

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique  
Université A. M. OULHADJ - Bouira  
Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département de Génie CIVIL



Présenté par

**BELKACEMI ABDALLAH  
BOUDOUR YOUNES**

En vue de l'obtention du diplôme de master en

**Filière: GENIE CIVIL  
OPTION : Bâtiment**

**Etude d'un bâtiment en rez -de -chaussée  
+8 Etages en béton armé a usage multiple  
Avec contreventement voile porteur**

Devant le jury composé de :

**Mr KENOUCHE S**

**Mr AOUARI I**

**Mr LAIB A**

**Mme MOUHAMADI S**

**Président**

**Encadreur**

**Examineur**

**Examineur**

# *Remerciements*

En premier lieu, on remercie *Dieu* tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné : santé, courage, volonté et patience pour avoir réalisé ce travail.

Nous tenons à exprimer toute une grande reconnaissance à l'endroit de notre encadreur Mr **AOUARI .I.** qui n'a cessé de suivre chacun de nous tout au long de ce projet, pour ces encouragements, ces conseils sa rigueur dans le travail et surtout ses qualités humaines qui nous ont permis de travailler avec confiance dans un climat détendu.

Nous portons nos vifs remerciements nos enseignants qui nous ont accordé leur confiance et grâce à eux on a appris énormément de choses. Nos sincères remerciements aussi à toute personne qui a participé de près ou de loin à l'exécution de ce modeste travail.

# *Dédicaces*

A mes très chers parents

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui a sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite (Ma Chère Mère) à mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes mes années d'études, et qui a veillé tout au long de sa vie à m'encouragé, à me donner l'aide et à me protégé. Que dieu les gardent et les protègent.

A mes frères & sœurs

Djamel ,Nacer ,Belkacem ,salima,karima,saliha

A mes meilleurs amis

Alaoua ,Abd elhafide ,Madjide ,Djamel , Younes

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement

A toute la famille Génie Civile Etudiants – Enseignants

**BELKACEMI ABDALLAH**

# *Dédicaces*

A mes très chers parents

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui a sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite (Ma Chère Mère) à mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes mes années d'études, et qui a veillé tout au long de sa vie à m'encouragé, à me donner l'aide et à me protégé. Que dieu les gardent et les protègent.

A mes frères & sœurs

A mes meilleurs amis

Oussama ,Mouhamed ,Fares ,Abdellah et karim

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement

A toute la famille Génie Civile Etudiants – Enseignants

**BOUPOUR YOUNES**



# Sommaire

## REMARCIEMENTS

Liste des abréviations

## LISTE DES FIGURES

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Introduction générale.....</b>	<b>01</b>
-----------------------------------	-----------

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

1. Introduction.....	02
1.1. Situation du projet .....	02
2. Caractéristiques géométrique du bâtiment .....	02
2.1. Dimensions en plan .....	02
2.2. Dimensions en élévation .....	03
3. Usage du bâtiment .....	03
4. Présentation des différents plans du bâtiment .....	03
5. Vérification de la régularité .....	04
5.1. Régularité en plan .....	04
5.2. Régularité en élévation .....	05
6. Matériaux utilisés.....	05
6.1. Béton .....	05
6.2. Acier .....	07
7. Description de la structure.....	08
8. Les hypothèses de calcul .....	09

## Chapitre II : Pré dimensionnement et décent des charges

II. Introduction.....	10
1. Les charges règlementaires .....	10
2. Pré dimensionnement des éléments .....	10
2.1. Plancher à corps creux .....	11
2.2. Dalle pleine .....	11
2.3. Evaluation des charges et surcharges .....	12
3. Les planchers .....	13
3.1. Dalle pleine .....	13

3.2.Evaluation des charges de dalle pleine : [DTR BC 22] .....	14
4. Les poutrelles .....	15
5. Les voiles .....	15
6.L'acrotère .....	16
6. 1. Calcul des charges .....	17
7.Les escaliers.....	17
7.1.Calcul de l'escalier .....	17
8.Maçonnerie .....	19
9. Pré dimensionnement des poutres .....	19
9.1. Les poutres principales.....	20
9.2. Les poutres secondaire .....	20
10. Poutre Palière.....	21
11.Calcul dalle salle machine .....	21
11.1.Définition.....	21
11.2. Dimensionnement.....	22
12. Pré dimensionnement des poteaux .....	22
12.1. poteau intérieur et poteau extérieure.....	23

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaire**

III. Introduction.....	29
1. Planchers .....	29
2. Matériels.....	29
2.1.Première Phase (avant le coulage).....	29
3.Deuxième Phase de calcul (après le coulage) .....	22
4. Calcul des moments et les efforts tranchants L'ELU.....	32
4.1.Calcul des moments .....	32
4.2. Effort tranchant .....	33
5.Calcul de ferrailage.....	35
6. ACROTERE.....	40
6.1. L'action des forces horizontales $Q_h:(F_p)$ .....	40
6.2.Ferrailage de l'acrotère .....	41
7. Les Balcons .....	44
7.1. Evaluation des charges.....	44
7.2.Calcul des efforts internes.....	45
7.3.Les vérifications.....	47
8. Les escaliers.....	49
8.1. Evaluation des charges.....	49
8.2. Ferrailage à L'ELU .....	50
8. 3. Vérifications.....	51
9. Poutre Palière.....	59
9.1. Evaluation des charges.....	59

9.2. Combinaison des charges.....	60
9.3. Vérification .....	61
10. Calcul dalle salle machine .....	63
10.1. Calcul des sollicitations .....	63
10.2. Les moments MX1, MY1 du système de levage.....	64
10.3. Etude de la dalle .....	65

## **Chapitre IV : Etude dynamique et sismique**

IV. Introduction .....	68
1. Objectif de l'étude dynamique .....	68
2. Modélisation de la structure .....	68
2.1. Présentation du logiciel ETABS .....	69
2.2. Modélisation des éléments structuraux .....	69
2.3. Modélisation de la masse .....	69
2.4. La disposition des voiles .....	70
3. Présentation des différentes méthodes de calcul .....	70
3.1. La méthode statique équivalente .....	71
3.2. La méthode modale spectrale .....	71
3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .....	72
3.4. La méthode d'analyse push over .....	72
4. Choix de la méthode du calcul .....	72
4.1. Les conditions d'application la méthode statique équivalente .....	72
5. Classification de l'ouvrage .....	73
6. Application la méthode dynamique modale spectrale .....	73
6.1. Spectre de réponse de calcul .....	73
7. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente.....	77
7.1. Caractéristiques Géométriques .....	78

## **Chapitre V : Etude des éléments résistants**

V. Introduction .....	92
1. Ferrailage des poteaux .....	92
1.1. Caractéristiques des matériaux.....	93
1.2. Actions et sollicitations .....	93
1.3. Les combinaisons d'action .....	93
1.4. Etapes du calcul .....	94
1.5. Exemple du calcul du ferrailage .....	97
1.6. Vérification des cadres des armatures minimales .....	102
1.7. Vérification des poteaux à l'ELS .....	103
1.8. Vérification de l'effort normale ultime .....	105
2. Ferrailage des poutres .....	105
2.1. Recommandation du RPA 99(V2003).....	106
2.2. Armatures longitudinales.....	106
2.3. Ferrailage longitudinal des poutres.....	107

2.4. Calcul des armatures transversales.....	107
2.5. Vérification D'ABOUT .....	108
2.6. Schéma de ferrailage des poutres.....	110
3. Ferrailage des voiles .....	111
3.1Recommandations du RPA99/2003: .....	111
3. 2. Calcul du ferrailage des voiles .....	111
3.3. Schéma de ferrailage des voiles .....	123

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI. Introduction .....	124
1. Etude de sol .....	124
2. Choix du type de fondation.....	124
3. Calcule de surface revenant à la semelle.....	124
4. Etude du radier général.....	125
5. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique .....	127
6. Caractéristique géométrique du radier .....	127
7. Vérification de la stabilité au renversement du radier .....	128
8. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier.....	129
9. Ferrailage des panneaux du radier .....	130
10. Ferrailage des débords .....	132
11. Schéma de ferrailage du radier .....	133

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Plan de situation géographique du projet.....	02
Figure I.2 : Vue en plan du Rez-de-chaussée.....	03
Figure I.3 : Vue en plan des étages courant.....	03
Figure I.4 : plan de la façade principale.....	04
Figure I.5 : vue en 3D sur façade principale et postérieure du projet.....	04
Figure I.6 : Limites des décrochements en plan et en élévation selon RPA99.....	05
Figure I.7 : Diagramme parabole –rectangle des Contraintes –Déformations du béton.....	06
Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	08

## Chapitre II : Pré dimensionnement et décent des charges

Figure II.1 : Plancher en corps creux.....	11
Figure II.2 : Constituants d'un plancher terrasse.....	12
Figure II.3 : Constituants d'un plancher courant.....	13
Figure II.4 : Les dimensions du voile.....	16
Figure II.5 : Acrotère terrasse inaccessible.....	16
Figure II.6 : Schéma d'escalier.....	18
Figure II.7 : Schéma d'escalier du sous-sol.....	18
Figure II.8 : Schéma du mur extérieur et mur intérieur.....	19
Figure II.9 : Schéma statique de la poutre palière.....	21
Figure II.10 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	22
Figure II.11 : Surface revenant au poteau intérieur et poteau de rive.....	23

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Figure III.1 : Schéma isostatique de la poutrelle.....	30
Figure III.2 : Dimension de la poutrelle.....	31
Figure III.3 : Schéma statique de l'ensemble des poutrelles.....	32
Figure III.4 : Disposition constructive des armatures des poutrelles.....	39
Figure III.5 : Diagramme dès l'effort à ELS.....	40
Figure III.6 : Section de calcul d'acrotère.....	40

Figure III.7 : ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure III.8 : Schéma statique de balcons (ELU).....	45
Figure III.9 : Schéma statique(ELS).....	45
Figure III.10 : Schéma statique du moment et de l'effort tranchant à l'ELU et à l'ELS.....	45
Figure III.11 : Schéma de ferrailage du balcon.....	48
Figure III.12 : Schéma statique de calcule à l'ELU.....	49
Figure III.13 : Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant (ELU).....	49
Figure III.14 : Schéma statique de calcule à l'ELS.....	50
Figure III.15 : Diagrammes l'effort tranchant et moment fléchissant (ELS).....	50
Figure III.16 : Section de calcul d'escalier.....	50
Figure III.17 : Ferrailage d'escalier d'étage courant.....	53
FigureIII.18 : Schéma statique de calcule à l'ELU.....	53
Figure III.19 : Diagrammes de l'effort tranchantes moment fléchissant (ELU).....	54
FigureIII.20 : Schéma statique de calcule à l'ELS.....	54
Figure III.21 : Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant(ELS).....	54
Figure III.22 : Ferrailage 2 <sup>ème</sup> type d'escalier.....	56
Figure III.23 : Schéma statique de calcule à l'ELU.....	56
Figure III.24 : Diagrammes de l'effort tranchantes moment fléchissant (ELU).....	57
Figure III.25 : Schéma statique de calcule à l'ELS.....	57
Figure III.26 : Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant(ELS).....	57
Figure III.27 : Ferrailage d'escalier du RDC.....	59
Figure III.28 : Schéma statique de la poutre palière.....	59
Figure III.29 : Diagramme des moments et des efforts tranchants ELU.....	60
Figure III.30 : Diagramme des moments et des efforts tranchants ELS.....	60
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	63
Figure III.32 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	67

## **Chapitre IV : Etude dynamique et sismique**

Figure IV.1 : Vue en 3D.....	69
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	70
Figure IV.3 : 1er Mode de translation X-X.....	82
Figure IV.4 : 2ème Mode de translation Y-Y .....	82

Figure IV.5 : 3ème Mode de rotation autour de l'axe Z.....	82
Figure IV.6 : Comparaison des périodes.....	83
Figure IV.7 : Présentation de l'effet P- $\Delta$ sur la structure.....	87
Figure IV.8 : Moment de renversement.....	89

## **Chapitre V : Etude des éléments résistants**

Figure.V.1 : Les sollicitations exercées sur les poteaux.....	93
Figure.V.2 : Zone nodale.....	95
Figure.V.3 : Section du poteau.....	97
Figure.V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	104
Figure.V.5 : Schéma de ferrailage des poutres.....	110
Figure.V.6 : disposition des armatures verticales dans le voile.....	112
Figure.V.7 : Schéma de ferrailage de voile (type 01).....	123

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Figure VI.1. Le panneau le plus sollicité.....	130
Figure.VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.....	133







# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre II

Tableau II.1 : Descente des charges de plancher terrasse.....	13
Tableau II.2 : Descente des charges d'un plancher courant.....	13
Tableau II.3 : Descente des charges de palier.....	14
Tableau II.4: Evaluation des charges du paillasse.....	15
Tableau II.5: Les différentes conditions à vérifier.....	17
Tableau II. 6 : Charge permanent de mur extérieur.....	19
Tableau II.7: Charge permanent de mur intérieur.....	19
Tableau II.8 : descente de charge et choix des sections des poteaux central.....	25
Tableau II.9 : descente de charge et choix des sections des poteaux de rive.....	25
Tableau II.10 : La section des poteaux.....	26
Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux selon l'RPA99.....	26
Tableau II.12 : Vérification au flambement.....	27

## Chapitres III

Tableau III.1: Calcul des sollicitations.....	30
Tableau III.2: Evaluation des charges et surcharges des planchers.....	31
Tableau III.3 : Rapport de charges.....	33
Tableau III.4: Tableau récapitulatif du calcul de moment et l'effort tranchant à l'ELU et ELS.....	34
Tableau III.5 : Ferrailage en travées et aux appuis des poutrelles .....	36
Tableau III.6 : Vérification de la contrainte tangentielle.....	37
Tableau III.7 : Vérification de l'effort tranchant.....	37
Tableau III.8 : Vérification des contraintes à L'ELS.....	38
Tableau III.9 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	38
Tableau III.10 : caractéristique géométrique.....	38
Tableau III. 11 : Vérification de la flèche de plancher corps creux.....	39
Tableau III.12 : calculer et Vérification de la flèche de plancher corps creux.....	39
Tableau III.13 : Calcul des efforts.....	40
Tableau III.14: Ferrailage.....	42
Tableau III.15 : Effort tranchant et Moment fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	46
Tableau III.16 : Calcul du ferrailage.....	46
Tableau III.17 : Ferrailage du balcon.....	46
Tableau III.18 : Vérification des contraintes du balcon.....	48

Tableau III.19 : Vérification de la flèche.....	48
Tableau III.20 : Calcul du ferrailage d'escalier.....	50
Tableau III.21 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	52
Tableau III.22 : Vérification de la flèche.....	52
Tableau III.23 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	53
Tableau III.24 : Calcul du ferrailage d'escalier.....	54
Tableau III.25 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	55
Tableau III.26 : Vérification de la flèche.....	56
Tableau III.27 : Calcul du ferrailage d'escalier.....	57
Tableau III.28 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	58
Tableau III.29 : Vérification de la flèche.....	59
Tableau III.30 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	59
Tableau III.31 : Calcul la vérification de la flèche de l'escalier.....	59
Tableau III.32 : Combinaison des charge.....	60
Tableau III.33 : calcule des sollicitation.....	60
Tableau III.34 : évaluation des moment .....	60
Tableau III.35 : Calcul du ferrailage de la poutre palière.....	61
Tableau III.36 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	62
Tableau III.37 : Vérification de la flèche.....	63
Tableau III.38 : calcul les moments $M_{x1}$ , $M_{y1}$ du système de levage.....	64
Tableau III.39 : récapitulatif des moments de la dalle machine.....	65
Tableau III.40 : Calcul du ferrailage de la dalle machine.....	65
Tableau III.41: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.....	67
Tableau III.42 : vérification de la flèche.....	67

## Chapitres IV

Tableau.IV.1 : Pénalités en fonction de critère de qualité.....	77
Tableau.IV.2 : Les valeurs obtenues .....	77
Tableau.IV.3 : Centre de masse et inertie des niveaux.....	79
Tableau.IV.4 : Périodes, modes et facteurs de participation massique.....	79
Tableau.IV.5 : Reprise des charges horizontale par les voiles et les portiques.....	80
Tableau.IV.6 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	80
Tableau.IV.7 : Spectre de calcul adopté pour la modélisation du bâtiment.....	81
Tableau.IV.8 : L'effort tranchant (Sens longitudinal et transversal).....	81
Tableau IV.9 : comparaison entre les deux modèles du bâtiment sans contreventement et avec un système de contreventement.....	83
Tableau.IV.10 : Valeurs des rapports $T_i/T_j$ .....	84
Tableau IV.11 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	85
Tableau IV.12 : Déplacement inter-étage sens (-X-X).....	85
Tableau IV.13 : Déplacement inter-étage sens (-Y-Y).....	86

Tableau IV.14 :La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X	86
Tableau IV.15 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens Y-Y	87
Tableau.IV.16 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens X-X	88
Tableau.IV.17 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens Y-Y	88
Tableau.IV.18 : Calcul le moment de renversement sens X-X	89
Tableau.IV.19 : Calcul le moment de renversement sens Y-Y	90
Tableau.IV.20 : Centre de gravité et de torsion	90
Tableau.IV.21 : Vérification de renversement	90
Tableau.IV.22 : Vérification de l'effort normal réduit	91

## Chapitre V

Tableau.V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux	93
TableauV.2 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone	96
TableauV.3 : Les sollicitations obtenues par ETABS	96
Tableau.V.4 : Choix des armatures	98
Tableau.V.5 : Armature transversale (Zone courante)	101
Tableau.V.6 : Armature transversale (Zone nodale)	101
Tableau.V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant	102
Tableau V.8 : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS	103
Tableau V.9 : Vérification de l'effort normale ultime	104
Tableau V.10 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres	106
Tableau.V.11 : La longueur minimale de recouvrement	107
Tableau.V.12 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres	108
Tableau.V.13 : Vérification de contrainte dans le béton des poutres	109
Tableau.V.14:Detemination des sollicitation	114
TableauV.15 : Détermine la nature de la section (type 01 : 1,45 m) selon xx	116
TableauV.16 : Résultats de ferrailage (type 01 : 1,45 m) selon xx	117
Tableau V.17 : Vérification des contraintes (type 01 : 1,45 m) selon xx	117
TableauV.18 : Détermine la nature de la section (type 01 : 2,00 m) selon yy	117
Tableau V.19 : Résultats de ferrailage (type 01 : 2,00 m) selon yy	118
Tableau V.20 : Vérification des contraintes (type 01 : 2,00 m) selon yy	118
Tableau V.21 : Détermine la nature de la section (type 03 : 2,50 m) selon xx	118
Tableau V.22 : Résultats de ferrailage (type 03 : 2,50 m) selon xx	119
Tableau V.23 : Vérification des contraintes (type 03 : 2,50 m) selon xx	119
Tableau V.24 : Détermine la nature de la section (type 04 : 4,10 m) selon yy	119
Tableau V.25 : Résultats de ferrailage (type 04 : 4,10 m) selon yy	120
Tableau V.26 : Vérification des contraintes (type 04 : 4,10 m) selon yy	120
Tableau V.27 : Détermine la nature de la section (type 04 : 4,25 m) selon yy	120

Tableau V.28 : Résultats de ferrailage (type 04 : 4,25 m) selon yy.....	121
Tableau V.29 : Vérification des contraintes (type 04 : 4,25 m) selon yy.....	121
Tableau V.30 : Détermine la nature de la section (type 04 : 4,55 m) selon yy.....	121
Tableau V.31 : Résultats de ferrailage (type 04 : 4,55 m) selon yy.....	122
Tableau V.32 : Vérification des contraintes (type 04 : 4,55 m) selon yy.....	122

## **Chapitre VI**

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier .....	129
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radie.....	130
Tableau VI.3 : Calcul des armatures de radier a l'ELU.....	132
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes du béton et l'acier.....	132
Tableau VI.5 : Le ferrailage de débord à l'ELU.....	132
Tableau VI.6 : La vérification de débords à l'ELS.....	133

### I. Introduction générale

Toutefois à chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. En Algérie, le tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 a certainement contribué à cet intérêt progressif. Sur le plan international, le très important séisme de Kobe, au Japon (17 janvier 1995), survenu un an après celui de Northridge, en Californie (17 janvier 1994), a une fois de plus vers la construction parasismique.

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude. C'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant, donc construire parasismique devenue indispensable pour protéger la vie humaine contre ces catastrophes.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés à BOUMERDES n'étaient passés par une conception parasismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul parasismique d'un bâtiment implanté dans une zone de forte sismicité, comportant un rez-de-chaussée et huit étages avec sous-sol, dont le système de contreventement voile porteuse est assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques voiles.

La thèse est constituée de l'enchaînement suivant :

- Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles, et non structuraux comme les planchers.
- Le calcul des éléments non structuraux ; l'acrotère, le garde-corps, les escaliers et les planchers fait l'objet du 3<sup>ème</sup> chapitre.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique de la tour, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Etas.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Etabs est présenté dans le 5<sup>ème</sup> chapitre.

Le 6<sup>ème</sup> chapitre sera consacré à l'étude des fondations et suivra d'une conclusion générale

# Chapitre I :

## Présentation de l'ouvrage

### I. Introduction

Dans le présent chapitre on présentera notre projet sa situation, les matériaux utilisés et les différents règlements appliqués dans la conception de notre projet. La démarche de calcul sera comme suit :

- Pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires
- Etude modal et dynamique du bâtiment
- Ferrailage des éléments principaux (poutres, poteaux, voiles)
- Etude d'infrastructure

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir : CBA93, RPA99 version 2003 et BAEL91.

#### I.1. Situation du projet

Notre structure est implantée à BOUDOUAOU Wilaya de BOUMERDES; Cette région classée selon le règlement parasismique Algérien, modifiée en 2003 comme étant une zone de forte sismicité (Zone III). Le plan de situation est donné dans la figure suivante :



Figure I.1 : Plan de situation géographique du projet

#### I.2. Caractéristiques géométrique du bâtiment

##### I.2.1. Dimensions en élévation

- hauteur totale du bâtiment	.....	34.59 m
- Hauteur étage courant	.....	03.06 m
- Hauteur de Rez-de-chaussée	.....	04.97 m
- Hauteur du sous-sol	.....	03.24 m

# Chapitre I :

## Présentation de l'ouvrage

### I.2.2. Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment ..... 25.60 m
- Largeur totale du bâtiment ..... 17.60 m

### I.3. Usage du bâtiment

Notre bâtiment comporte deux niveaux à usage commerciaux et sept niveaux à usage habitation, avec un sous-sol destiné aux stockages. Alors que le premier est à usage de bureaux Pour les sept niveaux à usage d'habitation sont répartie comme suit : quatre appartements par niveau dans deux en type F3 et un F2 et un F4.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) parce que la hauteur ne dépasse pas 48 m, et le nombre d'habitats ne dépasse pas 300 personnes a la fois.

### I.4. Présentation des différents plan du bâtiment

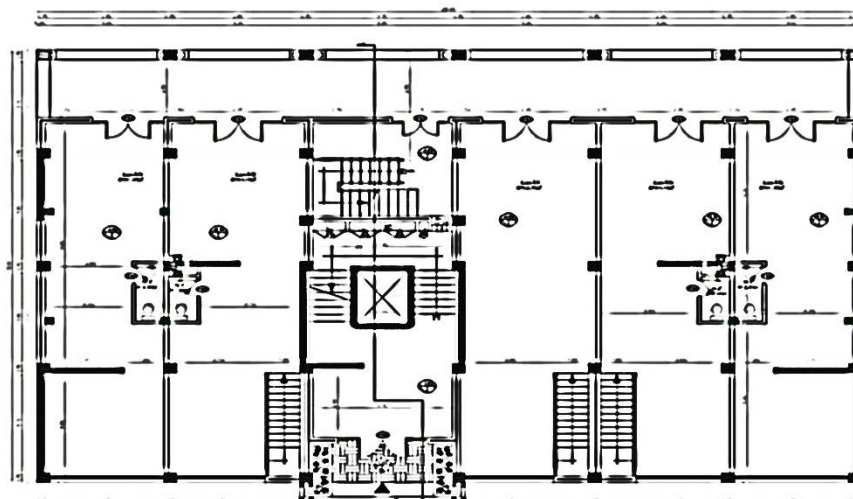


Figure I.2 : Vue en plan du Rez-de-chaussée

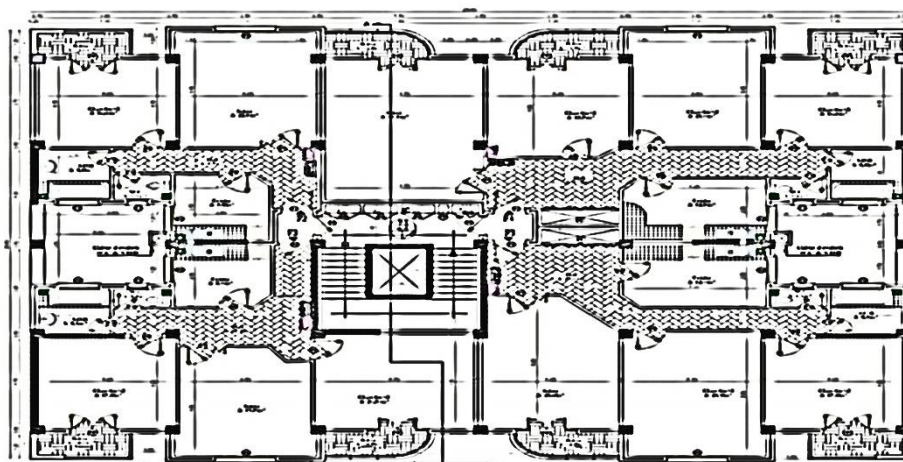


Figure I.3 : Vue en plan des étages courants



# Chapitre I :

## Présentation de l'ouvrage

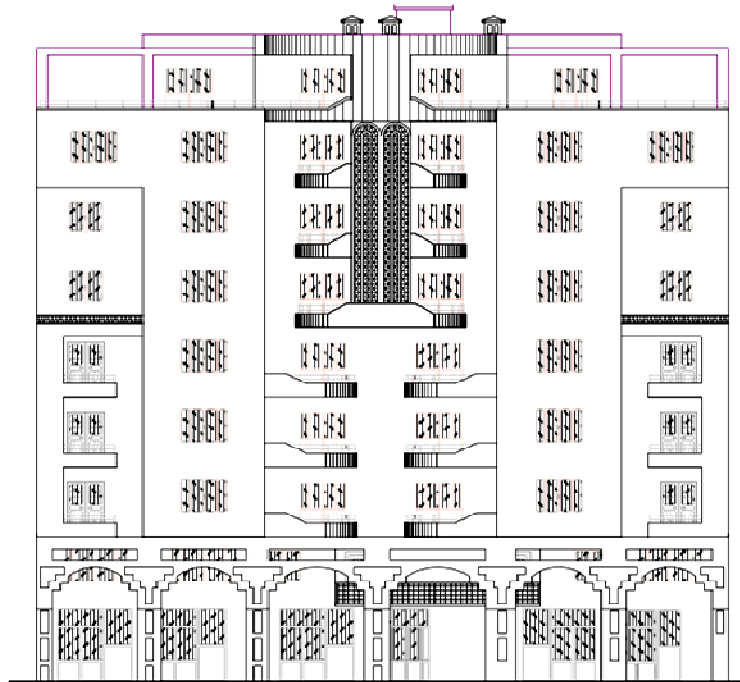


Figure I.4 : plan de la façade principale



Figure I.5 : vue en 3D sur façade principale et postérieure du projet

### I.5. Vérification de la régularité

#### I.5.1. Régularité en plan

D'après l'article 3.5.a (page 34) du RPA99/version2003 :

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{4+4}{26} = 0.31 > 0.25 \text{ C.N.V.} \dots\dots\dots \text{I.1}$$

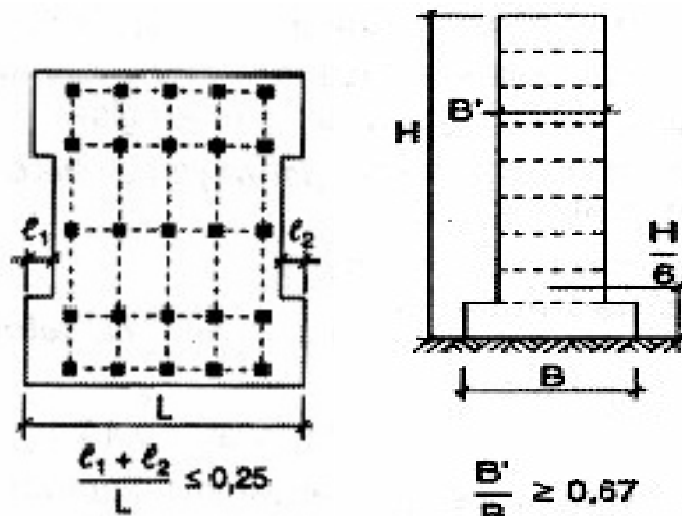
$$\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{4 + 4}{26} = 0.31 > 0.25 \text{ condition vérifiée}$$

Donc notre bâtiment est régulier en plan.

**I.5.2. Régularité en élévation**

D'après l'article 3.5.b (page 35) du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation.

$$\frac{B'}{B} = \frac{18}{26} = 0.69 > 0.67 \text{ C.V.} \dots\dots\dots \text{I.2}$$



**Figure I.6 :** Limites des décrochements en plan et en élévation selon RPA99

Donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et régulier en élévation

**I.6. Matériaux utilisés**

Le principal matériau utilisé pour la construction de notre projet est le béton armé. Il est constitué du Béton et des Acier.

**I.6.1 Béton**

- 1) **Ciment :** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses le béton est un matériau constitué par un mélange de : particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- 2) **Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre c'est-à-dire une granulométrie continue.

Graviers Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 8au25mm de diamètre.

3) **Eau** : doit être d'une PH neutre (7.5) et propre.

**a. Résistance à la compression** : Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa, sa formule est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.3}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.4}$$

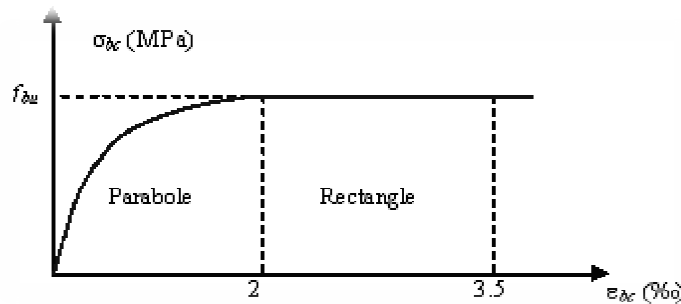
**b. Résistance à la traction** : La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par  $f_{tj}$  est déterminée par trois essais : traction direct, traction par fendage et traction par flexion.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \Rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.5}$$

**c. Coefficient de Poisson (ν)** : Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- ν = 0 : pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU)
- ν = 0,2 : pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

**d. Contrainte du béton à la compression aux états limites ultimes (E.L.U.)**



**Figure I.7** : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b * \theta} = \frac{0.85 * 25}{1.5 * 1} = 14.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.6}$$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton en compression a J jour

$f_{bu}$  : Contrainte de calcul pour  $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, tel que

$\gamma_b = 1.5$  Pour une combinaison fondamentale.

$\gamma_s = 1.15$  Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$  Lorsque la durée de probable d'application des charges  $>24h$

$\theta = 0.9$  Lorsque cette durée entre 1h et 2h

$\theta = 0.85$  Lorsque elle est  $>1h$

**e. Contrainte du béton de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cJ}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots \text{I.7}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2*25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cJ}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots \text{I.8}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15*25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

**f. Contrainte de compression du béton à ELS**

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cJ} \dots\dots\dots \text{I.9}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

à l'état limite de service,  $\sigma_b$  doit être inférieure à  $\bar{\sigma}_{bc}$

**g. Module de déformation longitudinale**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à:

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cJ}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.10}$$

**h. Module d'élasticité déferé**

Pour un chargement longitudinal duré d'application le module de déformation :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cJ}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.11}$$

**I.6.2. Acier**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

**a) Contrainte de l'acier à E.L.U**

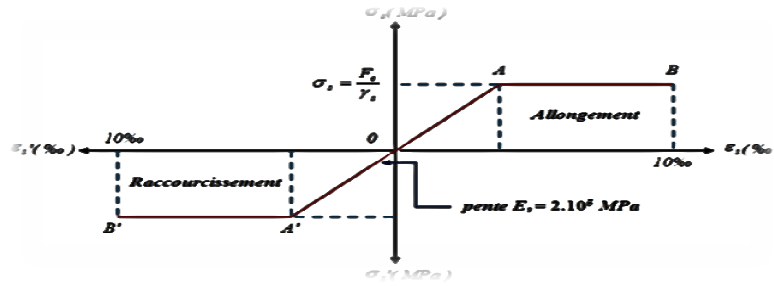


Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

$\bar{\sigma}_s$ : Contrainte de l'acier ;

$F_e$  : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$\epsilon_s$  : Allongement ou raccourcissement de l'acier

$\epsilon_l$  : Allongement ou raccourcissement limite

$$\epsilon_s = \frac{S F_e}{\gamma_s E_s} D \text{ où } : \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

### b) Contrainte de l'acier à E.L.S

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$  MPa ..... (1)

- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$  MPa ..... (2)

Avec:  $\eta$  Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les rondlisses et triellissoudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$$

$$(1) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63) \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$(2) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(200 ; 164.97) \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{164.97 \text{ MPa}}$$

## I.7. Description de la structure

- Ossature de l'ouvrage: Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques -voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.
- Plancher : Les planchers sont des éléments horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. On distingue

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine.
  - Planchers corps creux : Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
    - Facilité de réalisation ;
    - Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
    - Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
    - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
  - Planchers dalle pleine : Dans cette bâtiment en utilisé ce type dans les balcons et les escaliers (palier, paillasse).
  - Escalier : Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.
  - Maçonnerie : La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :
    - Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
    - Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.
      - Revêtement : Le revêtement du bâtiment est constitué par :
        - Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers
        - De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds
        - Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs

### 1.8. Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Pour le béton:

- Résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- Résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$ .
- Module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$ .

Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : on a choisi le : «fe.E.400» H.A  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Transversales : on a choisi le : « fe.E.235» R.L
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500» H.A  $f_e = 500 \text{ MPa}$

## II. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants en respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003 et du CBA93.

### II.1. Les charges règlementaires

#### ➤ Les charges permanentes G

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### ➤ Les charges d'exploitation Q

Tout bâtiment entre dans une catégorie règlementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations. Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges règlementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) « Charges Permanentes et Charges d'Exploitations ».

### II.2. Pré dimensionnement des éléments

Avant de procéder à la décente des charges permanentes le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigé éventuellement au moment des études dynamiques.

Pour avoir pré dimensionné les éléments on tiendra compte des prescriptions approchées par règlements BAEL91 et RPA99 (modifier2003).

II.2.1. Plancher à corps creux

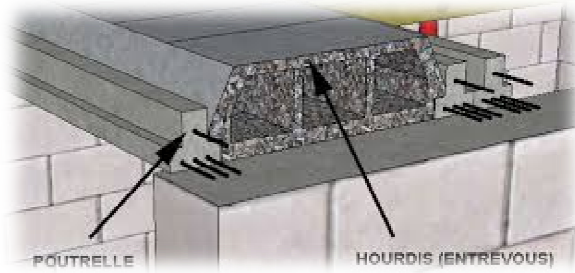


Figure II.1 :Plancher en corps creux

On plus des conditions de coupe es d'isolation phonique, l'épaisseur du plancher à corps creux se déterminer comme suite : d'après le BAEL 91.

- Condition de coup feu

e =07cm :pour une (01) heure de coup de feu.

e =11cm : pour deux (02) heure de coup de feu.

e =17,5cm : pour quatre (04) heure de coup feu.

- Condition acoustique

Selon les règles du BAEL 91/99 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- Condition de résistance à la flexion

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x,max}, L_{y,max})}{22.5} \dots\dots\dots I.1$$

Avec :L Longueur maximale entre axe d'appuis.

$$L_{x,max} = 480\text{cm} \text{ et } L_{y,max} = 470\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ cm} \Rightarrow e = 24\text{cm}$$

$$e = \text{Max} \{ 11, 15, 24 \} (\text{cm})$$

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher corps creux est : e=24cm composés d'un hourdis de 20 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

II.2.2. Dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères Suivants :

- Critère de résistance [CBA 93]

➤ Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :  $(L/50) \leq e_p \leq (L / 40)$

➤ Dalle reposant sur deux appuis :  $(L/ 35) \leq e_p \leq (L / 30)$  Où :

$e_p$  : épaisseur de la dalle .L : la plus grande portée mesurée entre nu.



#### - Sécurité contre l'incendie

$e_p = 7cm$  : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11cm$  : peut assurer un coupe-feu d'une deux heures.

#### - Critère d'isolation acoustique

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique, donc on limite donc notre épaisseur à 15cm.

##### a.1) -Dalle reposant sur 3 appuis

On à  $L_{max} = 4.70m$ . ;  $\frac{470}{50} \leq e_p \leq \frac{470}{40} \Rightarrow 9.4cm \leq e_p \leq 11.75cm$

Après avoir vérifié toutes les conditions on adopte une épaisseur de 15cm

##### a.2) -Dalle reposant sur 2 appuis

On à  $L_{max} = 4.70m$ .

$\frac{470}{35} \leq e_p \leq \frac{470}{30}$  D'où  $13.43cm \leq e_p \leq 15.67cm$

**Conclusion** : après avoir vérifié toutes les conditions on adopte une épaisseur de 15cm

#### II.2.3. Evaluation des charges et surcharges

##### a) Terrasse inaccessible :

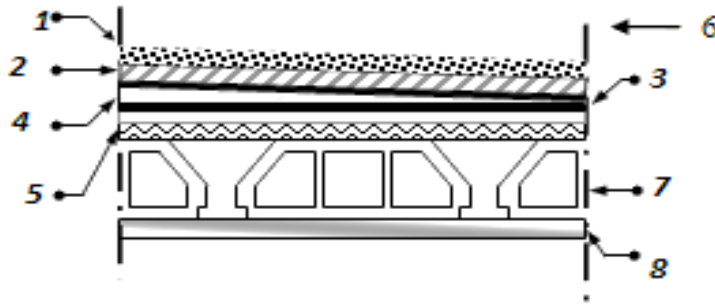


Figure II.2 : Constituants d'un plancher terrasse

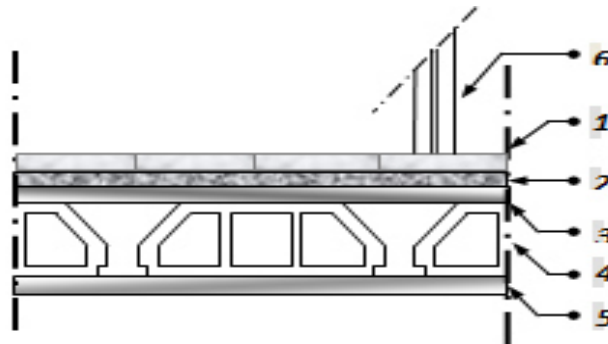
## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

**Tableau II.1 :** Descente des charges de plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P. Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	- Protection gravillon (15/25) roulé	0.05	20	1,00
2	- étanchéité multicouche	0.04	6	0.24
3	- papier kraft (2 feuilles)	—	—	0.50
4	- forme de pente en béton maigre (200 kg/m <sup>3</sup> )	0.08	22	1.76
5	- film par vapeur	0.01	—	0.01
6	- isolation thermique (en liège)	0.04	—	0.16
7	- plancher corps creux (20+4)	(0.2+0.04)	—	3.2
8	- enduit en plâtre	0.02	22	0.20
<b>TOTAL =</b>				<b>07.07</b>
<b>Surcharge d'exploitation (Q)</b>				<b>1</b>

#### a) Terrasse inaccessible



**Figure II.3 :** Constituants d'un plancher courant

**Tableau II.2 :** Descente des charges d'un plancher courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P. Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	(0.20+0.04)	—	3.20
5	Enduit en plâtre	)	10	0.20
6	Cloisons légères	0.02—	—	1.00
<b>TOTAL =</b>				<b>5,98</b>
<b>Surcharge d'exploitation (Q)</b>				<b>1.5</b>

### II.3. Les planchers

#### II.3.1. Dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères Suivants :

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

#### ❖ Critère de résistance [CBA 93]

➤ Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :  $(L/50) \leq e_p \leq (L/40)$

➤ Dalle reposant sur deux appuis :  $(L/35) \leq e_p \leq (L/30)$  Où :

$e_p$  : épaisseur de la dalle : la plus grande portée mesurée entre nu.

#### ❖ Sécurité contre l'incendie

$e_p = 7\text{cm}$  : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11\text{cm}$  : peut assurer un coupe-feu d'une deux heures.

#### ❖ Critère d'isolation acoustique

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique ;

-On limite donc notre épaisseur a 15cm

#### a.1) -Dalle reposant sur 3 appuis

On a  $L_{max} = 4.8\text{m}$ .

$$\frac{480}{50} \leq e_p \leq \frac{480}{40} \Rightarrow 9.6\text{cm} \leq e_p \leq 12\text{cm}$$

Après avoir vérifié toutes les conditions on adopte une épaisseur de 15cm

#### a.2) -Dalle reposant sur 2 appuis

On a  $L_{max} = 4.8\text{m}$ .

$$\frac{480}{35} \leq e_p \leq \frac{480}{30} \Rightarrow 13.71\text{cm} \leq e_p \leq 16\text{cm}$$

Après avoir vérifié toutes les conditions on adopte une épaisseur de 15cm

#### Conclusion :

L'épaisseur de dalles planes est 15cm

#### II.3.2. Evaluation des charges de dalle pleine : [DTR BC 22]

Tableau II.3 : Descente des charges de palier

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage.	0.02	22	0.44
Mortier de pose.	0.02	20	0.40
Lit de sable.	0.03	18	0.54
Dalle pleine (palier).	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.03	10	0.30
<b>Total</b>			<b>6.68</b>

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

**Tableau II.4:** Evaluation des charges du paillasse.

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage.	0.02	22	0.44
Mortier de pose.	0.02	20	0.40
Lit de sable.	0.03	18	0.54
Poids des marches.	0.17/2	25	2.13
Dalle pleine (paillasse).	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.03	10	0.3
<b>Total</b>			<b>8.81</b>

#### II.4. Les poutrelles

Selon les règles BAEL91/99 les poutrelles sont dimensionnées comme suite (figure II.7) :

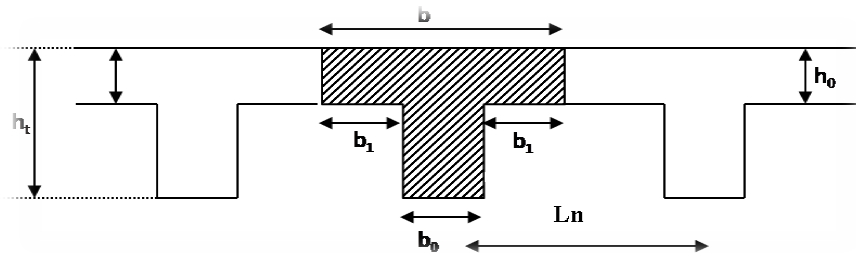
La distance entre axes des poutrelles  $L_n = 60$  cm et  $b_1 = \text{Min} \left( \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x.\text{max}}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$ .

$h_0$  : La hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x.\text{max}}$  : La portée maximale de la poutrelle,  $L_{x.\text{max}} = 480$  cm.

D'où  $b_1 = \text{Min} (30 ; 48 ; [24,32]) \Rightarrow 24 < b_1 < 32$  on prend :  **$b_1 = 24$  cm.**

$b_0 = L_n - 2b_1$  on prend  **$b_0 = 12$  cm.**



**Figure II.3:** Dimension de la poutrelle.

#### II.5. Les voiles

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, linéaires ou non, en béton armé, l'une des dimensions est plus petite que les deux autres.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/version 2003 :

L'épaisseur minimale d'un voile 15 cm.

-  $e < L/4$

-  $e \geq \text{Max} \left( \frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{20} \right)$

Avec : **L** : Longueur du voile et **e** : L'épaisseur du voile

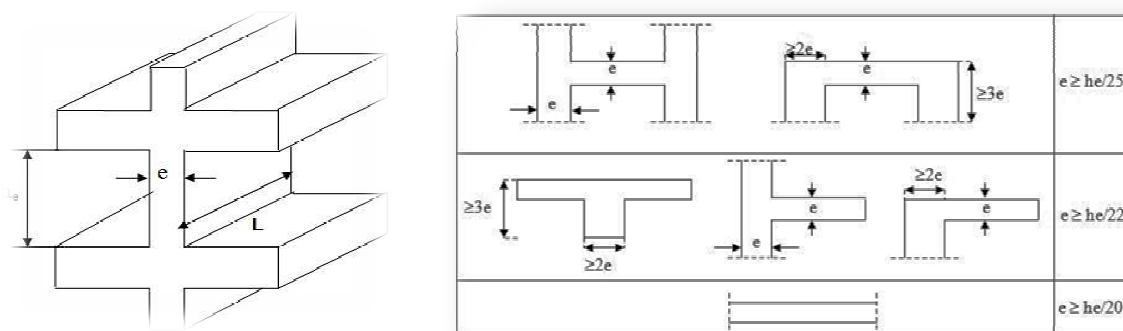


Figure II.4: Les dimensions du voile.

Pour RDC :  $h_e = 3.24 - 0.4 = 2.84\text{m}$

$$e \geq \text{Max} \left( 15\text{cm} ; \frac{284}{25} ; \frac{284}{22} ; \frac{284}{20} \right) \implies \text{Max} (15\text{cm} ; 11.36 ; 12.91 ; 14.2).$$

$e \geq 14.2\text{cm}$ .

Pour les étages courants et sous/sol :  $h_e = 4.97 - 0.4 = 4.57\text{m}$

$$e \geq \text{Max} \left( 15\text{cm} ; \frac{457}{25} ; \frac{457}{22} ; \frac{457}{20} \right) \implies e \geq \text{Max} (15\text{cm} ; 18.28 ; 20.77 ; 22.85). e \geq 22.85\text{cm}.$$

On prend  $e = 25\text{cm}$  pour tous les niveaux.

## II.6.L'acrotère

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement, les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'effort normal.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1kN/ml due à la main courante.

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'il est exposé aux intempéries, la fissuration est préjudiciable. Revêtement en ciment ( $e = 2\text{cm}$ ) :

$$G = 3.24\text{KN/ml} ; Q = 1\text{KN/ml}$$

L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

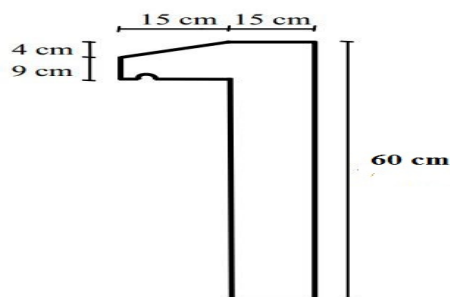


Figure II.5: Acrotère terrasse inaccessible

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

#### II.6.1. Calcul des charges

##### ✓ Charge permanent

$$\text{Surface de l'acrotère : } S = \left( \frac{0.04 \times 0.15}{2} \right) + (0.09 \times 0.15) + (0.6 \times 0.15) = 0.1065 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre de l'acrotère : } G = \rho_b \times S = 25 \times 0.1065 = 2.66 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment ( $e = 2\text{cm}$ ) :

$$G = 18 \times 0.02(0.6 + 0.15 + 0.1552 + 0.09 + 0.15 + 0.47) = 0.58 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 2.66 + 0.58 = 3.24 \text{ KN/ml}$$

##### ✓ Charge exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

#### II.7. Les escaliers

##### II.7.1. Calcul de l'escalier

**Tableau II.5:** Les différentes conditions à vérifier.

Epaisseur « e » (palier et paillasse)	Marches et contre marches	Hauteur de la marche
$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$	$58 \leq 2h + g \leq 64$ (relation Blondel)	$16.5 < h < 17.5$

##### ○ Le premier (1er) type d'escalier les volées sont parallèles

##### ❖ Escaliers d'étage courant

Se compose a deux volées est la hauteur d'étage  $H = 3.06\text{m}$

- Hauteur du volée = 3.06m.
- Hauteur de la marche  $16.5\text{cm} < h < 17.5 \text{ cm}$ , on prend:  $h = 17\text{cm}$ .

✓ On calcule le giron à partir de la formule de Blondel

On a:  $58 \leq 2h + g \leq 64 \Rightarrow 28 \leq g \leq 32$  on prend:  $g = 30\text{cm}$ .

On a la longueur de la paillasse :  $l = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85\text{m}$

- Nombre de marche:  $n = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{17} = 18$  marches.

Donc le nombre de contremarches par une volée égale: 09 marches.

- Calcul l'embranchement (la largeur des marches):

En prend un jour:  $j = 0.2\text{m}$

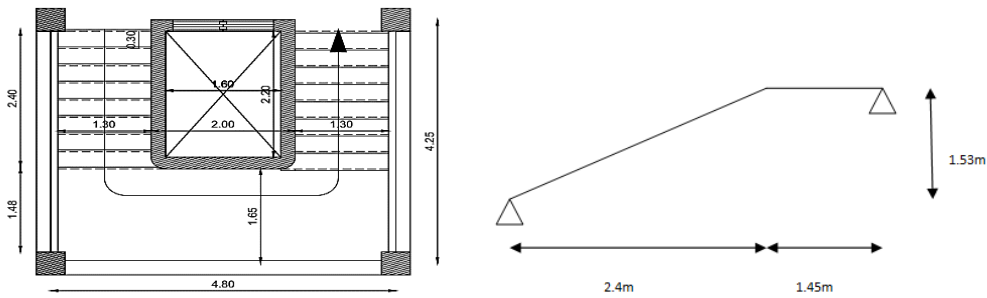
On a la largeur du palier:  $l = 260\text{cm}$       Donc:  $L = \frac{2.6 - 2}{2} = 0.6 \text{ m}$

La largeur des marches:  $L = 0.6\text{m}$ .

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

- La longueur de la ligne de foulée sera:  $l=g(n-1)=0.3(9-1)=2.4m$ .
- L'inclinaison de la paillasse :  $tg\alpha= 1.53/2.4 \Rightarrow \alpha= 32.51^\circ$



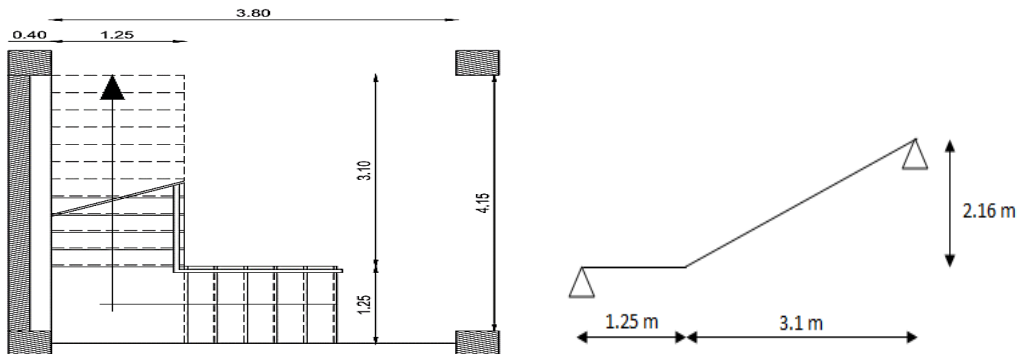
**Figure II.6:** Schéma d'escalier

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :  $l = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 1.45 = 4.30m$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 14.33cm \leq e \leq 21.50cm$$

On prend donc l'épaisseur  $e=20$  cm.

- **Le deuxième (2ème type) d'escalier : (les volées sont perpendiculaires)**



**Figure II.7:** Schéma d'escalier du sous-sol

#### ❖ Escaliers du sous-sol

- Hauteur du 1<sup>ère</sup> volée = 1.08m.
- Hauteur du 2<sup>ème</sup> volée = 2.16m.
- Hauteur de la marche:  $h=18$ cm.
- Pour le 1<sup>ère</sup> volée de  $H=1.08$ m :

On a la longueur de la paillasse :  $l=\sqrt{1.08^2 + 1.43^2} = 1.8m$

- Nombre de marche:  $n = \frac{H}{h} = \frac{108}{18} = 6$  marches.
- La longueur de la ligne de foulée sera :  $l=g(n-1)=0.3(6-1)=1.5m$ .

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

- L'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}\alpha = 1.08/1.5 \Rightarrow \alpha = 35.75^\circ$
- Pour le 2<sup>ème</sup> volée de  $H=2.16\text{m}$
- Nombre de marche:  $n = \frac{H}{h} = \frac{2.16}{0.18} = 12$  marches.
- L'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}\alpha = 2.16/3.3 \Rightarrow \alpha = 33.21^\circ$

On a la longueur de la paillasse :  $l = \sqrt{2.16^2 + 3.1^2} = 3.79\text{m}$

$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 12.63 \text{ cm} \leq e \leq 18.95 \text{ cm}$  l'épaisseur de la paillasse:  $e=15 \text{ cm}$ .

### II.8. Maçonnerie

- **Murs extérieurs**

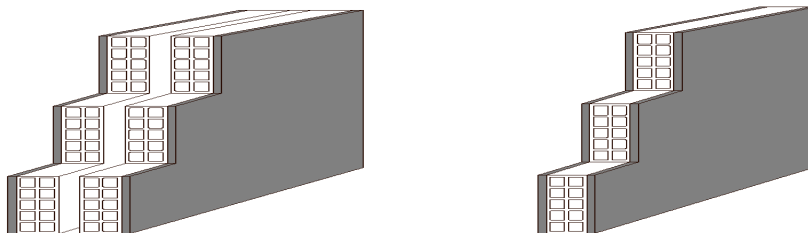
**Tableau II. 6 :** Charge permanent de mur extérieur

N°	Les éléments	Epaisseur (m)	P. V	G KN/m <sup>2</sup>
1	Brique creuse	20cm	/	1.8
2	Enduit extérieur (ciment, ép.= 3cm)	3cm	18	0,54
3	Enduit intérieur (plâtre, ép.= 2cm)	2cm	10	0,2
<b>TOTAL=</b>				<b>2,54</b>

- **Murs intérieurs**

**Tableau II.7:** Charge permanent de mur intérieur

N°	Les éléments	Epaisseur (m)	P. V	G KN/m <sup>2</sup>
1	Brique creuse	10cm	/	0.9
2	Enduit extérieur (ciment, ép de cm)	3cm	18	0,54
3	Enduit intérieur (plâtre, ép de 2cm)	2cm	10	0,2
<b>TOTAL=</b>				<b>G=1.64</b>



**Figure II.8:** Schéma du mur extérieur et mur intérieur

### II.9. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par l'RPA99 ; elles doivent vérifier aussi la rigidité



qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM. Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon les règles BAEL 91**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{II.2}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots \text{II.3}$$

Avec :

$L_{max}$  : Longueur maximal de la poutre ;

$h_p$  : Hauteur de la poutre ;

$b$  : Largeur de la poutre.

- **Vérification vis-à-vis du RPA 99 / V 2003** [Art. 7.5.1, p64, RPA 99/version2003]

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30 \text{ cm}$

- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20 \text{ cm}$

- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$ .

**II.9.1. Les poutres principales**

✓ Selon le BAEL 91

$L_{max} = 480 \text{ cm}$ .

$480 / 15 \leq h \leq 480 / 10$ , d'où :  $32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$ , Soit:  $h=40\text{cm}$ .

$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$ , d'où :  $12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ , Soit :  $b = 25\text{cm}$

**Donc là Poutre Principale = (25×40) cm<sup>2</sup>**

✓ Vérification du R.P.A 99

$h/b \leq 4 \rightarrow 40/25=1.6 < 4 \dots\dots\dots$  vérifiée  
 $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$  vérifiée  
 $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$  vérifiée

**II.9.2. Les poutres secondaire**

✓ Selon le BAEL 91

$L_{max} = 470\text{cm}$ .

$470 / 15 \leq h \leq 470 / 10$ , d'où :  $31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$ , Soit :  $h = 40 \text{ cm}$

$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$ , d'où :  $12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ , Soit :  $b = 25 \text{ cm}$ .

**Donc là Poutre secondaire = (25×40) cm<sup>2</sup>**

✓ Vérification du R.P.A 99

$h/b \leq 4 \rightarrow 40/25=1.6 < 4 \dots\dots\dots$  vérifiée  
 $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$  vérifiée  
 $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$  vérifiée

## II.10.Poutre Palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99 " [1] est vérifiée selon le« RPA99 version 2003 »[2], Dans notre structure la poutre palière la plus défavorable est celle de premier type d'escalier, car elle est semi encastrée à ces deux extrémités.

Le schéma statique de la poutre palière est le suivant :

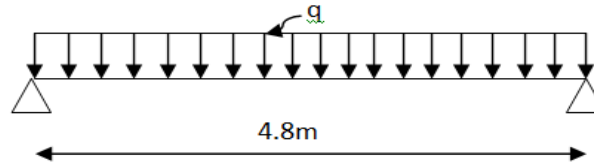


Figure II.9 : Schéma statique de la poutre palière.

### II.10.1.Pré-dimensionnement de la poutre palière

✓ Selon le BAEL 91

$$L_{max} = 480 \text{ cm.}$$

$$480 / 15 \leq h \leq 480 / 10, \text{ d'où : } 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}, \text{ Soit: } h=40\text{cm.}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40, \text{ d'où : } 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}, \text{ Soit : } b =25\text{cm}$$

**Donc là Poutre Palière = (25×40) cm<sup>2</sup>**

✓ Vérification du R.P.A 99

$h/b \leq 4$	$\rightarrow 40/25=1.6 < 4$	.....vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$\rightarrow b = 25\text{cm} > 20\text{cm}$	.....vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	$\rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$	..... vérifiée

## II.11. Calcul dalle salle machine

### II.11.1. Définition

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , la surface de la cabine est de  $(2,2 \times 2,8)$  pouvant charger huit (08) personnes .la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de neuf (09) tonnes.

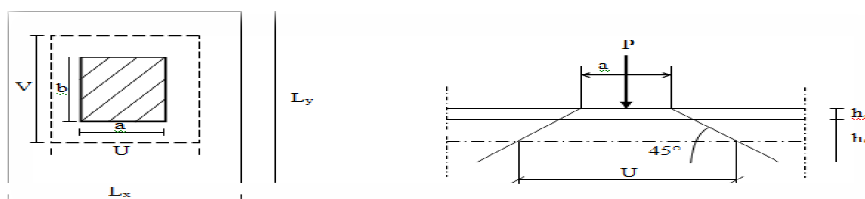


Figure II.10 :Répartition de la charge localisée sur la dalle

### II. 11.2 .Dimensionnement

Nous avons deux conditions à vérifier

a- Résistance à la flexion  $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{280}{50} \leq e \leq \frac{280}{40} \rightarrow 5.6cm \leq e \leq 7cm$

b- Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25cm$  On prend :  $e=25cm$

### II.12. Pré dimensionnement des poteaux

#### ❖ Descente de charge

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

#### • La formule générale

$$N_u \leq [1\beta r \frac{fc28}{0.9\gamma b} + \frac{Afe}{\gamma s}] \dots\dots\dots II.4$$

$$B_r \geq \frac{kNu}{\frac{\alpha fc28}{0.9\gamma b} + \frac{0.8\alpha fe}{100\gamma s}} \dots\dots\dots II.5$$

Tel que :

- $k = 1.10$  si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- $k = 1.2$  et  $fc28$  est remplacé par  $ftj$  Si plus de la majeure partie des charges sont appliquées avant 28 jours.
- $k = 1$  pour les autres cas

$B_r$  : Section réduite du poteau (en  $cm^2$ ).

$\beta$ : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique «  $\lambda$  » des poteaux qui définit comme suite :

$$\lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots II.6$$

$$50 < \lambda < 70 : \beta = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots\dots\dots II.7$$

Pour  $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2$

On a :  $K = 1, f_{c28} = 25\text{MPa}, f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}, f_e = 400\text{MPa}, f_{bu} = 14.16\text{MPa}, f_{ed} = 347.83\text{MPa}$

D'apprit RPA99/Version 2003  $\frac{A}{B_r} = 0.9\%$  Zone moyenne sismique III

$\Rightarrow B_r \geq 0.64 \times N_u (\text{cm}^2)$

• **Les charges d'exploitation**

$$Q = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n (Q_i - Q_{ri}) + \sum_{i=1}^n Q_{ri}$$

avec :

$Q_0$  : charge d'exploitation sur la terrasse ;

$Q_1$  : charge d'exploitation du dernier niveau ;

$Q_i$  : charge d'exploitation de l'étage  $i$  compté à partir du haut ;

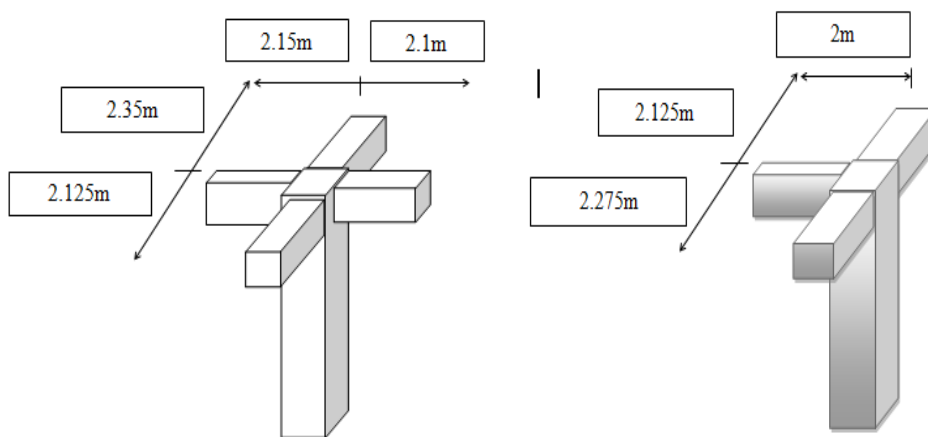
$Q_{ri} = 1 \text{ KN/m}^2$  à partir du haut pour les locaux de bureaux, = 0 pour les autres

✓ La vérification des conditions de RPA : (Art7.4.1 RPA99 révisé en 2003)

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$  (en zone III)

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

**II.12.1. poteau intérieur et poteau extérieure**



**Figure II.11** : Surface revenant au poteau intérieur et poteau de rive

Poteau intérieur

$$S = \left( \frac{4.2}{2} + \frac{4.3}{2} \right) \times \left( \frac{4.7}{2} + \frac{4.25}{2} \right) = 19.02 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G_t \times S = 7.07 \times 19.02 = 134.47 \text{ KN}$$

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

$$G_{\text{Plancher étage courant}} = G_e \times S = 5.98 \times 19.02 = 113.74 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutres principal}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.4 \times 4.25 = 10.63 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutres secondaire}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.4 \times 4.475 = 11.19 \text{KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = S_P \times \rho \times H$$

$$G_{\text{total}} = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{poutres principal}} + G_{\text{poutres secondaire}} + G_{\text{poteau}}$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2(\text{cm}) \text{ et } N_{U_{\text{mag}}} = 1.1N_U$$

Poteau de rive

$$S = \left( \frac{4.55}{2} + \frac{4.25}{2} \right) \times \left( \frac{4}{2} \right) = 8.8 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{Plancher étage courant}} = G_e \times S = 5.98 \times 8.8 = 52.62 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutres principal}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.4 \times 2 = 5 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutres secondaire}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.4 \times 4.4 = 11 \text{KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = S_P \times \rho \times H \text{ Avec : } H = \text{hauteur d'étage}$$

$$G_{\text{total}} = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{poutres principal}} + G_{\text{poutres secondaire}} + G_{\text{poteaux}}$$

$$B_{r \text{ mag}} = 1.2B_r$$

- Dégression des Surcharges d'Exploitation

Sous terrasse ..... Q0.

Sous étage 1 ..... Q0+Q1.

Sous étage 2 ..... Q0 + 0,95 (Q1 + Q2).

Sous étage 3 ..... Q0 + 0,90 (Q1 + Q2 + Q3).

Sous étage 4 ..... Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).

Sous étage n .....  $Q0 + \frac{3+n}{2n} (Q1+Q2+\dots +Qn)$  Pour  $n \geq 5$ .

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

**Tableau II.8 :** descente de charge et choix des sections des poteaux central.

<i>Niveau</i>	$G_{tot}$ (kn)	$Q_{min}$ (kn/m <sup>2</sup> )	$Q_{tot}$ (kn)	$N_U$ (kn)	$N_{Umag}$ (kn)	$N_{Ucum}$ (kn)	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$a$ (cm)	$a \times a$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	156,29	1,00	19,02	239,52	263,47	/	/	/	/
<b>8<sup>eme</sup></b>	142,54	1,50	28,53	235,22	258,74	263,472	168,62	14,99	<b>30×30</b>
<b>7<sup>eme</sup></b>	142,54	1,43	27,20	233,23	256,55	522,214	334,22	20,28	<b>30×30</b>
<b>6<sup>eme</sup></b>	142,54	1,35	25,68	230,94	254,03	778,767	498,41	24,33	<b>30×30</b>
<b>5<sup>eme</sup></b>	144,93	1,28	24,35	232,17	255,39	1032,801	660,99	27,71	<b>35×35</b>
<b>4<sup>eme</sup></b>	144,93	1,20	22,82	229,89	252,88	1288,188	824,44	30,71	<b>35×35</b>
<b>3<sup>eme</sup></b>	147,80	1,13	21,49	231,77	254,95	1541,067	986,28	33,41	<b>40×40</b>
<b>2<sup>eme</sup></b>	147,80	1,05	19,97	229,49	252,44	1796,014	1149,45	35,90	<b>40×40</b>
<b>1<sup>er</sup></b>	151,05	1,63	31,00	250,42	275,46	2048,453	1311,01	38,21	<b>45×45</b>
<b>RDC</b>	157,08	1,50	28,53	259,76	285,74	2323,915	1487,31	40,57	<b>45×45</b>
<b>Sous-sol</b>	/	/	/	/	/	2609,651	1670,18	42,87	<b>50×50</b>

**Tableau II.9 :** descente de charge et choix des sections des poteaux de rive

<i>Niveau</i>	$G_{tot}$ (kn)	$Q_{min}$	$Q_{tot}$ (kn)	$N_U$ (kn)	$N_{Ucum}$ (kn)	$B_r$ (kn)	$1.2B_r$ (kn)	$a$ (cm)	$a \times a$ (cm)
<b>8<sup>eme</sup></b>	68,62	1,50	13,2	112,44	/	/	/	/	/
<b>7<sup>eme</sup></b>	75,51	1,50	13,2	121,74	112,44	71,96	86,36	11,29	<b>30x30</b>
<b>6<sup>eme</sup></b>	75,51	1,43	12,58	120,82	234,19	149,88	179,86	15,41	<b>30x30</b>
<b>5<sup>eme</sup></b>	75,51	1,35	11,88	119,76	355,01	227,20	272,64	18,51	<b>30x30</b>
<b>4<sup>eme</sup></b>	77,99	1,28	11,26	122,19	474,77	303,85	364,62	21,10	<b>35x35</b>
<b>3<sup>eme</sup></b>	77,99	1,20	10,56	121,13	596,96	382,05	458,46	23,41	<b>35x35</b>
<b>2<sup>eme</sup></b>	80,86	1,13	9,94	124,08	718,09	459,58	551,49	25,48	<b>40x40</b>
<b>1<sup>er</sup></b>	80,86	1,75	15,40	132,27	842,17	538,99	646,79	27,43	<b>40x40</b>
<b>RDC</b>	86,49	1,63	14,34	148,11	974,44	623,64	748,37	29,36	<b>45x45</b>
<b>S. sol</b>	/	/	/	/	1122,55	718,43	862,12	31.36	<b>45x45</b>

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et décent des charges

Les dimensions retenues pour les poteaux à chaque niveau sont présentées sur tableau suivant :

**Tableau II.10 :** La section des poteaux

	Poteau central	Poteaux de rive	Section retenue
Sous-sol	50x50	45x45	50x50
RDC	45x45	45x45	45x45
1	45x45	40x40	
2	40x40	40x40	40x40
3	40x40	35x35	
4	35x35	35x35	35x35
5	35x35	30x30	
6	30x30	30x30	30x30
7	30x30	30x30	
8	30x30	/	

➤ Vérification des sections selon l’RPA99/version2003

D’après l’article 7.4.1. du RPA99/version2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante:

- 1)  $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm}$
- 2)  $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$ (en zone III)
- 3)  $1/4 < a/b < 4$

Et :  $h_e$  La hauteur libre de l’étage.

Avec :

$$h_e = L_0 - e_p$$

$L_0$ : La hauteur totale de l’étage.

$e_p$  : L’épaisseur du plancher  $e_p = (20+4) \text{ cm} = 24 \text{ cm}$ .

Pour Sous/sol :  $h_e = 324 - 24 = 300\text{cm}$

Pour RDC :  $h_e = 497 - 24 = 473\text{cm}$

Pour les étages courants :  $h_e = 306 - 24 = 282\text{cm}$

**Tableau II.11 :** Vérification des sections des poteaux selon l’RPA99

Etages	B= (axb) (cm <sup>2</sup> )	Min (a,b) (cm)	Cond 1	$h_e$ (cm)	$\frac{h_e}{20}$	Cond 2	$\frac{a}{b}$	Cond3
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	30	CV	282	14.1	CV	1	CV
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages	(35x35)	35	CV	282	14.1	CV	1	CV
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	(40x40)	40	CV	282	14.1	CV	1	CV
1 <sup>er</sup> étage	(45x45)	45	CV	282	14.1	CV	1	CV
RDC	(45x45)	45	CV	473	23.65	CV	1	CV
Sous/Sol	(50x50)	55	CV	300	15	CV	1	CV

➤ **Vérification au flambement**

On doit vérifier que :  $\lambda \leq 35$ .

On a :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  (l'élancement).

Avec :  $L_f = 0.7 l_0$  ( $L_f$  : longueur de flambement et  $l_0$  c'est la hauteur de l'étage).

$i = \sqrt{I/B}$  (rayon de giration de la section transversale).

$$I = \frac{a^4}{12} \text{ et } B = a^2 \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{a^4}{12}}{a^2}} \Rightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\text{On aura donc : } \lambda = \frac{0.7 l_0}{\frac{a}{\sqrt{12}}} \Rightarrow \lambda = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{a}$$

**Tableau II.12 :** Vérification au flambement.

Etages	B= (axb) (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> = 0.7 l <sub>0</sub> (cm)	i = $\frac{a}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	$\lambda \leq 35$
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	306	214.2	8.66	24.73	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages	(35x35)	306	214.2	10.10	21.20	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	(40x40)	306	214.2	11.55	18.54	<b>CV</b>
1 <sup>ère</sup> étage et RDC	(45x45)	497	347.9	13	26.76	<b>CV</b>
Sous/Sol	(50x50)	324	226.8	14.43	15.71	<b>CV</b>



### **III. Introduction**

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. nous citons les escaliers, les planchers, le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique algérien **RPA99**.

#### **III.1.Planchers**

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (20+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

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

#### **III.2.Calcul des poutrelles**

- Le dimensionnement des poutrelles passe par deux phases:
  - Le calcul avant coulage.
  - Le calcul après coulage.

##### ***III.2.1.Première Phase (avant le coulage)***

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

##### **❖ Charge permanente**

Poids propre de la poutrelle:  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/m}$

Poids propre du corps creux:  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/m}$

$G_{\text{tot}} = 0.74 \text{ KN/m}$

❖ **Charge d'exploitation**

$$Q=0.65 \times 1=0.65 \text{ KN/m}$$

✓ **Sollicitations combinaison des charges**

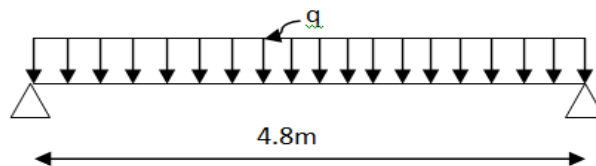
- ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 0.65 = 1.97 \text{ KN/m}$
- ELS :  $q_{ser} = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.4 \text{ KN/m}$ .

**Tableau III.1:** Calcul des sollicitations

	ELU	ELS
$M=ql^2/8$	5.67	4.03
$T=ql/2$	4.73	3.36

✓ **Sollicitations de calcul**

On prend :  $L_{max} = 4.8 \text{ m}$



**Figure III.1:** Schéma isostatique de la poutrelle

✓ **Calcul de ferrailage**

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h_0 = 21.6 \text{ cm} \quad \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2} = 0.026 ; \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.41 ; \mu_{lu} = (3440 \times \gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0.303.$$

$$\mu_{bu} = 0.026 \leq \mu_{lu} = 0.303 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé } A'=0).$$

**Remarque**

les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton

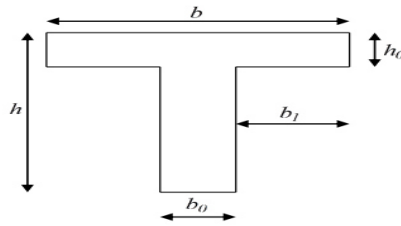
III.3.2. Deuxième Phase de calcul (après le coulage)

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille en hyper statiquement. Avec les dimensions suivantes :

$$b=60 \text{ cm}, h_0=4 \text{ cm}, b_0=12 \text{ cm}, h=24 \text{ cm}.$$

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire



**Figure III.2:** Dimension de la poutrelle

Evaluation des Charges et surcharges

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0.60$$

**Tableau III.2:** Evaluation des charges et surcharges des planchers.

Elément	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/ml)
Planche terrasse inaccessible	7.07	1	6.63	4.84
Etage courant (habitation)	5.98	1.5	6.19	4.5
RDC et 1 <sup>ère</sup> Etage	5.98	2.5	7.09	5.09

#### Remarque

Comme le plancher de l'étage cour (service, commercial et le sous-sol) est plus chargé (plus défavorable) que celui de la terrasse, on fait le calcul pour le plancher étage RDC (commerce) seulement.

#### ❖ Choix de la méthode de calcul

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées:

- ✓ La méthode Forfaitaire.
- ✓ La méthode de Caquot.
- ✓ La méthode des 3 moments

#### Méthode Forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées:

- 1-  $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
- 2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

4- Fissuration peu nuisible.

**Application numérique**

1)  $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \leq \{11.96, 5\} \Rightarrow$  (Condition vérifiée).

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. (Condition est vérifiée).

$$3) \begin{cases} \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4.8}{4.3} \Rightarrow 1.12 < 1.25 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}) \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.3}{4.8} \Rightarrow 0.90 < 1.25 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}) \end{cases}$$

4) La Fissuration est peu nuisible (Condition vérifiée)

**Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

- o **Poutrelle type 01**

**Schéma statique**

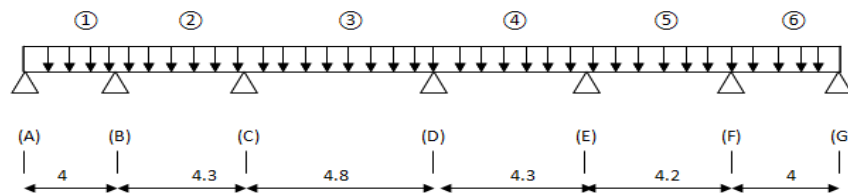


Figure III.3: Schéma statique de l'ensemble des poutrelles

**III.4. Calcul des moments et les efforts tranchants L'ELU**

*III.4.1. Calcul des moments*

- **Moments en travées**

$$M_T \geq \text{Max}\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ pour une travée intermédiaire,}$$

$$M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ pour une travée de rive.}$$

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

- L : longueur entre nus des appuis,
- $M_W$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,
- $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite,
- $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs  $M_W$ ,  $M_e$ ,  $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées,
- $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**Tableau III.3 : Rapport de charges**

$\alpha$	$(1+3\alpha)/2$	$(1.2+0.3\alpha)/2$	$(1+0.3\alpha)/2$
0.468	1.2	0.67	0.57

#### ➤ Moment sur appuis

Appuis de rive  $M_A = M_G = -0.15 \times M_{01} = -2.13 \text{ KN.m}$

Appuis voisin de rive  $M_B = M_F = -0.5 \times \max(M_{01} \times M_{02}) = -8.19 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaire  $M_C = M_D = M_E = -0.4 \times M_0 = -8.17 \text{ KN.m}$

#### III.4.2. Effort tranchant

$$V_W = -2 \frac{M_W + M_T}{a} ; V_e = 2 \frac{M_e + M_T}{b} \quad \text{Tel que: } \begin{cases} a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_W + M_T}}} \\ b = L - a \end{cases}$$

#### Application numérique

$$M_{u1} = \frac{q_u l_1^2}{8} ; M_{ser1} = \frac{q_{ser} l_1^2}{8} ; M_{u2} = \frac{q_u l_2^2}{8} ; M_{ser2} = \frac{q_{ser} l_2^2}{8}$$

#### ➤ Plancher RDC

$$M_{u1} = 14.18 \text{ KNm} \quad M_{ser1} = 10.18 \text{ KNm} \quad M_{u2} = 16.39 \text{ KNm} \quad M_{ser2} = 11.76 \text{ KNm}$$

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

**Tableau III.4:** Tableau récapitulatif du calcul de moment et l'effort tranchant à l'ELU et ELS

Type		Sollicitations	Valeur max	Diagrammes
6 Travées	ELU	Moment D'appui [KN.m]	8.19	
		Moment En travée [KN.m]	15.12	
		Effort Tranchant D'appui [KN]	19.41	
	ELS	Moment D'appui [KN.m]	5.88	
		Moment En travée [KN.m]	10.86	
		Effort Tranchant D'appui [KN]	15.31	
3 Travées	ELU	Moment D'appui [KN.m]	6.25	
		Moment En travée [KN.m]	15.57	
		Effort Tranchant D'appui [KN]	18.73	
	ELS	Moment D'appui [KN.m]	4.49	
		Moment En travée [KN.m]	11.17	
		Effort Tranchant D'appui [KN]	13.44	

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

2 Travées	ELU	Moment D'appui [KN.m]	6.55		
		Moment En travée [KN.m]	16.32		
		Effort Tranchant D'appui [KN]	19.55		
	ELS	Moment D'appui [KN.m]	4.7		
		Moment En travée [KN.m]	11.06		
		Effort Tranchant D'appui [KN]	13.47		

#### III.5.1. Calcul de ferrailage

##### A. à L'ELU

- **En travée :** le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée maximal,

- Moment équilibré par la table de compression :

Donne :  $b = 60 \text{ cm}$ ;  $h = 24 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9 \times h = 21.6$

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b \text{ tel que : } \begin{cases} Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.16m \\ F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 369.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_T = 16.32 \text{ KN.m}$$

Pour les deux planchers, la table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ( $b = 60 \text{ cm}$ ,  $d = 21.6 \text{ cm}$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^t}{bd^2 F_{bu}} \quad , \gamma = \frac{M_u^{tmax}}{M_{ser}^{tmax}} \quad ; \mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

D'où :  $\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$  (Pas d'armature comprimé  $A' = 0$ ).

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \quad A_{st} = \frac{Mu}{Z_b \times \sigma_{st}}$$

$$A_s \geq A'_s = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.7 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

- **Sur appuis** : la table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire

Donne :  $b = 12 \text{ cm}$ ;  $h = 24 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9 \times h = 21.6$

$$A_s \geq A'_s = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.31 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.5** : Ferrailage en travées et aux appuis des poutrelles

Position	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	As' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As adopte	Choix
En travées	16.32	0.041	0.319	0	21.07	2.23	3.39	<b>3HA12</b>
En appuis	8.19	0.103	0.319	0	20.27	1.16	3.08	<b>2HA14</b>

#### a. Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l \right\} \Phi_L$  Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{24}{35}, \frac{12}{10}, 1.4 \right\} = 0.69 \text{ cm}$$

On choisit un cadre Ø8 avec :  $A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

#### b. l'espacement entre cadre

$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 21.6; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm}$ ; Soit :  $St = 15 \text{ cm}$

#### ❖ Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers T8, avec un espacement constant  $St = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

#### c. Calcul de l'ancrage

- **Ancrages rectilignes** : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$ , dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \text{ Avec } : \tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} ; \text{ Soit } : L_s = 40 \text{ cm}$$

#### d. Vérifications à l'ELU

##### Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2)

**En travée**:  $A_u = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.7 \text{ cm}^2$

**En appuis** :  $A_u = 3.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2$

Alors la condition est vérifiée.



**e. Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 MPa \\ 5 MPa \end{array} \right. \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Donc il faut vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

**Tableau III.6 :** Vérification de la contrainte tangentielle.

Plancher	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
RDC	19.55	1.51	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

**f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91.ArtA5.1.2)**

$$V_{u_{max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a ; V_{u_{max}} \leq 0.24 f_{c28} \times b_0 \times a ; \text{avec : } \begin{cases} a = 0.9d \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

**Tableau III.7 :** Vérification de l'effort tranchant

Plancher	Appuis	Vu (KN)	Vu <sub>max</sub> (KN)	Observation
RDC	De rive	15.81	758.16	$V_u < V_{U_{max}}$
	Intermédiaire	19.55	139.97	$V_u < V_{U_{max}}$

**g. Contrainte d'adhérence pour l'entraînement des barres**

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \psi \times f_{c28}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures :  $\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 2 \times 3.14 \times 1.4 \Rightarrow \sum U_i = 8.97 \text{ cm}$

$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$  La Condition est vérifiée Il n'y a pas risque d'entraînement.

**B. Vérifications à l'ELS**

**a. Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

**Tableau III.8 : Vérification des contraintes à L'ELS.**

		$M_s$ (KN.m)	$A_s$	$Y$ (cm <sup>3</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>RDC</b>	Travée	11.76	3.39	5.08	16717.92	3.57	15	C.V
	appuis	5.88	3.08	4.88	15433.57	1.86	15	C.V

#### b. Vérification des contraintes dans l'acier

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$

##### ➤ En travée RDC

**Tableau III.9: Vérification des contraintes dans l'acier:**

		$M_s$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
<b>RDC</b>	Travée	11.76	174.31	348	C.V
	Appuis	5.88	95.55	348	C.V

#### c. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :(Art A.3.6.51/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}L: \text{ la portée entre nus d'appuis}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Avec : } M_t: \text{ moment maximum en travée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} M_0: \text{ moment isostatique}$$

$A_s$ : section d'armateur tendu correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{24}{480} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.063... \text{ La condition n'est pas vérifiée}$$

Donc il est indispensable de calculer la flèche et vérifier celle-ci avec la flèche admissible.

#### d. Section homogène

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s, \quad B_{0,RDC} = 12 \times 24 + (60 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 530.9 \text{ cm}^2$$

#### e. Moment statique de la section homogène par rapport à (x-x) et moment d'inertie

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d \quad ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad ; \quad V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{2} + (b - b_0) h_0 \times (V_1 - 0.5 h_0)^2 + 15 A_s (V_2 - C)^2$$

**Tableau III.10 : caractéristique géométrique**

	$S_{xx}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_1$ (cm)	$V_2$ (cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
<b>RDC</b>	4978.36	9.04	14.96	20552.67

f. Calcul de la flèche

$$f_i = \frac{M_s^t \cdot l^2}{10E_i I_{fi}}, \quad f_v = \frac{M_s^t \cdot l^2}{10E_v I_{fv}} I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}, \quad I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} ;$$

$$f < \bar{f} = l/500$$

Avec :

$f_v$  : flèche différée due aux charges permanentes

$f_i$  : flèche instantanée due aux charges permanentes

$E_i$ : module de déformation instantanée du béton

$E_v$ : module de déformation différée du béton

$I_0$ : moment d'inertie de la section totale homogène

$I_{fi}, I_{fv}$  : module d'élasticité fictif

$M_{t.ser}$  : moment max en travée

$$\lambda_1 = \frac{0.05 f_{c28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} \text{ Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i \text{ Coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{c28}}; 0\right) \text{ avec : } \sigma_s \text{ et } f_{c28} \text{ en MPa } \rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3.22 \times 10^4 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 31.08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Tableau III. 11 : Vérification de la flèche de plancher corps creux.

Mser(KN.m)	As(cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_{fi}$	$I_{fv}$
5.88	3.08	0.012	3.43	1.372	0.674	6826.44	11746.04

Tableau III.12 :calculer et Vérification de la flèche de plancher corps creux.

$f_i$	$f_v$	$\Delta f_i = f_v - f_i$	$\bar{f} = L/500$	Vérification
0.67	1.16	0.49	0.96	c.v

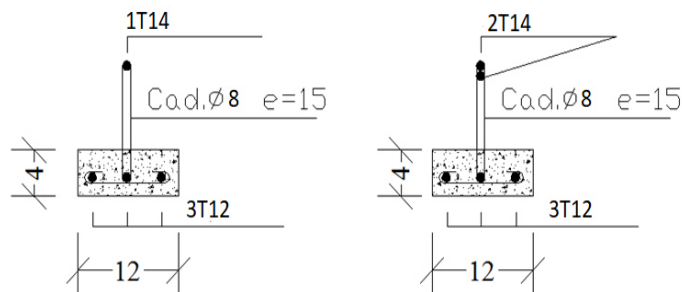


Figure III.4 : Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.6.ACROTÈRE

III.6.1.L'action des forces horizontales Qh:(Fp)

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : RPA 99/2003(Article 6.2.3)

$F_p = 4 A C_p W_p$  Avec :

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$C_p$  : Facteur de force horizontale (voir tableau 6.1)...  $C_p=0.8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère = 3.24 kN/ml.

D'où  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.24 = 1,55 \text{ kN/ml}$

$Q_u = \max(1.5Q ; F_p) ; F_p = 1.55 \left(\frac{KN}{ml}\right) ; 1.5Q = 1.5(KN) \Rightarrow Q_u = Q_h = 1.55 \left(\frac{KN}{ml}\right)$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

- Charge permanente :  $G = 3.24 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1.55 \text{ kN/ml}$

Calcul des efforts : Pour une bande de 1m de largeur :

Tableau III.13 : Calcul des efforts

	N (kN)	T (kN)	M (kN.m)
ELU	$1.35G = 4.374$	$1.5Q_h = 2.33$	$1.5Q_h h = 1.4$
ELS	$G = 3.24$	$Q_h = 1.55$	$Q_h h = 0.93$

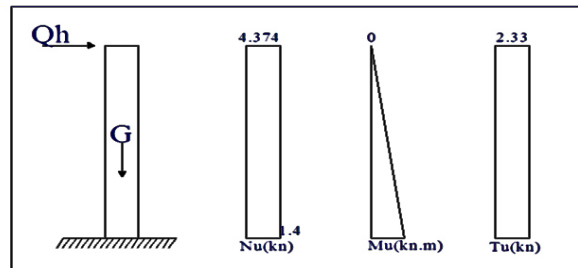


Figure III.5: Diagramme des efforts à ELS

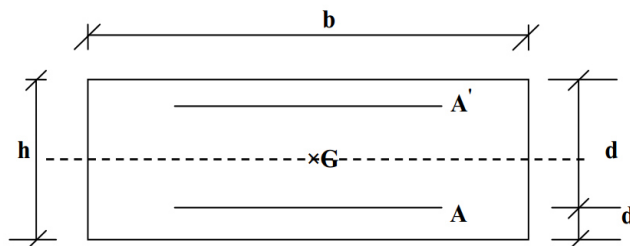


Figure III.6: Section de calcul d'acrotère

III.6.2. Ferrailage de l'acrotère

Avec :

h : Epaisseur de la section : 15 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = 0.9h: Hauteur utile = 13.5 cm

a. Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_0 \text{ Avec : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 32 \text{ cm. ; } e_0 = \max(2\text{cm ; } \frac{l}{250}) = 2\text{cm ; } e = 32 + 2 = 34 \text{ cm}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section rectangulaire en flexion composée à l'état limite ultime "BAEL 91 modifier 99"

$$\psi_1 = \frac{N_U}{bh f_{c28}} = 0.0005 < 0.81 \text{ et } \xi = 0.1666 ; \text{ enc} = \xi \times h = 0.1666 \times 15 = 2.5 \text{ cm}$$

$e > e_{nc} \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

b. Calcul du moment fictif «  $M_f$  »

$$M_f = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} ; \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa ; Donc : } \mu_{bu} = 0.006$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0.333$$

$\mu_{bu} = 0.006 < \mu_{lu} = 0.333 \Rightarrow A'_s = 0$  : Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

c. Calcul de  $\mu_l$  :

$$\text{On a : } f_e E 400 \alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :  $\varepsilon_{bc} = 3.5\%$

$$\text{Et d'autre part on a : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.739 \%$$

$$D'où : \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668 ;$$

$$\text{Donc : } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.391 ; \mu_u = 0.006 < \mu_l$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

$$Z_b = d(1 - 0.4 \mu_u) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.006) = 13.45 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_{st}} = \frac{1.4 \times 10^5}{13.45 \times 348 \times 10^2} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Tableau III.14: Ferrailage

Mu (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_1$	As' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As adopte	Choix	espacement
1.4	0.006	0.391	0	13.45	0.3	2.51	5HA18	20cm

**d. Calcul des armatures de répartition**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte A = 4×HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec espacement de 25 cm.

III.6.3. Les vérifications

❖ **Vérification à ELU**

✓ **Condition de non fragilité BAEL 91 (Art .4 .2.1)**

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**a) Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Donc :  $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$  ; Et :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$V_u$ : l'effort tranchant à l'ELU :  $V_u = 1.5Q = 2.325 \text{ kN/ml}$

Donc :  $\tau_u = \frac{2.325 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.024 \text{ MPa}$

D'où  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  **condition vérifiée** Donc pas besoin d'armatures transversales.

**b) Vérification de l'adhérence d'appuis**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$  ; On a  $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5D' \text{ où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

et on a  $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc :  $\sum U_i = 5 \times \pi \times R = 125.66 \text{ mm}$ .

D'où  $\tau_{su} = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**c) Vérification des dispositions d'armatures**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures longitudinales :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ . -  $St=20\text{cm} < 33\text{cm}$ .....cv

Armatures de répartition :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ . -  $St=20\text{cm} < 33\text{cm}$ .....cv

❖ **Vérification à ELS**

**a) Vérification des contraintes**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}) \right) = 201.36 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\eta = 15$  ; c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :  $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28.7 \text{ cm}$

$e > \frac{h}{4} = 15 \text{ cm}$  : il y a de forte chance que la section soit partiellement comprimée

$$C = \frac{h}{2} - e \text{ D'où } C = -21.2 \text{ cm}$$

$y_{ser} = C + y_2$  est définie par l'équation du 3ème degré suivante :  $y_2^3 + P y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b} (C - C') + \frac{90A_2}{b} (d - C) = -1384.755 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b} (C - C')^2 - \frac{90A_2}{b} (d - C)^2 = 17791.96 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -7.68 \cdot 10^7 \text{ cm}^6$$

$$\Delta < 0 \text{ donc : } y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 42.97 \text{ cm} \quad ; \quad \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 2.68 \text{ rad}$$

$$\text{Donc : } y_{2,1} = 26.93 \text{ cm} \quad y_{2,2} = -42.45 \text{ cm} \quad y_{2,3} = 15.44 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1ère solution vérifie la relation :  $0 < 26.93 - 21.2 = 5.73 < 13.5$

$$\text{D'où } y_2 = 26.93 \text{ cm} \text{ Et } y_{ser} = 5.73 \text{ cm}$$

**b) Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + nA_2(d - y_{ser})^2 + nA_1(y_{ser} - C')^2 = 6429.56 \text{ cm}^4$$

Alors :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ... condition vérifié

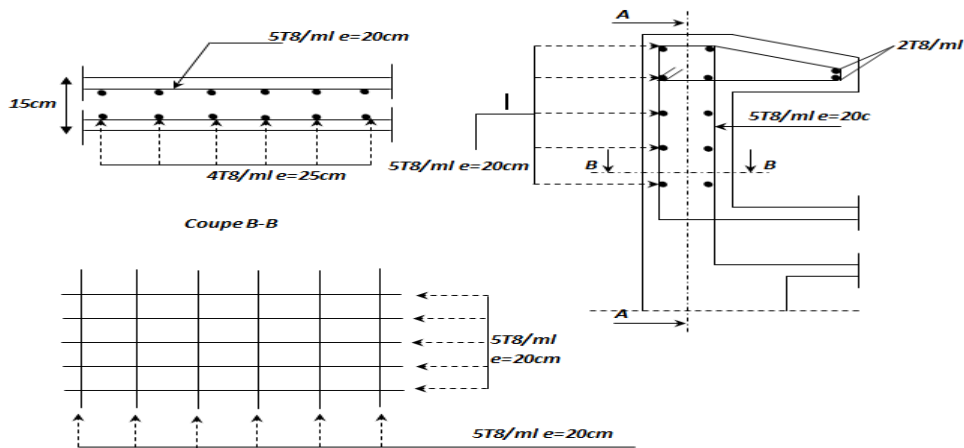
$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  condition vérifié

$\sigma_{st} > 0 \Rightarrow$  Donclasectioneffectivementpartiellement

**REMARQUE**

Les forces horizontale (tel que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimé (soit  $A_2=A_1$ ).

Plan de ferrailage de l'acrotère :



**Figure III.7:**ferrailage de l'acrotère

**III.7.Les Balcons**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, il se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre
- La charge d'exploitation
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids propre du mur extérieur, le calcul se fait pour une bande de 1m

**III.7.1.Evaluation des charges**

- Charge permanente :  $G=5.53 \text{ KN/m}^2$ .
- Charge d'exploitation :  $Q=3.50 \text{ KN/m}^2$ .
- Charge concentrée "F": (poids du mur)



## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

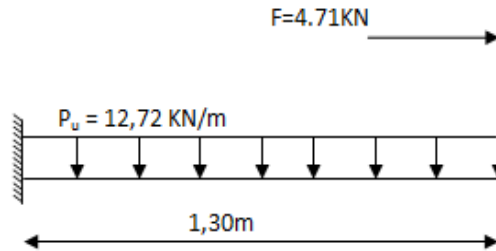
Enduit de ciment .....	0,36 kN/m <sup>2</sup>
Maçonnerie (ép = 10 cm) .....	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Enduit de platr .....	0,36 kN/m <sup>2</sup>

$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$

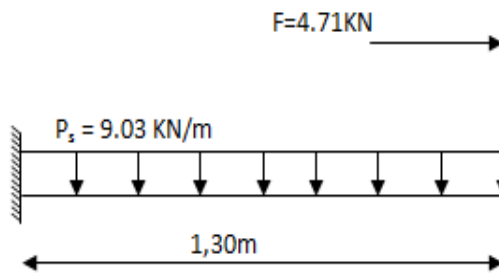
Hauteur du mur:  $h=3.06-0.15=2.91\text{m}$

$F=2.91 \times 1.62 \times 1=4.71\text{KN}$

▪ **Schéma statique de calcul**



**Figure III.8 :** Schéma statique de balcons (ELU)

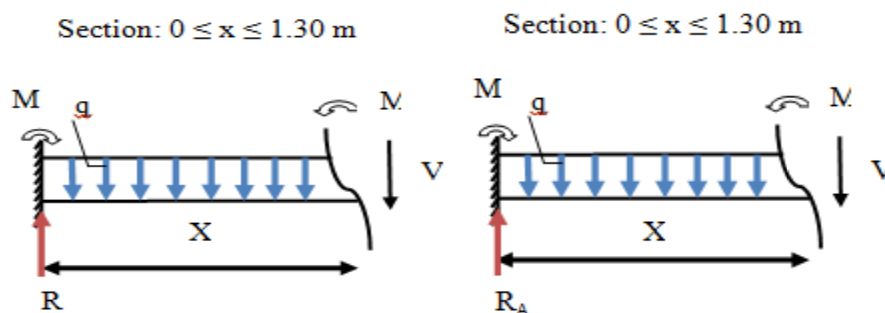


**Figure III.9 :** Schéma statique (ELS)

#### III.7.3. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

à l'ELU à l'ELS



**Figure III.10 :** Schéma statique du moment et de l'effort tranchant à l'ELU et à l'ELS.

### Chapitre III :

#### Calcul des éléments secondaire

**Tableau III.15 :** Effort tranchant et Moment fléchissant à l'ELU et à l'ELS.

	T(x=0)	T(x=1.3)	M(x=0)	M(x=1.3)
	$T(x) = -qX + f$		$M(x) = -\frac{q}{2}x^2 + fx$	
ELU	4.71	21.25	0	-16.87
ELS	4.71	16.45	0	-13.76

**Tableau III.16 :** Calcul du ferrailage

	$p_u = 1.35G + 1.5Q$	$p_s = G + Q$	F(KN)
E.L.U	12.72	/	4.71
E.L.S	/	9.03	4.71

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28} = 25 \text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14.17 \text{MPa}$  ;  $b = 100 \text{cm}$  ;  $h = 15 \text{cm}$  ;  $c = c' = 2 \text{cm}$  ;  
 $d = 0.9h = 13.5 \text{cm}$  ;  $f_e = 400 \text{MPa}$

❖ **Armatures longitudinales**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.87}{1 \times 0.135^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.065 < \mu_{lu} = 0.391$$

On a :  $f_e E400$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :  $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \text{‰}$$

$$D'où : \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667$$

$$\mu_{lu} = 0.8\alpha_l (1 - 0.4\alpha_l) = 0.391 \quad ; \quad \alpha_l = 0.667 \text{ (FeE400).}$$

$$\mu_{bu} = 0.065 < \mu_{lu} = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5 (1 - 0.6 \times 0.065) = 12.97 \text{cm.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_{st}} = \frac{16.87 \times 10^5}{12.97 \times 348 \times 10^2} = 3.74 \text{ cm}^2.$$

**Tableau III.17 :** Ferrailage du balcon.

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	$A_{s'}$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z_b$ (cm)	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{s_{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )	ESP (cm)
16.87	0.065	0.391	0	0.667	12.97	3.74	7HA10	5.50	15

**Espacement**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge \_répartie} \\ \text{Min}(2h; 22\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge \_concentrée} \end{cases}$$

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = 1.38\text{cm} \rightarrow 2.01\text{cm}^2 \text{ Soit 4HA8 espacement de } 25\text{ cm}^2$$

**III.7.5. Les vérifications**

- Vérification à ELU

**a. Condition de non fragilité BAEL 91 (Art .4 .2.1)**

$$A_s = 5.50\text{cm}^2 \geq A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.36\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:  $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2f_{c28}; 5\text{ MPa}) = 3.33\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{21.25 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.160\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

**c. Vérification de l'adhérence d'appuis**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} \ ; \ \bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$D'où : \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa} \text{ et } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc : D'où  $\sum U_i = n \times \pi \times R = 7 \times \pi \times 10 = 219.8\text{ mm}$ .

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{21.25 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 219.6} = 0.8\text{MPa}$$

D'où  $\tau_{su} = 0.80\text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 4.05\text{ MPa}$  condition vérifié

- **Vérification à ELS:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**a. Vérification des contraintes**

$$\text{Position de l'axe neutre "y": } \frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie "I": } I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec:  $n=15$  ;  $c'=2\text{cm}$  ;  $d=13.5\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $A'_s=0$

### Chapitre III :

#### Calcul des éléments secondaire

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}) \right) = 201.36 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Tableau III.18 :** Vérification des contraintes du balcon.

M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
13.76	5.50	3.97	9578.42	5.70	<i>vérifiée</i>	200.49	<i>vérifiée</i>

#### **b. Vérification de la flèche**

l: La portée de balcon.

h: La hauteur de la section.

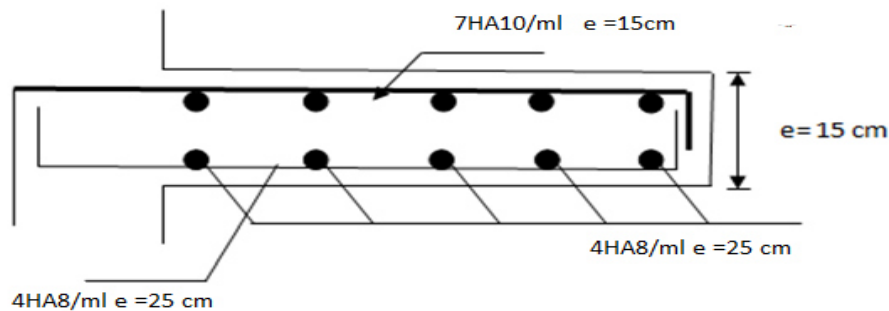
M<sub>t</sub>: Le moment max en travée.

M<sub>0</sub>: Le moment de la travée de référence.

A: La section d'acier tendu en travée.

**Tableau III.19 :** Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{15}{130} = 0.115 > 0.0625$	Vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{5.5}{100 \times 13} = 0.0041 < 0.0105$	Vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10m_0}$	$0.115 \geq 0.1$	Vérifiée



**Figure III.11:** Schéma de ferrailage du balcon

### III.8. Les escaliers

#### III.8.1. Evaluation des charges

**Le premier type (les volées sont parallèles)**

##### 1. Combinaison des charges

**Etat limite ultime (ELU)**

$$q_1 = [1.35G_{\text{volée}} + 1.5Q_{\text{volée}}] \cdot 1\text{m} = [1.35 \times 8.81 + 1.5 \times 2.5] \cdot 1\text{m} = 15.64 \text{ KN/ml}$$

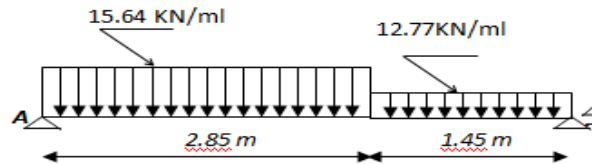
$$q_2 = [1.35G_{\text{palier}} + 1.5Q_{\text{palier}}] \cdot 1\text{m} = [1.35 \times 6.68 + 1.5 \times 2.5] \cdot 1\text{m} = 12.77 \text{ KN/ml}$$

**Etat limite service (ELS)**

$$q_1 = [G_{\text{volée}} + Q_{\text{volée}}] \cdot 1\text{m} = [8.81 + 2.5] \cdot 1\text{m} = 11.31 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = [G_{\text{palier}} + Q_{\text{palier}}] \cdot 1\text{m} = [6.68 + 2.5] \cdot 1\text{m} = 9.18 \text{ KN/ml}$$

##### 2. Calcul des sollicitations



**Figure III.12 :** Schéma statique de calcul à l'ELU.

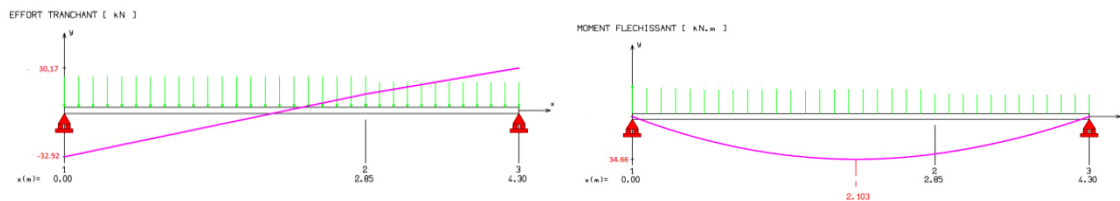
- calcul à ELU

$$M_{\text{max}} = 34.66 \text{ KN.m} ; T_{\text{max}} = 32.92 \text{ KN}$$

$$M_a = -0.3M_{\text{max}} = 10.4 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{\text{max}} = 29.46 \text{ KN.m} \quad ; \quad \begin{cases} R_A = 30.17 \text{ KN} \\ R_B = 32.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T = 0 \Rightarrow x = 2.1 \text{ m}$$



**Figure III.13 :** Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant (ELU).

- calcul à ELS

$$M_{\text{max}} = 25.03 \text{ KN.m} ; T_{\text{max}} = 23.80 \text{ KN}$$

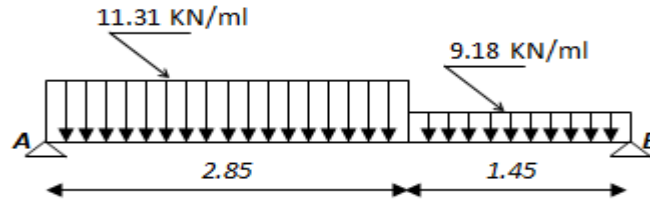
$$M_a = -0.3M_{\text{max}} = 7.51 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III :

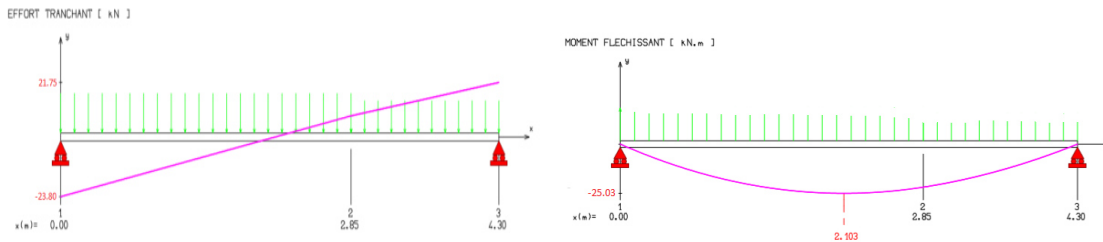
### Calcul des éléments secondaire

$$M_t = 0.85M_{max} = 21.28 \text{ KN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} R_A = 21.75 \text{ KN} \\ R_B = 23.79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T = 0 \Rightarrow x = 2.1 \text{ m}$$



**Figure III.14 :** Schéma statique de calcul à l'ELS.



**Figure III.15 :** Diagrammes l'effort tranchant et moment fléchissant (ELS).

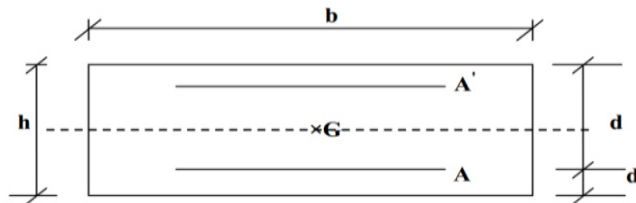
#### III.8.2. Ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

Tel que :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; f_{bc} = 14,2\text{MPa}; f_{t28} = 2,1\text{MPa}; \gamma_b = 1,5; c = c' = 2\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa}; \gamma_s = 1,15; f_e = 400\text{MPa}$$



**Figure III.16 :** Section de calcul d'escalier.

**Tableau III.20 :** Calcul du ferrailage d'escalier.

Position	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	As' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As adopte	Choix	Ep (cm)
En travées	29.46	0.064	0.292	0	17.30	4.89	6.79	<b>6HA12</b>	15
Sur appuis	10.4	0.023	0.292	0	17.75	1.68	4.71	<b>6HA10</b>	15

NB: La section des armatures aux appuis est inférieure à celle de la travée, pour faciliter l'exécution du ferrailage sur chantier on adopte la même section en prolongeant les armatures de la travée (6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>) jusqu'aux appuis.

**Calcul de l'espacement**

En travées:  $esp \leq \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$       On prend :  $esp=15\text{cm}$

Sur appuis:  $esp \leq \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$       On prend :  $esp=15\text{cm}$

**Armature de répartition**

En travées:  $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7\text{cm}^2 \Rightarrow$  Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm

Sur appuis:  $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18\text{cm}^2 \Rightarrow$  Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm

**III.8.3. Vérifications**

❖ à L'ELU

**a. Condition de non fragilité BAEL 91 (Art .4 .2.1)**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17\text{cm}^2$$

$A_{Stravée} = 6.79\text{cm}^2 > A_s^{min} = 2.17\text{cm}^2$  Condition vérifiée

$A_{Stravée} = 4.71\text{cm}^2 > A_s^{min} = 2.17\text{cm}^2$  Condition vérifiée

**b. Vérification des dispositions d'armatures**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

Armatures longitudinales :  $St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .       $St=15\text{cm} < 33\text{cm}.....\text{cv}$

Armatures derépartition:  $St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .       $St=25\text{cm} < 45\text{cm}.....\text{cv}$

**c. Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:  $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{32.92 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.183\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

**d. Vérification des armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0.183\text{MPa} < 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**e. Influence sur les armatures longitudinales inferieurs**

**On doit vérifier que**

$$A_s \text{ appui} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_{appui}}{0.9d} \right] ; A_s \text{ appui} = 4.71 \text{ cm}^2 ;$$

$T_{u\text{max}} = 32.92 \text{ KN}$ ;  $M_{appui} = 10.4 \text{ KN.m}$

### Chapitre III :

#### Calcul des éléments secondaire

$$A_{Sappui} = 4.71 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[ 32.92 + \frac{10.4}{0.9 \times 0.18} \right] = 2.79 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ à L'ELS

#### a. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Position de l'axe neutre "y":  $\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$

Moment d'inertie "I":  $I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - c')^2$

Avec:  $n=15$  ;  $c=d'=2\text{cm}$  ;  $d=18\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $A's=0$

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

**Tableau III.21 :** Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\gamma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
21.28	6.79	5.12	21370.27	5.1	<b>C.V</b>
7.51	4.71	4.39	15906.80	2.07	<b>C.V</b>

#### b. Vérification de la flèche

D'après l'article (II.11.3.1) du formulaire du béton armé, Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

**Tableau III.22 :** Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{20}{480} = 0.042 > 0.0625$	<b>N. Vérifiée</b>
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{6.79}{100 \times 18} = 0.0038 < 0.0105$	<b>Vérifiée</b>
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10m_0}$	$0.042 \geq \frac{1.2}{10} = 0.12$	<b>N. Vérifiée</b>

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

La flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$f_i = \frac{M_S \times L^2}{10E_I I_{fi}}$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v = \frac{M_S \times L^2}{10E_v I_{fv}}$  : La flèche due aux charges différée «longues durée».

$F = \frac{L}{500}$  : La flèche admissible.  $L=4.80\text{m} < 5\text{m}$

Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$



## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

Moment d'inertie fictive :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} \quad ; \quad \mu = \text{Max} \left( 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

Avec:  $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})}$  ;  $\rho = \frac{A_s}{bd}$  ;  $\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = 0.4\lambda_i$  ;  $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{d.A_s}$

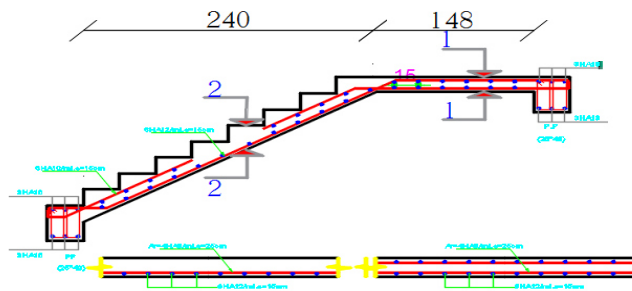
$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

**Tableau III.23** : Vérification de la flèche de l'escalier.

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub>	I <sub>fv</sub>
21.28	6.79	0.0038	192.38	13.03	5.21	0.24	73185.07	76705.58	78940.71

$f_i$	$f_v$	$\Delta f_i = f_v - f_i$	$\bar{f} = L/500$	Vérification
0.19	0.57	0.38	0.96	c.v



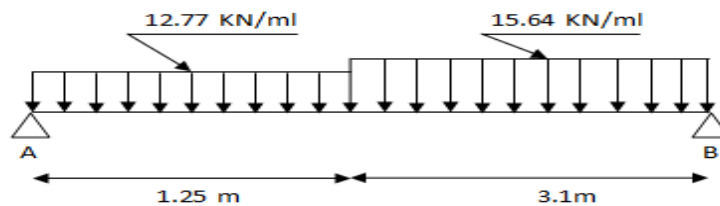
**Coupe 1-1 Coupe 2-2** ech: 1/50

**Figure III.17** : Ferrailage d'escalier d'étage courant

➤ 2<sup>ème</sup> type d'escalier : (les volées sont perpendiculaire)

#### Escaliers du sous-sol

##### 1. Calcul des sollicitations



**Figure III.18** : Schéma statique de calcul à l'ELU.

a. à l'ELU  $M_{max} = 25.44 \text{ KN.m}$  ;  $T_{max} = 36.24 \text{ KN}$

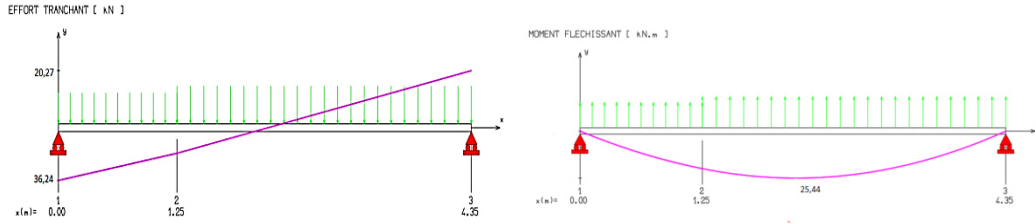
$$M_a = -0.3M_{max} = -7.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{max} = 21.62 \text{ KN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} R_A = 36.24 \text{ KN} \\ R_B = 28.21 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T = 0 \Rightarrow x = 1.8 \text{ m}$$

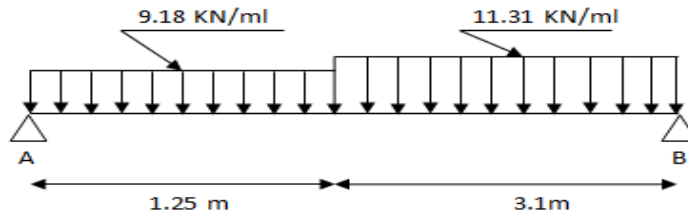
## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

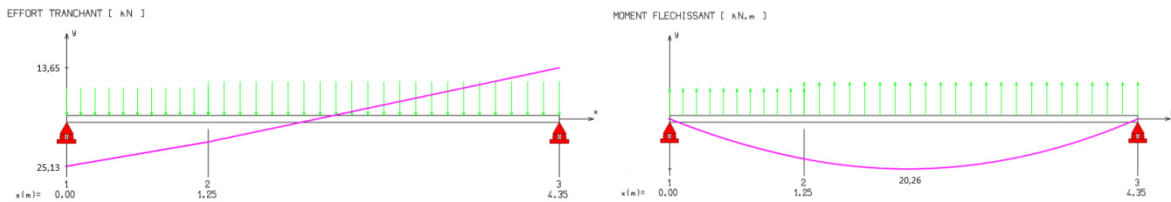


**Figure III.19 :** Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant (ELU).

**b. à l'ELS**  $M_{max} = 20.26 \text{ KN.m}; T_{max} = 25.13 \text{ KN}$   
 $M_a = -0.3M_{max} = -6.08 \text{ KN.m}$   
 $M_t = 0.85M_{max} = 17.22 \text{ KN.m}$  ;  $\begin{cases} R_A = 25.13 \text{ KN} \\ R_B = 21.41 \text{ KN} \end{cases}$   
 $T = 0 \Rightarrow x = 1.89 \text{ m}$



**Figure III.20 :** Schéma statique de calcul à l'ELS.



**Figure III.21 :** Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant (ELS).

## 2. Ferrailage à L'ELU

### a. Armature longitudinale

**Tableau III.24:** Calcul du ferrailage d'escalier.

Position	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	As' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As adopte	Choix	Ep (cm)
En travées	21.62	0.084	0.251	0	12.82	4.85	6.79	<b>6HA12</b>	15
Sur appuis	7.63	0.029	0.248	0	13.27	1.65	4.71	<b>6HA10</b>	15

### Espacement

En travées:  $esp \leq \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$  On prend :  $esp = 15 \text{ cm}$

Sur appuis:  $esp \leq \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$  On prend :  $esp = 15 \text{ cm}$

***b. Armature de répartition***

En travées:  $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm

Sur appuis:  $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm

**3. Vérifications**

**1.A L'ELU**

**a) Condition de non fragilité**

$A_{Stravée} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

$A_{Stravée} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

**b) Vérification des dispositions d'armatures**

Armatures longitudinales :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .  $St = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots cv$

Armatures de répartition :  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .  $St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots cv$

**c) Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{36.24 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

**Vérification des armatures transversales**

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0.27 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**d) Influence sur les armatures longitudinales inférieurs**

On doit vérifier que

$A_{S \text{ appui}} = 4.71 \text{ cm}^2 ; T_{u \text{ max}} = 36.24 \text{ KN} ; M_{\text{appui}} = 7.63 \text{ KN.m}$

$A_{S \text{ appui}} = 4.71 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[ 36.24 + \frac{7.63}{0.9 \times 0.135} \right] = 2.85 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

**2.A L'ELS**

**a. Vérification des contraintes de compression dans le béton**

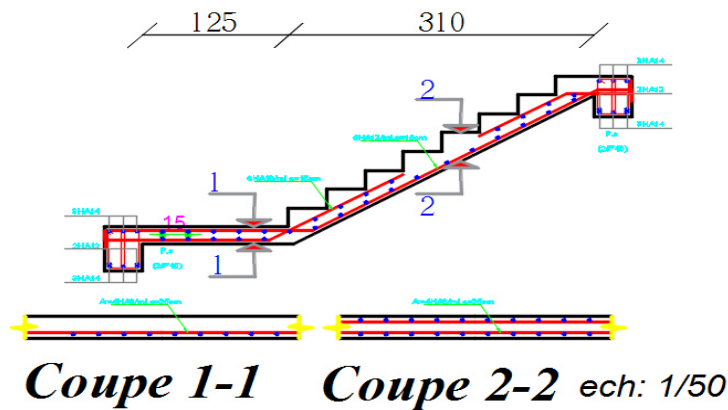
**Tableau III.25 :** Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
17.22	6.79	5.12	21370.27	4.13	<b>C.V</b>
6.08	4.71	4.39	15906.80	1.68	<b>C.V</b>

**b. Vérification de la flèche**

**Tableau III.26 :** Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{15}{435} = 0.034 > 0.0625$	N. Vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{6.79}{100 \times 18} = 0.0038 < 0.0105$	Vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10m_0}$	$0.042 \geq \frac{1.1}{10} = 0.11$	N. Vérifiée

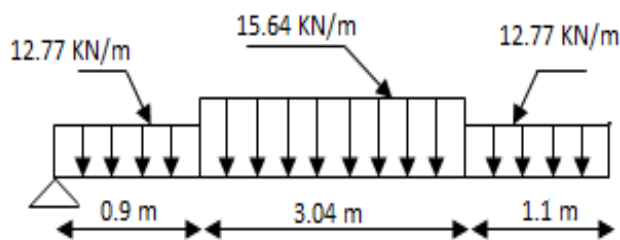


**Figure III.22 :** Ferrailage 2ème type d'escalier

3<sup>ème</sup> type d'escalier

Escaliers du RDC

**1. Combinaison des charges**



**Figure III.23 :** Schéma statique de calcul à l'ELU.

**2. Calcul de ferrailage**

a. à l'ELU  $M_{max} = 34.24 \text{ KN.m}$  ;  $T_{max} = 36.8 \text{ KN}$

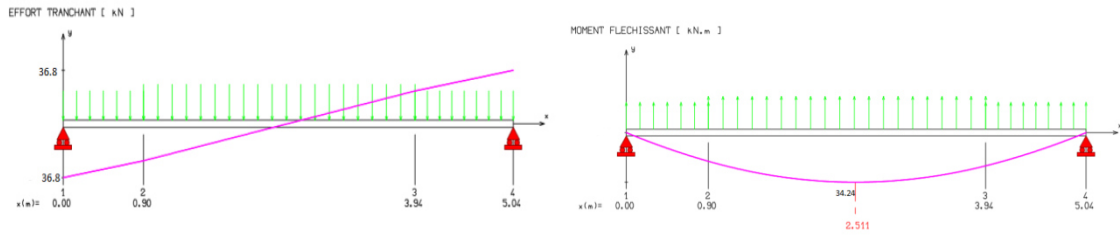
$$M_a = -0.3M_{max} = -10.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{max} = 29.10 \text{ KN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} R_A = 36.29 \text{ KN} \\ R_B = 36.8 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T = 0 \Rightarrow x = 2.84 \text{ m}$$

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire



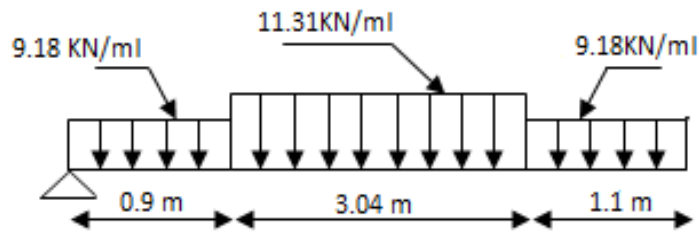
**Figure III.24 :** Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant (ELU).

à l'ELS  $M_{max} = 35.28 \text{ KN.m}$  ;  $T_{max} = 27.79 \text{ KN}$

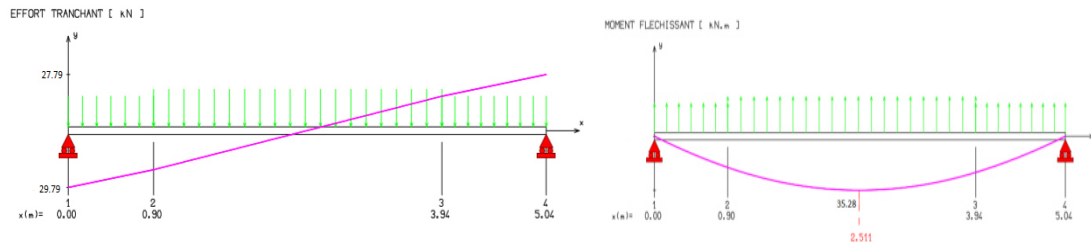
$$M_a = -0.3M_{max} = -10.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{max} = 29.99 \text{ KN.m} \quad \left. \begin{array}{l} R_A = 27.79 \text{ KN} \\ R_B = 24.95 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$T = 0 \Rightarrow x = 1.73 \text{ m}$$



**Figure III.25 :** Schéma statique de calcul à l'ELS.



**Figure III.26 :** Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant (ELS).

### 3. Ferrailage à L'ELU

#### a. Armature longitudinale

**Tableau III.27 :** Calcul du ferrailage d'escalier.

Position	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	As' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	As adopte	Choix	Ep (cm)
En travées	29.10	0.113	0.151	0	12.58	6.65	9.24	6HA14	15
Sur appuis	10.27	0.039	0.151	0	13.18	2.24	6.79	6HA12	15

#### Espacement :

En travées:  $esp \leq \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$  On prend :  $esp = 15 \text{ cm}$

Sur appuis:  $esp \leq \frac{100}{6} = 16.67cm$  On prend :  $esp=15cm$

***b.Armature de répartition***

En travées:  $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31cm^2 \Rightarrow$  soit 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> avec St = 20cm

Sur appuis:  $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69cm^2 \Rightarrow$  soit 5HA8 =2.51 cm<sup>2</sup> avec St = 20cm

**4.Vérifications**

**1. à l'ELU**

**a. Condition de non fragilité**

$A_{Stravée} = 9.24cm^2 > A_S^{min} = 2.17cm^2$  Condition vérifiée

$A_{Sappuis} = 6.79cm^2 > A_S^{min} = 2.17cm^2$  Condition vérifiée

**b. Vérification des dispositions d'armatures**

Armatures longitudinales :  $St \leq \min(3h, 33cm) = 33cm.$  St=15cm<33cm.....cv

Armatures de répartition :  $St \leq \min(4h, 45cm) = 45cm.$  St=25cm<45cm.....cv

**c. Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{36.8 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.27MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \text{ Condition vérifiée}$$

**d. Vérification des armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0.27MPa < 0.05f_{c28} = 1.25MPa \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**e. Influence sur les armatures longitudinales inférieurs**

On doit vérifier que

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right] \quad A_{S \text{ appui}} = 6.79cm^2 > 3.49cm^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**2.à l'ELS**

**a.Vérification des contraintes de compression dans le béton**

**Tableau III.28 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
29.99	9.24	7.66	19708.87	11.66	C.V
10.58	6.79	6.36	13767.59	4.89	C.V

**Chapitre III :**  
**Calcul des éléments secondaire**

**b.Vérification de la flèche**

**Tableau III.29 :** Vérification de la flèche

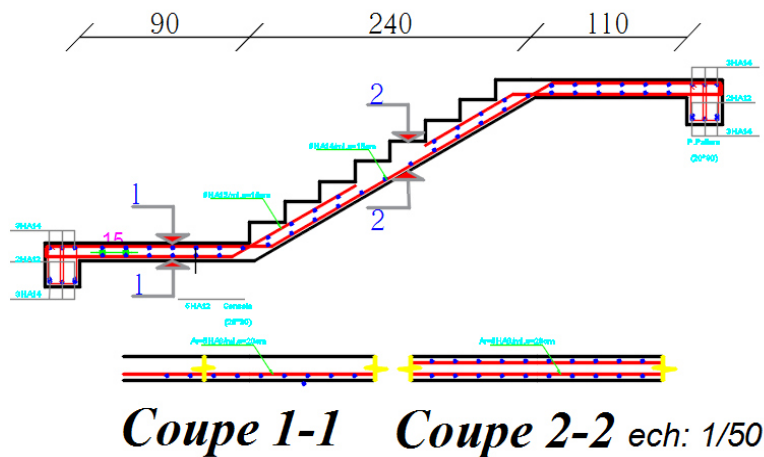
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{15}{330} = 0.045 > 0.0625$	N. Vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{6.79}{100 \times 18} = 0.0038 < 0.0105$	Vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10m_0}$	$0.042 \geq \frac{1.1}{10} = 0.11$	N. Vérifiée

**Tableau III.30 :** Vérification de la flèche de l'escalier.

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub>	I <sub>fv</sub>
29.99	9.24	0.005	133.29	9.91	3.964	0.23	32317.65	33871.1	34858.52

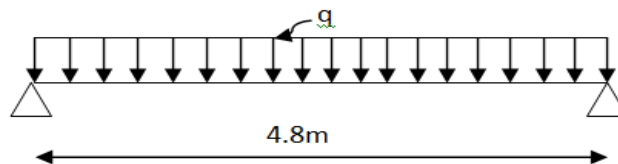
**Tableau III.31 :** Calcula vérification de la flèche de l'escalier

$f_i$	$f_v$	$\Delta f_i = f_v - f_i$	$\bar{f} = L/500$	Vérification
0.29	0.87	0.58	0.66	C.V



**Figure III.27 :** Ferrailage d'escalier du RDC

**III.9.Poutre Palière**



**Figure III.28:** Schéma statique de la poutre palière.

**III.9.1.Evaluation des charges**

Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m.

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.4 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Poids de la maçonnerie :  $G_{ma\grave{c}} = 2.36 \times (3.06 - 0.4) / 2 = 3.14 \text{ KN/ml}$ .

Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 32.92 \text{ KN}$

Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 23.79 \text{ KN}$

#### III.2. Combinaison des charges

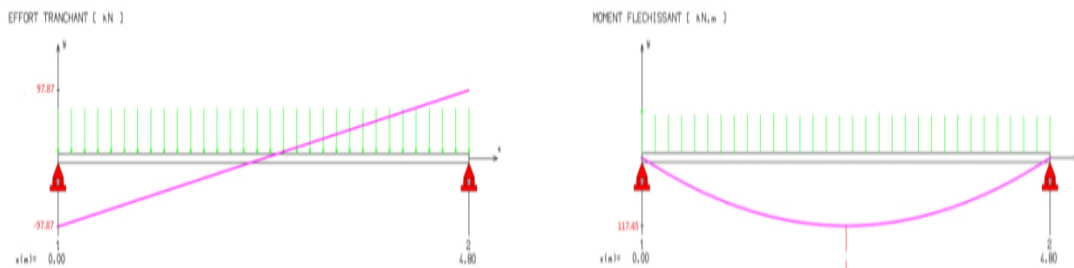
**Tableau III.32 : Combinaison des charges**

	ELU	ELS
<b>qu=1.35G+Ru</b>	40.78	/
<b>qs=G+Rs</b>	/	29.62

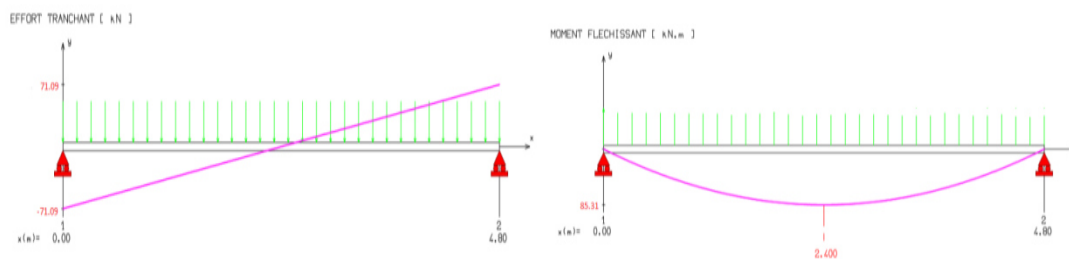
#### a. Calcul des sollicitations

**Tableau III.33 : Calcul des sollicitations**

	ELU	ELS
<b>Moment isostatique(M)(KN.m)</b>	117.45	85.31
<b>Effort tranchant (V) (KN/ml)</b>	97.87	71.09



**Figure III.29 : Diagramme des moments et des efforts tranchants ELU.**



**Figure III.30 : Diagramme des moments et des efforts tranchants ELS**

#### b. Evaluation des moments

**Tableau III.34 : Evaluation des moments**

moments	ELU	ELS
M appuis=-0.3M	-35.24KN.m	25.59KN.m
M travées=0.85M	99.83KN.m	72.51KN.m



c. Ferrailage

Tableau III.35 : Calcul du ferrailage de la poutre palière.

Position	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	As' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As adopte	Choix
En travées	99.83	0.236	0.299	0	27.04	10.61	10.78	7HA14
Sur appuis	35.24	0.083	0.299	0	29.93	3.38	9.24	6HA14

III.9.4. Vérification

1. à l'ELU

Condition de non fragilité: BAEL 91 (Art .4 .2.1)

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14cm^2$$

$$A_{Sappuis} = 9.24cm^2 > A_s^{min} = 1.14cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_{Stravée} = 10.78cm^2 > A_s^{min} = 1.14cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

a. Vérification de l'effort tranchant: (Art A.5.1.2.1, BAEL 91)

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33\text{MPa} (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{97.87 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.04\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement

b. Influence sur le béton: Art. 5.1.3.2, BAEL 91

$$T_{Umax} = 97.87 \text{ KN} \leq 0.9b \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 567\text{KN} \text{ Condition vérifiée}$$

c. L'adhérence aux appuis

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_u = \psi \times f_{c28} \Sigma U_i \therefore \text{Somme des périmètres utiles des armatures.}$$

$$\text{Donc : } \Sigma U_i = 5 \times \pi \times R = 263.8 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où } \tau_{su} = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{97.87 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 263.8} = 1.31\text{MPa}$$

$\tau_u = 1.31\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

d. Calcul les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l \right\} \Phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \{11, 2.5, 1.4\} = 1.4 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 28.35 \text{ cm}$$

Soit espacement des cadres :  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### e. Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

##### ➤ En zone nodale :

$$A_{travée} \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_{travée}}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8 \text{ cm}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi \right\} = \min \{8.75 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

##### ➤ En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ → Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

#### ❖ Recouvrement

Le largeur de recouvrement minimal :

$0 \Phi$  en zone III.... RPA 99 / version 2003 (page 65)

$$\Phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 50 = 70 \text{ cm}; \text{ alors on adopte : } L_r = 70 \text{ cm}$$

#### ❖ Longueur de la zone nodale

$h' = 2 \times h = 80 \text{ cm} \Rightarrow h' = 80 \text{ cm}$ ..... RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

#### f. Influence sur les armatures longitudinales inférieures (Art : A.5.1.3.21. BAEL91 /99.)

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right] ; A_{S \text{ appui}} = 9.24 \text{ cm}^2 ; T_{u \text{ max}} = 97.87 \text{ KN};$$

$$M_{\text{appui}} = 35.24 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} = 9.24 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[ 97.87 + \frac{35.24}{0.9 \times 0.315} \right] = 6.39 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifié.}$$

## 2. à l'ELS

### a. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Avec:  $n=15$  ;  $c=d'=2 \text{ cm}$  ;  $d=36 \text{ cm}$  ;  $b=25 \text{ cm}$  ;  $A's=0$

**Tableau III.36 :** Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

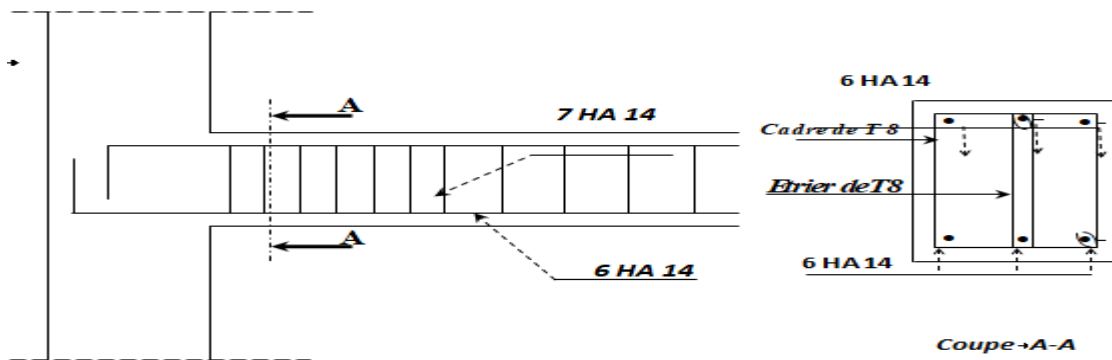
Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
72.51	10.78	13.81	76939.66	13.02	C.V
25.59	9.24	13.05	58292.02	9.55	C.V

**b. Vérification de la flèche**

D'après l'article (II.11.3.1) du FORMULAIRE DU BETON ARME, Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

**Tableau III.37 :** Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16}$	$\frac{25}{480} = 0.052 < 0.0625$	Vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{9.24}{25 \times 36} = 0.0102 < 0.0105$	Vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10m_0}$	$0.083 \geq 0.071$	Vérifiée



**Figure III.31 :** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III.10. Calcul dalle salle machine**

*III.10.1. Calcul des sollicitations*

**a. Calcul des sollicitations à L'ELU : (v = 0)**

- **Système de levage :**  $q_u = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$ .
- **Dalle en béton armé :**  $G = (25 \times 0,25 + 22 \times 0,05) = 7.35 \text{ KN /m}^2$ .

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ . Donc:  $Q_u = (1,35 \times 7.35 + 1,5 \times 1) \times 1 = 11.42 \text{ KN/ m}^2$ .

**b. Calcul des sollicitations à L'ELS : v = 0,2**

- **Système de levage :**  $Q_s = 90 \text{ KN}$ .
- **Dalle en béton armé :**  $Q_s = (7.35 + 1) \times 1 = 8.35 \text{ KN/m}$ .

La dalle est une dalle pleine

Calcul de  $\rho$  :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2.2}{2.8} = 0.79 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1 \Leftrightarrow \text{la dalle porte sur les deux sens}$$

$$U = a + 2h_r + h_0 \quad ; \quad V = b + 2h_r + h_0$$

### Chapitre III :

#### Calcul des éléments secondaire

Avec :  $h_0$  : épaisseur de la dalle ( $h_0=25$  cm)

$h_r$  : épaisseur du revêtement ( $h_r=5$ cm)

$a = b=100$ cm (cote de rectangle dont la quelle )

D'où :  $U = 100+2 \times 5+25= 135$ cm;  $V = 100+2 \times 5+25= 135$ cm

#### III.10.2. Les moments $M_{x1}, M_{y1}$ du système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \quad ; \quad M_{y1} = (M_1 + \nu M_2)q$$

Avec :  $\nu$  : Coefficient de Poisson  $\rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$   $M_1, M_2$  : Coefficients donnée en fonction de  $\left( \rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y} \right)$  à partir des abaques de PIGEAUD

On a  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.79$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{135}{220} = 0.61 \Rightarrow M_1 = 0.095 ; M_2 = 0.068 \text{ et } \frac{V}{L_y} = \frac{135}{280} = 0.48.$$

**Tableau III.38** :calcul les moments  $M_{x1}, M_{y1}$  du système de levage

	q(KN)	$M_{x1} = q M_1$	$M_{y1} = q M_2$
ELU ( $\nu=0$ )	$1,35G + 1,5Q = 121.5$	11.54 KN.m	11.54 KN.m
ELS ( $\nu=0.2$ )	$G+Q = 90$	9.77 KN.m	9.77 KN.m

#### a. Les moments dus au poids propre de la dalle $M_{x2}, M_{y2}$

Tel qu'à l'ELU :  $\mu_{x,u} = 0.0576 \Rightarrow M_{x,2} = 0.0576 \times 11.42 \times 2.2^2 = 3.18 \text{ kN.m}$

$$\mu_{y,u} = 0.577 \Rightarrow M_{y,2} = 0.577 \times 3.18 = 1.83 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :  $\mu_{x,ser} = 0.0642 \Rightarrow M_{x,2} = 0.0642 \times 8.35 \times 2.2^2 = 2.59 \text{ kN.m}$

$$\mu_{y,ser} = 0.696 \Rightarrow M_{y,2} = 0.696 \times 2.59 = 1.8 \text{ kN.m}$$

#### b. Superposition des moments

à l'ELU

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 14.72 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 13.37 \text{ kN.m}$$

à l'ELS

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 12.36 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 11.57 \text{ kN.m}$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

Entravée :  $M_{tx} = 0.85M_x.$

Enappuis derive :  $M_{ax} = -0.3M_x.$

Dans le sens de la petite portée :

### Chapitre III :

#### Calcul des éléments secondaire

Entravée :  $M_{ty} = 0.85M_y$ .

Enappuisderive :  $M_{ay} = -0.3M_x$ .

Dans le sens de la grande portée :

**Tableau III.39** :récapitulatif des moments de la dalle machine.

	petite portée			grande portée		
	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)
<b>ELU</b>	14.72	12.51	-4.42	13.37	11.36	- 4.01
<b>ELS</b>	12.36	10.51	- 3.15	11.57	9.83	- 3.47

#### III.10.3. Etude de la dalle

1. Calcul de ferrailage à l'ELU

➤ Ferrailage dans le sens x-x (fissuration peu préjudiciable).

$b=100\text{cm}$  ;  $h=25\text{cm}$  ;  $d=0.9h=22.5\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

**Tableau III.40** : Calcul du ferrailage de la dalle machine.

Position	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_1$	As' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As adopte	Choix
<b>sens x-x</b>	12.51	0.017	0.227	0	22.20	1.62	3.93	<b>5HA10</b>
<b>sens y-y</b>	11.36	0.016	0.217	0	22.30	1.46	3.93	<b>5HA10</b>

$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  Avec : h : l'épaisseur du la dalle  
 $h=25\text{cm}$  ;  $S_t = 30\text{cm} < 33\text{cm}$

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

➤ Ferrailage dans le sens y-y

$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  Avec : h : l'épaisseur du la dalle  
 $h=25\text{cm}$  ;  $S_t = 30\text{cm} < 33\text{cm}$

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

#### Les Vérifications

**a. Vérification de la condition de non fragilité (Art B.7.4) BAEL91/99**

$$A_{min} = \delta_0 \times b \times h \frac{3 - \rho}{2} \text{ Avec : } \delta_0 = 0.0008 \text{ pour FeE400 et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - \frac{220}{280}}{2} = 2.21\text{cm}^2/\text{ml}$$

$A_x = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  Condition vérifiée

$A_y = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 2.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  Condition vérifiée

**b. Diamètre maximal des barres**

$\phi_{max} = \frac{h_t}{10} = \frac{280}{10} = 28 \text{ mm}$  On prend :  $\phi_{max} = 25 \text{ mm}$

Nous choisissons des HA8, donc la condition est vérifiée.

**c. Espacement des barres**

Armatures Ax // Lx

$$St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{75, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures Ay // à Ly

$$St \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{100 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification au poinçonnement**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Uc : périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 5.40 \text{ m.}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5.40 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1012.5 \text{ kN}$$

$$q_u = 121.5 \text{ kN} < 1012.5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e. Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a U = V

$$\text{Donc : Au milieu de U on a : } V_u = \frac{P_u}{(2U+V)} = \frac{121.5}{2 \times 1.35 + 1.35} = 22.5 \text{ kN}$$

$$\text{Au milieu de V on a : } V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.35} = 30 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.133 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

(ch 13 §IV.2) BAEL 91/99

✓ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left( 30 + \frac{4.42}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10 = 1.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV.}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression

$$V_u = 30 \text{ kN} \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1350 \text{ kN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**2. Vérification à l'ELS**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

## Chapitre III :

### Calcul des éléments secondaire

❖ Contrainte maximal dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k.y$ )

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.41:**Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine

Position		$M_{ser}$ (kN)	Y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Se ns XX	travée	4.61	4.59	22132.70	0.96	15	CV
	appuis	- 1.63	4.59	22132.70	0.34	15	CV
Se ns YY	travée	4.61	4.59	22132.70	0.96	15	CV
	appuis	-1.63	4.59	22132.70	0.34	21	CV

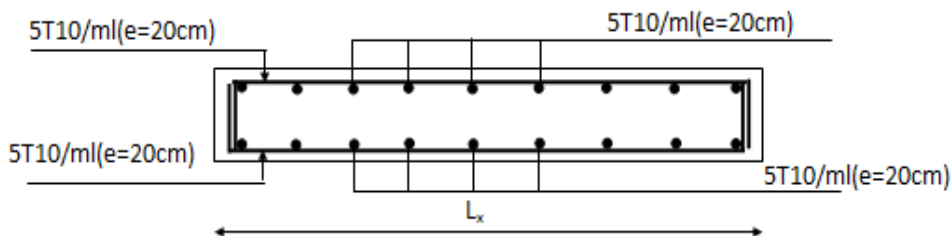
#### a. Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

**Tableau III.42 :** vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	0.114 > 0.0625	Vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	0.00175 < 0.0105	Vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10m_0}$	0.114 ≥ 0.089	Vérifiée

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



**Figure III.32 :** Schéma de ferrailage de la dalle

## **Introduction**

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage. Pour cela on peut utiliser plusieurs logiciels tels qu'ETABS, le logiciel utilisé dans ce travail.

### **IV.1. Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

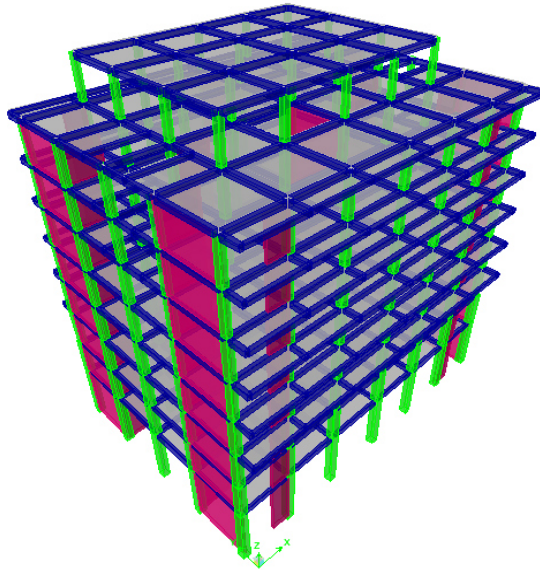
### **IV.2. Modélisation de la structure**

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.





**Figure IV.1 :**Vue en 3D

#### ***IV.2.1. Présentation du logiciel ETABS***

**ETABS** « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement, et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce dernier est utilisé pour un but de déterminée :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation.
- Les déplacements du plancher.

#### ***IV.2.2. Modélisation des éléments structuraux***

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❶ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- ❷ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ❸ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

#### ***IV.2.3. Modélisation de la masse***

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA/ version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m<sup>3</sup>.

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ..... )a été répartie sur les poutres concernées.

#### IV.2.4.La disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

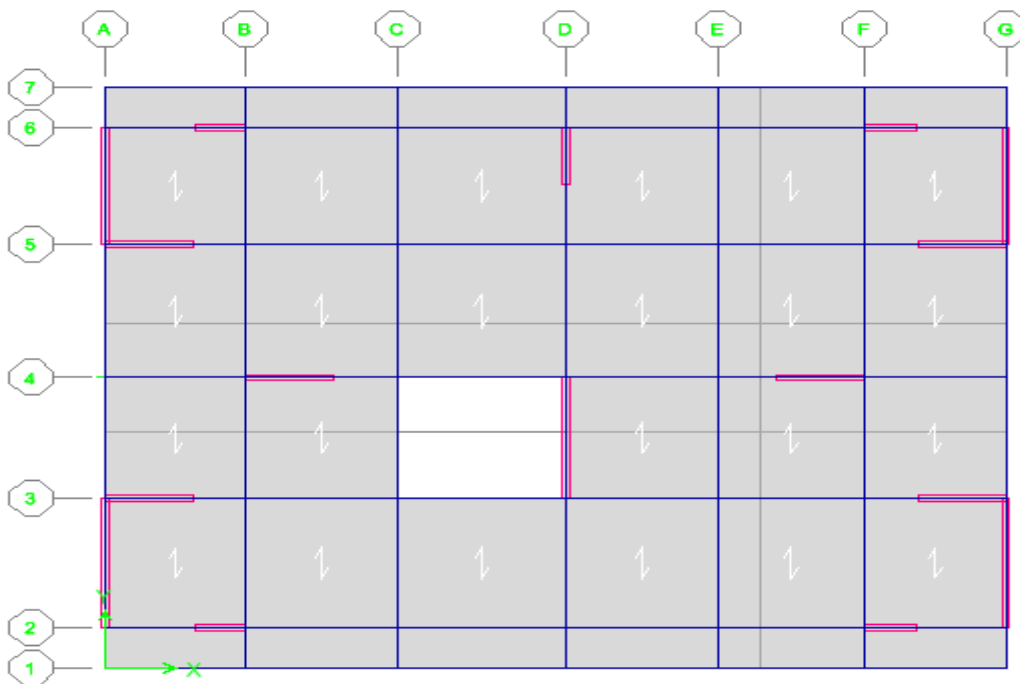


Figure IV.2 :Disposition des voiles.

### IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

- La méthode d'analyse push over

#### *IV.3.1. 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 considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

##### ❖ **Les avantages de la méthode statique équivalente**

- L'avantage principal de la méthode statique équivalente c'est qu'elle est la seule méthode « élastique linéaire » qui a gagné l'approbation expérimentale.
- L'expérience a montré que la période empirique de la méthode statique équivalente représente une limite inférieure et par conséquent l'effort tranchant à la base calculé avec cette méthode représente une limite supérieure de toutes les valeurs des périodes mesurées dans le domaine élastique.

##### ❖ **Les inconvénients de la méthode statique équivalente**

- Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition verticale de l'effort tranchant totale.
- Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition horizontale de l'effort tranchant de chaque étage.
- Elle ne représente que forfaitairement les effets locaux des modes supérieurs.

#### *IV.3.2. La méthode modale spectrale*

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

##### ❖ **Les avantages de la méthode modale spectrale**

- La méthode modale spectrale, représente une bonne répartition verticale et horizontale des forces sismiques.
- Elle est applicable aux structures de grandes hauteurs, et ce qui ont une forme irrégulière.

##### ❖ **Les inconvénients de la méthode modale spectrale**

L'inconvénient principal de cette méthode est qu'on ne peut pas faire confiance à son effort tranchant à la base.

#### *IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes*

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires).

#### *IV.3.4. La méthode d'analyse push over*

La méthode d'analyse non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être exprimée par la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté. Ce qui implique que la réponse de la structure soit contrôlée par un seul mode, et que la déformée de ce mode reste constante durant tout l'historique de la réponse.

#### ❖ Remarque

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, et d'analyse non linéaire pushover peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

### **IV.4. Choix de la méthode du calcul**

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chaque une :

#### *IV.4.1. Les conditions d'application la méthode statique équivalente*

Cette méthode ne s'applique que si :

- La structure satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : Tous les groupes d'usages.

**Zone II** : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2.....  $H_T \leq 7$  niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

**Zone III** : Groupe d'usage 2 et 3.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

NB :

Notre structure est implantée en Zone III et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17 m.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

**IV.5.Classification de l'ouvrage**

- Zone sismique : Zone III « BOUMERDES (BOUDOUAOU) »
- Groupe d'usage : groupe 2 «batiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m »
- Site : « MEUBLE S3 »
- Système structurel : voiles-portiques.

**IV.6.Application la méthode dynamique modale spectrale**

*IV.6.1.Spectre de réponse de calcul*

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**g** : accélération de la pesanteur.

**A** : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1).

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

$\xi$  : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, (**Article 4.2 R.P.A V2003**)

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$Q$  : Facteur de qualité.

❖ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen ( $D$ )

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

$T_2, T_1$ : période caractéristique dépendant du site: pour un **site ferme (S<sub>3</sub>)**.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \text{Tableau 4.7 du RPA99/ version2003}.$$

❖ Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.882 \dots (\xi = 7\%)$$

❖ Estimation de la période fondamentale

D'après l'article (**4.2.4 du RPA99/version2003**), la formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003).

$C_T = 0.05$ .

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 29.45\text{m}$ .

$$T = 0.05 \times (29.45)^{\frac{3}{4}} = 0.63\text{sec}$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut

également utiliser la formule suivante:  $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

$D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

a) Sens longitudinale :  $D_x = 25.60 \text{ m}$ .

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

b) Sens transversale :  $D_y = 17.6$  m.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003), Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

#### Pour le sens longitudinal :

$T_x = \text{Min} (0.63 \text{ sec}, 0.52 \text{ sec})$ .

Donc :  $T_x = 0.52 \text{ sec}$ .

#### Pour le sens transversal :

$T_y = \text{Min} (0.63 \text{ sec}, 0.63 \text{ sec})$ .

Donc :  $T_y = 0.63 \text{ sec}$ .

On a :  $T_2 = 0.50 \text{ sec}$ .

$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec}$  donc :  $D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec}$  donc :  $D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.52}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2.14 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.63}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.88 \end{cases}$$

❖ Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la zone III et groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0.25$ .

❖ Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles,

Donc  $R = 3.5$

❖ Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

❖ Conditions minimal sur les files de contreventement :

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1.5$ .

➤ Sens longitudinal : (6 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 4/4.3 = 0.93 < 1.5 \\ 4.3/4.8 = 0.89 < 1.5 \\ 4.8/4.3 = 1.11 < 1.5 \\ 4.3/4.2 = 1.02 < 1.5 \\ 4.2/4 = 1.05 < 1.5 \end{array} \right\} \text{Critère observé } p_q = 0$$

➤ Sens transversal :(4 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 4.55/4.25 = 1.07 < 1.5 \\ 4.25/4.7 = 0.90 < 1.5 \\ 4.7/4.1 = 1.14 < 1.5 \end{array} \right\} \text{Critère observé } p_q = 0$$

❖ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

➤ Sens longitudinal : (7 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.8/4 = 1.2 < 1.5 \text{ Critère observé } p_q = 0$$

➤ Sens transversal : (5 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.7/4.1 = 1.14 < 1.5 \text{ Critère observé } p_q = 0$$

❖ La régularité en plan et en élévation :

➤ Régularité en plan : page (05) chapitre 01



## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

On a irrégularité en plan, donc le critère est non observé  $p_q = 0$

➤ Régularité en élévation : page (05) chapitre 01

D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation est non observé, donc :  $p_q = 0.05$

❖ Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne et contrôlés donc :

$p_q = 0.05$

❖ Contrôle de la qualité d'exécution :

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0$ .

**Tableau.IV.1** :Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P <sub>q</sub> (S. long)	
	Observ	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	/	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
<b>Q (totale)</b>	<b>1.20</b>	

❖ Poids total de la structure W :

Pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du **RPA99/version2003** ( $\beta = 0.20$ )

$W_{gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitations.

**Tableau.IV.2** :Les valeurs obtenues.

Paramètres	A	$\eta$	Q	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	R	W <sub>T</sub> (KN)
<b>Valeurs</b>	0.25	0.88	1.20	2.14	1.88	3.5	45783,717

#### IV.7.Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante :

Donc : 
$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$\begin{cases} V_X = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0.25 \times 2.14 \times 1.2}{3.5} \times 45783,717 \text{KN} = 8398.04 \Rightarrow V_{X,stat} = 8398.04 \text{ KN} \\ V_Y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.25 \times 1.88 \times 1.2}{3.5} \times 45783,717 \text{KN} = 7377.72 \Rightarrow V_{Y,stat} = 7377.72 \text{ KN} \end{cases}$$

**IV.7.1. Caractéristiques Géométriques :**

❖ **Centre de masse :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : La masse de l'élément i.

$X_i, Y_i$  : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

❖ **Centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction .

❖ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs suivantes :

- Excentricité théorique :

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (**art4.2.7**) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- Sens X-X :  $e_{acc\ x} = 0.05 \times 25.6 = \mathbf{1.28m}$ .
- Sens Y-Y :  $e_{acc\ y} = 0.05 \times 17.6 = \mathbf{0.88m}$ .

$$W_t = 4667,0456 \times 9.81 = 45783,717 \text{ KN.}$$

**Tableau.IV.3** : Centre de masse et inertie des niveaux

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		excentricité		Observé	
	Masse(t)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	XX	YY
RDC	574,38	12,906	10,169	12,865	10,363	0,041	-0,194	ok	ok
E1	520,73	12,871	10,214	12,857	10,417	0,014	-0,203	ok	ok
E2	584,23	12,876	10,149	12,854	10,449	0,022	-0,3	ok	ok
E3	577,75	12,876	10,147	12,852	10,46	0,024	-0,313	ok	ok
E4	572,09	12,876	10,146	12,851	10,461	0,025	-0,315	ok	ok
E5	552,02	12,879	10,142	12,851	10,457	0,028	-0,315	ok	ok
E6	547,04	12,879	10,141	12,85	10,455	0,029	-0,314	ok	ok
E7	500,16	12,882	10,168	12,85	10,456	0,032	-0,288	ok	ok
E8	238,60	12,81	12,48	12,869	11,891	-0,059	0,589	ok	ok

#### ❖ Mode des vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau.IV.4** : Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Modes	Période (Sec)	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	Nature
1	0,734463	75,7441	0	75,7441	0	0,0122	<b>Translation X-X</b>
2	0,58526	0	71,0276	75,7441	71,0276	0,0008	<b>Translation Y-Y</b>
3	0,490686	0,0228	0,0007	75,7669	71,0283	72,6161	<b>Rotation Z</b>
4	0,226988	8,7602	0,0001	84,5271	71,0284	0,0693	
5	0,207326	0,0004	5,5694	84,5275	76,5979	0,0056	
6	0,186362	0,0399	0,0092	84,5674	76,6071	3,0207	
7	0,158875	7,6868	0	92,2542	76,6071	0,1888	
8	0,116394	0	16,17	92,2542	92,7771	0,0014	

#### ❖ Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de a masse totale de la structure soit

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

pris en compte, le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

#### ❖ Constatation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0.734s$ .

2°/ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 8 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

5° / La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%,  $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.734 \text{ sec} < 1.3 (0.63) = 0.819 \text{ sec} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

#### ❖ Justification de coefficient de comportement

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessous représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base :

#### ✓ Charge horizontale

**Tableau.IV.5 :** Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		voile(%)		Portique(%)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
<b>Niveau 1</b>	50188,5	55608,4	10450,1	4271,59	82,77	92,87	17,23	7,13

#### ✓ Sous charges verticales

**Tableau.IV.6 :** Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	voile(%)	Portique(%)
	F3	F3	F3	F3
<b>Niveau 1</b>	41924,06	30083,66	58,22	41,78

Avec :

**F3 :** La charge verticale reprise par l'élément.

**F1 :** La charge horizontale suivant X.

**F2 :** La charge horizontale suivant Y.

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

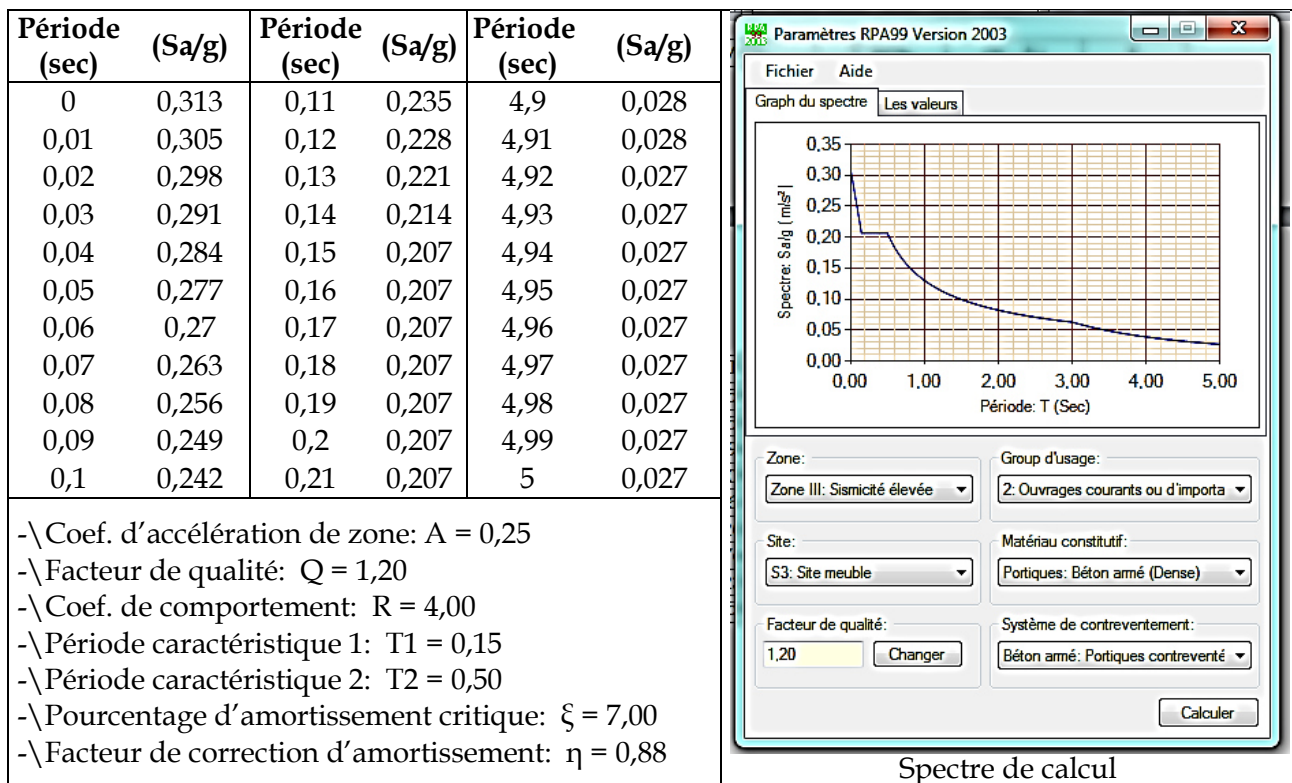
#### ❖ Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3.5**

#### ➤ Spectre de réponse :

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel Spectre 99 Version 2003.

**Tableau.IV.7 :** Spectre de calcul adopté pour la modélisation du bâtiment.



#### ❖ Calcul de l'effort tranchant à la base

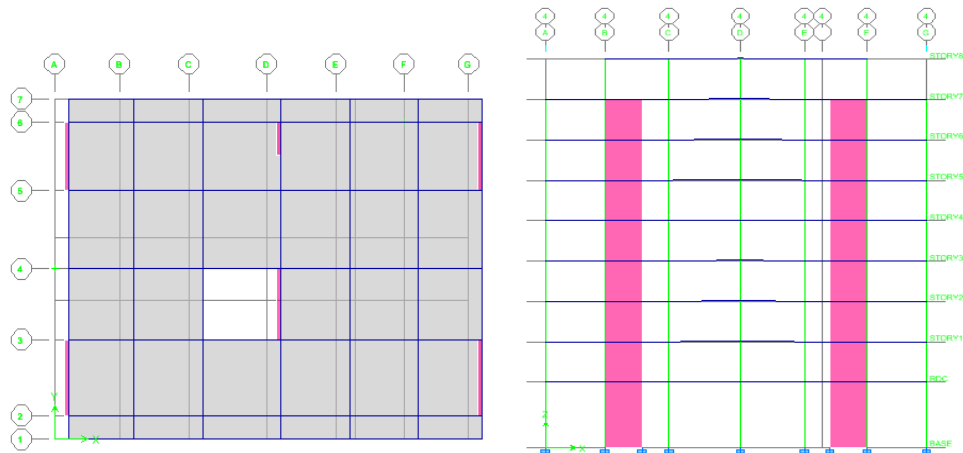
L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_T = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

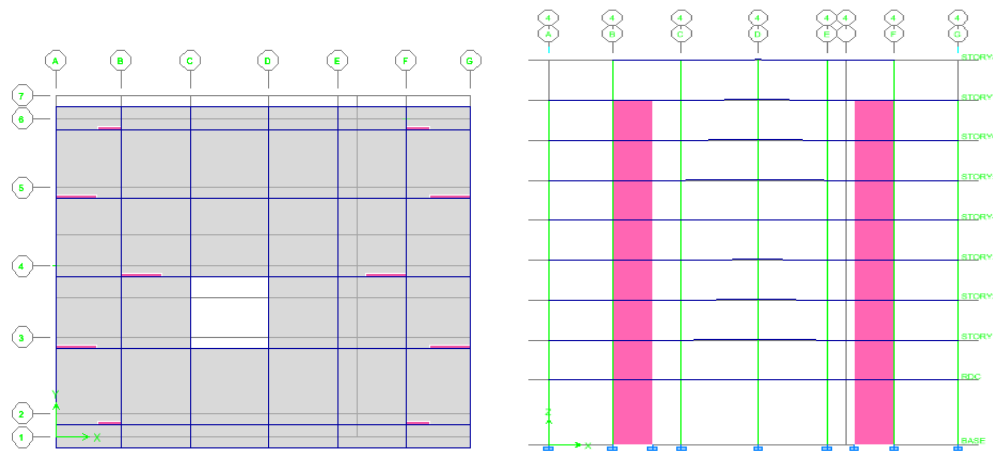
**Tableau.IV.8 :** L'effort tranchant (Sens longitudinal et transversal)

Mode	Période	$\alpha_{ix}(\%)$	$\alpha_{iy}(\%)$	Wt(KN)	sa/g	Vx(KN)	Vy(KN)
1	0,734463	75,7441	0	45783,7173	0,159	5513,88	0,00
2	0,58526	0	71,0276	45783,7173	0,185	0,00	6016,03
3	0,490686	0,0228	0,0007	45783,7173	0,206	2,15	0,07
4	0,226988	8,7602	0,0001	45783,7173	0,206	826,21	0,01
5	0,207326	0,0004	5,5694	45783,7173	0,206	0,04	525,27
6	0,186362	0,0399	0,0092	45783,7173	0,206	3,76	0,87
7	0,158875	7,6868	0	45783,7173	0,206	724,98	0,00
8	0,116394	0	16,17	45783,7173	0,23	0,00	1702,74

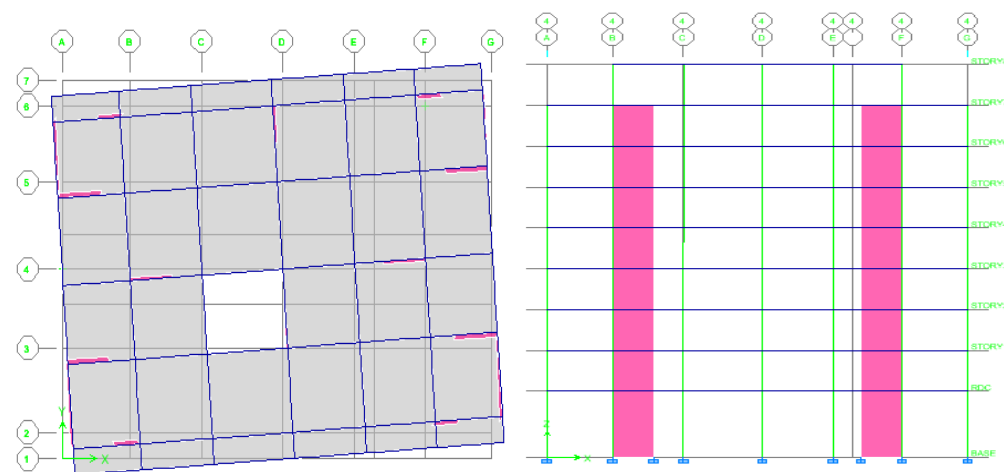
# Chapitre IV : Etude dynamique et sismique



**Figure IV.3 :** 1<sup>er</sup> Mode de translation suivant le sens X-X de période  $T = 0,734\text{sec}$



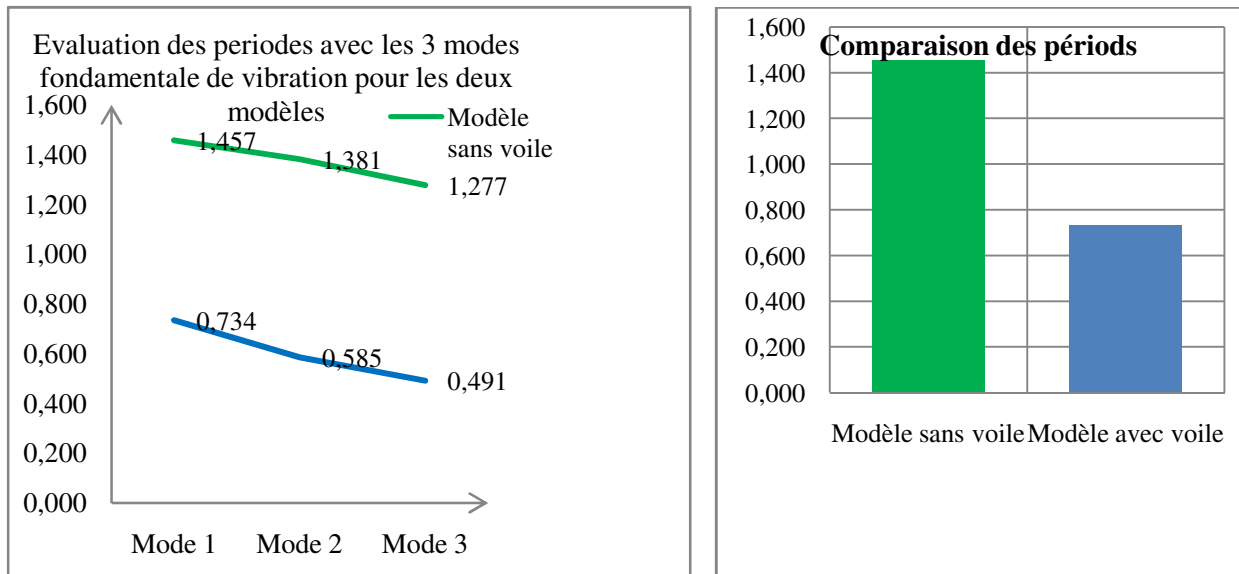
**Figure IV.4 :** 2<sup>ème</sup> Mode de translation suivant le sens Y-Y de période  $T = 0,585\text{sec}$ .



**Figure IV.5 :** 3<sup>ème</sup> Mode de rotation autour de l'axe Z de période  $T = 0,490\text{sec}$ .

**Tableau IV.9 :** comparaison entre les deux modèles du bâtiment sans contreventement et avec un système de contreventement,

	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
<b>Modèle sans voile</b>	1	1,457	0,000	84,122	0,000	84,122	0,005
	2	1,381	84,550	0,000	84,550	84,122	0,437
	3	1,277	0,455	0,004	85,004	84,126	84,974
<b>Modèle avec voile</b>	1	0,734	75,744	0,000	75,744	0,000	0,012
	2	0,585	0,000	71,028	75,744	71,028	0,001
	3	0,491	0,023	0,001	75,767	71,028	72,616



**Figure IV.6 :** Comparaison des périodes et évaluations avec trois (03) modes

❖ **Combinaison des réponses modales (Art 4,3.5 ; RPA 99) :**

- Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes  $T_i$  et  $T_j$  et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$  Sont considérées indépendantes si le rapport  $r = \frac{T_i}{T_j}$  (avec  $T_i \leq T_j$ ) vérifie la relation

suivante :  $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$ ; avec  $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$

- Dans le cas ou toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

**Chapitre IV :**  
**Etude dynamique et sismique**

Avec :

E : l'effet de l'action sismique considéré.

$E_i$  : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

- Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes :  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

**Tableau.IV.10** : Valeurs des rapports  $T_i/T_j$

Mode	Période	R	$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	vérification
1	0,734463	0,7968543	0.993	CV
2	0,58526	0,83840686	0.993	CV
3	0,490686	0,46259319	0.993	CV
4	0,226988	0,91337868	0.993	CV
5	0,207326	0,89888388	0.993	CV
6	0,186362	0,85250749	0.993	CV
7	0,158875	0,73261369	0.993	CV
8	0,116394	0	0.993	CV

❖ **Remarque**

- toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

$$E_x = 7071,02$$

$$E_y = 8244,99$$

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :  $r = \frac{0.8V}{V_t}$



**Tableau IV.11 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).**

	<b>V<sub>statique</sub> (KN)</b>	<b>V<sub>dynamique</sub> (KN)</b>	<b>0.8 V<sub>statique</sub></b>	<b>0.8V<sub>stat</sub>&lt;V<sub>dyn</sub></b>
<b>Sens X-X</b>	8398.04	7071,02	6718.43	Vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	7377.72	8244,99	5902.17	Vérifiée

❖ **Commentaire**

La résultante des forces sismiques à la basse VT obtenue par la méthode dynamique modale spectre est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

❖ **Vérification des déplacements latéraux inter-étage**

Le **RPA99/v.2003** exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (Art4-19-RPA99/v.2003).}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 - 20 RPA99/v.2003).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01 h_j \text{ Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

**Tableau IV.12 :Déplacement inter-étage sens (-X-X)**

<b>SENS X-X</b>								
<b>Niveau</b>	<b><math>\delta_{ek}</math> (cm)</b>	<b>R</b>	<b><math>\delta_k</math> (cm)</b>	<b><math>\delta_{k-1}</math> (cm)</b>	<b><math>\Delta_k</math> (x) (cm)</b>	<b><math>h_0</math> (cm)</b>	<b>1% <math>\Delta_{kadm}</math> (m)</b>	<b>Observation</b>
<b>Niveau 8</b>	3,59	3,50	12,56	11,07	1,49	306	3,06	<b>C.V</b>
<b>Niveau 7</b>	3,16	3,50	11,07	9,76	1,31	306	3,06	<b>C.V</b>
<b>Niveau 6</b>	2,79	3,50	9,76	8,34	1,42	306	3,06	<b>C.V</b>
<b>Niveau 5</b>	2,38	3,50	8,34	6,83	1,51	306	3,06	<b>C.V</b>
<b>Niveau 4</b>	1,95	3,50	6,83	5,26	1,57	306	3,06	<b>C.V</b>
<b>Niveau 3</b>	1,50	3,50	5,26	3,70	1,56	306	3,06	<b>C.V</b>
<b>Niveau 2</b>	1,06	3,50	3,70	2,24	1,46	306	3,06	<b>C.V</b>
<b>Niveau 1</b>	0,64	3,50	2,24	0,99	1,24	306	3,06	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0,28	3,50	0,99	0,00	0,99	497	4,97	<b>C.V</b>

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

**Tableau IV.13 : Déplacement inter-étage sens (-Y-Y)**

SENS Y-Y								
Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	R	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (y) (cm)	$h_0$ (cm)	1% $\Delta_{kadm}$ (m)	Observation
Niveau 8	2,87	3,50	10,04	8,17	1,87	306	3,06	C.V
Niveau 7	2,34	3,50	8,17	6,95	1,22	306	3,06	C.V
Niveau 6	1,99	3,50	6,95	5,71	1,24	306	3,06	C.V
Niveau 5	1,63	3,50	5,71	4,49	1,22	306	3,06	C.V
Niveau 4	1,28	3,50	4,49	3,32	1,17	306	3,06	C.V
Niveau 3	0,95	3,50	3,32	2,25	1,07	306	3,06	C.V
Niveau 2	0,64	3,50	2,25	1,32	0,93	306	3,06	C.V
Niveau 1	0,38	3,50	1,32	0,59	0,73	306	3,06	C.V
RDC	0,17	3,50	0,59	0,00	0,59	497	4,97	C.V

❖ **Conclusion :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (**Art 4, 2,5 RPA99/V2003**).

$$V = F_t + \sum F_i \text{ Avec } F_t = \begin{cases} 0.07VTSIT > 0.7S \\ 0 & SIT < 0.7s \end{cases}$$

- Sens x-x :  $V_x = 7071,02 \text{ KN}$  ;  $F_t = 0$ .

**Tableau IV.14 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X**

Niveau	W (KN)	$h_i$ (m)	$W \cdot h_i$ (KN/m)	$\sum W \cdot h_i$ (KN/m)	(V - $F_t$ ) (KN)	$F_i$ (KN)
RDC	5634,71	4.97	28004,48	747404,01	7071,02	264,94
Niveau 1	5108,45	8.03	41020,82	747404,01	7071,02	388,09
Niveau 2	5731,35	11.09	68203,06	747404,01	7071,02	645,25
Niveau 3	5667,74	14.15	80198,47	747404,01	7071,02	758,74
Niveau 4	5612,25	17.21	96586,86	747404,01	7071,02	913,79
Niveau 5	5415,34	20.27	109769,02	747404,01	7071,02	1038,50
Niveau 6	5366,56	23.33	125201,74	747404,01	7071,02	1184,50
Niveau 7	4906,63	26.39	129486,05	747404,01	7071,02	1225,04
Niveau 8	2340,70	29.45	68933,51	747404,01	7071,02	652,16
					<b>Somme</b>	<b>7071,02</b>

- Sens y-y :  $V_y = 8244.99 \text{ KN}$  ;  $F_t = 0$ .

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

**Tableau IV.15 :** La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens Y-Y

Niveau	W (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W* <i>h<sub>i</sub></i> (KN/m)	∑ W* <i>h<sub>i</sub></i> (KN/m)	(V - F <sub>t</sub> ) (KN)	F <sub>i</sub> (KN)
RDC	5634,71	4,97	28004,48	747404,01	8244,99	308,93
Niveau 1	5108,45	8,03	41020,82	747404,01	8244,99	452,52
Niveau2	5731,35	11,90	68203,06	747404,01	8244,99	752,38
Niveau3	5667,74	14,15	80198,47	747404,01	8244,99	884,71
Niveau4	5612,25	17,21	96586,86	747404,01	8244,99	1065,50
Niveau 5	5415,34	20,27	109769,02	747404,01	8244,99	1210,92
Niveau 6	5366,56	23,33	125201,74	747404,01	8244,99	1381,16
Niveau 7	4906,63	26,39	129486,05	747404,01	8244,99	1428,43
Niveau 8	2340,70	29,45	68933,51	747404,01	8244,99	760,44
					<b>Somme</b>	<b>8244,99</b>

#### ❖ Justification de l'effet (P-Δ)[Art 5.9]

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

Avec :

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

**P<sub>K</sub>** : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

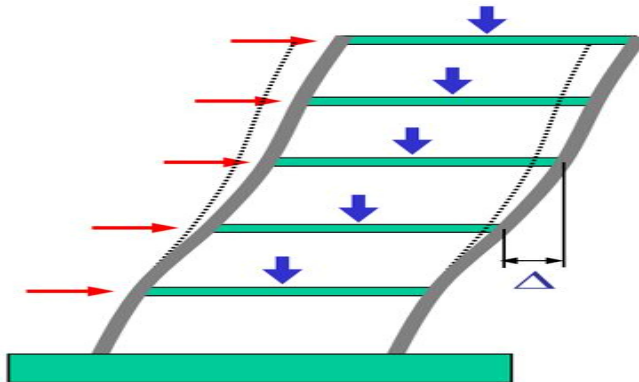
Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

**V<sub>K</sub>** : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

**Δ<sub>K</sub>** : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

**h<sub>K</sub>** : Hauteur d'étage K.



**Figure IV.7 :**Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

- Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$  les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta)$ .
- Si  $\theta > 0.20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

**Tableau.IV.16 :** Vérification de l'effet P-  $\Delta$  sens X-X

Niv	P <sub>k</sub> (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	$\Delta_k$ (m)	$\theta_{Kx}$	< 0.1
Niv8	2340,70	6253,88	3,06	0,0149	0,0012	Vérifier
Niv7	4906,63	6078,45	3,06	0,0131	0,0033	Vérifier
Niv6	5366,56	5790,33	3,06	0,0142	0,0044	Vérifier
Niv5	5415,34	5329,74	3,06	0,0151	0,0052	Vérifier
Niv4	5612,25	4701,2	3,06	0,0157	0,0061	Vérifier
Niv3	5667,74	3909,14	3,06	0,0156	0,0072	Vérifier
Niv2	5731,35	3010,5	3,06	0,0146	0,0088	Vérifier
Niv1	5108,45	1936,35	3,06	0,0124	0,0113	Vérifier
RDC	5634,71	879,83	4,97	0,0099	0,0192	Vérifier

➤ **Sens transversal :**

**Tableau.IV.17 :** Vérification de l'effet P-  $\Delta$  sens Y-Y

Niv	P <sub>k</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	$\Delta_k$ (m)	$\theta_{Ky}$	< 0.1
Niv8	2340,70	6998,54	3,06	0,0187	0,0006	Vérifier
Niv7	4906,63	6764,61	3,06	0,0122	0,0017	Vérifier
Niv6	5366,56	6431,39	3,06	0,0124	0,0025	Vérifier
Niv5	5415,34	5943,68	3,06	0,0122	0,0032	Vérifier
Niv4	5612,25	5315,38	3,06	0,0117	0,0040	Vérifier
Niv3	5667,74	4526,33	3,06	0,0107	0,0050	Vérifier
Niv2	5731,35	3565,57	3,06	0,0093	0,0065	Vérifier
Niv1	5108,45	2291,82	3,06	0,0073	0,0089	Vérifier
RDC	5634,71	943,94	4,97	0,0059	0,0224	Vérifier

**Conclusion :**

On constate que  $\theta_{Kx}$  et  $\theta_{Ky}$  sont inférieurs à 0.1, donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable.

❖ **Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble**

✓ **Vérification au renversement**

D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

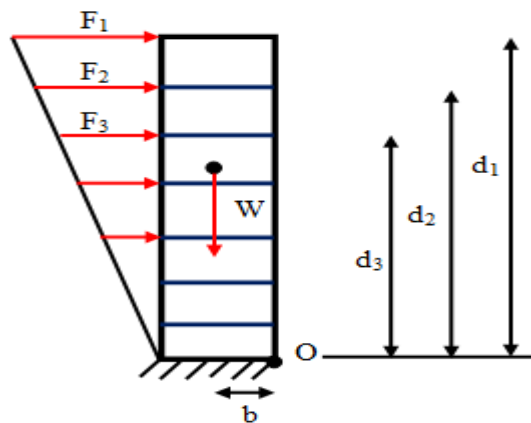
Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ).

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant.

$M_r$  : Moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.



**Figure IV.8 :** Moment de renversement.

$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

**Tableau.IV.18 :** Calcul le moment de renversement sens X-X

niveau	$d_i$ (m)	$F_{xi}$ (KN)	$M_r = F_{xi} \times d_i$ (KN.m)
RDC	4,97	264,94	1316,75
Niveau1	8,03	388,09	3116,36
Niveau2	11,09	645,25	7155,82
Niveau3	14,15	758,74	10736,17
Niveau4	17,21	913,79	15726,33
Niveau5	20,27	1038,50	21050,40
Niveau6	23,33	1184,50	27634,39
Niveau7	26,39	1225,04	32328,81
Niveau8	29,45	652,16	19206,11
/	/	/	$\Sigma = 138271,13$

## Chapitre IV :

### Etude dynamique et sismique

**Tableau.IV.19 :** Calcul le moment de renversement sens Y-Y

niveau	$d_i$ (m)	$F_{xi}$ (KN)	$M_r = F_{xi} \times d_i$ (KN.m)
RDC	4,97	308,93	1535,38
Niveau1	8,03	452,52	3633,74
Niveau2	11,09	752,38	8343,89
Niveau3	14,15	884,71	12518,65
Niveau4	17,21	1065,50	18337,26
Niveau5	20,27	1210,92	24545,35
Niveau6	23,33	1381,16	32222,46
Niveau7	26,39	1428,43	37696,27
Niveau8	29,45	760,44	22394,96
/	/	/	$\Sigma = 161227,95$

**Calcul de centre de gravité de la structure :**

**Tableau.IV.20 :** Centre de gravité et de torsion.

niveau	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)
RDC	12,905	10,172
Niveau 1	12,871	10,215
Niveau 2	12,876	10,150
Niveau 3	12,876	10,149
Niveau 4	12,876	10,149
Niveau 5	12,878	10,145
Niveau 6	12,878	10,144
Niveau 7	12,882	10,198
Niveau 8	12,812	12,481
$\Sigma$	115,854	93,803
niveau	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)

$$X_G = 12.87m$$

$$Y_G = 10.42m$$

$$b_x = L_x - X_G \quad ; \quad b_x = 25.6 - 12.87 = 12.73 \text{ m}$$

$$b_y = L_y - Y_G \quad ; \quad b_y = 17.6 - 10.42 = 7.18 \text{ m}$$

**b :** Les point les plus éloigner par apport au centre de gravité pour les deux direction

**Tableau.IV.21 :** Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	$M_s$ (KN.m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s/M_r$	$M_s/M_r \geq 1.5$
<b>Sens longitudinal</b>	45783,717	12.73	582826.717	138271.13	4.215	<b>Cv</b>
<b>Sens transversal</b>	45783,717	7.18	328727.08	161227.95	2.038	<b>Cv</b>

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

### Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

#### ❖ Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : **N** : L'effort normal maximal.

**B** : Section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

**Tableau.IV.22** :Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	$N_{Ucum}$ (Calculer)	$N_{Ucum}$ (ETABS)	Choix de la section	Nrd	$N_{Ucum}$ (ETABS)	Choix de la section	Nrd
8 <sup>eme</sup>	263,472	392,14	30×30	0.17	304,37	35×35	0.09
7 <sup>eme</sup>	522,214	599,1	30×30	0.26	514,26	40×40	0.13
6 <sup>eme</sup>	778,767	877,91	30×30	0.39	761,03	40×40	0.19
5 <sup>eme</sup>	1032,801	1163,49	35×35	0.37	1013,7	45×45	0.2
4 <sup>eme</sup>	1288,188	1450,11	35×35	0.47	1267,67	45×45	0.25
3 <sup>eme</sup>	1541,067	1750,11	40×40	0.43	1530,35	50×50	0.24
2 <sup>eme</sup>	1796,014	2054,53	40×40	0.51	1796,16	50×50	0.28
1 <sup>eme</sup>	2048,453	2377,14	45×45	0.46	2073,61	55×55	0.27
RDC	2323,915	2672,62	45×45	0.52	2242,49	55×55	0.29
S-sol	2609,651	2801,93	50×50	0.44	2551,24	60×60	0.28

#### Remarque :

due au l'effort sismique exerce sur les poteaux ;les sections de ces dernière ont augmenté, alors les nouveau sections adoptes sont le tableau précédant.

## **V : Introduction**

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (**CBA 93, BAEL91/99 et RPA99/ version2003**).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles **RPA99/version2003«Règles Parasismiques Algériennes** » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les voiles qui sont soumis à la flexion composée.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures ( **ETABS** ), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

### **V.1.Ferraillage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.



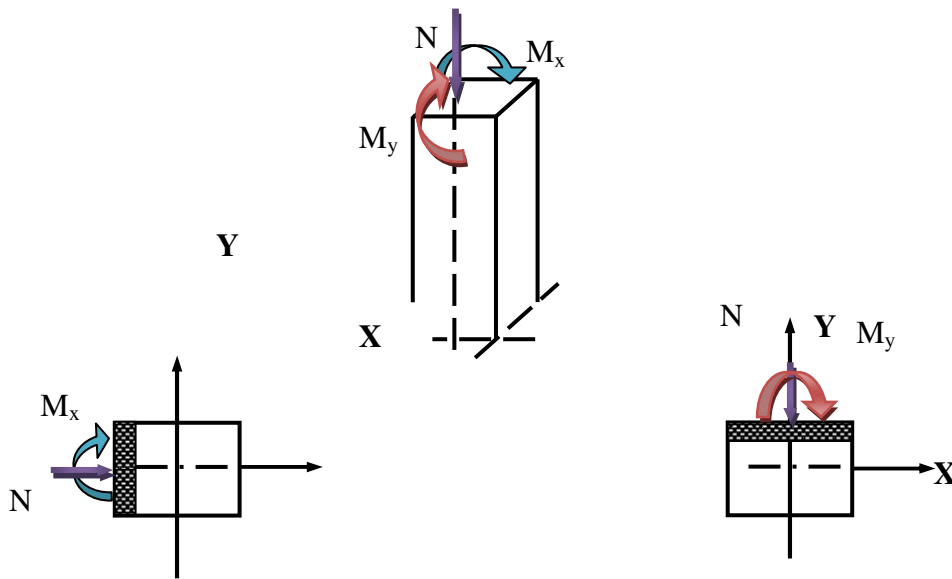


Figure.V.1 : Les sollicitations exercées sur les poteaux.

V.1.1. Caractéristiques des matériaux

Tableau.V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	1	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

V.1.2. Actions et sollicitations

❖ Les actions

Les actions ce sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc....) ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc. ...).

❖ Les sollicitations

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

V.1.3. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer Simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

❖ Combinaison de RPA99/version2003

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

❖ **Combinaison du BAEL91/99**

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Effort sismique.

**V.1.4. Etapes du calcul :**

❖ **Selon le BAEL91/99**

Calcule en flexion composée avec un effort normal  $N_u$  et un moment  $M_u$  tel que :

$$M_u = e \cdot N_u$$

Mu(KN.m)	e(cm)		
	e = ( e <sub>1</sub> + e <sub>2</sub> + e <sub>0</sub> )		
	e <sub>1</sub> =e <sub>0</sub> +e <sub>a</sub>	e <sub>2</sub>	e <sub>a</sub>
Nu×e	$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}}$	$e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10000 * h} (2 + \alpha * \phi)$	$e_a = \text{Max} \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\}$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times L_0 \quad \text{et} \quad \alpha = 10 * \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 * M_{ser}} \right)$$

e<sub>1</sub> : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e<sub>2</sub> : excentricité dus aux effets du second ordre.

e<sub>a</sub>: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

&: Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère; ce rapport est généralement pris égal à 2.

❖ **Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

- Les armatures longitudinales :

D'après l'article 7.4.2. du RPA99/version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par:

Le pourcentage minimal est de 0.9% en zone III.

Le pourcentage maximal est de :

3% en zone courante ;

6% en zone de recouvrement ;

Le diamètre minimum est de 12 mm ;

La longueur minimale de recouvrement est de 50φ ;

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm ;

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des

zones nodales (zones critiques)

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

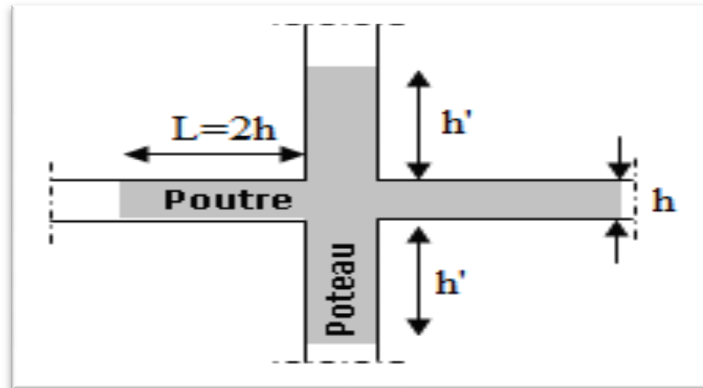


Figure.V.2 :

Zone nodale

❖ **Recommandations du BAEL91/99**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

Avec :

**B** : Section du béton =  $b \times h$ . ( $b = h =$  côtes du poteau,  $d = 0.9h$ )

❖ **Ferrailage minimum d'après le CBA93**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Les armatures transversales :

D'après l'article 7.4.2.2 du RPA99/version2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

**$V_u$**  : L'effort tranchant du calcul.

**$h_t$**  : Hauteur totale de la section brute.

**$f_e$**  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**$\rho_a$** : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de  $\rho_a$  est pris égale à 2.50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

**t** : L'espacement des armatures transversales.

Remarque :

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- Zone 01 : S-SOL (60x60).

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

- Zone 02 : RDC et 1<sup>ère</sup> étages (55x55).
- Zone 03 : 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages (50x50).
- Zone 04 : 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages (45x45).
- Zone 05 : 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages (40x40).
- Zone 06 : 8<sup>ème</sup> étages (35x35).

**TableauV.2 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone**

Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	BAEL 91/99		CBA93	RPA99/version2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (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
1	60x60	7.2	180	3.91	32.4	108	216
2	55x55	6.05	151.25	2.28	27.22	90.75	181.5
3	50x50	5	125	2.72	22.5	75	150
4	45x45	4.05	101.25	2.2	18.22	60.75	121.5
5	40x40	4	80	1.73	14.4	48	96
6	35x35	4	61.25	1.33	11.02	36.75	73.5

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N<sub>max</sub> ; M<sub>correspondant</sub>

N<sub>min</sub> ; M<sub>correspondant</sub>

M<sub>max</sub> ; N<sub>correspondant</sub>

**TableauV.3 : Les sollicitations obtenues par ETABS**

Zone	Combinaison	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>
1	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G+Ex</b>	<b>G+Q+E</b>
	N (KN)	-2551.24	-3824.05	-3426.17
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	6.059	73.096	152.428
2	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G+Ex</b>	<b>G+Q+E</b>
	N (KN)	-2342.49	-3350.16	-2609.87
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	5.925	58.539	269.315
3	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G+Ex</b>	<b>G+Q+E</b>
	N (KN)	-1796.16	-1742.62	-1681.79
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	15.222	32.478	237.239
4	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G+Ex</b>	<b>G+Q+E</b>
	N(KN)	-1267.67	-866.66	-943.64
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	12.408	141.601	213.753
5	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G+Ex</b>	<b>G+Q+E</b>
	N (KN)	-701.03	-445.97	-353.79
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	11.612	59.675	184.516
6	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G+Ex</b>	<b>G+Q+E</b>
	N (KN)	-304.37	-207.69	-252.31
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	5.205	81.11	148.651

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

#### V.1.5.Exemple du calcul du ferrailage

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel ETABS 9.7.4 et à partir de la combinaison la plus défavorable.

Soit un poteau de la zone 1, dimensions (60x60) cm<sup>2</sup>

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C' = 3 \text{ cm.} \\ S = (60 \times 60) \text{ cm}^2; \text{ Acier Fe E400 et } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ L = 4,97 \text{ m.} \\ d = 0,9h = 0,54 \text{ m.} \end{array} \right.$$

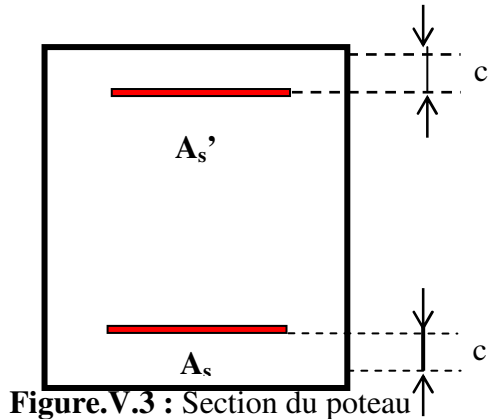


Figure.V.3 : Section du poteau

#### ❖ Ferrailage longitudinal :

La combinaison ELU : 1.35 G + 1.5 Q

$N_{max} = 2551.24 \text{ KN}$      $M_{corr} = 6.059 \text{ KN.m}$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91/99), on adoptera une excentricité totale de calcul :

Mu corrigé (KN.m)	e (cm)		
	$e_1 = e_0 + e_a$	$e_2$	$e_a$
$Nu \times e$	$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}}$	$e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10000 * h} (2 + \alpha * \phi)$	$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\}$
132.15	2.24	0.94	2.00
<b>e = 5.18 cm</b>			

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{h} = 20.08 \quad \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.79$$

**L** : Hauteur totale du Poteau.

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement du poteau.

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,24 = 2,268 \text{ m}$ .

Si :  $L_f / h < \text{Max} (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$      $\longrightarrow$  pas de risque de flambement.

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$3,78 < \text{Max} (15 ; 0.746)$  ..... **Condition Vérifier.**

**Donc** : On peut utiliser la méthode forfaitaire.

Le calcul se fera en **flexion composée**.

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

A(KN.m)			B(KN.m)	
$A = (0.337h - 0.81C') b. h. f_{bu}$			$B = Nu (d - C') - M_{ua}$	
$h=b=0.6$	$C'=0.03$	$f_{bu} = 14,2 \times 10^3$	$M_{ua} = Mu + \alpha \times Nu$ $Mu = Nu \times e = 132,15 \text{ KN.m}$	$\alpha = (d - h/2) = 0.24$
909,42			744,44	

$A = 909.42 \text{ KN.m} > B = 744,44 \text{ KN.m} \rightarrow$  Donc la section est **entièrement comprimée**.

L'effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ( $e < h/6$ ).

$\mu_{bu}$	$\mu_l$	$\mu_{bu} < \mu_l$	$A'_1$	$\mu_{bc}$	$\mu_{bu} < \mu_{bc}$	$Z_b$
0.292	0.392	<b>CV</b>	0	0.49	<b>CV</b>	0.381

$\mu_{bu} = 0.282 \leq 0.49$  ..... Méthode simplifiée.

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bc}] = 0.381 \text{ m}$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} \quad A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z} = \frac{724.55 \times 10}{348 \times 0.381} = 54.64 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 54.64 - \frac{2551.24 \times 10}{348} = -18.67 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}.$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale  $A_{\min}$ .

- **La section d'acier minimale**
- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \frac{0.23 \times 0.6 \times 0.54 \times 2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Selon RPA99/version2003**

$$A_{\min} = 0.8\% b.h = 0.008 \times 60 \times 60 \Rightarrow A_{\min} = 28.8 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{\text{adopté}} = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{min RPA}}) = \text{Max}(57.37 ; 3.91 ; 28.8) = 57.37 \text{ cm}^2$

On adopte : 8HA25+8HA20  $A_{\text{adopté}} = 64.4 \text{ cm}^2$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL91/99** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.4 : Choix des armatures**

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>réel</sub>
<b>S-sol</b>	$N_{\max} = -2551.24$	$M_{\text{cor}} = 6.059$	(60x60)	37	3.91	28.8	<b>12HA25</b>	58.92
	$N_{\min} = -3824.05$	$M_{\text{cor}} = 73.096$		53.14				
	$N_{\text{cor}} = -3426.17$	$M_{\max} = 152.428$		57.37				
<b>RDC et 1<sup>ère</sup> étages</b>	$N_{\max} = -2242.49$	$M_{\text{cor}} = 5.925$	(55x55)	33.99	3.28	24.2	<b>12HA25</b>	58.92
	$N_{\min} = -3350.16$	$M_{\text{cor}} = 58.539$		51.28				

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

	$N_{cor} = -2609.87$	$M_{max} = 269.315$		51.86				
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	$N_{max} = -1796.16$	$M_{cor} = 15.222$	(50x50)	26.63	2.72	20	<b>12HA20</b>	37.68
	$N_{min} = -1742.62$	$M_{cor} = 32.478$		26.78				
	$N_{cor} = -1681.79$	$M_{max} = 237.239$		36.81				
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages	$N_{max} = -1267.67$	$M_{cor} = 12.408$	(45x45)	18.88	2.2	16.2	<b>12HA16</b>	24.12
	$N_{min} = -866.66$	$M_{cor} = 141.601$		20				
	$N_{cor} = -943.64$	$M_{max} = 213.753$		23.95				
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages	$N_{max} = -761.03$	$M_{cor} = 11.612$	(40x40)	11.56	1.73	12.8	<b>4HA14</b> + <b>8HA12</b>	15.21
	$N_{min} = -445.97$	$M_{cor} = 59.675$		9.59				
	$N_{cor} = -353.79$	$M_{max} = 184.516$		8.26				
8 <sup>ème</sup> étages	$N_{max} = -304.37$	$M_{cor} = 5.205$	(35x35)	14.01	1.33	9.8	<b>12HA12</b>	13.56
	$N_{min} = -207.69$	$M_{cor} = 81.11$		7.24				
	$N_{cor} = -252.31$	$M_{max} = 148.651$		11.38				

Longueur de recouvrement :

D'après l'article 7.4.2.1. du RPA 99/version 2003, Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par  $L_r = 50\phi$  en zone III.

T25	.....	$L_r = 125\text{cm}$
T20	.....	$L_r = 100\text{cm}$
T16	.....	$L_r = 80\text{cm}$
T14	.....	$L_r = 70\text{cm}$
T12	.....	$L_r = 60\text{cm}$

#### ❖ Ferrailage transversal

##### • Espacement des armatures transversales

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version 2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$ .... en zone III.
- Dans la zone courante :  $S_t \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_t)$ .

$\Rightarrow S_t \leq \text{Min} (35/2 ; 35/2 ; 12) \Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}$ .... en zone III.

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale.
- **10 cm** en zone courante.

##### • Vérification du ferrailage transversal selon l'RPA99/version 2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

$V_u$ : L'effort tranchant du calcul.

$h_t$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

**t** : L'espacement des armatures transversales.

**$\rho_a$** : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$\rho_a = 2.5$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u \max} = 18.07 \text{ KN.} \\ h_t = 0.6 - C - C' = 0.54 \text{ m.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.268}{0.6} = 3.78 < 5 \quad \longrightarrow \rho_a = 3.75 \end{array} \right.$$

✓ **Vérification dans la zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{3.75 \times 18.07 \times 10^4 \times 0.10}{0.54 \times 400 \times 10^3} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T10 + 2T8 = 4.15 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification dans la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{3.75 \times 18.07 \times 10^4 \times 0.08}{0.54 \times 400 \times 10^3} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

V.1.5.2.3. Vérification des cadres des armatures minimales :

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$  (%) est donnée comme

suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \lambda_g \geq 5 & 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3 & 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : Est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L<sub>f</sub>" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10  $\phi_t$ .

$$\text{On à } 3 < 3.78 < 5 \text{ Après interpolation : } \frac{A_t}{S_t \times b} (\%) \geq 0.605\%$$



## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

✓ Dans la zone courante :

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{4.15}{10 \times 60} = 0.692\% > 0.605\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ Dans la zone nodale :

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{3.01}{8 \times 60} = 0.629\% > 0.605\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

a. Zone courante :

**Tableau.V.5 : Armature transversale (Zone courante)**

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	Choix	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal	% Min	OBS
(60x60)	18.07	10	0.31	3.78	3.75	<b>4T10+2T8</b>	4.15	0.692	0.605	<b>CV</b>
(55x55)	38.35	10	0.49	6.32	2.5	<b>2T10+4T8</b>	3.58	0.65	0.3	<b>CV</b>
(55x55)	38.35	10	0.74	3.89	3.75	<b>2T10+4T8</b>	3.58	0.65	0.56	<b>CV</b>
(50x50)	41.26	10	0.88	4.28	3.75	<b>6T8</b>	3.02	0.604	0.18	<b>CV</b>
(45x45)	50.29	10	1.21	4.76	3.75	<b>6T8</b>	3.02	0.67	0.06	<b>CV</b>
(40x40)	52.53	10	0.96	5.35	2.5	<b>6T8</b>	3.02	0.75	0.3	<b>CV</b>
(35x35)	43.35	10	0.93	6.12	2.5	<b>6T8</b>	3.02	0.86	0.3	<b>CV</b>

b. Zone nodale :

**Tableau.V.6 : Armature transversale (Zone nodale)**

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	Choix	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal	% Min	OBS
(60x60)	18.07	8	0.25	3.78	3.75	<b>6T8</b>	3.02	0.86	0.605	<b>CV</b>
(55x55)	38.35	8	0.4	6.32	2.5	<b>6T8</b>	3.02	0.69	0.3	<b>CV</b>
(55x55)	38.35	8	0.6	3.89	3.75	<b>6T8</b>	3.58	0.69	0.56	<b>CV</b>
(50x50)	41.26	8	0.705	4.28	3.75	<b>6T8</b>	3.02	0.75	0.18	<b>CV</b>
(45x45)	50.29	8	0.97	4.76	3.75	<b>6T8</b>	3.02	0.83	0.06	<b>CV</b>
(40x40)	52.53	8	0.77	5.35	2.5	<b>6T8</b>	3.02	0.94	0.3	<b>CV</b>
(35x35)	43.35	8	0.75	6.12	2.5	<b>6T8</b>	3.02	1.07	0.3	<b>CV</b>

❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

On a : V<sub>u max</sub> = 18.07 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.07 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.54} = 0.056 \text{ MPa.}$$

Donc : τ<sub>u</sub> = 0.056 MPa < τ<sub>u</sub> = 3.33 MPa.....Condition Vérifiée.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_s}{b \times d} < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \text{Min} \left( \frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b} \right) = \text{Min} \left( \frac{2.268}{0.60}; \frac{2.268}{0.60} \right) = 3.78$$

$$\lambda_g = 3.78 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_{ub} = \rho_d \times f_{c28} \Rightarrow 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0.056 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 1 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.7** : Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant

Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub> < τ <sub>bu</sub>
(60x60)	18.07	0.056	3.78	0.04	1	3.33	CV	CV
(55x55)	38.35	0.141	6.32	0.075	1.87	3.33	CV	CV
(55x55)	38.35	0.141	3.89	0.04	1	3.33	CV	CV
(50x50)	41.26	0.183	4.28	0.04	1	3.33	CV	CV
(45x45)	50.29	0.275	4.76	0.04	1	3.33	CV	CV
(40x40)	52.53	0.365	5.35	0.075	1.87	3.33	CV	CV
(35x35)	43.35	0.393	6.12	0.075	1.87	3.33	CV	CV

V.1.7. Vérification des poteaux à l'ELS

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ<sub>bc</sub> : Contraintemaximale dans le béton comprimé. (σ<sub>bc</sub> = K x Y)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

et Y : Position de l'axe neutre.

Position de l'axe neutre :

$$\bullet \quad Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec : η = 15 (c'est le coefficient d'équivalence acier – béton).

$$A'_s = 0$$

▪ Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8 : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS**

Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>1</b>	23.491	58.92	27,79	1036374,37	2.26	0.63	15	<b>Vérifier</b>
<b>2</b>	44.095	58.92	26,93	808267,67	5.45	1.47	15	<b>Vérifier</b>
<b>3</b>	43.851	37.68	22,54	475974,07	9.21	2,08	15	<b>Vérifier</b>
<b>4</b>	51.408	24.12	18,72	270029,57	19.03	3,56	15	<b>Vérifier</b>
<b>5</b>	57.042	15.21	15,35	145512,36	39.2	6,02	15	<b>Vérifier</b>
<b>6</b>	44.362	13.56	14,04	90794,82	48.85	6,86	15	<b>Vérifier</b>

#### V.I.8. Vérification de l'effort normale ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est:

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

**Calcul de  $\alpha$  :**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \dots \dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots \dots \dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

**Calcul de  $\lambda$  :**  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$l_f$  : Longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration

$B$  : L'aire de la section

$I$  : Moment d'inertie de la section

**Calcul de  $B_r$  :**

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

## Chapitre V :

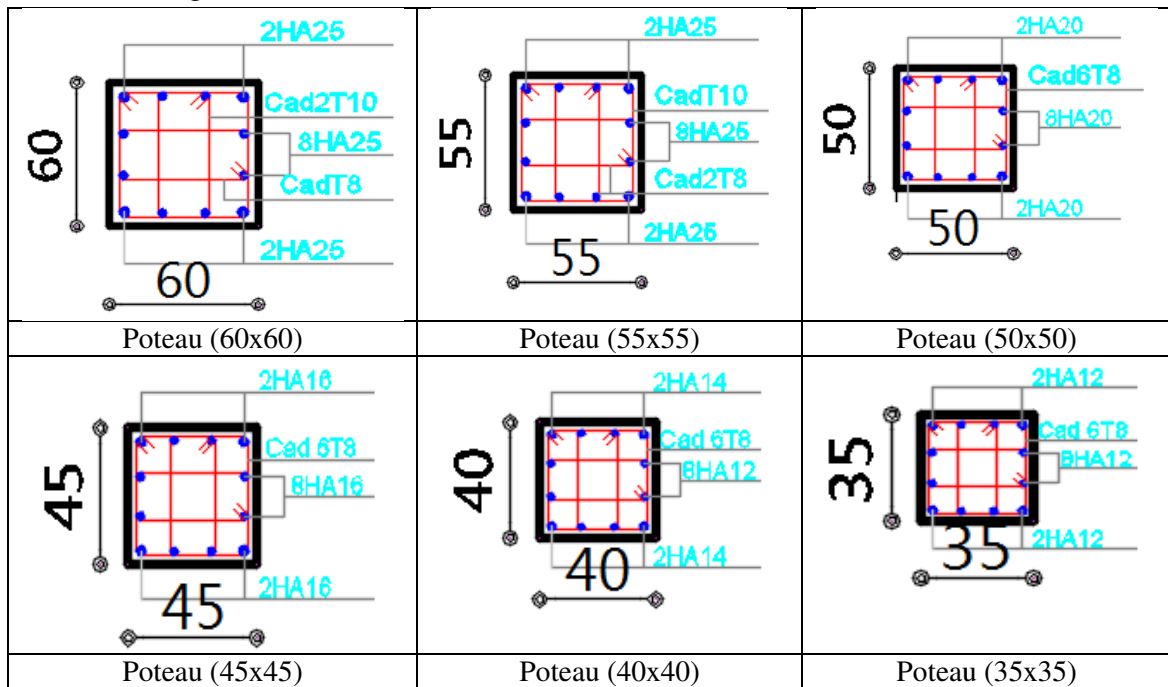
### Etude des éléments résistants

**Tableau V.9 : Vérification de l'effort normale ultime**

Poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$\alpha$	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_{max}$ (KN)	$N_{max} < N_u$
N°1	(60x60)	13.09	0.827	0.3364	58.92	6846.75	2551.24	CV
N°2	(55x55)	21.91	0.788	0.2809	58.92	5713.97	2342.49	CV
	(55x55)	13.49	0.825	0.2809	58.92	5982.27	2073.61	CV
N°3	(50x50)	14.84	0.82	0.2304	37.68	4573.36	1796.16	CV
N°4	(45x45)	16.49	0.814	0.1849	24.12	3470.1	1267.67	CV
N°5	(40x40)	18.55	0.805	0.1444	15.21	2578.51	761.03	CV
N°6	(35x35)	21.2	0.791	0.1089	13.56	1968.26	304.37	CV

**Conclusion :**

Le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications.



**Figure.V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux**

#### V.2.Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferraillage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

$$1,35G+1,5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

##### V.2.1. Recommandation du RPA 99(V2003)

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section
- Le pourcentage totale 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 I et Iia
  - $50\phi$ : En zone IIb et III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis

b) Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales minimales est de :  $A_t = 0.003.S.b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de  $(h/4, 12\phi)$  ;
  - En dehors de la zone nodale :  $s \leq h/2$ .

La valeur du diamètre  $\phi_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé :

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

**V.2.2. Armatures longitudinales**

Le calcul se fait en travée et en appuis

➤ Calcul du moment réduit  $\mu$

- $\mu_{bu} = M_u / b_o * d^2 * f_{bu}$ .
- $\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$
- $Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$
- $A = M_u / (Z_b \cdot f_{ed})$

a) **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c}$$

b) **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

c) **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 50\Phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

**V.2.3. Ferrailage longitudinal des poutres**

Le ferrailage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants :

**Tableau V.10 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres**

		M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale B145 liée au voile</b>							
<b>PP 40x25</b>	travée	180,34	15,36	1,08	5	3HA20+3HA16	15,45
	appui	69,118	5,11	1,08	5	3HA20	9,42
<b>Poutre secondaire B35 liée au voile</b>							
<b>PS 40x25</b>	travée	114,649	8,91	1,08	5	3HA16+2HA14	9,11
	appui	73,263	5,44	1,08	5	3HA16	6,03
<b>Poutre principale B17 non liée au voile</b>							
<b>PP 40x25</b>	travée	48,998	3,55	1,08	5	3HA16	9,11
	appui	111,21	8,61	1,08	5	3HA16+2HA14	6,88
<b>Poutre secondaire B42 non liée au voile</b>							
<b>PS 40x25</b>	travée	15,94	1,12	1,08	5	3HA14+2HA12	6,88
	appui	44,757	3,23	1,08	5	3HA14+2HA12	6,88

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

#### V.2.4. Calcul des armatures transversales

##### a) Selon le BAEL91

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$

$b$  : largeur de la poutre ;

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales

$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$  ;

On adopte les espacements suivants : .....  $S_t = 20\text{cm}$  ;

Donc:  $A_t \geq 0,4 \times 0,25 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,5\text{cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{25}{10}; 1.2 \right\} \leq 1,14 \quad . \text{ Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

##### b) Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_L) = 10\text{cm}$  ;

- En zone courante :  $S_t \leq h/2 ; S_t = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

-En zone nodale : .....  $S_t = 10\text{cm}$  ;

-En zone courante : .....  $S_t = 20\text{cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1,5 \text{ cm}^2 > 0,5\text{cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** : .....  $A_t = 2.01\text{cm}^2$

$S_t$  (adopté) =  $\text{Min} \{ S_{iB.A.E.L.}; S_{iR.P.A} \}$  .....  $S_t = 20\text{cm}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «**Φ8**».

**Tableau.V.11** : La longueur minimale de recouvrement

Diamètre $\phi$	Longueur L (cm) = $50 \phi$
$\phi 12$	60
$\phi 14$	70
$\phi 16$	80
$\phi 20$	100

#### V.2.5. Vérification D'ABOUT

##### a) Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{74,3 \times 10^3}{0,9 \times 250 \times 400} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Tableau.V.12 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres

Localisation	Contrainte de cisaillement			
	$V_u$ (Mpa)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	observation
<b>Poutre principale Liée au voile</b>				
travée	74,3	0,82	3.33	CV
appui	52,22	0,58	3.33	CV
<b>Poutre secondaire Liée au voile</b>				
travée	86,21	0,96	3.33	CV
appui	78,24	0,87	3.33	CV
<b>Poutre principale non Liée au voile</b>				
travée	43,488	0,48	3.33	CV
appui	77,95	0,86	3.33	CV
<b>Poutre secondaire non Liée au voile</b>				
travée	16,902	0,18	3.33	CV
appui	35,617	0,39	3.33	CV

**b) Armature inferieure tendu sur appui d'ABOUT**

$$A \geq \frac{1,15V_{Umax}}{f_e} = \frac{1,15 \times 86,21}{40} = 2,47 \quad A_s = 15.45 > 2,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

$$V_{u_{max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

$$\text{avec : } \begin{cases} a = b - c - 2cm = 20cm \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases}$$

$$V_{Umax} \leq 0,267 \times f_{c28} \times b_0 \times a = 333,75KN$$

$$V_{Umax}=86,21KN < 333.75KN \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit

✓ **Calcul de la position de l'axe neutre**

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

✓ **Calcul du moment d'inertie**

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$A_s$  : section d'armatures tendue.

$A'_s$  : section d'armatures comprimées.

$n$  : 15 coefficient d'équivalence.

✓ **Vérification des contraintes**

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa;$$

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

Les résultats de calcule sont indiquée dans les tableaux suivants :



## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

**Tableau.V.13 : Vérification de contrainte dans le béton des poutres**

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	observation
<b>Poutre principale Liée au voile</b>						
travée	13,466	18,17	123665,39	1,97	15	CV
appuis	37,155	12,92	66153,89	7,25	15	CV
<b>Poutre secondaire Liée au voile</b>						
travée	44,463	15,19	89228,92	6,325	15	CV
appuis	67,451	12,92	66153,89	7,25	15	CV
<b>Poutre principale non Liée au voile</b>						
travée	56,672	13,53	72064,27	6,97	15	CV
appuis	31,589	15,99	98033,28	6,06	15	CV
<b>Poutre secondaire non Liée au voile</b>						
travée	26,044	13,53	72064,27	6,976	15	CV
appuis	12,363	13,53	72064,27	6,976	15	CV

- Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée Avec :

**l**: la portée entre nus d'appuis (l=4,80m)

**M<sub>t</sub>**: moment maximum en travée

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique

**A<sub>s</sub>**: section d'armateur tendu correspondante

#### a) Poutre principale

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,083 > 0,0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \square$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,083 > 0,055) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \square$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0101 < 0,0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \square$$

#### b) Poutre secondaire

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,085 > 0,0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \square$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,085 > 0,047) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \square$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0076 < 0,0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \square$$

V.2.6. schéma de ferrailage des poutres

appui	travée	appui	travée
Poutre principale liée au voile -B 145-		Poutre secondaire liée au voile -B 35-	
appui	travée	appui	travée
Poutre principale non liée au voile -B 17-		Poutre secondaire non liée au voile -B 42-	

Figure.V.5 : Schéma de ferrailage des poutres

#### V.3.Ferraillage des voiles :

##### Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 02 zones:

- **Les niveaux :** (RDC et 1<sup>ère</sup> étage) **Zone 1.**
- **Les niveaux :** (2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage) **Zone 2.**
- **Les niveaux :** (5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage) **Zone 3.**

Notre ouvrage comprend six (6) types des voiles : type 01 : L = 1.45m, type 02 : L = 2.5m, (selon l'axe X) et type 03 : L=4.55m, type 04 : L=4.25m, type 05 : L=4.10m, type 06 : L =2m (selon l'axe Y), que nous allons ferrailler par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

##### V.3.2. Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- **Selon le BAEL 91**(Situation Durable):  
ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$   
ELS :  $G + Q$
- **Selon le RPA 99/version 2003 [Art 5.2]** (situation accidentelle):  
 $G + Q + E$   
 $0,8G \pm E$

##### V.3.1. Recommandations du RPA99/2003:

###### ❖ Armatures verticales (art A7-7-4-3/ RPA99):

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003:

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

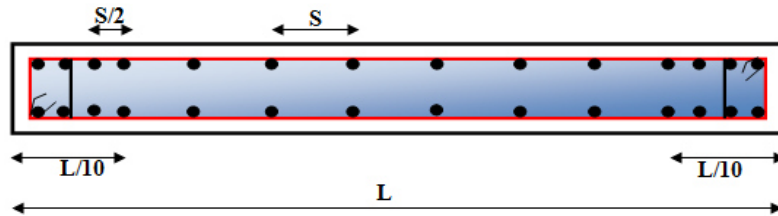


Figure.V.6 : disposition des armatures verticales dans le voile

▪ **Armatures horizontales (art A7-7-4-3/ RPA99)**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

▪ **Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes:

- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :
  - $S \leq \text{Min} (1,5e ; 30\text{cm})$
  - $e$  : Épaisseur du voile
- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

▪ **Armatures de coutures:**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule:

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ avec: } \bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

▪ **Armatures de potelet:**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure ou égale à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**V.4.1. Calcul du ferrailage des voiles:**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes:

- 1)  $N^{max}$  ;  $M^{Correspondant}$
- 2)  $N^{min}$  ;  $M^{Correspondant}$
- 3)  $M^{max}$  ;  $N^{Correspondant}$

❖ **Présentation de la méthode de calcul:**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I}v$$

Avec:

$N$  : Effort normal appliqué,

$M$  : Moment fléchissant appliqué.

$B$  : Section du voile,

$v$  : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$I$  : Moment d'inertie.

**NB :** L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

**On distingue 3 cas :**

**1<sup>ier</sup> Cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " .

$$A_v = \frac{F - Bf_{bc}}{f_e}$$

Avec:

$$F = \left\{ \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c \right\} e : \text{Volume de contrainte.}$$

$$L_c = \left\{ L : \text{Longueur de la section comprimée.} \right.$$

**2<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

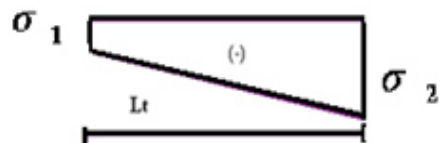
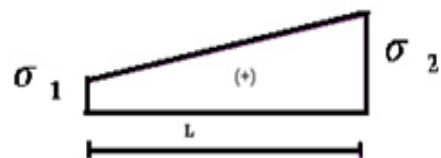
Avec:

$$F = \left\{ \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \right\} \times e$$

$$L_T = \left\{ L : \text{Longueur de la section tendue.} \right.$$

**3<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



## Chapitre V :

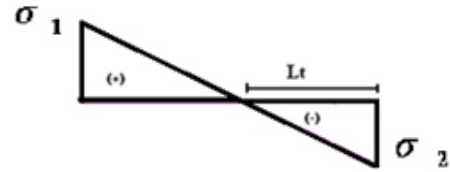
### Etude des éléments résistants

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

Avec:

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$



- Si  $A_v < A_{min}$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

Section d'armature minimale :

	Nature de la section		
	ET	PC	EC
Selon BAEL	$B(f_{t28}/f_e)$	$0,23bd(f_{t28}/f_e)$	$0,23bd(f_{t28}/f_e)$
Selon RPA	$0,2\%eL$	$0,2\%eL_c$	$0,2\%eL$

Avec:

$L$  : Longueur de voile

$e$  : L'épaisseur de voile

$L$  : Longueur de voile

#### Exemple de ferrailage détaillé:

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles ( $V_{X1}$ ; Zone I) de ( $L = 1.45m$ ;  $e = 0,2m$ )

**Tableau V.14 : Détermination des sollicitations**

Zone	Voile	Sollicitation	$N^{corr}$	$M^{corr}$	Combinaison
I	$V_{X1}$	$N^{max}$	1843,06	1843,06	GQEX MIN
		$N^{min}$	95,2	342,879	GQEX MIN
		$M^{max}$	1033,617	1028,67	08GEY MIN

$$B = L \times e = 0.29 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{BL^3}{12} = 0.0508 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad V = \frac{L}{2} = 0.725 \text{ m}$$

#### 1<sup>ier</sup> Sollicitations :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{1843,06}{0.29} + \frac{1843,06 \times 0.725}{0.0508} = 20973,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{1843,06}{0.29} - \frac{1843,06 \times 0.725}{0.0508} = -8262,68 \text{ KN/m}^2$$

( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée

#### Calcul des armatures verticales:

$$\gamma_b = 1,15$$

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{8262,68}{20973,43 + 8262,68} \times 1,45 = 0,409 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{8262,68}{2} \times 0,2 \times 0,409 = 338.61 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F}{f_e} = \frac{338.61}{400} \times 10 = 8.46 \text{ cm}^2$$

#### 2<sup>eme</sup> Sollicitations :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{95,2}{0.29} + \frac{342,879 \times 0.725}{0.0508} = 5220,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{95,2}{0,29} - \frac{342,879 \times 0,725}{0,0508} = -4564,17 \text{ KN/m}^2$$

( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée

**Calcul des armatures verticales:**

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{4564,17}{5220,72 + 4564,17} \times 1,45 = 0,67 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{4564,17}{2} \times 0,2 \times 0,67 = 308,69 \text{ KN}$$

$$A_{v_2} = \frac{F}{f_e} = \frac{308,69}{400} \times 10 = 7,71 \text{ cm}^2$$

**3<sup>eme</sup> Sollicitations :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{1033,617}{0,29} + \frac{1028,67 \times 0,725}{0,0508} = 18295,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{1033,617}{0,29} - \frac{1028,67 \times 0,725}{0,0508} = -11201,26 \text{ KN/m}^2$$

( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée

**Calcul des armatures verticales:**

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{11201,26}{18295,54 + 11201,26} \times 1,45 = 0,55 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{11201,26}{2} \times 0,2 \times 0,55 = 616,77 \text{ KN}$$

$$A_{v_3} = \frac{F}{f_e} = \frac{308,69}{400} \times 10 = 15,42 \text{ cm}^2$$

**Section d'armature minimale:**

$$A_{min} \geq \max \left( 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,2\% \times e \times L_c \right) \Rightarrow \max \left( 0,23 \times 20 \times 0,9 \times 145 \times \frac{2,1}{400}; 0,002 \times 20 \times 90 \right)$$

$$A_{min} \geq \max(3,15; 3,6) = 3,6 \text{ cm}^2$$

**Conclusion:**

$$A_v = \max (A_{v_1}; A_{v_2}; A_{v_3}; A_{min}) = 15,42 \text{ cm}^2$$

⇒ la section du voile est partiellement comprimée

**Armatures de coutures:**

$$V_{u_{max}} = 7,39 \text{ KN}$$

$$A_{v_j} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \frac{1,4(7,39)}{400} \times 10 = 0,28 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{s_{cal}} = A_v + A_{v_j} [\text{cm}^2] \quad A_{s_{cal}} = 15,7 \text{ cm}^2$$

**La section d'armature verticale adoptée:**

$$A_{v_{adpt}} = 16,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T14+6T12$$

En zone d'about: Soit 3T14 ( $A_v = 4,62 \text{ cm}^2$ )

En zone courante: Soit 3T12 ( $A_v = 3,39 \text{ cm}^2$ )

**L'espace:**

Zone courante :  $S \leq \text{Min} (1,5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq \text{Min} (1,5(20) ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On adopte :  $S = 15 \text{ cm}$

Zone d'about :  $S' \leq \frac{S}{2} = 7,5 \text{ cm}$

On adopte:  $S' = 10 \text{ cm}$

**Armatures horizontales:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{D'après le BAEL91/99: } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{16,03}{4} = 4,01 \text{ cm}^2 \\ \text{D'après le RPA: } A_H = 0,15\% B = 0,15 \frac{L \cdot e}{100} = 0,15 \frac{145 \times 20}{100} = 4,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_H = \max \left( \frac{A_v}{4}; 0,15 \% B \right) = 4,35 \text{ cm}^2$$

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

On adopte:

RDC (h= 497cm) :  $A_H = 12\text{cm}^2/\text{nappe} \rightarrow 24\text{T8}$

autres étages (h = 306cm) :  $A_H = 7\text{cm}^2/\text{nappe} \rightarrow 14\text{T8}$

- Le premier et la dernière barre sont placés à une distance de 5cm

#### Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit: 4Φ8

#### Vérification des contraintes de cisaillement:

- Selon le *RPA99* [Art 7.7.2]:

$$V_{f_{\max}} = 7,39\text{KN}$$

$$e = 20\text{cm}$$

$$d = 0,9L = 0,9(1,45) = 1,305\text{m}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 7,39}{20 \times 1,305} \times 10^{-1} = 0,04\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,03\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \dots \dots \text{CV}$$

- Selon le *BAEL*:

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{7,39}{20 \times 1,305} \times 10^{-1} = 0,03\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 4,35\text{MPa} \quad , \quad \gamma_b = 1,15 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$\tau_u = 0,03\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4,35\text{MPa} \dots \dots \text{CV}$$

#### Vérification à l'ELS:

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B+15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$N_{ser} = 814,39\text{KN}$$

$$A_s = 16,03\text{cm}^2$$

$$B = e . L = 20 \times 145 = 2900\text{cm}^2$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B+15.A_s} = \frac{814,39}{2900+15(16,03)} \times 10 = 2,6\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,6\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \text{CV}$$

**Tableau V.15 :** Détermine la nature de la section (**type 01 : 1,45 m**) selon xx

Zone	Sollicitation	$N^{corr}$ [KN]	$M^{corr}$ [KN.m]	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Nature	$L_T$ [m]	$L_C$ [m]
<b>I</b>	$N^{max}$	1843,06	1024,482	20973,43	-8262,68	SPC	0,55	0,9
	$N^{min}$	95,2	342,879	5220,72	-4564,17			
	$M^{max}$	1028,67	1033,617	18295,54	-11201,26			
<b>II</b>	$N^{max}$	1306,61	394,478	10134,25	-1123,15	SPC	0,45	1
	$N^{min}$	64,86	101,975	1678,71	-1231,40			
	$M^{max}$	619,46	398,67	7824,58	-3552,44			
<b>III</b>	$N^{max}$	859,83	113,094	4578,64	1351,22	SPC	0,6	0,85
	$N^{min}$	-47,55	175,114	2334,69	-2662,62			
	$M^{max}$	301,81	395,194	6679,64	-4598,19			



## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

**Tableau V.16 : Résultats de ferrailage (type 01 : 1,45 m) selon xx**

Zone		I	II	III	
<b>Armatures verticales</b>					
F [KN]		616,77	160,84	271,84	
A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]		15,42	4,02	6,8	
A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		3,6	4	3,6	
A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		0,205	1	2,94	
A <sub>s cal</sub> = A <sub>v</sub> + A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		15,63	5,02	9,74	
A <sub>v adapt</sub> [cm <sup>2</sup> ]		17,28	6,32	11,3	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	4T16	4T10	4T12
		Espacement [cm]	10	10	10
	Zone courante	Choix des barres	6T14	4T10	6T12
		Espacement [cm]	13	15	15
Zone comprimée		Choix des barres	8T10	10T10	8T10
		Espacement [cm]	20	20	20
<b>Armatures horizontales</b>					
A <sub>H</sub> = 0,15%B selon RPA [cm <sup>2</sup> ]		4,35	4,35	4,35	
A <sub>H</sub> = $\frac{A_v}{4}$ selon BAEL91/99 [cm <sup>2</sup> ]		4,32	1,58	2,82	
A <sub>H adapt</sub> /nappe [cm <sup>2</sup> ]		12	7	7	
Choix des barres		24T8	14T8	14T8	
Espacement [cm]		20	20	20	

**Tableau V.17 : Vérification des contraintes (type 01 : 1,45 m) selon xx**

Zone		I	II	III
<b>Contraintes de cisaillement</b>				
V <sub>u max</sub> [KN]		7,39	25,95	76,28
Selon RPA99	τ <sub>b</sub> [MPa]	0,04	0,139	0,41
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	τ <sub>u</sub> [MPa]	0,03	0,1	0,29
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	3,333	3,333	
<b>Contrainte de compression de béton</b>				
N <sub>ser</sub> [KN]		814,39	687,15	723,92
σ <sub>bc</sub> [MPa]		2,57	2,18	2,30
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

**Tableau V.18 : Détermine la nature de la section (type 01 : 2,00 m) selon yy**

Zone	Sollicitation	N <sup>corr</sup> [KN]	M <sup>corr</sup> [KN.m]	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>2</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	Nature	L <sub>T</sub> [m]	L <sub>C</sub> [m]
I	N <sup>max</sup>	2092,91	15,218	5346,41	5118,14	SPC	0,6	1,4
	N <sup>min</sup>	561,54	246,915	3255,71	-448,01			
	M <sup>max</sup>	1224,254	1462,17	12837,33	-5526,48			
II	N <sup>max</sup>	1819,35	33,278	4797,96	4298,79	SPC	0,4	1,6
	N <sup>min</sup>	389,55	143,636	2051,15	-103,40			
	M <sup>max</sup>	457,15	830,96	5506,03	-1351,23			
	N <sup>max</sup>	1114,5	35,164	3049,98	2522,52	SPC	0,9	1,1
	N <sup>min</sup>	75,43	249,535	2060,09	-1682,94			
	M <sup>max</sup>	256,105	795,78	3910,24	68,66			

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

**Tableau V.19 : Résultats de ferrailage (type 01 : 2,00 m) selon yy**

Zone		I	II	III	
<b>Armatures verticales</b>					
F [KN]		332,63	53,25	151,37	
$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]		8,32	1,33	3,8	
$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		4,35	4,35	4,35	
$A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]		0,81	0,64	2,73	
$A_{s\ cal} = A_v + A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]		9,13	1,97	6,53	
$A_{v\ adpt}$ [cm <sup>2</sup> ]		9,48	7,9	12,64	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	6T10	6T10	6T10
		Espacement [cm]	7,5	7,5	7,5
	Zone courante	Choix des barres	6T10	4T10	10T10
		Espacement [cm]	13	10	15
Zone comprimée		Choix des barres	14T10	16T10	10T10
		Espacement [cm]	20	20	20
<b>Armatures horizontales</b>					
$A_H = 0,15\%B$ selon RPA [cm <sup>2</sup> ]		6	6	6	
$A_H = \frac{A_v}{4}$ selon BAEL91/99 [cm <sup>2</sup> ]		2,37	1,97	3,16	
$A_{H\ adpt}$ /nappe [cm <sup>2</sup> ]		12	7	7	
Choix des barres		24T8	14T8	14T8	
Espacement [cm]		20	20	20	

**Tableau V.20 : Vérification des contraintes (type 01 : 2,00 m) selon yy**

Zone		I	II	III
<b>Contraintes de cisaillement</b>				
$V_{u\ max}$ [KN]		20,95	16,55	71,01
Selon RPA99	$\tau_b$ [MPa]	0,081	0,064	0,276
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	$\tau_u$ [MPa]	0,06	0,05	0,20
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	3,333	3,333	3,333
<b>Contrainte de compression de béton</b>				
$N_{ser}$ [KN]		1211,95	1054,11	646,95
$\sigma_{bc}$ [MPa]		2,7736	2,4124	1,4806
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

**Tableau V.21 : Détermine la nature de la section (type 03 : 2,50 m) selon xx**

Zone	Sollicitation	$N^{corr}$ [KN]	$M^{corr}$ [KN.m]	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Nature	$L_T$ [m]	$L_C$ [m]
I	$N^{max}$	3638,29	3329,21	23256,79	-8703,63	SPC	0,7	1,8
	$N^{min}$	129,81	240,616	1414,58	-895,34			
	$M^{max}$	3329,21	3638,29	23256,79	-8703,63			
II	$N^{max}$	2245,55	1100,677	9774,35	-792,15	SPC	0,8	1,7
	$N^{min}$	401,94	625,747	3807,47	-2199,71			
	$M^{max}$	1145,963	985	7470,62	-3530,62			
III	$N^{max}$	1438,28	231,399	3987,28	1765,84	SPC	1,13	1,37
	$N^{min}$	71,89	318,506	1672,61	-1385,05			
	$M^{max}$	712,775	1369,43	6160,18	-682,46			

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

**Tableau V.22 : Résultats de ferrailage (type 03 : 2,50 m) selon xx**

Zone		I	II	III	
<b>Armatures verticales</b>					
$F$ [KN]		592,55	283,27	156,84	
$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]		14,81	7,08	3,92	
$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		7,2	6,8	5,48	
$A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]		0,99	1,31	2,8	
$A_{s\ cal} = A_v + A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]		15,8	8,39	6,72	
$A_{v\ adapt}$ [cm <sup>2</sup> ]		18,48	9,48	9,48	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	6T14	6T10	6T10
		Espacement [cm]	10	10	10
	Zone courante	Choix des barres	6T14	6T10	8T10
		Espacement [cm]	15	20	20
Zone comprimée		Choix des barres	18T10	16T10	14T10
		Espacement [cm]	20	20	20
<b>Armatures horizontales</b>					
$A_H = 0,15\%B$ selon RPA [cm <sup>2</sup> ]		7,2	6,4	4,4	
$A_H = \frac{A_v}{4}$ selon BAEL91/99 [cm <sup>2</sup> ]		3,95	2,37	1,68	
$A_{H\ adapt}$ /nappe [cm <sup>2</sup> ]		12	9	9	
Choix des barres		24T8	14T8	14T8	
Espacement [cm]		20	20	20	

**Tableau V.23 : Vérification des contraintes (type 03 : 2,50 m) selon xx**

Zone		I	II	III
<b>contraintes de cisaillement</b>				
$V_{u\ max}$ [KN]		25,84	33,98	72,65
Selon RPA99	$\tau_b$ [MPa]	0,080	0,106	0,226
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	$\tau_u$ [MPa]	0,06	0,08	0,16
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	3,333	3,333	3,333
<b>Contrainte de compression de béton</b>				
$N_{ser}$ [KN]		1595,31	1260,55	710,77
$\sigma_{bc}$ [MPa]		2,9710	2,3476	1,3237
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

**Tableau V.24 : Détermine la nature de la section (type 04 : 4,10 m) selon yy**

Zone	Sollicitation	$N^{corr}$ [KN]	$M^{corr}$ [KN.m]	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Nature	$L_T$ [m]	$L_C$ [m]
I	$N^{max}$	5269,63	990,644	8194,33	4658,42	SPC	2,1	2,00
	$N^{min}$	-1935,06	991,227	-590,83	-4128,82			
	$M^{max}$	7578,271	-195,52	13286,14	-13763,02			
II	$N^{max}$	3497,26	976,052	6006,86	2523,04	SPC	1,43	2,67
	$N^{min}$	-782,49	545,69	19,61	-1928,12			
	$M^{max}$	4186,093	1846,56	9722,62	-5218,82			
III	$N^{max}$	1366	349,429	2289,46	1042,24	SPC	1,44	2,66
	$N^{min}$	19,22	316,784	588,79	-541,91			
	$M^{max}$	1727,852	757,09	4006,90	-2160,33			

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

**Tableau V.25 : Résultats de ferrailage (type 04 : 4,10 m) selon yy**

		Zone	I	II	III
<b>Armatures verticales</b>					
$F$ [KN]			2871,16	782,57	310,26
$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]			71,78	19,56	7,75
$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]			8,9	10,68	10,64
$A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]			1,72	1,53	1,63
$A_{scal} = A_v + A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]			73,5	21,09	9,38
$A_{v_{adpt}}$ [cm <sup>2</sup> ]			81,64	27,72	14,22
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	8T20	8T14	8T10
		Espacement [cm]	12	12	12
	Zone courante	Choix des barres	18T20	10T14	10T10
		Espacement [cm]	20	20	20
Zone comprimée		Choix des barres	20T10	26T10	26T10
		Espacement [cm]	20	20	20
<b>Armatures horizontales</b>					
$A_H = 0,15\%B$ selon RPA [cm <sup>2</sup> ]			21,41	12,3	12,3
$A_H = \frac{A_v}{4}$ selon BAEL91/99 [cm <sup>2</sup> ]			20,41	6,93	3,55
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm <sup>2</sup> ]			27,12	15,82	15,82
Choix des barres			24T12	14T12	14T12
Espacement [cm]			20	20	20

**Tableau V.26 : Vérification des contraintes (type 04 : 4,10 m) selon yy**

		Zone	I	II	III
<b>contraintes de cisaillement</b>					
$V_{u_{max}}$ [KN]			44,7	39,86	42,32
Selon RPA99	$\tau_b$ [MPa]		0,085	0,076	0,080
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]		5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	$\tau_u$ [MPa]		0,06	0,05	0,06
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]		3,333	3,333	3,333
<b>Contrainte de compression de béton</b>					
$N_{ser}$ [KN]			1392,59	1128,77	601,19
$\sigma_{bc}$ [MPa]			1,6250	1,3172	0,7015
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]			15,00	15,00	15,00

**Tableau V.27 : Détermine la nature de la section (type 04 : 4,25 m) selon yy**

Zone	Sollicitation	$N^{corr}$ [KN]	$M^{corr}$ [KN.m]	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Nature	$L_T$ [m]	$L_C$ [m]
I	$N^{max}$	3980,04	51,751	4768,35	4596,45	SPC	1,62	2,63
	$N^{min}$	1478,14	8,792	1753,59	1724,39			
	$M^{max}$	6986,479	2325,54	14339,77	-8867,91			
II	$N^{max}$	3260,81	48,085	3916,11	3756,38	SPC	1,35	2,9
	$N^{min}$	922,53	10,787	1103,25	1067,41			
	$M^{max}$	3712,72	1903,22	8405,54	-3927,37			
III	$N^{max}$	1970,17	28,957	2365,94	2269,75	SPC	0,88	3,37
	$N^{min}$	332,5	472,361	1175,72	-393,37			
	$M^{max}$	1408,214	1163,39	3707,60	-970,21			

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

**Tableau V.28 : Résultats de ferrailage (type 04 : 4,25 m) selon yy**

		Zone	I	II	III
<b>Armatures verticales</b>					
$F$ [KN]			2871,16	782,57	310,26
$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]			36,00	13,3	2,14
$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]			10,52	11,6	13,48
$A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]			0,21	0,45	2,72
$A_{scal} = A_v + A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]			36,21	13,75	4,86
$A_{v_{adpt}}$ [cm <sup>2</sup> ]			44,22	15,08	12,64
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	10T14	10T10	10T10
		Espacement [cm]	10	10	10
	Zone courante	Choix des barres	12T14	10T10	6T10
		Espacement [cm]	20	20	20
Zone comprimée		Choix des barres	26T10	28T10	32T10
		Espacement [cm]	20	20	20
<b>Armatures horizontales</b>					
$A_H = 0,15\%B$ selon RPA [cm <sup>2</sup> ]			12,75	12,75	12,75
$A_H = \frac{A_v}{4}$ selon BAEL91/99 [cm <sup>2</sup> ]			11,55	3,77	3,16
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm <sup>2</sup> ]			18,96	15,82	15,82
Choix des barres			24T12	14T12	14T12
Espacement [cm]			20	20	20

**Tableau V.29 : Vérification des contraintes (type 04 : 4,25 m) selon yy**

		Zone	I	II	III
<b>contraintes de cisaillement</b>					
$V_{u_{max}}$ [KN]			5,51	11,85	70,75
Selon RPA99	$\tau_b$ [MPa]		0,010	0,022	0,129
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]		5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	$\tau_u$ [MPa]		0,01	0,02	0,09
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]		3,333	3,333	3,333
<b>Contrainte de compression de béton</b>					
$N_{ser}$ [KN]			2299,08	1877,58	1136,13
$\sigma_{bc}$ [MPa]			2,5921	2,1169	1,2809
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]			15,00	15,00	15,00

**Tableau V.30 : Détermine la nature de la section (type 04 : 4,55 m) selon yy**

Zone	Sollicitation	$N^{corr}$ [KN]	$M^{corr}$ [KN.m]	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Nature	$L_T$ [m]	$L_C$ [m]
I	$N^{max}$	5679,08	1214,273	8000,35	4481,14	SPC	1,6	2,95
	$N^{min}$	-2035,28	1257,891	-413,76	-4059,38			
	$M^{max}$	9569,656	3390,99	17593,75	-10141,03			
II	$N^{max}$	3777	1416,663	6203,44	2097,66	SPC	1,52	3,03
	$N^{min}$	-829,7	591,183	-55,07	-1768,44			
	$M^{max}$	5629,737	2465,1	10866,95	-5449,15			
III	$N^{max}$	1475,22	641,272	2550,39	691,85	SPC	1,50	3,05
	$N^{min}$	5,25	726,966	1059,22	-1047,68			
	$M^{max}$	2343,974	1046,95	4547,15	-2246,16			

## Chapitre V :

### Etude des éléments résistants

**Tableau V.31 : Résultats de ferrailage (type 04 : 4,55 m) selon yy**

Zone		I	II	III	
<b>Armatures verticales</b>					
$F$ [KN]		1687,14	828,04	337,92	
$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]		50,88	20,74	8,45	
$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		11,8	12,12	12,2	
$A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]		1,72	1,53	1,63	
$A_{s\ cal} = A_v + A_{vj}$ [cm <sup>2</sup> ]		52,6	22,27	10,08	
$A_{v\ adapt}$ [cm <sup>2</sup> ]		62,8	27,72	15,8	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	8T20	8T14	8T10
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	12T20	10T14	10T10
		Espacement [cm]	20	20	20
Zone comprimée		Choix des barres	28T10	30T10	30T10
		Espacement [cm]	20	20	20
<b>Armatures horizontales</b>					
$A_H = 0,15\%B$ selon RPA [cm <sup>2</sup> ]		13,65	13,65	13,65	
$A_H = \frac{A_v}{4}$ selon BAEL91/99 [cm <sup>2</sup> ]		15,7	6,93	3,95	
$A_{H\ adapt}$ /nappe [cm <sup>2</sup> ]		18,96	15,82	15,82	
Choix des barres		24T8	14T12	14T12	
Espacement [cm]		20	20	20	

**Tableau V.32 : Vérification des contraintes (type 04 : 4,55 m) selon yy**

Zone		I	II	III
<b>contraintes de cisaillement</b>				
$V_{u\ max}$ [KN]		44,7	39,86	42,32
Selon RPA99	$\tau_b$ [MPa]	0,085	0,076	0,080
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	$\tau_u$ [MPa]	0,06	0,05	0,06
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	3,333	3,333	3,333
<b>Contrainte de compression de béton</b>				
$N_{ser}$ [KN]		1392,59	1128,77	601,19
$\sigma_{bc}$ [MPa]		1,6250	1,3172	0,7015
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

V.2.6. schéma de ferrailage des voiles

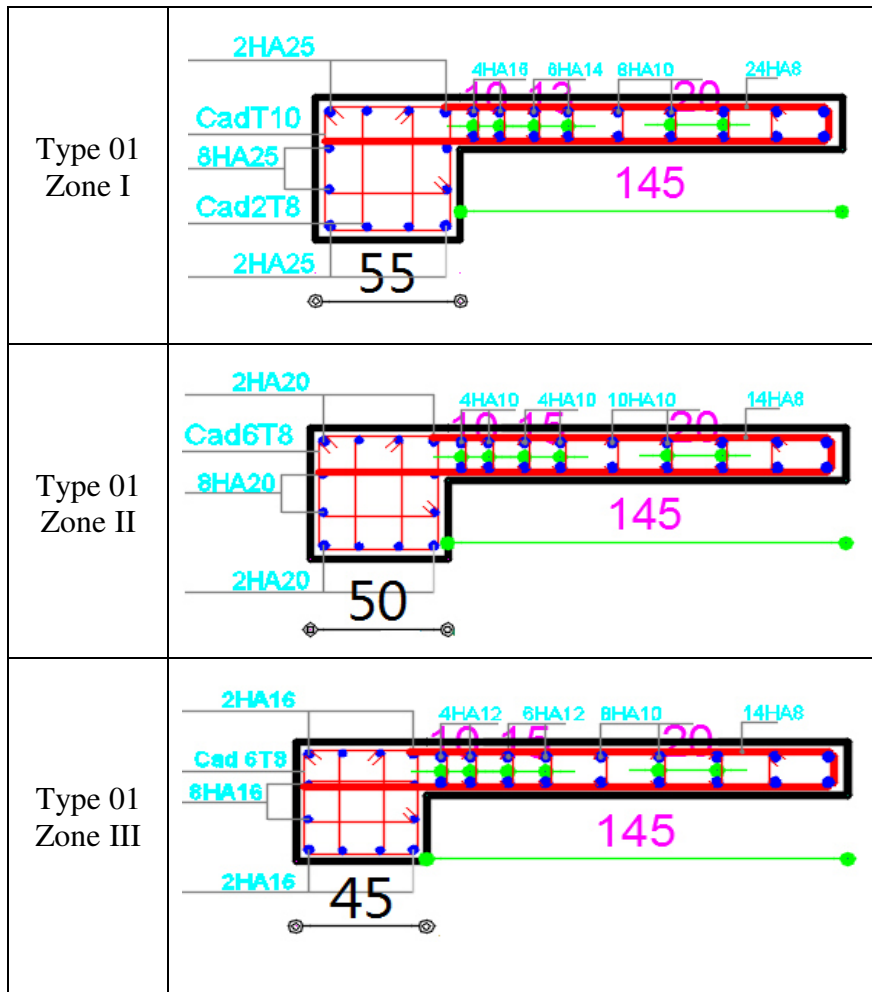


Figure.V.7 : Schéma de ferrailage des voile (type 01)

**VI.1.Introduction :**

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types des fondations :

**Fondation superficielles :** elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

**Fondations profondes :** elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

**VI.2.Etude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol}=0.2MPa$ .

**VI.3.Choix du type de fondation**

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

**VI.4.Calcul de surface revenant à la semelle :**

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_{tot}}{S_b} < 50\% \dots\dots\dots VI.1$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots VI.2$$

$$N_s = 1858,8 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

- $S_1 \geq \frac{1858,8}{200} = 9.3 \text{ m}^2$
- $S_{TOT} = S_1 \times n_{pot} = 9.3 \times 35 = 325.5 \text{ m}^2$

La surface d'emprise du bâtiment est  $S_{bat} = 450.56 \text{ m}^2$ .

**Vérification :**

$$\frac{S_{tot}}{S_b} = \frac{325.5}{450.56} = 0.722 = 72.2\% > 50\%$$



Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

**VI.5. Etude du radier général :**

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures)

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

❖ **L'épaisseur de radier :**

**Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} < h_r < \frac{L_{max}}{5} \dots\dots\dots VI.3$$

$L_{max} = 4.80 \text{ m}$  : c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où :  $60 \text{ cm} < h_r < 96 \text{ cm}$

*Condition de la raideur :*

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \dots\dots\dots VI.4$$

Avec :

- $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$ .MPa (module de young du béton).
- $K$  : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne =  $40000 \text{ KN/m}^3$ .
- $b$  : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.
- $I$  : Inertie de la section transversale du radier.
- $I = \frac{bh^3}{12}$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 68 \text{ cm}$$

D'après les résultats trouvés à {1} et {2}, on prend l'épaisseur de radier ( **$h_r=75 \text{ cm}$** )

❖ **Le calcul de débord :**

**Calcul du D (débordement)**

$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30\text{cm}) = 37,5\text{cm}.$                       **Soit : D= 50cm.**

## Chapitre VI :

### Etude de l'infrastructure

La surface totale de l'immeuble est de 450 m<sup>2</sup> est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. a cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S_r = S_{bat} + D. (\text{Périmètre}) = 450.56 + 0,50 \times (88.4) = 494.76 \text{ m}^2$$

**S<sub>r</sub>** : Surface de radier.

**S<sub>bat</sub>** : Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est : **S<sub>r</sub> = 494.76 m<sup>2</sup>**.

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{G_{totale} = 51470,14 \text{ KN} ; \quad Q_{totale} = 7338,28 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q ; \quad N_s = G + Q$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELU: } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1,3 \cdot \sigma_{adm}} = \frac{80492,11}{1,3 \times 200} = 309,60 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELS: } S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{58808,42}{200} = 294,04 \text{ m}^2}$$

#### ✓ Condition de cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

**D'après le règlement (CBA93 Art 5.1.1 page 38)**

$$1. \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.06 f_{cj} / \gamma_b$$

V<sub>u</sub> : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : Désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 ; \quad d = 0.9 h \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_x = 4.80 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.70 \text{ m.}$$

$$G = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{80492,11}{494.76} = 162,7 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{58808,42}{494.76} = 118,86 \text{ KN/m}^2$$

N <sub>U</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P (KN)	V <sub>UX</sub> (KN/m)	V <sub>UY</sub> (KN/m)
<b>1.35G + 1.5Q</b>	<b>P = Nu × l<sub>x</sub> × l<sub>y</sub></b>	<b><math>\frac{P}{2L_y + L_x}</math></b>	<b><math>\frac{P}{3L_y}</math></b>
397,92	3670,27	258,47	260,3

$$\tau_u = \frac{V_{UX}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_1 \geq \frac{V_{UX} \times \gamma_b}{0.06 f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$h_1 \geq \frac{258,47 \times 1,5}{0,06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0,9} \Rightarrow h_1 \geq 28,72 \text{ cm}$$

#### ✓ Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$\mu_c$  : Périmètre du contour

○ **Sous voiles**

$N_{u,voil} = 2046,96$  KN : Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + L + 2h) = 2(0.2 + 4.55 + 2h) = (9.5 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (9.5 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(9.5 + 4h)h$$

On obtient :  $3h^2 + 7.125h - 2046.96 = 0$ .

$$\text{D'où : } h \geq 27.33 \text{ cm.}$$

○ **Sous Poteaux :**

$N_{u,pot} = 2551.24$  KN : Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.60 + h) = (2.4 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (2.4 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(2.4 + 4h)h$$

On obtient :  $3h^2 + 1.8h - 2551.24 = 0$ .

$$\text{D'où : } h \geq 29.46 \text{ cm}$$

### Conclusion

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :  **$h = 0,75$  m.**

### *VI.3.6. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique*

La vérification d'un radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin d'assurer le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$2. \quad W \geq F_s \times Z \times S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bat}} = 60746,89 \text{ KN}$$

$F_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement  $F_s = 1.5$

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $Z = 1,5$  m)

S : Surface du radier ( $S_{\text{rad}} = 494,76 \text{ m}^2$ )

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 10933,2 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV (pas de risque de soulèvement)}$$

### *VI.3.7. Caractéristique géométrique du radier*

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire de panneau considéré

## Chapitre VI :

### Etude de l'infrastructure

$(X_i; Y_i)$  : Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 13,05\text{m}$$

$$Y_G = 9,05\text{m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 12,87\text{m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 10,42\text{m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |12,87 - 13| = 0,13 \text{ m}$$

$$e_y = |9,803 - 10,42| = 0,803 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I_{xx} = 12897,2 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 26817,5 \text{ m}^4$$

#### VI.2.8. Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport  $\frac{M_s}{M_r}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$1. \frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

$M_s$  : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

$M_r$  : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$2. M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV

$V$  : L'effort tranchant à la base de la structure

$h$  : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 1 m

$$M_{\text{Sta},x} = W \times b_x = 60746,89 \times 12,55 = 762373,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Sta},y} = W \times b_y = 60746,89 \times 8,55 = 519385,91 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_{\text{Ren},x} = 127677,489 + 7071,02 \times 1 = 134748,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 141672,296 + 8244,99 \times 1 = 149917,29 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 5,66 > 1,5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 3,46 > 1,5$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens

### VI.2.9. Vérification de la stabilité au renversement du radier

D'après l'RPA99/version2003 le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

- e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : Moment globale de la structure.
- N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

**Tableau VI.1** : Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0.8G+E		G+Q+E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
<b>N (KN)</b>	99984,54	99984,54	41176,11	41176,11
<b>M<sub>stru</sub> (KN.m)</b>	16390,654	135170,83	146814,87	12311,617
<b>e (m)</b>	0,16	1,35	3,56	0,29
<b>l/4 (m)</b>	6,4	4,4	6,4	4,4
<b>Vérification</b>	<b>e &lt; l/4</b>	<b>e &lt; l/4</b>	<b>e &lt; l/4</b>	<b>e &lt; l/4</b>

### VI.2.10. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

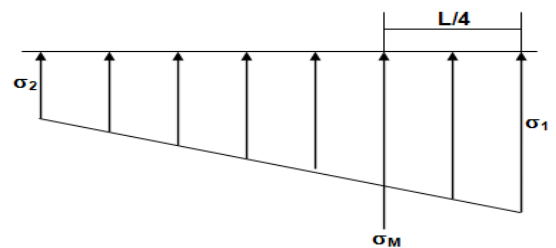
La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$3. \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

Avec :

$$4. \sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

- N : Effort normal appliqué à la surface de radier.
- M : Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.
- B : Surface total du radier.
- V : Distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.



**Chapitre VI :**  
**Etude de l'infrastructure**

- I : Moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0.8G \pm E$ .
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison  $G + Q + E$

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier**

	0.8G + E		G + Q + E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
<b>N (KN)</b>	99984,54	99984,54	41176,11	41176,11
<b>M<sub>rad</sub> (KN.m)</b>	16390,654	135170,83	146814,872	12311,617
<b>V (m)</b>	13.05	9.05	13.05	9.05
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	12897.2	26817.5	12897.2	26817.5
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	494.76	494.76	494.76	494.76
<b>σ<sub>1</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	218.67	247.7	231.79	87.38
<b>σ<sub>2</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	185.50	156.47	65.33	79.07
<b>σ<sub>mov</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	210.38	224.89	190.17	85.3
<b>σ<sub>adm</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	300	300	300	300
<b>Vérification</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

**VI.2.11. Ferrailage des panneaux du radier**

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91/99**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

➤ **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les

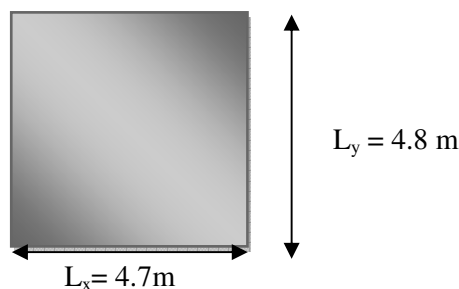
deux sens Si  $\alpha < 0.4$  : le panneau porte dans un seul sens

Si  $0.4 < \alpha < 1$  : le panneau porte dans les deux sens

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$L_x$  : Le petit portée de panneau ( $L_x=4.7\text{m}$ )

$L_y$  : La grande portée de panneau ( $L_y=4.8\text{m}$ )



**Chapitre VI :**  
**Etude de l'infrastructure**

**Figure VI.1.** Le panneau le plus sollicité.

Donc :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{4.8} = 0.98$  donc le panneau porte dans les deux sens

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

5.  $M_x = \mu_x q L_x^2$

6.  $M_y = \mu_y M_x$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Dans le sens de la petite portée :

En travée :  $M_{tx} = 0.75 M_x$

En appuis :  $M_{ax} = -0.5 M_x$

- Dans le sens de la grande portée :

En travée :  $M_{ty} = 0.75 M_y$

En appuis :  $M_{ay} = -0.5 M_x$

**Evaluation des Charges et Surcharges :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{80492,11}{494.76} = 162,7 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{58808,42}{494.76} = 118,86 \text{ KN/m}^2$$

L'ELU			L'ELS		
$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.98	0.0384	0.9545	0.98	0.0437	0.9694
$M_x = \mu_x q L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$	$M_x = \mu_x q L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$
138.01		131.73	119.7		116.01

Donc les moments en travée et en appuis sont :

	Dans le sens de la petite portée		Dans le sens de la grande portée	
	en travée	en appuis	en travée	en appuis
	$M_{tx}=0.75 M_x$	$M_{ax}=-0.5 M_x$	$M_{ty}=0.75 M_y$	$M_{ay}=-0.5 M_y$
<b>ELU</b>	103.51	-69.01	98.8	-65.87
<b>ELS</b>	89.78	-59.85	87.01	-58.01

**Espacement maximal :**

Fissuration préjudiciable :

- $S_{tx} \leq \text{Min} (33\text{cm} ; 3h) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$
- $S_{ty} \leq \text{Min} (45\text{cm} ; 4h) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}$

**Calcul des armatures à L'ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3 : Calcul des armatures de radier a l'ELU

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Surappui
$M_u$ (KN.m)	103.51	69.01	98.8	58.01
$A_s'$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4.44	2.95	4.24	2.5
$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	7.61	7.61	7.61	7.61
Choix	<b>5T16</b>	<b>5T16</b>	<b>5T16</b>	<b>5T16</b>
$A_{s\ adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	10.05	10.05	10.05	10.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

❖ Vérification à l'ELS :

- Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

- Position de l'axe neutre :

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

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{15(A_s + A_s')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + c'A_s')}{7.5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A_s'(y - c')^2$$

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes du béton et l'acier.

Position		$M_{ser}$ (kN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	observation
Sen <sub>s</sub> <sup>XX</sup>	Travée	89.78	14,41	815797,71	1,59	113,76	C.V
	Appuis	59.85	14,41	815797,71	1,06	75,84	C.V
Sen <sub>s</sub> <sup>YY</sup>	Travée	87.01	14,41	815797,71	1,54	110,25	C.V
	Appuis	58.01	14,41	815797,71	1,02	73,51	C.V

VI.3.8.Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur L = 0.5 m, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur b = 1 m.

$$M_{max} = \frac{q_u l^2}{2} = 13.51$$

Tableau VI.5 : Le ferrailage de débord à l'ELU.

$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l=0.392$	$\beta_u$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s\ adopte}$
20.33	0,0031	CV	0.99	0,87	8.15	5HA16	10.05



**Chapitre VI :**  
**Etude de l'infrastructure**

▪ **Vérification à l'ELS**

$$M_{\max} = \frac{q_s l^2}{2} = 9.87$$

**Tableau VI.6 :** La vérification de débords à l'ELS.

$M_{ser}$	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	OBS
14.85	12,36	449525,81	0,26	18,82	CV

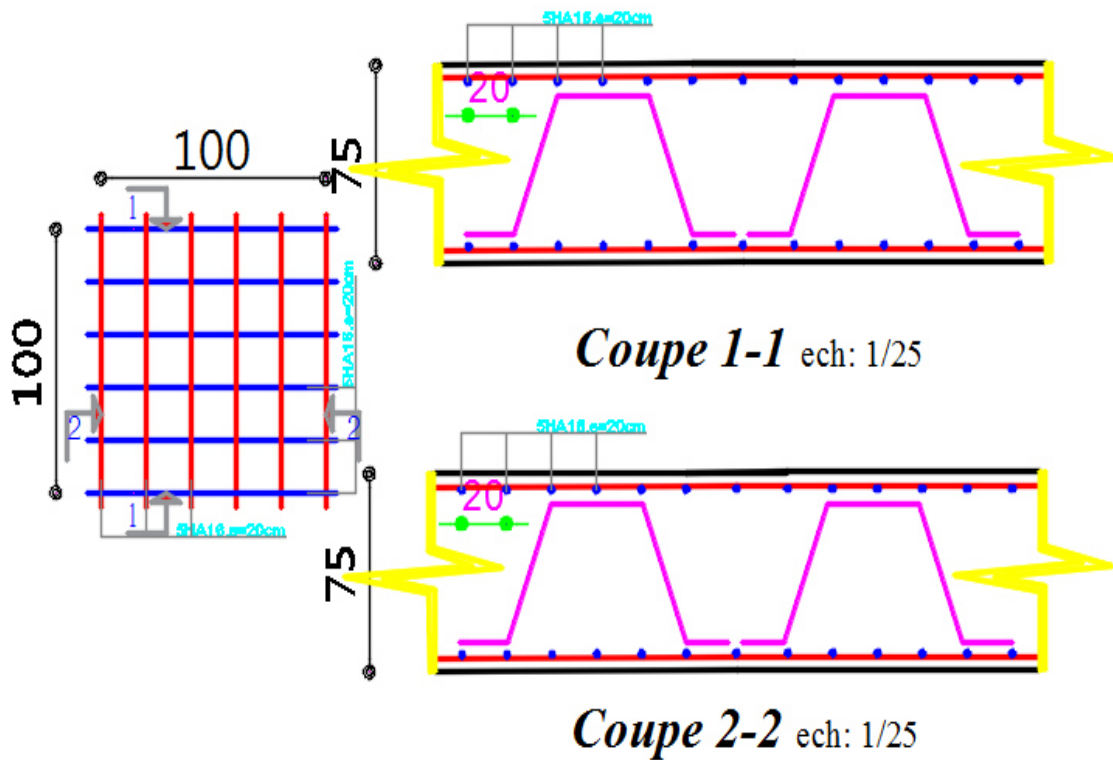
▪ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = q_u l / 2 = 40.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.006 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

**VI.2.12. Schéma de ferrailage du radier**



**Figure.VI.2 :** Schéma de ferrailage de radier

## Conclusion

---

La structure a été dimensionnée selon les règlements en vigueur à savoir RPA99, CBA83, BAEL91 et les DTRs, tout en essayant de choisir les dimensions adéquates afin que la structure soit la plus résistante et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1<sup>ère</sup> étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

De ce projet, nous nous sommes familiarisés avec les différents règlements et loi en vigueur vis-à-vis de l'étude d'une structure en béton armé, le perfectionnement de mes connaissances en matière de conception, de dimensionnement, l'application des connaissances théoriques acquises lors de la formation master et licences ainsi que l'utilisation des logiciels de CAO et DAO.

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure. Parmi ces difficultés on cite la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure. Celle-ci était dictée par des contraintes architecturales.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été essayées. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.

Le présent travail nous a permis aussi de faire connaissance sur le calcul et l'élaboration des plans d'exécutions du ferrailage pour la réalisation au chantier.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

# BIBLIOGRAPHIE

## ❖ Documentation

- B.A.E.L91 Béton Armé à l'état limite.
- Pratique de B.AE.L91 cours avec exercices corrigés.
- Cours de l'université.
- Mémoires de fin d'études.
- Code de béton armé (CBA93).

## ❖ Règlements utilisés

- Document technique réglementaire (DTR Bc 22 : Charges et surcharges).
- Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- Document technique réglementaire (DTR Bc2.331 : règles de calcul des fondations superficielles).

## ❖ Logiciels utilisés

- CSI ETABS V 9.7.4
- SOCOTEC
- AutoCAD 2011
- RDM 6

*Annexe*



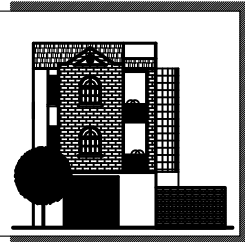
# Etude d'un bâtiment R+8 Sous-Sol



**Plan de Situation Ech:1/3000**

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

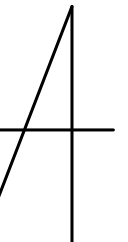
---



**BUREAU D'ARCHITECTURE  
ET D'ENGINEERING**

Architecte N.BOURAHLA

Adresse Boudouaou El Bahri Centre.  
Tel: 0771.31.75.53  
e-mail : betbourahla@yahoo.fr



---

Projet: RESIDENCE AGHLANE (523 logts+ 48 bureaux + 50 commerces + parking)  
LOT N° 512 Section 08 Commune de Boudouaou

---

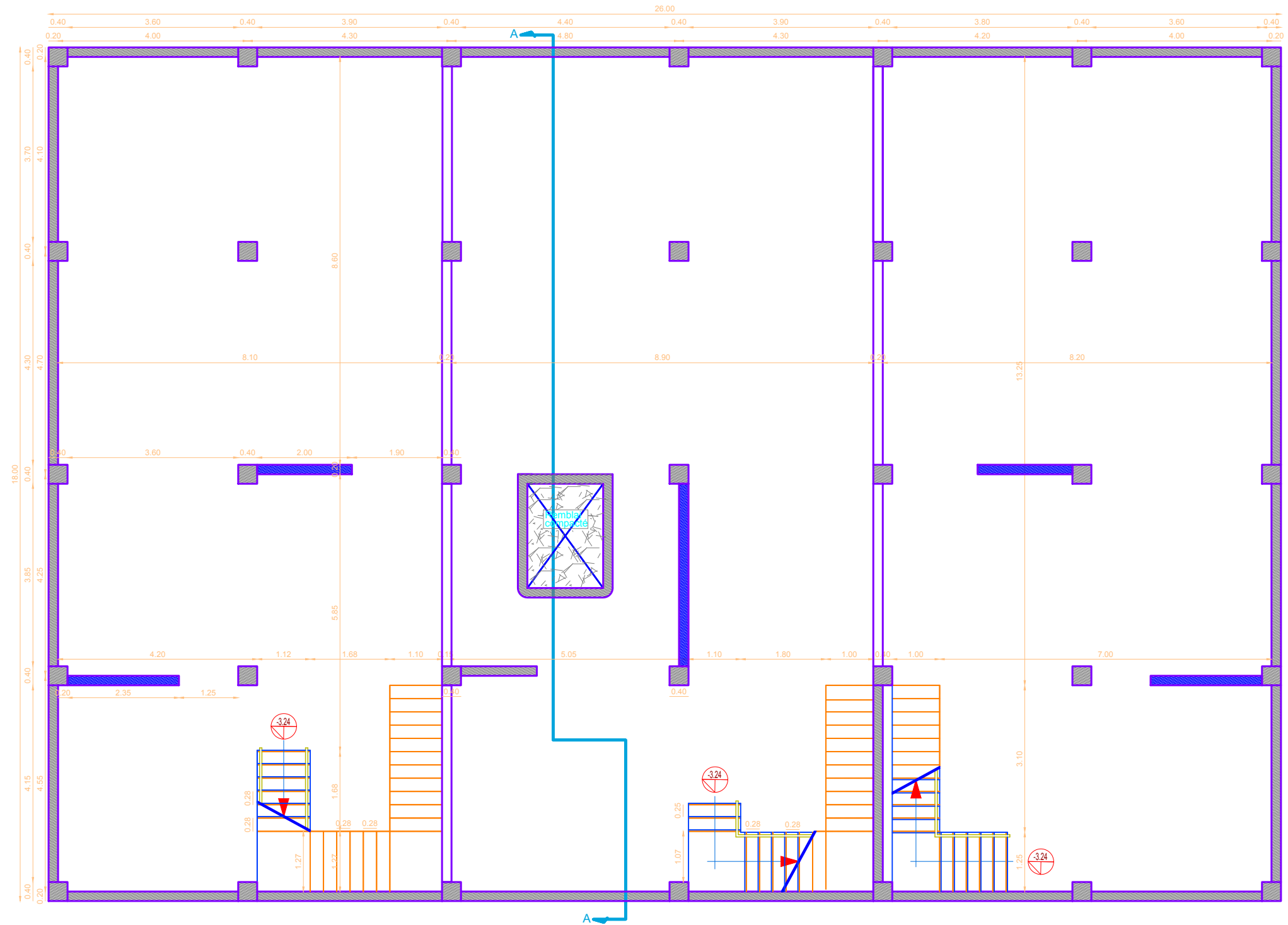
**MAITRE DE L'OUVRAGE**  
**COOPERATIVE AGHLANE**  
Adresse : Cité HAMDY Slimane Boudouaou (W) Boumerdés

---

Wilaya: Boumerdés	
Daira: Boudouaou	
Commune: Boudouaou	

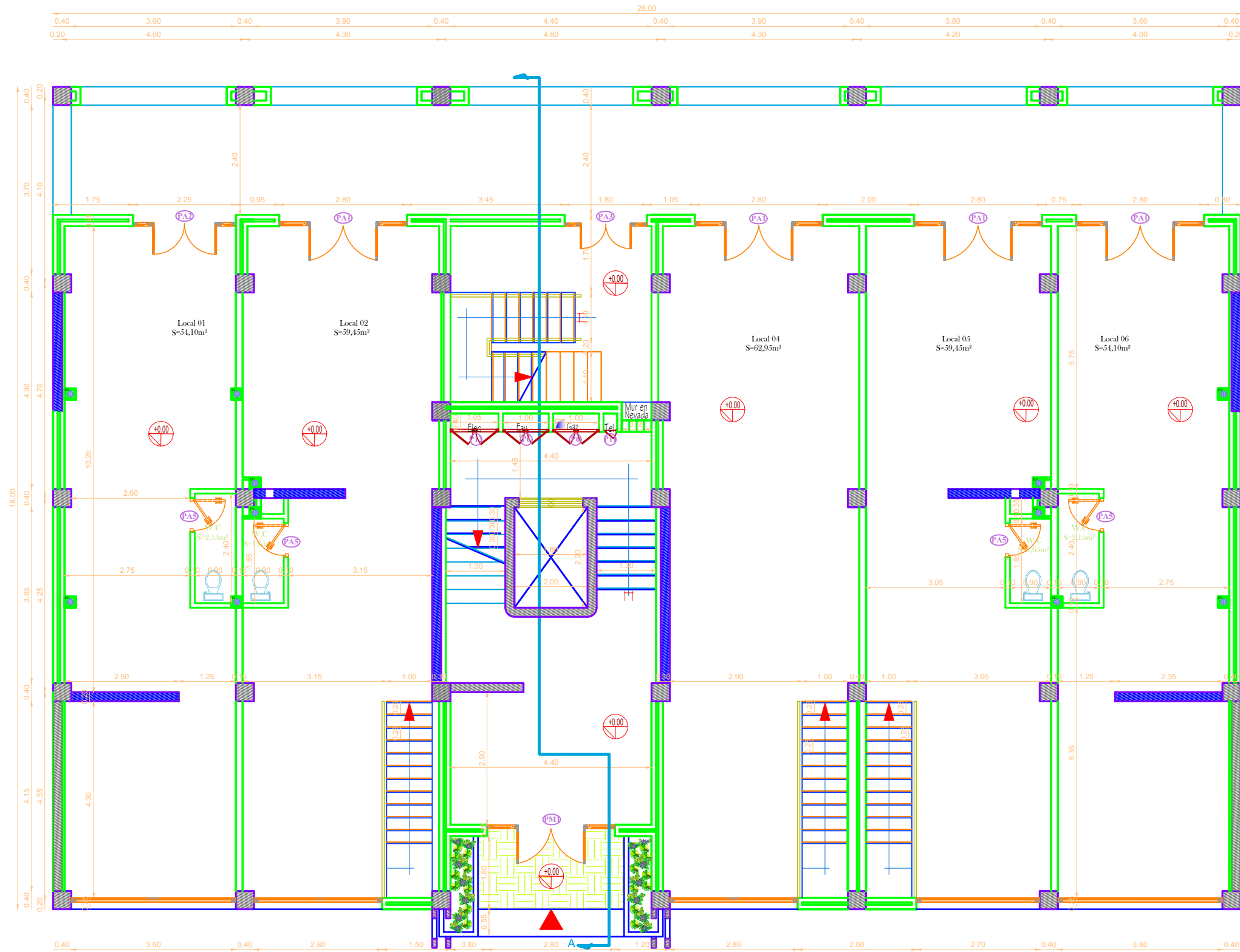
PLANS :	Ech.
Plan de situation	1/3000
Plan de Sous-Sol	1/100
Plan deRDC	1/100
Plan 1,2,3,4,5,6,7,8 Etage	1/100
Coupe A-A	1/100
Façade	



**Plan de Sous-Sol Ech:1/100**

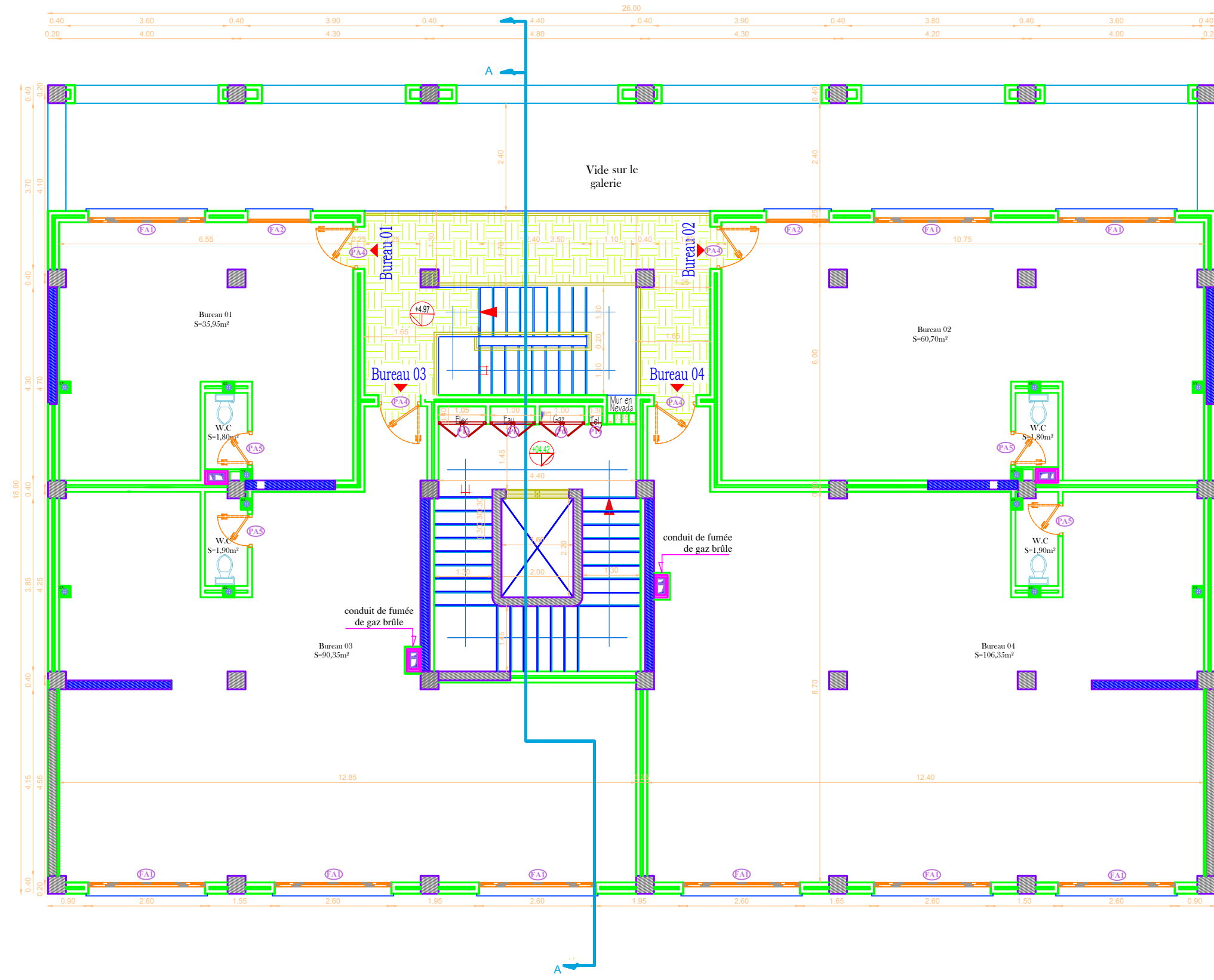
**Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol**





Plan de RDC Ech:1/100

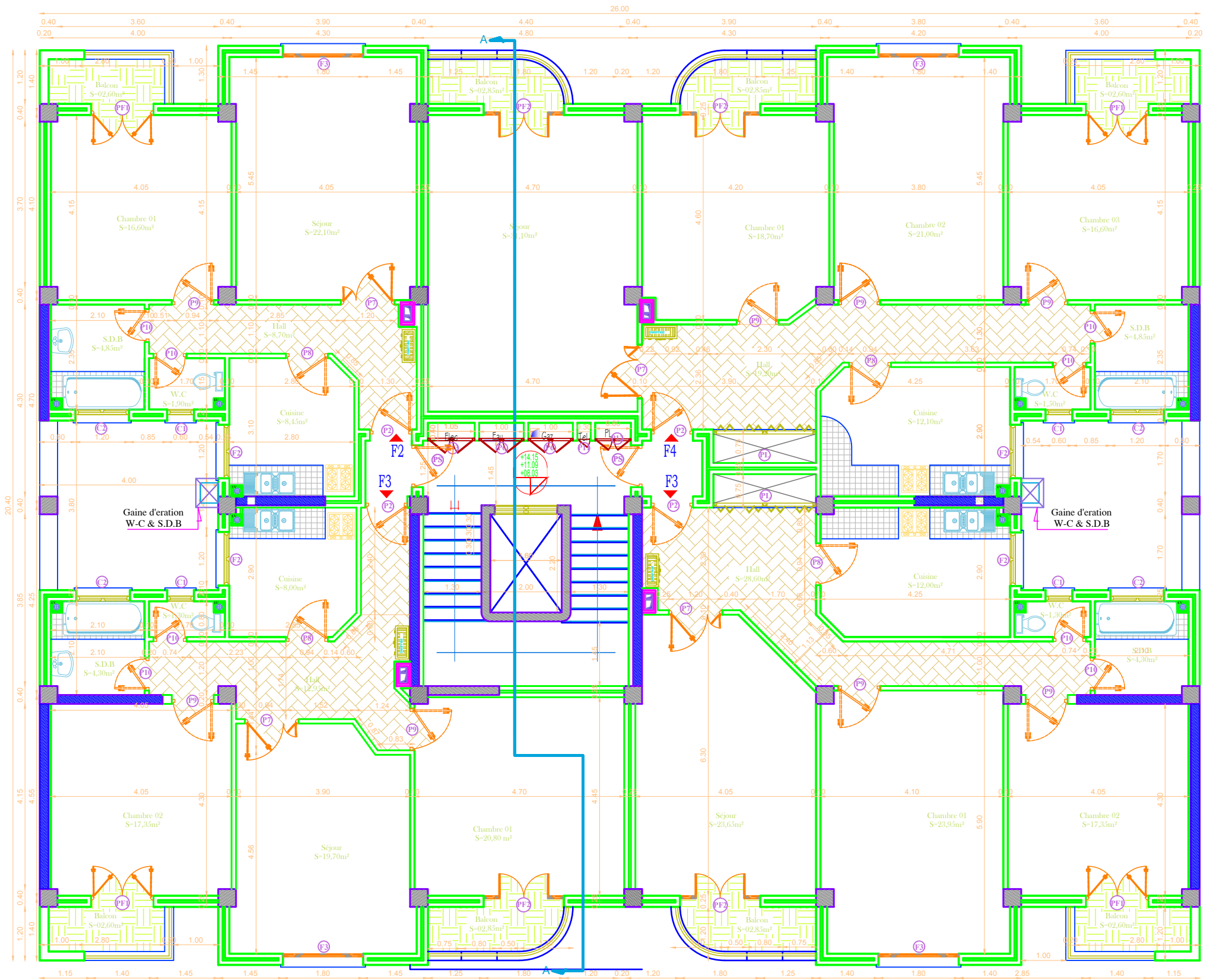
Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol



**Plan de 1er Etage Ech:1/100**

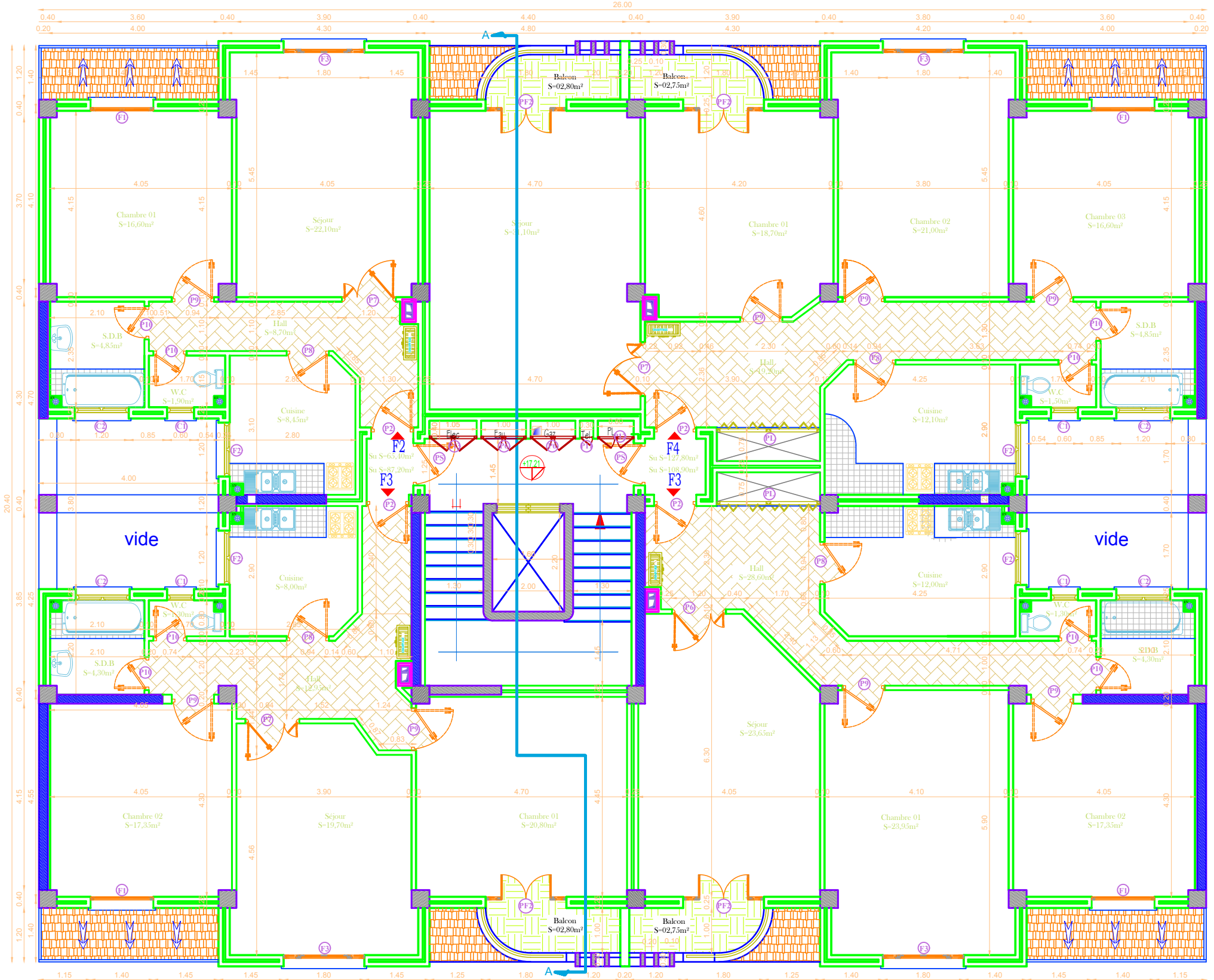
**Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol**





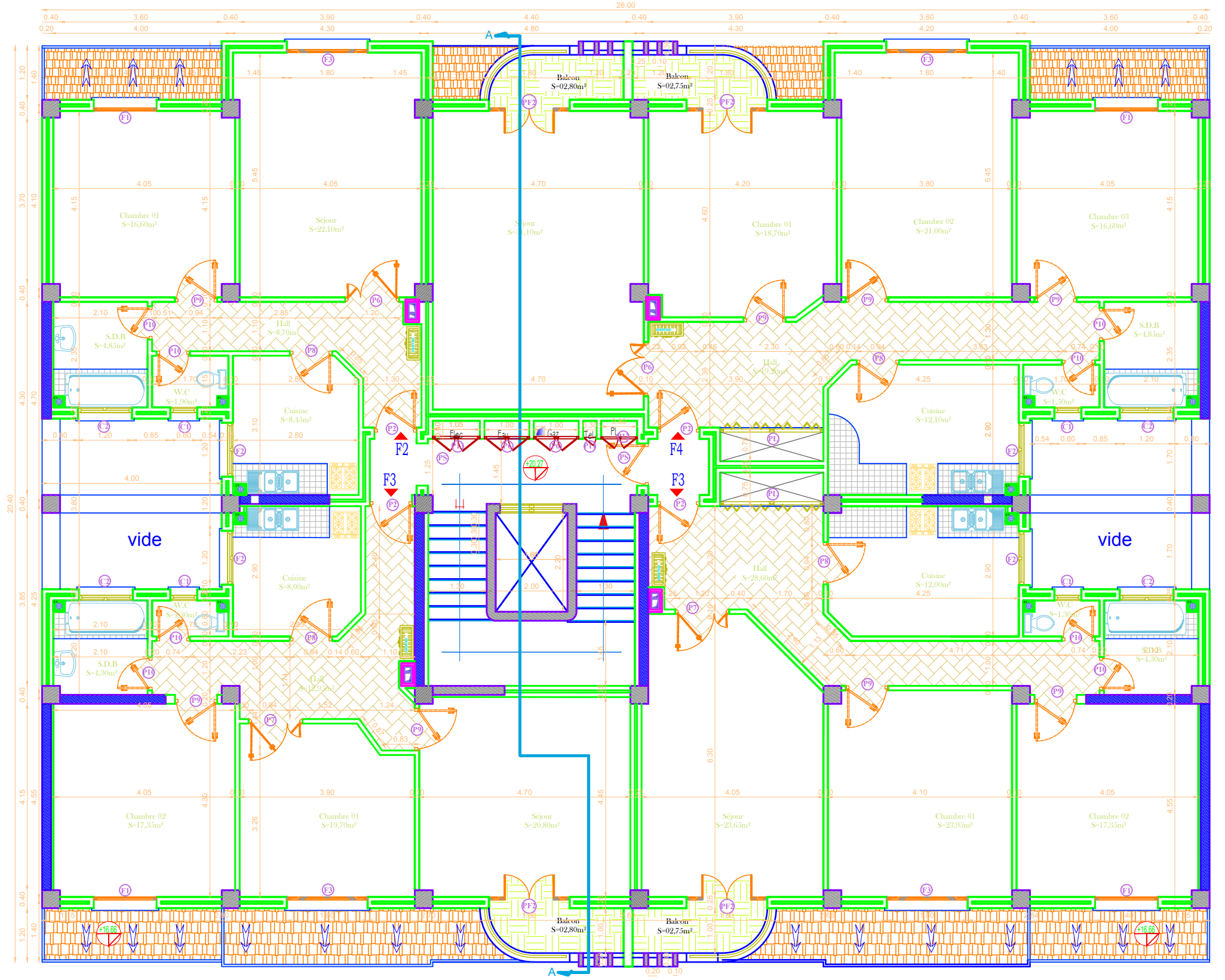
**Plan de 2,3,4eme Etage**  
**Ech:1/100**

**Etude d'un bâtiment R+8**  
**Sous-Sol**



**Plan de 5eme Etage Ech:1/100**

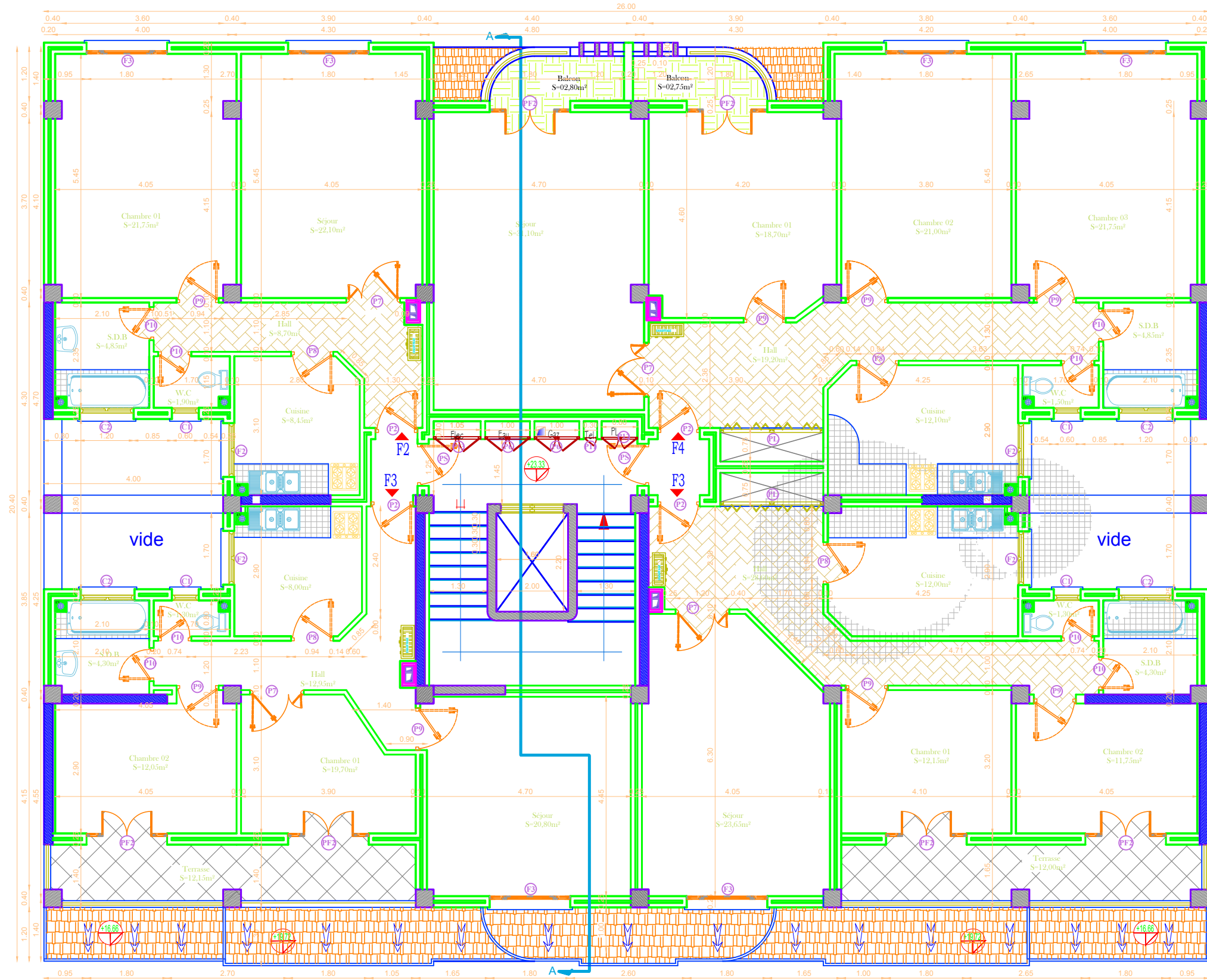
**Etude d'un bâtiment R+8**  
**Sous-Sol**



**Plan de 6eme Etage Ech:1/100**

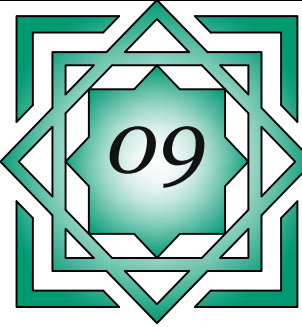
**Etude d'un bâtiment R+8**  
**Sous-Sol**



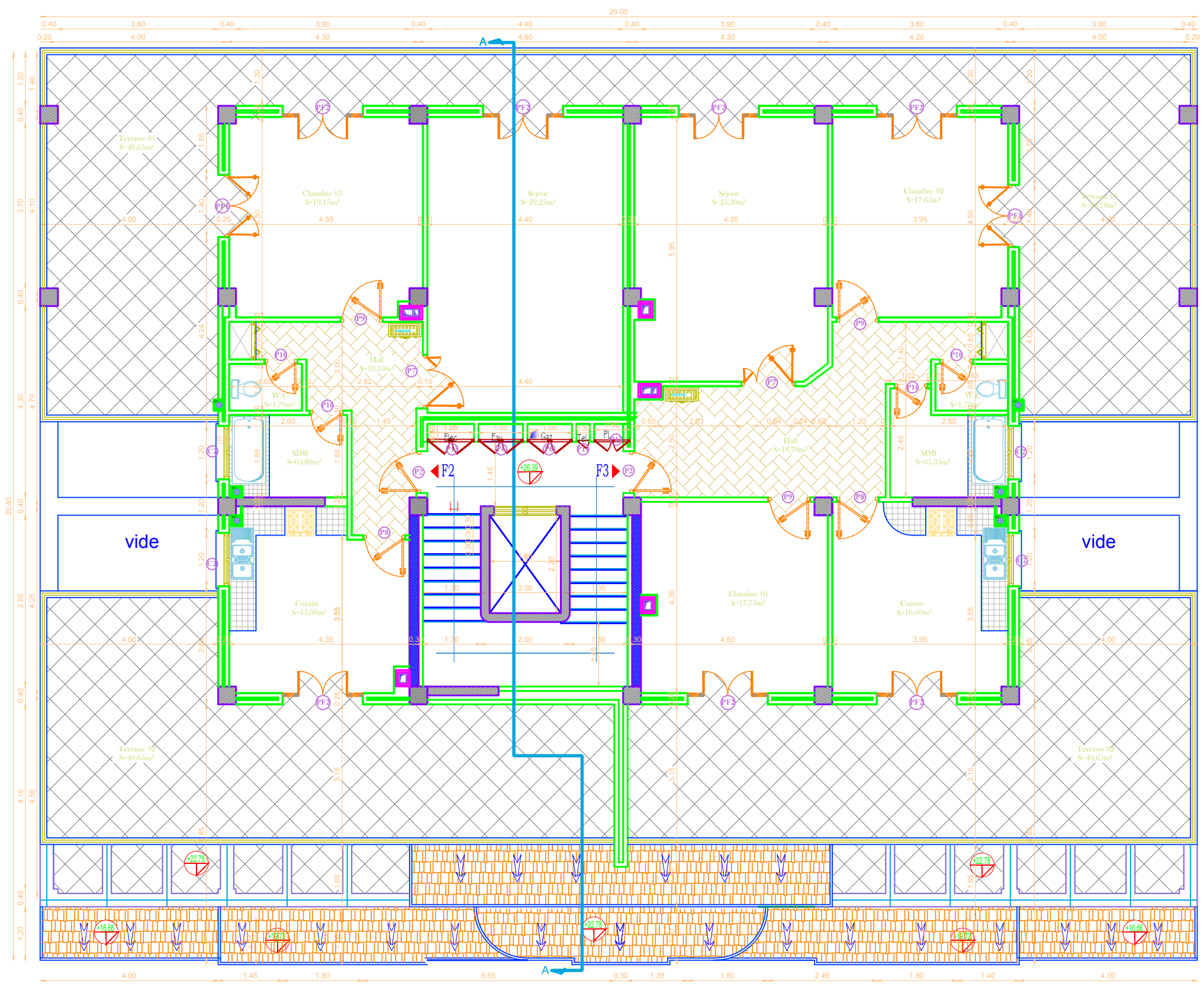


**Plan de 7 eme Etage Ech:1/100**

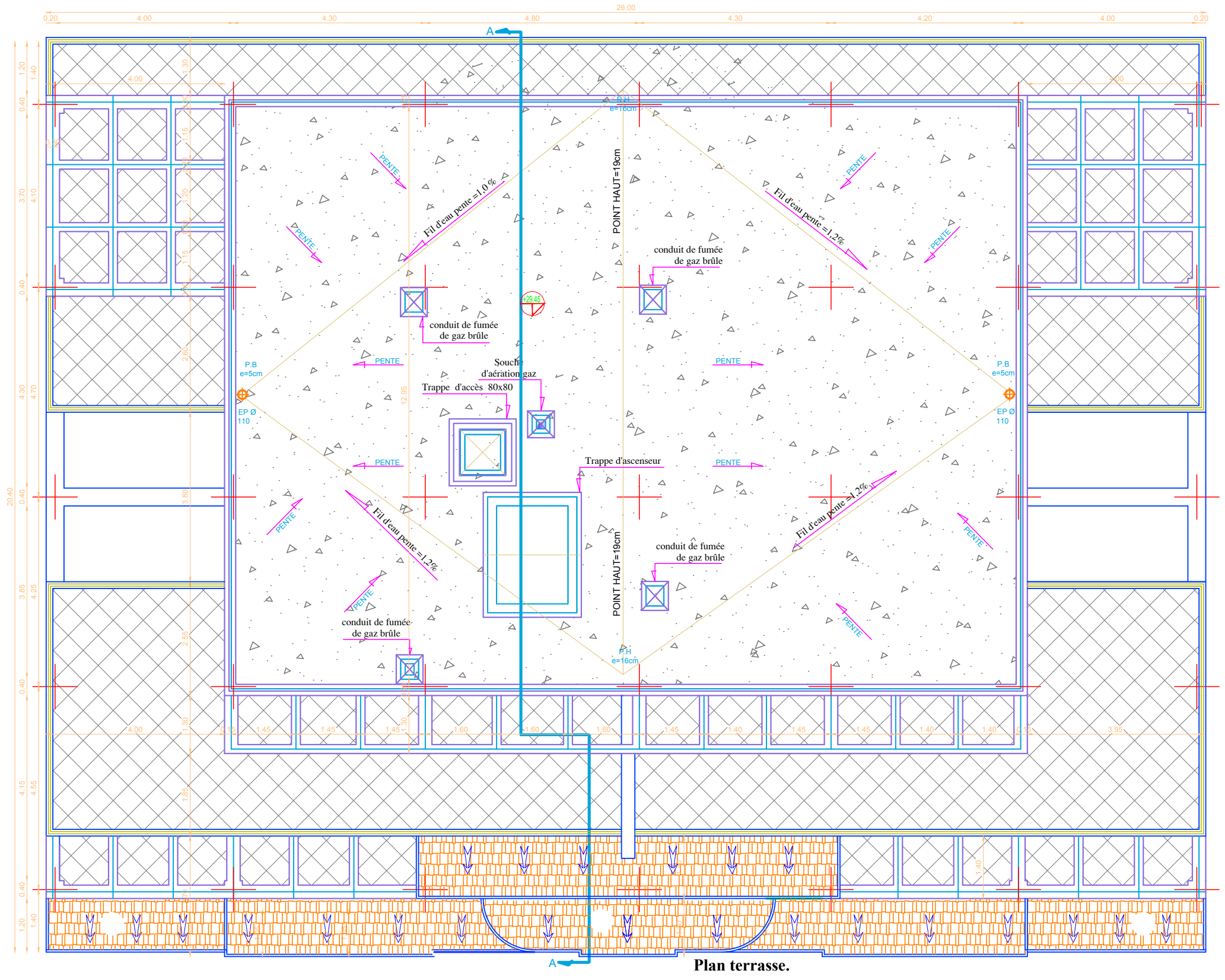
**Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol**



# Etude d'un bâtiment R+8 Sous-Sol



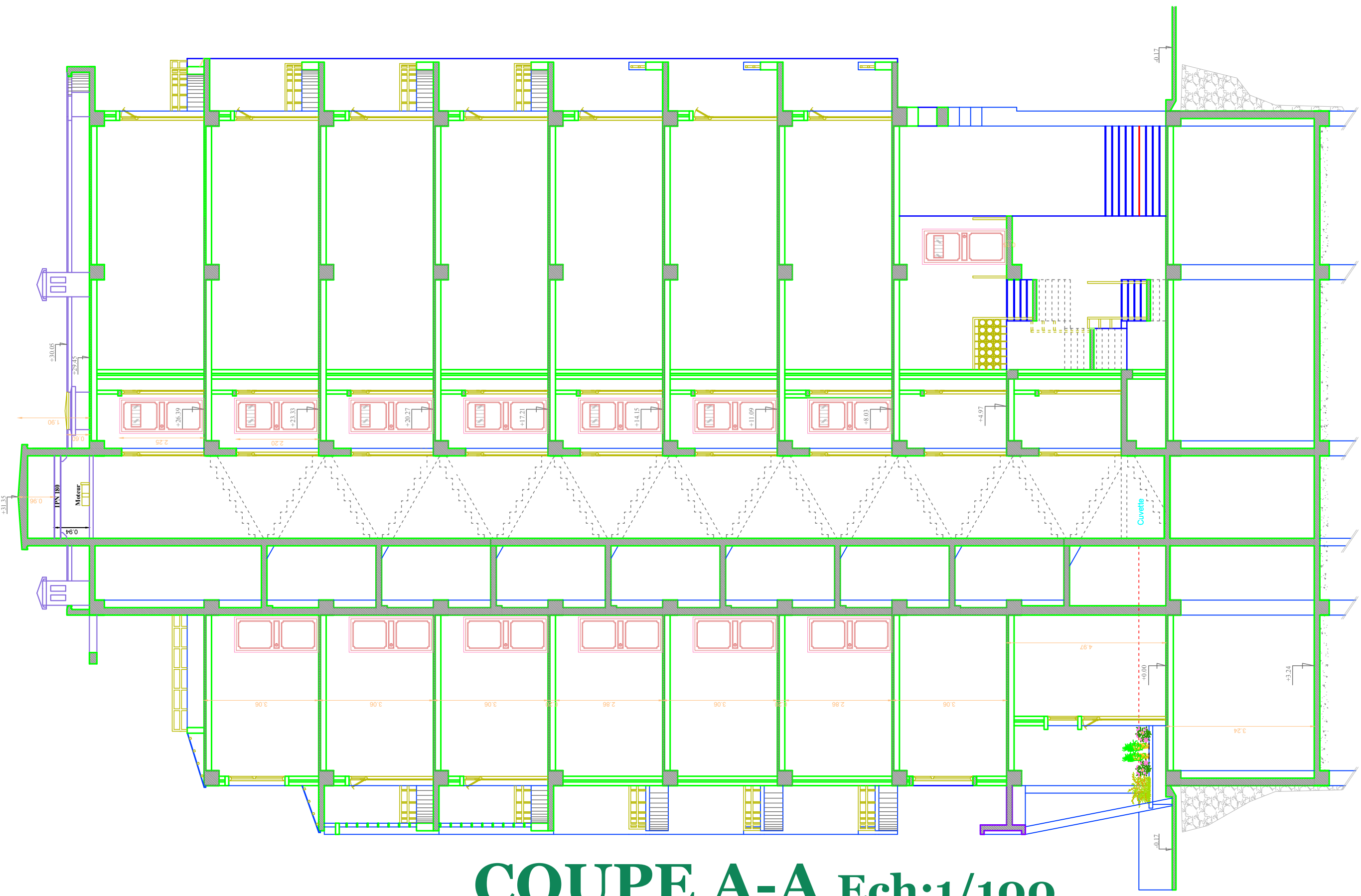
## Plan de grenier Ech:1/100



**Plan de Toiture Ech:1/100**

**Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol**

Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol



COUPE A-A Ech:1/100



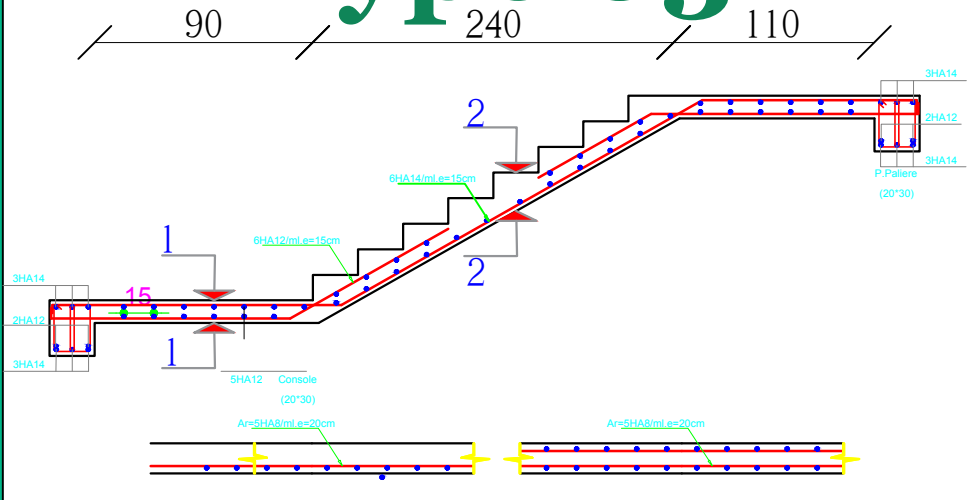


**Etude d'un bâtiment R+8**  
**Sous-Sol**

**Façade Principale**

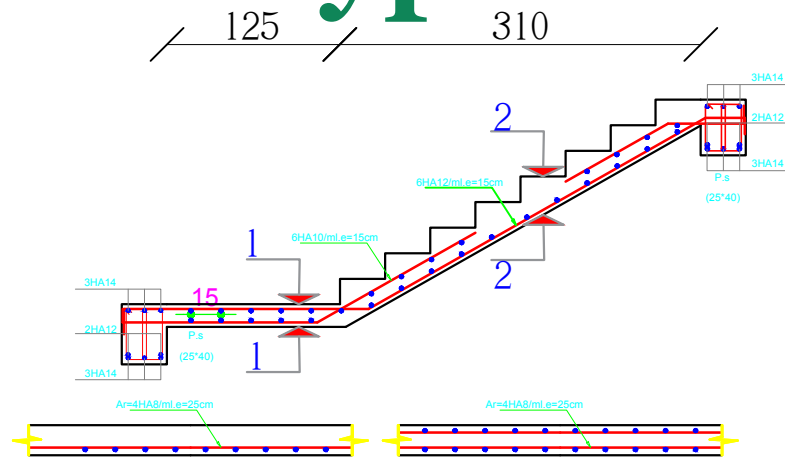


# Type 03



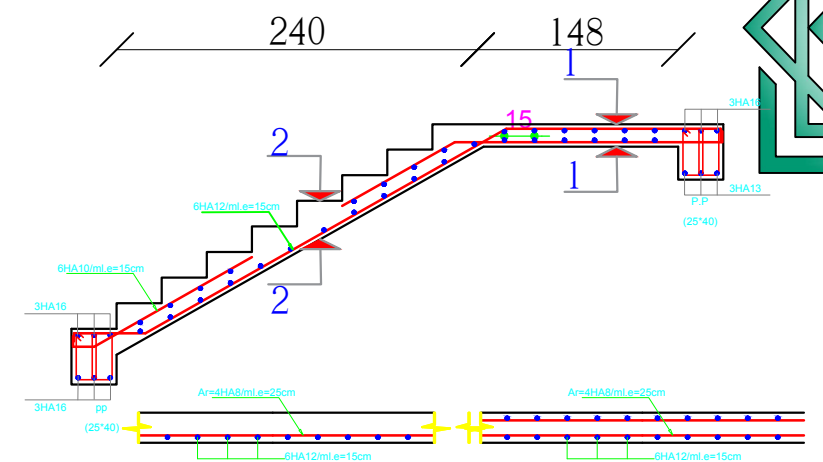
Coupe 1-1 Coupe 2-2 ech: 1/50

# Type 02



Coupe 1-1 Coupe 2-2 ech: 1/50

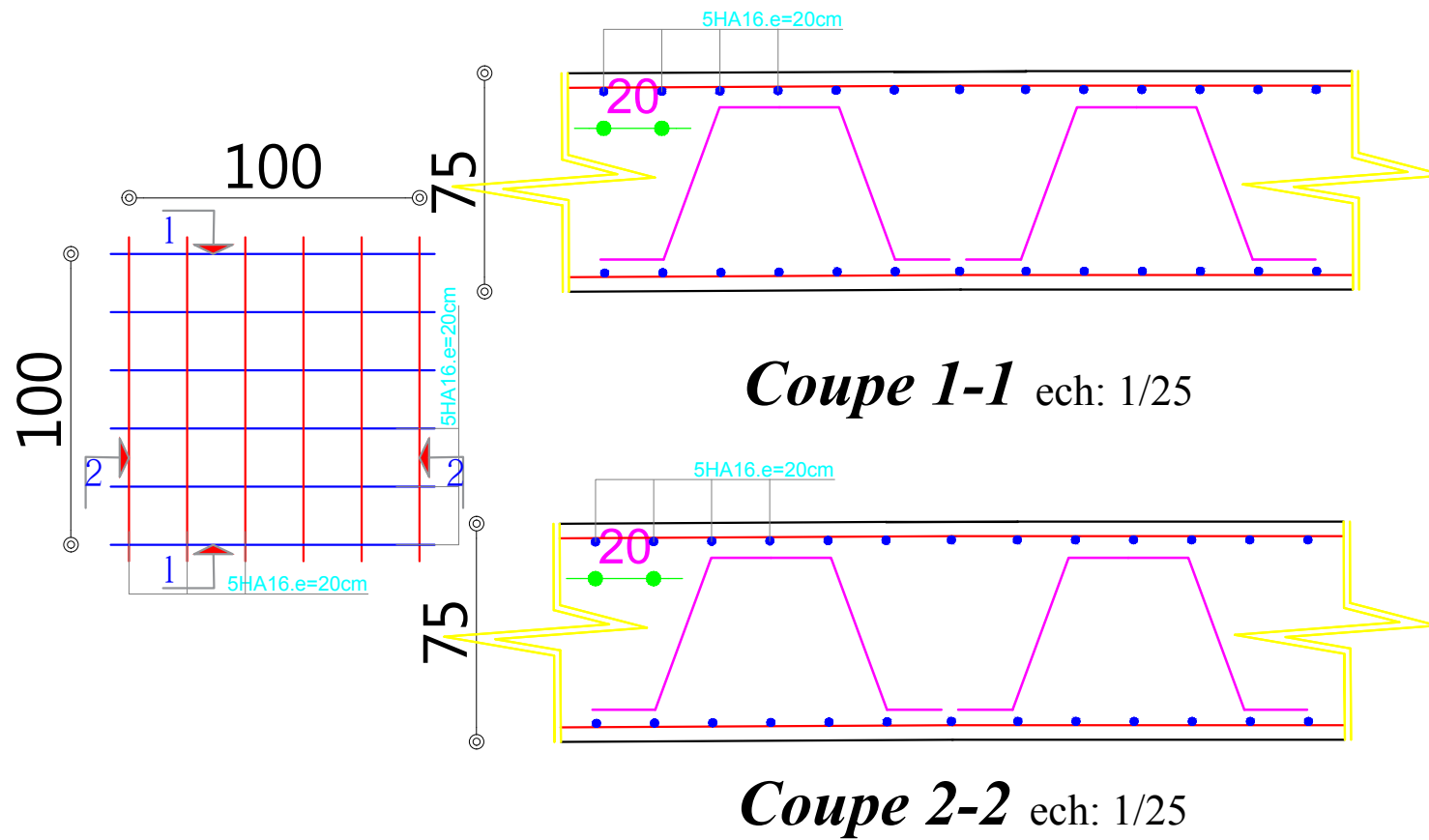
# Type 01



Coupe 1-1 Coupe 2-2 ech: 1/50



## Schéma de ferrailage d'escaliers



Coupe 1-1 ech: 1/25

Coupe 2-2 ech: 1/25

## Schéma de ferrailage panneau du radier

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



UNIVERSITE D'AKLI MHEND  
OULHADJ  
BOUIRA

Projet: Etude d'une PROMOTION  
IMMOBILIERE EN Sous sol + R+8  
A Usage D'habitation - commerces et Services  
LOT N° 512 Section 08 Commune de Boudouaou

Réalisé par

Mr: BELKACEMI Abd ALLAH Mr: BOUDOUR Younes

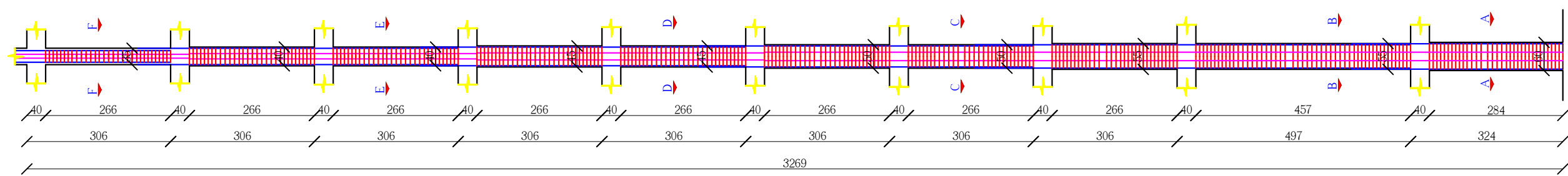
Wilaya: Bouira

Daira: Bouira

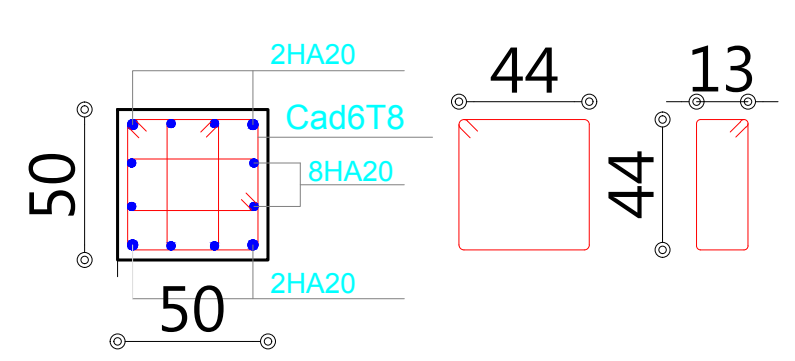
Commune: Bouira

PLANS :

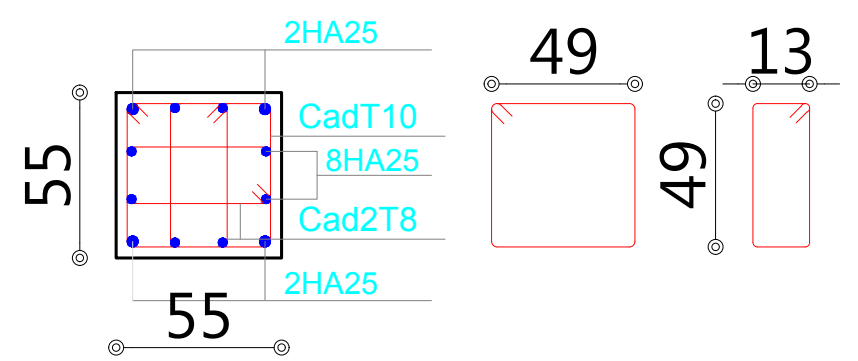
	Ech.
Schéma de ferrailage d'escaliers	1/50
Schéma de ferrailage des poteaux	1/25
Schéma de ferrailage des voiles	1/25
Schéma de ferrailage des poutres	1/25
Schéma de ferrailage voile périphérique	1/25
Schéma de ferrailage panneau du radier	1/25
Schéma de ferrailage de la nervure	1/25



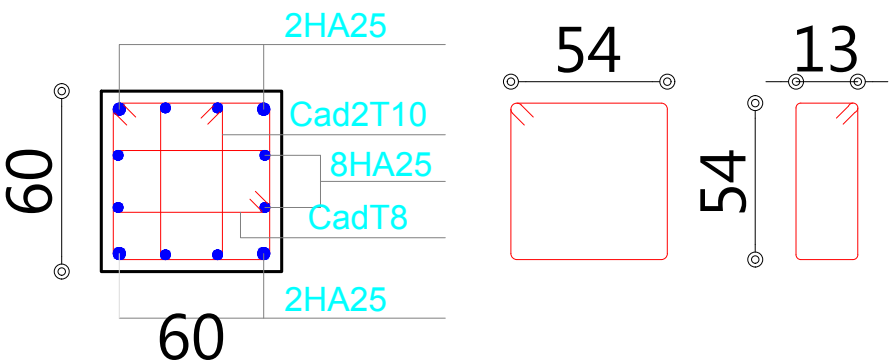
**Détail de la réduction des poteaux** ech: 1/100



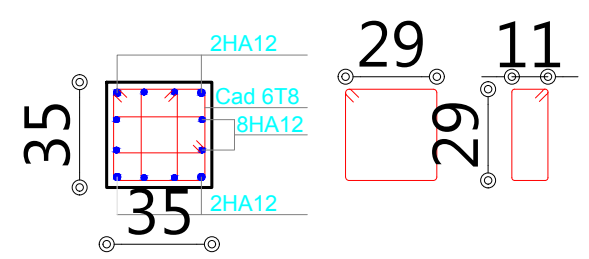
**Coupe C-C** ech: 1/25



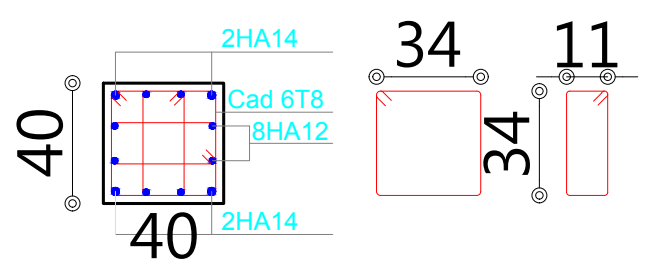
**Coupe B-B** ech: 1/25



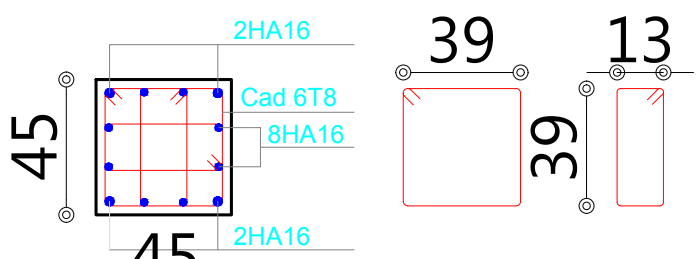
**Coupe A-A** ech: 1/25



**Coupe F-F** ech: 1/25

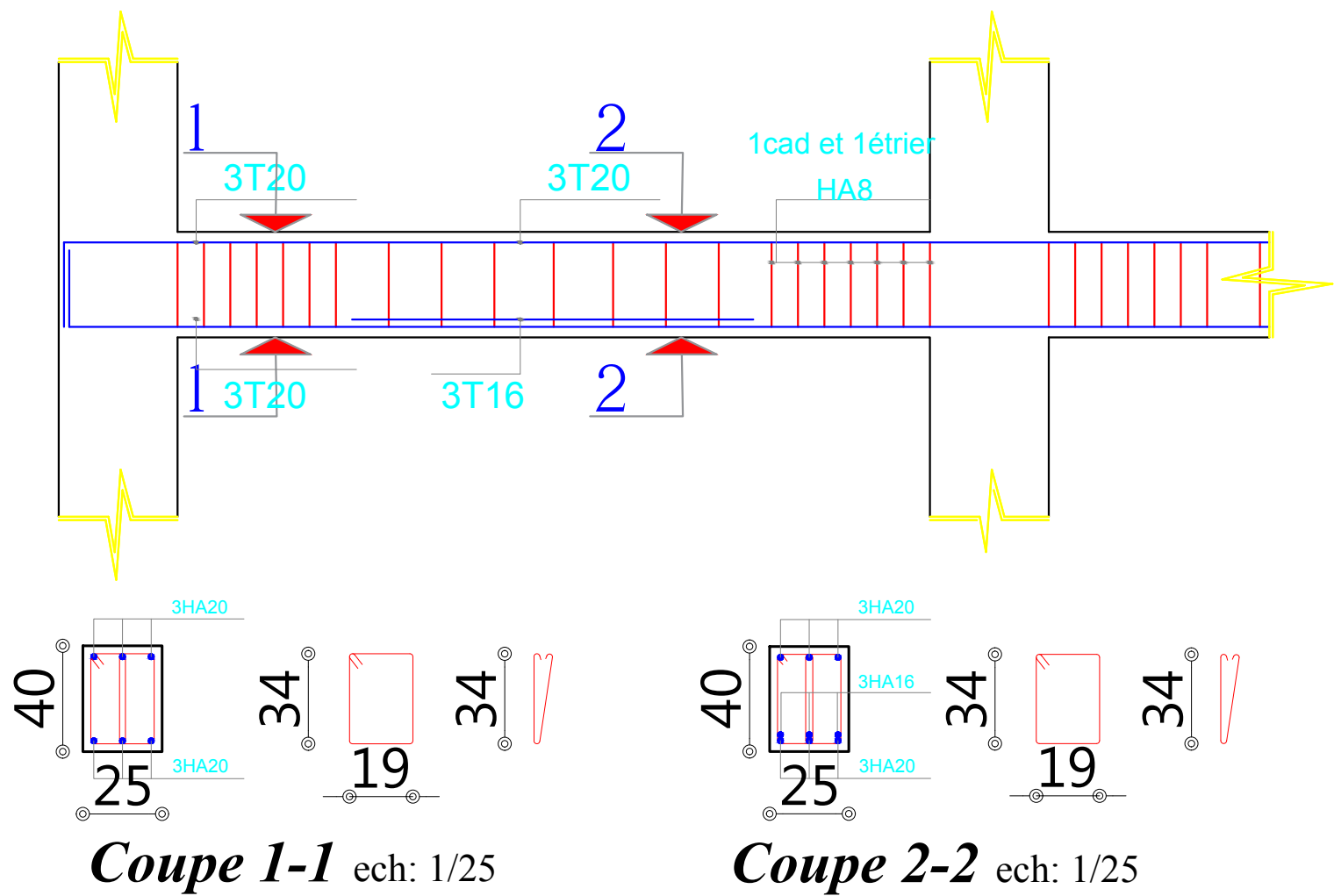


**Coupe E-E** ech: 1/25

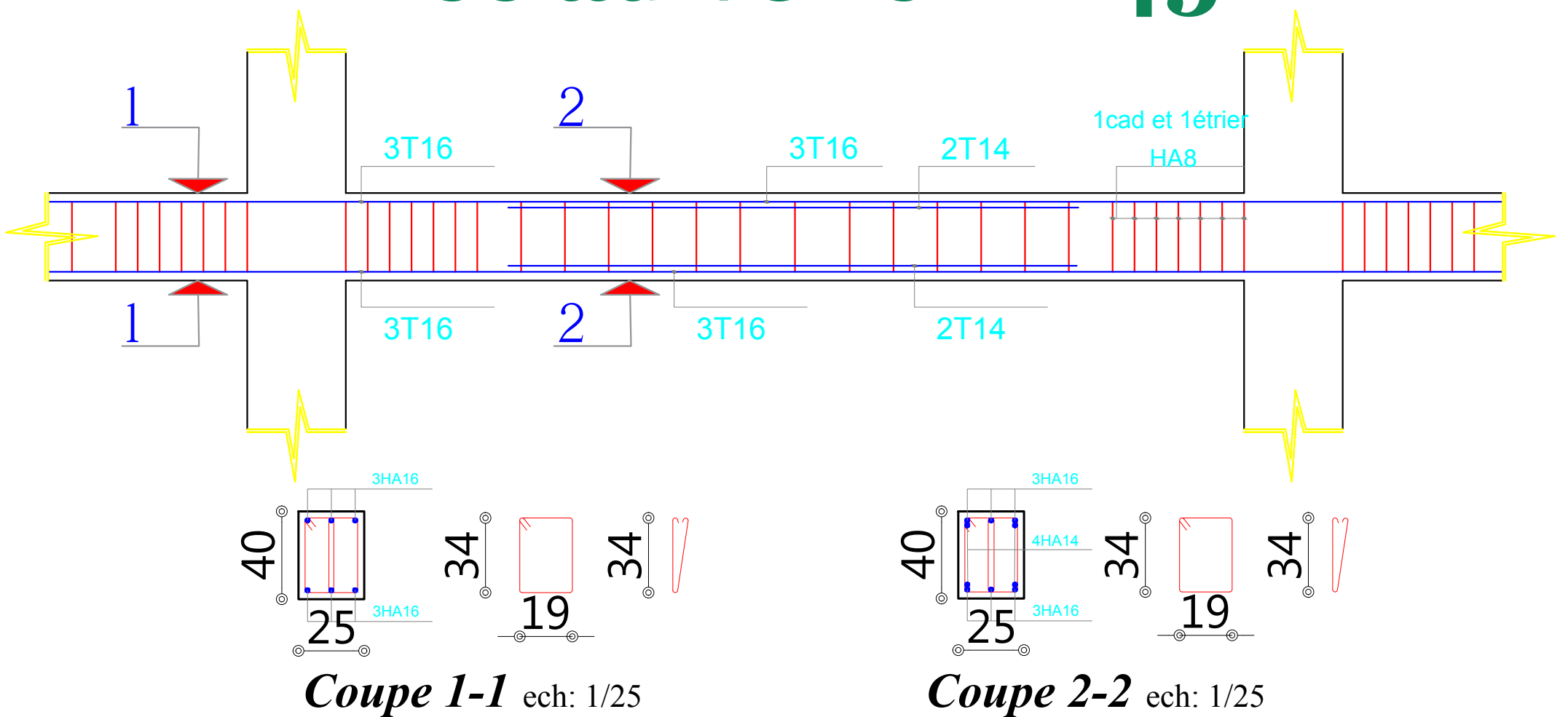


**Coupe D-D** ech: 1/25

# Schéma de ferrailage des poteaux



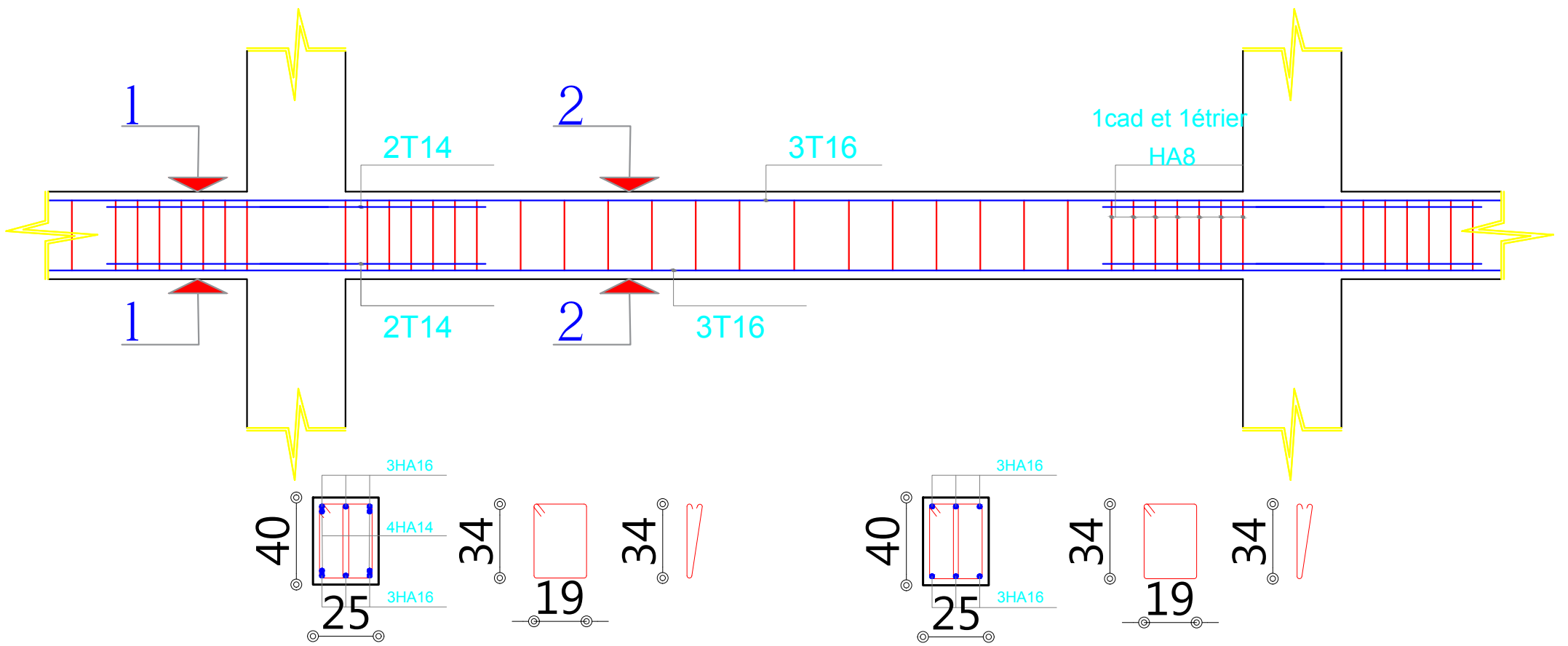
## Poutre principale (25\*40) liée au voile -B145-



## Poutre secondaire (25\*40) liée au voile -B35-

Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol

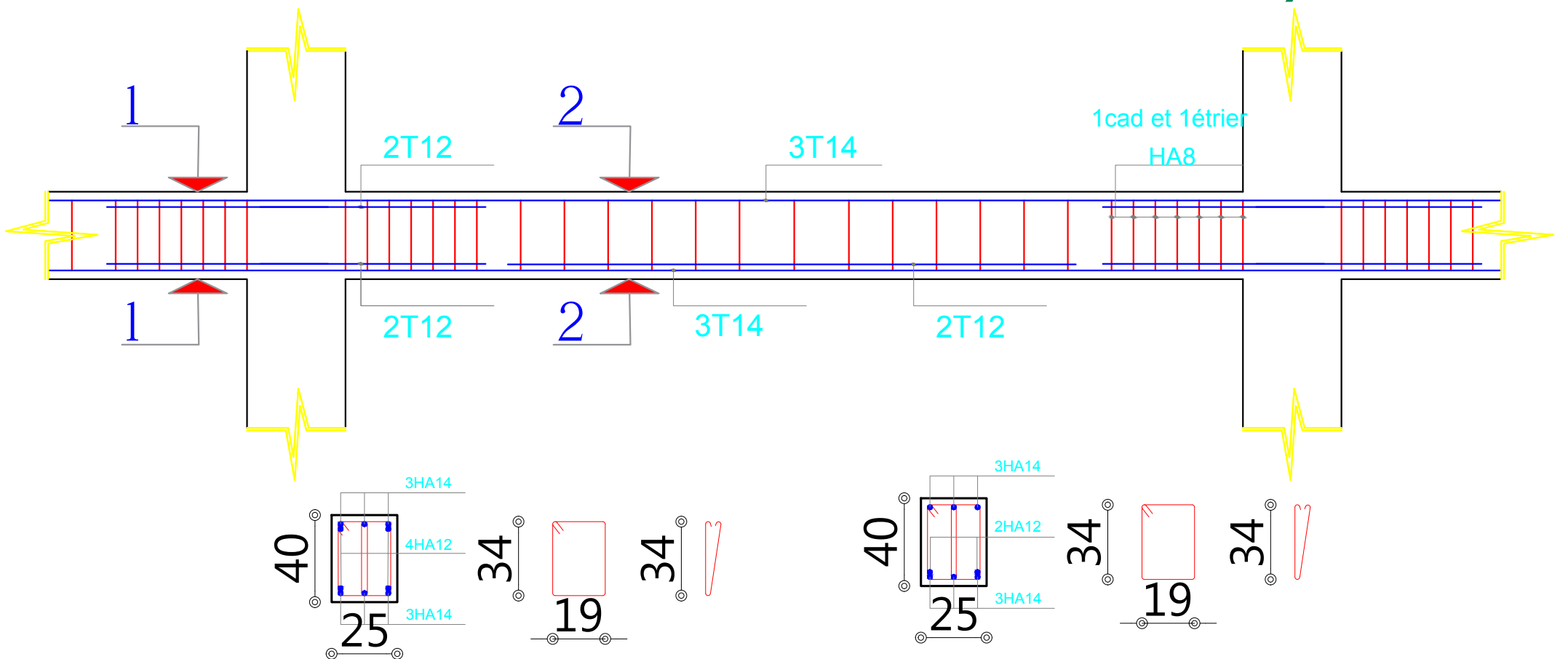




*Coupe 1-1* ech: 1/25

*Coupe 2-2* ech: 1/25

# Poutre principale (25\*40) non liée au voile -B17-



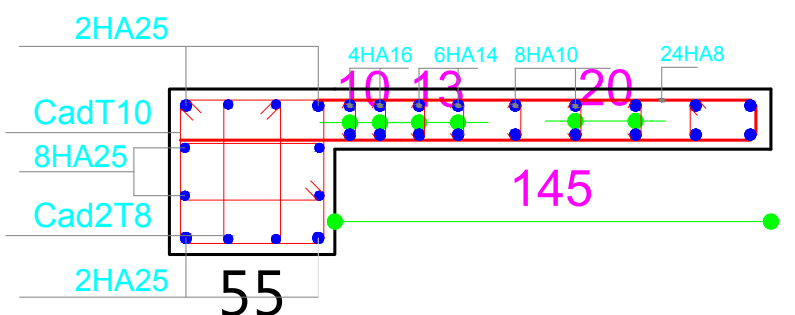
*Coupe 1-1* ech: 1/25

*Coupe 2-2* ech: 1/25

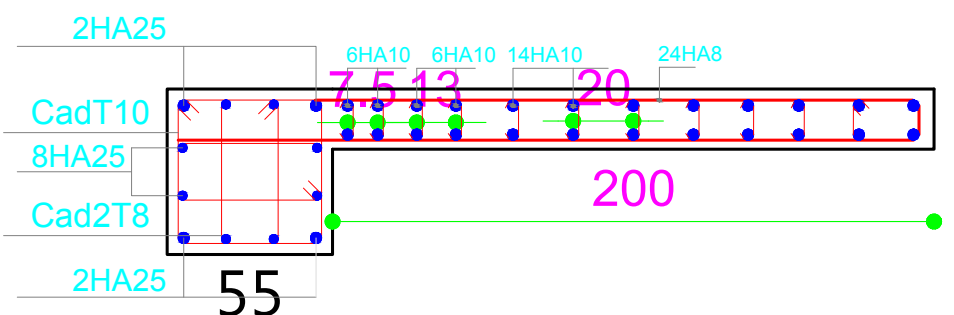
# Poutre secondaire (25\*40) non liée au voile -B42-

Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol

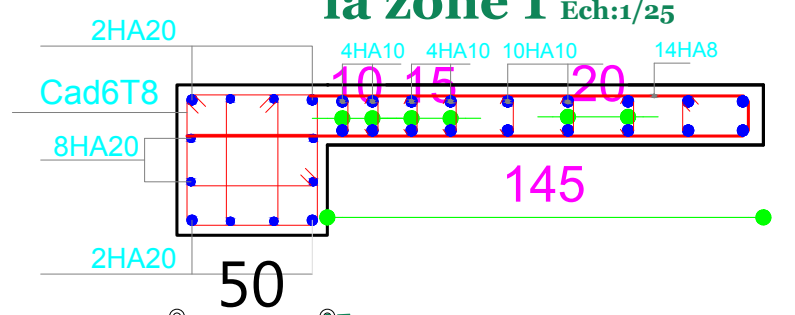




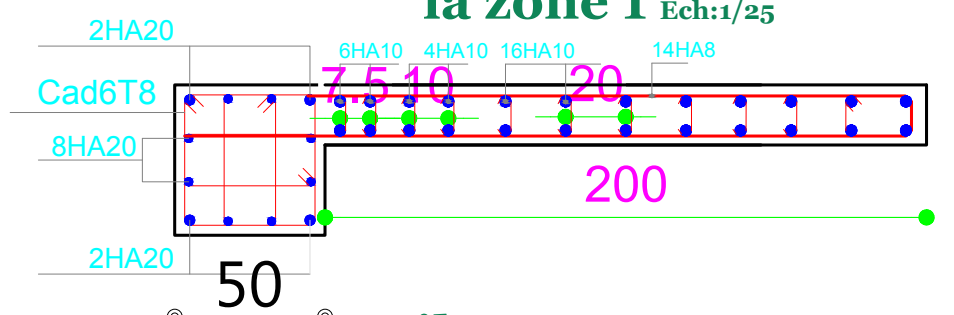
**Voile type 01 pour la zone 1** Ech:1/25



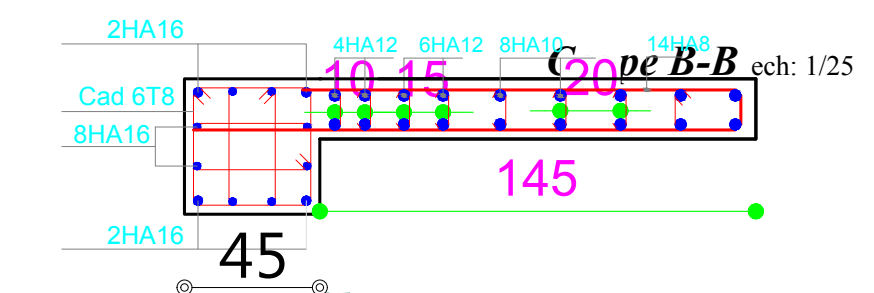
**Voile type 02 pour la zone 1** Ech:1/25



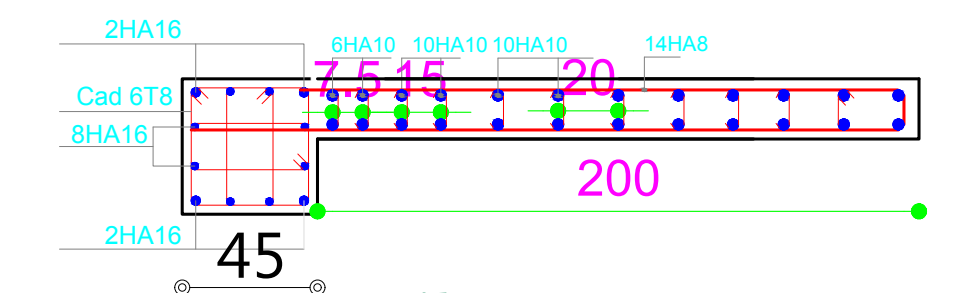
**Voile type 01 pour la zone 2** Ech:1/25



**Voile type 02 pour la zone 2** Ech:1/25

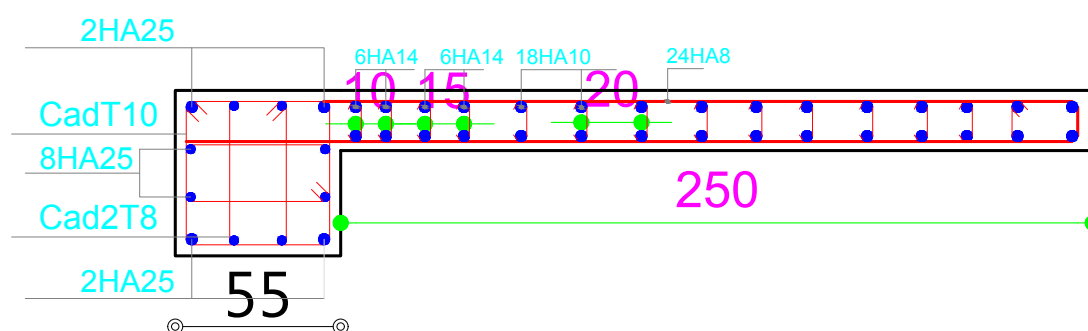


**Voile type 01 pour la zone 3** Ech:1/25

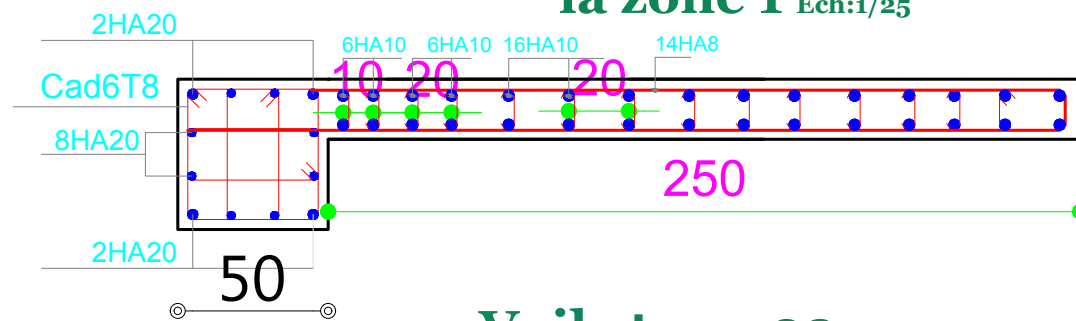


**Voile type 02 pour la zone 3** Ech:1/25

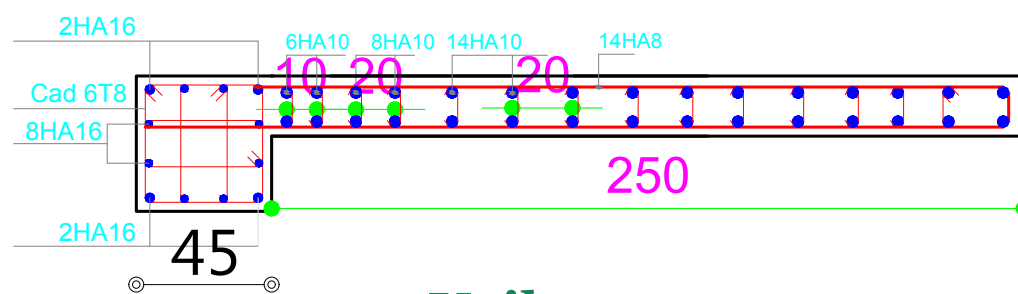
**Etude d'un bâtiment R+8**  
**Sous-Sol**



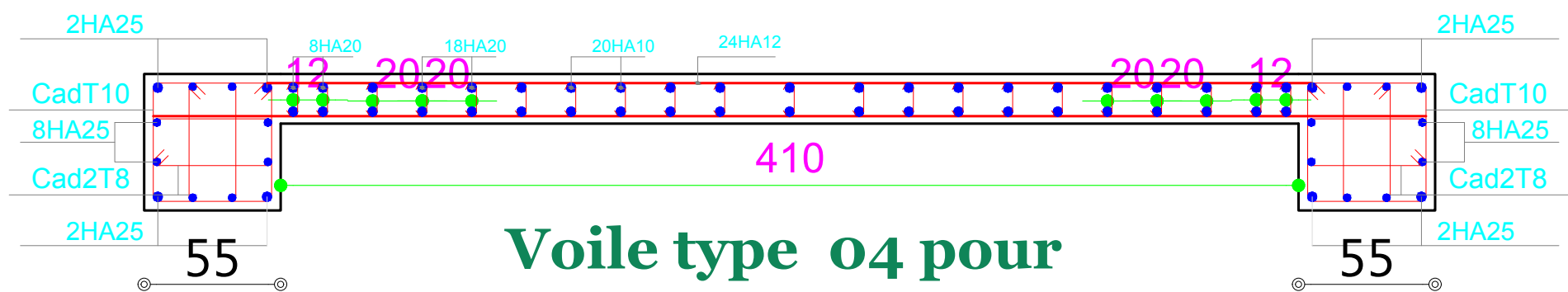
**Voile type 03 pour  
la zone 1** Ech:1/25



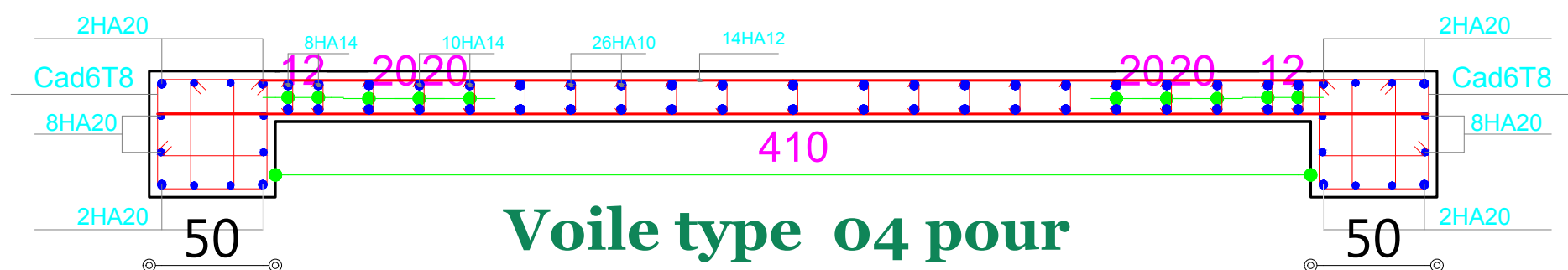
**Voile type 03 pour  
la zone 2** Ech:1/25



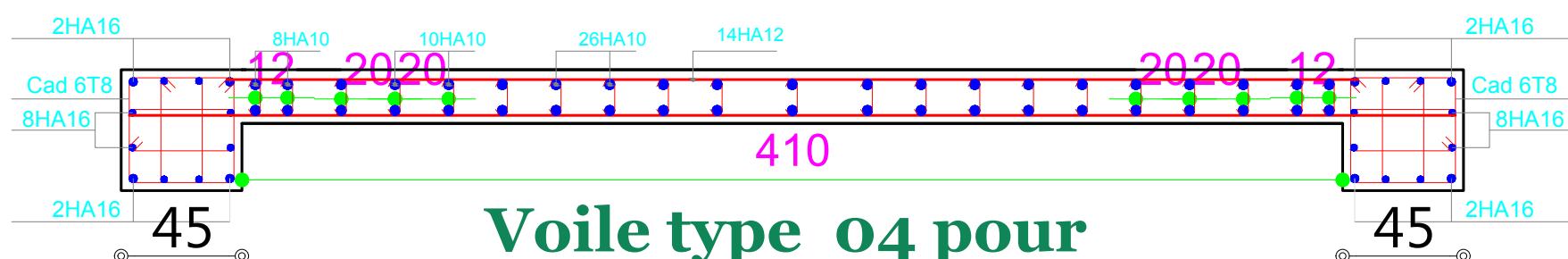
**Voile type 03 pour  
la zone 3** Ech:1/25



**Voile type 04 pour  
la zone 1** Ech:1/25



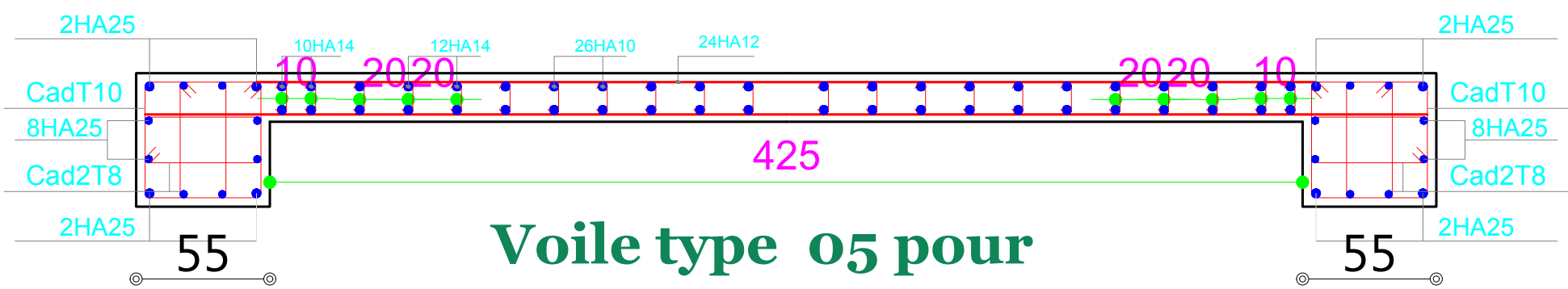
**Voile type 04 pour  
la zone 2** Ech:1/25



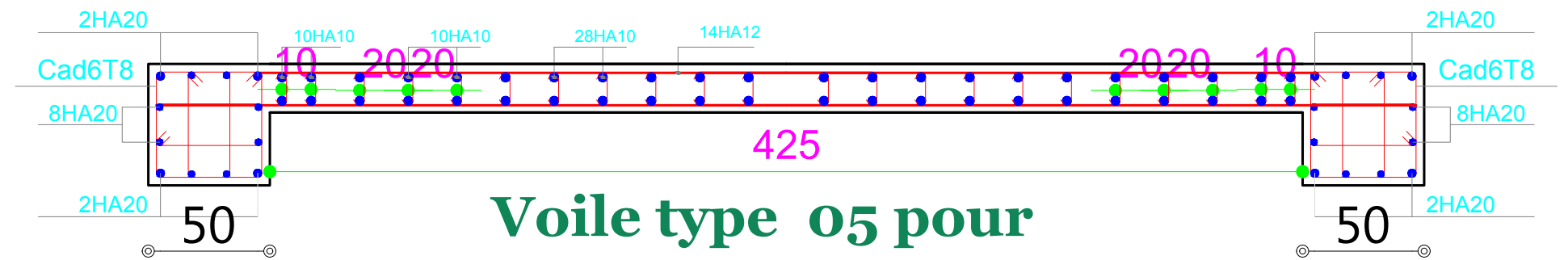
**Voile type 04 pour  
la zone 3** Ech:1/25

# Etude d'un bâtiment R+8 Sous-Sol

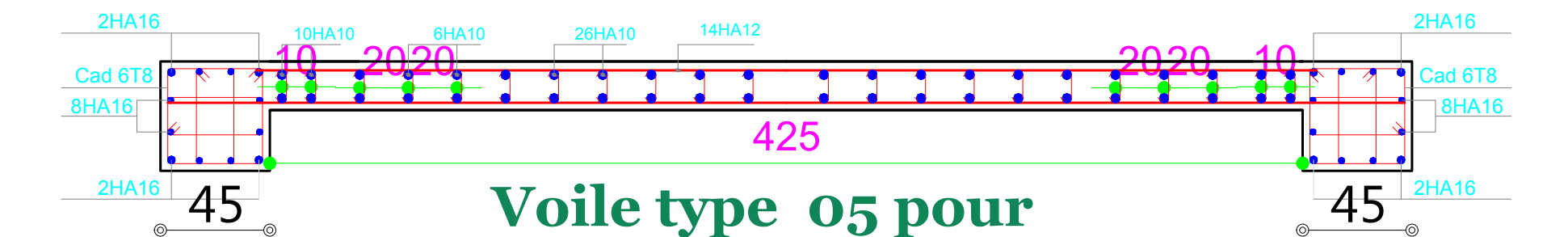




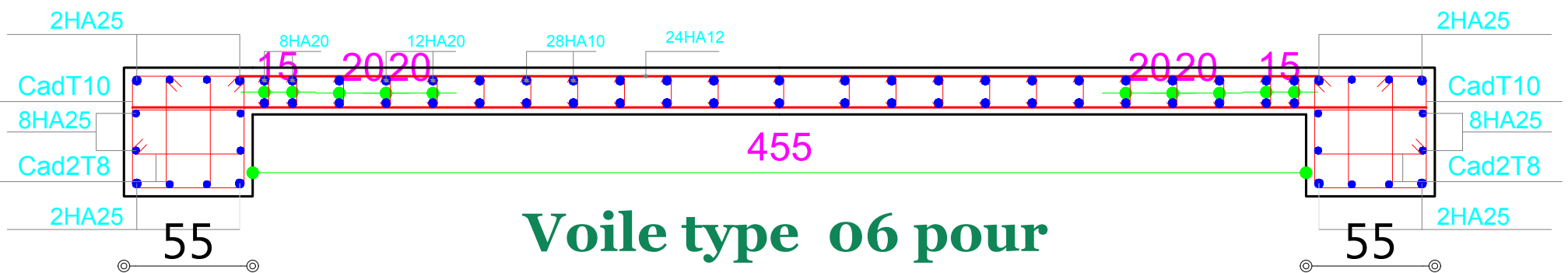
**Voile type 05 pour  
la zone 1** Ech:1/25



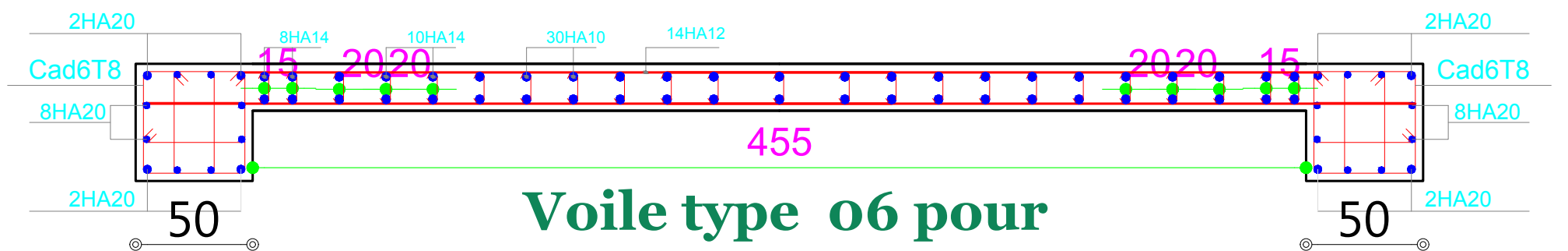
**Voile type 05 pour  
la zone 2** Ech:1/25



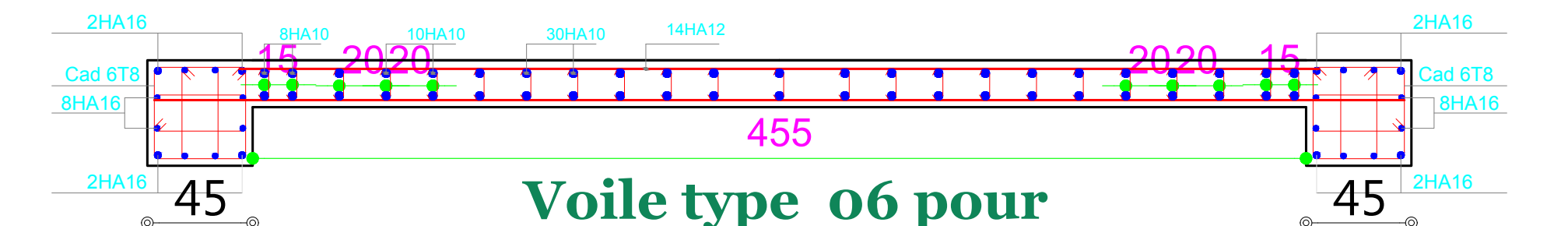
**Voile type 05 pour  
la zone 3** Ech:1/25



**Voile type 06 pour  
la zone 1** Ech:1/25



**Voile type 06 pour  
la zone 2** Ech:1/25



**Voile type 06 pour  
la zone 3** Ech:1/25

**Etude d'un bâtiment R+8  
Sous-Sol**

