/
	$A_{v\ adopté}^{comprimée}$ (cm ²)	4HA8	10HA8	/
	A_{min}^{RPA} (cm ²)	6.75	6.075	4.5
	S_t (cm)	20	20	20
Armature horizontale	V(KN)	280.37	158.3	37.63
	τ (MPa)	0.88	0.55	0.18
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
	A_h^{cal} (cm ²)	0.82	0.51	0.16
	A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
	A_h^{adop} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8
	S_t (cm)	20	20	20

Schémas de ferrillages :

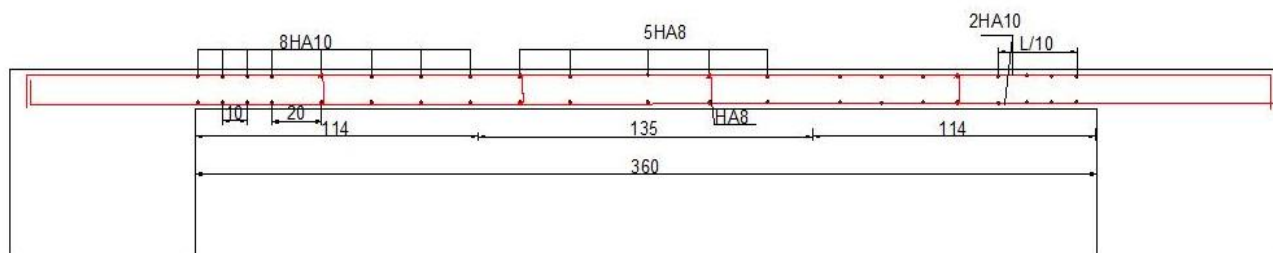


Fig. V.6 : Schémas de ferrailage du voile VX1

CHAPITRE VI

FONDATION

VI.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations ainsi ils ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes). Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage.

VI.2 Les différents types de fondation

- a) les fondations superficielles, (semelle isolée, semelle filante, radier général).
- b) les fondations profondes et semi profondes, (puits et pieux).

Au sens du **DTU 13.12** le domaine d'application des fondations superficielles est défini par une profondeur relative $D/B < 6$ et une profondeur absolue de 3 m. Au-delà on a des fondations profondes.

Au sens du **fascicule 62 titre V** on considère qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement équivalente D_e est inférieure à 1.5 fois sa largeur: $D_e / B < 1,5$.

VI.3 Le choix du type de fondation

.Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

VI.3.1. Caractéristiques du sol

Les sondages ont mis en évidence :

- Du sable moyennement dense jusqu'à 3.5m de profondeur
- Du sable fin lâche jusqu'à 7 m de profondeur
- Du sable moyennement dense jusqu'à 8 à 12m de profondeur puis plus compacte au-delà.
- Le sol est de très faible portance une contrainte admissible de 0.36 bar jusqu'à 8 m de profondeur
- Présence de nappe phréatique à 7m de profondeur

VI.3.2. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

VI.3.3. Verification des fondations

a) Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABSV16. $N = 2540.25KN$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 0.36 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans

l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,70}{0,75} \times \frac{2540.25}{36}} \Rightarrow B \geq 8.11 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.55m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, donc ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

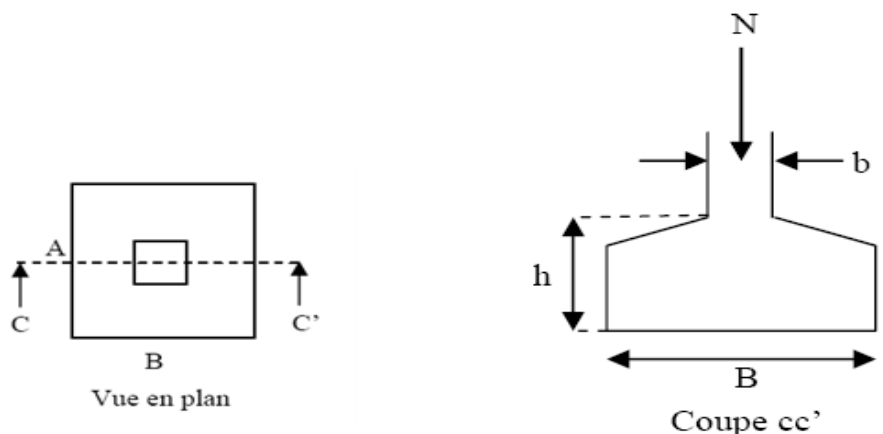


Fig.VI.1 :Semelle isolée

b) Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS V16 pour tirer les efforts normaux sous les files.

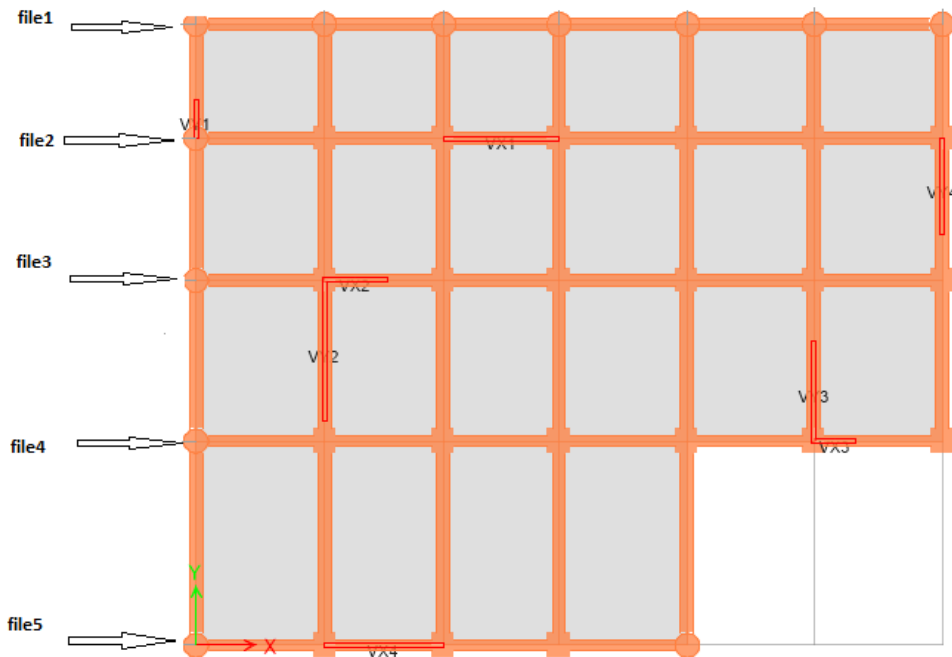


Fig.VI.2 : Les différentes files de semelles filante

Tableau.VI.1 : Les sommes des efforts normaux sur les différentes files de semelles filantes

Les files des portiques	1	2	3	4	5
La somme des efforts normaux max	9288.89	11971.47	12721.39	11883.33	5978.46

On constate que la file 3 est la plus sollicitée

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{12721.39}{36 \times 23.25} = 15.19 \text{ m}$$

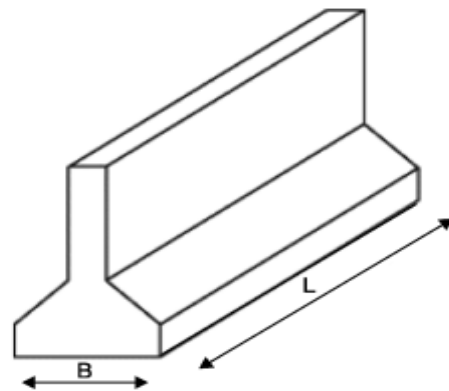


Fig.VI.3 : Semelle filante

L'entraxe minimal des poteaux est de 3.55m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

c) Vérification d'un radier général

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords. Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

$$SF \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{61578.77}{36} = 1710.52m^2$$

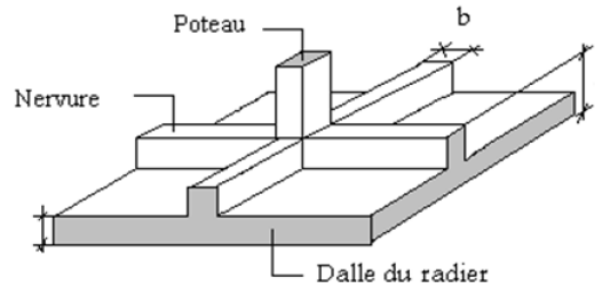


Fig. VI.4 :Radier général

La surface du bâtiment est de $S_{bat} = 411.6m^2$

On remarque que $SF > S_{bat}$ la surface occupée par le radier est plus grande 4 fois la surface du bâtiment.

Les fondations superficielles telles que le radier et les semelles ne sont pas vérifiées.

➤ Pour le choix de type de fondation pour cet ouvrage:

La fondation superficielle est insuffisante.

On peut bien sûr aller chercher le bon sol en creusant assez loin, et effectuer des fondations profondes cependant elles s'avèreront plus coûteuses, car on modifie toute la nature du chantier. De plus la mise en œuvre est complexe et nécessite un délai de réalisation plus long.

Il faudra donc adapter le sol à recevoir l'ouvrage par amélioration de sa capacité portante; en améliorant la qualité et les caractéristiques du sol, on le rend apte à recevoir les fondations qui vont rester superficielles, donc plus économiques et plus faciles à réaliser.

VI.4. Les techniques de renforcement du sol

Il existe plusieurs techniques de renforcement des sols :

- Par la modification de la structure interne du sol
- Par ajout d'inclusions

Suivant le type de sol considéré et le type d'ouvrage à réaliser, il convient de retenir une solution de renforcement adaptée qui s'accorde à la fois à la nature du sol en place et à son environnement

Tableau.VI.2 : Technique de renforcement du sol

Nature du sol	Techniques adoptées
Sols granuleux	Compactage dynamique statique Vibroflottation Colonnes Jet grouting
Sols fins à très fin	Colonnes ballastées
Sol fin mou et compressible renfermant des matériaux organique	Inclusion rigide

On a opté pour un renforcement du sol par colonne ballastés.

VI.4.1.Les colonnes ballastées

Ca consiste à mettre en œuvre un maillage de colonne constituée de matériaux granulaires, mis en place par refoulement du sol et compactée par passage successif. Le but est de modifier les caractéristiques intrinsèques du sol pour le rendre plus résistant de l'intérieur.

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

Par voie humide : on utilise le lançage à l'eau.

Par voie sèche : on utilise le lançage à l'air.

VI.4.2.Dispositions constructives

- **Diamètre des colonnes ballastées.**

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et son adéquation au terrain rencontré.
- Des caractéristiques des terrains rencontrés (le diamètre peut varier sur la hauteur de la colonne en fonction des résistances des couches traitées.).
- De l'énergie totale dépensée.

Le diamètre de la colonne par voie humide est plus important que par voie sèche (les diamètres usuels par voie humide varient de 80 à 120 cm alors que par voie sèche ils sont compris entre 50 et 80 cm).

- **Longueur des colonnes ballastées.**

La longueur des colonnes dépend, en premier lieu, de la présence ou non d'un substratum rigide qui en pratique s'identifie à une couche très résistante. La présence d'un substratum rigide est une situation idéale pour garantir une meilleure réduction du tassement.

Dans la pratique courante la longueur des colonnes varie de 3 à 20m. Cependant, dans les grands projets des longueurs de colonnes supérieures à 20 m peuvent être exécutées lorsque les équipements disponibles le permettent.

- **Dans notre cas :**

Les colonnes seront mise en place a partir de 4m de profondeur par rapport au terrain naturel jusqu'à la couche de sable compacte entre 8et 12m (longueur utile entre 4 et 8m) .Le diamètre des colonnes est de 0.9m ou 0.7m.

VI.5. Calcul du radier

Grace au renforcement du sol on conserve des fondations superficielles.

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Pré dimensionnement du radier**

- **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6.35m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{635}{20} = 31.75 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{635}{10} = 63.5 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=0.5 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (mauvais sol);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6,35^4 \times 0,5 \cdot 10^4}{\pi^4 \cdot 3,216 \cdot 10^7}} = 49,9 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 63,5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 70 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,7^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 0,5 \times 10^4}} = 5,2 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6,35 \leq \frac{\pi}{2} \cdot 3,26 = 8,16 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 40 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 411,6 \text{ m}^2$

➤ **Vérifications nécessaires**

• **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 0,036 \text{ MPa}$; $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$

$I_x = 12157,4 \text{ m}^4$ et $X_G = 10,82 \text{ m}$; $I_y = 17640,6 \text{ m}^4$ et $Y_G = 10,62 \text{ m}$

Sens X-X

Données : $N = 61,57877 \text{ MN}$; $M_x = 67,655 \text{ MN.m}$; $I_{xG} = 12157,4 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{61,57877}{411,6} + \frac{67,655}{12157,4} \cdot 10,62 = 0,208 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{61,57877}{411,6} - \frac{67,655}{12157,4} \cdot 10,62 = 0,0905 \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,208 + 0,0905}{4} = 0,178 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,036 \text{ MPa}$

Sens Y-Y

Données : $N = 61.57877 \text{ MN}$; $M_y = 64.533 \text{ MN.m}$; $I_{yG} = 17640.6 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{61.57877}{411.6} + \frac{64.533}{17640.6} \times 10.82 = 0,189 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{61.57877}{411.6} - \frac{64.533}{17640.6} \times 10.82 = 0,11 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,189 + 0,11}{4} = 0,169 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,036 \text{ MPa}$$

Sachant que la contrainte du sol sera modifiée après consolidation du sol avec les colonnes ballastée .La contrainte admissible du sol doit être supérieur à 0.178MPa

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 61578.77 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{61578.77 \times 6.35}{2 \times 411.6} = 475.006 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{475.006 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,19 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(70 \times 75) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,75 + 0,7 = 1,45 \\ B = b + h_t = 0,7 + 0,7 = 1,4 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2.540 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,70 \times 0,7 \times \frac{25}{1,5} = 2,99 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec : $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 411,1 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$H = 5,45 \text{ m, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$N = 61578,77 \text{ KN} > 1,15 \times 5,45 \times 411,1 \times 10 = 25765,69 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Ferraillage du radier général**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 \times G_0$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

G_0 : le poids propre du radier

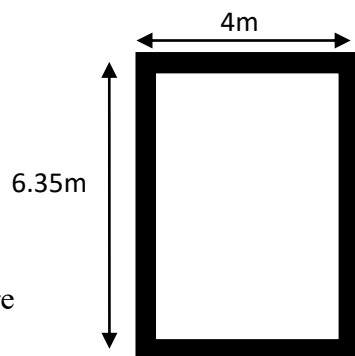
$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = \frac{84734,21}{411,6} + 1,35 \times 10 = 219,36 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4 - 0,75 = 3,25 \text{ m} ; L_y = 6,35 - 0,75 = 5,6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0851 \\ \mu_y = 0,2703 \end{cases}$$



$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0851 \times 219,36 \times 3,25^2 \\ M_{0y} = 0,2703 \times 196,94 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 196,94 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 53,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 157,55 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 42,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -98,47 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,4) m²

Tableau VI.3 : Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
travée	X-X	157.55	13.16	3.872	7HA16=14.07	15
	Y-Y	42.23	3.44	3.2	5HA12=5.65	20
Appui		- 98.47	8.08	3.872	8HA12=9.05	12

- **Condition de non fragilité**

On a e =40 cm > 12 cm et ρ=0,58 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,58}{2} \right) \times 0,4 = 3,872 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

G₀ : le poids propre du radier

$$Q_u = \frac{61578,77}{411,6} = 159,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0897 \\ \mu_y = 0,4462 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 151,21 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 67,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 120,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 53,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -75,605 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau VI.4 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	120.96	12.1	179015	8.17 < 15	Vérifiée	242.25 > 201,63	non vérifiée
	y-y	53.96	6.9	82607	4.5 < 15	Vérifiée	285.12 > 201,63	non vérifiée
Appui		- 75.605	8.43	122968	3.68 < 15	Vérifiée	254.54 > 201,63	non vérifiée

La contrainte en traction n'es pas vérifiée .On doit calculer les armatures a l'ELS

Tableau VI.5 : Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adop} (\text{cm}^2 / \text{ml})$	S_t (cm)
Travée	x-x	120.96	0,385	0,299	15,40	8HA16=16.08	12
	y-y	53.96	1.46	0,508	6.32	7HA12=792	14
Appui		-75.605	0.229	0.238	8.96	8HA12=9.05	12

- **Schéma de Ferrailage du radier**

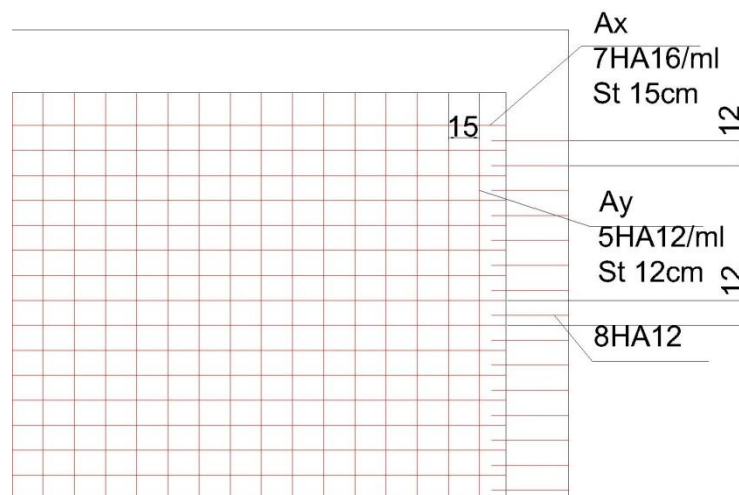


Fig.VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

VI.4.3. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures sont des sections en T inversé, 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 :

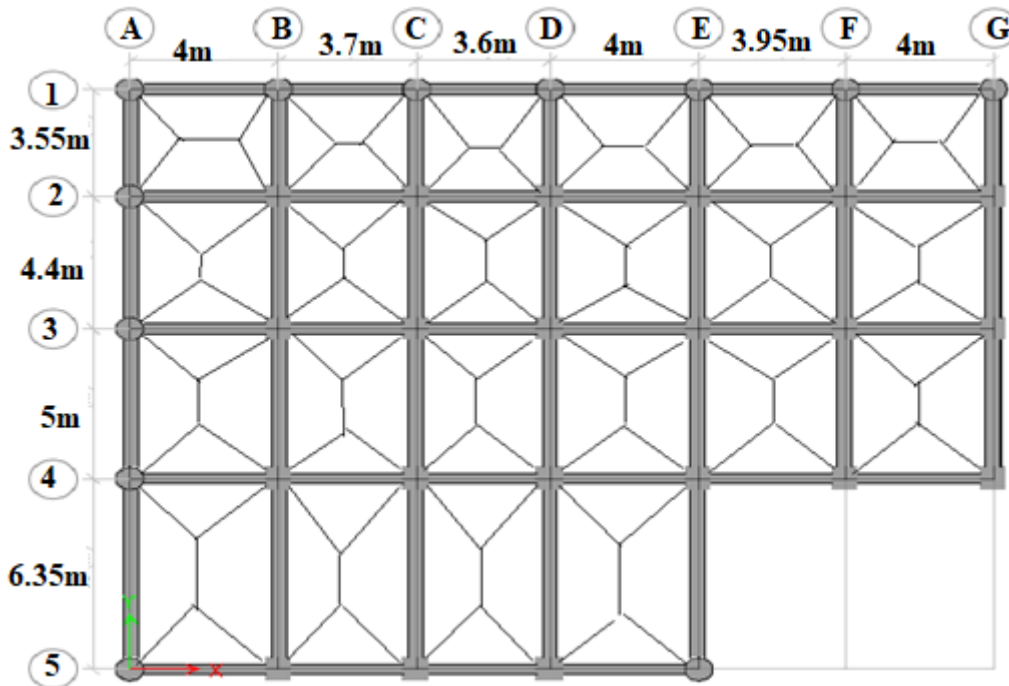


Fig. VI.6 : Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

• Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

- Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

➤ Calcul des charges

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

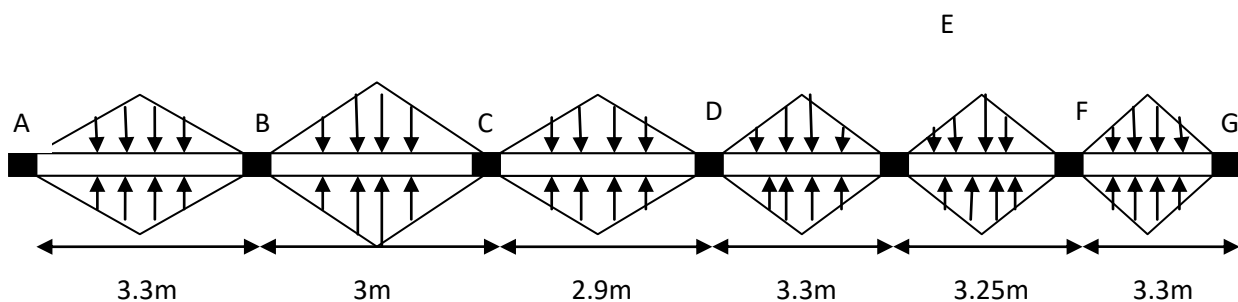


Fig.VI.7 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x

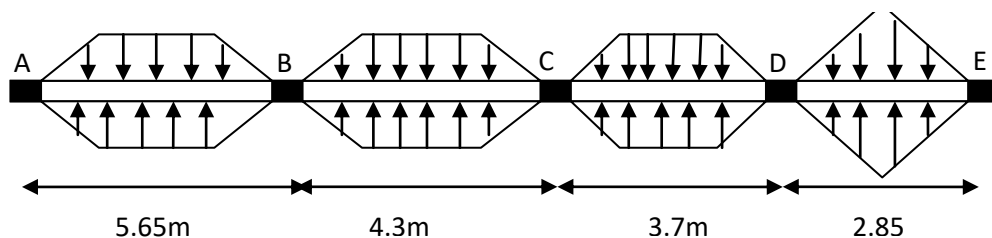


Fig.VI.8 : Répartition de charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y

Déterminer P_u et P_s

$$P_u = \frac{Nu}{Srad} = \frac{84734.21}{411.6} = 205.86 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \frac{Ns}{Srad} = \frac{61578.77}{411.6} = 149.6 \text{ KN/m}^2$$

Tableau.VI.6 :Chargement sur les travée

	Selon le sens y-y				Selon le sens x-x					
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	6
q_m^u (KN/m)	509.4	525.97	485.83	391.13	452.89	411.72	397.99	452.89	308.73	452.89
q_m^s (KN/m)	370.18	402.66	353.06	284.24	329.12	299.2	289.22	329.12	224.4	329.12
q_v (KN/m)	458.03	404.82	293.35	293.35	336.66	308.79	298.49	339.66	231.59	339.66

Pour le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures

$$P_{ner}^u = 1.35 \times b a_{pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.75 \times 0.7 \times 25 = 17.71 \text{ KN/m}$$

$$P_{ner}^s = b a_{pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.7 \times 0.75 \times 25 = 13.125 \text{ KN/m}$$

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

- **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 :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Tableaux VI.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q_{mu} (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	3.3	470.6	0	-471.58	1.408	370.52	441.81	-727.61
	BC	3	429.43	-471.58	-258.29	1.651	113.52	733.04	-246.46

	CD	2.9	415.7	-258.29	-328.5	1.408	134.44	660.83	-256.15
	DE	3.3	470.6	-328.5	-325.44	1.653	314.74	787.82	-391.15
	EF	3.25	326.44	-325.44	-451.28	1.503	45.96	644.1	-166.12
	FG	3.3	470.6	-451.28	0	1.879	379.07	727.41	-452.91
Y-Y	AB	5.65	527.11	0	-1516.89	2.42	1230.02	1075.49	-1612.43
	BC	4.3	543.68	-1516.89	-646.89	2.52	212.33	1411.3	-405.23
	CD	3.7	503.54	-646.89	-457.07	1.95	312.841	1016.66	-419.94
	DE	2.85	508.84	-457.07	0	1.76	179.281	603.63	-282.89

Tableaux VI.8 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q _{ms} (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	3.3	342.24	0	-166.01	1.408	269.456
	BC	3	312.32	-166.01	-201.71	1.651	82.568
	CD	2.9	302.34	-238.91	-238.91	1.408	97.793
	DE	3.3	342.24	-235.17	-235.17	1.653	228.866
	EF	3.25	237.52	-328.48	-328.48	1.503	33.539
	FG	3.3	342.24	-328.48	0	1.879	275.661
Y-Y	AB	5.65	383.305	0	-1113.82	2.42	889.839
	BC	4.3	415.785	-1113.82	-485.7	2.52	186.791
	CD	3.7	366.185	-485.7	-331.68	1.95	220.278
	DE	2.85	297.365	-331.68	0	1.76	130.41

• Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

➤ Détermination de la largeur b

On a : h = 0,7 m ; h₀ = 0,40 m

b₀ = 0,7 m ; d = 0,65 m

Sens X-X

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min(1.65 \text{ m} ; 0.285 \text{ m})$$

Donc, b = 1,26 m.

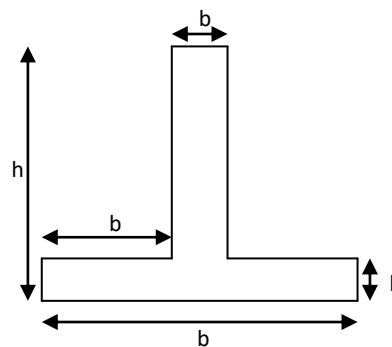


Fig. VI.9 : Section à ferrailier

Sens Y-Y

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2.825 \text{ m} ; 0.29 \text{ m})$$

Donc, $b = 1.28 \text{ m}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	379.75	49.55	9.88	49.76	12HA20+6HA16
	Appui	-451.28	52.15		53.78	12HA20+8HA16
Y-Y	Travée	1230.02	83.78	10.04	84.01	12HA25+8HA20
	Appui	-1516.89	96.175		99.27	10HA32+6HA20

➤ **Armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmax} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(32; 20 ; 70) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

• **Vérification de l'espacement «St »**

On a: $A_t = 4 \text{ Cadres } \phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$

On doit vérifier:

$$St \leq [0.9 \times d ; 40 \text{ cm}] \Leftrightarrow St \leq 40 \text{ cm} \rightarrow \textcircled{1}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Leftrightarrow St \leq 44.8 \text{ cm} \rightarrow \textcircled{2}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \Rightarrow St \leq 30.44 \text{ cm} \rightarrow \textcircled{3}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérfications nécessaires**

• **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{787.82 \times 10^{-3}}{1,26 \times 0,65} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1612.43 \times 10^{-3}}{1.28 \times 0,65} = 1,93 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

• **Vérification des contraintes**

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
X-X	Travée	275.661	24.3	1911295	3.5<15	Vérifiée	88.05<201,63	Vérifiée
	Appui	-328.48	24.8	2009834	4.05<15	Vérifiée	98.47<201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	883.839	28.1	2695101	9.21<15	Vérifiée	181.45<201,63	Vérifiée
	Appui	-1113.82	29.5	2994288	10.99<15	Vérifiée	197.73<201,63	Vérifiée

➤ Les armatures de peau

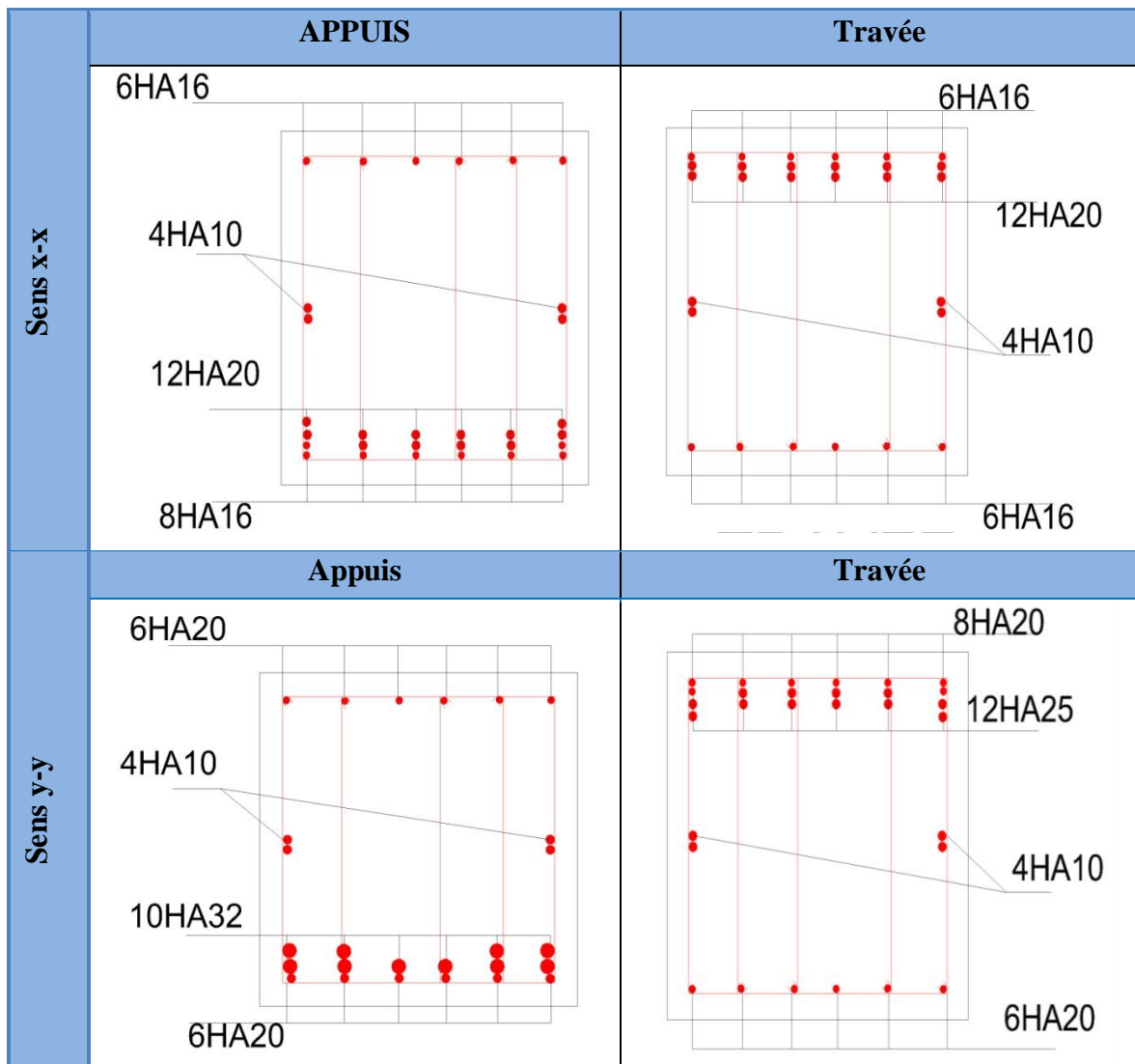
Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de hauteur, donc : $A_p = 3 \times 0.7 = 2.1 \text{ cm}^2$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm^2

➤ schéma de ferrailage des nervures

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures



CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en pratique les acquis théorique assimilés durant notre cycle de formation, et d'appliquer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et en respectant la réglementation en vigueur.

Avant de commencer les calculs il faudra tout d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.

La prise en main du logiciel de modélisation (ETABS) nous a autorisés à avoir une nouvelle perception du comportement dynamique de la structure vis-à-vis des sollicitations, ainsi mieux comprendre et interpréter les résultats. Il est indispensable de reproduire le plus possible la structure et de lui appliquer des chargements qui s'approchent des chargements réels afin d'avoir un modèle qui reflète au mieux le comportement de celle-ci.

Concernant la disposition des voiles, l'aspect architectural constitue un obstacle considérable, ce qui influe directement sur le bon comportement de la structure, il convient de souligner que la disposition des voiles permet de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux et ce grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

L'utilisation du système mixte peut apporter des avantages économiques mais pour aboutir à un comportement et des interactions adéquates, on doit passer par un travail laborieux et souvent itératif.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie

Enfin, les difficultés rencontrées nous ont conduit à nous documenter et a nous pencher sur des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier ; a savoir la méthode des colonnes ballastées, cette dernière nous a permis d'améliorer notre sol afin de mieux l'adapter pour recevoir les fondations de notre ouvrage.

Bibliographie

M.BELAZOUGUI.*Expérience algérienne en matière de risque sismique et de construction.*

DTR-BC.2.48.*Règles Parasismiques Algériennes. Ministère de l'habitat.*

DTR-BC.2.33.1.*Règle de calcul des fondations superficielles. Ministère de l'équipement et du logement.*

DTR-BC.2.41.*Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93).Ministère de l'habitat.*

DTR-BC.2.2.*Charges permanentes et charges d'exploitation. Ministère de l'urbanisme et de la construction.*

DTU BAEL 1991.*Règles techniques de conception et de Calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, révisée en 1999.*

A.PECKER. *Dynamique des structures et des ouvrages.* Ecole nationale des ponts et des chaussées. Edition 2006.

H.CHIKH AMER. *Cour Projet structures en béton armé.* Université de Bejaia.

VAILLARD et BRIANCON.2018.*Les renforcements des sols des techniques devenus indispensables.*Encyclopedie de l'environnement.

Projet de fin d'étude. SERIKMA et LABLACK.2007.*Etude d'un bâtiment technico-administratif sur colonnes ballastées.*

Projet de fin d'étude. BAZIZI ET KARA.2010. *Renforcement des sols par colonnes ballastées cas de la zone portuaire de Bejaia.*

Logiciels

Logiciel d'analyse des structures ETABS/version.16.

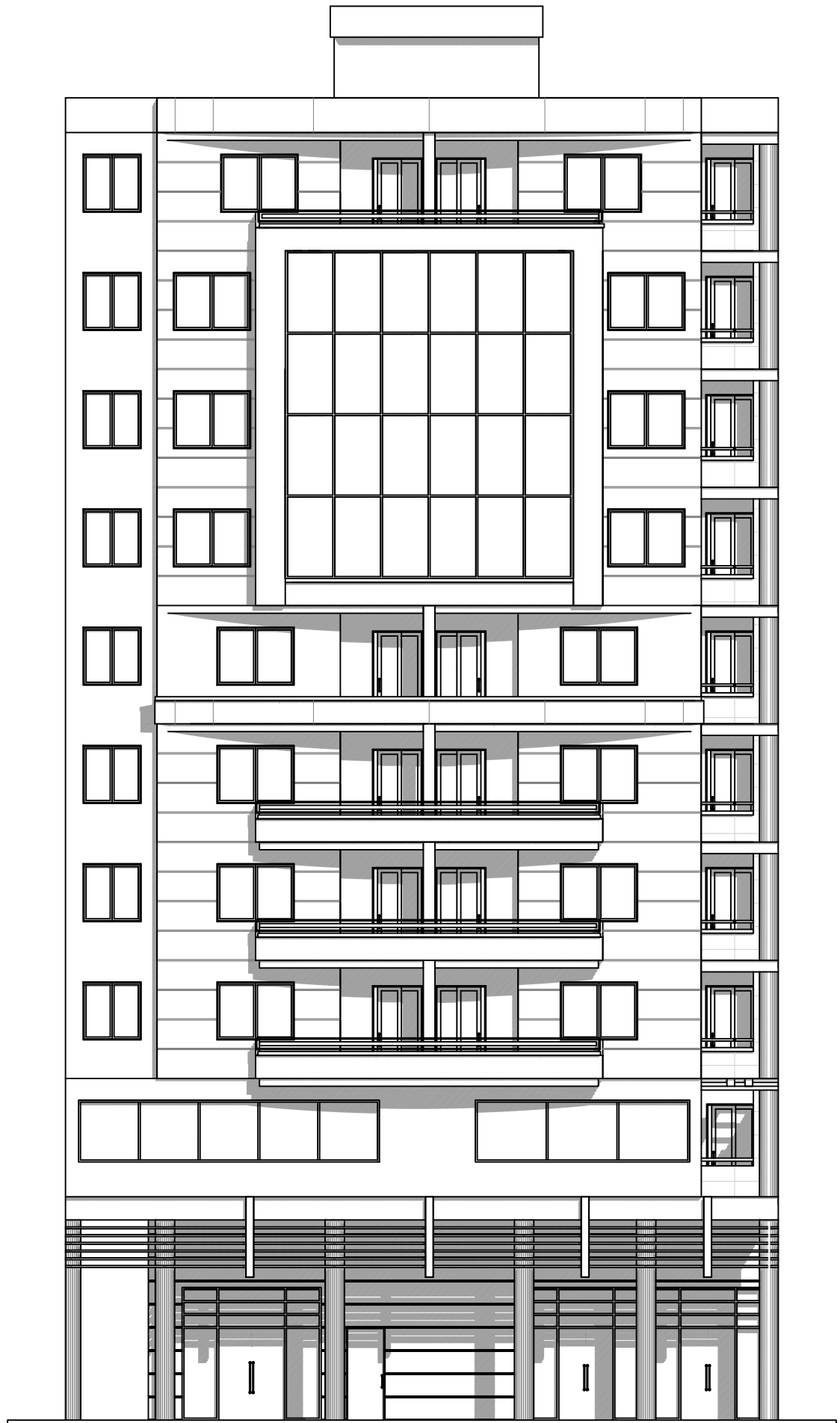
Outil de conception AUTO CAD 2017.

Outil de calcul EXCEL 2013.

Outil de saisie Word 2013.

Outil de calcul de ferrailage SOCOTEC.

ANNEXES



Façade principale Ech 1/125

COUPE AA
Ech 1/125



Annexe 1
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2

$\alpha = \frac{L_X}{L_Y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHC-Est
UNITE DE BEJAIA
Mikhaoui 034 20 54 58 Fax: 034 20 71 68

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE
Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B

UNITE DE BEJAIA
Mikhaoui 034 20 54 58 Fax: 034 20 71 68

CARACTERISTIQUES GÉNÉRALES		TUSALURES ET TUBES		CALIBRAGE	
Marque	Spécific	Type	Matériau	Norme	ET 1051001
300 mm	Condition	Longueur totale (m)	État	Épaisseur de la tige (mm)	0,714
	Structure radiale	25,00		Épaisseur de la tige (mm)	0,6
				Épaisseur de la tige (mm)	2,010
				Volume de la tige (cm³)	422,6

DOSSIER		RÉVISIONS	
1	0,00	1	0,00
2	0,01	2	0,01
3	0,02	3	0,02
4	0,03	4	0,03
5	0,04	5	0,04
6	0,05	6	0,05
7	0,06	7	0,06
8	0,07	8	0,07
9	0,08	9	0,08
10	0,09	10	0,09
11	0,10	11	0,10
12	0,11	12	0,11
13	0,12	13	0,12
14	0,13	14	0,13
15	0,14	15	0,14
16	0,15	16	0,15
17	0,16	17	0,16
18	0,17	18	0,17
19	0,18	19	0,18
20	0,19	20	0,19
21	0,20	21	0,20
22	0,21	22	0,21
23	0,22	23	0,22
24	0,23	24	0,23
25	0,24	25	0,24
26	0,25	26	0,25
27	0,26	27	0,26
28	0,27	28	0,27
29	0,28	29	0,28
30	0,29	30	0,29
31	0,30	31	0,30
32	0,31	32	0,31
33	0,32	33	0,32
34	0,33	34	0,33
35	0,34	35	0,34
36	0,35	36	0,35
37	0,36	37	0,36
38	0,37	38	0,37
39	0,38	39	0,38
40	0,39	40	0,39
41	0,40	41	0,40
42	0,41	42	0,41
43	0,42	43	0,42
44	0,43	44	0,43
45	0,44	45	0,44
46	0,45	46	0,45
47	0,46	47	0,46
48	0,47	48	0,47
49	0,48	49	0,48
50	0,49	50	0,49
51	0,50	51	0,50
52	0,51	52	0,51
53	0,52	53	0,52
54	0,53	54	0,53
55	0,54	55	0,54
56	0,55	56	0,55
57	0,56	57	0,56
58	0,57	58	0,57
59	0,58	59	0,58
60	0,59	60	0,59
61	0,60	61	0,60
62	0,61	62	0,61
63	0,62	63	0,62
64	0,63	64	0,63
65	0,64	65	0,64
66	0,65	66	0,65
67	0,66	67	0,66
68	0,67	68	0,67
69	0,68	69	0,68
70	0,69	70	0,69
71	0,70	71	0,70
72	0,71	72	0,71
73	0,72	73	0,72
74	0,73	74	0,73
75	0,74	75	0,74
76	0,75	76	0,75
77	0,76	77	0,76
78	0,77	78	0,77
79	0,78	79	0,78
80	0,79	80	0,79
81	0,80	81	0,80
82	0,81	82	0,81
83	0,82	83	0,82
84	0,83	84	0,83
85	0,84	85	0,84
86	0,85	86	0,85
87	0,86	87	0,86
88	0,87	88	0,87
89	0,88	89	0,88
90	0,89	90	0,89
91	0,90	91	0,90
92	0,91	92	0,91
93	0,92	93	0,92
94	0,93	94	0,93
95	0,94	95	0,94
96	0,95	96	0,95
97	0,96	97	0,96
98	0,97	98	0,97
99	0,98	99	0,98
100	0,99	100	0,99

RIVEAUX

FORAGE

Profondeur de forage (m): 1,1

Matériau de forage: T.H.C.

État de forage: type

Revenu post forage (m):

Fluide d'injection: 0 - 15

Force de forage: 0 - 15

UNITES

Profondeur: m

Temps: s

Volume: cm³

Pression: MPa

Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHC-Est
UNITE DE BEJAIA
Mikhaoui 034 20 54 58 Fax: 034 20 71 68

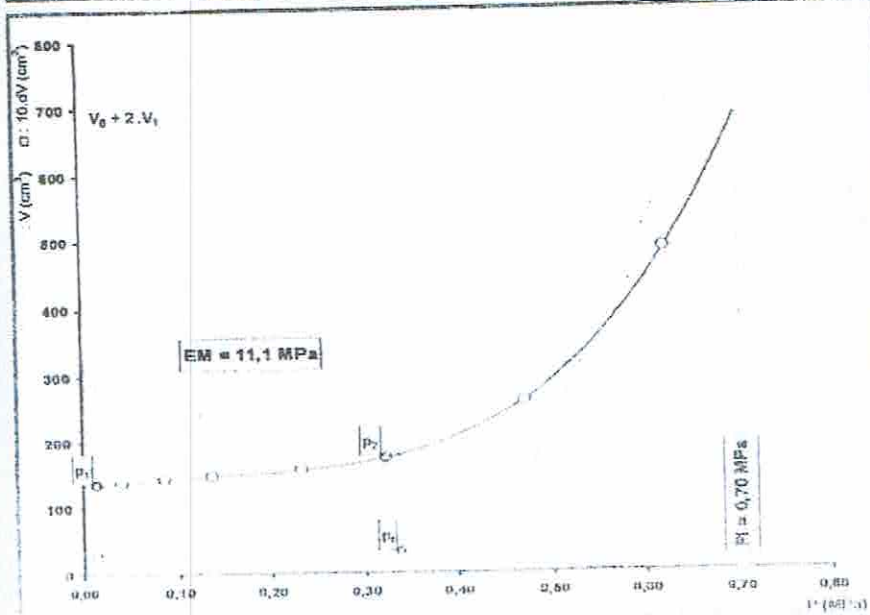
ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE
Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B

UNITE DE BEJAIA
Mikhaoui 034 20 54 58 Fax: 034 20 71 68

UNITE DE BEJAIA
Mikhaoui 034 20 54 58 Fax: 034 20 71 68

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE
Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B

UNITE DE BEJAIA
Mikhaoui 034 20 54 58 Fax: 034 20 71 68



RÉSULTATS CALCULÉS NORMÉS

V_0	0,009
P_0	0,02
P_1	0,32
P_2	0,34
P_3	0,70
E_0	0,88
E_1	11,1
E_2/E_1	16,8
E_3/E_1	18,1

PARAMÈTRES DES COURBES AJUSTÉES

Paramètre	A	
Erreur moyenne	B	
Erreur moyenne	C	
Erreur moyenne	D	
Erreur moyenne	A1	1,43E-05
Erreur moyenne	A2	-0,73E-06
Erreur moyenne	A3	3,21E-07
Erreur moyenne	A4	1,79E-04
Erreur moyenne	A5	-1,59E-01
Erreur moyenne	A6	2,23E-02
Erreur moyenne	A7	1,47E-01

COMMENTAIRES

...

V- Conclusions et recommandations :

La géologie du terrain est constituée de sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface à des sables très fins vaseux en profondeur.

D'après les sondages carottés réalisés, la formation géologique du site confirme cette donnée par la carte géologique.

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol «219 logements Promotion SARL SIDIA Surface à Sidi Aich» permettent de conclure que :

- Le sol est composé essentiellement de sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface à des sables très fins vaseux en profondeur.
- Le sol en place est de très faible portance, soit une contrainte admissible de **0.36 bar** jusqu'à **-8.00 mètres** de profondeur.

On signale que la présence de la nappe phréatique est à **- 7.00 mètres** (20/05/2010) de profondeur par rapport à la côte du terrain actuel.

Des essais et analyses au laboratoire sur les échantillons prélevés sont en cours, pour déterminer des caractéristiques physico mécaniques et chimiques du sol. Ces résultats vous seront transmis ultérieurement.

Compte tenu des mauvaises caractéristiques du sol et de l'importance de l'ouvrage, des tassements importants sont prévisibles. Donc des fondations profondes sur pieux sont indispensables.

L'ingénieur chargé d'étude :

M. ABDOUS



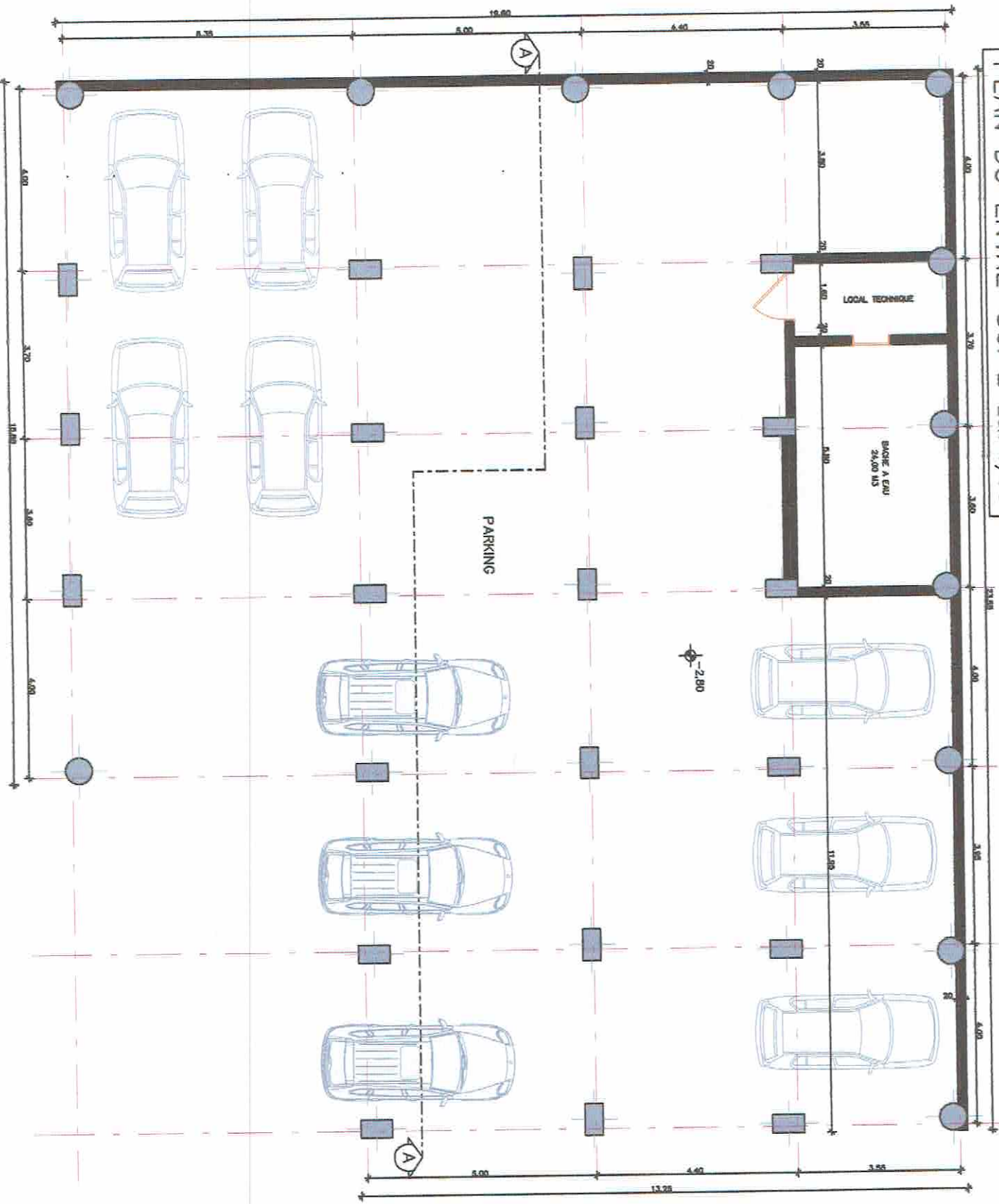
Le Chef du Département :

ABDOUS Madani
Chef Département Etudes
Techniques

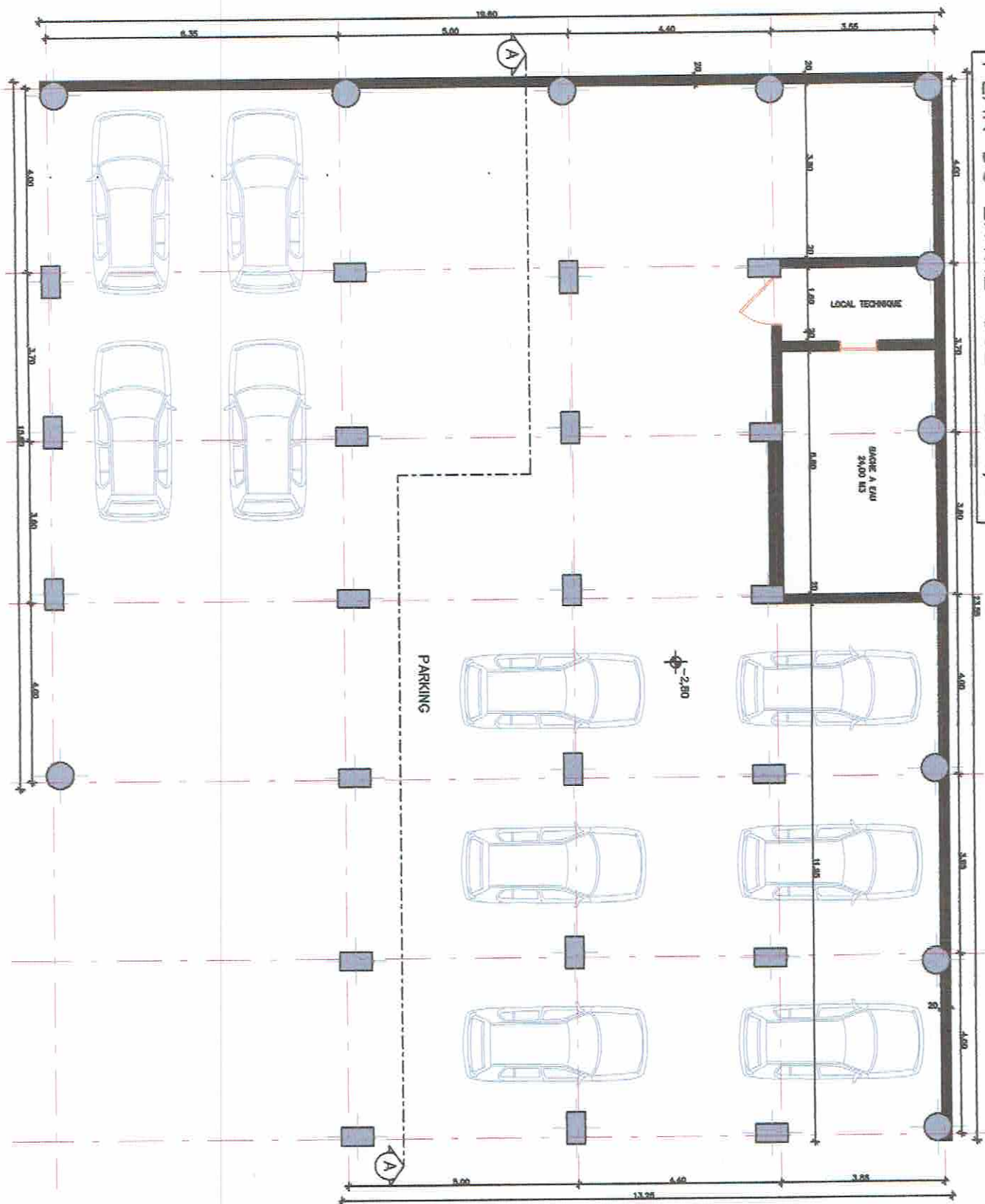
A handwritten signature in black ink, appearing to be 'ABDOUS Madani', written over the typed name and title.

Annexe 4 : les plans architecturaux

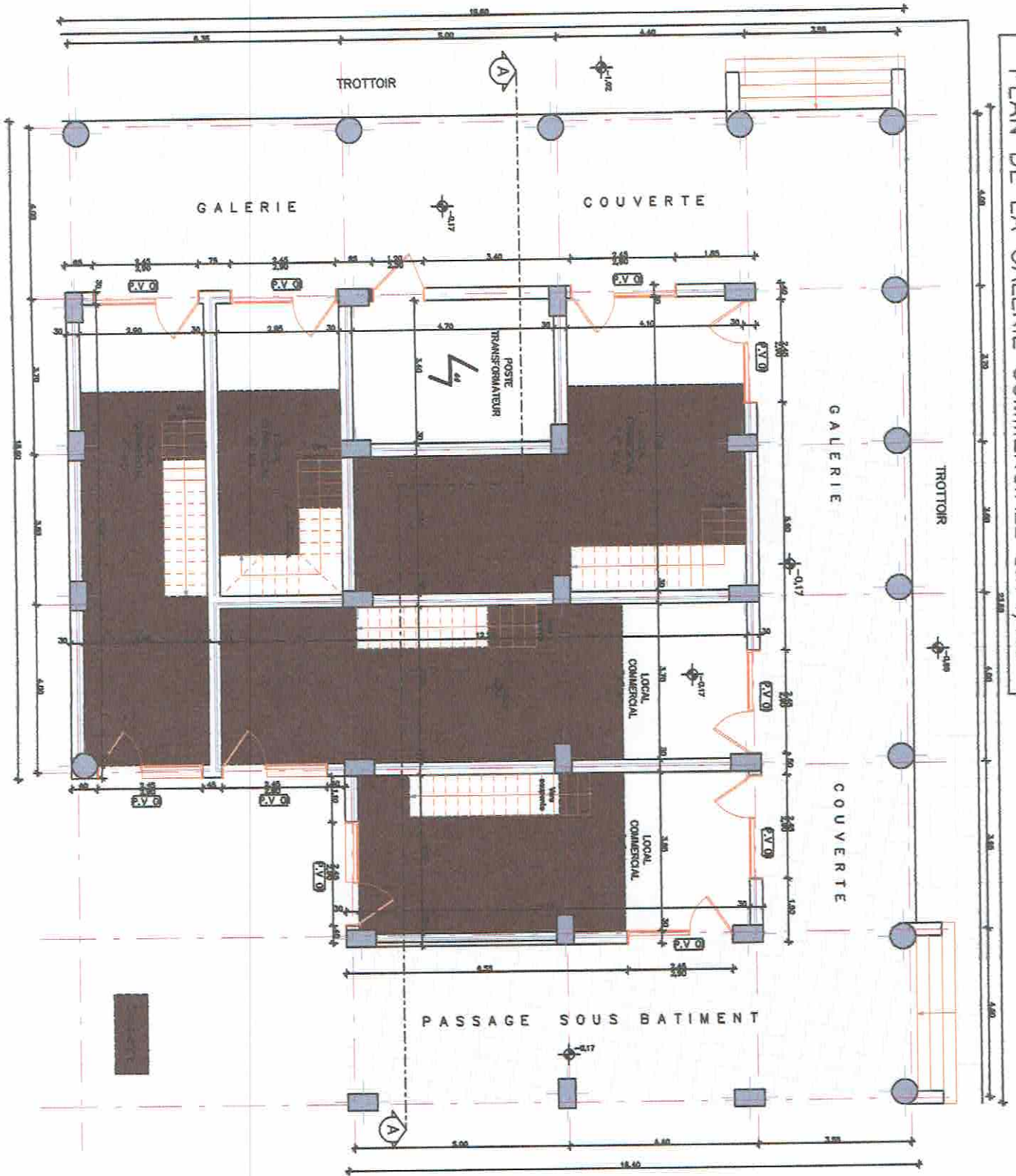
PLAN DU ENTREE-SOI 2 Ech 1/50



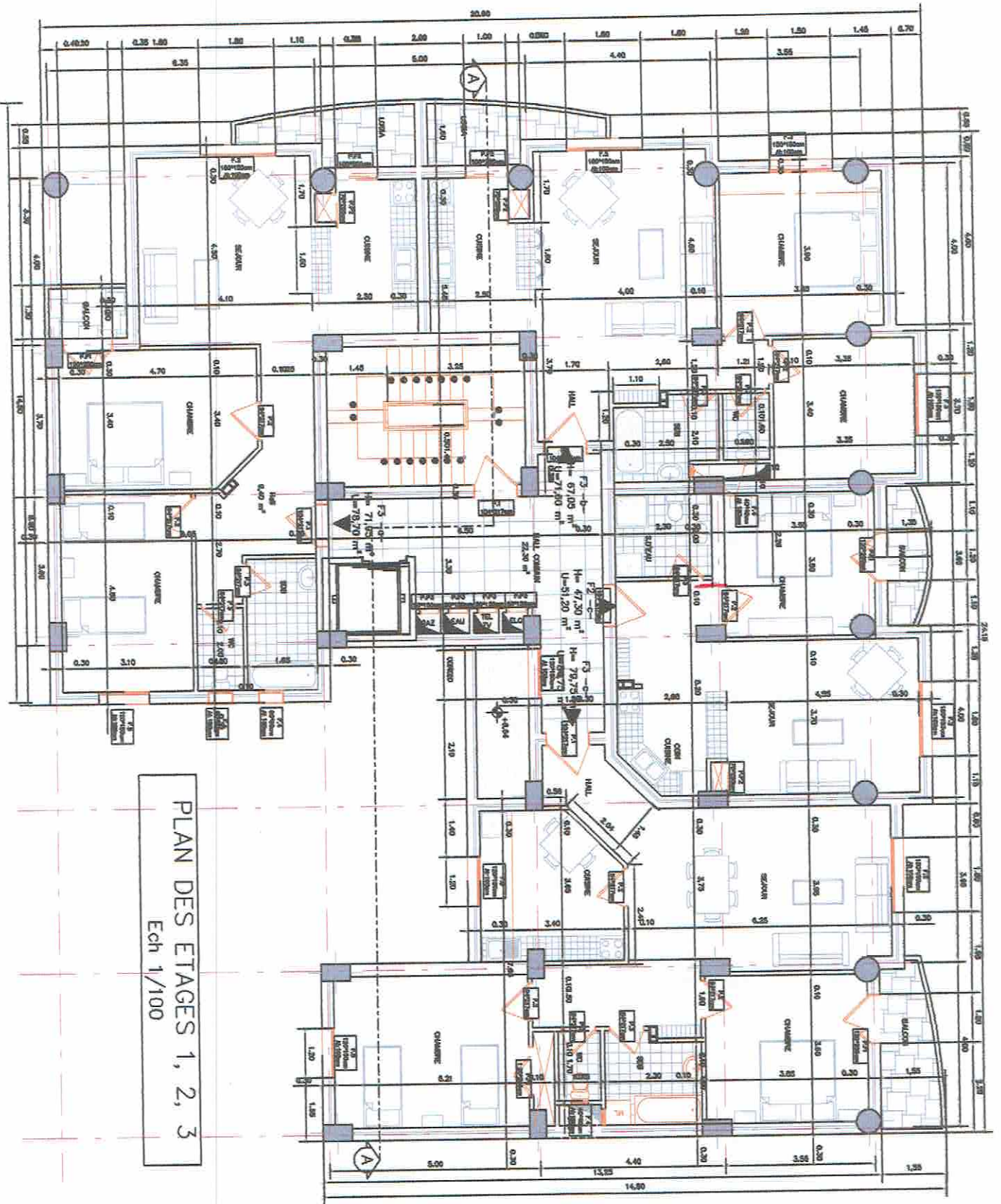
PLAN DU ENTRE-SOL 1 Ech 1/50



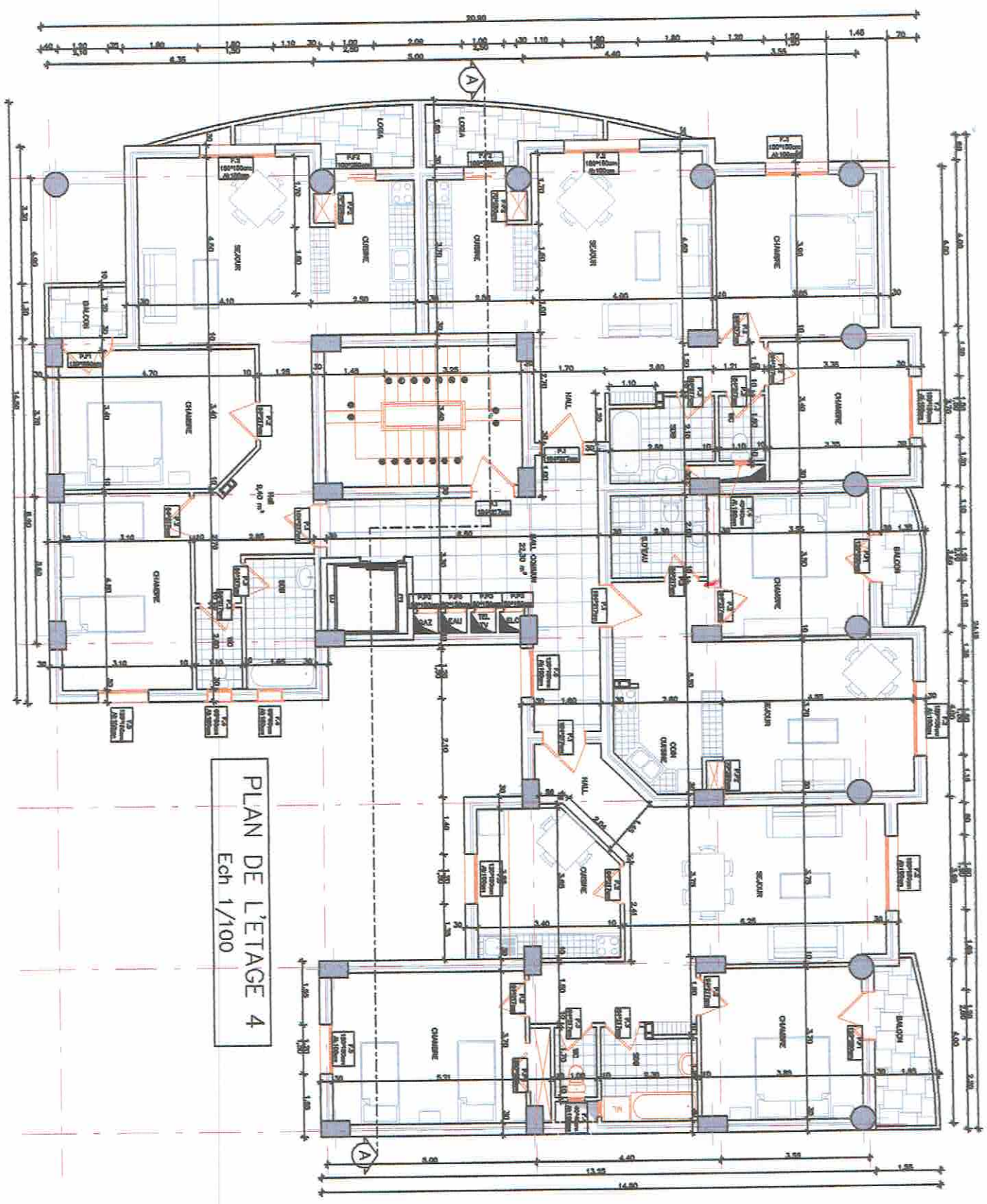
PLAN DE LA GALERIE COMMERCIALE ECH 1/100



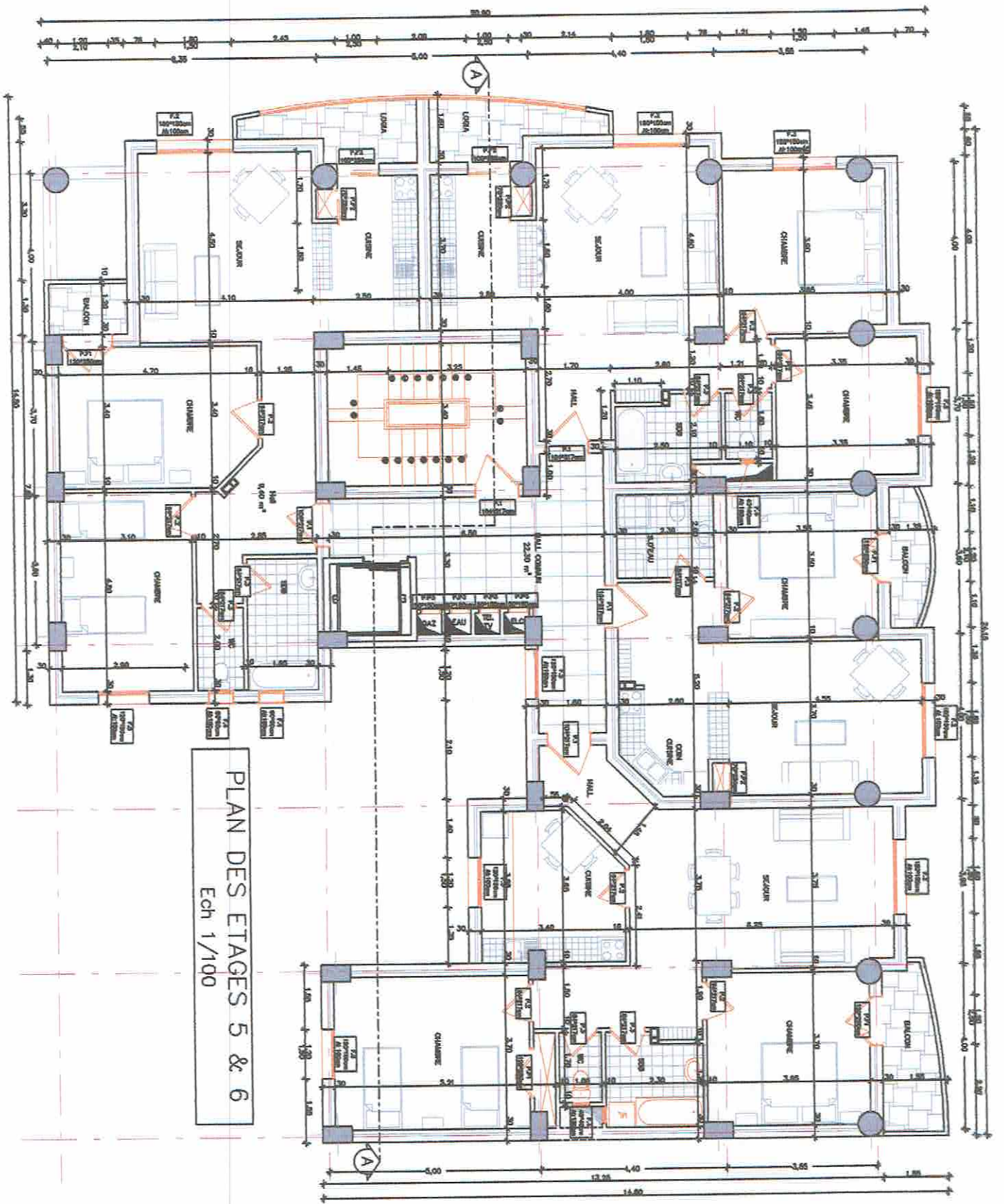
Abouter les deux profils!



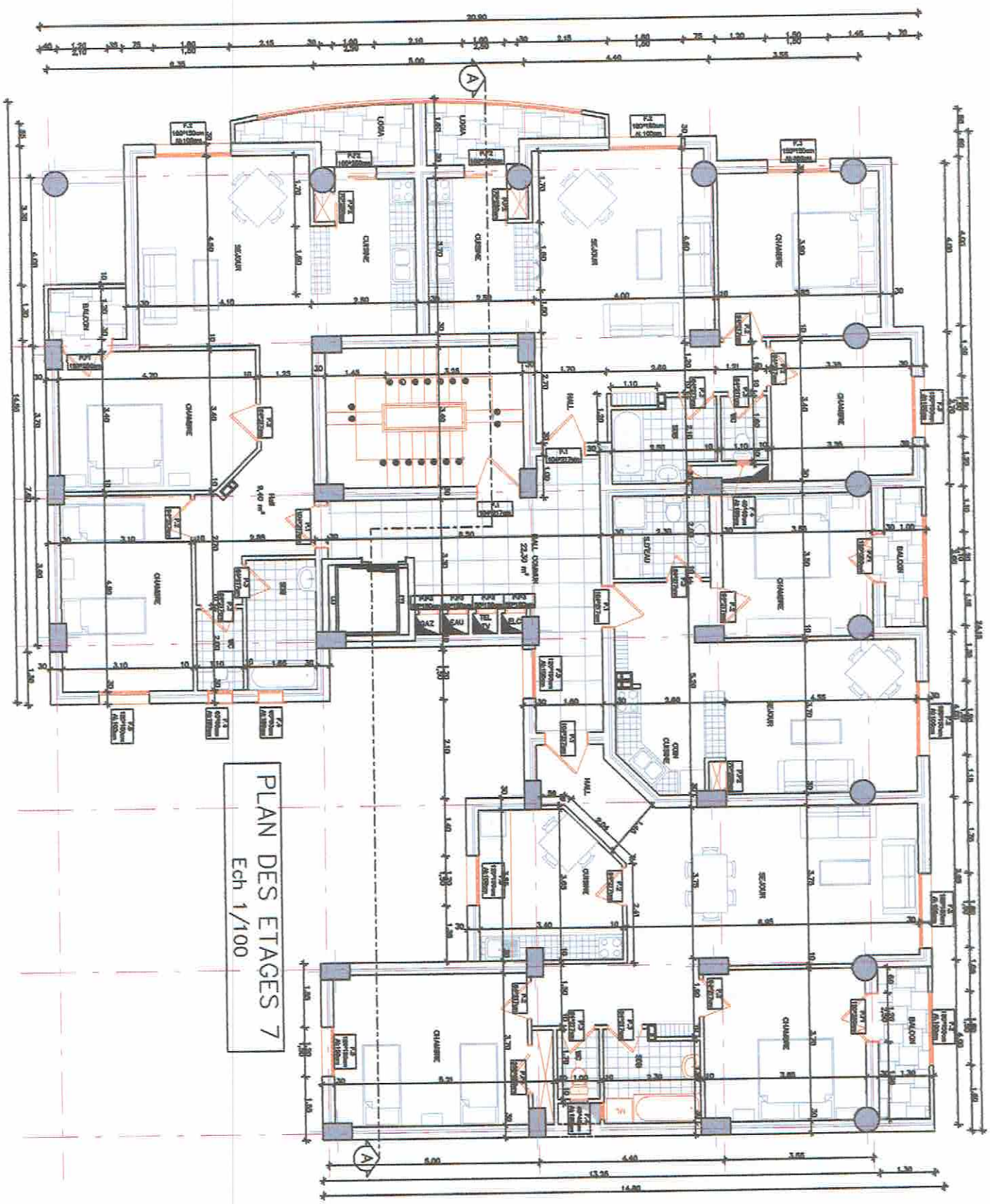
PLAN DES ETAGES 1, 2, 3
Ech 1/100



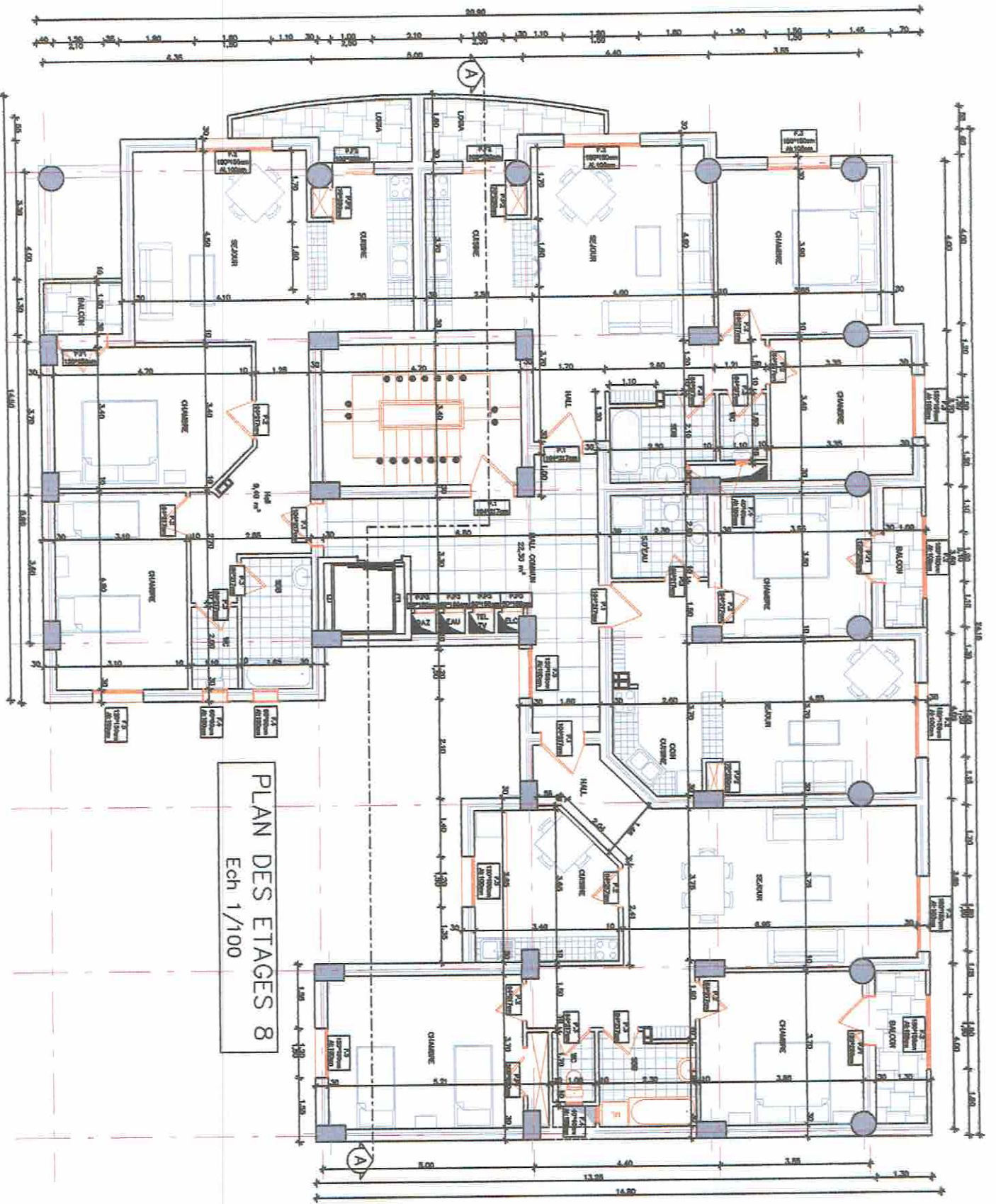
PLAN DE L'ETAGE 4
Ech 1/100



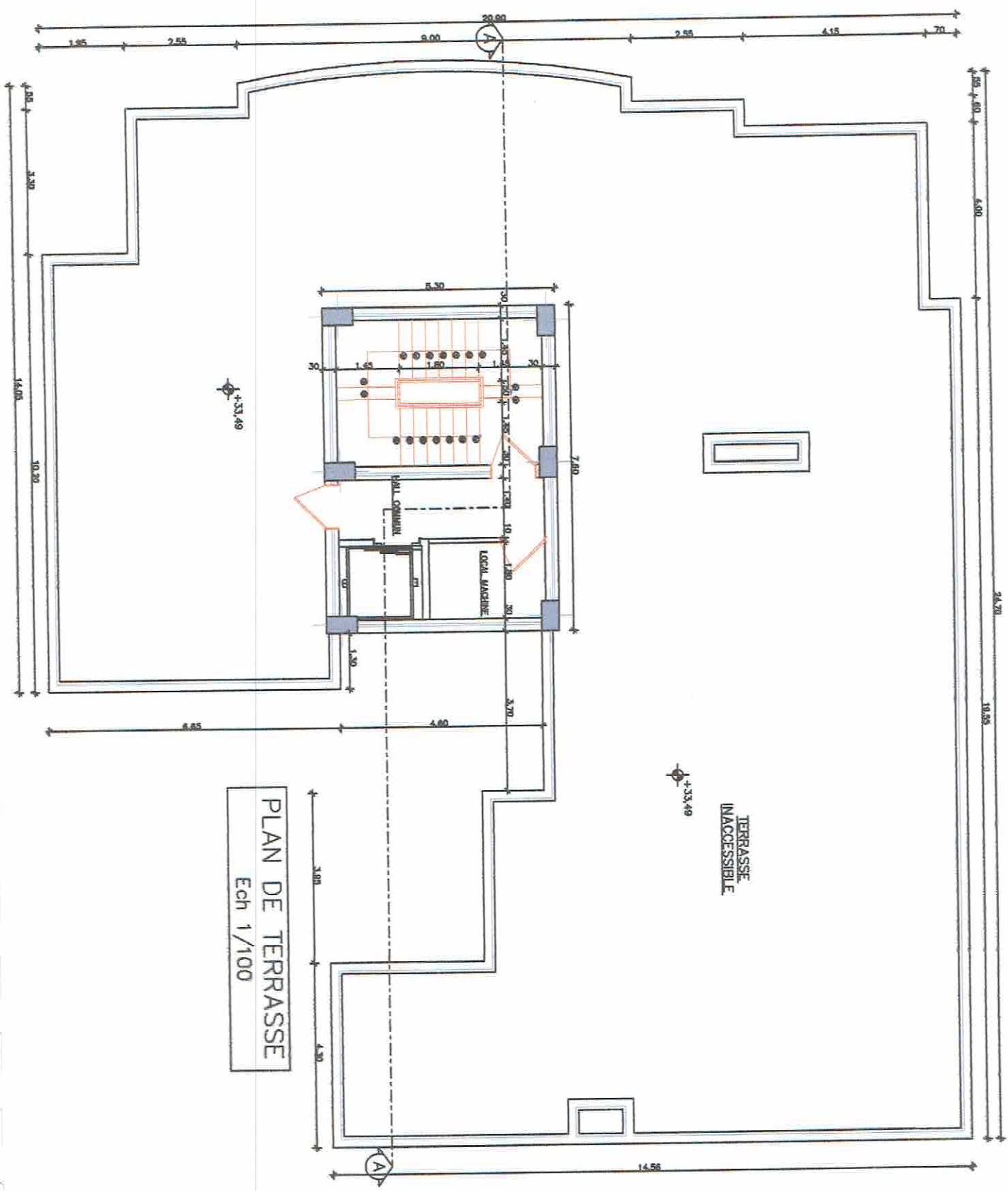
PLAN DES ETAGES 5 & 6
Ech 1/100



PLAN DES ETAGES 7
Ech 1/100



PLAN DES ETAGES 8
Ech 1/100



PLAN DE TERRASSE
Ech 1/100

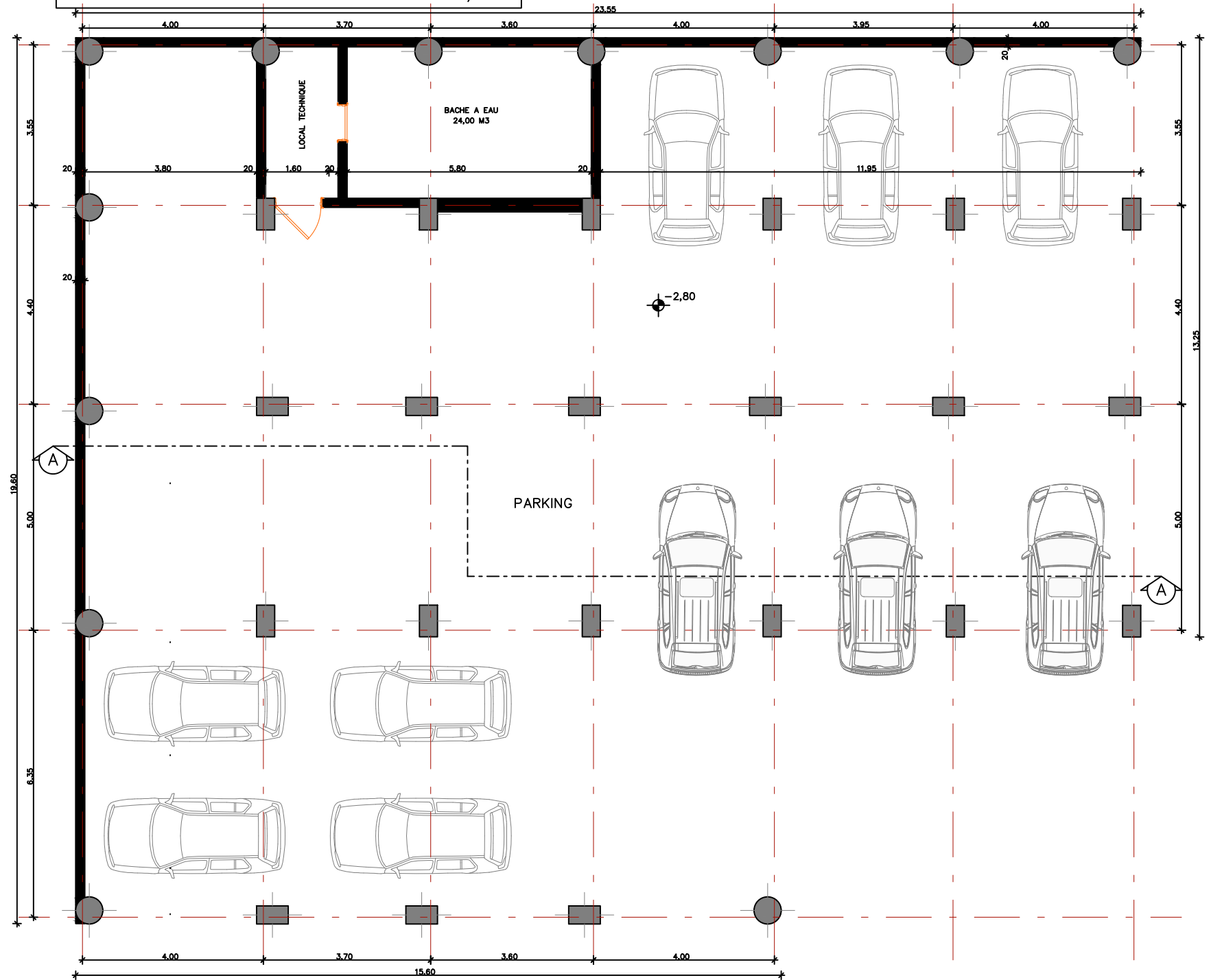
TERRASSE
INACCESSIBLE

+33.49

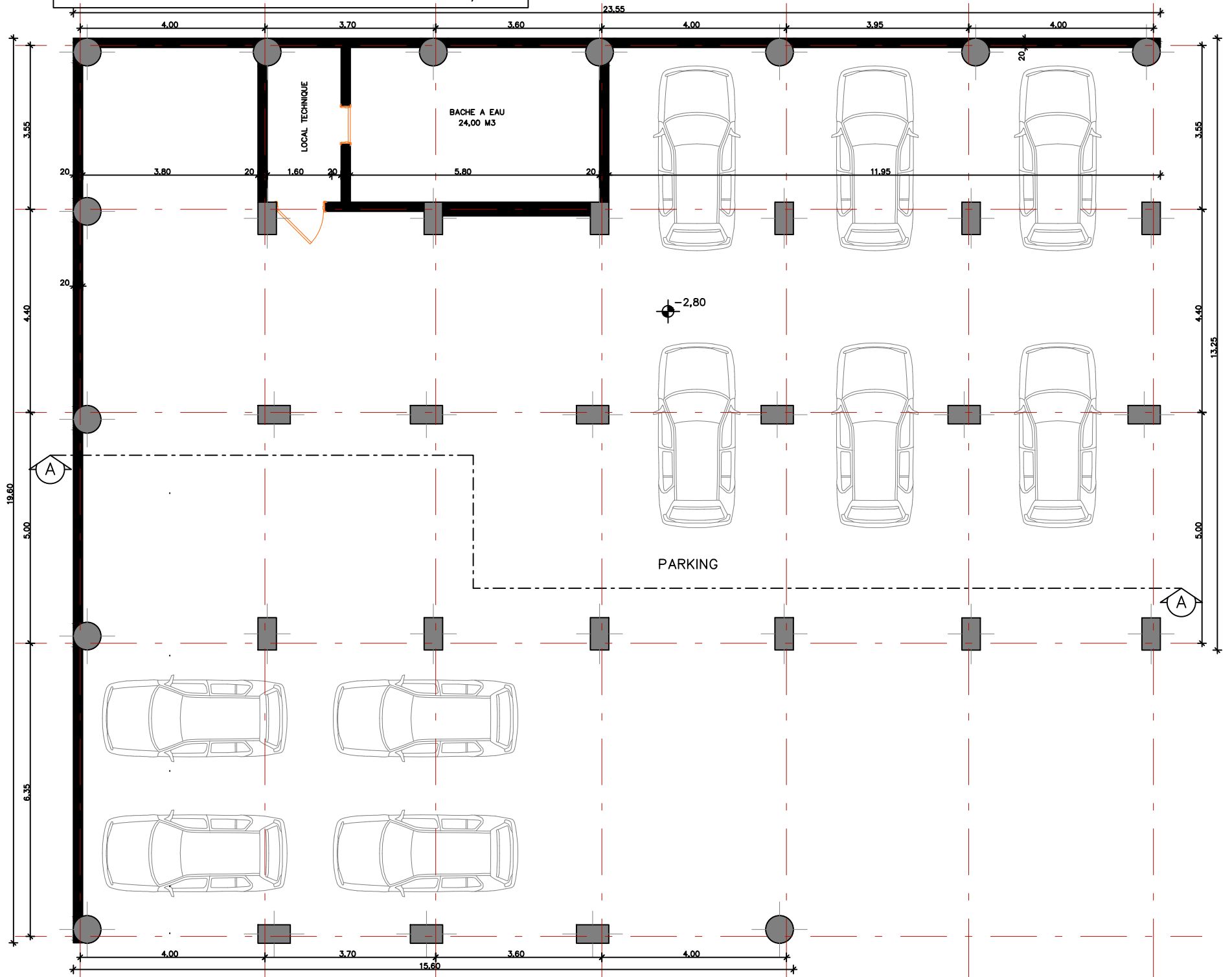
+33.49

Annexe 5 : les plans architecturaux après modification

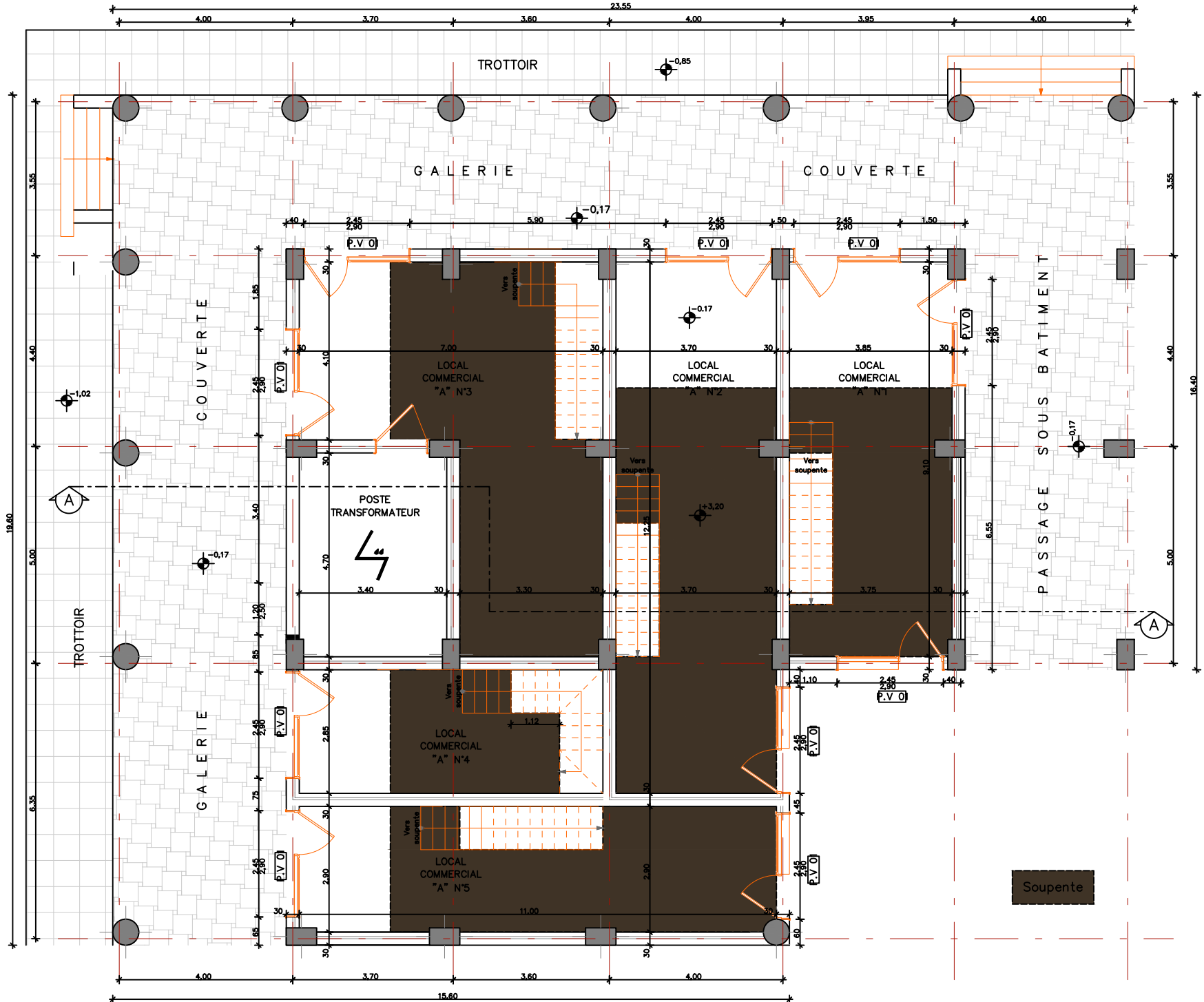
PLAN DU SOUS-SOL 2 Ech 1/50

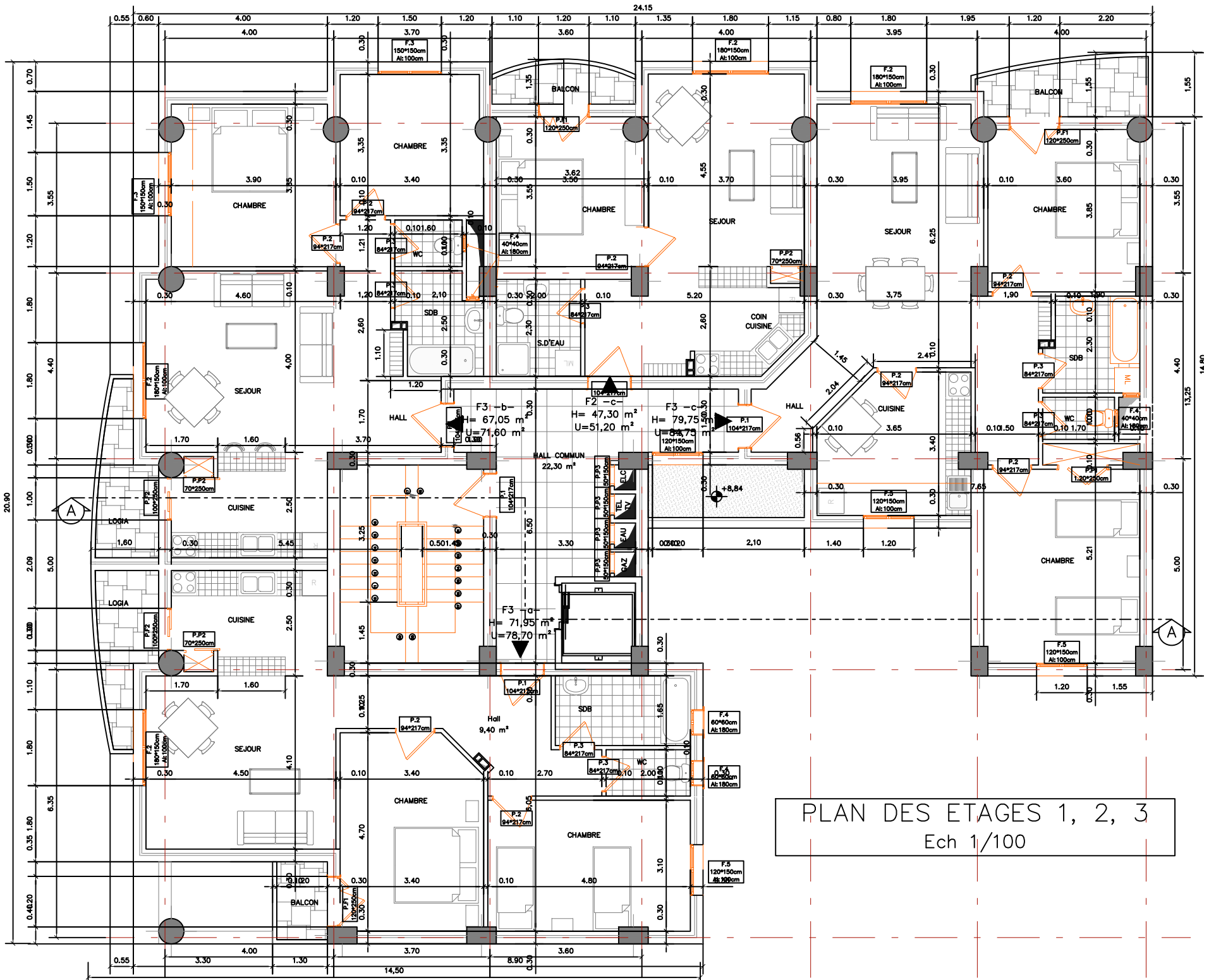


PLAN DU SOUS-SOL 1 Ech 1/50

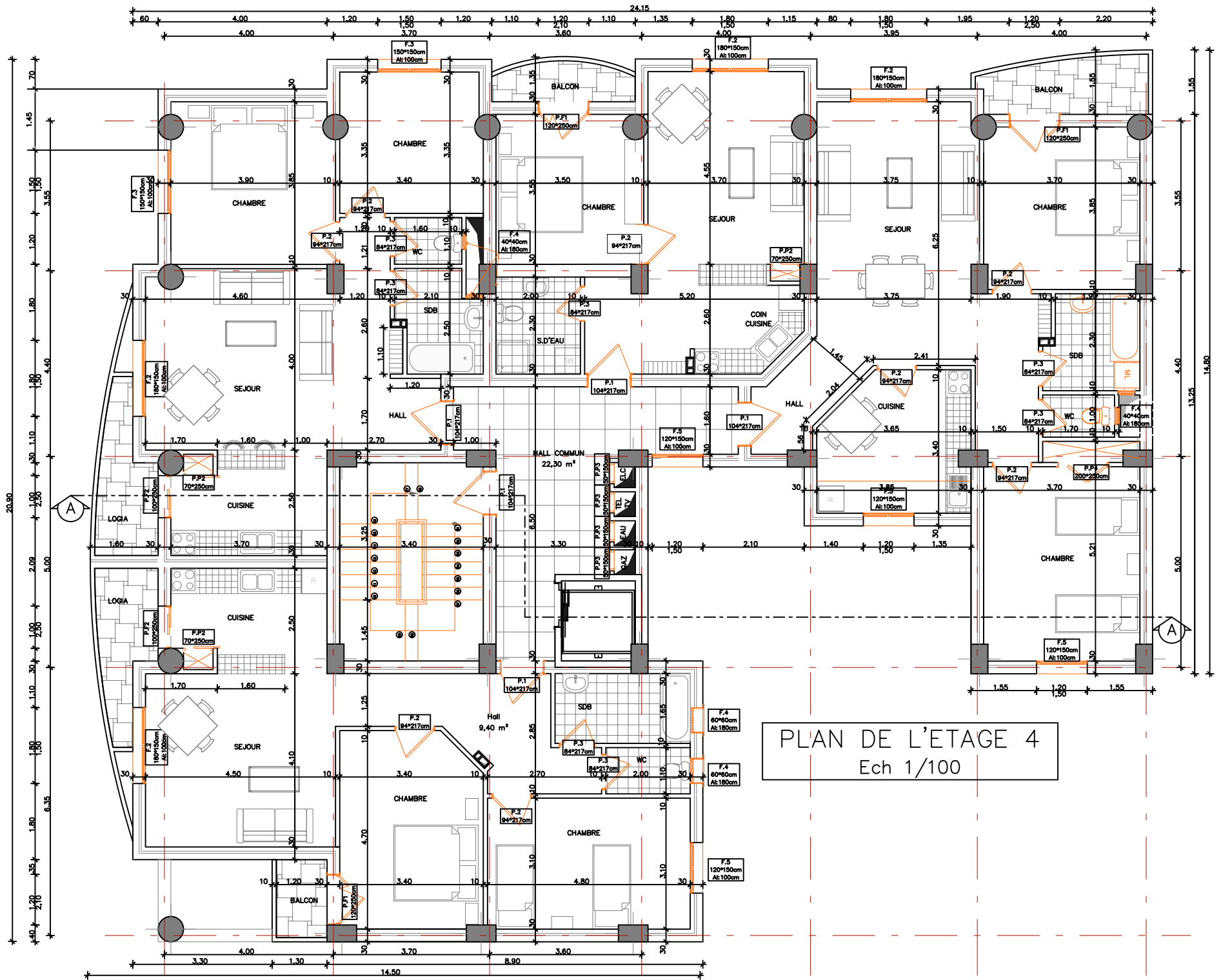


PLAN DE LA GALERIE COMMERCIALE ECH 1/100

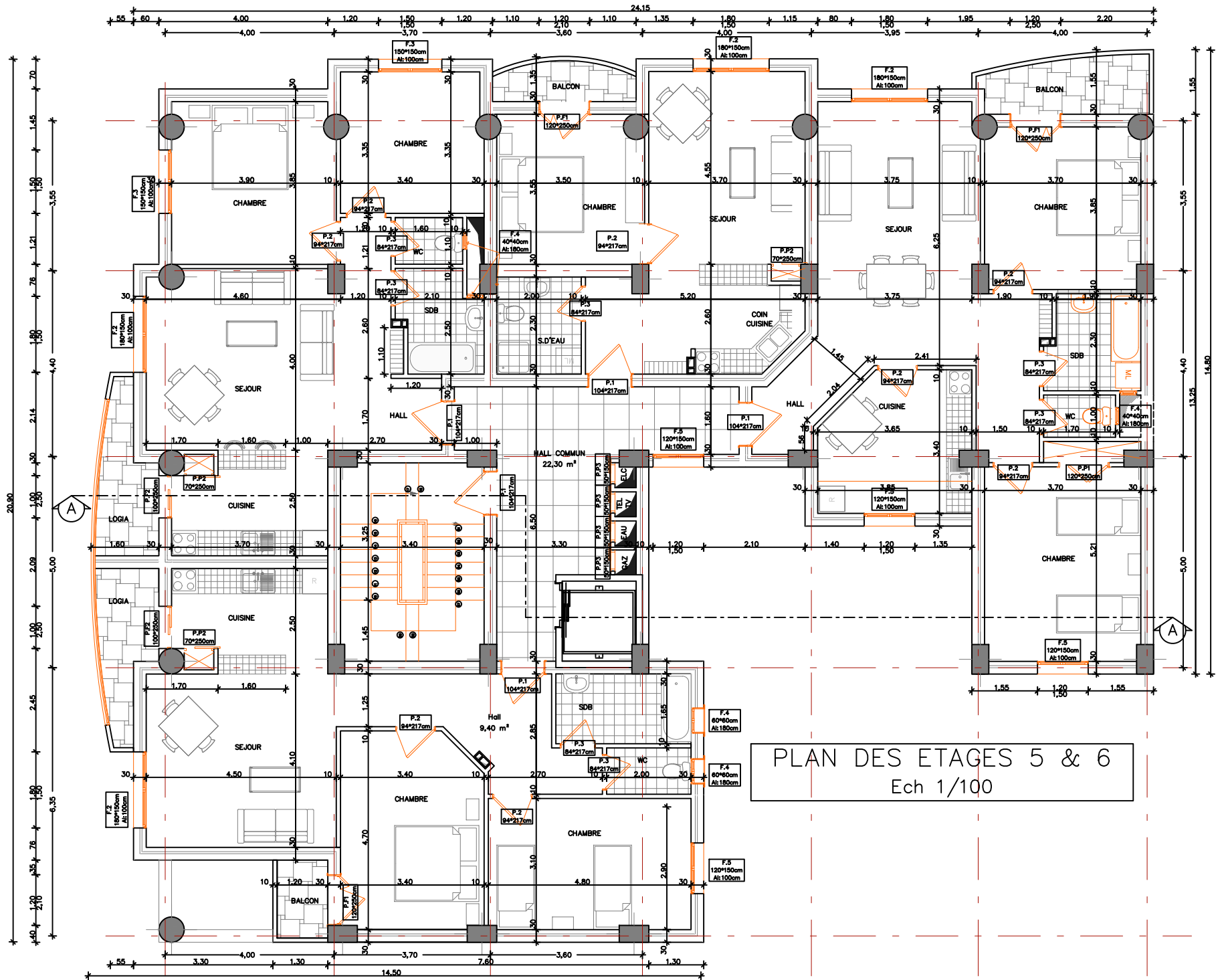


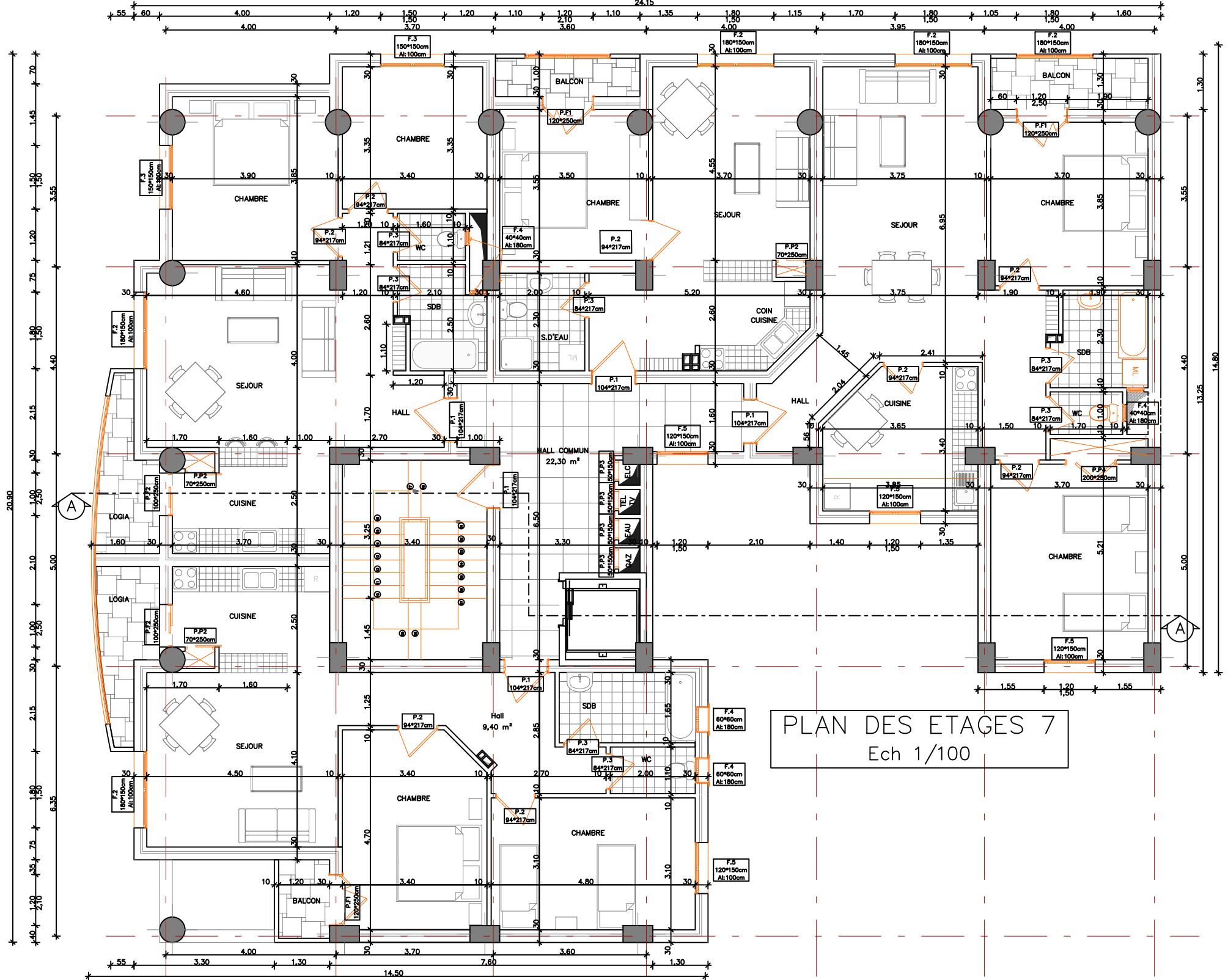


PLAN DES ETAGES 1, 2, 3
Ech 1/100

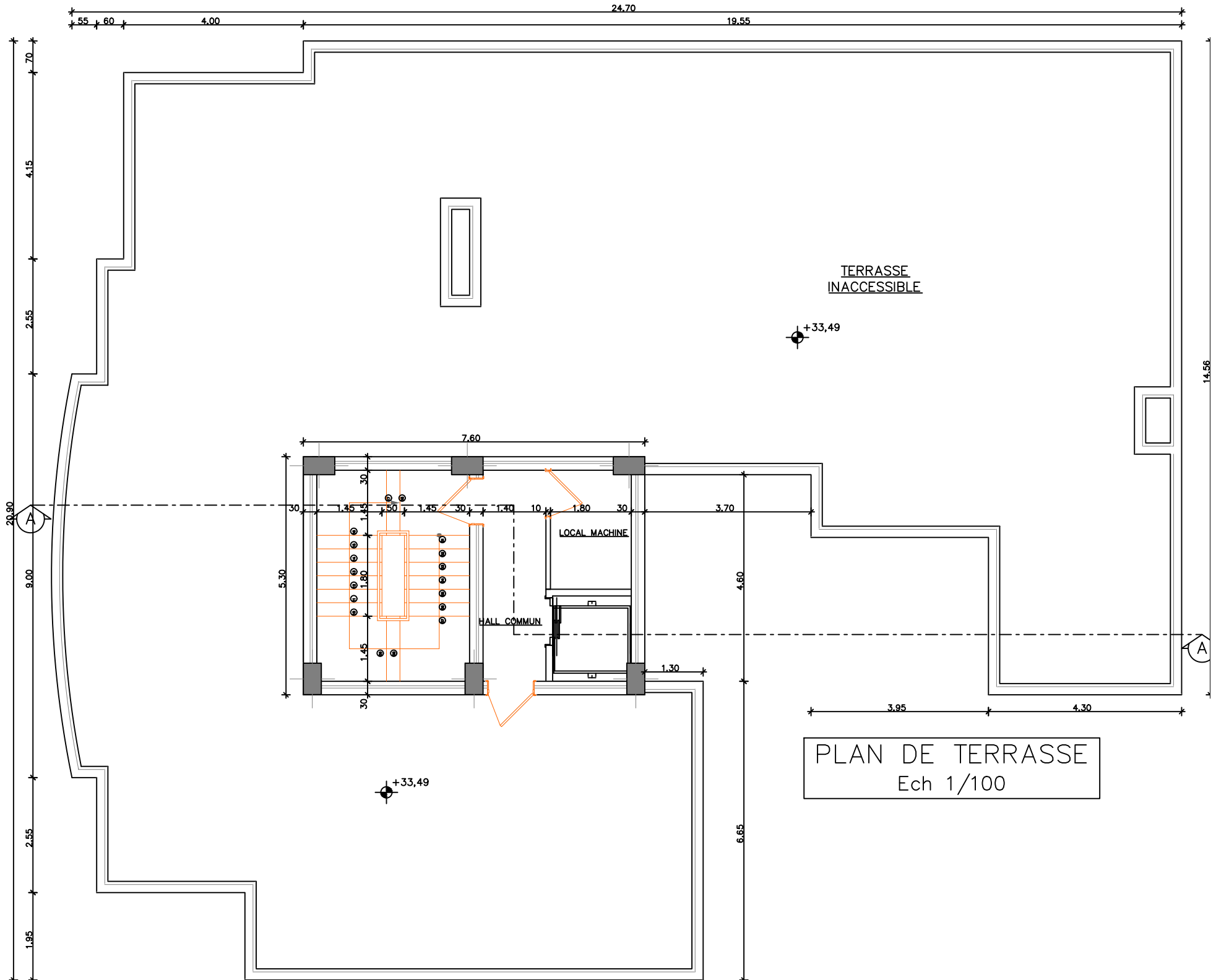


PLAN DE L'ETAGE 4
Ech 1/100





PLAN DES ETAGES 7
Ech 1/100



PLAN DE TERRASSE
Ech 1/100