

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

# ***Mémoire de fin d'étude***

***En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil***  
***Option structure***

## ***Thème***

***Etude d'un bâtiment (R+9+Sous-sol) à usage d'habitation  
et commercial contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)***

**Présenté par :**  
**M<sup>er</sup> ABDEDOU Samir**

**Promoteur :**  
**M<sup>er</sup> KERNOU Nassim**

***Membre de jury***

***M<sup>me</sup> SEKKOUR Hamida***

***M<sup>er</sup> GUICHARI Lounisse***

***Promotion 2018-2019***



# Remerciement

*Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir accordé santé, force, déterminations et courage afin d'accomplir ce modeste travail.*

*Ce travail n'aurait pu voir le jour sans le soutien de plusieurs personnes que nous tenons à remercier :*

*Mon encadreur **KERNOU Nassim** d'avoir accepté de nous encadrer, ainsi que pour ses conseils et sa disponibilité.*

*Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Enfin tous ceux qui nous ont prêté main forte et contribué à la réalisation de ce travail, et que nous n'avons pas pu désigner nommément, qu'ils sachent qu'on ne les a pas oubliés et que nous les remercions de tous cœur.*





# Dédicaces

*A celle qui m'a couvert de tendresse et qui n'a rien épargné pour me voir  
heureux,*

*À toi ma douce et chère mère*

*A toi très chère père que dieu te protège... ;*

*A mes très chères sœurs NABILA et LAMIA et mon chers frères NADJIM*

*A toute ma famille et mes proches... ;*

*A tous mes amis et collègues Saida et, Remdane, Naim, Fahem*

*A tous ceux dont mon ancre les omet, mais non pas mon cœur... ;*

*...Je dédie le fruit de mes efforts*

*Samir*



# Sommaire

Liste des abréviations

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction Générale

## CHAPITRE I : GENERALITES

Introduction .....	Erreur ! Signet non défini.
I.1. Présentation de l'ouvrage .....	Erreur ! Signet non défini.
I.2. caractéristiques du sol .....	2
I.3. Règlements et normes utilisés .....	2
I.4. Etats limites : (BAEL91) .....	2
I.5. Actions et sollicitations.....	5
I.6. Caractéristique des matériaux.....	5
I.7. Hypothèses de calcul .....	9

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction .....	11
II.1. Pré dimensionnement des éléments .....	11
II.2. Evaluation des charges et surcharges .....	19
II.3. Descente de charge.....	23
II.4. Vérification des sections .....	27
Conclusion.....	29

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction .....	30
III.1. Etude des planchers .....	30
III.2. Etude de la poutre palière .....	56
III.3. Etude des poutres chainages .....	60
III.4. Etude de l'acrotère .....	62
III.5. Etude de l'ascenseur .....	66
Conclusion.....	71

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction .....	72
IV.1. Objectifs et exigences .....	72
IV.2. Méthodes de calcul .....	72
IV.3. Analyse sismique de la structure.....	72
IV.4. Disposition des voiles .....	76
IV.5. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	76
Conclusion.....	82

## CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction .....	83
V.1. Etude des poutres.....	83
V.2. Etude des Poteaux .....	90
V.3. Etude des Voiles .....	101

Conclusion.....	106
-----------------	-----

**CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Introduction .....	107
--------------------	-----

<b>VI.1.</b> Etude des fondations .....	107
-----------------------------------------	-----

<b>VI.2.</b> voile périphérique .....	121
---------------------------------------	-----

Conclusion.....	125
-----------------	-----

**Conclusion Générale**

**Bibliographie**

**Annexes**

---

# *Liste des figures*

<b>Figure.I.1.</b> Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge. ....	6
<b>Figure I.2.</b> Diagramme des contraintes du béton. ....	6
<b>Figure I.3.</b> Diagramme des contraintes limite du béton. ....	7
<b>Figure I.4.</b> Diagramme contrainte déformation de l'acier. ....	9
<b>Figure I.5.</b> Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	10
<b>Figure II.1.</b> Plancher à corps creux. ....	11
<b>Figure II.2.</b> Vue en coupe d'une poutrelle. ....	12
<b>Figure II.3.</b> Schéma de la disposition des poutrelles. ....	12
<b>Figure II.4.</b> Dalle sur 4 appuis. ....	13
<b>Figure II.5.</b> Composantes des escaliers. ....	13
<b>Figure II.6.</b> Vue en plan de l'escalier d'étage. ....	14
<b>Figure II.7.</b> Schéma statique étage. ....	14
<b>Figure II.8.</b> Schéma statique étage. ....	15
<b>Figure II.9.</b> Vue en plan de l'escalier RDC.....	15
<b>Figure II.10.</b> Schéma statique RDC. ....	15
<b>Figure II.11.</b> Schéma statique de la volée 1. ....	16
<b>Figure II.12.</b> Schéma statique de la volée 2. ....	16
<b>Figure II.13.</b> Schéma statique de la volée 3. ....	17
<b>Figure II.14.</b> Vue en plan d'un acrotère. ....	18
<b>Figure II.15.</b> voile. ....	19
<b>Figure.II.16.</b> Plancher terrasse inaccessible. ....	20
<b>Figure II.17.</b> Plancher étage. ....	20
<b>Figure II.18.</b> Schéma statique de la décente de charge. ....	23
<b>Figure II.19.</b> Surface qui revient au poteau.....	24
<b>Figure III.1.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées. ....	30
<b>Figure III.2.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées....	30
<b>Figure III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travée. ....	31
<b>Figure III.4.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées. ....	31
<b>Figure III.5.</b> Différents types de poutrelles. ....	32
<b>Figure III.6.</b> Schéma statique de la poutrelle T1 (étage courant). ....	33

<b>Figure III.7.</b> Application de la méthode de Caquot minorée pour le troisième cas de la poutrelle.....	36
<b>Figure III.8.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	48
<b>Figure III.9.</b> Dalle pleine. ....	49
<b>Figure III.10.</b> Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis. ....	53
<b>Figure III.11.</b> Schéma statique avec chargement. ....	54
<b>Figure III.12.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier.....	56
<b>Figure III.13.</b> Schéma statique du la poutre palière.....	56
<b>Figure III.14.</b> Section creuse équivalente. ....	58
<b>Figure III.15.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière. ....	59
<b>Figure III.16.</b> Schéma statique de la poutre brisée. ....	60
<b>Figure III.17.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chinage.....	62
<b>Figure III.18.</b> Acrotère.....	62
<b>Figure III. 19.</b> Les Sollicitations sur l'acrotère.....	63
<b>Figure III.20.</b> Section à ferrailer. ....	64
<b>Figure III.21.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	66
<b>Figure III.22.</b> Schéma statique et concept d'ascenseur.....	66
<b>Figure III.23.</b> Cage d'ascenseur.....	67
<b>Figure III.24.</b> Schéma représentant la surface d'impact.....	68
<b>Figure III.25.</b> Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	71
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse.....	75
<b>Figure IV.2.</b> Disposition des voiles.....	76
<b>Figure IV.3.</b> Les trois premiers modes.....	76
<b>Figure.V.1.</b> Disposition constructives des portiques.....	84
<b>Figure V.2.</b> Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires (RDC).....	89
<b>Figure V.3.</b> ferrailage des poutres principales et secondaires RDC.....	90
<b>Figure V.4.</b> Réduction des sections du poteau. ....	99
<b>Figure V.5.</b> Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	100
<b>Figure V.6.</b> Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ ).....	106
<b>Figure VI.1.</b> Semelle isolée.....	107
<b>Figure VI.2.</b> Semelle filante.....	108
<b>Figure VI.3.</b> Dimensions du radier.....	108
<b>Figure VI.4.</b> Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	109
<b>Figure VI.5.</b> Dalle sur quatre appuis.....	112

<b>Figure VI.6.</b> Schéma de ferrailage de radier. ....	114
<b>Figure VI.7.</b> Schéma statique du débord. ....	115
<b>Figure VI.8.</b> Schéma de ferrailage du débord. ....	115
<b>Figure VI.9.</b> Schéma de rupture de dalle de radier.....	116
<b>Figure VI.10.</b> Section a ferrailé.....	117
<b>Figure VI.11.</b> Schéma de ferrailage des nervures. ....	120
<b>Figure VI.12.</b> Répartition des contraintes sur le voile.....	122
<b>Figure VI.13.</b> Schéma de ferrailage de voile périphérique. ....	125

# *Liste des tableaux*

<b>Tableau I.1.</b> $f_e$ en fonction du type d'acier.....	8
<b>Tableau II.1.</b> Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible.....	20
<b>Tableau II.2.</b> Évaluation des charges des planchers étages courants.....	21
<b>Tableau II.3.</b> Évaluation des charges du palier.....	21
<b>Tableau II.4.</b> Évaluation des charges sur les volées étage courants. ....	22
<b>Tableau II.5.</b> Évaluation des charges du palier.....	22
<b>Tableau II.6.</b> Évaluation des charges sur les volées étages RDC. ....	23
<b>Tableau II.7.</b> Descente de charge sur le poteau le plus sollicité.....	25
<b>Tableau II.8.</b> Résultat de vérification au flambement.....	28
<b>Tableau III.1.</b> Chargement sur les poutrelles.....	33
<b>Tableau III.2.</b> Calcule moment isostatique.....	33
<b>Tableau III.3.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	35
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible. ....	36
<b>Tableau III.5.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC ,1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> en travée. .....	38
<b>Tableau III.6.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC ,1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> en travée. .....	39
<b>Tableau III.7.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC ,1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> en appuis. .....	39
<b>Tableau III.8.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> + terrasse accessible en travée. ....	39
<b>Tableau III.9.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> + terrasse accessible en travée. ....	39
<b>Tableau III.10.</b> Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> en appuis. .....	40
<b>Tableau III.11.</b> Sollicitations maximales des poutrelles à l'ELU.....	40
<b>Tableau III.12.</b> Sollicitations les maximales des poutrelles à l'ELS.....	41
<b>Tableau III.13.</b> Les sollicitations les plus défavorables. ....	41
<b>Tableau III.14.</b> Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	49
<b>Tableau III.15.</b> Résultats de ferrailage de la dalle pleine. ....	51
<b>Tableau III.16.</b> Calcul de la flèche de la dalle pleine. ....	52

<b>Tableau III.17.</b> Calcul de la flèche de la dalle pleine. ....	53
<b>Tableau III.18.</b> Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis. (Type3). ....	54
<b>Tableau III.19.</b> Vérification des contraintes. ....	55
<b>Tableau III.20.</b> Les sollicitations de la poutre palière. ....	57
<b>Tableau III.21.</b> Calcul des armatures principales. ....	57
<b>Tableau III.22.</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S. ....	59
<b>Tableau III.23.</b> Les sollicitations de la poutre palière. ....	60
<b>Tableau III.24.</b> Calcul des armatures principales. ....	61
<b>Tableau III.25.</b> Vérification de la contrainte dans le béton. ....	61
<b>Tableau III.26.</b> Combinaison d'action de l'acrotère. ....	63
<b>Tableau III.27.</b> Calcul de ferrailage de l'acrotère. ....	64
<b>Tableau III.28.</b> Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur. ....	67
<b>Tableau III.29.</b> Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée. ....	70
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ . ....	73
<b>Tableau IV.2.</b> Période de vibration et taux de participation massique. ....	77
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base. ....	78
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales. ....	78
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales. ....	79
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de l'effort normal réduit. ....	79
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements pour le sens xx. ....	80
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification des déplacements pour le sens y-y. ....	80
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification à l'effet P- $\Delta$ . ....	81
<b>Tableau V.1.</b> Exemple de calcul de ferrailage des armatures. ....	85
<b>Tableau V.2.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires. ....	86
<b>Tableau V.3.</b> Vérification des contraintes tangentielles. ....	88
<b>Tableau V.4.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. ....	88
<b>Tableau V.5.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	88
<b>Tableau V.6.</b> Vérification de la flèche pour les poutres. ....	89
<b>Tableau V.7.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. ....	91
<b>Tableau V.8.</b> Sollicitations dans les poteaux. ....	92
<b>Tableau V.9.</b> Ferrailage des poteaux. ....	94
<b>Tableau V.10.</b> Calcul des armatures transversales. ....	94
<b>Tableau V.11.</b> Vérification du flambement pour les poteaux. ....	95

<b>Tableau V.12.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux. ....	96
<b>Tableau V.13.</b> Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux. ....	97
<b>Tableau V.14.</b> Les moments résistants dans les poteaux. ....	98
<b>Tableau V.15.</b> Vérification de la zone nodale. ....	98
<b>Tableau V.16.</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}$ // à x-x. ....	102
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux. ....	105
<b>Tableau V.18.</b> Tableau V.16.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1}$ // à x-x. ....	105
<b>Tableau V.19.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux. ....	106
<b>Tableau VI.1.</b> Résumé des résultats de ferrailages du radier. ....	113
<b>Tableau VI.2.</b> Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier. ....	114
<b>Tableau VI.3.</b> Résumés des résultats de vérification. ....	114
<b>Tableau VI.4.</b> Sections d'armatures du débord. ....	115
<b>Tableau VI.5.</b> Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU). ....	117
<b>Tableau VI.6.</b> Sollicitations de la nervure de radier dans les deux sens(ELS). ....	117
<b>Tableau VI.7.</b> Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier. ....	118
<b>Tableau VI.8.</b> Vérification des contraintes à l'ELS. ....	119
<b>Tableau VI.9.</b> Vérification des contraintes à l'ELS après tous les recalculs. ....	119
<b>Tableau VI.10.</b> Section des armatures du voile périphérique. ....	122
<b>Tableau VI.11.</b> Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier. ....	124
<b>Tableau VI.12.</b> Résultats de résumés de vérification. ....	124

# Notations et symboles

$A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ )	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
$A_t$	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
$B$	: Aire d'une section de béton
$E_s$	: Module de Young de l'acier
$E_{ij}$	: Module de Young instantané a l'âge de $j$ jours
$E_{vj}$	: Module de Young diffère à l'âge de $j$ jours
$F$	: Force ou action en général
$I_1$	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
$M_{ser}$	: Moment fléchissant de calcul de service
$M_u$	: Moment fléchissant de calcul ultime
$N_{ser}$	: Effort normal de calcul de service
$N_u$	: Effort normal de calcul ultime
$P$	: Action permanente
$Q$	: Action d'exploitation
$V_u$	: Effort tranchant de calcul ultime
$a$	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
$b$	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	: Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d_0$ )	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
$e$	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	: Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{tj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$g$	: Charge permanente unitaire
$h$	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	: Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	: Hauteur du hourdis d'une poutre
$j$	: Nombre de jours de maturité du béton
$L$	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

$L_f$	: Longueur de flambement.
$n$	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
$q$	: Charge permanente unitaire.
$S_t$	: Espacement des armatures transversales.
$y_1$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
$y_u$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
$z$ (ou $z_b$ )	: Bras de levier du couple de flexion.
$a_u$	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
$\gamma_s$	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier ( <i>gamma</i> ).
$\gamma_b$	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$\varepsilon_{bcmax}$	: Déformations maximale du béton comprimé ( <i>epsilon</i> ).
$\varepsilon_{st}$	: Déformations des armatures tendues.
$\varepsilon_{sc}$	: Déformations des armatures comprimées.
$\eta$	: Coefficient de fissuration relatif à une armature ( <i>eta</i> ).
$\lambda$	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée ( <i>lambda</i> ).
$\mu_{ser}$	: Moment ultime réduit à l'ELS ( <i>mu</i> ).
$\mu_u$	: Moment ultime réduit à l'ELU.
$\nu$	: Coefficient de poisson ( <i>nu</i> ).
$\rho$	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton ( <i>rho</i> ).
$\sigma$	: Contrainte normale ( <i>sigma</i> ).
$\sigma_{bc}$	: Contrainte maximale du béton comprimé.
$\sigma_{st}$	: Contrainte dans les aciers tendus.
$\sigma_{sc}$	: Contrainte dans les aciers comprimés.
$\tau$	: Contrainte tangente ( <i>tau</i> ).
$\tau_u$	: Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$	: Contrainte d'adhérence.
$\tau_{se}$	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
$\varphi$	: Coefficient de fluage ( <i>phi</i> ).
$\Phi_l$	: Diamètre d'une armature longitudinale.
$\Phi_t$	: Diamètre d'une armature transversale.
$\psi_s$	: Coefficient de scellement relatif à une armature ( <i>psi</i> ).

# Introduction Générale

### Introduction générale

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

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « inter story drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »

Le travail a été réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# Chapitre I

## Généralités

## Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

### I.1.présentation et implantation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment RDC+9 étages + sous-sol. Cet ouvrage est à usage d'habitation, Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à 300 m environ au sud d'oued Soummam dans la ville de Bejaia d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie « RPA99 /version 2003 » en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

#### I.1.1.Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont:

- ✓ Hauteur total de l'ouvrage : 32,73m.
- ✓ Hauteur du sous sol : 3,42m.
- ✓ Hauteur de RDC : 3,40m.
- ✓ Hauteur d'étage courant : 2,97m.
- ✓ Hauteur sale machine : 2.6m.
- ✓ Largeur : 16,30m.
- ✓ Longueur : 21,30 m.

#### I.1.2.système de contreventement

En se basant sur l'article (3-4-A-1.a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone II, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction. Selon toujours le même article, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique), elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Les portiques doivent reprendre, les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

#### I.1.3.les éléments de l'ouvrage

##### I.1.3.1. les éléments structuraux

- ✓ **Les poutres** : sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- ✓ **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

##### I.1.3.2 Les éléments secondaires

- ✓ **Les planchers** : sont des aires généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.
- ✓ **Les escaliers** : sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils

sont réalisés en béton armé, coulés surplace.

- ✓ **Les balcons** : seront réalisés en dalle pleine.
- ✓ **L'acrotère** : est un élément en béton armé, encastré à sa base au plancher terrasse, coulé surplace.

### **I.1.3.3. Les éléments de remplissages**

- ✓ **La maçonnerie**
  - Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
  - Les murs intérieurs sont réalisés en simples cloisons de briques creuses de 10cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

### **I.1.3.4.L'infrastructure**

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

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

## **I.2. caractéristiques du sol**

La structure de notre étude repose sur un sol dont les caractéristiques géotechniques sont : La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{adm} = 1bar$

Le sol est classé en catégorie S4 selon le RPA 99 version 2003.

## **I.3. Règlements et normes utilisés**

L'étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- ✓ RPA99 /version 2003.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2.
- ✓ BAEL91/version 99.
- ✓ DTR BC2.33.2.

## **I.4. Etats limites : (BAEL91)**

C'est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

### **I.4.1. Etat limite ultime**

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes. Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

### **I.4.2. Etat limite de service**

Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations...

### I.4.3. les hypothèses de calcul

#### I.4.3.1. E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable. 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 4- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 5- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 6- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

#### I.4.3.2. E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
  - 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
  - 3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;
- $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
- Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

## I.5. Actions et sollicitations

### I.5.1. Les actions :

Sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.
- ✓ Des charges climatiques.

#### I.5.1.1. Valeurs caractéristiques des actions

**a. Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ✓ Le poids propre de la structure.
- ✓ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ✓ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ✓ Les déformations imposées à la structure.

**b. Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ✓ Les charges d'exploitations.
- ✓ Les charges climatiques (neige et vent).
- ✓ Les effets thermiques.

**c. Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes.
- ✓ Les explosions.
- ✓ Les feux.

### I.5.1.2. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

#### a. Combinaison d'action à l'ELU :

##### a.1. Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

##### a.2. Situations accidentelles

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

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

#### b. Combinaison d'action à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :  $G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

#### c. Combinaisons de calcul

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

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

- ✓ Situations accidentelles :  $\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases}$

### I.5.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

## I.6. Caractéristique des matériaux

### I.6.1. Le béton :

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

#### I.6.1.1. Composition du béton

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350Kg de ciment (CPA 325).

400 L de Sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).

800L de  $\begin{cases} \text{Gravillons (5 < } D_g < 15\text{mm)} \\ \text{Gravier (15 < } D_g < 25\text{mm)}. \end{cases}$  175 L d'eau

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2500Kg /m<sup>3</sup>.

#### I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton

##### a. Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

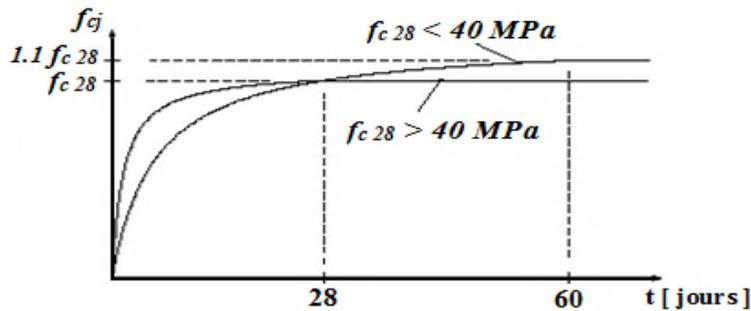


Figure.I.1: Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

### b. Résistance à la traction $f_{tj}$

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} .$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} .$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_{t28} = 2,1$  MPa.

### c. Contrainte limite

#### c. 1. Etat limite ultime

- ✓ **Contrainte ultime de compression** : Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

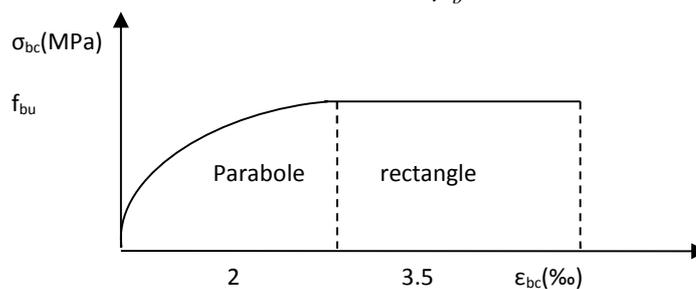


Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa pour } : \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour } : \gamma_b = 1,15$$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement** : elle est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$  pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc :

$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$  —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$  —————> fissuration nuisible.

### c.2. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

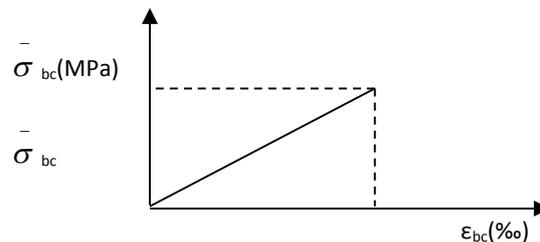


Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

### d. Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules

#### d.1. Le module de déformation longitudinale instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

#### d.2. Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

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

Pour :  $f_{c28}=25\text{MPa}$  on a :

$$E_{v28}=10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28}=32164,20 \text{ MPa}$$

### d.3. Module déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec : **E** : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

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

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

### I.6.2. L'acier

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

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

#### I.6.2.1.Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

#### I.6.2.2.Principales armatures utilisés

**Tableau.I.1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier.**

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
<b>Désignation</b>	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
<b><math>F_e</math> [MPa]</b>	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

### I.6.2.3. Contrainte limite

#### a. Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

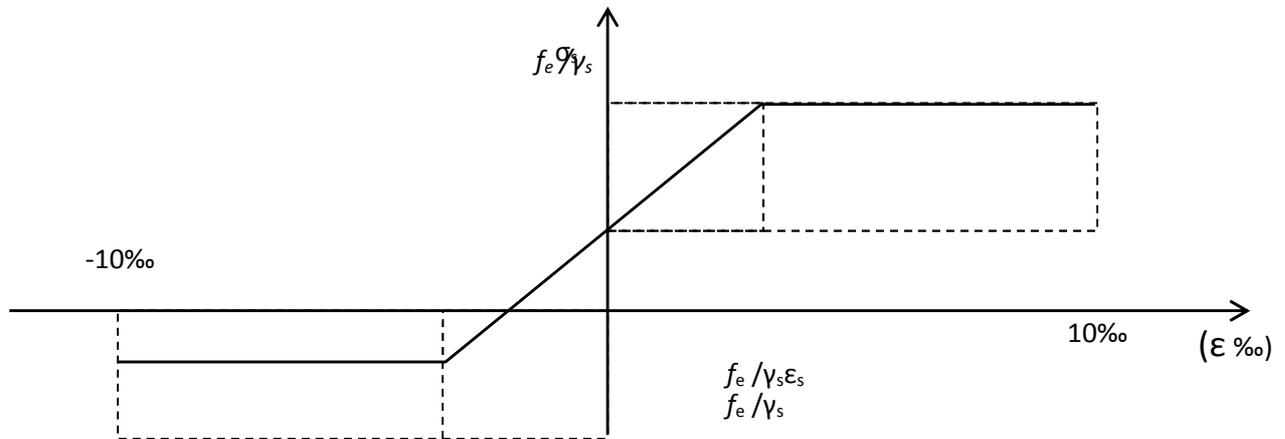


Figure.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$  .

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ cas de situations durable ou transitoire} \end{array} \right.$

#### b .Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration nuisible :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très nuisible :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## I.7. Hypothèses de calcul

### I.7.1. Calcul aux états limites de services :

- ✓ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance de traction de béton est négligée.

- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ( $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ ),  $\eta$ : est appelé coefficient d'équivalence.

### I.7.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
  - $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion
  - $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

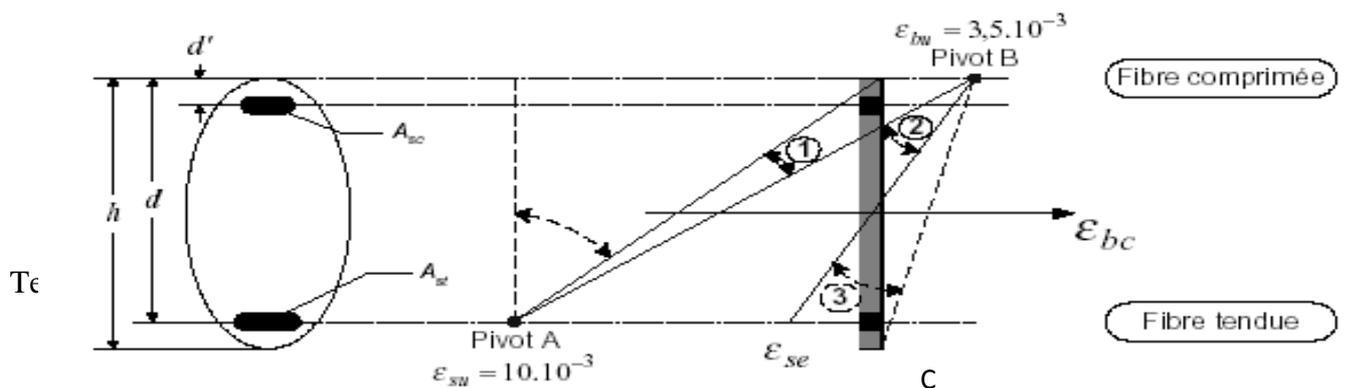


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

**B** : correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C** : correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- ✓ La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- ✓  $E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa}$ .
- ✓  $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$ .
- ✓  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

# Chapitre II

Pré dimensionnement  
des éléments

## Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

### II.1. pré dimensionnement des éléments

#### II.1.1. les éléments secondaires

##### II.1.1.1. les planchers

##### a. Planchers à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : **B-6-8-4, 2-4**):

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

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

$h_t$  : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 570 - 30 = 540 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{540}{22.5} = 24 \text{ cm}$$

Donc on adopte des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(20+4) = 24$ cm.

Avec :

- ✓ **h = 20 cm** : hauteur du corps creux.
- ✓ **h<sub>0</sub> = 4 cm** : hauteur de la dalle de compression.

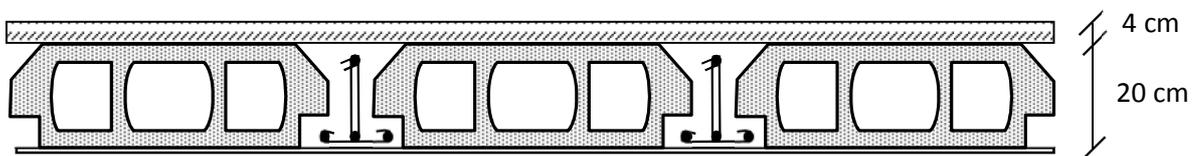


Figure II.1 : plancher à corps creux.

##### a.1. les poutrelles

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

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

$b$  : largeur de la table de compression

$b_0$  : largeur de la nervure

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles successive.

$L_y$  : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$h_t$  : hauteur totale de la poutrelle.

- $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$

Donc on prend :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$$

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

$$L_y = 375 - 30 = 345\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 345/10)$$

**CBA93 (article A.4.1.3)**

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $b = 65\text{cm}$

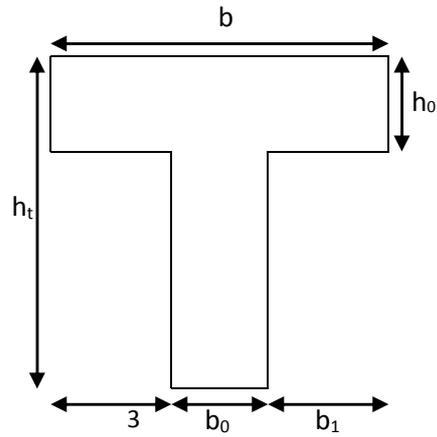


Figure II.2. Vue en coupe d'une poutrelle

**a. 2. disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ✓ **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis

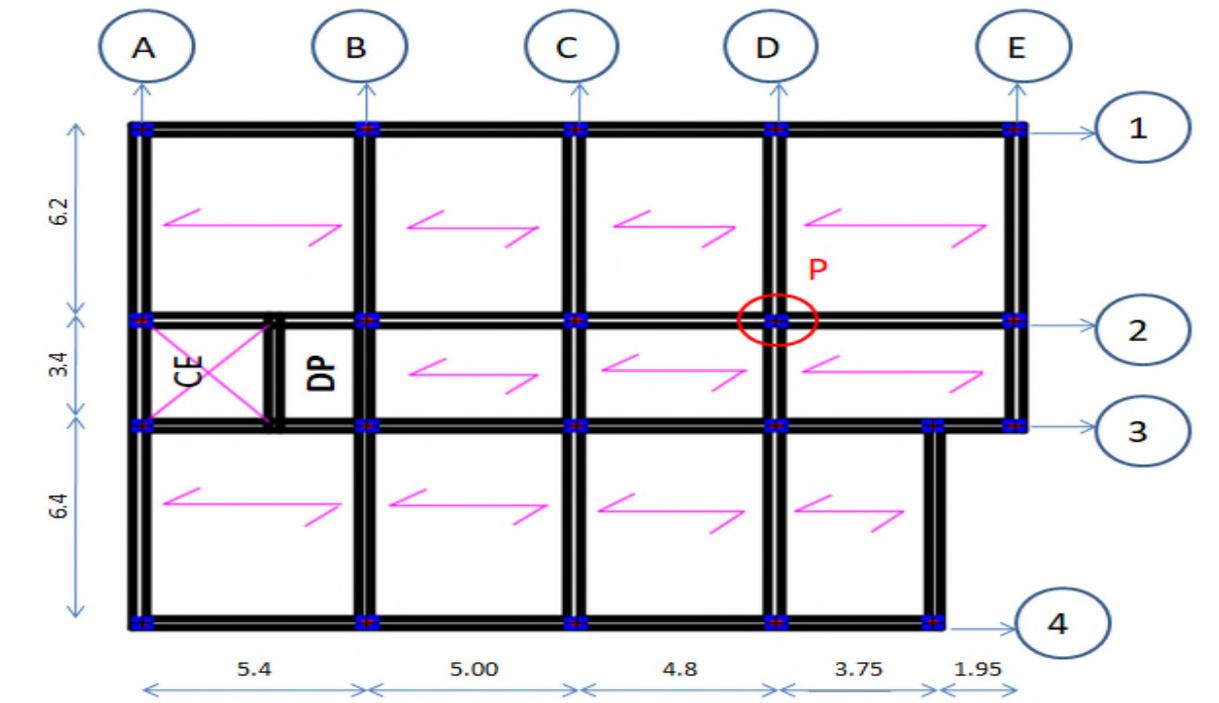


Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles

**II.1.1.2. Plancher à dalle pleine**

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

✓ **Résistance à la flexion**

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$ .
- Dalle reposant sur trois appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$  pour  $(\rho \leq 0,4)$ .
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  pour  $(\rho > 0,4)$

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

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

✓ **Résistance au feu**

- \*  $e = 7cm$  pour une heure de coupe-feu.
- \*  $e = 11cm$  pour deux heures de coupe-feu. (CBA93).
- \*  $e = 17.5cm$  pour quatre heures de coupe-feu.

✓ **Isolation phonique :  $e \geq 13cm$**

Dans ce projet on distingue un types de dalle pleine.

\* **Dalle sur 4 appuis**

On a:  $L_x = 5,10 m$ ;  $L_y = 5,90m$ .

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{510}{45} < e < \frac{510}{40}$$

$$11.33cm < e < 12.75cm$$

On prend  $e = 12 cm$

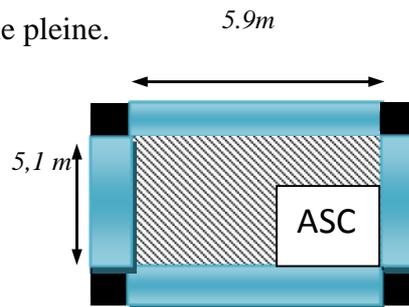


Figure II.4. Dalle sur 4 appuis.

**II.1.1.2. Les escaliers**

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

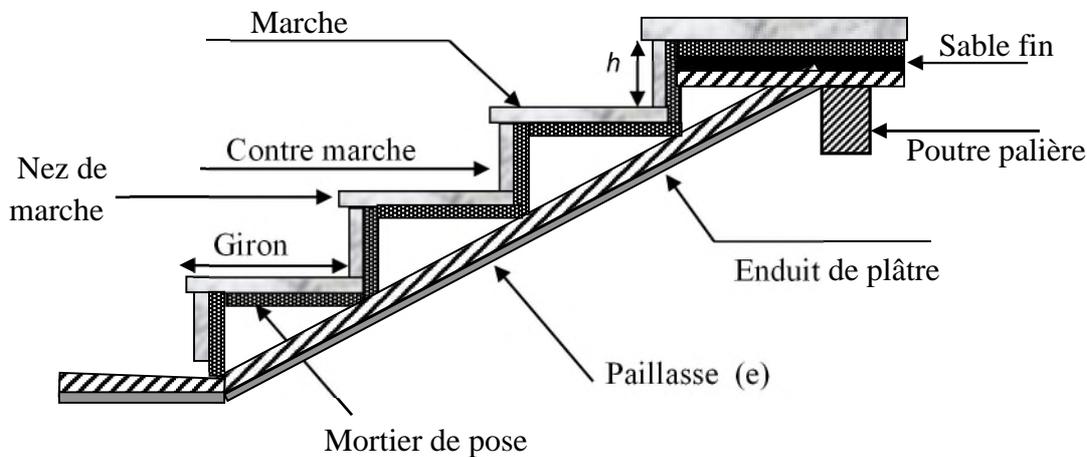


Figure II.5. Composantes des escaliers

**a .Terminologie**

- ✓ **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- ✓ **La contre marche** est la partie verticale, contre la marche.
- ✓ **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.
- ✓ **La paillasse** supporte les marches et contremarches.
- ✓ **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un palier.

**b. Pré dimensionnement des escaliers**

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

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**:  $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ ..... (1)

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

Avec :  $n - 1$ : Nombre de marches ;  $L$  : Longueur de la volée.

$n$  : Nombre de contre marches ;  $H$  : La hauteur de la volée.

**Type 1 (étage courant) : escalier droit à 2 volées.**

L'escalier est composé de 2 volées identiques donc le calcul sera effectué pour une seule volée.

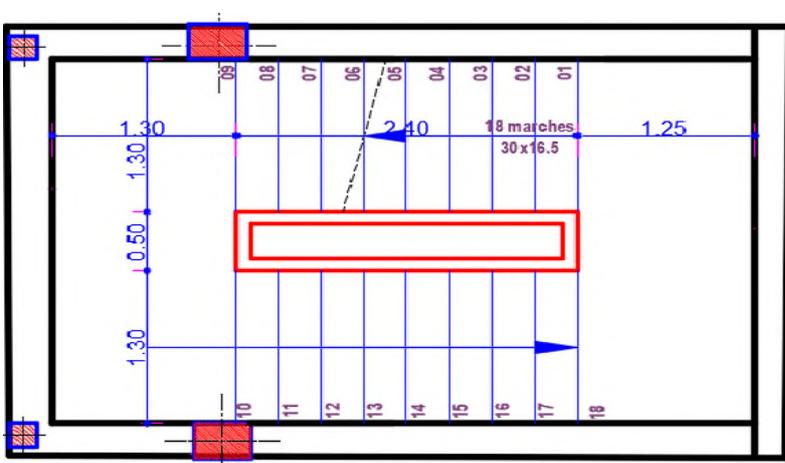


Figure II.6. Vue en plan de l'escalier d'étage

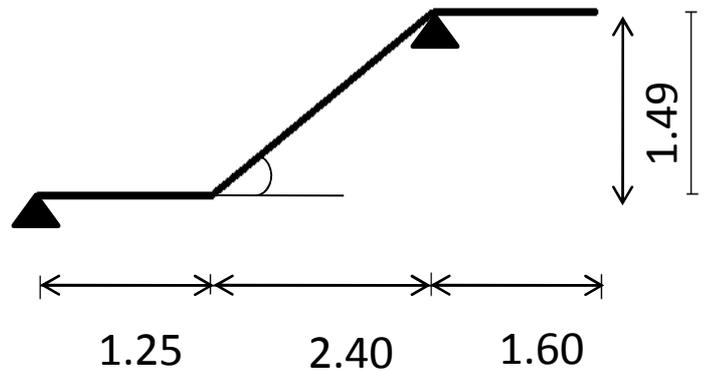


Figure II.7. Schéma statique étage courant

- ✓ **Calcul de marche et de la contre marche pour la première volée :**
- ✓ **Escalier de l'étage courant :**

On a:  $L_0 = 240\text{ cm}$ ,  $H = 149\text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 149 + 240)n + 2 \times 149 = 0$$

$$64n^2 - 602n + 298 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contres marches est :  $n = 9$ .

Le nombre de marches est :  $n - 1 = 8$ .

✓ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} \Rightarrow \text{Le giron d'une marche } g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{149}{9} = 16.55 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche } h = 16.5\text{cm.}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{149}{240} \Rightarrow \alpha = 31.83^\circ.$$

**Epaisseur de la paillasse :**

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

$l_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.30 + \sqrt{(1.49)^2 + (2.40)^2} = 4.12\text{m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{412}{30} \leq e \leq \frac{412}{20} \Rightarrow 13.73\text{cm} \leq e \leq 20.6\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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

**Type 2 .Escalier de RDC**

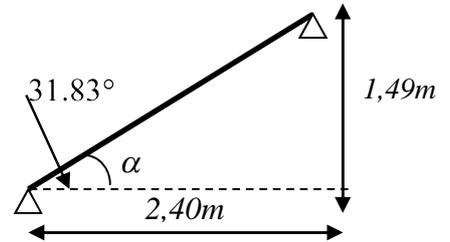


Figure II.8. Schéma statique étage courant

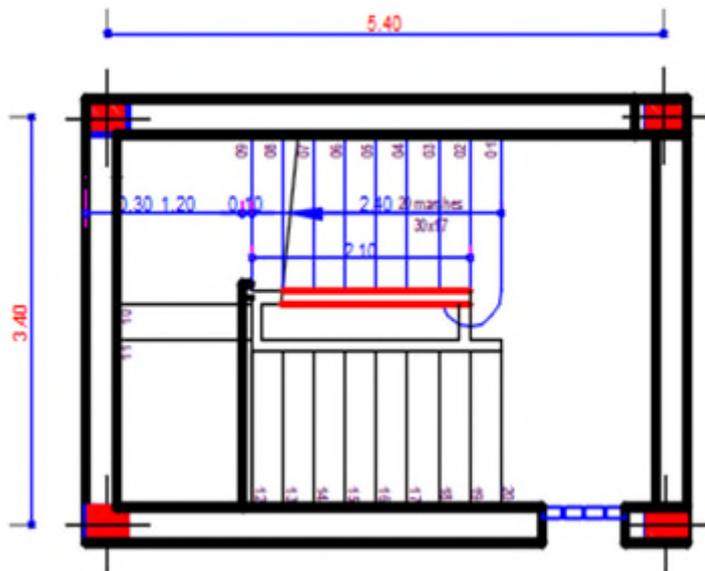


Figure II.9. Vue en plan de l'escalier RDC

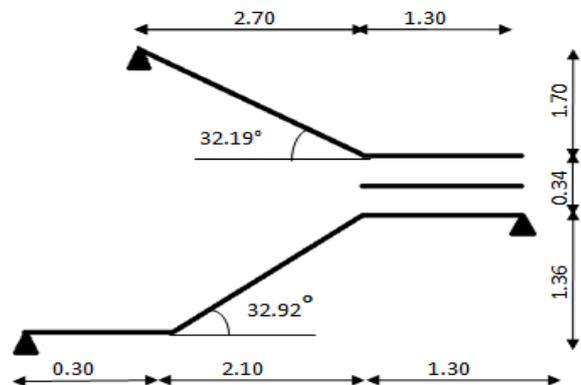


Figure II.10. Schéma statique RDC

➤ 1<sup>er</sup> volée

On a:  $L_0 = 210 \text{ cm}$ ,  $H = 136 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contres marches est :  $n = 8$ .

Le nombre de marches est :  $n - 1 = 7$ .

✓ Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} \Rightarrow \text{Le giron d'une marche } g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche } h = 17 \text{ cm.}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ.$$

**Epaisseur de la paillasse :**

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

$l_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 0.30 + \sqrt{(1.36)^2 + (2.10)^2} = 2.80 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{208}{30} \leq e \leq \frac{208}{20} \Rightarrow 9.33 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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

➤ 2<sup>eme</sup> volée

On a:  $L_0 = 30 \text{ cm}$ ,  $H = 34 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 34 + 30)n + 2 \times 34 = 0$$

$$64n^2 - 162n + 68 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contres marches est :  $n = 2$ .

Le nombre de marches est :  $n - 1 = 1$ .

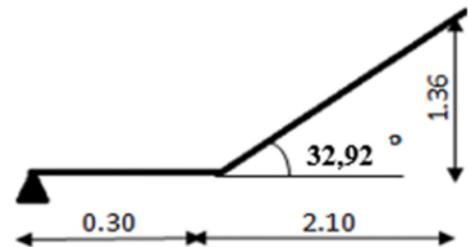


Figure II.11. Schéma statique de la volée 1

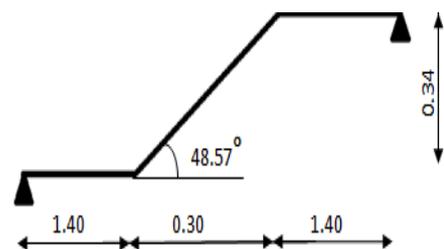


Figure II.12. Schéma statique de la volée 2

✓ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{30}{1} \Rightarrow \text{Le giron d'une marche } g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{34}{2} = 17 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche } h = 17\text{cm.}$$

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}\alpha = \frac{34}{30} \Rightarrow \alpha = 48.57^\circ$

**Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est :  $L = L_v + L_{pd} + L_p$ .

$l_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$L_{pd}$  : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + L_{pd} + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.4 + 1.4 + \sqrt{(0.3)^2 + (0.34)^2} = 3.25\text{m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{325}{30} \leq e \leq \frac{325}{20} \Rightarrow 10.83\text{cm} \leq e \leq 16.25\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 12 cm.**

➤ **3<sup>eme</sup> volée**

On a :  $L_0 = 270\text{ cm}, H = 170\text{ cm.}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 170 + 270)n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contres marches est :  $n = 10$ .

Le nombre de marches est :  $n - 1 = 9$ .

✓ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{9} \Rightarrow \text{Le giron d'une marche } g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche } h = 17\text{cm.}$$

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}\alpha = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$

**Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est :  $L = L_v$ .

$l_v$  : longueur de la volée

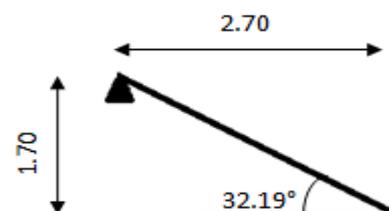


Figure II.13. Schéma statique de la volée 3

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = \sqrt{(2.7)^2 + (1.7)^2} = 3.19m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{319}{30} \leq e \leq \frac{319}{20} \Rightarrow 10.63cm \leq e \leq 15.95cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 12 cm.**

**II.1.1.3. Acrotère**

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans D'architectures, la surface de l'acrotère  $S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 + 0.08) \times 0.1 / (2) = 0.069m^2$ .

Le poids propre :  $P = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ kN/ml}$

Enduit de ciment intérieur :  $0.015 \times 18 \times 0.882 = 0.238 \text{ KN / ml}$

Enduit de ciment extérieur :  $0.02 \times 18 \times 0.6 = 0.216 \text{ KN / ml}$

$G_{\text{acro}}$	2,179 KN/m
$Q_{\text{acro}}$	1,00 KN/m

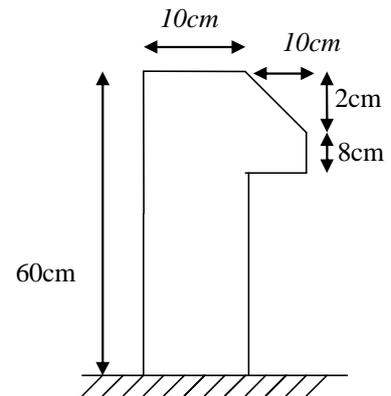


Figure II.14. Vue en plan d'un acrotère.

**II.1.2.Éléments structuraux**

**II.1.2.1. Les poutres**

**a. Les poutres principales [P.P]**

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

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\text{max}}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

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

$h_{pp}$  : La hauteur de la poutre principale.

$$L_{\text{max}} = 640 - 30 = 610\text{cm} \Rightarrow \frac{610}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{610}{10} \Rightarrow 40.66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 61 \text{ cm}$$

On prend.  $h_{pp} = 50 \text{ cm}$

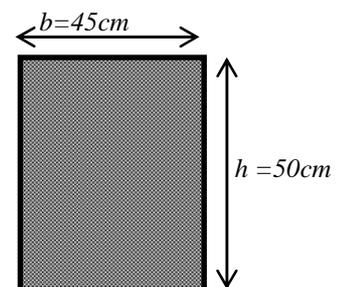
La largeur (b) est comprise entre (0,4 à 0,8)  $h_{pp}$  , soit  $b = 45\text{cm}$ .

Donc adopte pour une section rectangulaire ( $b_{pp} \times h_{pp}$ ) =  $(45 \times 50) \text{ cm}^2$ .

Vérification des exigences du *RPA* :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm condition vérifiée.} \\ h/b = 50/45 = 1.11 < 4 \text{ condition vérifié} \end{array} \right.$$

(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)



**b. Les poutres secondaires [P. S]**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur pré dimensionnement se fait selon la condition

suivante :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{max}}{10}$  ..... (Condition de flèche).

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

$h_{PS}$  : Hauteur de la poutre secondaire.

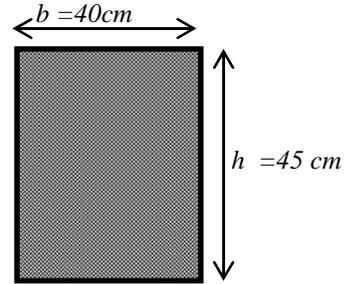
$$L_{max} = 570 - 30 = 540\text{cm} \Rightarrow \frac{540}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{540}{10}$$

$$\Rightarrow 36\text{cm} \leq h_{PS} \leq 54\text{cm}.$$

On prend :  $h_{PS} = 40\text{ cm}$ .

La largeur (b) est comprise entre (0.4 à 0.8)  $h_{pp}$  , soit  $b = 40\text{cm}$ .

On adopte pour une section rectangulaire ( $b_{PS} \times h_{PS}$ ) = (40 × 45)  $\text{cm}^2$ .



➤ **Vérification des exigences du RPA**

- $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h/b = 45/40 = 1.125 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right.$

(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)

**II.1.2.2. Les voiles de contreventement**

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé ils servent d'une part à contreventé le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15\text{ cm}$ ..... (1).
- $e > h_e / 20$ ..... (2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 \times e$ ..... (3).

Avec :  $h_e$  : Hauteur libre d'étage ;  $e$  : épaisseur du voile.

- Pour le sous-sol et le RDC  $h_e = 340 - 50 = 290\text{ cm}$
- Pour les étages courants  $h_e = 297 - 50 = 247\text{ cm}$

Donc :  $e \geq \max \left( \frac{e}{20}; 15\text{ cm} \right)$

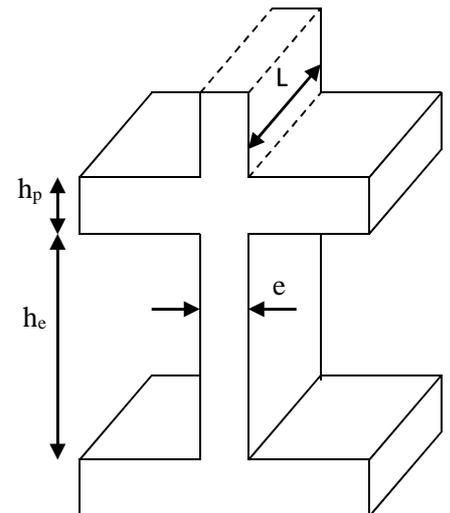
- Pour le sous-sol et le RDC

$$e \geq \max \left( \frac{290}{20}; 15\text{cm} \right) \Rightarrow e \geq \max (14.5; 15\text{ cm})$$

- Pour les étages courants :

$$e \geq \max \left( \frac{247}{20}; 15\text{cm} \right) \Rightarrow e \geq \max (12.35; 15\text{ cm})$$

En prend  $e = 15\text{ cm}$ .



**Figure II.15.Voile**

**II.2. Evaluation des charges et surcharges**

**II.2.1. Plancher corps creux**

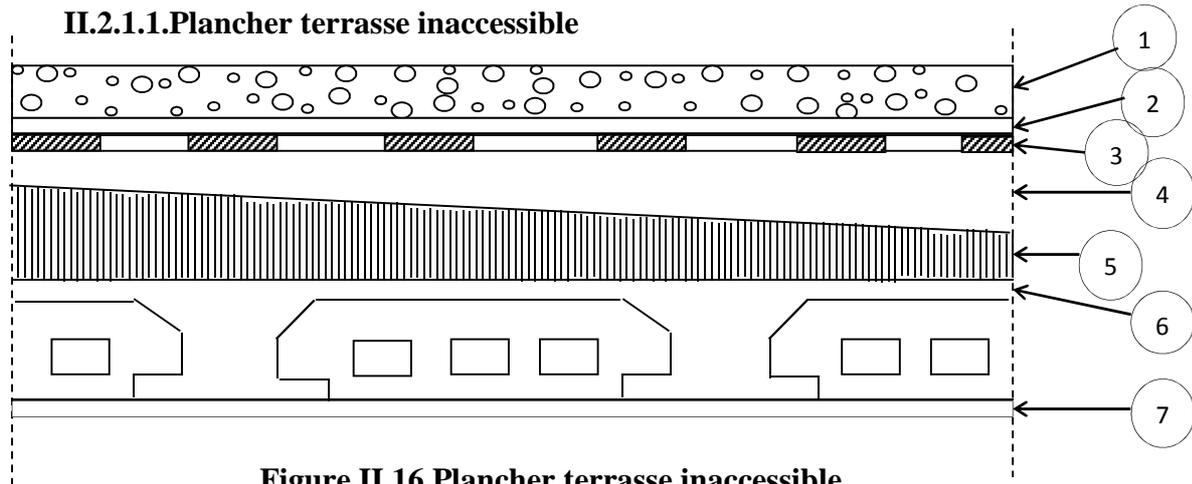


Figure.II.16.Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillons de protection	0.05	0.85
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Forme de pente	0.1	2.2
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	3.30
Enduit en plâtre	0.02	0.2
		$\Sigma = 6.83$

- La charge permanente totale estimée est : **G = 6.83 KN/m<sup>2</sup>**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : **Q = 1.0 KN/m<sup>2</sup>**.

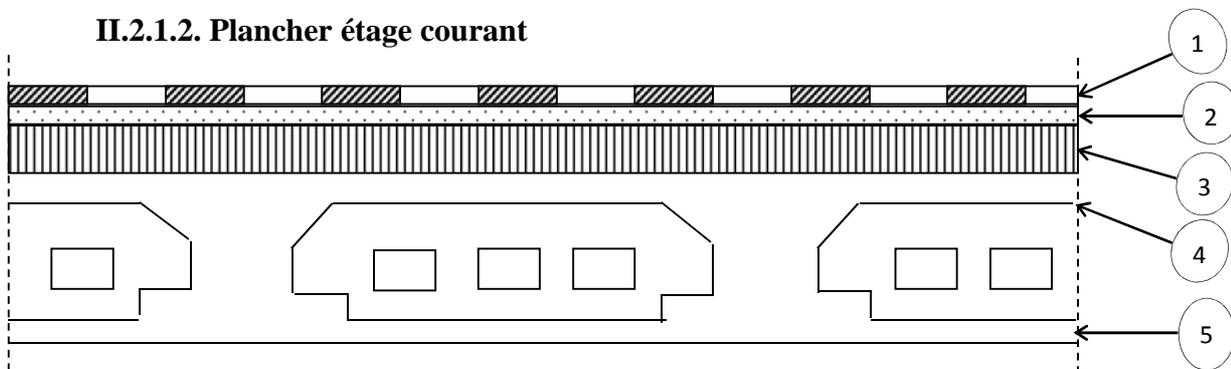


Figure II.17.Plancher étage

Tableau II.2.Évaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Cloisons de séparation	0.1	0.9
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	3.3
Enduit en plâtre	0.02	0.2
		$\Sigma=5.6$

D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage est estimée à :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

### II.2.2.Les escaliers

Type 1 :

#### a. Palier

Tableau II.3. Évaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	0,40
Mortier de pose	0.02	0,40
Lit de sable	0.02	0,36
Dalle en BA	0.15	3.75
Enduit ciment	0.02	0,36
		$\Sigma = 5.27$

• La charge permanente totale estimée est :  $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$ .

• D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'un escalier et estimée à :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

## b. Etage courants

Tableau II.4. Évaluation des charges sur les volées étage courants

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.013	0.26
Matière de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Marches	0.165 (1/2)	1.81
Paillasse	0.15/cos $\alpha$	4.41
Enduit plâtre	0.02	0.20
		$\Sigma = 7.84$

Type 2 :

Palier

Tableau II.5. Évaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	0,40
Mortier de pose	0.02	0,40
Lit de sable	0.02	0,36
Dalle en BA	0.12	3.00
Enduit ciment	0.02	0,36
		$\Sigma = 4.52$

- La charge permanente totale estimée est :  $G = 4.52 \text{ KN/m}^2$ .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'un escalier et estimée à :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

- Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

Tableau. II.6.Évaluation des charges sur les volées étages RDC

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )		
		Volée 1	Volée 2	Volée 3
Revêtement horizontale	0.02	0.40	0.40	0.40
Revêtement verticale	0.013	0.26	0.26	0.26
Matière de pose	0.02	0.40	0.40	0.40
Lit de sable	0.02	0.36	0.36	0.36
Marches	0.17 (1/2)	0.085	0.085	0.085
Paillasse	0.12/cos α	3.57	4.53	3.54
Enduit plâtre	0.02	0.20	0.20	0.20
		<b>Σ = 5.27</b>	<b>Σ = 6.23</b>	<b>Σ = 5.24</b>

**II.3 Descente de charges :**

La descente de charges permet d'évaluer les charges revenant à chaque élément de la structure considérer :

- ✓ Le poids propre de l'élément.
- ✓ La charge de plancher qu'il supporte.
- ✓ La part de cloison répartie qui lui revient.
- ✓ Les éléments secondaires.

- **La loi de dégression des charges (DTR.BC2.2.art.6.3) :**

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

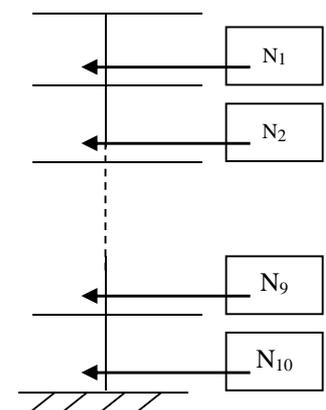


Figure II.18. Schéma statique de la descente de charge

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

**II.3.1 Descente de charges du poteau :**

**a. Calcul de la surface afférente :**

**Sous G:**

$S_{\text{aff G}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$S_{\text{aff G}} = (2.25 \times 1.55) + (2.7 \times 1.55) + (2.25 \times 2.95) + (2.7 \times 2.95)$

$S_{\text{aff G}} = 22.275 \text{ m}^2$

**c. Les charges et surcharges**

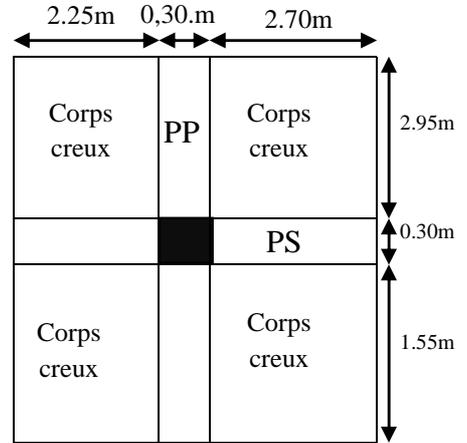


Figure II.19. Surface qui revient au poteau.

**Plancher terrasse accessible :**  $\begin{cases} G = 5.88 \times 22.275 = 130.977 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 22.275 = 33.41 \text{ KN} \end{cases}$

**Plancher étages 1 à 9 :**  $\begin{cases} G = 5.6 \times 22.275 = 124.74 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 22.275 = 33.41 \text{ KN} \end{cases}$

**Plancher RDC :**  $\begin{cases} G = 5.5 \times 22.275 = 122.512 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 22.275 = 55.687 \text{ KN} \end{cases}$

- **Poutres principales :**  $G_{pp} = 25 \times 0.5 \times 0.45 \times 4.5 = 25.312 \text{ KN}$
- **Poutres secondaires :**  $G_{ps} = 25 \times 0.45 \times 0.4 \times 4.95 = 22.275 \text{ KN}$
- **Poids total des poutres :**  $G_{pout} = G_{pp} + G_{ps} = 47.587 \text{ KN}$
- **Poteaux :**
  - ✓ Pour les poteaux sous-sol et RDC :  $P_1 = 25 \times 0.60 \times 0.60 \times 2.9 = 26.1 \text{ KN}$
  - ✓ Pour les poteaux de 1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étages :  $P_2 = 25 \times 0.60 \times 0.55 \times 2.47 = 20.3775 \text{ KN}$
  - ✓ Pour les poteaux de 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages :  $P_3 = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 2.47 = 18.7937 \text{ KN}$
  - ✓ Pour les poteaux de 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étages :  $P_4 = 25 \times 0.55 \times 0.50 \times 2.47 = 16.9812 \text{ KN}$
  - ✓ Pour les poteaux de 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages :  $P_5 = 25 \times 0.50 \times 0.45 \times 2.47 = 13.9375 \text{ KN}$
  - ✓ Pour les poteaux de 9<sup>eme</sup> étages :  $P_6 = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 2.47 = 12.0437 \text{ KN}$

Étages	Sous-sol RDC	1 <sup>eme</sup> , 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>	9 <sup>eme</sup>
Section (b× h) cm <sup>2</sup>	60×60	60×55	55×55	55×50	50×45	45×45
P <sub>pot</sub> (KN)	26.1	20.3775	18.7937	16.9812	13.9375	12.0437

Tableau. II.7 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Terrasse accessible	130.977	33.41
	Poutres (Pp, Ps) Poteaux (45×45)	47.587 12.0437	
	<b>Total</b>	<b>190.6077</b>	<b>33.41</b>
N1	Venant de N0 Plancher	190.6077	66.82
	Poutres (Pp, Ps) Poteaux (50×45)	124.74 47.587 13.9375	
	<b>Total</b>	<b>376.8722</b>	<b>66.82</b>
N2	Venant de N1 Plancher	376.8722	96.889
	Poutres (Pp, Ps) Poteaux 50×45)	124.74 47.587 13.9375	
	<b>Total</b>	<b>563.1367</b>	<b>96.889</b>
N3	Venant de N2 Plancher	563.1367	123.617
	Poutres (Pp, Ps) Poteaux (55×50)	124.74 47.587 16.9812	
	<b>Total</b>	<b>752.4452</b>	<b>123.617</b>
N4	Venant de N3 Plancher	752.4452	147.004
	Poutres (Pp, Ps) Poteaux (55×50)	124.74 47.587 16.9812	
	<b>Total</b>	<b>941.7534</b>	<b>147.004</b>

<b>N5</b>	Venant de N4	<b>941.7534</b>	<b>167.05</b>
	Plancher	<b>124.74</b>	
	Poutres (Pp, Ps)	<b>47.587</b>	
	Poteaux (55×55)	<b>18.7937</b>	
	<b>Total</b>	<b>1132.8741</b>	<b>167.05</b>
<b>N6</b>	Venant de N5	<b>1132.8741</b>	<b>183.755</b>
	Plancher	<b>124.74</b>	
	Poutres (Pp, Ps)	<b>47.587</b>	
	Poteaux (55×55)	<b>18.7937</b>	
	total	<b>1323.9948</b>	<b>183.755</b>
<b>N7</b>	Venant de N6	<b>1323.9948</b>	<b>197.119</b>
	Plancher	<b>124.74</b>	
	Poutres (Pp, Ps)	<b>47.587</b>	
	Poteaux (60×55)	<b>20.3775</b>	
	total	<b>1516.6993</b>	<b>197.119</b>
<b>N8</b>	Venant de N7	<b>1516.6993</b>	<b>207.142</b>
	Plancher	<b>124.74</b>	
	Poutres (Pp, Ps)	<b>47.587</b>	
	Poteaux (60×55)	<b>20.3775</b>	
	Total	<b>1709.4038</b>	<b>207.142</b>
<b>N9</b>	Venant de N8	<b>1709.4038</b>	<b>227.190</b>
	Plancher (DP)	<b>122.512</b>	
	Poutres (Pp, Ps)	<b>47.587</b>	
	Poteaux (60×60)	<b>26.1</b>	
	total	<b>1905.6028</b>	<b>227.190</b>
<b>N10</b>	Venant de N9	<b>1905.6028</b>	<b>229.417</b>
	Plancher (DP)	<b>122.512</b>	
	Poutres (Pp, Ps)	<b>47.587</b>	
	Poteaux (60×60)	<b>26.1</b>	
	<b>total</b>	<b>2101.8018</b>	<b>229.417</b>

➤ Calcul de l'effort normal (N) :

À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} N_U = 1.35 G + 1.5 Q \\ N_U = 1.35 \times (2101.8018) + 1.5 \times (229.417) \\ N_U = 3181.55793 \text{KN} \end{array} \right.$$

À l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G + Q \\ N_s = 2101.8018 + 229.417 \\ N_s = 2331.2188 \text{KN} \end{array} \right.$$

**Donc**  $N_{U \max} = 3181.55793 \text{KN}$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 15% tel que :  $Nu^* = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc  $Nu = 1.15 \times (1.35(2101.8018) + 1.5(229.417))$

L'effort normal maximum  $Nu^* = 3658.79161KN$

**II.4. Vérification des sections :**

**II.4.1. Vérification à la compression simple du poteau sous-sol :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{3658.79161 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} \rightarrow B \geq 0.243 \text{ m}^2$$

On a  $B = 0.5 \times 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$

$B = 0.275 \geq 0.243 \text{ m}^2$  condition vérifiée.

**II.5.2. Vérification au flambement**

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  :Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement géométrique  $\lambda$  .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement.  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

i: Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: Moment d'inertie :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.9 = 2.03m.$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6.932 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.158 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.03}{0.173} = 11.734 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{085}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.734}{35}\right)^2} = 0.831$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{3658.79161 \times 10^{-3}}{0.831 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \rightarrow B_r \geq 0.079 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.336 \text{ m}^2$$

0.336 > 0.201 donc le poteau ne risque pas de flamber.

**Tableau II.8. Résultat de vérification au flambement**

Poteau	NU (KN)	B <sub>adp</sub> (m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	I×10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	i (m)	λ	α	Br cal (m <sup>2</sup> )	Br adp (m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	3350.351	0.36	2.9	2.03	108	0.173	11.734	0.831	0.089	0.336
<b>1<sup>eme</sup></b>	3011.169	0.33	2.47	1.729	99	0.173	9.994	0.836	0.079	0.3074
<b>2<sup>eme</sup></b>	2694.705	0.33	2.47	1.729	99	0.173	9.994	0.836	0.071	0.3074
<b>3<sup>eme</sup></b>	2600.868	0.302	2.47	1.729	76.25	0.158	10.943	0.825	0.069	0.2809
<b>4<sup>eme</sup></b>	2046.9482	0.302	2.47	1.729	76.25	0.158	10.943	0.825	0.054	0.2809
<b>5<sup>eme</sup></b>	1715.654	0.275	2.47	1.729	69.32	0.158	10.943	0.819	0.046	0.2544
<b>6<sup>eme</sup></b>	1360.086	0.275	2.47	1.729	69.32	0.158	10.943	0.819	0.036	0.2544
<b>7<sup>eme</sup></b>	1662.403	0.225	2.47	1.729	46.87	0.144	12.006	0.811	0.045	0.2064
<b>8<sup>eme</sup></b>	700.358	0.225	2.47	1.729	46.87	0.144	12.006	0.811	0.019	0.2064
<b>9<sup>eme</sup></b>	353.550	0.202	2.47	1.729	34.17	0.130	13.3	0.797	0.009	0.1849

**CONCLUSION**

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

- ✓ Poutres principales :  $45 \times 50 \text{cm}^2$ .
- ✓ Poutres secondaires :  $40 \times 45 \text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les poteaux sous-sol et RDC :  $60 \times 60 \text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les poteaux de 1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étages :  $55 \times 60 \text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les poteaux de 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages :  $55 \times 55 \text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les poteaux de 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étages :  $50 \times 55 \text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les poteaux de 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages :  $45 \times 50 \text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les poteaux de 9<sup>eme</sup> étages :  $45 \times 45 \text{cm}^2$ .

# Chapitre III

Etude des éléments secondaires

## Introduction

On distingue deux types d'éléments dans une structure :

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

Ainsi que les escaliers et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

### III.1 Etude des planchers

#### III.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

##### III.1.1.1. Méthode de calcul

#### a. Méthode forfaitaire

##### a.1. Domaine d'application BAEL91 (Art B.6.2.210)

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

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

#### a.2. Application de la méthode

##### • Valeurs des moments

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

- ✓  $M_{t+} (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$
- ✓  $M_t \geq (1+0.3\alpha)M_0/2$  dans une travée intermédiaire.
- ✓  $M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$  dans une travée de rive.

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.

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et  $\alpha = Q / (G+Q)$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

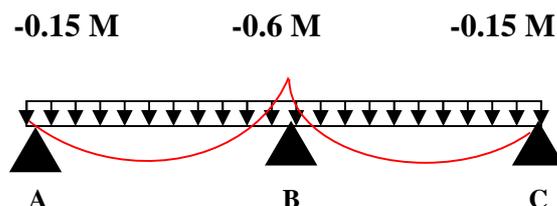


Figure III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

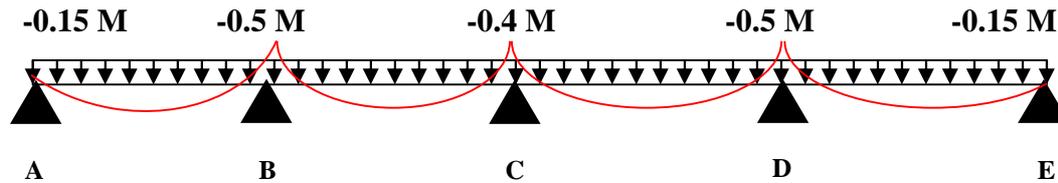


Figure III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

- **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

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

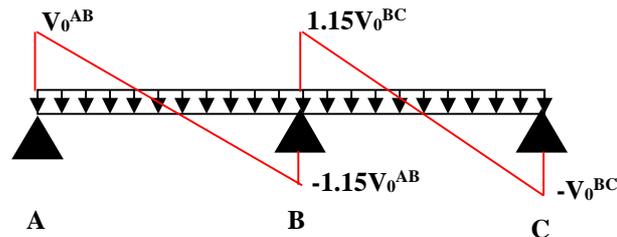


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

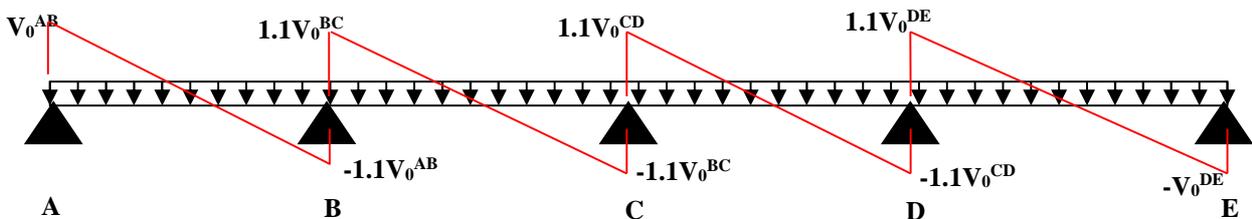


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

## b. Méthode de Caquot

### b.1. Domaine d'application

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

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

### b.2. Application de la méthode

- **Moment en travée**

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

• **En appuis**

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

\*  $l_g$  et  $l_d$  : Longueur fictive

\*  $P_g$  et  $P_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considère

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

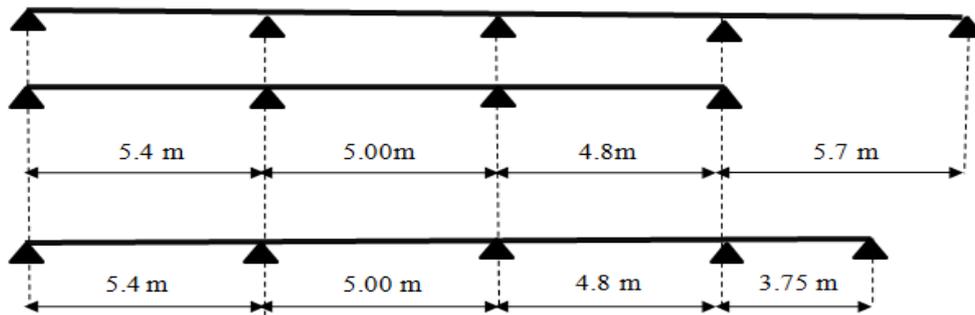
• **L'effort tranchant**

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

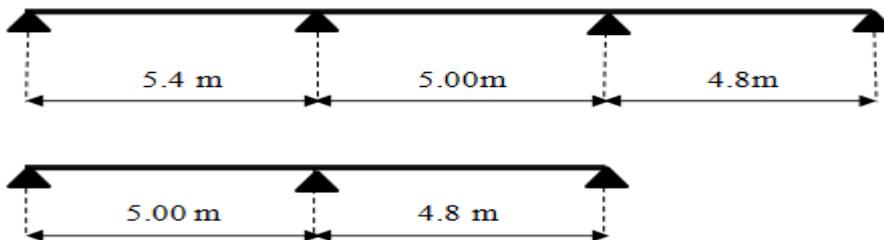
Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

**III.1.1.2 les différents types des poutrelles**

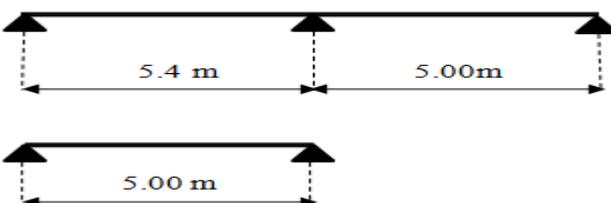
- Plancher de RDC ,1<sup>er</sup> ,2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages :



- ❖ Plancher de 4<sup>ème</sup> ,5<sup>ème</sup> ,6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages :



- ❖ Plancher de 8<sup>ème</sup> ,9<sup>ème</sup> étages et plancher terrasse accessible :



**Figure III.5 Différents types de poutrelles.**

III.1.1.3 Exposé un cas de calcul : Poutrelle type (plancher RDC)

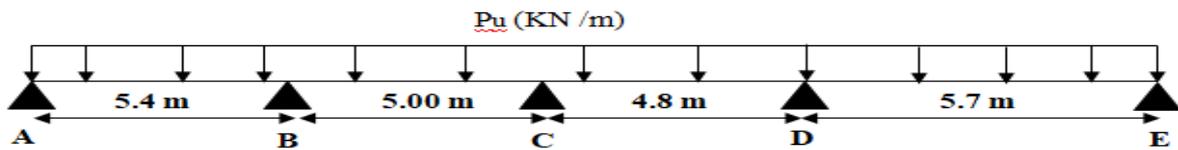


Figure III.6.Schéma statique de la poutrelle T1 (étage courant)

- Plancher RDC :  $G = 5.6\text{KN/m}^2$ ;  $Q = 1.5\text{KN/m}^2$   
 $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$ .....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

a. Calcul des sollicitations

ELU :  $P_U = 0.65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

ELS :  $P_S = (G + Q)$

Tableau III.1.Chargement sur les poutrelles

Désignation	G (kn/m <sup>2</sup> )	Q (kn/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>U</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	P <sub>U</sub> (kn/m)	P <sub>S</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	P <sub>S</sub> (kn/m)
Plancher de RDC, étage courant, terrasse accessible	5.6	1.5	9.81	6.37	7.10	4.61
Terrasse inaccessible	6.83	1	10.72	6.96	7.83	5.08

a.1.Calcul à l’ELU et l’ELS

- Moment isostatique : les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III .2. Calcule moment isostatique

$M_0 = \frac{p l^2}{8}$		
Travée	ELU	ELS
A-B	$M_0 = \frac{6.37 \times (5.4)^2}{8} = 23.21\text{KN.m}$	$M_0 = \frac{4.61 \times (5.4)^2}{8} = 16.80\text{KN.m}$
B-C	$M_0 = \frac{6.37 \times (5)^2}{8} = 19.90\text{KN.m}$	$M_0 = \frac{4.61 \times (5)^2}{8} = 14.40\text{KN.m}$
C-D	$M_0 = \frac{6.37 \times (4.8)^2}{8} = 18.34\text{KN.m}$	$M_0 = \frac{4.61 \times (4.8)^2}{8} = 13.27\text{KN.m}$
D-E	$M_0 = \frac{6.37 \times (5.7)^2}{8} = 25.87\text{KN.m}$	$M_0 = \frac{4.61 \times (5.7)^2}{8} = 18.72\text{KN.m}$

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais le BAEL exige de mètre des aciers de fissuration équilibrant au moment fictif égal à  $0.15 \times M_0$ .

**À l'ELU :**

$$M_B = M_D - 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}, M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times \max(23.21; 19.90; 18.34; 25.87) = -12.93 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}, M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 \times \max(23.21; 19.90; 18.34; 25.87) = -10.34 \text{ KNm}$$

**À l'LES :**

$$M_B = M_D - 0.5 \times \max = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}, M_0^{CD}, M_0^{DE}) = (16.80; 14.40; 13.27; 18.72) = -9.36 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \times \max = -0.4 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}, M_0^{CD}, M_0^{DE}) = (16.80; 14.40; 13.27; 18.72) = -7.48 \text{ KNm}$$

• **Les moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.6} = 0.211$$

$$(1+0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.211 = 1.06$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.211}{2} = 0.63$$

**À l'ELU :**

**Travée AB :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{0+12.93}{2} \geq 1.06 \times 23.21 \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.211}{2} \times 23.21 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 18.13 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 12.33 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(18.13, 12.33) \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 18.13 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{12.93+10.34}{2} \geq 1.06 \times 19.90 \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.211}{2} \times 19.9 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 9.45 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 12.56 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.45, 12.56) \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 12.56 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{10.34+12.93}{2} \geq 1.06 \times 18.34 \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.211}{2} \times 18.34 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 7.82 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 11.58 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.82, 11.58) \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 11.58 \text{ KN.m}$$

**Travée DE :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{12.93 + 0}{2} \geq 1.06 \times 25.87 \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.211}{2} \times 25.87 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 20.95 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t = 16.34 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(20.95, 16.34) \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 20.95 \text{ KN.m}$$

### • Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.37 \times 5.4}{2} = 17.19 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -18.91 \text{ KN}$$

**Travée BC:**

$$V_B = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.37 \times 5}{2} = 17.51 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = -15.92 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = 15.28 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -1.1 \frac{6.37 \times 4.8}{2} = -16.81 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$V_D = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.37 \times 5.7}{2} = 19.96 \text{ KN}$$

$$V_E = \frac{P_u \times l}{2} = 18.15 \text{ KN}$$

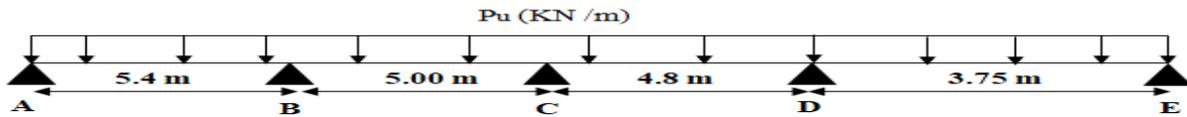
Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)
Type	AB	5.4	6.96	25.39	<b>20.31</b>	<b>18.79</b>

**Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type	AB	5.4	5.08	18.55	14.84



**Figure III.7. Application de la méthode de Caquot minorée pour le troisième cas de la poutrelle**

$L_i/L_{i+1}=4.80/3.75=1.28 \notin [0.8;1.25]$  ..... *Codition non vérifiée*

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis, et G pour le calcul des moments en travée.

$$G' = \frac{2}{3} G \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times 5.6 = 3.73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P'_u = ( 1.35 G' + 1.5 Q ) \times 0.65 = 4.73 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P'_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.4 \text{ KN} / \text{m}$$

**A l'ELU :**

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$P_g = P_d = 5.6 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L'_g = L_g = 5 \text{ m.}$$

$$L'_d = L_d = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.73 \times (5^3 + 4^3)}{8.5 \times (5 + 4)} = -11.68 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 5 = 4 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 4.8 = 3.84 \text{ m.}$$

$$M_C = -\frac{4.73 \times (4^3 + 3.84^3)}{8.5 \times (4 + 3.84)} = -8.56 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 4.8 = 3.84 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.75 \text{ m.}$$

$$M_D = -\frac{4.73 \times (3.84^3 + 3.75^3)}{8.5 \times (3.84 + 3.75)} = -8.01 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**Travée AB :**

$$x = \frac{5.4}{2} - \frac{0 - (-11.68)}{6.37 \times 5.4} = 2.36 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.37 \times 2.36}{2} \times (5.4 - 2.36) = 22.85 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 22.85 + \left(-11.68 \times \frac{2.36}{5.4}\right) = 17.74 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$x = \frac{5}{2} - \frac{-11.68 - (-8.56)}{6.37 \times 5} = 3.13 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.37 \times 3.13}{2} \times (5 - 3.13) = 18.64 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 18.64 - 11.68 \times \left(1 - \frac{3.13}{5}\right) - 8.56 \times \frac{3.13}{5} = 8.91 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$x = \frac{4.8}{2} - \frac{-8.56 - 8.01}{6.37 \times 4.8} = 2.94 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.37 \times 2.94}{2} \times (4.8 - 2.94) = 17.41 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 17.41 - 8.56 \times \left(1 - \frac{2.94}{4.8}\right) - 8.01 \times \frac{2.94}{4.8} = 9.18 \text{ KN.m}$$

**Travée DE :**

$$x = \frac{3.75}{2} - \frac{-8.01 - 0}{6.37 \times 3.75} = 2.21m$$

$$M_0(x) = \frac{6.37 \times 2.21}{2} \times (3.75 - 2.21) = 10.83KN.m$$

$$M(x) = 10.83 - 8.01 \times \left(1 - \frac{2.21}{3.75}\right) = 7.54KN.m$$

• **Effort tranchant :**

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

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6.37 \times 5.4}{2} + \frac{-11.68 - 0}{5.4} = 15.03 KN \\ V_B = \frac{6.37 \times 5.4}{2} + \frac{-8.56 - 0}{5.4} = 15.61 KN \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6.37 \times 5}{2} + \frac{-8.56 - 0}{5} = 14.21KN \\ V_c = \frac{6.37 \times 5}{2} + \frac{-8.56 + 11.68}{5} = 16.54KN \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} V_c = \frac{6.37 \times 4.8}{2} + \frac{-8.01 + 11.68}{4.8} = 16.02KN \\ V_D = \frac{6.37 \times 4.8}{2} + \frac{0 + 8.56}{4.8} = 17.07KN \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} V_D = \frac{6.37 \times 3.75}{2} + \frac{0 + 8.56}{3.75} = 14.22KN \\ V_E = \frac{6.37 \times 4.8}{2} + \frac{0 + 8.01}{3.75} = 14.07KN \end{cases}$$

**Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> en travée**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	V <sub>u i</sub> (KN)	V <sub>u (i+1)</sub> (KN)
Type 2	AB	5.4	6.37	23.24	18.9	17.21	-18.93
	BC	5	6.37	19.92	11.39	17.53	-15.94
	CD	4.8	6.37	18.36	11.86	15.30	-15.30

**Tableau III.6.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC ,1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> en travée**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Type 2	AB	5.4	4.61	16.82	13.68
	BC	5	4.61	14.42	8.24
	CD	4.8	4.61	13.29	8.59

**Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC ,1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> en appuis**

appui	M <sub>AU</sub> (kn.m)	M <sub>AS</sub> (kn.m)	V <sub>U</sub> (kn)
A	0	0	17.21
B	-11.62	-8.41	-18.93
C	-7.97	-5.76	-15.94
D	0	0	15.30

**Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> + terrasse accessible en travée**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	V <sub>u i</sub> (KN)	V <sub>u (i+1)</sub> (KN)
	AB	5.4	6.37	23.24	18.90	17.21	-18.93
	BC	5	6.37	19.92	11.39	17.53	-15.94

**Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> + terrasse accessible en travée**

Type de poutrelle	Travée	L(m)	Ps(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
	AB	5.4	4.61	16.82	13.68
	BC	5	4.61	14.42	8.24

**Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> en appuis**

appui	$M_{AU}$ (kn.m)	$M_{AS}$ (kn.m)	$V_U$ (kn)
A	0	0	17.21
B	-11.62	-8.41	-18.93
C	0	0	15.94

### III.1.1. Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles

**Tableau III.11. Sollicitations maximales des poutrelles à l'ELU.**

Plancher	Types de poutrelles	ELU				
		$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{0max}$ (KN.m)	$M_{appui\ de\ rive}$ (KN.m)
RDC+R1+R2+R3	Type1	-12.93	20.95	-18.93	25.87	-3.88
	Type2	-11.62	18.90	-18.93	23.24	-3.48
	Type3	-11.68	17.74	-25.51	22.85	-3.42
R4+R5+R6+R7	Type1	-11.62	18.90	-18.93	23.24	-3.48
R8+R9+plancher terrasse accessible	Type1	-11.62	18.90	-18.93	23.24	-3.48
Terrasse inaccessible	Type1	/	10.06	11.84	10.06	-1.50

Tableau III.12. Sollicitations les maximales des poutrelles à L'ELS.

Plancher	Types de poutrelles	ELS				
		$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{0max}$ (KN.m)	$M_{appui\ de\ rive}$ (KN.m)
RDC+R1+R2+R3	Type1	-9.37	15.24	/	18.74	-2.81
	Type2	-8.41	13.68	/	16.82	-2.52
	Type3	-13.13	12.43	-19.64		
R4+R5+R6+R7	Type1	-8.41	13.68	/	16.82	-2.52
R8+R9+plancher terrasse accessible	Type1	-10.09	12.84	/	16.82	-2.52
Terrasse inaccessible	Type1	/	7.35	/	7.35	-1.10

## III.1.1.5 Les Sollicitation les plus défavorables

Tableau III.13. Les sollicitations les plus défavorables.

poutrelles	ELU	ELS
RDC+R1+R2+R3	$M_t^{max} = 20.95 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -12.93 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = -25.51 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -3.88 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 15.24 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -13.13 \text{ KN.m}$ $M_a^{rive} = -1 \text{ KN.m}$
R4+R5+R6+R7	$M_t^{max} = 18.90 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -11.62 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = -18.93 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -3.48 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 13.68 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -8.41 \text{ KN.m}$ $M_a^{rive} = -2,52 \text{ KN.m}$
R8+R9+plancher terrasse accessible	$M_t^{max} = 18.90 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -11.62 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = -18.93 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -3.48 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 12.84 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -10.09 \text{ KN.m}$ $M_a^{rive} = -2.52 \text{ KN.m}$

<b>Terrasse inaccessible</b>	$M_t^{\max} = 10.06 \text{ KN m}$ $V_u^{\max} = 11.84 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.5 \text{ KN m}$	$M_t^{\max} = 7.35 \text{ KN m}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.10 \text{ KN m}$
------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------

• **Les Sollicitations maximales :**

$M_t = 20.95 \text{ KN.m}$   
 $M_a^{\text{int}} = -12.93 \text{ KN.m}$   
 $M_a^r = -3.88 \text{ KN.m}$   
 $V = -25.51 \text{ KN}$

**III.1.1.6 Ferrailage des poutrelles**

**a. Exemple de calcul étages RDC, R1, R2, R3 :**

**a.1. Calcul à L'ELU**

• **Sollicitations maximales**

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

• **Calcul de la section d'armature longitudinale**

✓ **Ferrailage en travée**

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{Tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 20.95 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{20.95 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.046 < 0.186$$

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

$$\text{Calcul de A : } A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} ; \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}] = 0.058$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.058) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{20.95 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 2.81 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.81 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1.72 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{calculé}} = 2.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Soit :  $3HA12 = 3.39cm^2$

- **Ferraillage aux appuis**

\* **Appuis de rive** :  $M_a^{rive} = 3.88KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{3.88 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times (0.22)^2} = 0.056$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.056)}] = 0.072 \quad ; \quad Z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.072) = 0.213$$

$$A_a^{rive} = \frac{3.88 \times 10^{-3}}{0.213 \times 348} = 5.23 \times 10^{-3} m^2 = 0.52cm^2$$

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

$$A_{a \min}^{rive} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 2.65 \times 10^{-5} m^2 = 0.26cm^2$$

$$A_{a \min}^{rive} = 0.26cm^2 < A_a^{rive \text{ calculé}} = 0.52cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On choisit :  $1HA10 = 0.79cm^2$

**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  $b_0 \times h$ .

$$M_a^{int} = 12.93KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{12.93 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times (0.22)^2} = 0.188$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.188)}] = 0.021 \quad ; \quad Z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.021) = 0.218$$

$$A_a^{int} = \frac{12.93 \times 10^{-3}}{0.218 \times 348} = 1.76 \times 10^{-4} m^2 = 1.76cm^2$$

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

$$A_{a \min}^{int} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 2.65 \times 10^{-5} m^2 = 0.26cm^2$$

$$A_{a \min}^{int} = 0.26cm^2 < A_a^{int \text{ calculé}} = 1.76cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On choisit :  $2HA12 = 2.26cm^2$

## a.2. Vérification des poutrelles à l'ELU

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13; 4MPa) = 3.25MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{25.51 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 1.15MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Ferrailage transversale**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1\min} ; h/35 ; b_0/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 24/35 ; 10/10) = 0.68 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier  $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_8 = 1.00\text{cm}^2$ .

- **L'espacement**

1.  $S_t \leq \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm}$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ (CBA93. Art A.5.1.2.3)} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droites.)} ; f'_{ij} = \min (f_{ij} ; 3,3\text{MPa}) = 2,1\text{MPa}$$

$$S_t \leq \frac{1 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.1 \times (1.15 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 61.53\text{cm}$$

$$3. S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 1\text{m}$$

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

- **Vérification vis à vis l'effort tranchant**
- **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 . a . b_0 . f_c 28$ .

Avec  $a \leq 0.9 \times d = 19.80 \text{ cm}$  ; soit :  $a = 0,19\text{m}$

$V_u = 25.51 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,19 \times 0,1 \times 25 = 129,16\text{KN} \dots\dots\dots$  vérifiée.

**a. 3. Vérification des poutrelles à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

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

- **Etat limite de compression du béton**

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

En travée on a

**Position de l'axe neutre**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) \Rightarrow H = 65 \frac{4^2}{2} - 15 \times 3.39 (22 - 4) \Rightarrow H = -3.95 .3 < 0$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b - b_0) h_0 + 15 A] y - [(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A .d]$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [(65 - 10)4 + 15 \times 3.39] y - [(65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 22] = 0$$

$$5 y^2 + 270.85 y - 1558.7 \text{ La résolution de cette équation nous donne } y = 5.24 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} 5.24^3 - \frac{65 - 10}{3} (5.24 - 4)^3 + 15 \times 3.39 \times (22 - 5.24)^2 = 17366.04 \text{ cm}^4$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{15.24 \times 10^{-3}}{17366.04 \times 10^{-8}} \times 5.24 \times 10^{-2} = 4.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**En appui intermédiaire :** le même travaille à faire ou niveau de l'appui, la section à calculer et en T :

**Calcul de : y et I**

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

$$\frac{10}{2} y^2 + [(65 - 10)4 + 15 \times 2.26] y - [(65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 22] = 0$$

$$5 y^2 + 253.9 y - 1185.8 \text{ La résolution de cette équation nous donne } y = 4.30 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} \times 4.30^3 - \frac{65 - 10}{3} (4.30 - 4)^3 + 15 \times 2.26 \times (22 - 4.30)^2 = 12342.68 \text{ cm}^4$$

**Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{13.13 \times 10^{-3}}{12342.68 \times 10^{-8}} \times 4.3 \times 10^{-2} = 4.57 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

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

✓ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \text{ BAEL91 (Art L.VI.2)} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{24}{570} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$  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).

#### ✓ Evaluation des moments en travée

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

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0.65 \times (5.6 - 0.8) = 3.12 \text{ KN/m.}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.6 = 3.64 \text{ KN/m.}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.6 + 1.5) = 4.61 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.81 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{3.12 \times 5,4^2}{8} = 9.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.81 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{3.64 \times 5,4^2}{8} = 10.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.81 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{4.61 \times 5,4^2}{8} = 13.61 \text{ KN.m}$$

#### ✓ Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$Y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow Y_G = \frac{10 \cdot \frac{24^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3.39 \times 22)}{10 \times 24 + (65 - 10)4 + 15(3.39)}$$

$$\Rightarrow Y_G = 8.68 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{65}{3} \times 8.68^3 + 10 \times \frac{(24 - 8.68)^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(8.68 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (22 - 8.68)^2$$

$I_0 = 33297.56 \text{ cm}^4$  ( $I_0$  c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{10 \times 22} \Rightarrow \rho = 0.015$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 2.84 \Rightarrow \lambda_v = 1.136 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32456.59 \text{ MPa}$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

### ✓ Contraintes

$y = 5.24 \text{ cm}$  ;  $I_0 = 33297.56 \text{ cm}^4$  ;  $I = 14741.24 \text{ cm}^4$  ;  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9.21 \times (0.22 - 0.0524) \times 10^{-3}}{14741.24 \times 10^{-8}} = 157.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{10.74 \times (0.22 - 0.0524) \times 10^{-3}}{14741.24 \times 10^{-8}} = 183.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{13.61 \times (0.22 - 0.0524) \times 10^{-3}}{14741.24 \times 10^{-8}} = 232.10 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 157.06 + 2.1} = 0.81$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 183.16 + 2.1} = 0.84$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 232.10 + 2.1} = 0.87$$

### ✓ Inerties fictives (If)

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 33297.56}{1 + 2.84 \times 0.81} = 11097.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 33297.56}{1 + 2.84 \times 0.84} = 10818.55 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 33297.56}{1 + 2.84 \times 0.87} = 10552.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 33297.56}{1 + 1.136 \times 0.84} = 18742.48 \text{ cm}^4$$

### ✓ Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} = \frac{9.21 \times 10^{-3} \times 5.4^2}{10 \times 32456.59 \times 11097.84 \times 10^{-8}} = 7.45 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{10.74 \times 10^{-3} \times 5.4^2}{10 \times 32456.59 \times 10818.55 \times 10^{-8}} = 8.91 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{13.61 \times 10^{-3} \times 5.4^2}{10 \times 32456.59 \times 10552.98 \times 10^{-8}} = 0.011 m$$

$$f_{vg} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{13.61 \times 10^{-3} \times 5.4^2}{10 \times 10818.86 \times 18742.48 \times 10^{-8}} = 0.019 m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.019 - 7.45 \times 10^{-3} + 0.011 - 8.91 \times 10^{-3} = 0.0136 m$$

$$\Delta f = 1.3 cm > f_{adm} = 1.04 cm \dots\dots\dots Non vérifié.$$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter en premier lieu la section de ferrailage.

Pour que la flèche soit vérifiée on a augmenté la section de ferrailage à la limite suivante :

$$\begin{cases} \text{En travée} & 3HA14 = 4.62 cm^2 \\ \text{En appui} & 1HA14 + 1HA12 = 2.67 cm^2 \end{cases} \Rightarrow \Delta f = 0.835 cm < f_{adm} = 1.04 cm$$

**III.1.1.7. Ferrailage de la dalle de compression**

- **Armatures perpendiculaires aux nervures**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 cm^2/ml$$

- **-Armatures parallèles aux nervures**

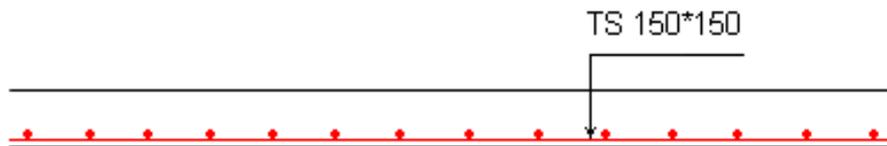
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 cm^2/ml$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

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

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé TS φ5(150 × 150)

**Schéma de ferrailage de la dalle de compression**



**Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression**

Tableau III.14. Les schémas de ferrillage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher d'étage courant			

III.1.2 Etude des dalles pleines

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau  
 $L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

a. Dalle pleine sur quatre appuis

▪ Evaluation des charges

$G = 5.5 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ ;  $e = 12 \text{ Cm}$

$ELU : P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml = 11.17 \text{ KN / m}$

$ELS : P_S = (G + Q) \times 1ml = 8 \text{ KN / m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{510}{590} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

✓ Calcul à l'ELU

- Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à

$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_U \times (L_x)^2 = 14.41 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 10.16 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travées  $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 12.24 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 8.83 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis  $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 7.70 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 5.08 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0,12) \text{ m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi \leq \frac{14}{10} (=1,4 \text{ cm})$

➤ En travée

Sens xx et y-y :

$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12.24 \times 10^{-3}}{1 \times (0.1)^2 \times 14.2} = 0.086 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

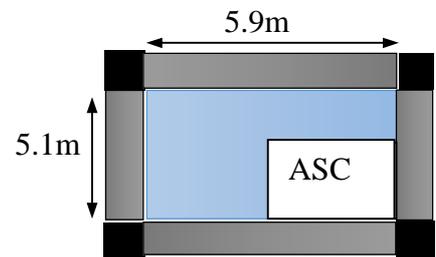


Figure III.9. Dalle pleine

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{8.83 \times 10^{-3}}{1 \times (0.1)^2 \times 14.2} = 0.062 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.086)}] = 0.112 \Rightarrow Z = 0.1 \times (1 - 0.4 \times 0.112) = 0.095m$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.062)}] = 0.080 \Rightarrow Z = 0.1 \times (1 - 0.4 \times 0.080) = 0.096m$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{12.24 \times 10^{-3}}{0.095 \times 348} = 3.7 \times 10^{-4} m^2 = 3.7 cm^2$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{8.83 \times 10^{-3}}{0.096 \times 348} = 2.64 \times 10^{-4} m^2 = 2.64 cm^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

Sens x-x :

$$A^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A^{min} = 0.96 cm^2$$

$$\text{Soit : } 5HA10 = 3.93 cm^2$$

Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min(2 \times e; 25cm) = \min(24 : 25cm) \text{ Soit } St = 20cm$$

Sens y-y

$$A^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A^{min} = 0.96 cm^2$$

$$\text{Soit : } 5HA10 = 3.93 cm^2$$

Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min(2 \times e; 25cm) = \min(24 : 25cm) \quad \text{Soit } St = 20cm$$

➤ **En appuis**

Sens xx et y-y:

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{7.7 \times 10^{-3}}{1 \times (0.1)^2 \times 14.2} = 0.054 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.08 \times 10^{-3}}{1 \times (0.1)^2 \times 14.2} = 0.035 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.054)}] = 0.069 \Rightarrow Z = 0.1 \times (1 - 0.4 \times 0.069) = 0.097m$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.035)}] = 0.044 \Rightarrow Z = 0.1 \times (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.098m$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{7.7 \times 10^{-3}}{0.097 \times 348} = 2.28 \times 10^{-4} m^2 = 2.28 cm^2$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{5.08 \times 10^{-3}}{0.097 \times 348} = 1.5 \times 10^{-4} m^2 = 1.5 cm^2$$

Condition non fragilité

Sens x-x :

$$A^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A^{min} = 0.96 cm^2$$

$$\text{Soit : } 5HA8 = 2.51 cm^2$$

Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min(2 \times e; 25cm) = \min(24 : 25cm)$$

On prend  $St = 20 cm$ .

Sens y-y :

$$A^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A^{min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>

Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = \min(24 : 25 \text{ cm})$$

On prend St = 20 cm

• **Récapitulation des résultats de calcul du ferrailage**

**Tableau III.15. Résultats de ferrailage de la dalle pleine**

Localisation	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>a</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens X-X	12.24	7.70	3.7	2.28	0.96	5HA10 = 3.93	5HA8 = 2.51
Sens Y-Y	8.83	5.08	2.64	1.5	0.96	5HA10 = 3.93	5HA8 = 2.51

✓ **Espacement des armatures (travée et appui)**

$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . On opte pour  $S_t = 25 \text{ cm}$  pour les deux sens

❖ **Vérification à l'ELU**

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{18.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} \Rightarrow \tau_U = 0.182 \text{ MPa} < 0.047 f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Cisaillement**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11.17 \times 5.1}{2} \times \frac{5.9^4}{5.1^4 + 5.9^4} = 18.27 \text{ KN}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times (L_x)^2 = 11.77 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 9.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 10 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 7.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 5.88 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 4.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

En travée :  $M_t^x = 10 \text{KN.m}$  ,  $A = 3.93 \text{ cm}^2$  ,  $d = 10 \text{ cm}$  ;  $y = 2.89 \text{ cm}$  ;  $I = 3784.63 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 7.63 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ ..... condition vérifiée

En appui:  $M_a^x = 10 \text{KN.m}$  ,  $A = 2.51 \text{ cm}^2$  ,  $d = 10 \text{ cm}$  ,  $y = 2.39 \text{ cm}$  ,  $I = 3493.58 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4.022 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ ..... condition vérifiée

✓ Etat limite de déformation

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

1.  $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,023 < 0,042$ ....Non Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV ,10)
2.  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0039 < 0,005$ .....Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification à de la flèche.

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.93}{100 \times 10} = 0.0039, y = 2.89 \text{ cm} , I = 3784.63 \text{ cm}^4 , \lambda_t = 5.384, \lambda_v = 2.153.$$

**Tableau III.16. Calcul de la flèche de la dalle pleine.**

$q_j(\text{KN/ml})$	$M_{jser} (\text{KN.m})$	$I_{f_j}(\text{cm}^4)$	$\sigma_j(\text{MPa})$	$\mu_j$	$f_{ji} (\text{m})$
4.7	15.28	4107.44	432.89	0.58	0.074
$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$I_{f_g}(\text{cm}^4)$	$\sigma_g(\text{MPa})$	$\mu_g$	$f_{gi} (\text{m})$
5.5	17.88	5758.62	507.26	0.63	0.062
$q_p(\text{KN/ml})$	$M_{pser} (\text{KN.m})$	$I_{f_p}(\text{cm}^4)$	$\sigma_p(\text{MPa})$	$\mu_p$	$f_{pi} (\text{m})$
8	26.01	3398.7	736.88	0.74	0.153
$q_p(\text{KN/ml})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	$\sigma_{gv}(\text{MPa})$	$\mu_g$	$f_{gv} (\text{m})$
8	15.28	7186.04	/	/	0.159

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} = 0.17m = 17cm$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} = 0.5 + \frac{510}{1000} = 1.01cm \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots non\ verifier$$

La solution proposée est d’augmenter la section des armatures tendues et l’épaisseur de la dalle, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de  $A_t=5HA12=5.65cm^2$  avec un épaisseur  $e=15\text{ cm}$ , après cette augmentation on trouve le flèche suivante :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 4.34 \times 10^{-3}, y = 3.92\text{ cm}, I = 8995.2\text{ cm}^4, \lambda_i = 4.83, \lambda_v = 1.93$$

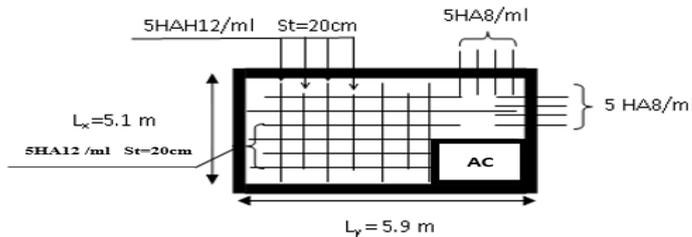
**Tableau III.17. Calcul de la flèche de la dalle pleine.**

$q_j(\text{KN/ml})$	$M_{jser} (\text{KN.m})$	$I f_j (\text{cm}^4)$	$\sigma_j (\text{MPa})$	$\mu_j$	$f_{ji} (\text{m})$
4.7	15.28	4206.87	231.36	0.39	0.072
$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$I f_g (\text{cm}^4)$	$\sigma_g (\text{MPa})$	$\mu_g$	$f_{gi} (\text{m})$
5.5	17.88	10589.81	270.72	0,45	0.033
$q_p(\text{KN/ml})$	$M_{pser} (\text{KN.m})$	$I f_p (\text{cm}^4)$	$\sigma_p (\text{MPa})$	$\mu_p$	$f_{pi} (\text{m})$
8	26.01	8840.63	393.82	0,58	0.058
$q_p(\text{KN/ml})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$I f_{gv} (\text{cm}^4)$	$\sigma_{gv} (\text{MPa})$	$\mu_g$	$f_{gv} (\text{m})$
8	15.28	17985.96	/	/	0.051

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} = 4 \times 10^{-3} m = 0.4cm$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} = 0.5 + \frac{510}{1000} = 1.01cm \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots verifier$$

✓ **Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis**



**Figure III.10. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis**

**b. Les escaliers :**

• **Les charges**

$$G_{palier}=5.27\text{KN/m}^2 ; Q=2,5\text{ KN/m}^2 ; G_{volée}=7.84\text{KN/m}^2$$

➤ **Combinaison de charges**

$$\begin{cases}
 ELU : q_u = 1.35G_{palier} + 1.5Q = 10.86 \text{ KN / m}^2 \\
 ELS : q_s = G_{palier} + Q = 7.77 \text{ KN / m}^2
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 ELU : q_u = 1.35G_{volee} + 1.5Q = 14.33 \text{ KN / m}^2 \\
 ELS : q_s = G_{volee} + 1.5Q = 10.34 \text{ KN / m}^2
 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

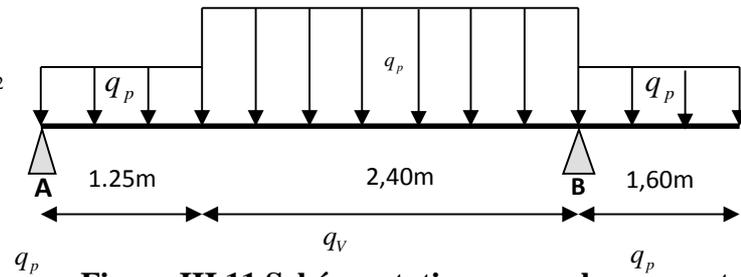


Figure III.11. Schéma statique avec chargement

**ELU**

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow 10.86 \times \frac{1.25^2}{2} + 14.33 \times 2.4 \times \left( \frac{2.4}{2} + 1.25 \right) - R_B \times 3.65 + 10.86 \times 1.6 \times \left( \frac{1.6}{2} + 3.65 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 47.23 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 3.65 - 10.86 \times 1.25 \times \left( \frac{1.25}{2} + 2.4 \right) - 14.33 \times \frac{2.4^2}{2} + 10.86 \times \frac{1.6^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 18.74 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow 7.77 \times \frac{1.25^2}{2} + 10.34 \times 2.4 \times \left( \frac{2.4}{2} + 1.25 \right) - R_B \times 3.65 - 7.77 \times 1.6 \times \left( \frac{1.6}{2} + 3.65 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 33.13 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 3.65 - 7.77 \times 1.25 \times \left( \frac{1.25}{2} + 2.4 \right) - 10.34 \times \frac{2.4^2}{2} + 7.77 \times \frac{1.6^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 13.83 \text{ KN}$$

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

**Es appuis sont partiellement encastre, donc on doit corriger les moments obtenus :**

$$M_u^t = 0.85M_0 = 12.69 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = -0.5M_0 = -7.47 \text{ KN.m}$$

**c. Ferrailage :**

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

**Tableau III.18. Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis. (Type3).**

	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	12.69	0.052	0.066	0.126	2.89	1.56	4 HA10=3.14	25
Appui	-7.47	0.031	0.039	0.127	1.69	1.56	4 HA8=2.01	25

**Armature de répartition**

On na des charge reparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée  $A_{rep} = 0.78cm^2 / ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$  ;  $St = 25cm$

En appui  $A_{rep} = 0.50cm^2 / ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$  ;  $St = 25cm$

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

$$V^{max} = 47.23KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.36MPa < \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma b} = 1.17MPa$$

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

**Calcul a l'ELS**

❖ **Vérification de contraintes**

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

On vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections

$$M_s^{max} = 10.77KN.m \Rightarrow \begin{cases} M_t^s = 0.85M_s^{max} = 9.15KN.m \\ M_a^s = -0.5M_s^{max} = -5.38KN.m \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.19. Vérification des contraintes**

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
En travée	9.15	2.68	5657.89	4.33	15	vérifiée
En appui	5.38	2.26	3862.5	3.14	15	vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :**

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

1)  $\frac{e}{l} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}) \Leftrightarrow 0.028 < 0.042.....$  Non Vérifié. *BAEL91 (Art.L.IV,10)*

2)  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0024 < 0.005.....$  Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification à de la flèche.

$$\text{Sous } j \Rightarrow \begin{cases} q_v^j = 4.41KN/m \\ q_p^j = 3.75KN/m \end{cases} \Rightarrow M_j = 12.33KN/m$$

$$\text{Sous } g \Rightarrow \begin{cases} q_v^g = 7.84KN/m \\ q_p^g = 5.27KN/m \end{cases} \Rightarrow M_g = 20.65KN/m$$

$$\text{Sous } p \Rightarrow \begin{cases} q_v^p = 10.34KN/m \\ q_p^p = 7.77KN/m \end{cases} \Rightarrow M_g = 27.88KN/m$$

$$\rho = 0.0024, \quad \lambda_v \begin{cases} \in 8.69 \\ \in 3.47 \end{cases}, \quad I_0 = 108762.75 \text{cm}^2, \quad \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{MPa} \\ E_i = 32456.60 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 328.10 \text{MPa} \\ \sigma_{sg} = 549.95 \text{MPa} \\ \sigma_{sp} = 741.88 \text{MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_j = 0.3 \\ \mu_g = 0.5 \\ \mu_p = 0.6 \end{cases} \quad \begin{cases} I_{f_{ij}} = 33168.56 \text{cm}^4 \\ I_{f_{ig}} = 22383.35 \text{cm}^4 \\ I_{f_{ip}} = 17503.03 \text{cm}^4 \\ I_{f_{vg}} = 43743.70 \text{cm}^4 \end{cases}, \quad \begin{cases} f_{ij} = 0.0078 \text{m} \\ f_{ig} = 0.1958 \text{m} \\ f_{ip} = 0.0338 \text{m} \\ f_{vg} = 0.0030 \text{m} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi} = 9.4 \times 10^{-3} \text{m} = 0.94 \text{cm} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} = 0.5 + \frac{525}{1000} = 1.025 \text{cm}$$

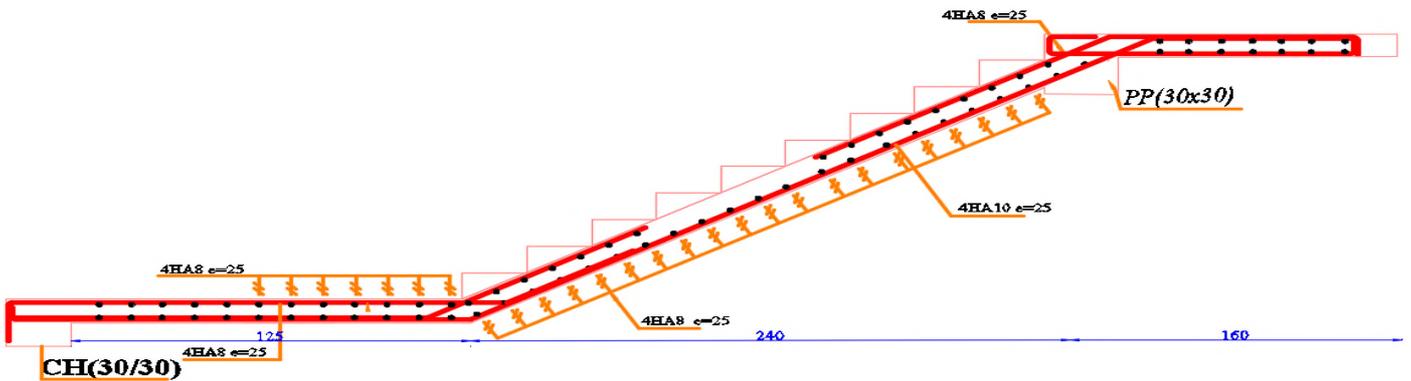


Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.2. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

✓ **Dimensionnement**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.66 \text{cm} < h < 31 \text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{cm} \\ h \geq 30 \text{cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

✓ **Les charges sur la poutre**

$G_0$  : Poids propre de la poutre

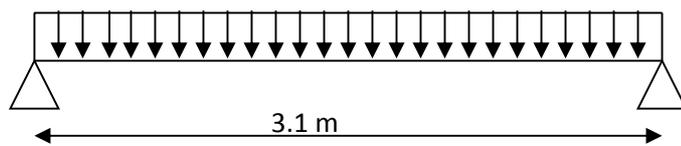


Figure III.13. Schéma statique de la poutre

$$G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

### III.2.1. Les sollicitations de la poutre palière :

Tableau III.20. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 47.23 \text{ KN}$	$R_B = 33.13 \text{ KN}$
$P_u = 1.35G_0 + R_B = 50.26 \text{ KN/m}$	$P_s = G_0 + R_B = 35.38 \text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 60.37 \text{ KN.m}$	$M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 42.50 \text{ KN.m}$
$M_t = 0.85 \times M_0 = 51.31 \text{ KN.m}$	$M_t = 0.85 \times M_0 = 36.12 \text{ KN.m}$
$M_a = -0.5 \times M_0 = -30.18 \text{ KN.m}$	$M_a = -0.5 \times M_0 = -21.25 \text{ KN.m}$
$V = \frac{P_u \times l}{2} = 77.90 \text{ KN}$	

### III. 2. 2. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

$$b = 30 \text{ cm}, \quad h = 30 \text{ cm}, \quad d = 27 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}, \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.21. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	51.31	0.165	0.227	0.245	6	1.01
Appui	-30.18	0.027	0.034	0.276	3.17	1.01

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{77.9 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.927 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.927 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} \Rightarrow A_t \geq 0.417 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.41 \text{ cm}^2; 0.45 \text{ cm}^2) \text{ donc on prend } A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-19**).

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -11.57 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A<sub>t</sub> : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times (b + h) = 120 \text{ cm}$$

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.57 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0625 \times 348} = 3.19 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe } st = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{tor} = \frac{M_{tor} \times st}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.57 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} \Rightarrow A_{tor} = 0.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Contraintes de cisaillement :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.57 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.85 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0.92^2 + 1.85^2} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

on a :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  ..... pas de risque de rupture par cisaillement

• **Ferrailage globale :**

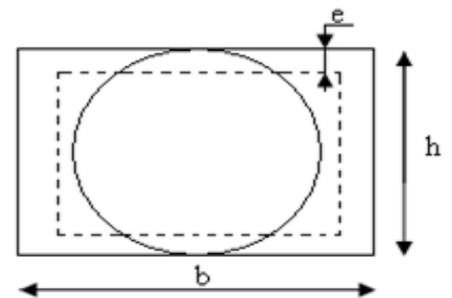


Figure III.14. Section creuse équivalente

✓ **En travée :**  $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.4 + \frac{3.19}{2} = 6.99cm^2$

Soit : 3HA14 + 3HA12

✓ **En appuis :**  $A_{sa} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.17 + \frac{3.19}{2} = 4.76cm^2$

Soit : 1HA14 + 3HA12

- **Armature transversales :**  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 0.39 = 0.84$

Soit : 4Φ8 (cadre + étrier)

➤ **Vérification à l'ELS**

▪ **Vérification des contraintes**

**Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'E.L.S**

Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	36.12	12.23	49702.67	8.88	15	vérifiée
Appui	-21.25	10.26	36008.53	6.05	15	

▪ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

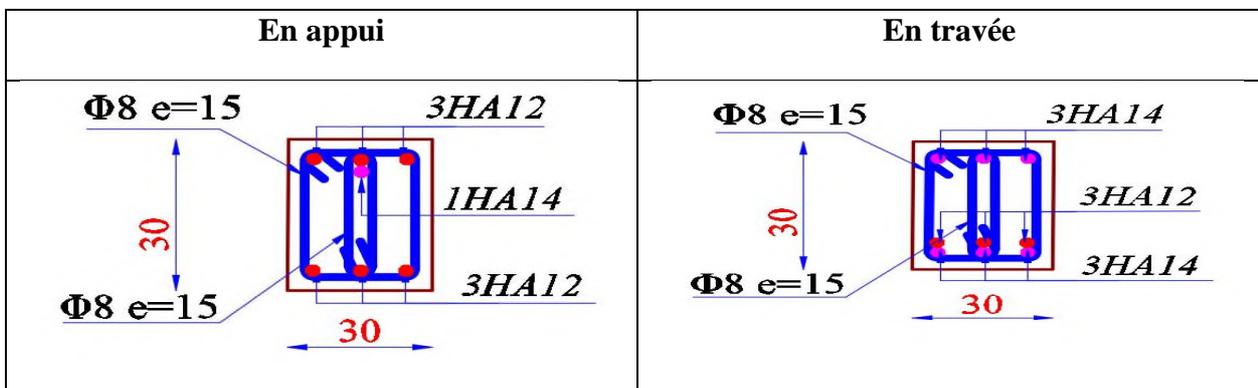
La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0967 > 0.0625 \dots\dots\dots$  vérifié

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.096 > 0.05 \dots\dots\dots$  vérifié

$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 8.42 cm^2 < 8.82 cm^2 \dots\dots\dots$  ...vérifié

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



**Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière**

### III.3. Etude des poutres chaînages

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

#### III.3.1. Calcul de la poutre chaînages

- Dimensionnement :

On a :  $L_{max} = 3.1m$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.66cm < h < 31cm$$

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{cases} \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend :  $h=30cm$  ;  $b=30cm$ .

#### ✓ Les charges sur la poutre

$G_0$  : Poids propre de poutre

$G_m$  : poids de mur

$$G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN/m$$

$$G_m = 2.85 \times (2.97 - 0.3) = 7.60KN/m$$

$$G = 9.85KN/m$$

#### ✓ Les sollicitations de la poutre palière :

Tableau III.23. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$P_u = 1.35G_0 = 13.29KN/m$	$P_s = G_0 = 9.85KN/m$
$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 15.96KN.m$	$M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 11.83KN.m$
$M_t = 0.85 \times M_0 = 13.56KN.m$	$M_t = 0.85 \times M_0 = 10.05KN.m$
$M_a = -0.5 \times M_0 = -7.98KN.m$	$M_a = -0.5 \times M_0 = -5.91KN.m$
$V = \frac{P_u \times l}{2} = 20.59KN.m$	

#### III. 3. 2. Ferrailage de la poutre chaînage :

$b=30cm$ ,  $h=30cm$ ,  $d=28cm$ ,  $f_{C28}=25Mpa$ ,  $f_{bu}=14,2Mpa$ ,  $f_{st}=400Mpa$ .

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

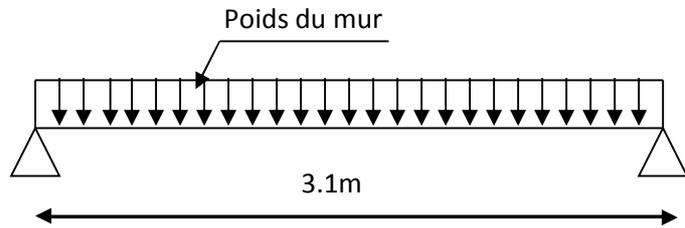


Figure III.16 Schéma statique de la poutre brisée.

Tableau III.24. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{ado} (cm^2)$
Travée	13.56	0.040	0.051	0.274	1.42	1.01	3HA10 = 2.36
Appui	-7.98	0.023	0.274	0.249	0.91	1.01	2HA10 = 1.57

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.59 \times 10^3}{0.3 \times 0.28} = 0.245 MPa$$

- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

On fixe  $S_t = 15cm$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.245 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} \Rightarrow A_t \geq 0.017 cm^2$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.45 cm^2$$

$$A_t = \max(0.017 cm^2; 0.45 cm^2) \text{ donc on prend } A_t = 0.45 cm^2$$

- ✓ **calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min}\right) = 10mm$$

Soit cadres T8 plus étriers T8  $\Rightarrow A_t = 2HA8 = 1.01 cm^2$

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 33.66 \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} < 0 \end{array} \right.$$

On opt:  $S_t = 15 cm$ .

- **Vérifications à l'ELS**

Tableau III.25. Vérification de la contrainte dans le béton

	$M_{ser} (KN.m)$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	10.05	7.03	19041.11	3.71	15	vérifiée
En appui	5.91	5.89	13555.83	2.56	15	vérifiée

$$b = 30cm ; d = 28cm$$

✓ **Evaluation de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0967 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.096 > 0.084 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 2.36 \text{cm}^2 < 8.82 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

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

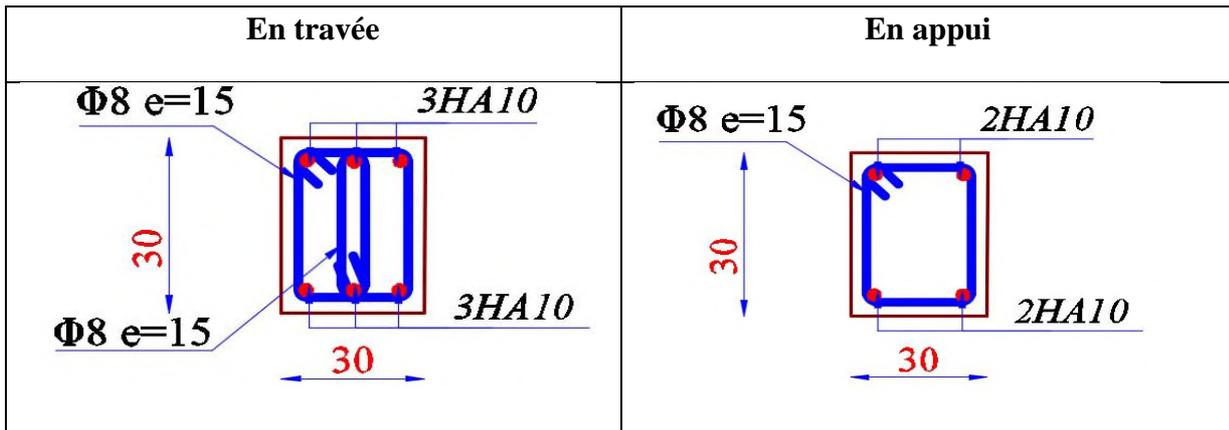


Figure III.17 Schéma de ferrailage de la poutre de chignage

**III.4. Etude de l'acrotère**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

**III.4. 1. Hypothèse de calcul**

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

**III. 4. 2. Evaluation des charges et surcharges**

✓ **Evaluation des charges**

Après le pré dimensionnement on a :

La surface :  $S = 0.069 \text{m}^2$

Poids propre :  $G_t = 2.179 \text{KN} / \text{ml}$

La charge due à la main courante :  $Q=1 \text{KN}$

✓ La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

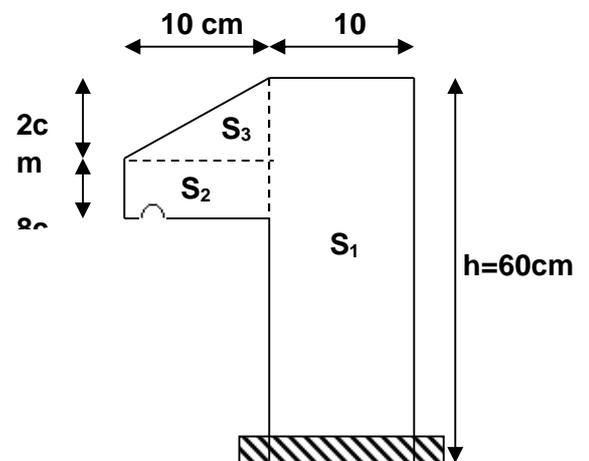


Figure. III.18. Acrotère

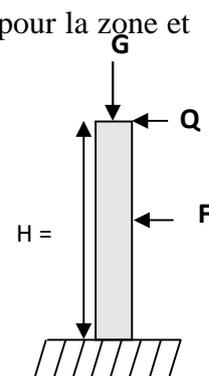
Tel que :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du **RPA99** ]

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.( 6.1) du **RPA99**].

**G<sub>t</sub>** : poids de l'élément considéré

Pour notre cas :  
 Groupe d'usage 2 ⇒  $\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ G_t = 2.179 \end{cases}$   
 Zone IIa (bejaia).



$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.179 \Rightarrow F_p = 1.045 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des sollicitations

Figure .III. 19. Les Sollicitations sur l'acrotère

Calcul du centre de gravité  $G(X_g; Y_g)$  :  $x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$  et  $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$x_G = 6.28 \text{ cm} \quad ; \quad y_G = 33.19 \text{ cm}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,179 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_F = 0 \text{ KN} \quad ; \quad M_F = F_p \times y_G = 1.04 \times 0.3319 = 0.345 \text{ KN.m}$$

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

Tableau.III.26.Combinaison d'action de l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
<b>Sollicitation</b>	<b>G + Q + E</b>	<b>1.35G + 1.5 Q</b>	<b>G + Q</b>
<b>N (KN)</b>	2.179	2.941	2.179
<b>M (KN .m)</b>	0.945	0.9	0.6

$$\text{On a } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.941} = 0.306 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  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  $e_2$

Telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

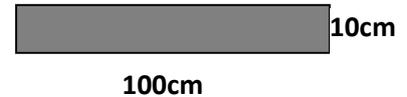
$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0. \quad \text{(BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

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

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

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



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

$$\text{Donc : } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.334m \end{cases}$$

### III.4. 3.Calcul à l'ELU

✓ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont**

$$N_u = 2.941KN \quad ; \quad M_u = N_u \times e = 2.941 \times 0.334 \Rightarrow M_u = 0.982KN.m;$$

✓ **Ferraillage**  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 8 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.982 + 2.941 \times \left( 0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.070KN.m$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

**Tableau III.27. Calcul de ferraillage de l'acrotère**

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t (cm^2)$	$A_t - \frac{N_u}{\sigma_s} (cm^2)$
Travée	1.070	0.0117	0.0148	0.0795	0.38	0.29

➤ **Vérification à l'E.L.U**

✓ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte :  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml.$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13cm^2 / ml$$

✓ **Espacement**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 25 \text{ cm.}$

✓ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.04 + 1 = 2.04KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0255 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

✓ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$$

(BAEL91 Article. A.6.1. 3)

$\Sigma \mu_i$  : La somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04cm$$

$$\tau_{se} = \frac{2.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 0.1004} = 0.282MPa$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 0.282MPa$$

$\psi_s$  Est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2.83MPa \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**III. 4.4. Vérification à l'ELS**

$$d = 0.08m ; N_{ser} = 2.179KN ; M_{ser} = 0.6KN.m ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_{ser} ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d - y_{ser})}{I}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6MPa$$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.941} = 0.20m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.1m$$

$$c = e_A - \frac{h}{2} = 0.20 - 0.05 = 0.15m$$

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

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b} \Rightarrow p = -0.068m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b} \Rightarrow q = -0.0066m^2$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :

$$\Delta = 4 \times p^3 + 27 \times q^2 = 4 \times 0.068^3 + 27 \times 0.0068^2 \Rightarrow \Delta = -9.24 \times 10^{-6} < 0$$

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

$$-c \leq y_c \leq h - c \Leftrightarrow -0.15 \leq y_c \leq -0.045$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.3009 \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0.1579 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = -0.1430 \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.3011 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 4.919^\circ \end{cases}$$

Donc  $y_c = -0.1430 \Rightarrow y = 0.007m$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times 0.007^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.007) = -0.11m^3$$

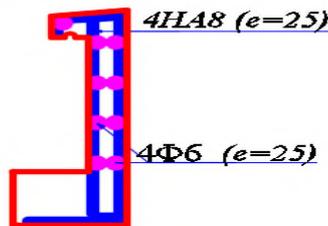
$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.007}{0.11} = 3.77 \times 10^{-5} MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 150\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.179 \times 10^{-3}}{0.11} (0.08 - 0.007) = 0.021 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

**III. 4. 5. schéma de ferrailage**

**Ferrailage Acrotères**

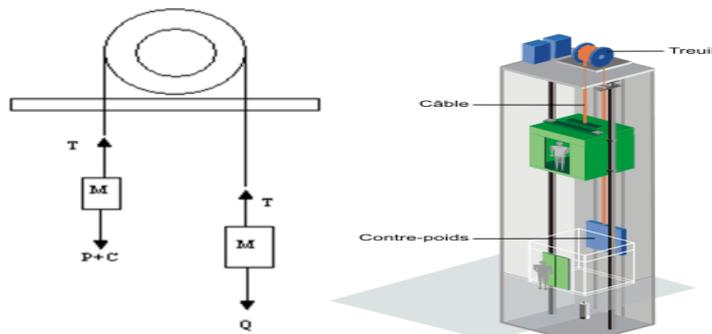


**Figure .III.21.Schéma de ferrailage de l’acrotère**

**III.5. L’ascenseur**

C’est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l’accès au différent niveau du bâtiment, comportant une cabine et une gaine.

On se propose la circulation de 7 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1m/s



**Figure III.22. Schéma statique et concept d’ascenseur.**

**III.5.1 Etude de la dalle l’ascenseur**

La dalle de l’ascenseur est soumise à un chargement plus important que celui des planchers, elle Support son poids propre, poids des machines, surcharges . . . etc., donc on fixe une épaisseur

e=15cm

1. Cas d'une charge répartie :

a. Evaluations des charges

▪ La charge permanente

Revêtement dallage en béton armée (5cm)..... 0,05 × 22 = 1,1KN/m<sup>2</sup>.

Dalle en béton armé (15cm)..... 0,15 × 25 = 3,75 KN/m<sup>2</sup>.

Le poids de la machines..... 145/2,56 = 56,125KN/m<sup>2</sup>. G = 60,975KN/m<sup>2</sup>.

▪ La charge d'exploitation : Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>.

b. Combinaisons des charges

E.L.U : q<sub>u</sub> = 1,35G + 1,5Q = 83,816KN/ml.

E.L.S : q<sub>ser</sub> = G + Q = 61,975KN/ml.

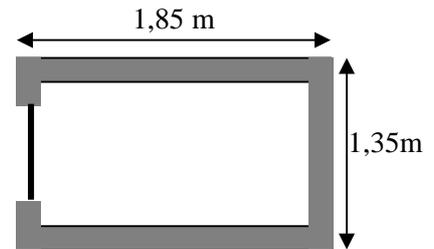


Figure III.23. Cage d'ascenseur.

c. Détermination des sollicitations

➤ Moments

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.72 > 0.4$  donc on na une dalle qui travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x PL_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0658 \times 83.81 \times 1.35^2 = 10.05 \text{ KN / ml} \\ M_0^y = 0.4624 \times 10.05 = 4.64 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

• Correction des moments

En travée:  $\begin{cases} M_i^x = 0.75M_0^x = 7.53 \text{ KN.m} \\ M_i^y = 0.75M_0^y = 3.48 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui:  $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -5.02 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Efforts tranchants

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{83.81 \times 1.35}{2} \times \frac{1.35^4}{1.35^4 + 1.85^4} \Rightarrow V_u^x = 12.49 \text{ KN}$$

d. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1m et 15 cm d'épaisseur avec d = 13cm

Tableau III.28. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	7.53	0.0313	0.0398	0.127	1.69	1.56	4HA10
	y-y	3.48	0.0145	0.0182	0.129	0.77	1.56	4HA10
Appui	appui	5.02	0.0209	0.0264	0.128	1.12	1.56	4HA10

• Calcul des espacements

Sens x-x :  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  On adopte  $S_t = 25cm$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  On adopte  $S_t = 25cm$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times (L_x)^2 = 8.12KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 4.92KN.m \end{cases}$$

Moments en travées  $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_0^x = 6.09KN.m \\ M_y^t = 0.75 \times M_0^y = 3.69KN.m \end{cases}$

Moments en appuis  $M_x^a = -0.5 \times M_0^x = -4.06KN.m$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

**En travée :**  $M_t^x = 6.09KN.m$ ,  $A = 3.14 \text{ cm}^2$ ,  $d = 13 \text{ cm}$ ;  $y = 2.95 \text{ cm}$ ;  $I = 5612.96 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 3.2MPa < 15MPa$ ..... **condition vérifiée**

**En appui :**  $M_a^x = 4.06KN.m$ ,  $A = 3.14 \text{ cm}^2$ ,  $d = 13 \text{ cm}$ ,  $y = 3.05 \text{ cm}$ ,  $I = 5680.77 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.20MPa < 15MPa$ ..... **condition vérifiée**

❖ **Etat limite de déformation**

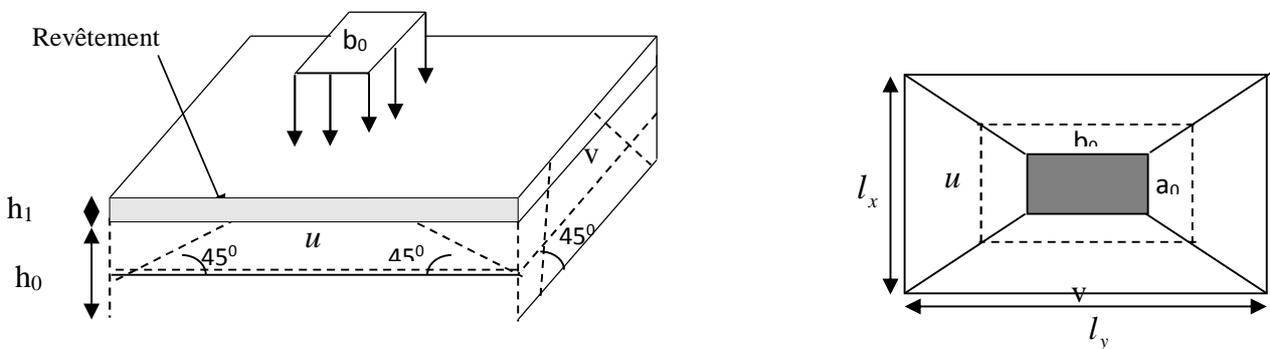
Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1.  $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,11 < 0,037$ .....Vérifié. *BAEL91 (Art.L.IV, 10)*
2.  $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0024 < 0,005$ .....Vérifié.

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

- Cas d'une charge concentrée :

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surface d'impact ( $a_0 \times b_0$ ) agit sur une aire (u.v). On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$



**Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.**

**a. Calcul du rectangle d'impact (u,v)**

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (5cm)

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

\* 0,75 si le revêtement moins de résistance

\* Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_x = 135 \text{ cm} \\ L_y = 185 \text{ cm} \end{cases}$$

**b. Evaluation des moments sous charge concentrée**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec : } \nu \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

- $P_m = 15 \text{ KN}$  : charge due à la salle machine.
- $D_m = 51 \text{ KN}$  : charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $P_{per} = 6.3 \text{ KN}$  : le poids propre de l'ascenseur est de (charge nominale).

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{per} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$$

$M^1$  et  $M^2$  sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins

$$\rho = 0.81 \quad ; \quad \frac{v}{L_y} = \frac{105}{185} = 0.56 \quad ; \quad \frac{u}{L_x} = \frac{105}{135} = 0.77$$

$$\text{Soit } M_1 = 0.069 \quad ; \quad M_2 = 0.047$$

- Evaluation des moments  $M_1^x$  et  $M_1^y$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_1^x = 0.069 \times 97.605 = 6.73 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 0.047 \times 97.605 = 4.58 \text{ KN.m} \end{cases}^x$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases}$$

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

$$G = 6.6 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 1 = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_2^x = 0.0658 \times 10.41 \times 1.35^2 = 1.24 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0.4624 \times 1.24 = 0.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donnés :

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 6.73 + 1.24 = 7.97 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 4.58 + 0.57 = 5.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**c. Ferrailage**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_x = 5.97 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 3.86 \text{ KN.m} \\ M_x^a = M_y^a = -0.5 M_x = -3.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et avec d=13cm

**Tableau III.29. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.**

	M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>ado</sup> (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	5.97	0.024	0.0306	0.128	1.30	1.56	<b>3HA10</b>
Sens y-y	3.86	0.0160	0.0201	0.128	0.86	1.56	<b>3HA10</b>
appui	-3.98	0.0165	0.0209	0.128	0.88	1.56	<b>3HA10</b>

**d. Vérification à l'E.L.U**

➤ **Vérification au poinçonnement** :  $p_u \geq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  BAEL91 (Article H. III.10)

Avec : P<sub>u</sub> est la charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U<sub>c</sub> : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm} \quad ; P_u = 97.605$$

$$97.605 \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} \Rightarrow 97.605 \leq 472.5 \text{ Pas de risque de}$$

poinçonnement.

➤ **Vérification de l'effort tranchant** : b=100cm ; d=13cm.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{97.605}{3 \times 1.05} = 30.98 \Rightarrow \tau_u = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.166 \text{ MPa} \dots \dots \dots C'est vérifié.$$

**e. Vérification à l'E.L.S**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) \times q \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) \times q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0.069 + 0.2 \times 0.047) \times 72.3 = 5.66 \text{ KN.m} \\ M_1^y = (0.047 + 0.2 \times 0.069) \times 72.3 = 4.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.6 + 1 = 7.6 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_2^x = 0.0719 \times 7.6 \times 1.35^2 = 0.99 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0.6063 \times 0.99 = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## 2. Superposition des moments :

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5.66 + 0.99 = 6.65 \text{ KN.m}$$

## 3. Correction des moments

$$\text{En travée : } M_x^t = M_y^t = 0.75 \times M_x = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_x = -3.32 \text{ KN.m}$$

### ▪ Vérification des contraintes

$$\text{- Etat limite de compression de béton : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Sens y-y = Sens x-x :

$$b = 100 \text{ cm, } d = 13 \text{ cm; } y = 2.70 \text{ cm; } I = 4411.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

### - Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

## Vérification de la flèche

Il faut vérifier d'abord les conditions suivantes :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,111 > 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0018 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

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

## Schémas de ferrailage :

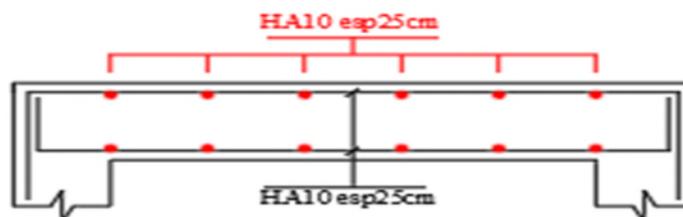


Figure III.25. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

## Conclusion

Les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

# Chapitre IV

étude dynamique

## Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

### IV.1 Objectifs et exigences

Dans ce projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

### IV.2. méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone II<sub>a</sub> et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

### IV.3. analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par l'analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

**IV.3.1. Calcul de la force sismique totale :** RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone II<sub>a</sub>  $\Rightarrow A = 0.15$  selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$ .

- $Q$  : Facteur de qualité.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  qui est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère q	Sens x-x	Sens y-y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2- Redondance en plan	0.05	0.05
3- Régularité en plan	0.05	0.05
4- Régularité en élévation	0.05	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
6- Contrôles d'exécution	0.1	0.1

$$Q_x = 1.3 \quad Q_y = 1.35$$

$W$  : Poids total de la structure.

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

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

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a les coefficients de pondération suivant:

$$\{\beta = 0.2 \text{ pour batiments d'habitations, bureaux assimilés}$$

Le poids total de la structure  $W = 36242,6146\text{KN}$

•  $D$  : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

$T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique relative au sol.

Le sol d'implantation de notre structure est classé : site S4.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :  $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.7s \end{cases}$  tableau 4.7 (RPA99).

$T$  : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 32.73m$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T=0,05$ .

$$T = 0.05 \times 32.73^{\frac{3}{4}} = 0.684s$$

$L_x=16.30$  m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y=21.30$  m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 32.73}{\sqrt{16.30}} = 0.729s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 32.73}{\sqrt{21.30}} = 0.638s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.684s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.638s$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

$$= 0 \leq T_y \leq T_2 \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.684 = 0.889s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.638 = 0.829s \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.3}{5} \times 36242.6146 = 2883.46KN \\ V_{sty} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.35}{5} \times 36242.6146 = 2994.36KN \end{cases}$$

### IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

#### a. principe

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, 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 établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

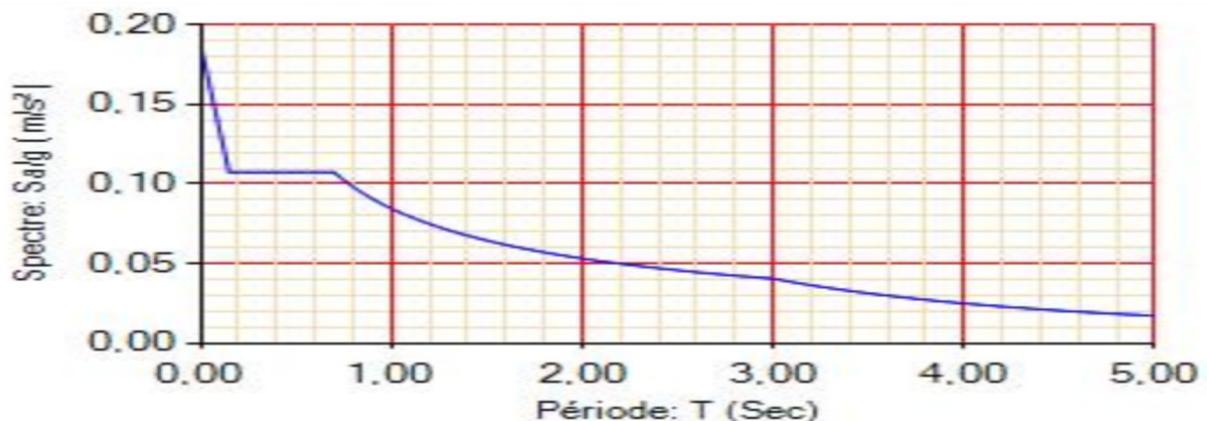


Figure. IV.1 : Spectre de réponse

#### b. Description de logiciel Etabs

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel étabs. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie

civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maitres.

#### IV.4. Disposition des voiles

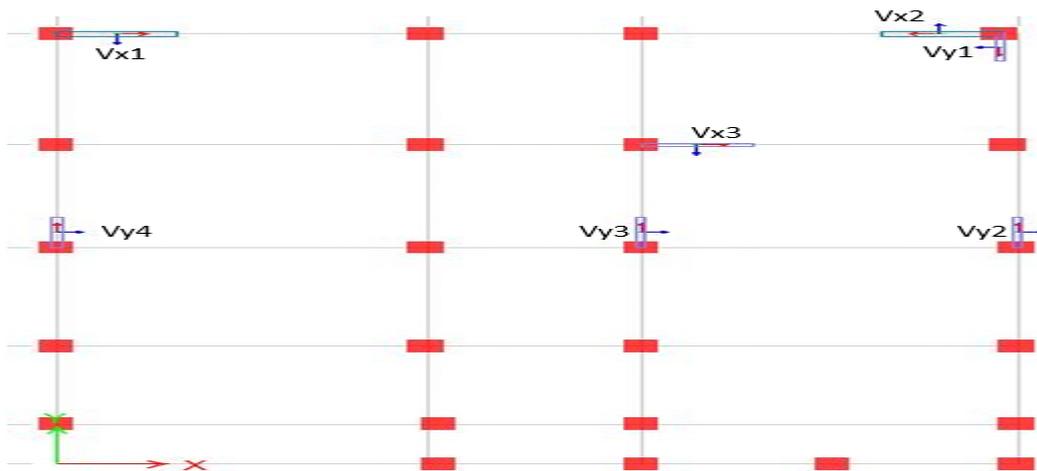


Figure. IV.2 : Disposition des voiles.

#### IV.5. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

##### IV.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

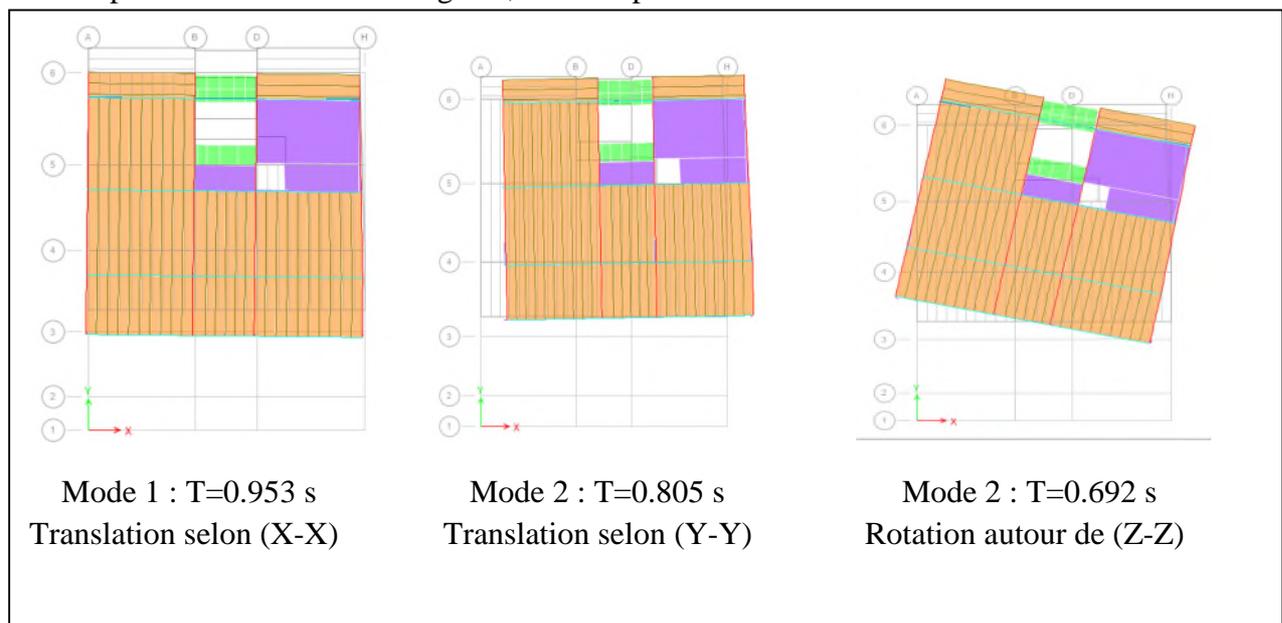


Figure. IV.3. Les trois premiers modes.

Le RPA (art 4.3.4, a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique**

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
	T(s)	UX	UY	UX	UY
1	0,953	0,0018	0,7345	0,0018	0,7345
2	0,805	0,7331	0,0022	0,7349	0,7367
3	0,692	0,0002	0,0023	0,735	0,739
4	0,34	0,0111	0,1115	0,7462	0,8505
5	0,315	0,08	0,0166	0,8261	0,8671
6	0,234	0,0448	0,0004	0,8709	0,8675
7	0,187	0,016	0,022	0,8869	0,8895
8	0,179	0,0162	0,0275	0,9031	0,917
9	0,127	0,0125	0,0109	0,9156	0,9279
10	0,125	0,0041	0,0019	0,9197	0,9298
11	0,12	0,0173	0,0104	0,937	0,9402
12	0,098	0,001	0,0045	0,938	0,9447

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X et Y atteint 90% lorsqu'on prend 12 modes.

#### IV.5 .2. Vérification de la période

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculée par la formule empirique majoré de 30% ;

$$T_{dy} = 0.953 > \begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.684 = 0.889s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.638 = 0.829s \end{cases} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

#### IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st.}$ , nous avons :

Tableau IV.3 .Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8V <sub>statique</sub> (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens x-x	2883.46	2306.768	2271.9714	Non observe
Sens y-y	2994.36	2395.488	2141.4493	Non observe

#### IV.5.4. Vérification 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

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
1 <sup>ème</sup> étage	-28268.8082	-4763.9027	85	15

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée.

##### a. Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
1 <sup>er</sup> étage	627.2503	731.3824	46	53	956.3501	705.5504	57.54	42.45

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement horizontale.

#### IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} < 0.3 \quad (\text{Formule 7.2})$$

Avec :  $N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	Fc28	N(KN)	$\nu$	Remarque
RDC	60 × 60	0.36	25000	1870.0807	0.207	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	55 × 60	0.33	25000	1680.9703	0.203	vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	55 × 60	0.33	25000	1489.3372	0.180	vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	55 × 55	0.302	25000	1281.3955	0.169	vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	55 × 55	0.302	25000	1107.7588	0.146	vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	50 × 55	0.275	25000	916.7309	0.133	vérifiée
6 <sup>eme</sup> étages	50 × 55	0.275	25000	747.6749	0.108	vérifiée
7 <sup>eme</sup> étages	45 × 50	0.225	25000	555.2552	0.098	vérifiée
8 <sup>eme</sup> étages	45 × 50	0.225	25000	409.6709	0.072	vérifiée
9 <sup>eme</sup> étages	45 × 45	0.202	25000	294.5389	0.058	vérifiée
Terrasse inaccessible	45 × 45	0.202	25000	209.8755	0.041	vérifiée

#### IV.5.6. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C'est à dire  $\Delta_k < 1\% \times h_e$ .

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

**Tableau IV.7. Vérification des déplacements pour le sens xx.**

Niveaux	Sens x-x					
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
3.4	0.00153	0.00765	0	0.0076	3.40	0.225
6.37	0.00367	0.0183	0.00765	0.0107	2.97	0.360
9.39	0.00593	0.0296	0.0765	0.0113	2.97	0.380
12.31	0.00818	0.0409	0.0296	0.0112	2.97	0.379
15.28	0.01085	0.0542	0.0409	0.0133	2.97	0.449
18.25	0.01334	0.0667	0.0542	0.0124	2.97	0.419
21.22	0.01160	0.058	0.0667	-0.0087	2.97	-0.293
24.19	0.01837	0.0918	0.058	0.0338	2.97	1.140
27.16	0.01984	0.0992	0.0918	0.0073	2.97	0.247
30.13	0.02079	0.1039	0.0992	0.0047	2.97	0.160
32.73	0.02020	0.101	0.1039	-0.0029	2.60	-0.113

**Tableau IV.8. Vérification des déplacements pour le sens y-y.**

Niveaux	Sens-y-y					
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
3.4	0.00165	0.0082	0	0.0082	3.4	0.243
6.37	0.00426	0.0213	0.0082	0.0130	2.97	0.439
9.39	0.00731	0.03655	0.0213	0.0152	2.97	0.513
12.31	0.0104	0.052	0.03655	0.0154	2.97	0.520
15.28	0.01346	0.0673	0.052	0.0153	2.97	0.515
18.25	0.01654	0.0827	0.0673	0.0154	2.97	0.519
21.22	0.01949	0.0974	0.0827	0.0147	2.97	0.497
24.19	0.0217	0.1108	0.0974	0.0134	2.97	0.451
27.16	0.02457	0.1228	0.1108	0.0120	2.97	0.404
30.13	0.02671	0.1335	0.1228	0.0107	2.97	0.360
32.73	0.02805	0.1402	0.1335	0.0067	2.60	0.258

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

**IV.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA99/version 2003(Art 5.9)**

L'effet P-Δ(effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1 - \theta_k}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Tableau IV.9.Vérification à L'effet P-Δ.**

Hauteur (m)	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (cm)
3.4	3.4	36242.6146	0.76	2271.9714	0.0321	0.82	2141.4493	0.0368
6.37	2.97	32016.6711	1.07	2228.5647	0.05158	1.30	2099.2185	0.0668
9.34	2.97	27923.1744	1.13	2129.7871	0.0499	1.52	2000.8087	0.0714
12.31	2.97	23830.8514	1.12	1981.3265	0.0454	1.54	1854.8773	0.0666
15.28	2.97	19782.8924	1.33	1785.9799	0.0496	1.53	1668.3759	0.0611
18.25	2.97	16025.905	1.24	1553.5527	0.0431	1.54	1454.816	0.0571
21.22	2.97	12306.6056	-0.87	1277.342	-0.0282	1.47	1207.6079	0.0504
24.19	2.97	8876.211	3.38	976.6843	0.1034	1.34	940.8032	0.0426
27.16	2.97	5499.1695	0.73	632.2076	0.0214	1.20	633.5709	0.0351
30.13	2.97	2695.179	0.47	312.4992	0.0136	1.07	335.0675	0.0290
32.73	2.60	705.4213	-0.29	91.6328	-0.0067	0.67	111.0383	0.0143

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P-Δ peuvent être négligés.

## Conclusion

Après avoir essayé plusieurs dispositions des voiles nous avons retenue celle qui a vérifié toutes les conditions du RPA (période de vibration, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit).

Et les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées telles que :

❖ Pour les poutres :

✓ Poutres principales :  $45 \times 50 \text{ cm}^2$ .

✓ Poutres secondaires :  $40 \times 45 \text{ cm}^2$ .

❖ Pour les poteaux :

✓ Pour les poteaux sous-sol et RDC :  $60 \times 60 \text{ cm}^2$ .

✓ Pour les poteaux de 1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étages :  $55 \times 60 \text{ cm}^2$ .

✓ Pour les poteaux de 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages :  $55 \times 55 \text{ cm}^2$ .

✓ Pour les poteaux de 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étages :  $50 \times 55 \text{ cm}^2$ .

✓ Pour les poteaux de 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages :  $45 \times 50 \text{ cm}^2$ .

✓ Pour les poteaux de 9<sup>eme</sup> étages :  $45 \times 45 \text{ cm}^2$ .

Les voiles : l'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est de (15 et 20) cm.

# Chapitre V

étude des éléments structureaux

## Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

### V.1. Etude des poutres

#### V.1.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel Etabs, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

#### V.1.2. Ferrailage

##### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal 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.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement

**V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)**

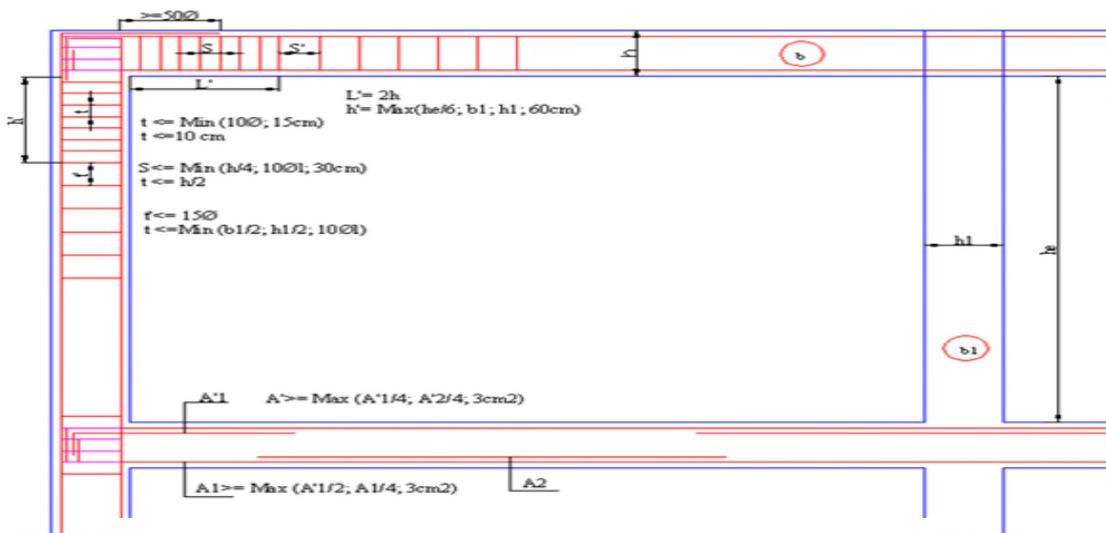


Figure. V.1 : Disposition constructives des portiques.

**V.1.4.Recommandation de BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{(Condition de non fragilité) \quad BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

**V. 1.5. Calcul du ferrailage**

**a. Méthode de calcul des armatures à l’ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel Etabs

✓ Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**b. Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×50) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 115.9019 \text{KN.m .....(ELU)} \\ M_a = -165.8978 \text{KN.m ....(G+Q+EX min)} \end{cases}$$

**Tableau V.1. Exemple de calcul des armatures**

Armatures en travée	Armatures en appui
$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{115.9019 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.47^2 \times 0.45} = 0.082$ $\mu_{bu} = 0.082 < 0.391 \Rightarrow A' = 0$	$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{165.8978 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.47^2 \times 0.45} = 0.090$ $\mu_{bu} = 0.090 < 0.391 \Rightarrow A' = 0$
$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.082}] = 0.107$	$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.090}] = 0.118$
$Z = 0.47(1 - 0.4 \times 0.107) = 0.449 \text{m}$	$Z = 0.47(1 - 0.4 \times 0.118) = 0.447 \text{m}$
$A_{st} = \frac{115.9019 \times 10^{-3}}{0.449 \times 348} = 7.41 \text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{165.8978 \times 10^{-3}}{0.447 \times 348} = 10.66 \text{cm}^2$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	N bre de barres
Sous –sol, RDC	Poutre principale	45 × 50	Appuis	165.8978	183.7125	7.41	11.25	11.25	6T16
			Travée	115.9019		10.66		11.25	6T16
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	163.9972	147.9232	12.03	9	12	6T16
			Travée	118.4993		8.65		9	6T14
Etage courant	Poutre principale	45 × 50	Appuis	211.3583	190.414	13.76	11.25	13.76	2T20+4T16
			Travée	125.4771		8.04		11.25	6T16
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	209.7006	207.5676	15.77	9	15.77	4T20+2T16
			Travée	143.075		10.61		10.61	3T16+3T14
Terrasse inaccessible	Poutre principale	45 × 50	Appuis	121.81	121.0596	7.74	11.25	11.25	6T16
			Travée	129.4456		8.31		11.25	6T16
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	48.4147	54.7032	3.37	9	9	6T14
			Travée	47.0466		3.29		9	6T14

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99

a. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

• Poutre principale :

En zone courante :  $A_{max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 0.45 \times 0.5 = 90cm^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 0.45 \times 0.5 = 135cm^2 > A_{adopté}$

• Poutre secondaire :

En zone courante :  $A_{max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 0.40 \times 0.45 = 72cm^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 0.40 \times 0.45 = 108cm^2 > A_{adopté}$

b. Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$  en Zone II

$\phi = 20mm$   $L_r > 40 \times 20 = 80cm$  onopte  $L_r = 85cm$

$\phi = 16mm$   $L_r > 40 \times 16 = 64cm$  onopte  $L_r = 65cm$

$\phi = 14mm$   $L_r > 40 \times 14 = 56cm$  onopte  $L_r = 60cm$

V.1.7. Les armatures transversales

a. Calcul de  $\Phi_t$  :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

• **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{50}{35}; \frac{45}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min(1.4; 1.42; 4.5)cm \quad \text{Soit } \phi = 10mm$$

• **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min(1.4; 1.28; 4)cm \quad \text{Soit } \phi = 10mm$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$  Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

➤ **Zone nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}\right)$

- Poutres principales :  $S_t \leq \min(12.5; 1.4)$  Soit :  $S_t = 10cm$

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \min(9; 1.4)$  Soit :  $S_t = 8cm$

➤ **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales :  $S_t \leq \frac{50}{2} = 25cm$  Soit :  $S_t = 20cm$

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5cm$  Soit :  $S_t = 20cm$

➤ **Section minimal d'armatures transversales**

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7cm^2 \rightarrow \text{poutre principale}$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4cm^2 \rightarrow \text{poutre secondaire}$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

**V.1.8. Vérification à l'ELU**

**a. Condition de non fragilité :**

**BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 2.27cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**b. Contrainte tangentielle maximale :**

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

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  ..... **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 3 : Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	190.414	0.900	3.33	Vérifiée
secondaires	207.5676	1.235	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1).$  **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$   $\gamma_s = 1.15$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.4.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	13.76	190.414	211.3583	5.47	-8.89	Vérifiée
Secondaires	15.77	207.5676	209.7006	5.96	-9.98	Vérifiée

**V.1.9. Vérification à l'ELS**

**a. Etat limite de compression du béton :**

$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0;$   $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y;$   $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$  **BAEL91 (Art E.III.1)**

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.5.Vérification de l'état limite de compression du béton**

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	105.6655	223411.83	15.02	7.10	15	vérifiée
	Travées	84.3189	223411.83	15.02	5.66	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	62.947	176055.16	15.45	5.52	15	vérifiée
	Travées	35.8703	142398.39	13.79	3.47	15	vérifiée

**b. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1.  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16};$  2.  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0};$  3.  $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots$  **BAEL91 (Art B.6.5)**

Tableau V.6. Vérification de la flèche pour les poutres

	$h_t$ cm	$b$ cm	$L$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	45	5.8	11.25	0.086	0.084	0.0053	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	45	40	4.8	9	0.093	0.079	0.0053	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées

V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres

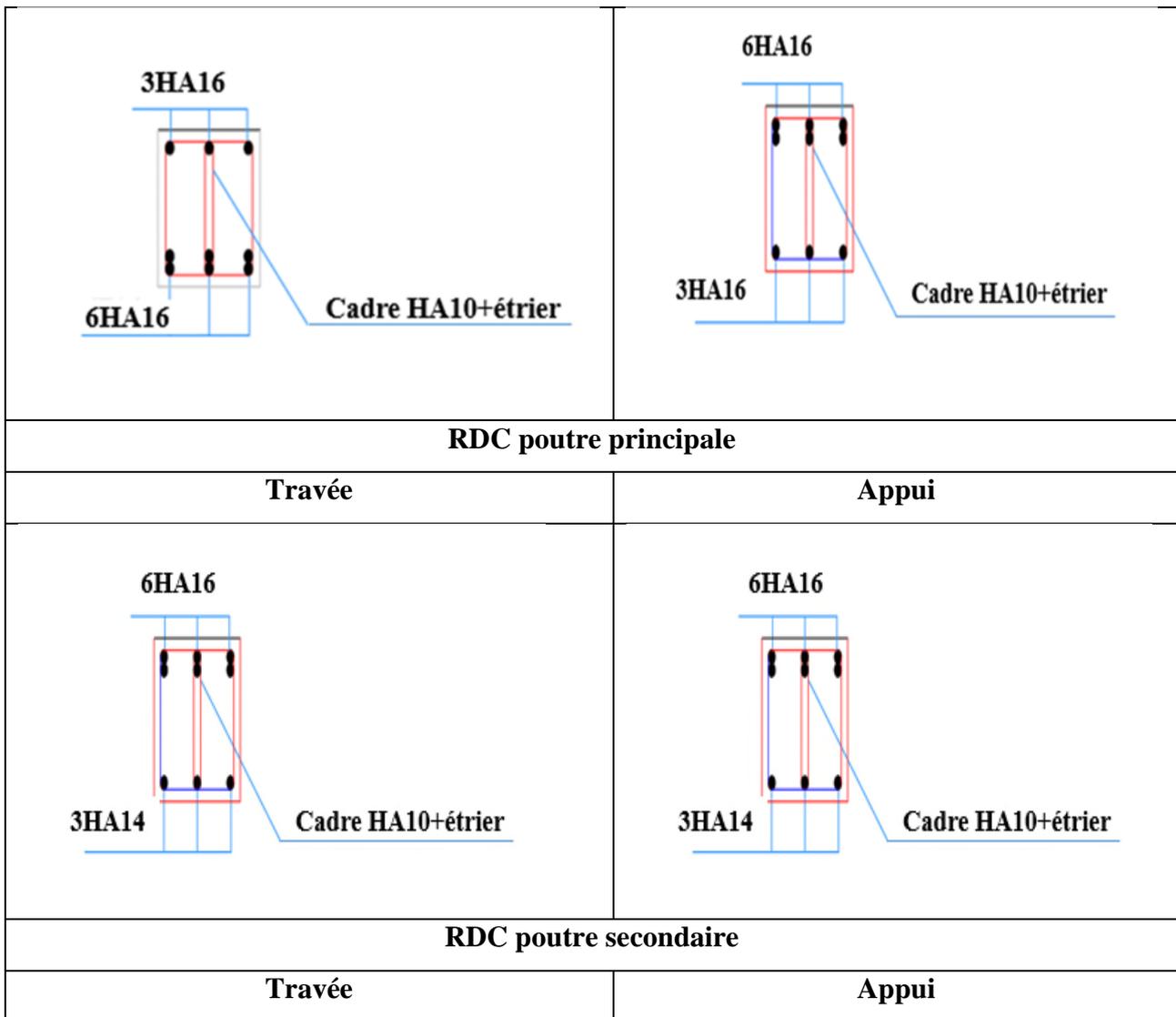


Figure V.2. Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires (RDC)

Remarque : les autres schémas de ferrailage des poutres (voir annexe 3 et 4)

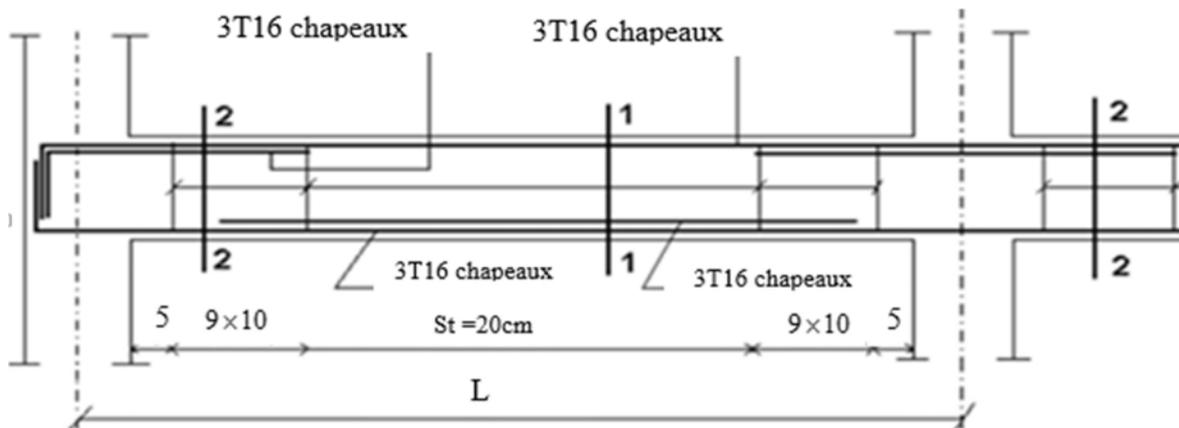


Figure. V.3 : ferrailage des poutres principales et secondaires RDC

## V.2. Etude des poteaux

### V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal ( $N$ ) et du moment fléchissant ( $M$ ) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données de l'états :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

### V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

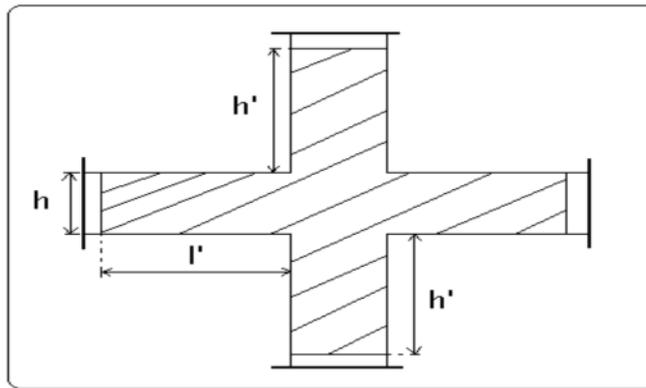
#### a). Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

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

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :



$$l' = 2h$$

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

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 du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	60×60	28.8	144	216
1, 2 <sup>ème</sup> étage	55×60	26.4	132	198
3, 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.2	121	181.5
5, 6 <sup>ème</sup> étage	50×55	22	110	165
7, 8 <sup>ème</sup> étage	45×50	18	90	135
9 <sup>ème</sup> étage+ dernier poteau de la cage d'escalier	45×45	16.2	81	121.5

**b). Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I). \mathbf{Vu} : \text{est l'effort tranchant de calcul.}$$

- **h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  ( a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

- **t** : est l'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espace est fixée comme suit :
  - ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
  - ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$  (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t$  en %, en % est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%
- Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%
- Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

### V.2.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Etabs, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.8.Sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
<b>Sous-sol, RDC</b>	3502.8762	71.7357	-195.9635	1877.6003	-1175.620	75.9505
<b>1, 2<sup>ème</sup> étage</b>	3278.4212	18.8641	-220.0672	1493.2232	-690.5759	21.5223
<b>3, 4<sup>ème</sup> étage</b>	2485.0866	28.7155	-214.8837	1109.8512	-475.8862	54.0449
<b>5, 6<sup>ème</sup> étage</b>	1763.5622	42.5356	-199.7809	749.442	140.3026	-109.271
<b>7, 8<sup>ème</sup> étage</b>	1105.4729	42.0566	-146.2644	556.9571	-140.5593	39.1802
<b>9<sup>ème</sup> étage+ dernier poteau de la cage d'escalier</b>	524.5984	44.1351	-123.8529	295.6794	-81.7728	7.3594

### V .2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

#### ✓ Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $M_{\text{max}} = -195.9635 \text{KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1877.6003 \text{ KN} (G+Q+E_{y \text{ min}})$
- $N_{\text{max}} = 3502.8762 \text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 71.7357 \text{ KN.m} (ELU)$
- $N_{\text{min}} = - 1175.6201 \text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 75.9505 \text{ KN.m} (0.8G+E_y)$

#### a .Calcul sous $M_{\text{max}}$ et $N_{\text{cor}}$ :

$d = 0.57 \text{ m}$ ;  $d' = 0.03 \text{ m}$  ;  $N = 1877.6003 \text{ KN}$  ;  $M = -195.9635 \text{ KN.m}$

$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.3 \text{ m}$

$e_G < M/N = 0.10 \text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = -195.9635 + 1877.6003 \times (0.57 - 0.60/2) = 454.04 \text{ KN.m.}$$

$$a = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.910$$

$$b = 1877.6003 \times (0.57 - 0.03) - 454.04 \times 10^{-3} = 0.559$$

La condition (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}^{\max}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{454.04 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.6 \times 0.57^2} = 0.126 < 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.126 < 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.126)}] = 0.168 \quad ; \quad Z = 0.57(1 - 0.4 \times 0.632) = 0.531 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{454.04 \times 10^{-3}}{0.425 \times 348} = 24.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 24.54 - \frac{1877.6003 \times 10^{-3}}{348} = -29.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

**b .Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

$$M = 71.7357 \text{ KN.m} , N = 3502.8762 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.02 \text{ m} = (h/2) = 0.300 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 71.7357 + 3502.8762 \times (0.57 - 0.60/2) = 965.14 \text{ KN.m.}$$

$$a = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.910$$

$$b = [3502.8762 \times (0.57 - 0.03) - 965.14] \times 10^{-3} = 0.926$$

$\Rightarrow (I)$  n'est vérifiée

Donc la section est entièrement comprimée.

$$M_{UA} = 459.20 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.165 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.228 \rightarrow z = 0.517 \text{ m} \rightarrow A_l = 25.47 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

**c .Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N = -1175.6201 \text{ KN} \rightarrow M = 75.9505 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.06 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 75.9505 - 1175.6201 \times (0.57 - 0.60/2) = -296.91 \text{ KN.m.}$$

$$a = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.910$$

$$b = [-1175.6201 \times (0.57 - 0.03) + 296.91] \times 10^{-3} = -0.337$$

$\Rightarrow (I)$  n'est vérifiée

$$M_{UA} = -296.91 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = -0.067 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = -0.081 \rightarrow z = 0.588 \text{ m} \rightarrow A_l = -14.51 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9.Ferraillage des poteaux

Niveau	sections	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadap (cm <sup>2</sup> )	barres
Sous-sol, RDC	60×60	0	0	28.8	30.29	12HA16+4HA14
1, 2 <sup>ème</sup> étage	55×60	0	10.2	26.4	26.51	12HA14+4HA16
3, 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	0	8.92	24.2	26.51	12HA14+4HA16
5,6 <sup>ème</sup> étage	50×55	0	13.3	22	26.51	12HA14+4HA16
7,8 <sup>ème</sup> étage	45×50	0	3.95	18	18.47	12HA14
9 <sup>ème</sup> étage+ dernier poteau de la cage d'escalier	45×45	0	1.53	16.2	18.47	12HA14

V.2.5. Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.10. Calcul des armatures transversales

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	At <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
60×60	1.4	118.721	56	10	15	1.85	2.7	3.02	6HA8
55×60	1.4	205.466	56	10	15	3.21	2.47	3.52	7HA8
55×55	1.4	197.654	56	10	15	3.36	2.47	3.52	7HA8
50×55	1.4	179.654	56	10	15	3.06	2.25	3.52	7HA8
45×50	1.2	133.220	48	10	15	2.49	2.02	3.02	6HA8
45×45	1.2	104.534	48	10	15	1.96	2.02	3.02	6HA8

V.2.6 .Vérifications

a). Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

l'élancement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3502.8762 \text{ KN}$$

$$l_f = 290 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 16.72 < 50 \rightarrow \alpha = 0.812$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.812 \times \left[ \frac{0.307 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{30.29 \times 10^{-4}}{1.15} \right] = 5.907 \text{ MN}$$

$N_d = 3.502 \text{ MN} < 5.907 \text{ MN} \rightarrow$  pas de risque de flambement.

**Tableau V.11. Vérification du flambement pour les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC	<b>60×60</b>	2.9	2.9	16.72	0.812	30.29	0.336	<b>5.907</b>	<b>3.502</b>	<b>vérifiée</b>
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	<b>55×60</b>	2.47	2.47	15.53	0.817	26.51	0.307	<b>5.398</b>	<b>3.278</b>	<b>vérifiée</b>
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	<b>55×55</b>	2.47	2.47	15.53	0.817	26.51	0.280	<b>4.989</b>	<b>2.485</b>	<b>vérifiée</b>
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et le	<b>50×55</b>	2.47	2.47	17.09	0.811	26.51	0.254	<b>4.562</b>	<b>1.763</b>	<b>vérifiée</b>
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	<b>45×50</b>	2.47	2.47	18.99	0.802	18.47	0.206	<b>3.574</b>	<b>1.105</b>	<b>vérifiée</b>
9 <sup>ème</sup> +	<b>45×45</b>	2.47	2.47	18.99	0.802	18.47	0.184	<b>3.247</b>	<b>0.524</b>	<b>vérifiée</b>
dernier poteau de la cage d'escalier	<b>45×45</b>	2.1	2.1	16.14	0.815	18.47	0.184	<b>3.300</b>	<b>0.268</b>	<b>vérifiée</b>

**b). 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. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure. +-}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

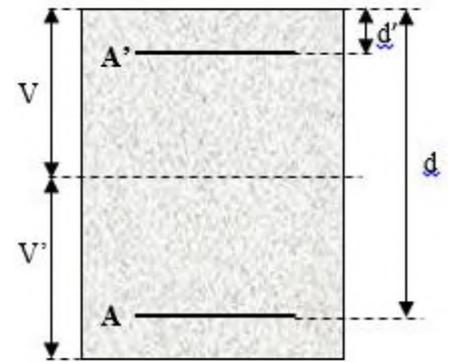
$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

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

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



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux**

Niveau	Sous-sol+ RDC	1+2 <sup>ème</sup> étage	3+4 <sup>ème</sup> étage	5+6 <sup>ème</sup> étage	7+8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> +dernier poteau de la cage d'escalier
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×60	55×55	50×55	45×50	45×45
d (cm)	57	57	52	52	47	42
A' (cm <sup>2</sup> )	15.145	13.255	13.255	13.255	9.235	9.235
A (cm <sup>2</sup> )	15.145	13.255	13.255	13.255	9.235	9.235
V (cm)	30	30	27.5	27.5	25	22.5
V'(cm)	30	30	27.5	27.5	25	22.5
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.014	0.012	0.010	0.010	0.006	0.004
N <sup>ser</sup> (MN)	2.565	2.399	1.819	1.291	0.809	0.384
M <sup>ser</sup> (MN.m)	0.0524	0.0139	0.0210	0.0311	0.0308	0.0324
M <sub>G</sub> <sup>ser</sup> (MN.m)	0.0524	0.0139	0.0210	0.0311	0.0308	0.0324
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	<b>7.456</b>	<b>6.848</b>	<b>5.896</b>	<b>4.966</b>	<b>4.493</b>	<b>3.492</b>
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	<b>5.210</b>	<b>6.153</b>	<b>4.741</b>	<b>3.256</b>	<b>1.926</b>	<b>0.152</b>
σ <sub>bc</sub> (MPa)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Obs	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

**d. vérification aux sollicitations tangentes**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

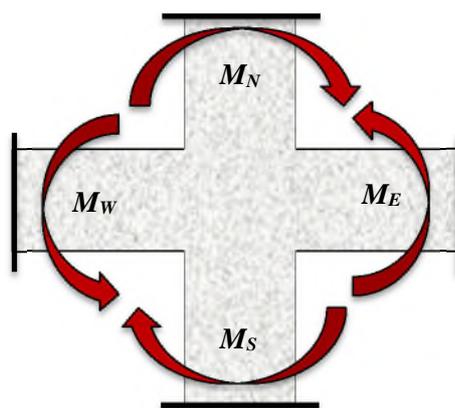
**Tableau V.13. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	<i>l<sub>f</sub></i> (m)	$\lambda$	$\rho_d$	d (cm)	<i>V<sub>d</sub></i> (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC	60×60	2.9	16.72	0.04	57	118.721	0.34	1	vérifiée
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	55×60	2.47	15.53	0.04	57	205.466	0.65	1	vérifiée
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	2.47	15.53	0.04	52	197.654	0.69	1	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et le	50×55	2.47	17.09	0.04	52	179.654	0.69	1	vérifiée
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	45×50	2.47	18.99	0.04	47	133.220	0.62	1	vérifiée
9 <sup>ème</sup> +	45×45	2.47	18.99	0.075	42	104.534	0.55	1.87	vérifiée
dernier poteau de la cage d'escalier	45×45	2.1	16.14	0.04	42	118.721	0.62	1	vérifiée

**d). 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

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



**d.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton,
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section,
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol, RDC	60×60	54	30.29	569.209
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	55×60	54	26.51	498.175
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	49.5	26.51	456.661
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	50×55	49.5	26.51	456.661
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	45×50	45	18.47	289.240
9 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	18.47	260.316
dernier poteau de la cage d'escalier	45×45	40.5	18.47	260.316

**d. 2. Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

**Tableau V.15. Vérification de la zone nodale**

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N+M<sub>S</sub></sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
RDC	569.209	569.209	1138.42	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage1	498.175	569.209	1067.38	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage2	498.175	498.175	996.35	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage3	456.661	498.175	954.83	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage4	456.661	456.661	913.32	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage5	456.661	456.661	913.32	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage6	456.661	456.661	913.32	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage7	289.240	456.661	745.90	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage8	289.240	289.240	578.48	176.17	176.17	440.43	vérifiée
Etage9	260.316	289.240	549.55	176.17	176.17	440.43	vérifiée

**Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

- Schémas de ferrailage :

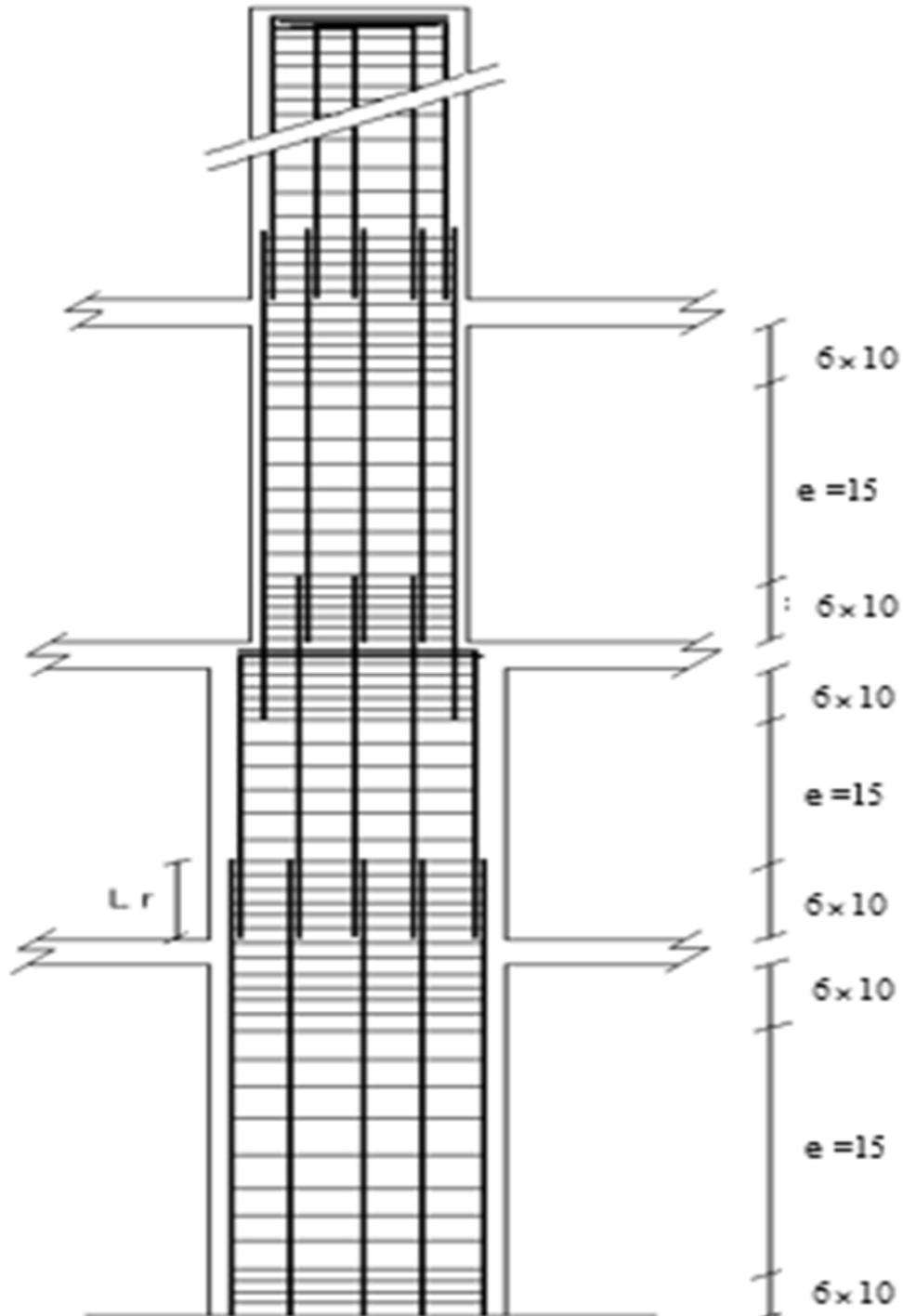


Figure V.4. Réduction des sections du poteau

<b>Sous-sol, RDC</b>	<b>1 et 2<sup>ème</sup> étage</b>
<b>Poteau (60×60)</b>	<b>Poteau (60×55)</b>
<b>3 et 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>5 et 6<sup>ème</sup> étage</b>
<b>Poteau (55×55)</b>	<b>Poteau (55×50)</b>
<b>7 et 8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>9<sup>ème</sup> étage+ poteau cage escalier</b>
<b>Poteau (50×45)</b>	<b>Poteau (45×45)</b>

Figure V.5.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

V.3. Étude des voiles

### V.3.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (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 dans la zone IIa.

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

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

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q+E$
- $0.8G\pm E$

### V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

#### a. Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  
 $e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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).

#### b. Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### c. Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- $20\Phi$  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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### V.3.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel Etabs, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16. Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x1}$  // à x-x**

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	$V_{x1}$	1880.19	-1120.16	1381.62	568.10	246.44	1343.27	450.46
1, 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	1607.95	34.31	744.86	1034.86	492.31	397.35	310.64
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	1171.27	123.61	304.49	555.42	130.22	160.24	226.70
7,8 et 9 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	775.44	70.20	194.43	224.22	61.75	150.91	180.71

### V.3.4 Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

#### a. Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$

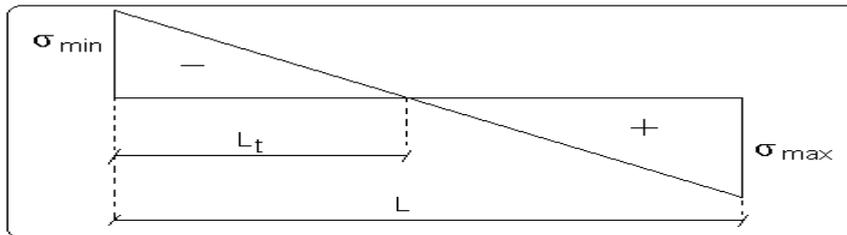
##### a.1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2m, d = 1.95 m, e = 0.2 m.$$

$$N_{max} = 1880.19 KN, M_{cor} = -1120.16KN. m.$$

- ✓ Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times y = \frac{1880.19 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2} - \frac{1120.16 \times 10^{-3}}{0.133} \times \frac{2}{2} = -3.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times y = \frac{1880.19 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2} + \frac{1120.16 \times 10^{-3}}{0.133} \times \frac{2}{2} = 13.12 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3.72 \times 2}{3.72 + 13.12} = 0.44 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.59 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow (\text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section})$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = -1120.16 + 1880.19 \times (1.95 - 2/2) = 2546.21 \text{ KN.m.}$$

$$a = (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 2 \times 18.48 = 4.68$$

$$b = [1880.19 \times (1.95 - 0.05) - 2546.21] \times 10^{-3} = 1.02$$

La condition (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \cdot e \cdot d^2} = \frac{2546.21 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.2 \times (1.95)^2} = 0.181$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \Rightarrow f_e = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.181)}] = 0.251 \quad ; \quad Z = 1.95(1 - 0.4 \times 0.251) = 1.75 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{2546.21 \times 10^{-3}}{1.75 \times 400} = 36.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 36.30 \times 10^{-4} - \frac{1880.19 \times 10^{-3}}{400} = -10.70 \text{ cm}^2$$

**a.2. Armatures horizontales**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 450.46 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 450.46 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} = 1.61 \text{MPa}$$

$$\text{soit } S_h = 20 \text{cm} \Rightarrow A_h = 2.01 \text{cm}^2$$

**b .Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$**

$$M_{max} = 1381.62 \text{KN.m} \rightarrow N_{cor} = 568.10 \text{KN}$$

**b.1. Armatures verticales**

$$\sigma_{min} = -8.96 \text{MPa} ; \sigma_{max} = 11.80 \text{MPa} ; L_t = 0.86 \text{m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2.43 \text{m} > \frac{l}{2} = 1 \text{m} \Rightarrow (\text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section})$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1381.62 + 568.1 \times (1.95 - 2/2) = 1921.31 \text{KN.m.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.136 < 0.186 ; \alpha = 0.184 ; Z = 1.80 \text{m} ; A_l = 26.59 \text{cm}^2 ; A_s = 12.38 \text{cm}^2$$

**c .Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$**

$$N_{min} = 246.44 \text{KN} \rightarrow M_{cor} = 1343.27 \text{KN.m.}$$

**c. 1. Armatures verticales**

$$\sigma_{min} = -9.48 \text{MPa} ; \sigma_{max} = 10.71 \text{MPa} ; L_t = 0.93 \text{m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 5.45 \text{m} > \frac{l}{2} = 1.45 \text{m} \Rightarrow (\text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section})$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1343.27 + 246.44 \times (1.95 - 2/2) = 1577.38 \text{KN.m.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.112 < 0.186 ; \alpha = 0.149 ; Z = 1.83 \text{m} ; A_l = 21.50 \text{cm}^2 ; A_s = 15.33 \text{cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile  $V_{x1}$

$$A_{V(ZT)} = 15.33 \text{cm}^2.$$

$$A_H \geq 2.01 \text{cm}^2 \text{ soit.}$$

**• Vérifications**

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 93 = 3.72 \text{cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 195 \times 20 \times 2.1 / 400 = 4.70 \text{cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (200 - 2 \times 93) = 0.28 \text{cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)} = 15.33 \text{cm}^2.$$

On opte pour : 14HA12=15.83 cm<sup>2</sup> ..... (Schéma ferrailage fig. V .5)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V<sub>x1</sub> dans les autres niveaux :

**Tableau V.17.Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>x1</sub> dans tous les niveaux**

Niveau	Sous-sol, RDC	1 et 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 et 9 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20× 2	0.20× 2	0.20× 2	0.20× 2
M(KN)	1343.27	397.35	160.24	150.91
N(KN)	246.44	492.31	130.22	61.75
section	SPC	SPC	SEC	SEC
V (KN)	450.46	310.64	226.70	180.71
τ (MPa)	1.61	1.11	0.81	0.64
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A <sub>v</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	15.33	0	0.41	1.15
A <sub>v</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	6	6	6	6
A <sub>v</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	<b>15.83</b>	<b>7.04</b>	<b>7.04</b>	<b>7.04</b>
N <sup>bre</sup> /par face	14HA12	14HA8	14HA8	14HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	2.01	1.38	1.01	0.64
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	2.26	1.57	1.01	1.01
N <sup>bre</sup> /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20

**Tableau V.18. Tableau V.16.Sollicitations max de calcul dans le voile V<sub>y2</sub>**

Niveau	voile	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V <sub>y2</sub>	1469.4	-869.92	889.31	195.6	-52.36	884.89	338.39
1, 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	V <sub>y2</sub>	1059.82	4.23	463.94	642.27	309.96	257.1	240.32
4, 5 et 6 <sup>ème</sup> étage	V <sub>y2</sub>	741.15	21.58	208.54	387.77	73.48	139.18	154.28
7, 8 et 9 <sup>ème</sup> étage	V <sub>y2</sub>	462.11	-174.11	-174.11	462.11	-28.82	74.65	148.32

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC	1 et 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 et 9 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5
M(KN)	884.89	257.1	139.18	74.65
N(KN)	-52.36	309.86	73.48	-28.82
section	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	338.39	240.32	154.28	148.32
$\tau$ (MPa)	2.14	1.54	0.99	0.95
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	11.34	0.53	1.02	1.14
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.37	3.37	3.37	3.37
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>13.57</b>	<b>6.03</b>	<b>6.03</b>	<b>6.03</b>
$N^{bre}$ /par face	12HA12	12HA8	12HA8	12HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.01	1.44	0.93	0.89
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	1.57	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

V.3.5. Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC ( $V_{x1}$ ) comme exemple

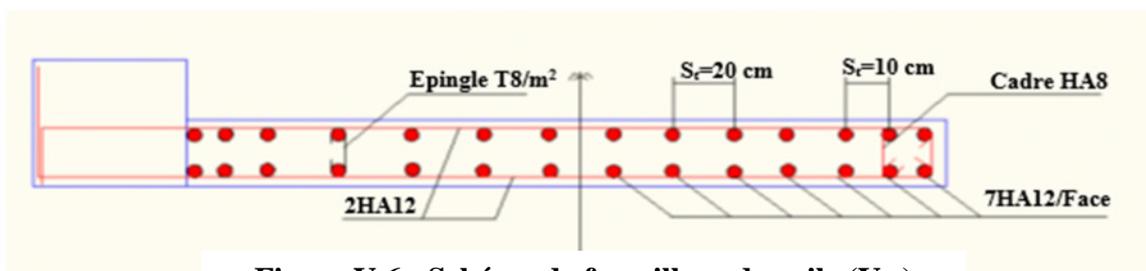


Figure V.6 : Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ )

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adoptée est le maximum donnée par le RPA Il est notée que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé Par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Etabs. Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par l' Etabs.

Le ferrailage adoptées respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

# Chapitre VI

étude de l'infrastructure

## Introduction

Une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculer qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

## VI.1 Etude des fondations

### VI.1.1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### VI.1.2 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 :  $G + Q \pm E$  ;  $0.8 \times G \pm E$

### VI.1.3 Les caractéristique du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est constitué du marnes d'aspect schisteux, fermes jusqu'à 1,50m on rencontre les marnes très indurée, de couleur grise à bleue.

Les résultats d'analyse chimique mettent en évidence une agressivité nulle vis-à-vis des sulfates des sols de fondations, ces derniers sont non organiques et très carbonatés.

Nous suggérons des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 1,50m avec un taux de travail de 1bars.

### VI.1.4 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de cette structure sont carrés à la base de section ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées

$$(A \times A), \text{ La vérification à faire est : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N : l'effort normal agissant sur la semelle calcule par la combinaison  $G+Q+E_x$  obtenu par l'Etabs

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

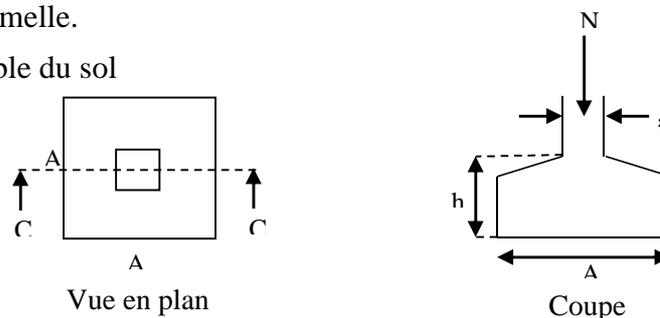


Figure VI.1 Semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre :  $N=2565.0236\text{KN}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2565.0236 \times 10^{-3}}{0.1}} = 5.06\text{m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

**VI.1.5 Vérification des semelles filantes**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

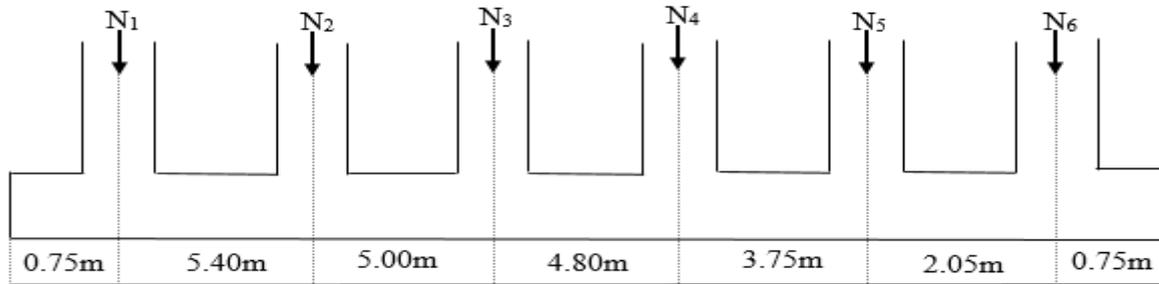


Figure VI.2 Semelle filante.

On doit vérifier :  $\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$

Avec :  $N = \sum N_i + 6 \times N_s$ .

$N_i$  : Effort normal provenant du poteau (i).

$N_s$  : Poids de la semelle estimé à 20KN.

$\sum N_i = 7788.649 \text{KN} \Rightarrow B \geq \frac{7788.649 \times 10^{-3}}{22.5 \times 0.1} = 3.46 \text{m}$

On à la largeur de la semelle égale à 3.46m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas alors on passe au radier général.

**VI.1.6 Etude du radier général**

**1. Définition**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

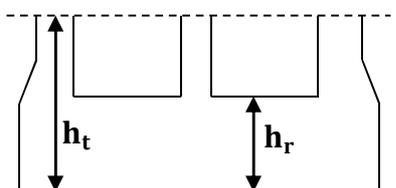


Figure VI.3 Dimensions du radier.

**2. Pré dimensionnement**

➤ **La condition de coffrage**

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

**Nervure**  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$       $L_{max} = 6.4 \text{m} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = 64 \text{cm}$  on prend  $h_t = 65 \text{cm} \dots (a)$

**Dalle** :  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$       $L_{max} = 6.4 \text{m} \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = 32 \text{cm}$  on prend  $h_r = 35 \text{cm}$

➤ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$        $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un très mauvais sol donc  $K = 0.5 \text{ Kg/cm}^3 = 5.10^3 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN / m}^2.$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par (ml).

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_t \geq 50.49 \text{ cm} \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend :  $h_t \geq 65 \text{ cm}$  (dalle + nervure)  $h_r = 35 \text{ cm}$

➤ La surface du radier

$$N_{tot} = N_{sup} + N_{inf} \rightarrow \begin{cases} N_{sup} = N_{ser} : \text{donnée par l'Etabs} \\ N_{inf} : \text{poids du radier} \end{cases}$$

$$N_{tot} = 39875,67 + 3037.91 = 42913.58 \text{ kn}$$

$$\frac{N_{tot}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{tot}}{\bar{\sigma}_{sol}} = 429.13 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \geq S_{bat} = 347.19 \text{ m}^2. \Rightarrow \text{Le radier avec débord}$$

3. Les vérifications nécessaires

➤ Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

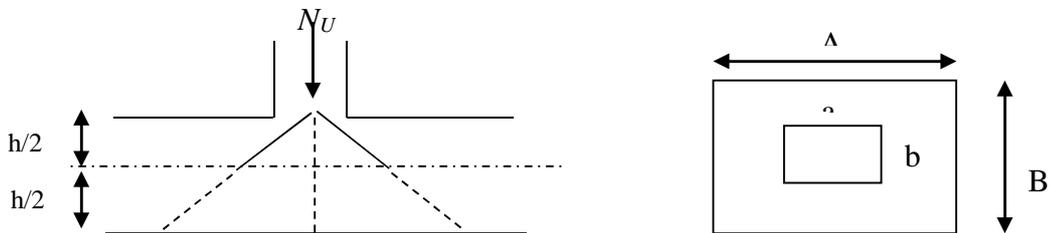


Figure VI.4 Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$  : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.6 + 0.6 + 2 \times 0.65) \times 2 = 5m$$

$$3.50 MN \leq 0.045 \times 5 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 2.43 MN \text{ la condition n'est pas vérifiée}$$

Pour que cette condition soit vérifiée il nous faut une hauteur  $h_t=85cm$

$$3.50 MN \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 3.69 MN \text{ la condition est vérifiée}$$

### ➤ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.5.4.1.(a))).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_x = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \times x_G \text{ et } \sigma_y = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \times y_G$$

A partir du programme *SOCOTEC* on trouve :

$$I_x = 12914.9 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 11.85m \quad ; \quad I_y = 20744.6 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 9.35m.$$

Avec :  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

$N'$  : l'effort normal dû aux charges verticales et le poids propre du radier

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base

#### • Sens X-X

$$N' = 42913.58 \text{ KN} \text{ et } M_x = 169.72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 100.12 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 99.87 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 100.05 \text{ KPa} > \sigma_{sol} \text{ (condition non vérifiée)}$$

#### • Sens Y-Y

$$N' = 42913.58 \text{ KN} \text{ et } M_y = 168.74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 100.09 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 99.90 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 100.04 \text{ KPa} > \sigma_{sol} \text{ (condition non vérifiée)}$$

Donc la contrainte n'est vérifiée dans les deux sens alors il faut augmenter la surface du radier donc le débord est nécessaire.

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30cm\right) \text{ on prend } D = 0.9m \Rightarrow S_{rad} 443.2m^2$$

#### • Sens X-X

$$N' = 43753.67 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_x = 169.72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 98.84 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 98.59 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 98.77 \text{ KPa} < \sigma_{\text{sol}} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Sens Y-Y**

$$N' = 43753.67 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_y = 168.74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 98.81 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 98.62 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 98.76 \text{ KPa} < \sigma_{\text{sol}} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification au cisaillement**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

On considère une bande de largeur  $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{54513.35 \times 6.4 \times 1}{2 \times 443.2} = 393.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{393.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 1.31 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

C'est vérifier, donc pas risque de cisaillement dans le radier.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  .....RPA99 (article 10.1.5)

• **Suivant X-X** :  $e = \frac{169.72}{43753.67} = 0.0038 \text{ m} \leq \frac{16.3}{4} = 4.07 \text{ m}$  (condition vérifiée)

• **Suivant Y-Y** :  $e = \frac{168.74}{43753.67} = 0.0038 \text{ m} \leq \frac{21.3}{4} = 5.32 \text{ m}$  (condition vérifiée)

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

$\gamma_w$  : Poids volumique ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$F_s$ : coefficient de sécurité ( $F_s = 1,5$ ).

$H$  : la hauteur d'ancrage du radier ( $H=2\text{m}$ ).

$S_{\text{rad}}$  : Surface totale du radier ( $S_{\text{rad}} = 443.2 \text{ m}^2$ ).

$$N = 36242.61 \text{ KN} \geq 1.5 \times 2 \times 443.2 \times 10 = 13296 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

#### 4. Ferrailage

##### a) La dalle du radier

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$L_x = 4.8m \quad L_y = 5.8m .$$

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{KN} / m^2$$

##### ➤ Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S} + 1.35 \times G_0 = \frac{54513.35}{443.2} + 1.35 \times 8.75 = 134.81 \text{KN} / m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S} + G_0 = \frac{39875.67}{443.2} + 8.75 = 98.72 \text{KN} / m^2$$

1) ELU

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.8}{5.8} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$\text{sens x - x': } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 167.41 \text{KN.m}$$

$$\text{sens y - y': } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 105.68 \text{KN.m}$$

✓ En travée :

$$\text{sens x - x': } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 142.29 \text{KN.m}$$

$$\text{sens y - y': } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 89.83 \text{KN.m}$$

✓ En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 83.7 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_0 = 1 \times 0.35 \text{m}^2$

##### ➤ Condition de non fragilité :

$$h_r = 35 \text{cm} ; b = 100 \text{cm} ; \rho = 0.82 ; \text{HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 3.05 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.8 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant

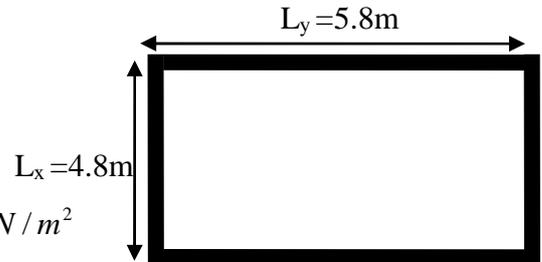


Figure VI.5 Dalle sur quatre appuis.

Tableau VI.1 Résumé des résultats de ferrillages du radier.

sens		$M (KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
x-x	Travée	142.29	14.48	3.05	5HA20=15.71	20
	Appui	83.70	8.29	2.8	5HA16=10.05	20
y-y	Travée	89.83	8.93	2.8	5HA16=10.05	20
	Appui	83.70	8.29	2.8	5HA16=10.05	20

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,047 \times f_{c28} = 1,17 MPa.$$

$$V_u = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{134.81 \times 4.8}{2} \times \frac{4.8^4}{4.8^4 + 5.8^4} = 103.30 KN$$

$$\tau_u = \frac{103.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 0.344 MPa < 1.17 MPa \quad (\text{condition vérifiée})$$

2) ELS

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.8}{5.8} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$\text{sens x - x': } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 138.06 KN.m$$

$$\text{sens y - y': } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 101.90 KN.m$$

✓ En travée :

$$\text{sens x - x': } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 117.35 KN.m$$

$$\text{sens y - y': } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 86.61 KN.m$$

✓ En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 58.67 KN.m$$

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

**En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

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

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

**Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	xx	117.35	9.76	225778.89	<b>6.15</b>	<b>157.79</b>
	yy	86.61	8.12	90015.45	<b>7.81</b>	<b>315.78</b>
Appui		58.67	8.12	90015.45	<b>5.29</b>	<b>253.88</b>

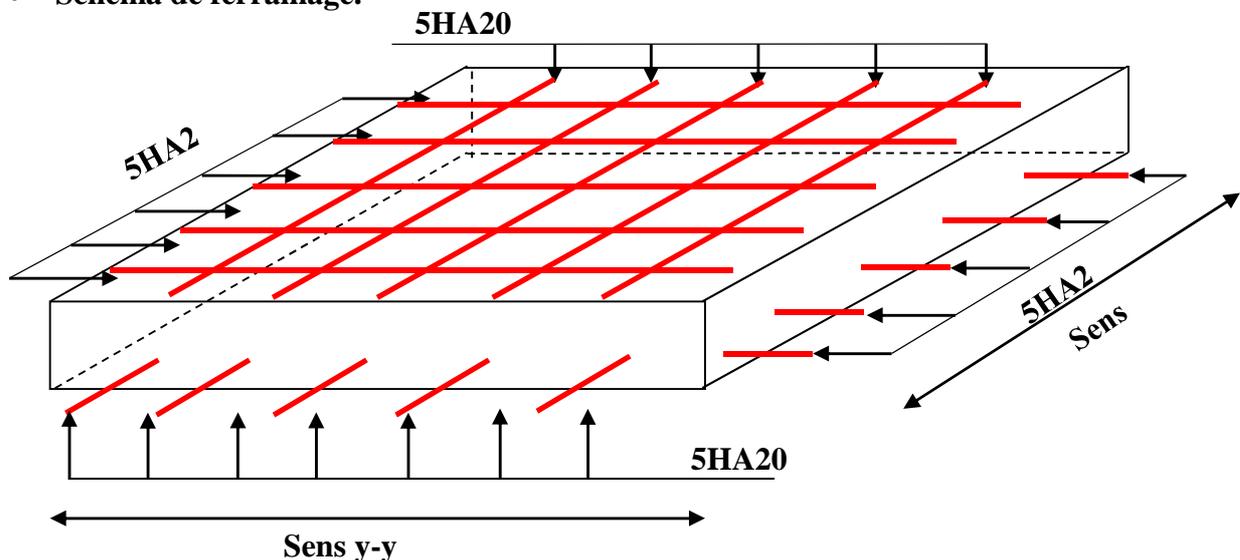
On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.3. Résumés des résultats de vérification**

Localisation		Choix par (ml)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	xx	<b>5HA20</b>	<b>15.71</b>	9.76	225778.89	<b>6.15</b>	<b>157.79</b>	<b>20</b>
	yy	<b>5HA20</b>	<b>15.71</b>	9.76	225778.89	<b>3.74</b>	<b>116.46</b>	<b>20</b>
Appui		<b>6HA16</b>	<b>12.06</b>	8.76	104018.17	<b>4.94</b>	<b>179.70</b>	<b>16.5</b>

- Schéma de ferrailage.



**Figure. VI.6 : Schéma de ferrailage de radier.**

#### Espacement des armatures

Armatures // L<sub>x</sub> S<sub>t</sub> = **20cm** ≤ min (2 h, 25 cm) = 25cm.

Armatures // L<sub>y</sub> S<sub>t</sub> = **20cm** ≤ min (3h, 33cm) = 33cm.

#### b. Ferrailage du débord :

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

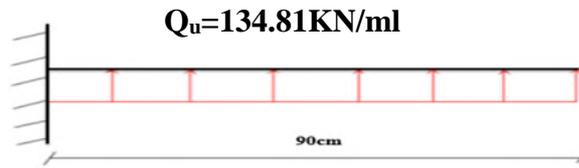


Figure. VI.7 : Schéma statique du débord.

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 134.81 \times \frac{0.9^2}{2} = 54.59 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 3.62$$

Tableau VI.4. Sections d'armatures du débord.

M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix par (ml)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>r</sub> <sup>adoptée</sup> (cm <sup>2</sup> )
54.59	5.34	3.62	5.65	5HA12	20	1.41	3HA8=1.51

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1m, d = 0.3m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u = Q_u \times l = 134.81 \times 0.9 = 121.32 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

- Schéma de ferrailage:

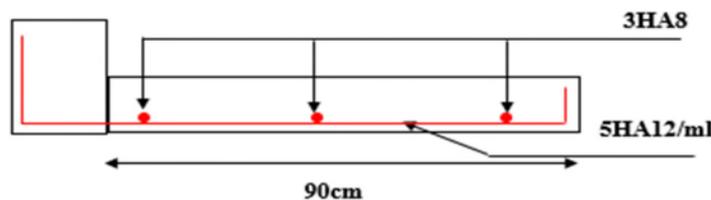


Figure. VI.8 .Schéma de ferrailage du débord.

### c. Calcul des nervures

#### 1. Définition

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig.VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P<sub>m</sub> charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- P<sub>v</sub> charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec :  $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$  ;  $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

$Q_u = 134.81 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q_s = 98.72 \text{ KN/m}^2$

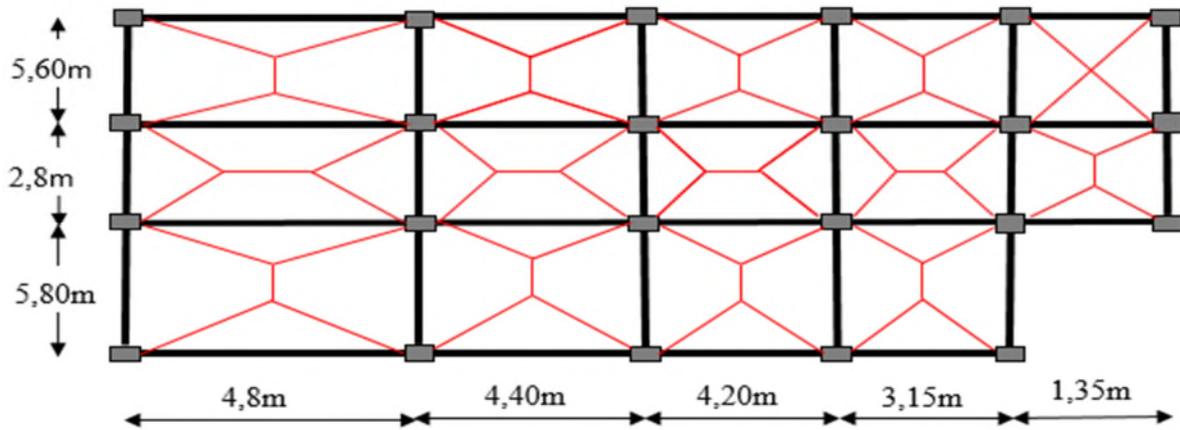
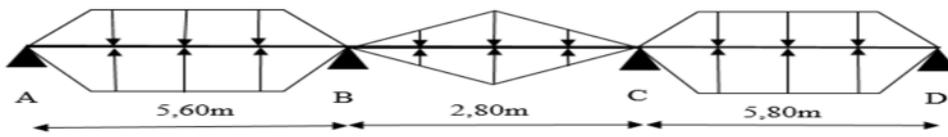


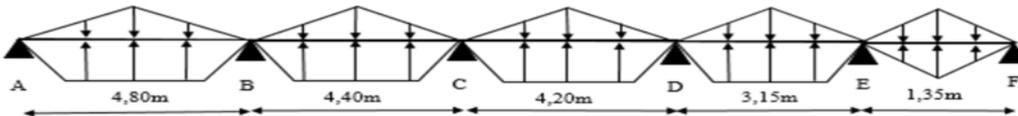
Figure. VI.9. Schéma de rupture de dalle de radier.

- Calcul des sollicitations dans les deux sens :

Sens X-X :



Sens Y-Y :



$P = P_1 + P_2$

Pour le calcul des sollicitations on utilise 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 :  $l_g'$  et  $l_d'$  sont les longueurs fictives.

$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

- Moment en travée

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

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU).**

sens	Travée	L(m)	L'(m)	P(kN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>max</sub> (KN)
X-X	A-B	5.8	5.8	491.99	0	-1425.33	1417.53	1326.86
	B-C	2.8	2.24	125.82	-1425.33	-1303.53	332.82	290.64
	C-D	5.6	5.6	486.59	-1303.53	0	1311.35	1399.24
Y-Y	A-B	4.8	4.8	383.26	0	-822.27	730.94	1141.87
	B-C	4.4	3.52	361.48	-822.27	-496.65	644.08	1173.94
	C-D	4.2	3.36	350.05	-496.65	-355.83	604.20	994.01
	D-E	3.15	2.52	281.56	-355.83	-156.92	275.17	598.9
	E-F	1.35	1.35	234.89	-156.92	0	4.13	185.27

**Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans les deux sens(ELS).**

sens	Travée	L(m)	L'(m)	P(kN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)
X-X	A-B	5.8	5.8	360.28	0	-1043.76	1038.04
	B-C	2.8	2.24	92.13	-1043.76	-928.04	222.46
	C-D	5.6	5.6	346.26	-928.04	0	932.98
Y-Y	A-B	4.8	4.8	325.52	0	-672.30	631.48
	B-C	4.4	3.52	264.71	-672.30	-357	474.57
	C-D	4.2	3.36	246.01	-357	-252.73	423.45
	D-E	3.15	2.52	206.18	-252.73	-113.17	202.27
	E-F	1.35	1.35	172.01	-113.17	0	3.03

**2. Ferrailage**

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

$$h=0,85mh_0=0,35mb_0=0,60md=0,8m$$

**Détermination de la largeur b**

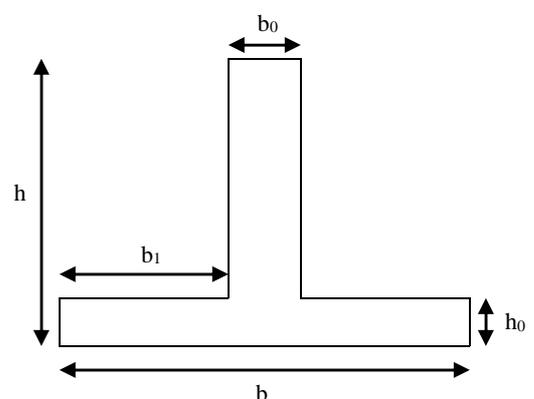
**Sens X-X**

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{2.8}{10}, \frac{5.8}{2}\right) \Rightarrow b_1 = 0.28m$$

soit :  $b_1 = 0.28m$

Donc :  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.16m$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 3603.25 KN.m$$



**Figure VI.10 Section a ferrailé.**

Sens Y-Y

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{lx}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{1.35}{10}, \frac{4.8}{2}\right) \Rightarrow b_1 = 0.135m$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.135m$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 0.87m$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 2702.43 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures**

$M_T > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  le calcul se fera comme une section rectangulaire  $b \times h$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.**

sens	Localisation	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
X-X	Travée	1417.53	0.134	0.181	0.742	54.89	11.20	5HA32+5HA20
	appuis	1425.33	0.135	0.182	0.741	55.22	11.20	5HA32+5HA20
Y-Y	Travée	730.94	0.092	0.077	0.775	27.09	8.40	5HA25+5HA16
	appuis	822.27	0.103	0.137	0.755	31.25	8.40	5HA25+5HA16

**Les verifications :**

- **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1399.24 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.8} = 2.91 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u > \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ Non vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{\min}, \frac{b_0}{2}\right) = \min\left(\frac{850}{35}, 16, \frac{60}{2}\right) = 16 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

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

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.6} = 65.5 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.6 \times [2.91 - 0.3 \times 2.1]} = 9.19 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 9 \text{ cm}$$

## ➤ Vérification des contraintes(ELS)

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$ .

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	travée	1038.04	27.54	$2.72 \times 10^6$	10.30	<b>15</b>	299.85	<b>201.63</b>
	appui	-1043.76	27.54	$2.72 \times 10^6$	10.36	<b>15</b>	301.50	<b>201.63</b>
Y-Y	travée	631.48	25.5	$1.87 \times 10^6$	8.61	<b>15</b>	275.65	<b>201.63</b>
	appui	-672.30	25.5	$1.87 \times 10^6$	9.16	<b>15</b>	293.47	<b>201.63</b>

On remarque que  $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$  dans les deux sens. Donc la solution est d'augmenter la section d'acier, Suivant la même procédure que celle faite pour le calcul de la dalle du radier on trouve :

Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS après tous les recalculs.

Sens		M (KN.m)	Choix par (ml)	As(cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
X-X	travée	1038.04	5HA32+5HA25	64.76	29.17	$5.48 \times 10^6$	<b>5.49</b>	<b>144.87</b>
	appui	-1043.76	5HA32+5HA25	64.76	29.17	$5.48 \times 10^6$	<b>5.52</b>	<b>145.67</b>
Y-Y	travée	631.48	10HA25	49.09	29.29	$2.39 \times 10^6$	<b>7.72</b>	<b>200.44</b>
	appui	-672.30	7HA25+3HA32	58.49	31.33	$4.04 \times 10^6$	<b>5.15</b>	<b>122.17</b>

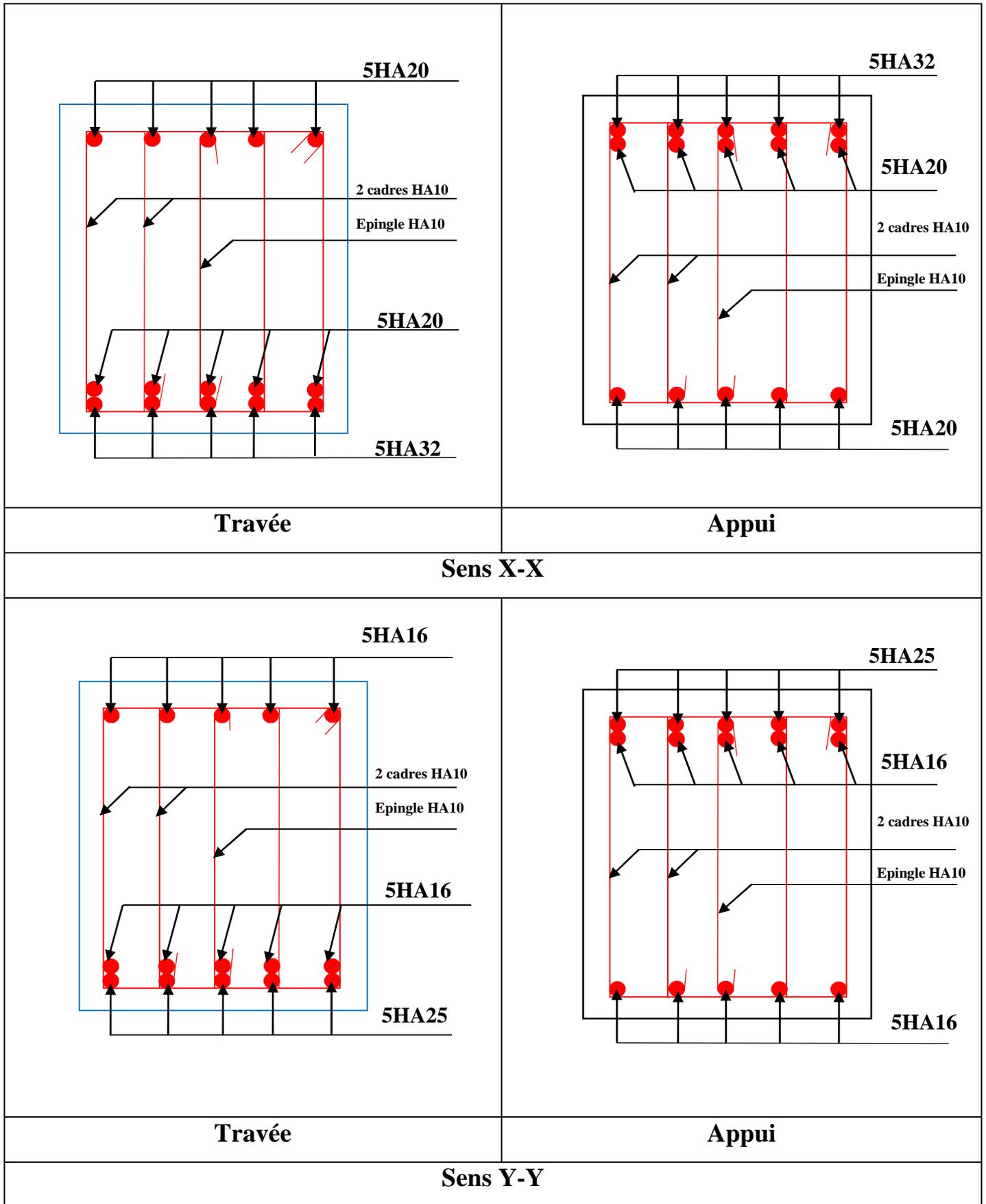


Figure VI.11. Schémas de ferrailage des nervures

## VI.2. Voile périphérique

### VI.2.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.2.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur  $h=3.40$  m
- La longueur  $L=5.00$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

### VI.2.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 19.1 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 3^\circ$
- La cohésion  $c = 0.73 \text{bar}$

### VI.2.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.40 \times (19.1 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{3}{2})) - 2 \times 73 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{3}{2}) = -80.06 \text{KN} / \text{ml}$$

pour  $H = 0 \Rightarrow G = 138.54 \text{KN} / \text{m}^2$

- **Surcharge accidentelle :**

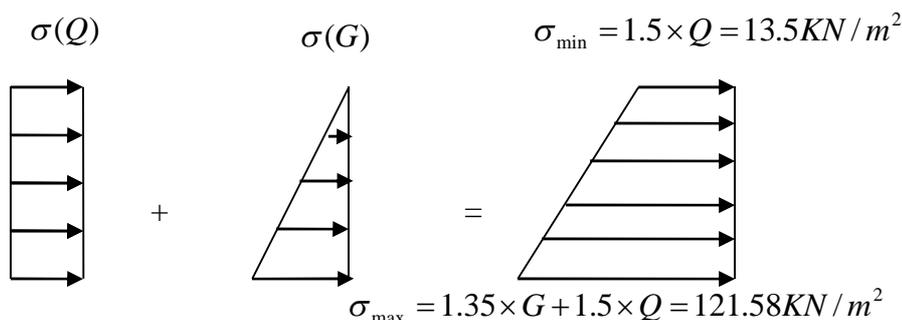
$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{3}{2}) = 9 \text{KN} / \text{m}^2$$

### VI.2.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**A L'ELU :**



**Figure. VI.12. Répartition des contraintes sur le voile.**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 94.56 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1m = 94.56 \text{ KN} / m$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.40 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6.4 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.4}{5.8} = 0.58 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \Rightarrow M_{0x} = 0.0851 \times 3.4^2 \times 94.56 = 93.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \Rightarrow M_{0y} = 93.02 \times 0.2703 = 25.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 79.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 21.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 46.51 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10. Section des armatures du voile périphérique.**

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	79.06	0.217	0.309	0.140	16.20	2	<b>9HA16</b>
	<b>y-y</b>	21.37	0.058	0.075	0.155	3.95	2	<b>4HA12</b>
<b>Appui</b>		46.51	0.127	0.171	0.149	8.96	2	<b>6HA14</b>

- **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**VI.2.6. Vérifications :**

**A L'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.58 > 0.4$$

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

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.58) \times 100 \times 20 = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa, (fissuration très nuisible).}$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{94.56 \times 3.4}{2} \times \frac{6.4^4}{6.4^4 + 3.4^4} = 148.89 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{94.56 \times 6.4}{2} \times \frac{3.4^4}{6.4^4 + 3.4^4} = 22.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{148.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.930 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**A L'ELS :**

$$\rho = 0.58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases}$$

$$\sigma_{\min} = Q = 9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 89.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 69.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 69.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s \Rightarrow M_{0x} = 0.0897 \times 3.4^2 \times 69.04 = 71.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \Rightarrow M_{0y} = 71.59 \times 0.4462 = 31.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 60.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 27.15 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 35.79 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.11.Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	xx	60.85	6.99	33424.8	<b>12.72</b>	<b>246.04</b>
	yy	27.15	4.02	11896.17	<b>9.17</b>	<b>410.11</b>
Appui		35.79	5.41	20821.74	<b>9.29</b>	<b>273.04</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12.Résultats de résumés de vérification

Localisation		Choix par (ml)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$S_t$ (cm)
Travée	xx	<b>8HA20</b>	<b>25.13</b>	7.84	41162.45	<b>11.58</b>	<b>180.94</b>	<b>12.5</b>
	yy	<b>5HA16</b>	<b>10.05</b>	6.99	23622.30	<b>8.03</b>	<b>155.33</b>	<b>20</b>
Appui		<b>7HA16</b>	<b>14.07</b>	6.37	28170.86	<b>8.09</b>	<b>183.51</b>	<b>14</b>

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

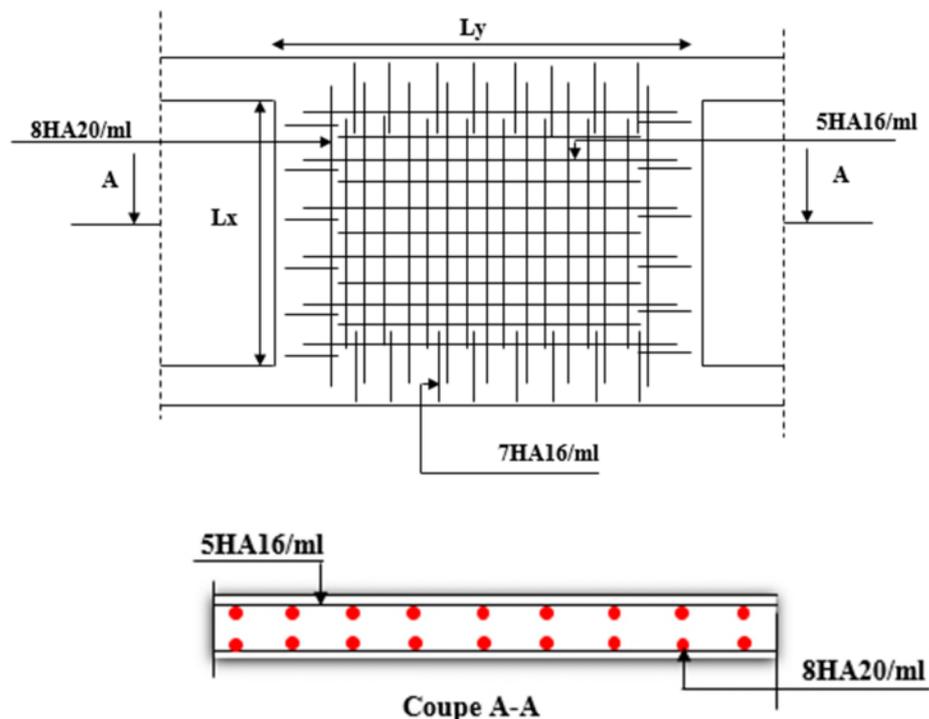


Figure VI.13.Schéma de ferrailage de voile périphérique.

## Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les charges transmises pour ce dernier.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée et semelle filante, vu le chevauchement qu'elles engendraient dans la structure, on opte pour un calcul d'un radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique est prévu pour supporter l'action de la pousser des terres exercées sur les deux sous-sols, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis, le ferrailage est faite selon le *RPA* qui domine.

# Conclusion Générale

### Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- 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.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Autre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# *Bibliographie*

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin de cycle.

# ANNEXE 1

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

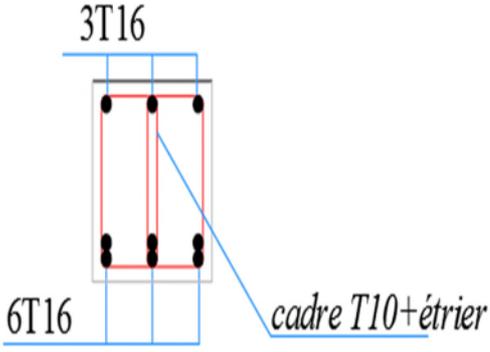
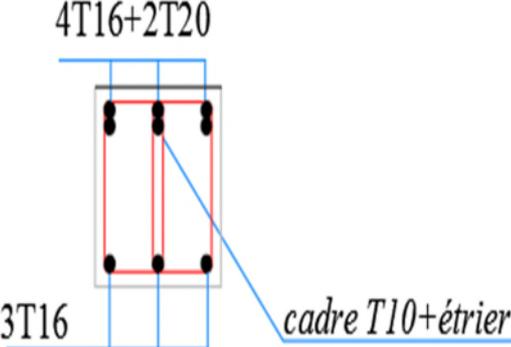
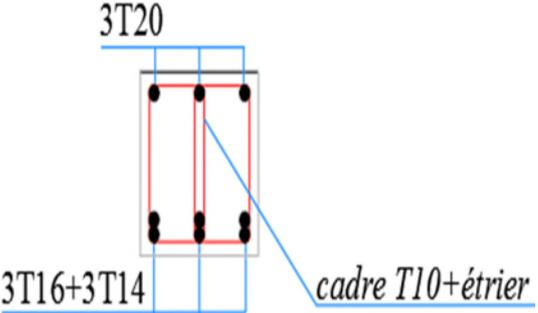
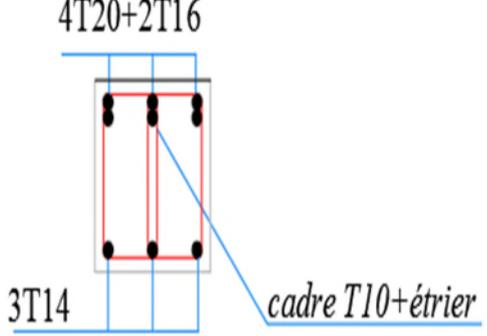
# ANNEXE 2

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

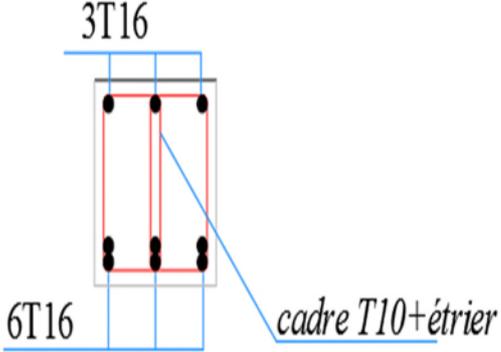
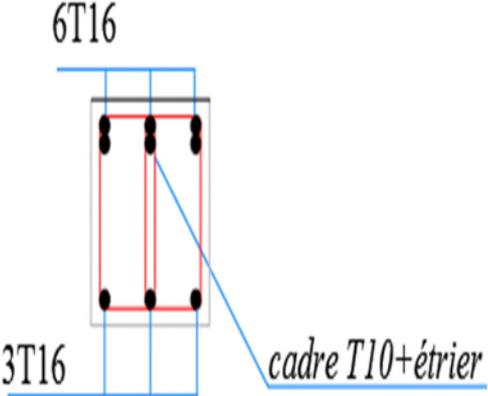
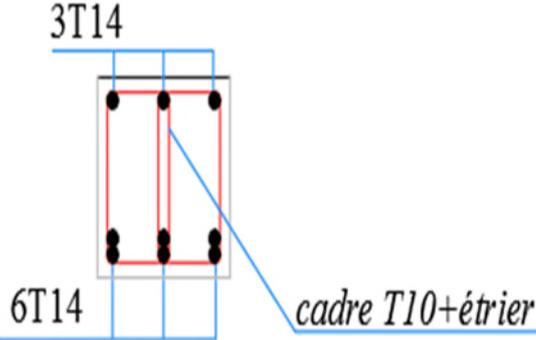
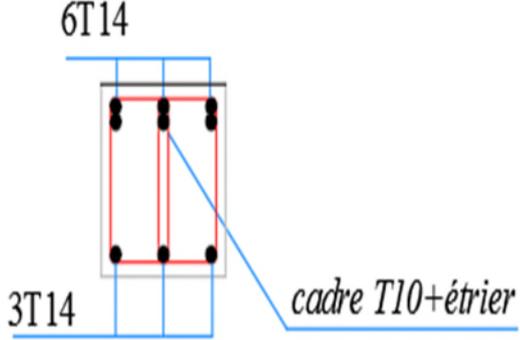
Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# ANNEXE 3

 <p>3T16 6T16 <i>cadre T10+étrier</i></p>	 <p>4T16+2T20 3T16 <i>cadre T10+étrier</i></p>
<b>Etage courant poutre principale</b>	
<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
 <p>3T20 3T16+3T14 <i>cadre T10+étrier</i></p>	 <p>4T20+2T16 3T14 <i>cadre T10+étrier</i></p>
<b>Etage courant poutre secondaire</b>	
<b>Travée</b>	<b>Appui</b>

# ANNEXE 4

	
<p><b>Terrasse inaccessible poutre secondaire</b></p>	
<p><b>Travée</b></p>	<p><b>Travée</b></p>
	
<p><b>Terrasse inaccessible poutre secondaire</b></p>	
<p><b>Travée</b></p>	<p><b>Appui</b></p>

## CONCLUSION :

D'après les résultats de l'investigation géotechnique menée sur l'étendu du site réservé à la réalisation de 36 logements promotionnels en **R+7, R+6** avec commerces situés au village de Sid Ali Labhar wilaya de Bejaia, il ressort que le terrain est caractérisé par une morphologie plane.

Géologiquement, et d'après les sondages carottés, il est couvert par une couche des argiles limoneuses brunes reposent sur des sables limoneux et sables très fins brunes.

Les pénétrogrammes des essais pénétrométriques ont mis en évidence trois horizons :

\* le premier horizon est situé entre **0** et **4.00** m où les valeurs de résistance de pointe sont supérieures à **30** bars,

\* Le deuxième horizon est situé entre **4.00m** et **6.00m** caractérisé par des faibles valeurs de résistance de pointe, elles sont inférieures à **15** bars.

\* Le troisième horizon est situé au delà de **6.00m** de profondeur caractérisé par des résistances de pointe supérieures à **20** bars.

Les trois essais pénétrométriques ont été poussés jusqu'au **10m** sans refus. Nous signalons la présence d'eau à **3.00m** de profondeur dans les trois essais.

Le calcul de tassement avec une contrainte de **1.00** bar pour un radier de **L=17m** et **B=14m** a donné des tassements totaux de **6.00** cm (valeur inadmissible pour le bâtiment à cause des réseaux enterrés d'après Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert (Fondations et ouvrages en terre troisième tirage 2002)).

A cet effet, pour le dimensionnement des fondations, nous proposons au bureau d'étude deux variantes :

- une contrainte admissible de **1.00** bars pour un radier général de **L=17m** et **B=15m** ancré à **2.00** m de profondeur par rapport au niveau naturel actuel avec des tassements totaux  $\Sigma \Delta h$  égaux à **4.40** cm (valeur admissible) avec débords de **0.50** m de part et d'autre du radier.
- une contrainte admissible de **0.80** bars pour un radier général de **L=17m** et **B=14m** ancré à **2.00** m de profondeur par rapport au niveau naturel actuel avec des tassements totaux  $\Sigma \Delta h$  égaux à **5.00** cm (valeur admissible) sans débords.

Selon le document technique réglementaire DTR B.C.2.32 page 08 et 09. "le choix définitif du système de fondation relève de la responsabilité du bureau d'étude, aussi il doit pouvoir analyser et exploiter les résultats de l'étude de sol afin d'élaborer un projet de fondation en veillant à la sécurité et à l'économie".

Le terrain est situé à **300** m environ au sud d'oued Soumam, donc c'est un terrain à risque d'inondation, à cet effet il est recommandé de surélever les fondations des blocs d'au moins de **1.00m** pour parer au phénomène d'inondation.

Le sol à une agressivité modérée au béton donc il est recommandé d'utiliser un ciment riche en silice (CRS).

Concernant la classification du site, la morphologie et la lithologie de ce dernier permettent de le classer dans la catégorie S4, selon le RPA 99 version 2003.

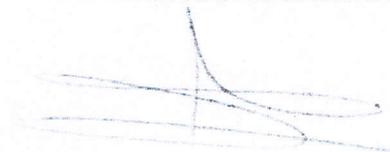
CHARGE DE L'ETUDE

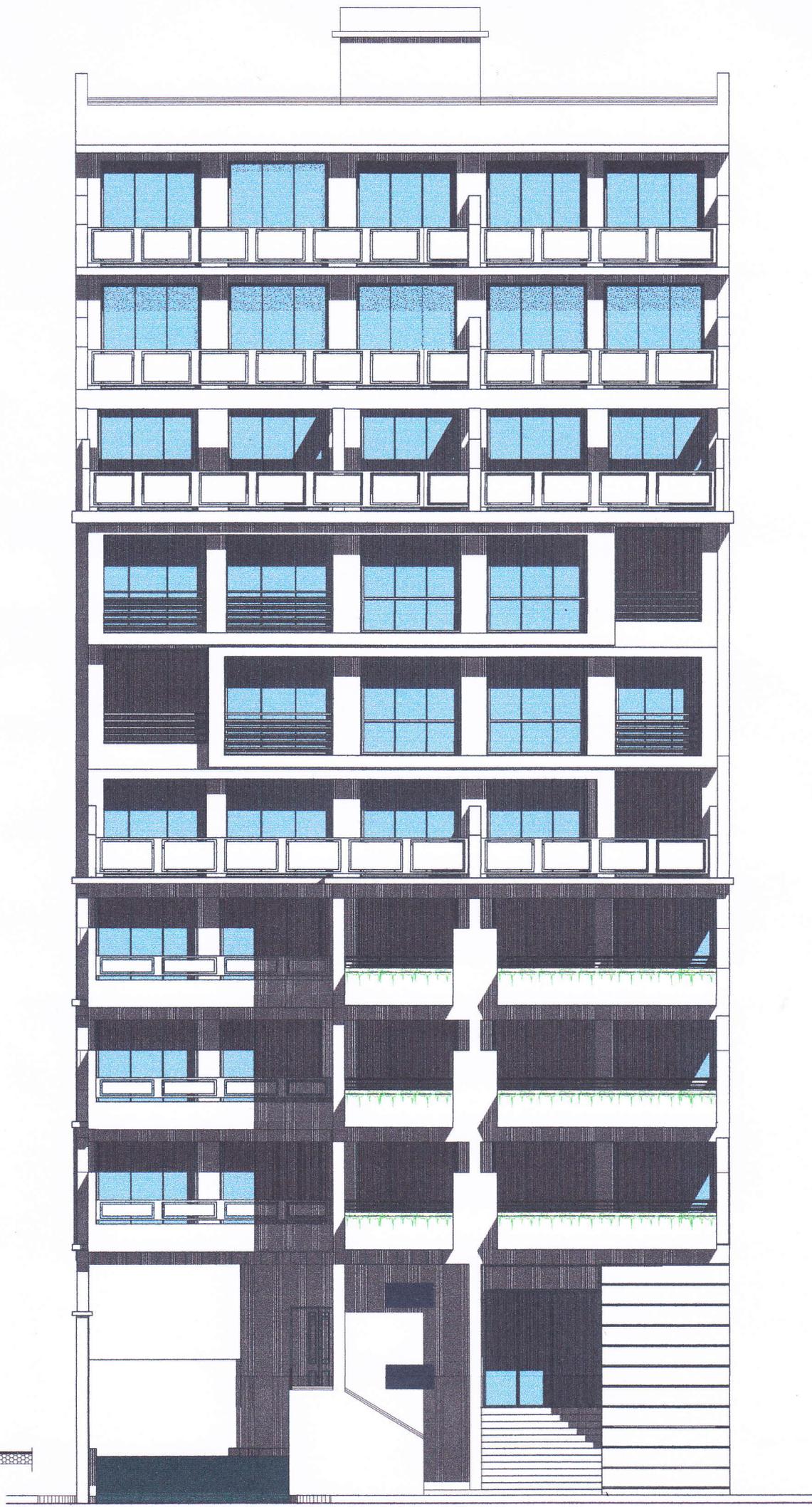
KACI AMMAR



LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE

BOUIBAOUNE LAKHDAR





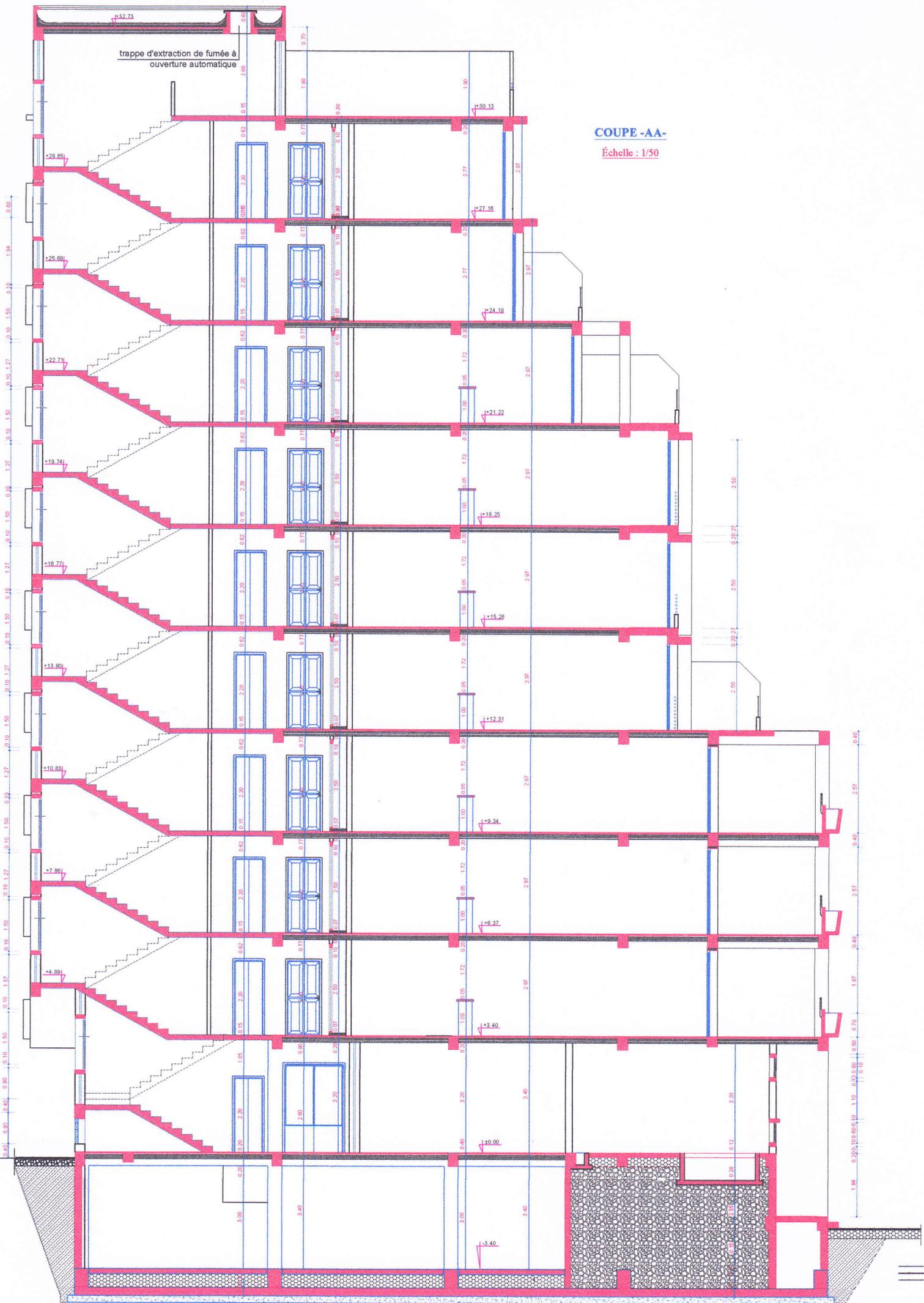
**FAÇADE PRINCIPALE**

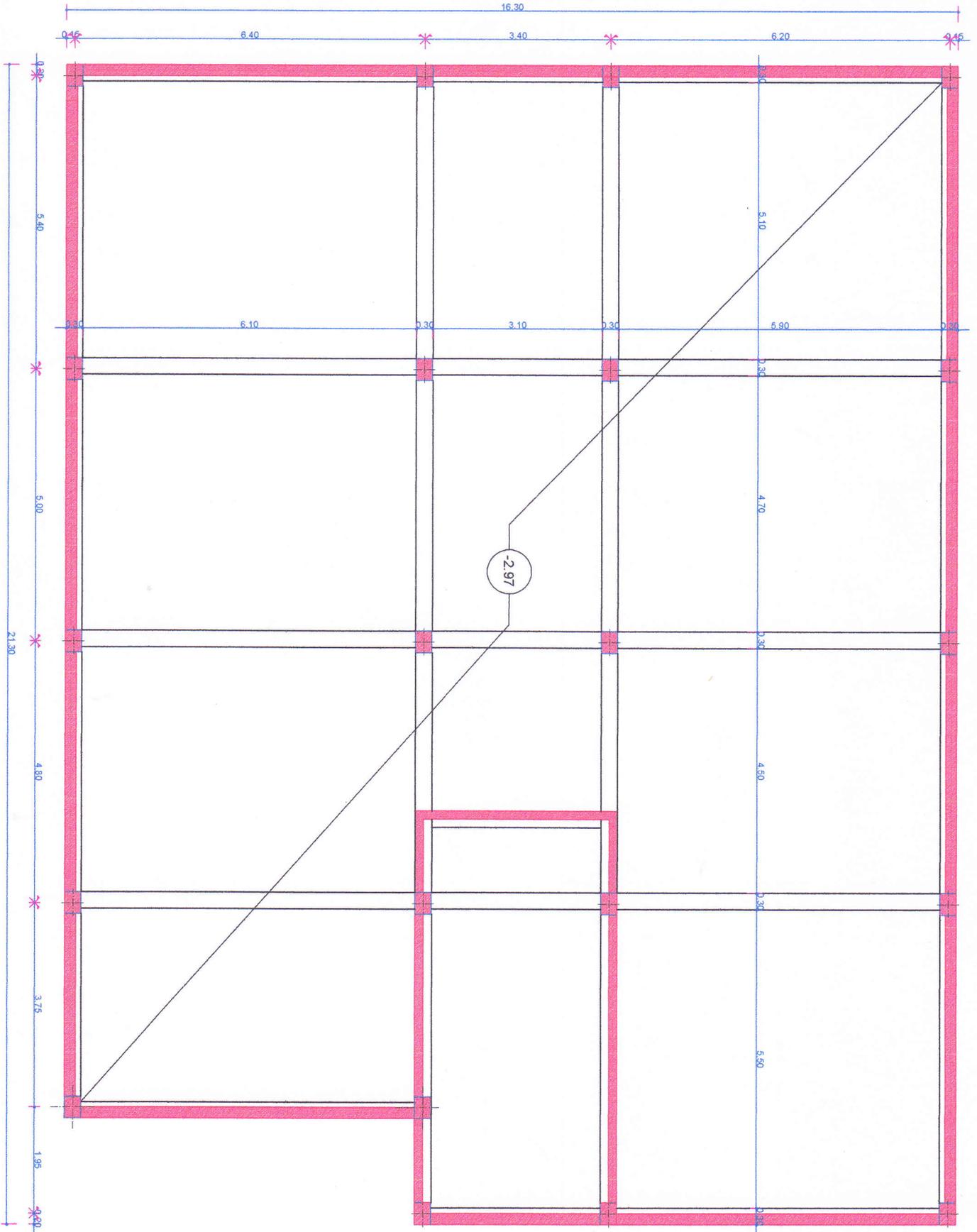
Échelle : 1/50

trappe d'extraction de fumée à ouverture automatique

COUPE -AA-

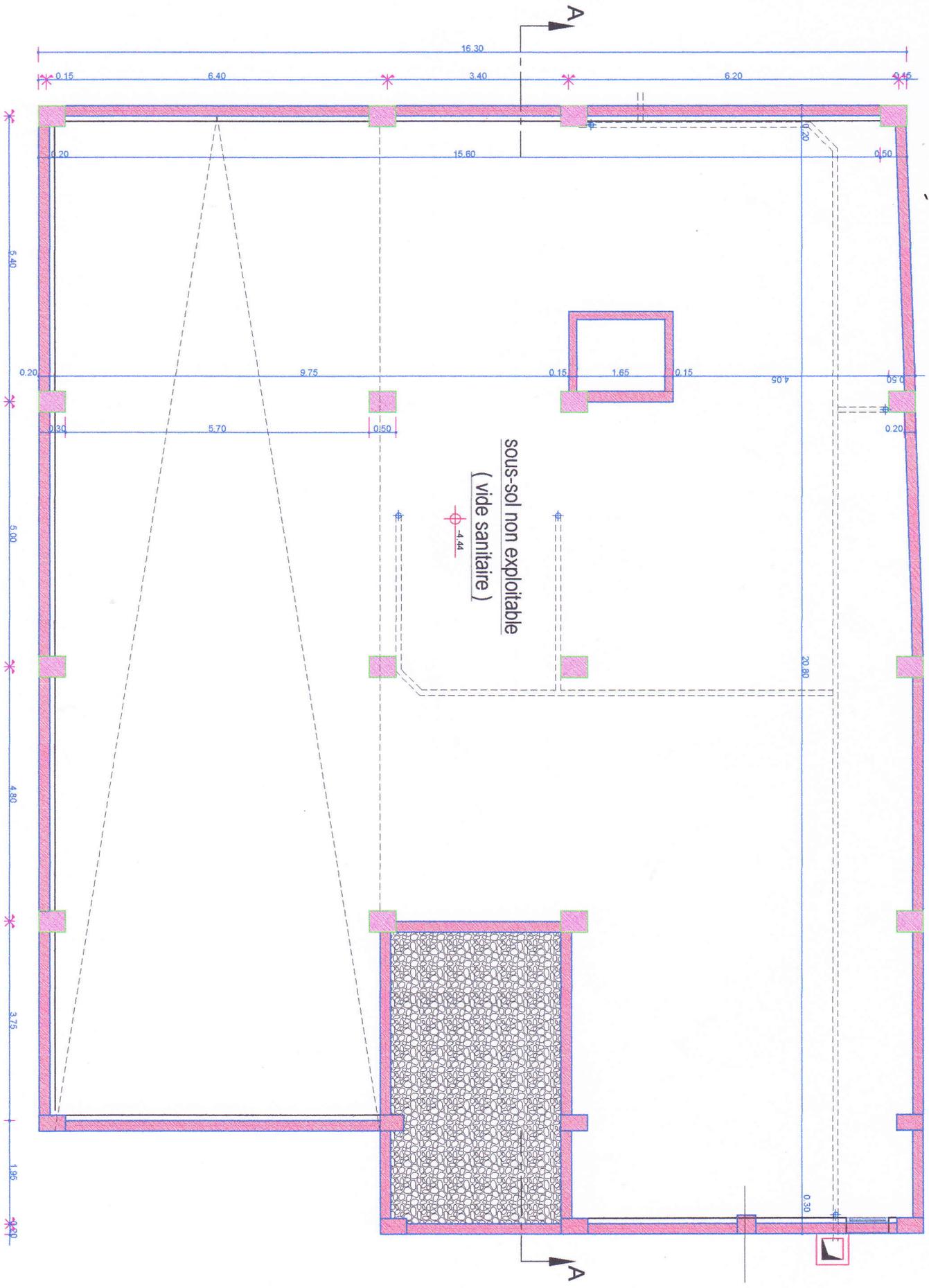
Échelle : 1/50





VUE EN PLAN DES FONDATIONS

Échelle : 1/50



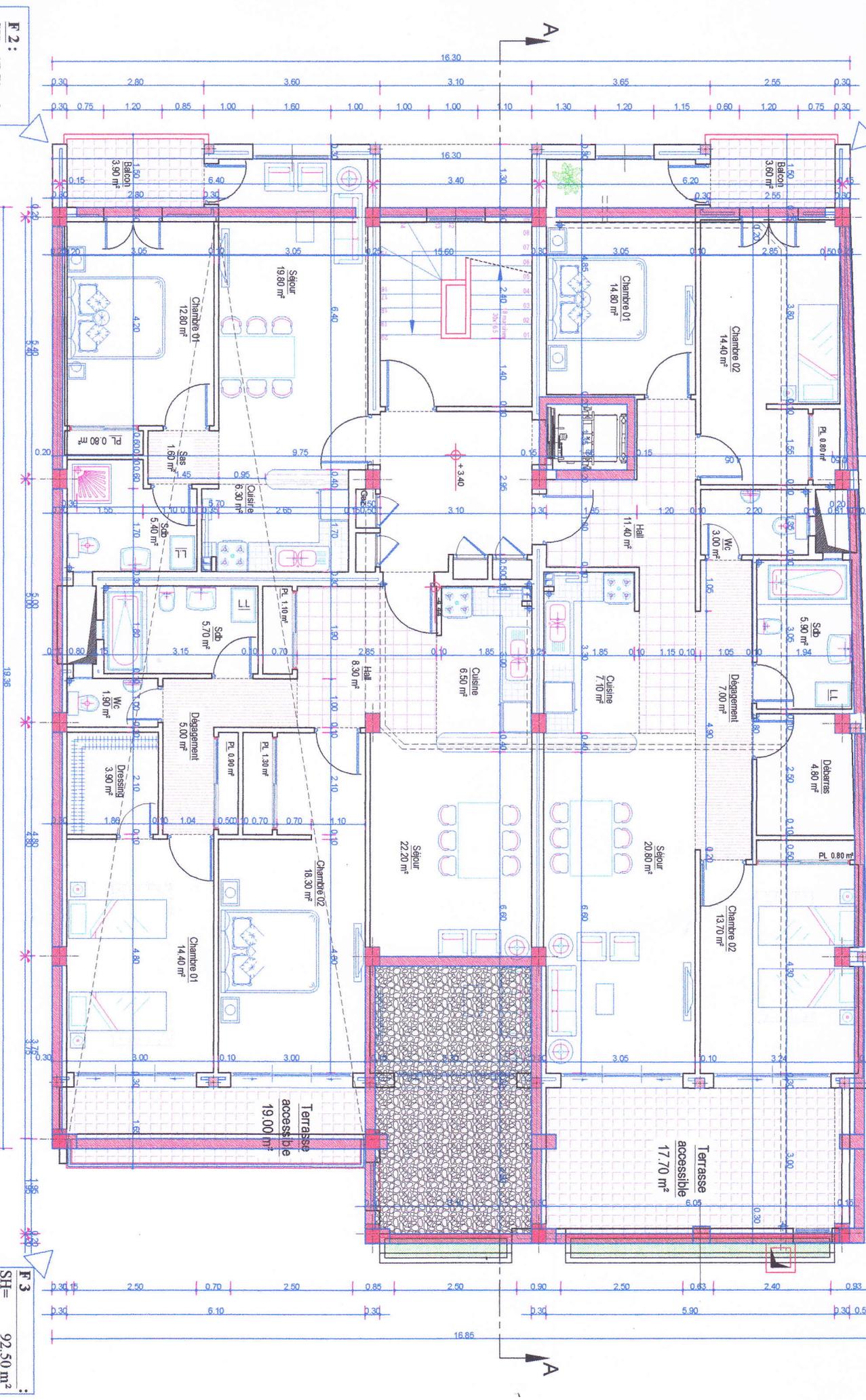
sous-sol non exploitable  
 (vide sanitaire)  
 -4.44

VUE EN PLAN DU SOUS-SOL

Échelle : 1/50



**F 4**  
 SH = 105,40 m<sup>2</sup>  
 SU = 109,00 m<sup>2</sup>  
 Terrasse = 17,70 m<sup>2</sup>



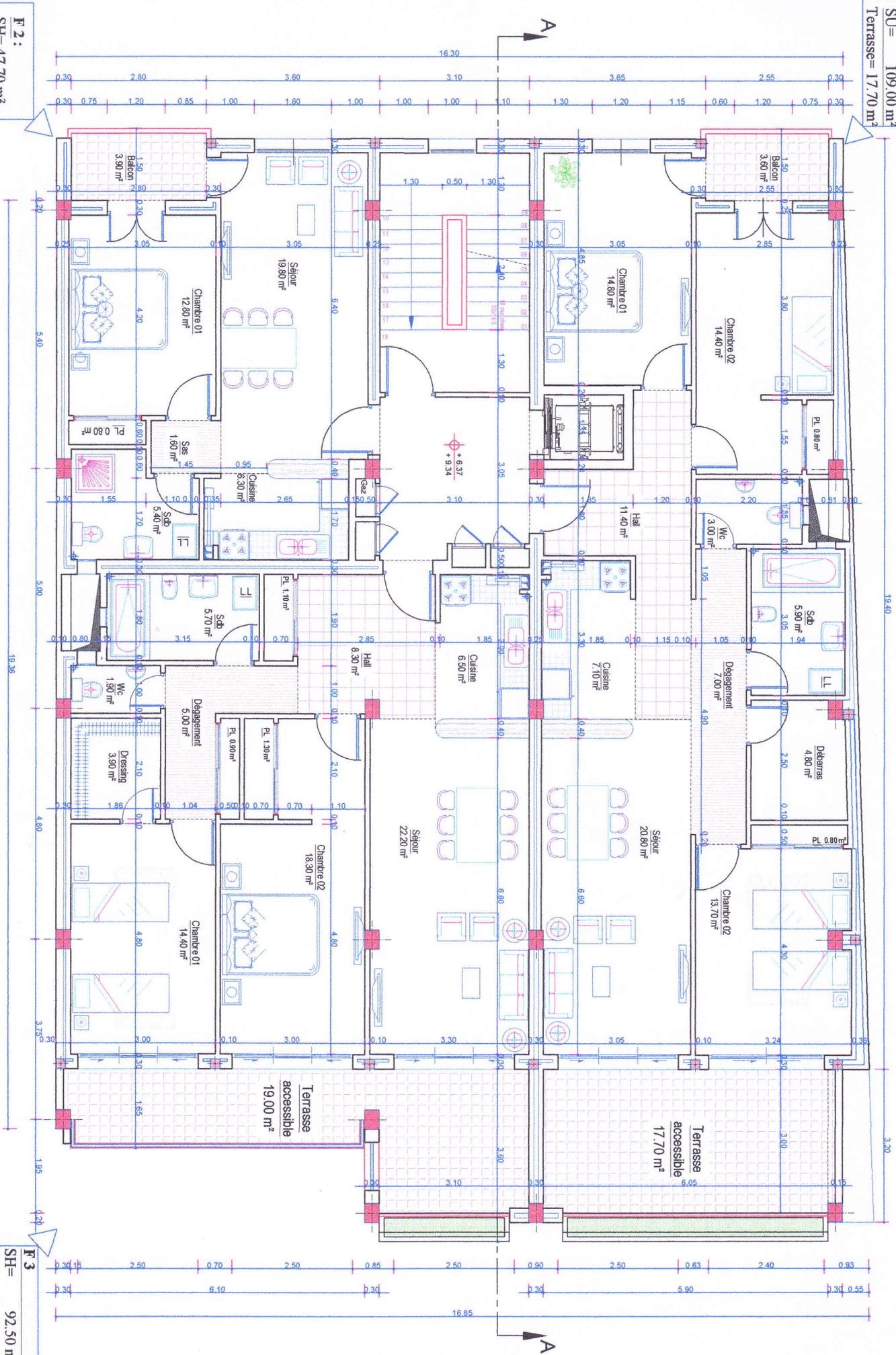
**F 2 :**  
 SH = 47,70 m<sup>2</sup>  
 SU = 51,60 m<sup>2</sup>

**F 3 :**  
 SH = 92,50 m<sup>2</sup>  
 SU = 92,50 m<sup>2</sup>  
 Terrasse = 19,00 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 1er ÉTAGE**

Echelle : 1/50

**F 4**  
 SH= 105,40 m<sup>2</sup>  
 SU= 109,00 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 17,70 m<sup>2</sup>



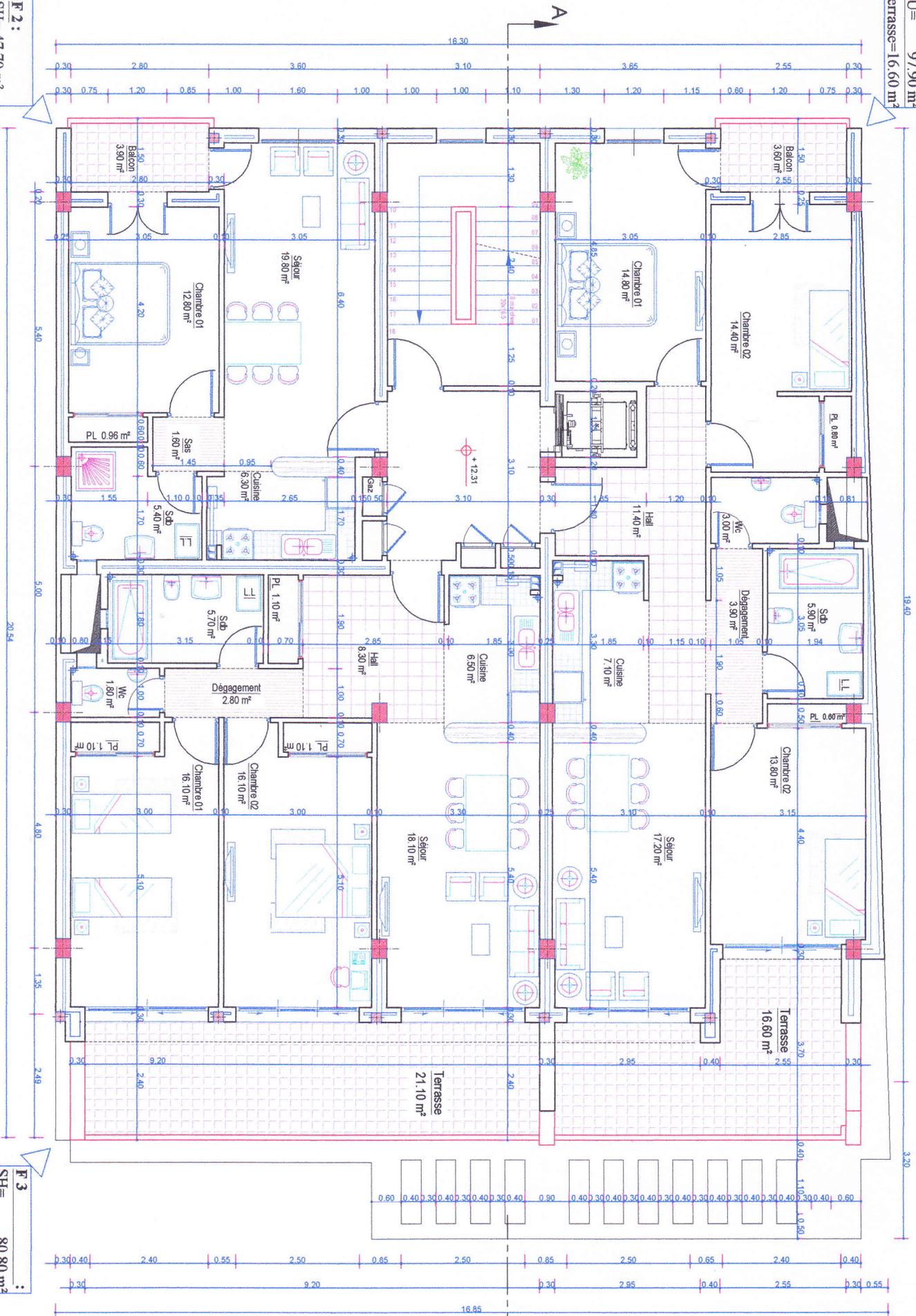
**F 2 :**  
 SH= 47,70 m<sup>2</sup>  
 SU= 51,60 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 2 & 3eme ÉTAGES**

Échelle : 1/50

**F 3**  
 SH= 92,50 m<sup>2</sup>  
 SU= 92,50 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 19,00 m<sup>2</sup>

**F 4**  
 SH= 94.30 m<sup>2</sup>  
 SU= 97.90 m<sup>2</sup>  
 Terrasse=16.60 m<sup>2</sup>



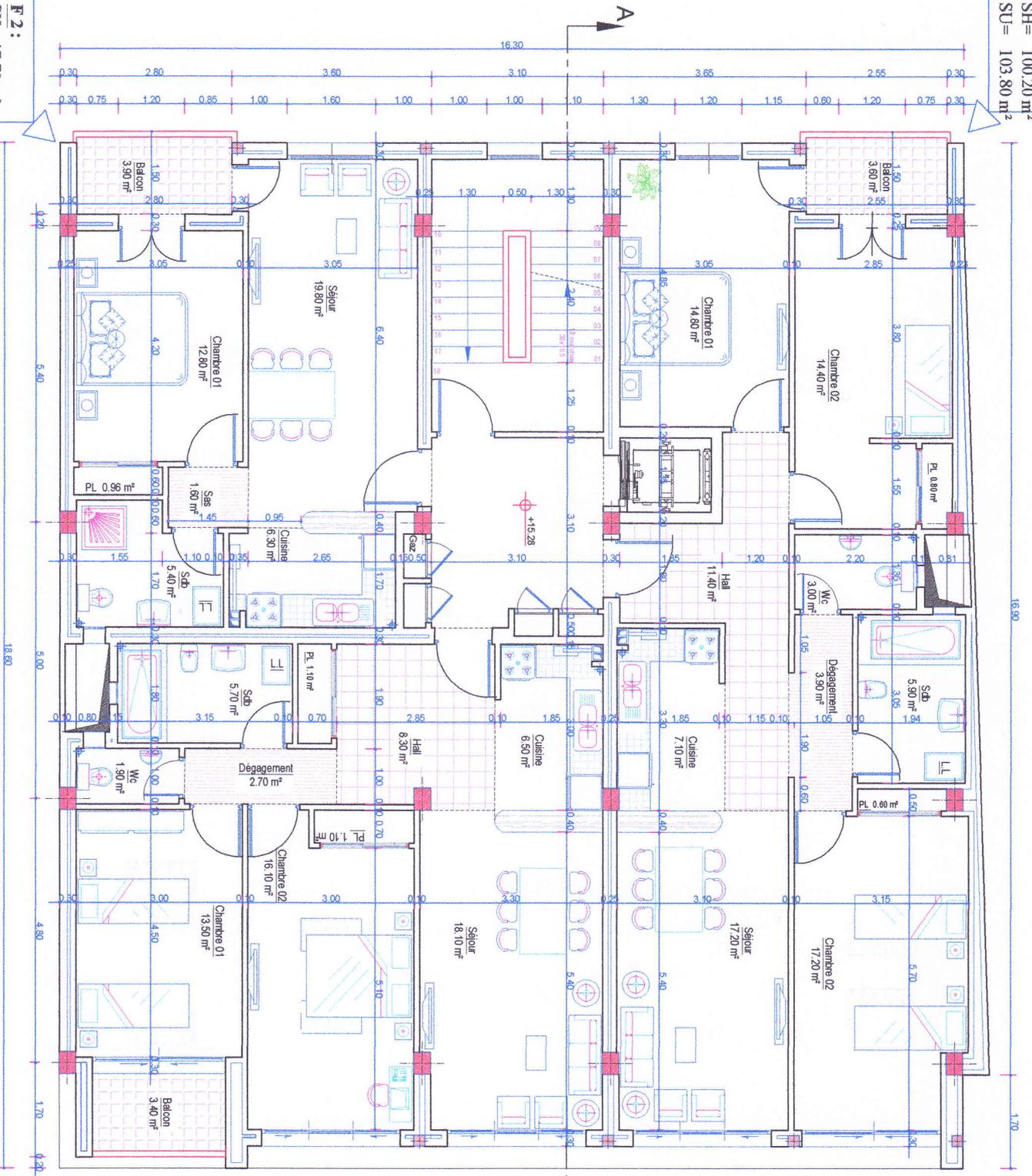
**F 2:**  
 SH= 47.70 m<sup>2</sup>  
 SU= 51.60 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 4eme ETAGE**

Echelle : 1/50

**F 3**  
 SH= 80.80 m<sup>2</sup>  
 SU= 80.80 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 21.10 m<sup>2</sup>

**F 4**  
 SH = 100.20 m<sup>2</sup>  
 SU = 103.80 m<sup>2</sup>



**F 2 :**  
 SH = 47.70 m<sup>2</sup>  
 SU = 51.60 m<sup>2</sup>

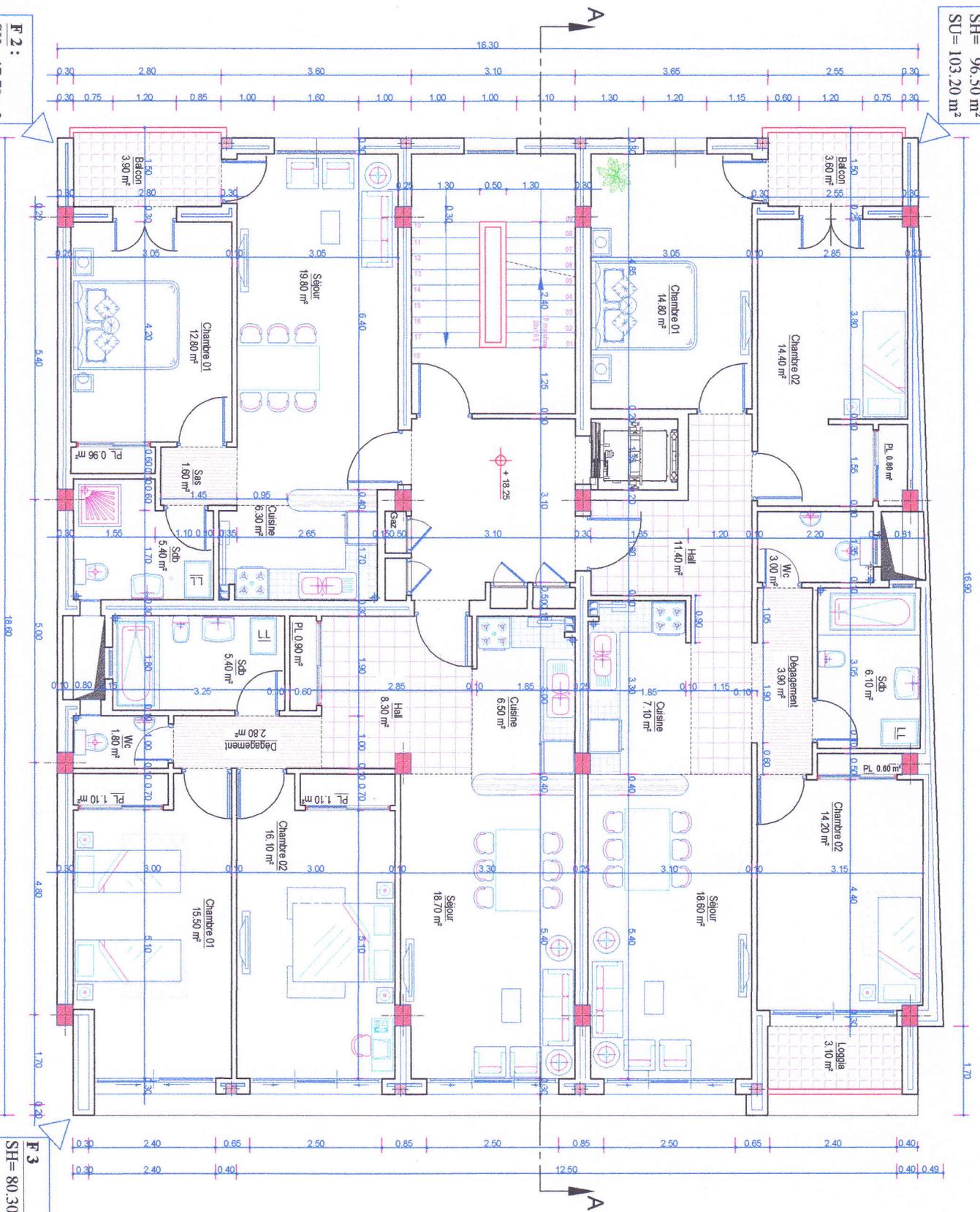
**F 3 :**  
 SH = 77.10 m<sup>2</sup>  
 SU = 80.50 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 5<sup>ème</sup> ÉTAGE**

Echelle : 1/50

F 4  
SH = 96.50 m<sup>2</sup>  
SU = 103.20 m<sup>2</sup>

F 2 :  
SH = 47.70 m<sup>2</sup>  
SU = 51.60 m<sup>2</sup>

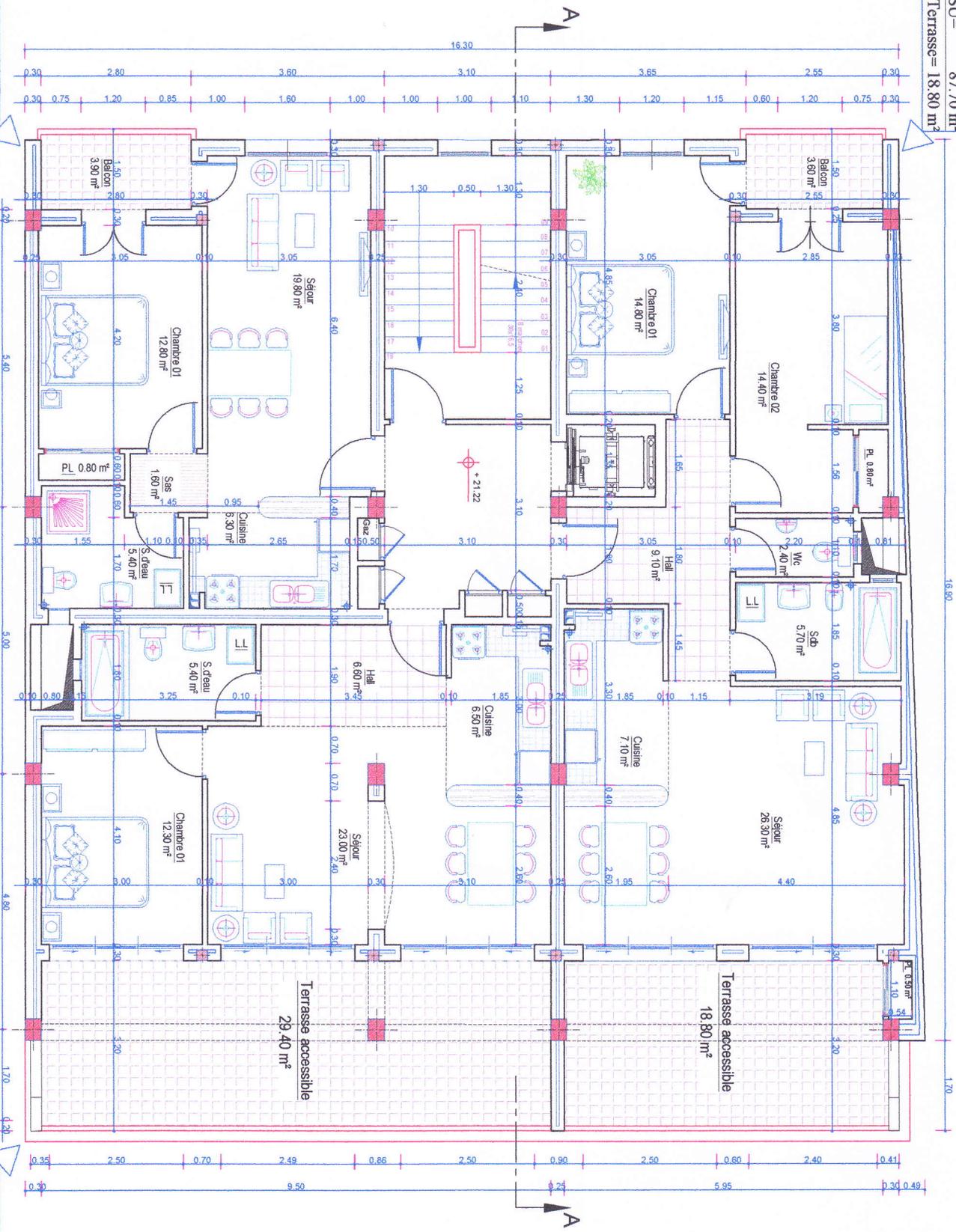


VUE EN PLAN DU 6ème ÉTAGE

Échelle : 1/50

F 3 :  
SH = 80.30 m<sup>2</sup>  
SU = 80.30 m<sup>2</sup>

**F 3 :**  
 SH= 84,10 m<sup>2</sup>  
 SU= 87,70 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 18,80 m<sup>2</sup>



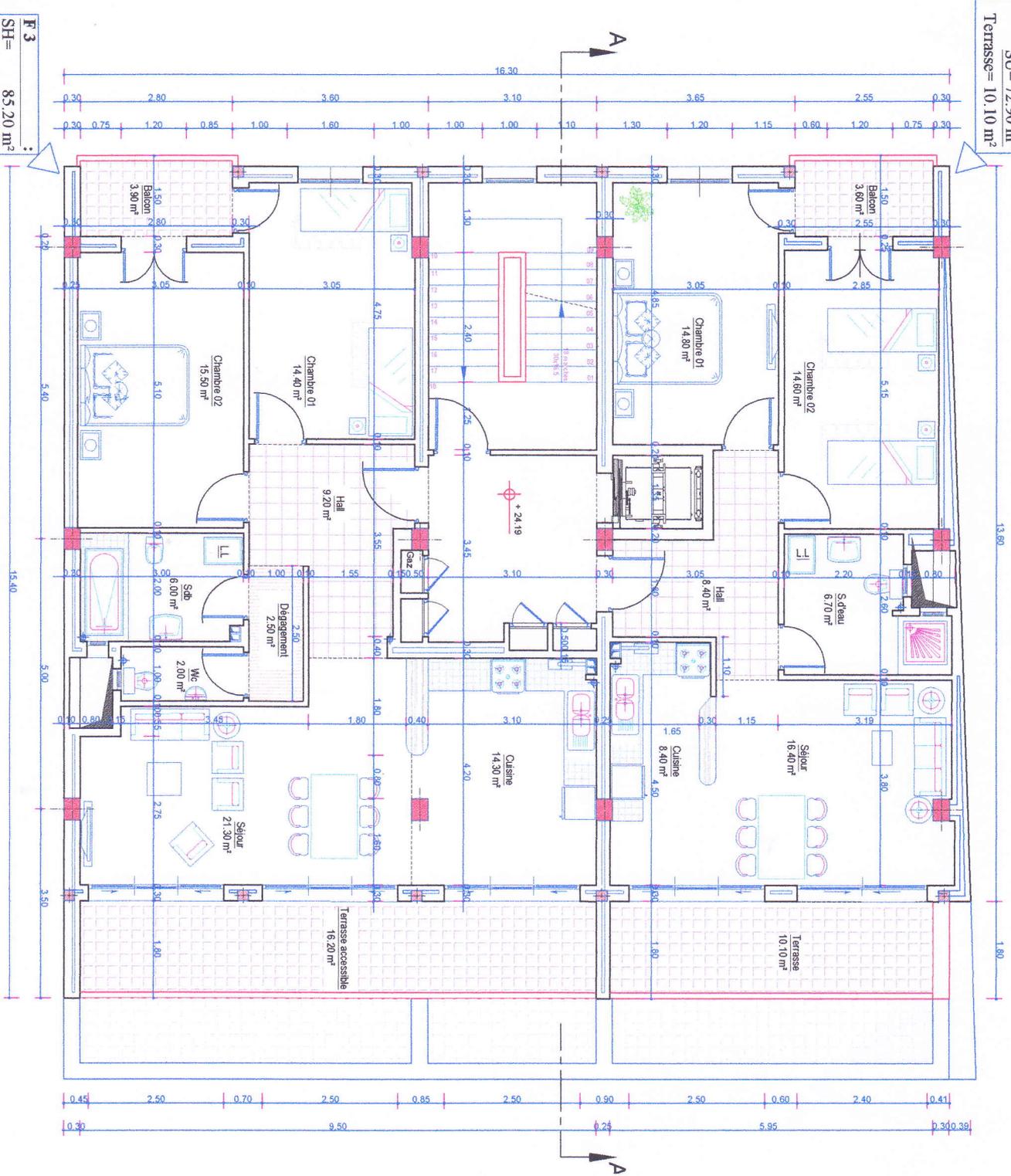
**F 2 :**  
 SH= 47,70 m<sup>2</sup>  
 SU= 51,60 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 7eme ÉTAGE**

Echelle : 1/50

**F 2 :**  
 SH= 56,60 m<sup>2</sup>  
 SU= 56,60 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 29,40 m<sup>2</sup>

**F 3**  
 SH= 69.30 m<sup>2</sup>  
 SU= 72.90 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 10.10 m<sup>2</sup>

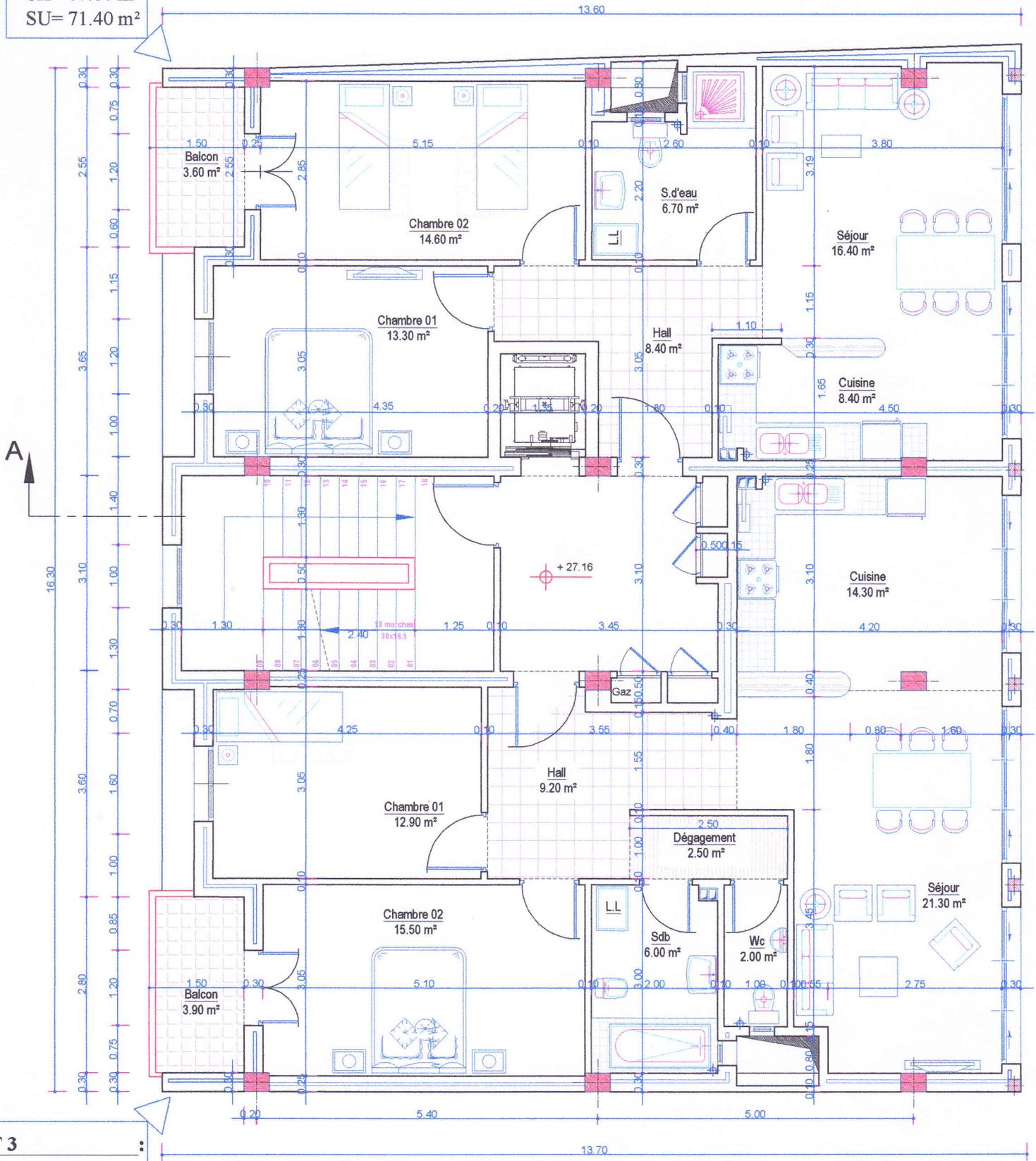


**F 3**  
 SH= 85.20 m<sup>2</sup>  
 SU= 89.10 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 16.20 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 3eme ÉTAGE**

Échelle : 1/50

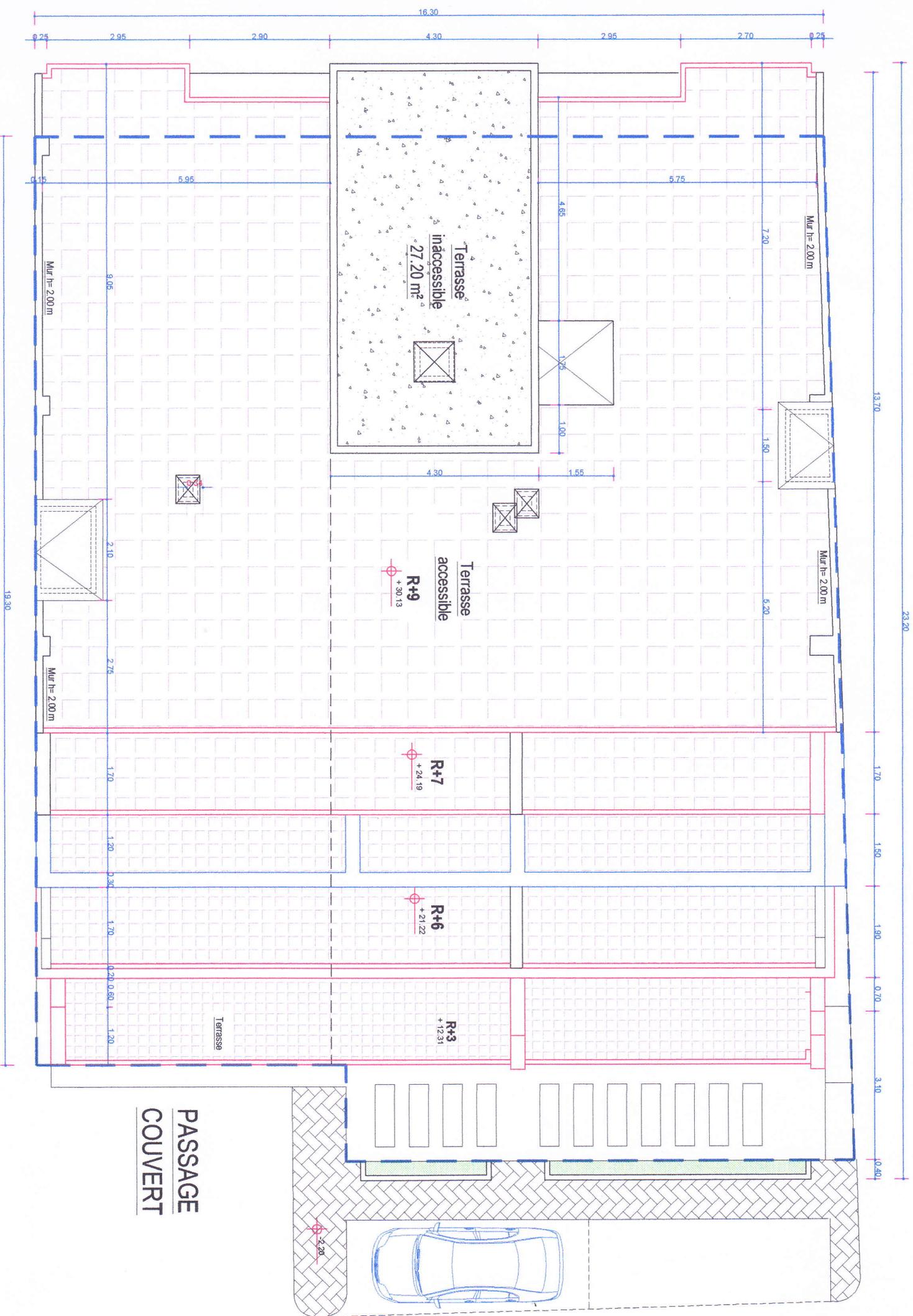
**F 3** :  
 SH= 67.80 m<sup>2</sup>  
 SU= 71.40 m<sup>2</sup>



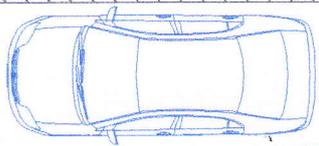
**F 3** :  
 SH= 83.70 m<sup>2</sup>  
 SU= 87.60 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 9eme ÉTAGE**

**Échelle : 1/50**



**PASSAGE  
COUVERT**



**Terrasse  
inaccessible  
27.20 m²**

**Terrasse  
accessible  
R+9  
+0.13**

**R+7  
+24.19**

**R+6  
+21.22**

**R+3  
+12.31**

Terrasse

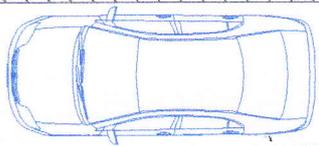
Mur h= 2.00 m

Mur h= 2.00 m

Mur h= 2.00 m

Mur h= 2.00 m

**PASSAGE  
COUVERT**



**Terrasse  
inaccessible  
27.20 m²**

**Terrasse  
accessible  
R+9  
+0.13**

**R+7  
+24.19**

**R+6  
+21.22**

**R+3  
+12.31**

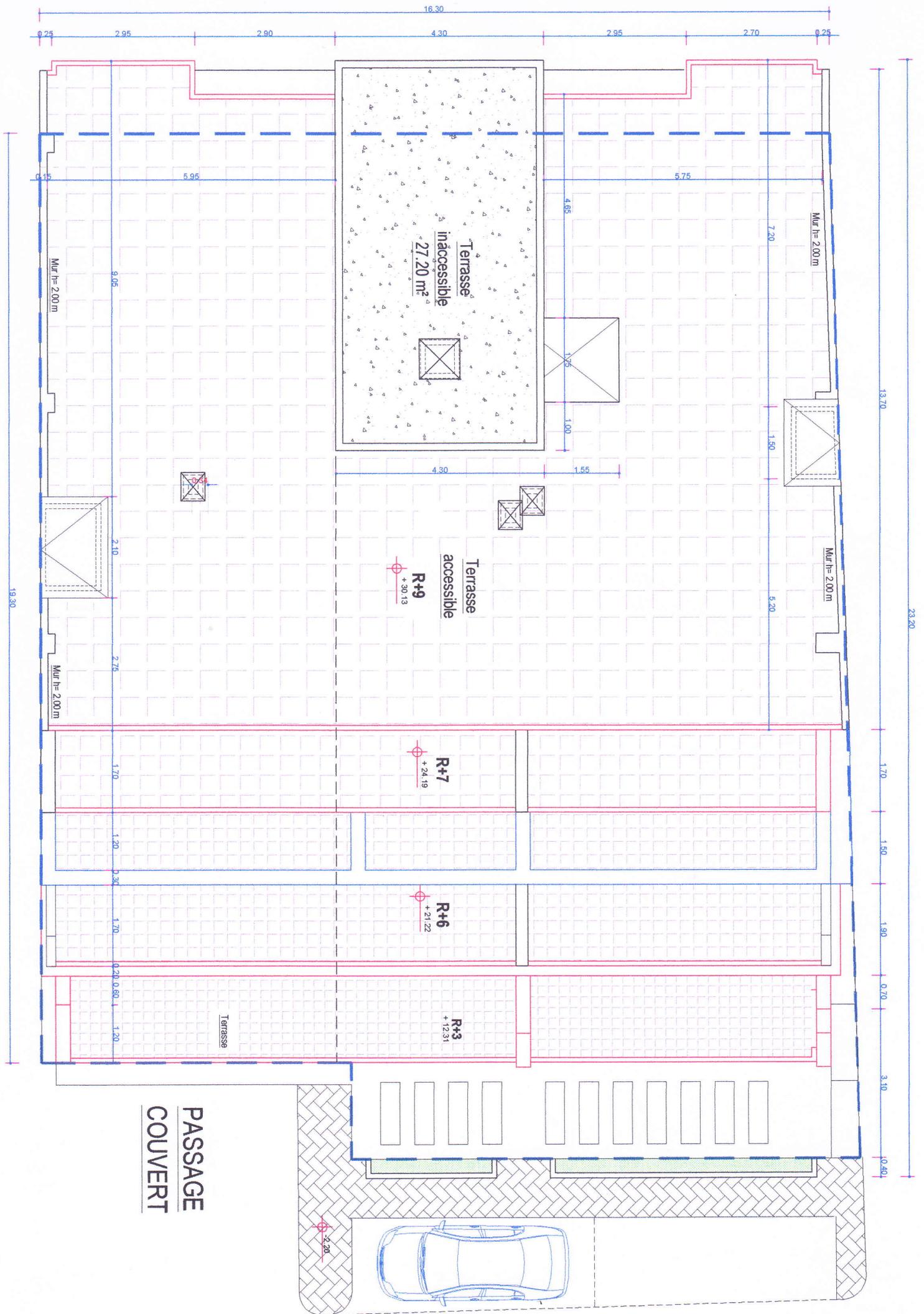
Terrasse

Mur h= 2.00 m

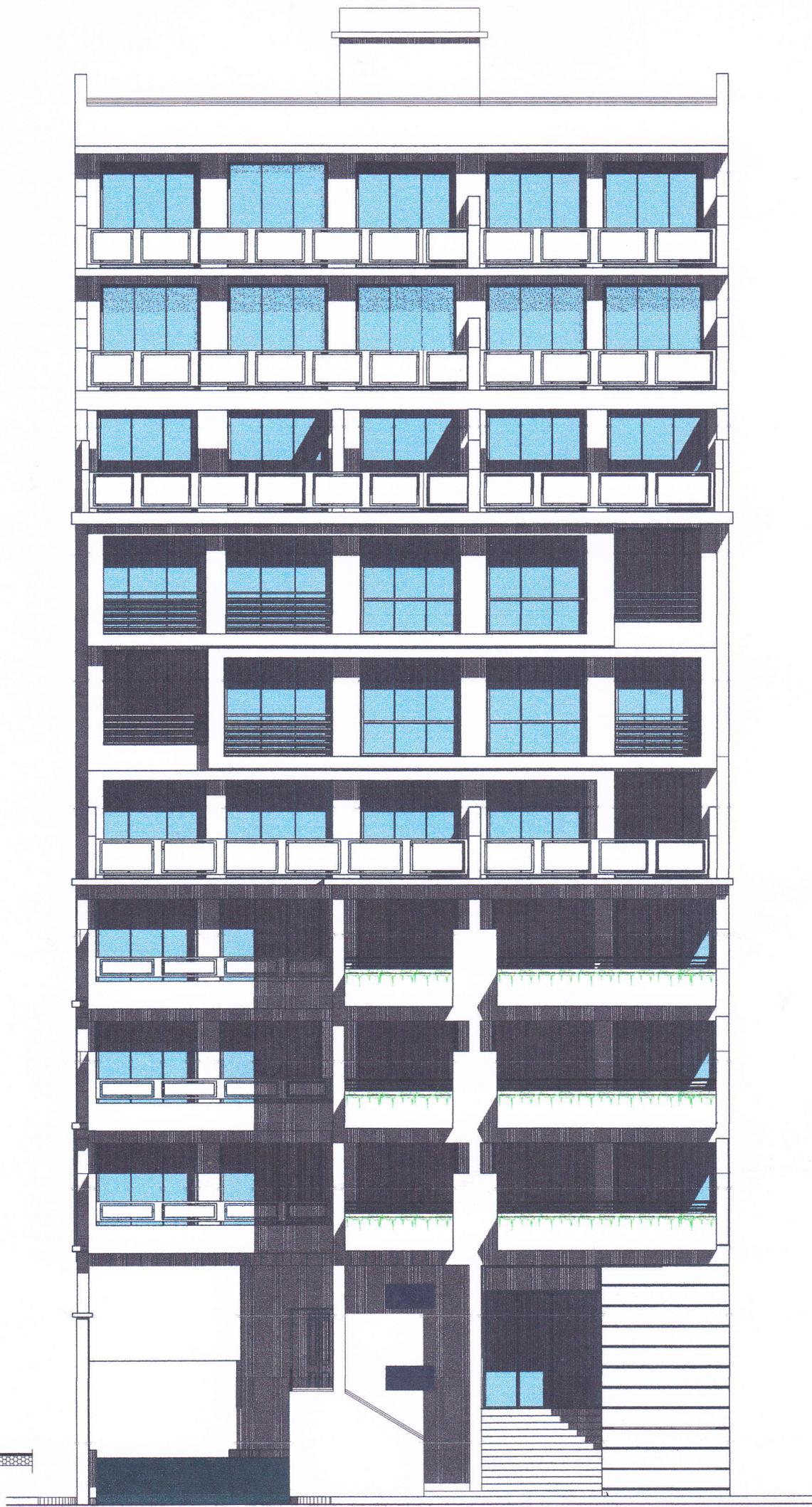
Mur h= 2.00 m

Mur h= 2.00 m

Mur h= 2.00 m



**PASSAGE  
COUVERT**



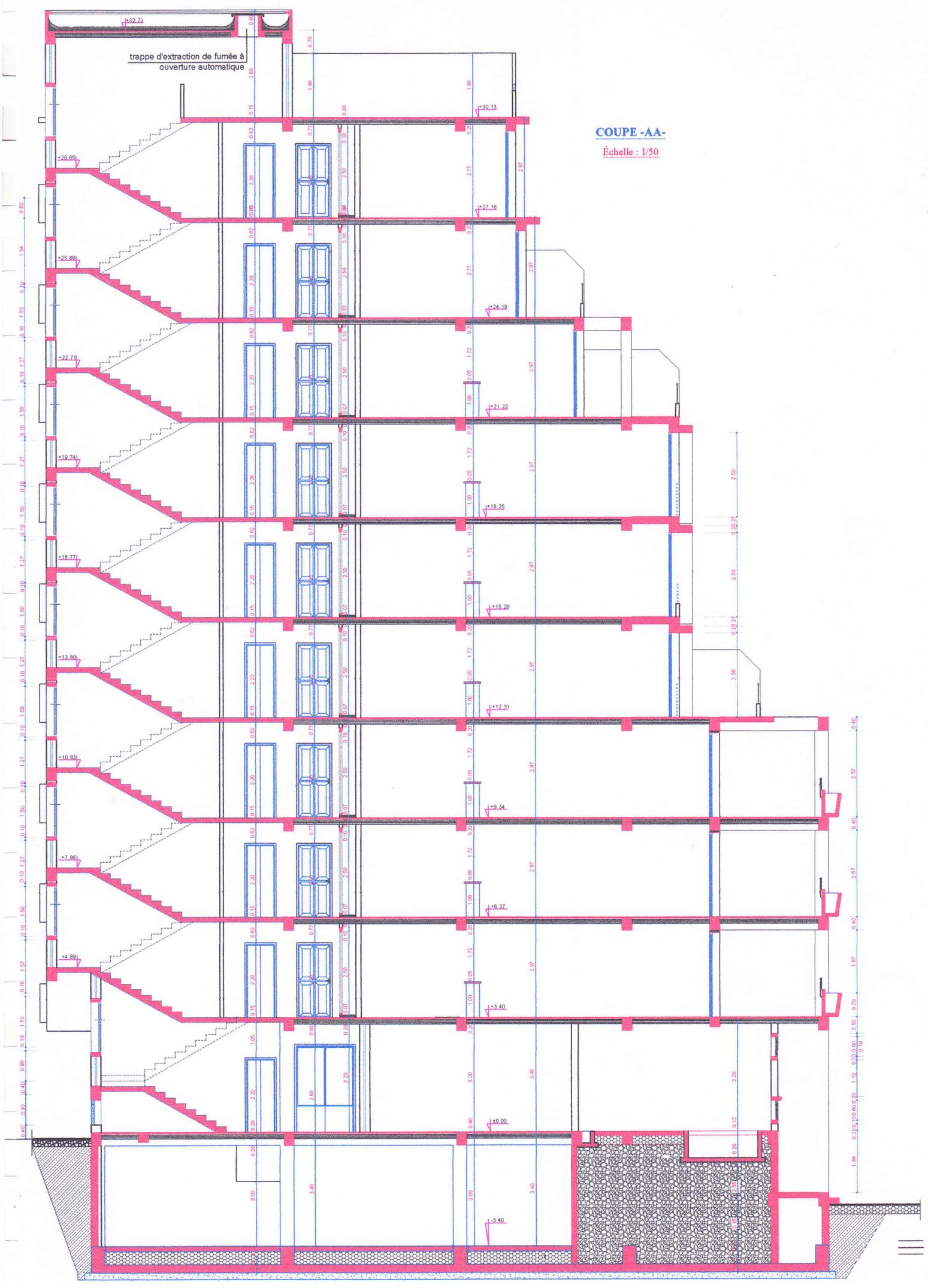
**FAÇADE PRINCIPALE**

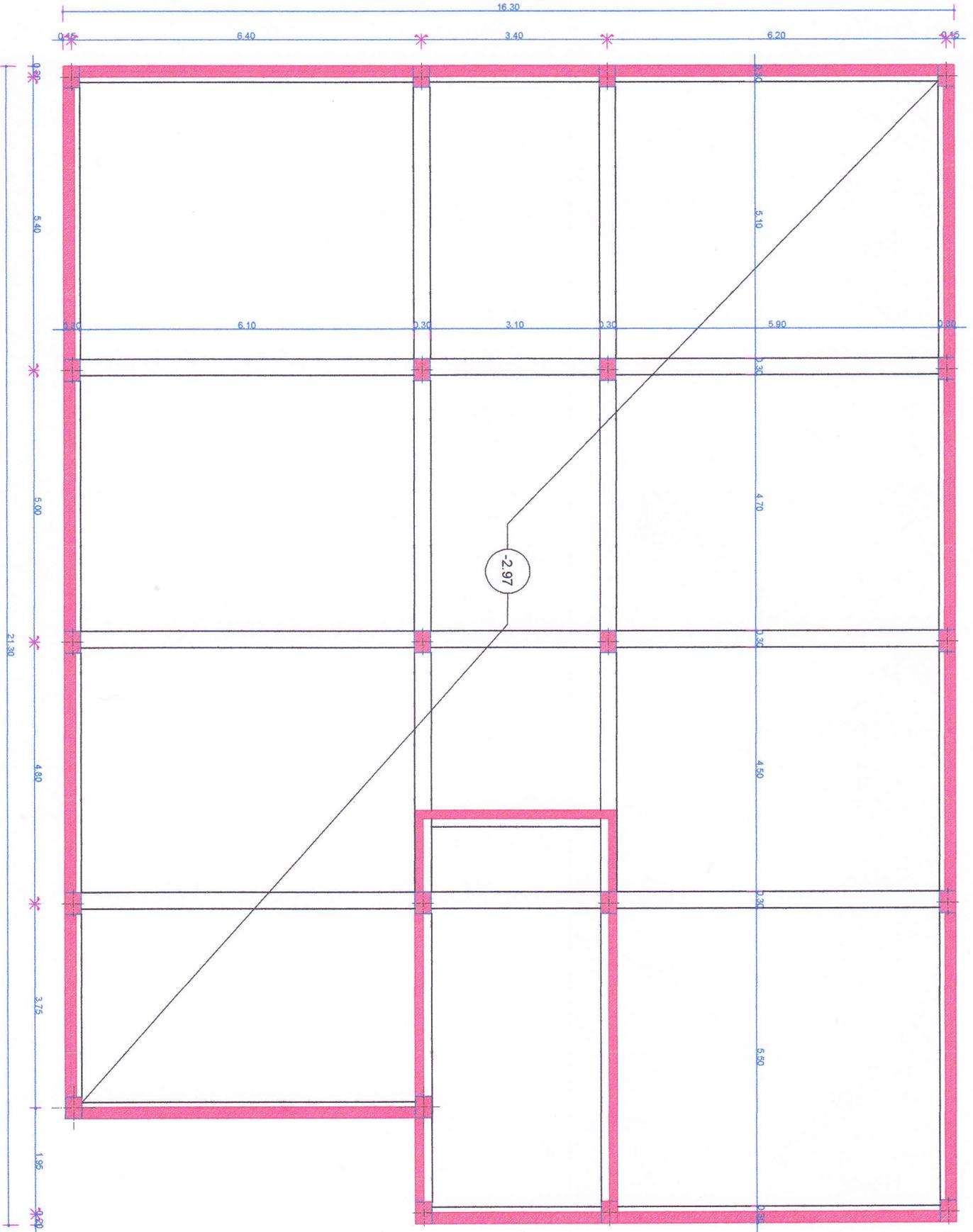
Échelle : 1/50

trappe d'extraction de fumée à  
ouverture automatique

COUPE -AA-

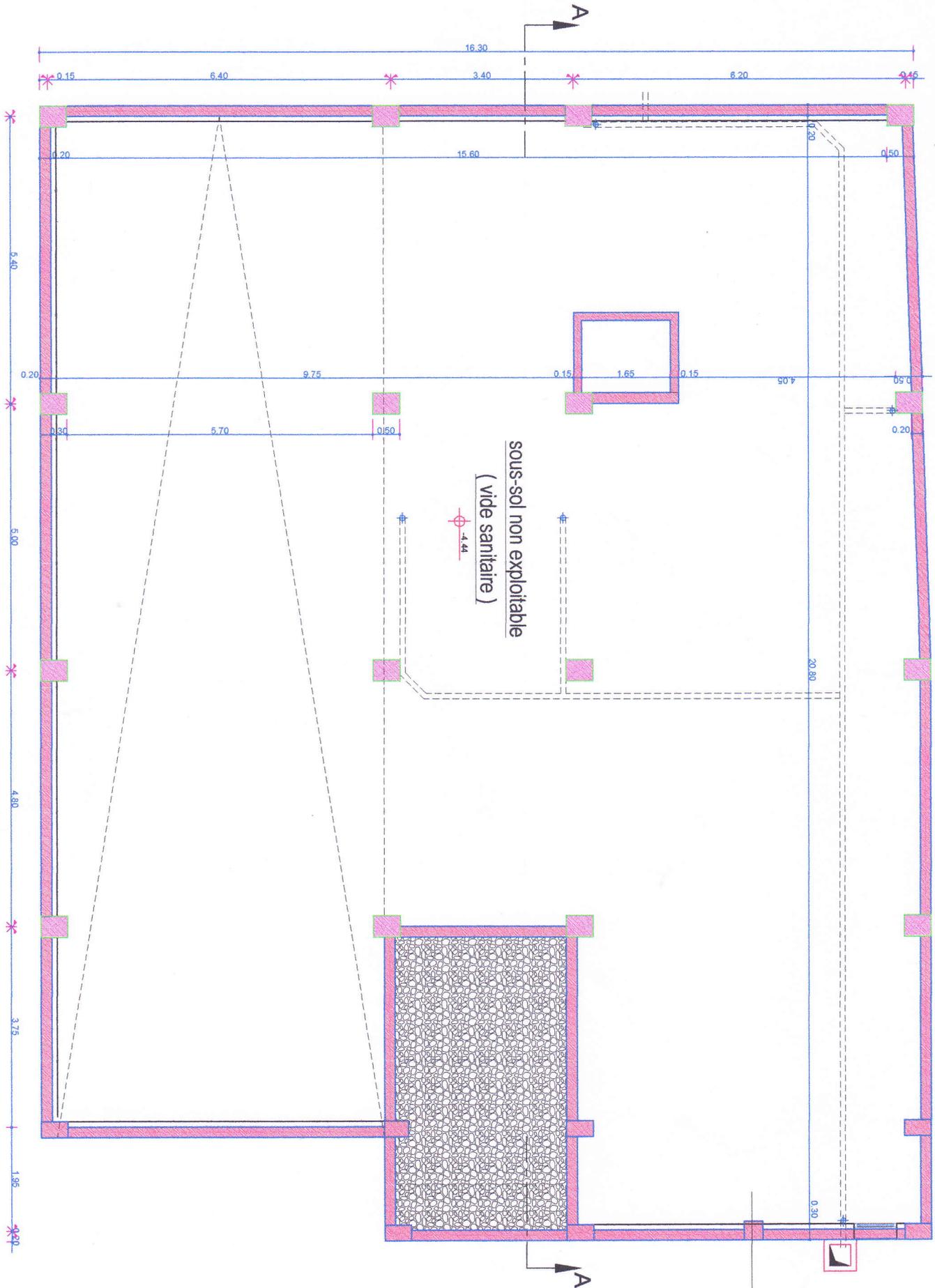
Échelle : 1/50





VUE EN PLAN DES FONDATIONS

Échelle : 1/50



sous-sol non exploitable  
(vide sanitaire)

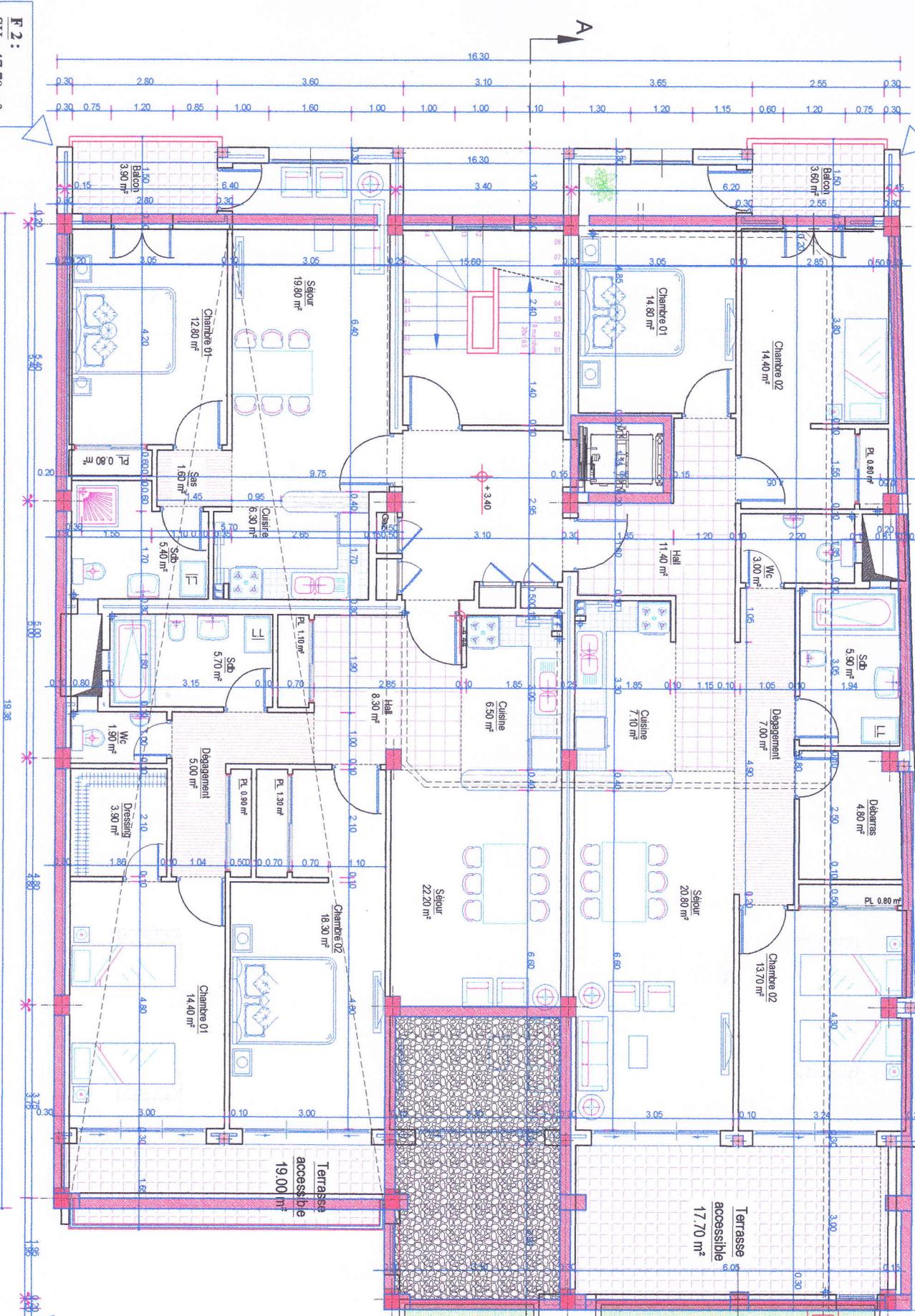
A-A

VUE EN PLAN DU SOUS-SOL

Échelle : 1/50



**F 4**  
 SH= 105,40 m<sup>2</sup>  
 SU= 109,00 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 17,70 m<sup>2</sup>



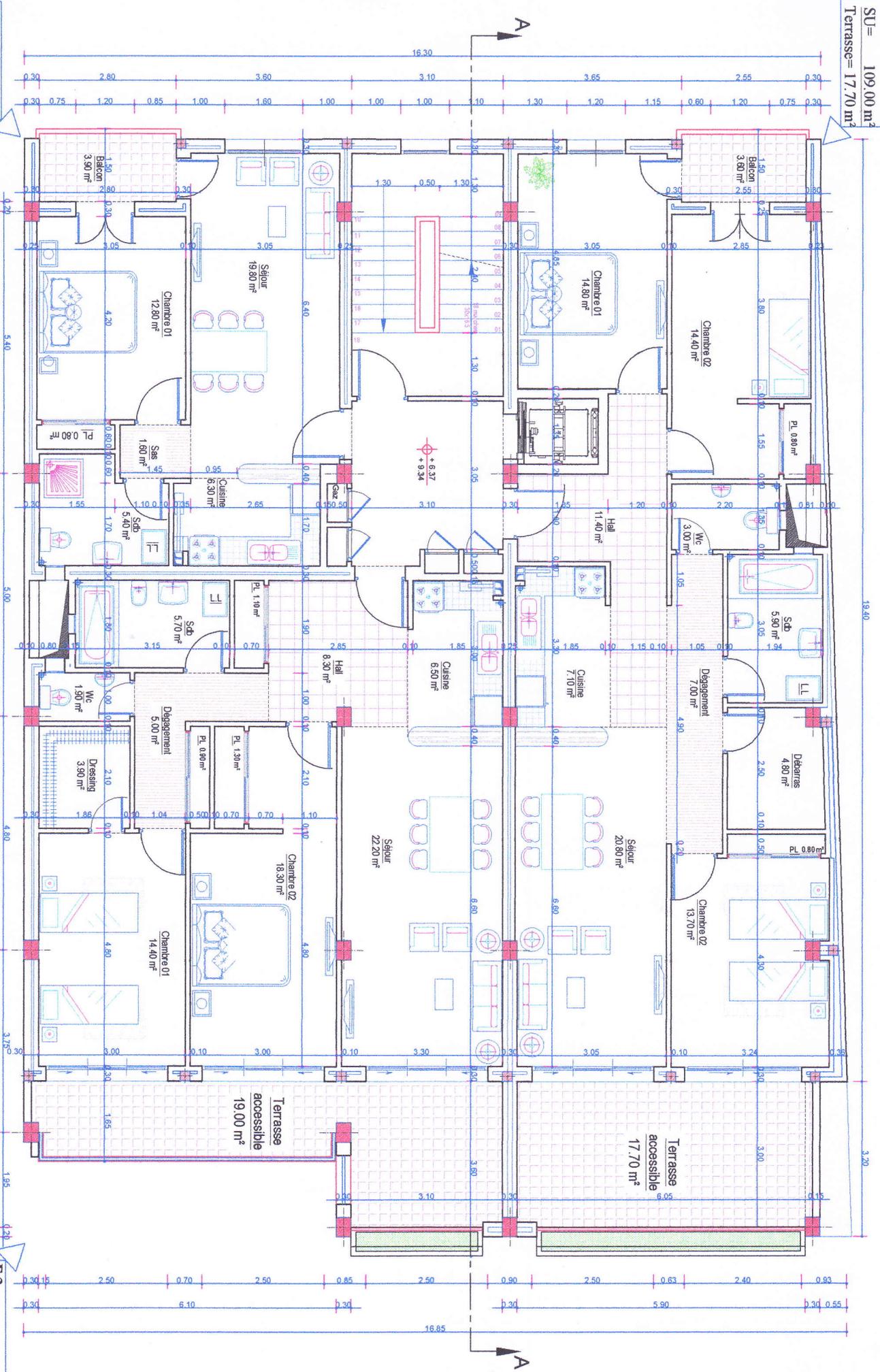
**F 2 :**  
 SH= 47,70 m<sup>2</sup>  
 SU= 51,60 m<sup>2</sup>

**F 3**  
 SH= 92,50 m<sup>2</sup>  
 SU= 92,50 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 19,00 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 1er ÉTAGE**

Echelle : 1/50

**F 4**  
 SH = 105.40 m<sup>2</sup>  
 SU = 109.00 m<sup>2</sup>  
 Terrasse = 17.70 m<sup>2</sup>



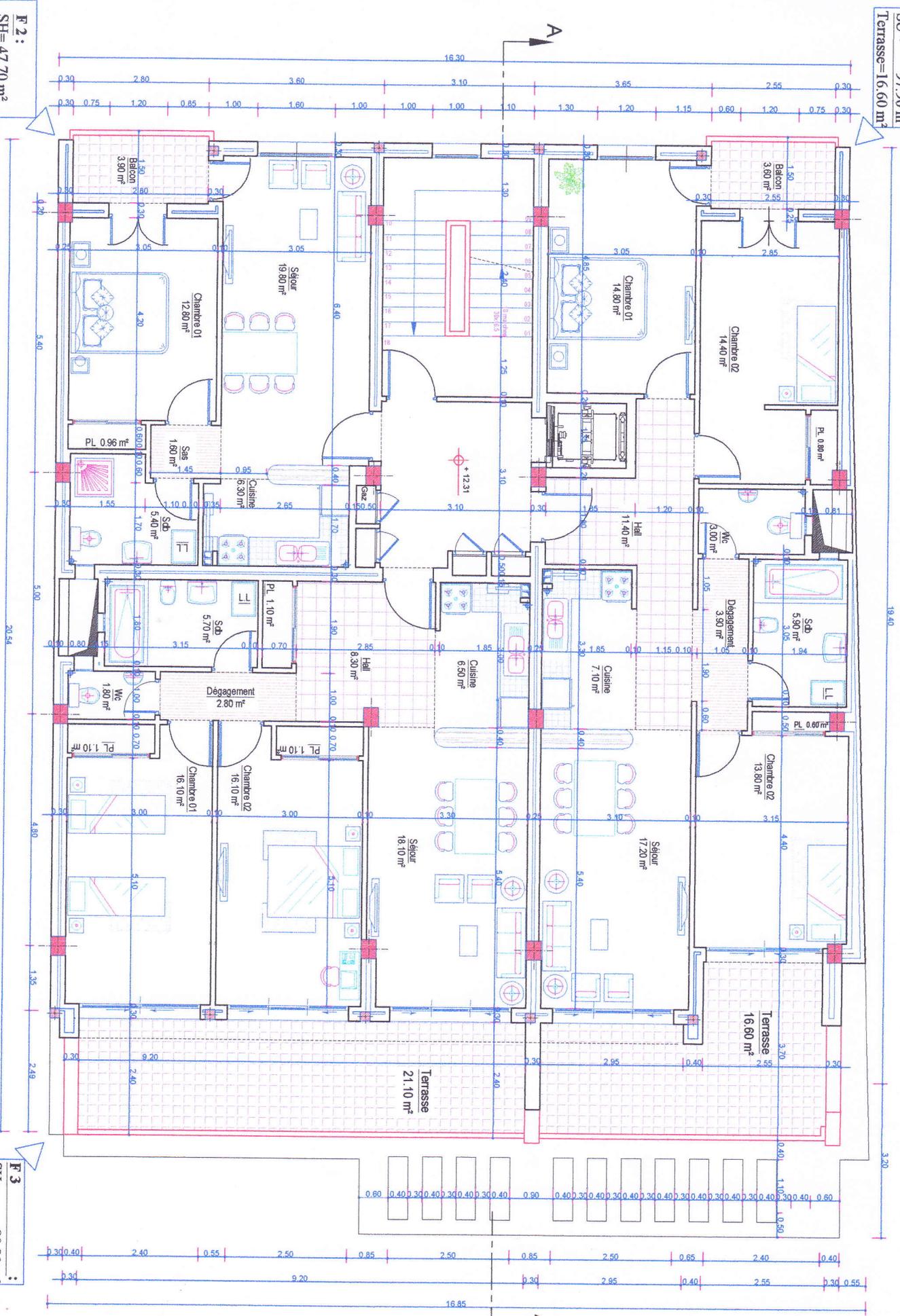
**F 2 :**  
 SH = 47.70 m<sup>2</sup>  
 SU = 51.60 m<sup>2</sup>

**F 3**  
 SH = 92.50 m<sup>2</sup>  
 SU = 92.50 m<sup>2</sup>  
 Terrasse = 19.00 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 2 & 3eme ÉTAGES**

Échelle : 1/50

**F 4 :**  
 SH= 94.30 m<sup>2</sup>  
 SU= 97.90 m<sup>2</sup>  
 Terrasse=16.60 m<sup>2</sup>



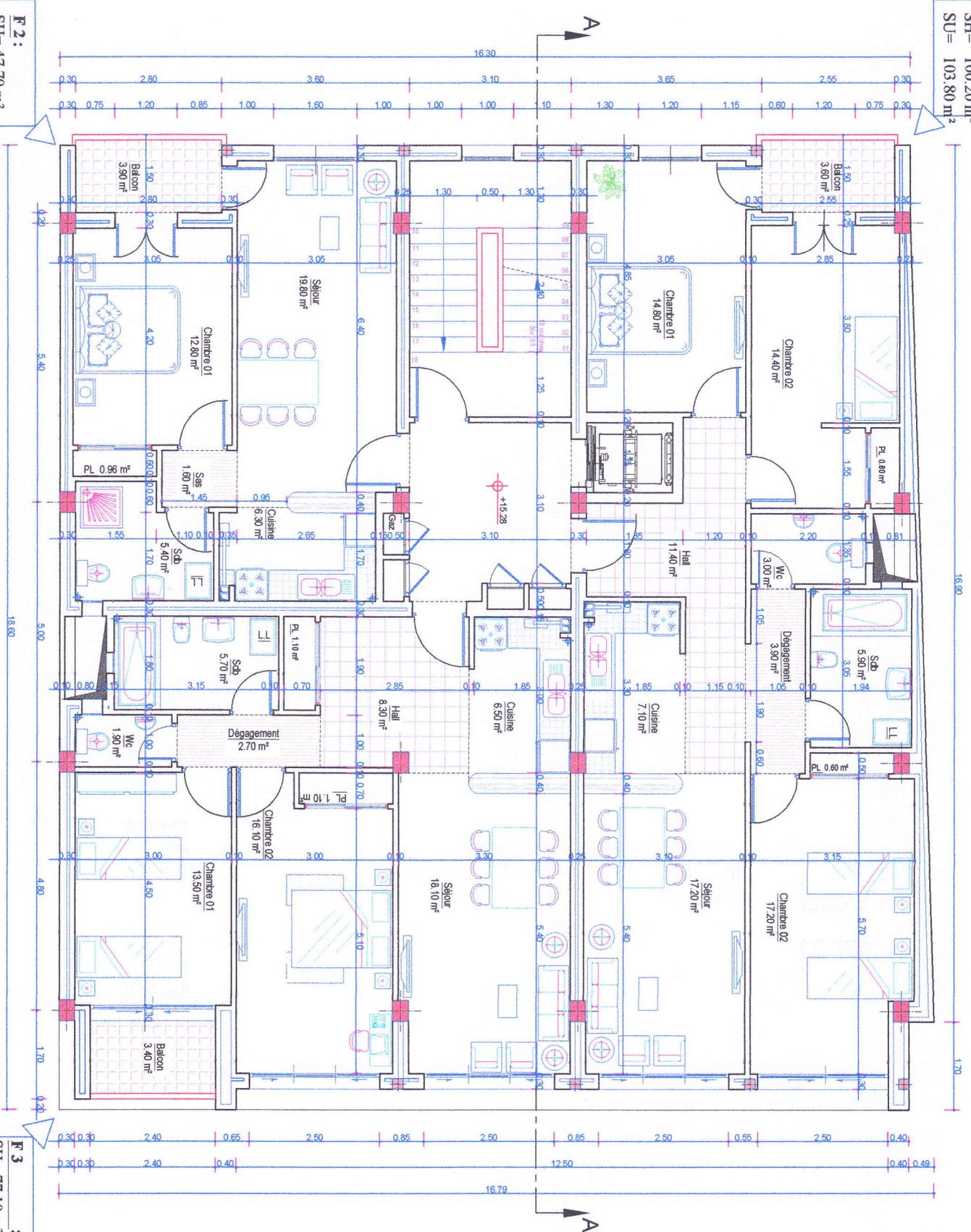
**F 2 :**  
 SH= 47.70 m<sup>2</sup>  
 SU= 51.60 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 4eme ÉTAGE**

Échelle : 1/50

**F 3 :**  
 SH= 80.80 m<sup>2</sup>  
 SU= 80.80 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 21.10 m<sup>2</sup>

F 4  
SH = 100.20 m<sup>2</sup>  
SU = 103.80 m<sup>2</sup>



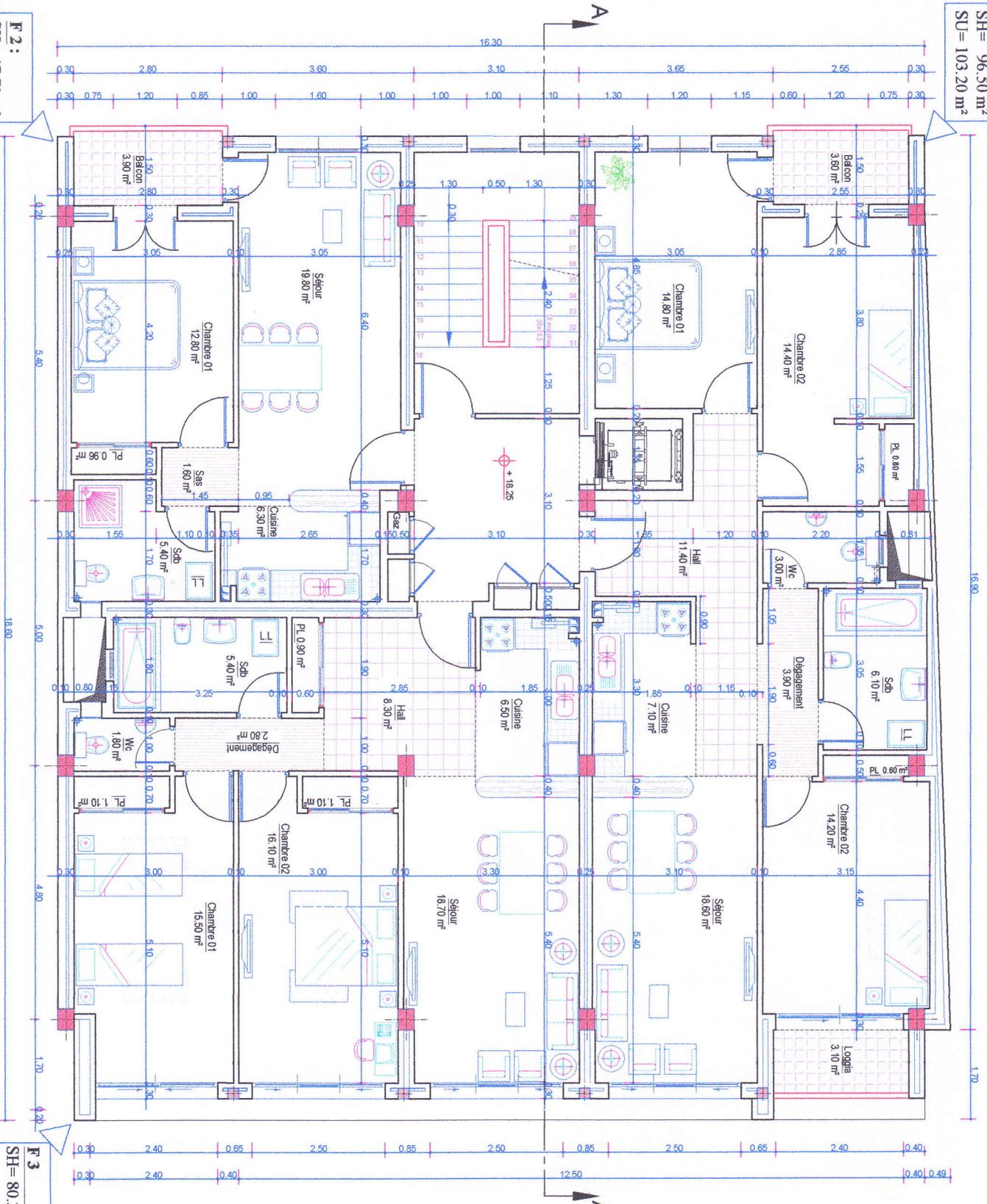
F 2:  
SH = 47.70 m<sup>2</sup>  
SU = 51.60 m<sup>2</sup>

F 3:  
SH = 77.10 m<sup>2</sup>  
SU = 80.50 m<sup>2</sup>

VUE EN PLAN DU 5eme ETAGE

Échelle : 1/50

**F 4**  
 SH = 96,50 m<sup>2</sup>  
 SU = 103,20 m<sup>2</sup>



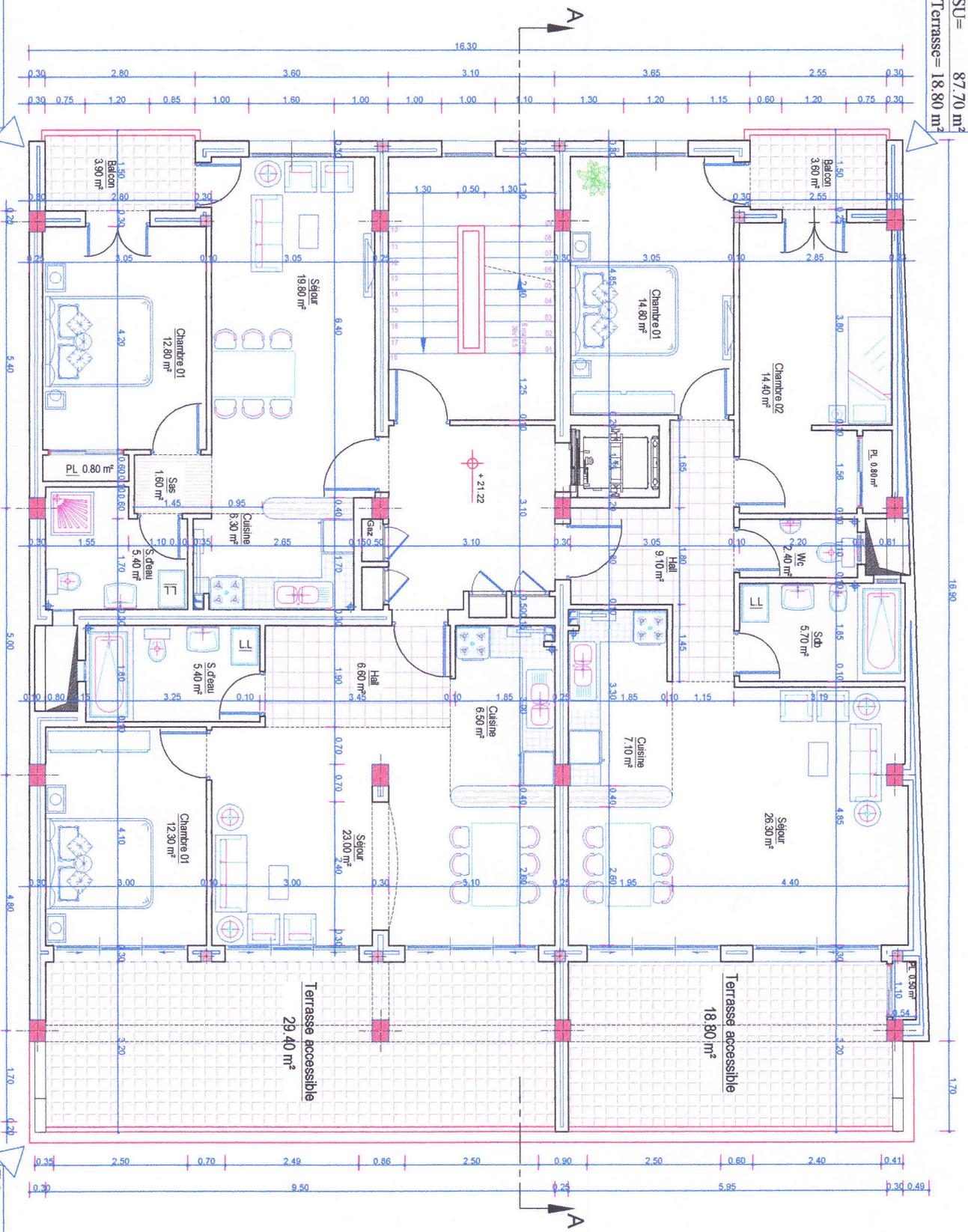
**F 2 :**  
 SH = 47,70 m<sup>2</sup>  
 SU = 51,60 m<sup>2</sup>

**F 3**  
 SH = 80,30 m<sup>2</sup>  
 SU = 80,30 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 6ème ÉTAGE**

Echelle : 1/50

**F 3**  
 SH= 84,10 m<sup>2</sup>  
 SU= 87,70 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 18,80 m<sup>2</sup>



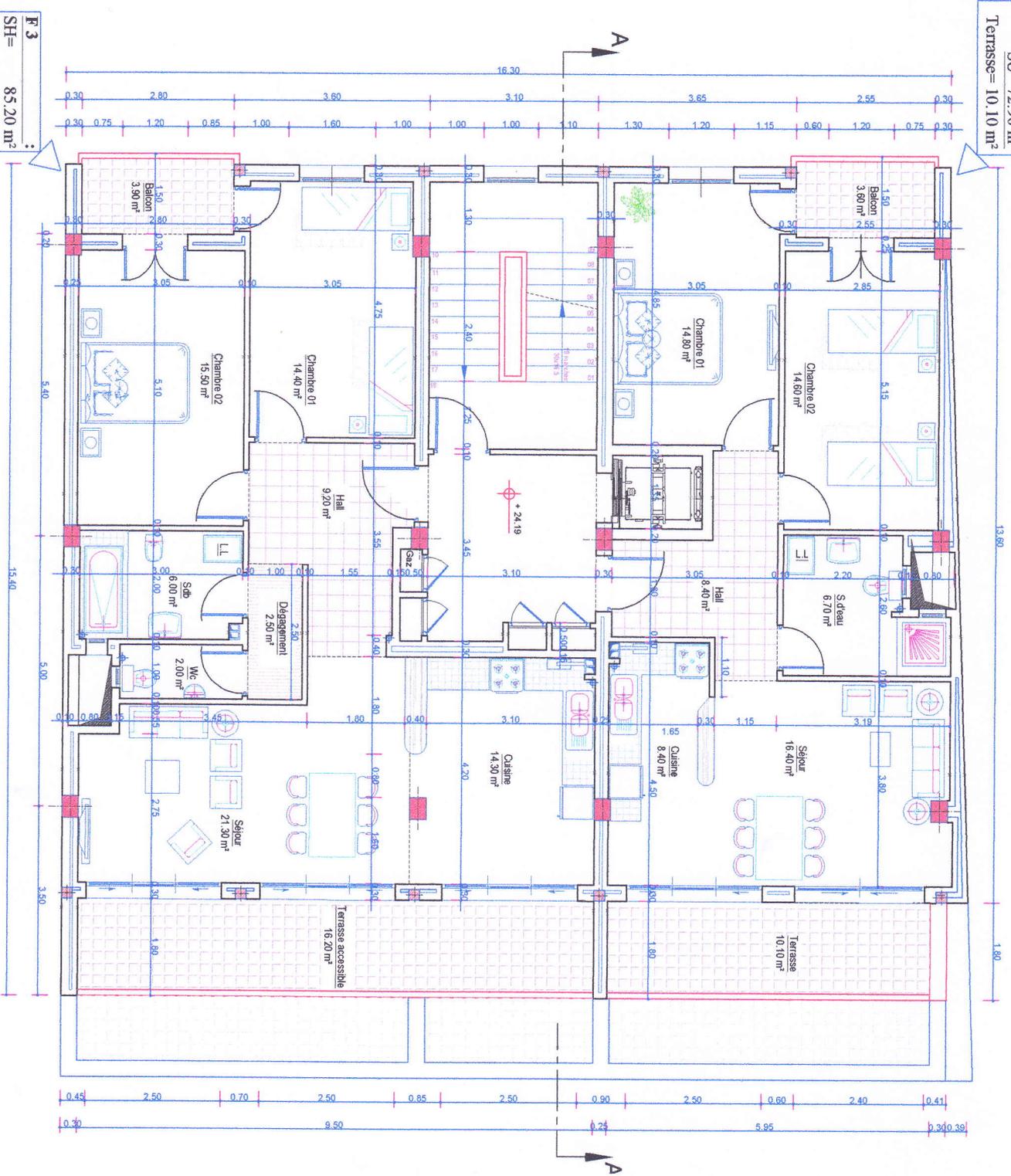
**F 2:**  
 SH= 47,70 m<sup>2</sup>  
 SU= 51,60 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU Teme ÉTAGE**

Echelle : 1/50

**F 2**  
 SH= 56,60 m<sup>2</sup>  
 SU= 56,60 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 29,40 m<sup>2</sup>

**F 3**  
 SH= 69,30 m<sup>2</sup>  
 SU= 72,90 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 10,10 m<sup>2</sup>

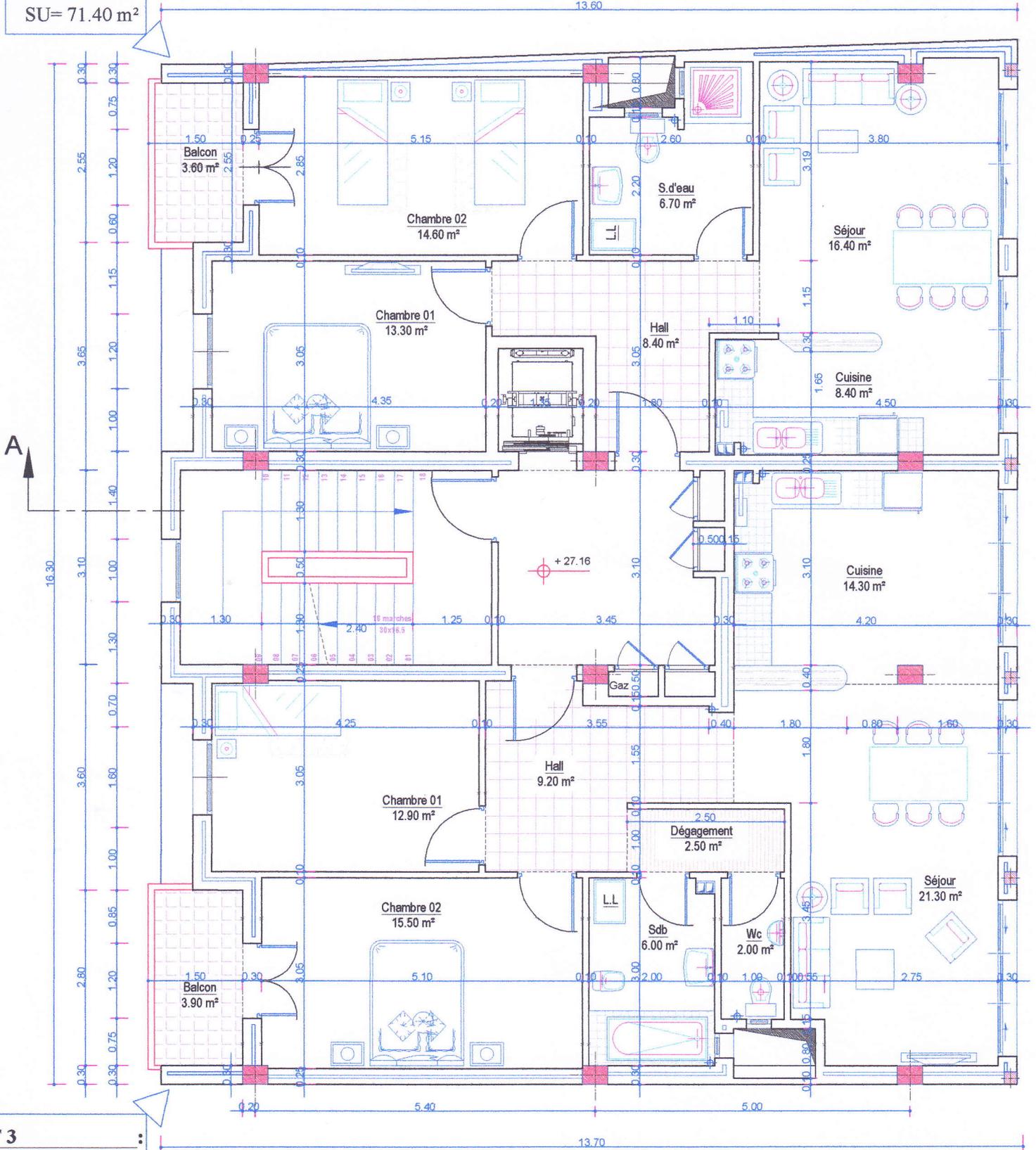


**F 3**  
 SH= 85,20 m<sup>2</sup>  
 SU= 89,10 m<sup>2</sup>  
 Terrasse= 16,20 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 3eme ÉTAGE**

Echelle: 1/50

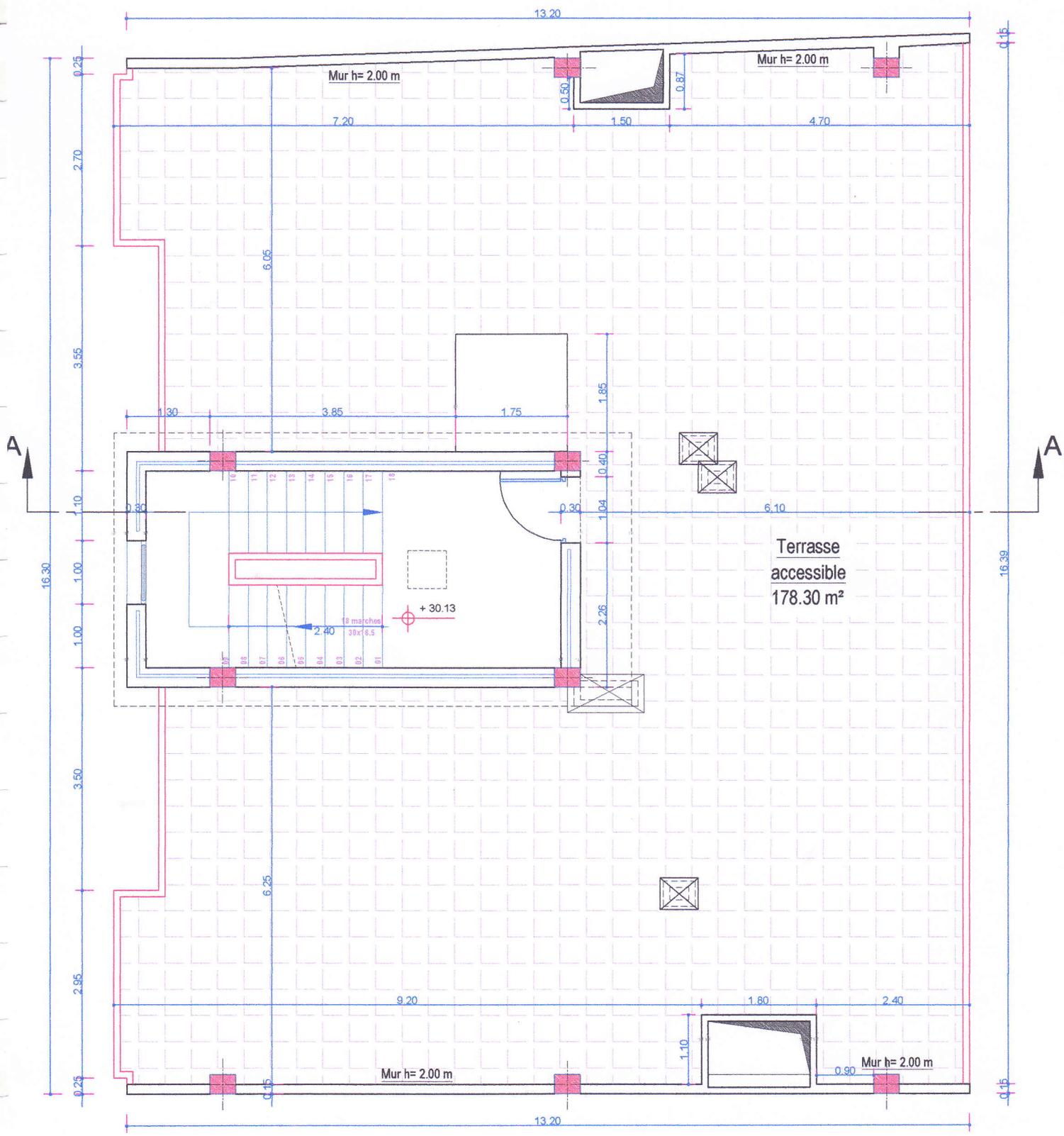
**F 3** :  
 SH= 67.80 m<sup>2</sup>  
 SU= 71.40 m<sup>2</sup>



**F 3** :  
 SH= 83.70 m<sup>2</sup>  
 SU= 87.60 m<sup>2</sup>

**VUE EN PLAN DU 9eme ÉTAGE**

**Échelle : 1/50**



**VUE EN PLAN DE LA TERRASSE**

**Échelle : 1/50**

