

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique  
Université Abderhmane MIRA de Bejaia  
Faculté de Technologie  
**Département de GENIE CIVIL**

# Mémoire de fin d'étude

**En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil**  
**Option : structures**

## *Thème*

**Etude d'un bâtiment (R +10+2 Entre Sol + un sous-sol) à usage multiple contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portiques)**

**Présenté par :**  
**M<sup>r</sup> AMRIOU SOFIANE**  
**M<sup>r</sup> ALILI RAFIK**

**Promoteur :**  
**M<sup>r</sup> Kheffache toufik**

**Membres de jury**

**M<sup>r</sup> Attal**

**M<sup>me</sup> Berrah**

**2018-2019**

# Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant pour  
Nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés

Et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à  
Notre promoteur Mr KHEFFACHE TOUFIK, pour avoir accepté de

Nous guider sur le bon chemin du travail

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux  
Membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de  
Soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances  
Et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier

Tous les enseignants qui nous ont formé.

Nous remercions, en particulier, Mr BOUZIANE Abderrezak

De sa précieuse aide.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent

Et nous encouragent de Prêt ou de loin.

rafik et sofiane

## DÉDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on  
Dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en  
Exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre  
Existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leur vie*

*Pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le*

*Bonheur*

*✓ A mes frères*

*✓ A tous mes amis*

*✓ En fin, je remercie mon ami mon binôme Sofiane Amriou*

*RAFIK*

## DÉDICACES

RIEN N'EST AUSSI BEAU À OFFRIR QUE LE FRUIT D'UN LABEUR QU'ON  
DÉDIE DU FOND DU CŒUR À CEUX QU'ON AIME ET QU'ON REMERCIE EN  
EXPRIMANT LA GRATITUDE ET LA RECONNAISSANCE DURANT TOUTE NOTRE  
EXISTENCE.

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL

A MES TRÈS CHERS PARENTS QUI M'ONT GUIDÉ DURANT LES MOMENTS LES PLUS  
PÉNIBLES DE CE LONG CHEMIN,

- ✓ A TOUTE MA FAMILLE
- ✓ A MON BINÔME ET SA FAMILLE
- ✓ A MON FRÈRE « M'HAND »
- ✓ A MA SŒUR ET SON MARI
- ✓ A TOUS MES AMIS (ES) SANS EXCEPTION
- ✓ A TOUTE LA PROMOTION GÉNIE CIVIL 2018/2019

SOFIANE



# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	01
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage.....	01
I.4. Description structurale.....	02
I.5. Données géotechnique du site .....	03
I.6. Règlementation et normes utilisés .....	03
I.7. Hypothèses de calcul aux états limites .....	03
I.8. Caractéristiques des matériaux utilisés .....	04
I.9. Actions et sollicitations.....	06
I.10. Conclusion.....	07

### Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

II.1 Etude des planchers à corps creux .....	08
II.2. Plancher à dalles pleines .....	22
II.3. Etude des escaliers .....	31
II.4. Etude de l'acrotère .....	42
II.5. Etude de l'ascenseur.....	47
II.6. Etude de la poutre de chainages .....	50
II.7. Prédimensionnement des éléments structureaux.....	52
II.8. Conclusion.....	57

### Chapitre III : Etude des éléments de contreventement

III.1. Introduction.....	59
III.2. Modélisation de la structure .....	59
III.3 Méthode de calcul .....	60
III.4 Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base ( $V_{st}$ ) .....	60
III.5 Calcul de la période fondamentale de la structure .....	61
III.6 Spectre de réponse de calcul.....	62
III.7. Disposition des voiles de contreventement.....	62
III.8 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS V.16.....	63
III.9 Récapitulation .....	67
III.10: Conclusion.....	67

### Chapitre IV : Etude des éléments de contreventement

## SOMMAIRE

IV.1. Etude des Poteaux .....	69
IV.2. Etude des poutres.....	75
IV.3. Étude des voiles .....	83
IV.4. Conclusion .....	93

### **Chapitre V : Etude de l'Infrastructure**

V.1 Introduction.....	94
V.2. Combinaisons d'actions .....	94
V.3. Reconnaissance du sol .....	94
V.4. Choix du type de fondation .....	94
V.5. Ferrailage du débord .....	100
V.6. Etude des nervures .....	101
V.7. Etude du voile Périphérique .....	106
V.8. Conclusion .....	109

Conclusion

Bibliographie

Annexes

## Listes des figures

pages

Fig. I.01 : vue en plan de la structure à la base .....	02
Fig. I.02 : vue en élévation de la structure .....	02
Fig. I.03 : Diagramme des contraintes-déformations de béton.....	05
Fig. II.01 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	08
Fig. II.02 : Schéma de la disposition des poutrelles.....	09
Fig. II.03 : Coupe transversale des poutrelles .....	09
Fig. II.04 : Schéma statique de la poutrelle .....	11
Fig. II.05 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	22
Fig. II.06 : schéma escalier type 01.....	31
Fig. II.07 : schéma statique de la volée 01et 03.....	31
Fig. II.08 : schéma escalier volée 02.....	32
Fig. II.09 : schéma statique de la volée 02.....	32
Fig. II.10 : schéma escalier type 02.....	32
Fig. II.11 : schéma statique des volées 1 et 3.....	32
Fig. II.12 : schéma escalier volée 02.....	33
Fig. II.13 : Schéma statique de la volée 02.....	33
Fig. II.14 : schéma escalier type 03.....	33
Fig. II.15 : schéma statique de la volée 01.....	33
Fig. II.16 : schéma escalier volée 02.....	33
Fig. II.17 : Schéma statique de la volée 02.....	33
Fig. II.18 : Schéma statique de la 3 <sup>ème</sup> .....	34
Fig. II.19 : chargement affecté à la 3 <sup>ème</sup> .....	34
Fig. II.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier type (1).....	36
Fig. II.21 : schéma statique de la volée.....	36
Fig. II.22 : Schéma de ferrailage de la volée 2.....	37
Fig. II.23 : Schéma statique de la poutre brisée.....	38
Fig. II.24 : Schéma de ferrailage transversal de la poutre brisée .....	41
Fig. II.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée .....	42
Fig. II.26 : coupe de l'acrotère.....	42
Fig. II.27 : Les Sollicitations sur l'acrotère.....	43
Fig. II.28 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	47
Fig. II.29 : Dimensions de l'ascenseur.....	47
Fig. II.30 : Représentation de la surface de la charge.....	48
Fig. II.31 : Schémas de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	50
Fig. II.32 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	52
Fig. II.33 : surface afférente de poteau C2 .....	54
Fig.III.1 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016.....	59
Fig.III.2 : Spectre de réponse .....	62
Fig.III.3 : Disposition des voiles de contreventement.....	62
Fig. IV.1 : Schéma de ferrailage de voile V <sub>X6</sub> .....	93
Fig. V.1 : Schéma de ferrailage de radier.....	100
Fig. V.2 : Schéma statique du débord sens(X).....	100

Fig. V.3 : Schéma statique du débord sens (Y).....	100
Fig. V.4 : Schéma de ferrailage du débord sens y-y.....	101
Fig. V.5 : Schéma de ferrailage du débord sens x-x.....	101
Fig. V.6 : Schéma des lignes de rupture du radier.....	102
Fig. V.7 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.....	103
Fig. V.8 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.....	103
Fig. V.9 : Schéma des nervures sens x-x.....	104
Fig. V.10 : Schéma de ferrailages des nervures.....	106
Fig. V.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	109

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	08
Tableau II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux .....	08
Tableau II.3 : Schéma statique des différentes poutrelles .....	10
Tableau II.4 : méthodes de calculs pour les différent types de poutrelles.....	10
Tableau II.5 : Charges sur les différents planchers .....	10
Tableau II.6 Sollicitations à l'ELS pour les poutrelles plancher étage commerce.....	12
Tableau II.7 : Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.....	12
Tableau II.8 : Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux .....	18
Tableau II.9 : Vérifications nécessaires à l'ELU .....	19
Tableau II.10 : Vérification des contraintes à l'ELS .....	19
Tableau II.11: Etat limite de déformation.....	19
Tableau II.12: vérification de la flèche.....	20
Tableau II.13: Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	21
Tableau II.14: Prédimensionnement de dalles pleines .....	22
Tableau II.15: Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	23
Tableau II.16: Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	23
Tableau II.17: Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	23
Tableau II.18: Données des différents types de dalle pleine.....	24
Tableau II.19: Calcul du ferrailage à l'ELU.....	24
Tableau II.20 : Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.....	25
Tableau II.21: Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS.....	25
Tableau II.22: Vérifications de la flèche à l'ELS.....	26
Tableau II.23: Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	26
Tableau II.24: Calcul du ferrailage à l'ELU.....	27
Tableau II.25: Vérification de l'effort tranchant.....	27
Tableau II.26: Vérifications des contraintes à l'ELS.....	28
Tableau II.27: les sections d'armatures à l'ELS.....	28
Tableau II.28: Vérifications de la flèche à l'ELS.....	29
Tableau II.29: Récapitulation des résultat de ferrailage.....	29
Tableau II.30: Schéma de ferrailage des dalles.....	30
Tableau II.31: Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1 et 3).....	32
Tableau II.32: Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 01 et 03).....	32
Tableau II.33: étude de 2 <sup>eme</sup> type d'escalier (sous-sol et entre sol 02).....	32
Tableau II.34: Dimensionnement du deuxième type d'escalier.....	33
Tableau II.35: étude de 3 <sup>eme</sup> type d'escalier (entre sol 01).....	33
Tableau II.36: Dimensionnement du troisième type d'escalier.....	33
Tableau II.37: Evaluation des charges sur les volées de type 01.....	33
Tableau II.38: Evaluation des charges de palier .....	34
Tableau II.39: Ferrailage de la 1ère et la 3ème volée.....	35
Tableau II.40: résultats finales de ferrailage pour l'escalier.....	37
Tableau II.41: Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	38
Tableau II.42: ferrailage de la poutre brisée à l'ELU.....	39
Tableau II.43: Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	40
Tableau II.44: Vérification des contraintes à l'ELS.....	40

Tableau II.45: Récapitulation des résultats.....	41
Tableau II.46: Evaluation des charges de l'acrotère.....	42
Tableau II.47: Evaluation des charges verticales.....	43
Tableau II.48: Différentes combinaisons à utiliser.....	43
Tableau II.49: Récapitulation des résultats de ferrailage pour l'acrotère.....	46
Tableau II.50: Les sollicitations sous charge concentrée.....	48
Tableau II.51: Evaluation des moments sous charge répartie .....	49
Tableau II.52: La Superposition des moments sous charges réparties .....	49
Tableau II.53: Les moments corrigés charges réparties.....	49
Tableau II.54: Tableau des ferrailages de la dalle.....	49
Tableau II.55: Tableau de vérification des contraintes.....	50
Tableau II.56: les sollicitations dans la poutre de chinage.....	51
Tableau II.57: Moments et ferrailages correspondant.....	51
Tableau II.58: Vérification des contraintes.....	52
Tableau II.59: section des poteaux et leurs poids propre pour les différents niveaux..	53
Tableau II.60: Le calcul des surfaces totales pour chaque niveau.....	54
Tableau II.61: Résultats de la descente de charge de poteau (C2).....	55
Tableau II.62: Vérification des poteaux à la compression simple.....	55
Tableau II.63: Résultat de vérification au flambement.....	56
Tableau II.64: Les dimensions des poteaux pour chaque niveau.....	57
Tableau III.1 : valeurs des pénalités.....	60
Tableau III.2 : Périodes et taux de participation massique pour chaque mode .....	63
Tableau III.3 : Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales ..	63
Tableau III.4 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens x-x.....	64
Tableau III.5 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens y-y.....	64
Tableau III.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	65
Tableau III.7 : Vérification de l'effort normale réduit.....	65
Tableau III.8 : Vérification des déplacements (sens x-x).....	66
Tableau III.9 : Vérification des déplacements (sens y-y).....	66
Tableau III.10 : Vérification à L'effet P-Δ.....	67
Tableau III.11 : Dimensions finales des éléments structuraux .....	67
Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales dans les poteaux.....	69
Tableau IV.2 : Sollicitations dans les différents poteaux.....	70
Tableau IV.3 : Ferrailages vertical des poteaux .....	71
Tableau IV.4 : ferrailage transversal des poteaux .....	71
Tableau IV.5 : Vérification au flambement des poteaux .....	72
Tableau IV.6 : Vérification de la contrainte dans le béton du poteau le plus sollicité..	73
Tableau IV.7 : vérification des contraintes tangentielles.....	73
Tableau IV.8 : Dimensions de la zone nodale.....	74
Tableau IV.9 : Ferrailage des poteaux des différents niveaux.....	74
Tableau IV.10 : Ferrailage des poutres principales (30×40) cm <sup>2</sup> .....	76

Tableau IV.11 : Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm <sup>2</sup> .....	76
Tableau IV.12 : Vérification des contraintes tangentielles.....	77
Tableau IV.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	78
Tableau IV.14 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	78
Tableau IV.15 : Vérification de l'état limite de déformation.....	79
Tableau IV.16 : section de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	79
Tableau IV.17 : Moments résistants dans les poteaux.....	81
Tableau IV.18 : Moments résistants dans les poutres principales.....	82
Tableau IV.19 : Moments résistants dans les poutres secondaires.....	82
Tableau IV.20 : Vérification des zones nodales selon le sens principale non associées aux voiles.....	82
Tableau IV.21 : Vérification des zones nodales selon le sens principale associées aux voiles.....	82
Tableau IV.22 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire non associées aux voiles.....	83
Tableau IV.23 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire associées aux voiles.....	83
Tableau IV.24 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux.....	85
Tableau IV.25 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux.....	86
Tableau IV.26 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux.....	87
Tableau IV.27 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux.....	87
Tableau IV.28 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx5 dans tous les niveaux.....	88
Tableau IV.29 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx6 et Vx7 dans tous les niveaux.....	88
Tableau IV.30 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux.....	89
Tableau IV.31 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux.....	90
Tableau IV.32 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy3 dans tous les niveaux.....	90
Tableau IV.33 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy4 dans tous les niveaux.....	91
Tableau IV.34 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy5 dans tous les niveaux.....	92
Tableau IV.35 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy6 dans tous les niveaux.....	92
Tableau V.1 : ferrailage de radier.....	99
Tableau V.2 : vérification des contraintes à l'ELS .....	99
Tableau V.3 : Section d'armateur du radier à l'ELS.....	99
Tableau V.4 : ferrailage de débord sens y-y.....	100
Tableau V.5 : vérification des contraintes à l'ELS .....	100
Tableau V.6 : Section d'armateur du débord à l'ELS.....	101
Tableau V.7 : ferrailage de débord sene y-y.....	101
Tableau V.8 : vérification des contraintes à l'ELS .....	101
Tableau V.9 : Section d'armateur du débord à l'ELS.....	101
Tableau V.10 : Les chargements sur les travées sens x-x.....	103
Tableau V.11 : Les chargements sur les travées sens y-y.....	103
Tableau V.12 : Tableau des sollicitations l'ELU sens x-x.....	103
Tableau V.13 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens x-x.....	103

Tableau V.14 : Tableau des sollicitations à l'ELU sens y-y.....	104
Tableau V.15 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens y-y.....	104
Tableau V.16 : Résultats de ferrailage des nervures.....	104
Tableau V.17 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	105
Tableau V.18 : Calcul des armatures à l'ELS.....	105
Tableau V.19 : ferrailages des voiles périphériques .....	108
Tableau V.20 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	109
Tableau V.21 : Section d'armature du voile à l'ELS.....	109



# Introduction

---

## Introduction :

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augmente de plus en plus à cause de l'augmentation de la population. La condensation de la population en Algérie dans les zones du nord, surtout littorales, comme Bejaïa et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments de hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord algérien est susceptible de subir des séismes majeurs. Alors construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines, conception, modélisation, géotechnique règlement, maîtrise des matériaux ...etc.

Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargement tout en respectant les prescriptions réglementaires. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie des tâches de l'ingénieur. Dans le domaine du bâtiment, la bonne utilisation d'une norme parasismique par un l'ingénieur de structures suppose qu'il comprenne les particularités de l'action sismique.

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un sous-sol et deux entresols, le premier sera utilisé comme parking, le deuxième entresol et le Rez-de-chaussée seront destinés à usage commerce, et 10 étages destinée pour l'habitation. Le bâtiment sera réalisé à Bejaïa dans le lieu dit Ihaddaden en face l'hôtel Royal. Selon règlement parasismique Algérien la région de Bejaïa est classée comme zone sismique IIa. Le bâtiment est à usage multiple commerce et habitation selon

## **Introduction**

---

le même règlement est classée dans le groupe d'usage 2a. La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des planchers qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travail est divisé en cinq chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés ainsi la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième sera consacré pour le calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modélisés sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 11 étages encastres à la base. On considère le sous-sol et les deux étages au-dessus du sol comme étant des boîtes rigides, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol. Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferraillement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure (les fondations) Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question tout en respectant les règles en vigueur. Et en terminant par une conclusion générale.

# CHAPITRE

## I

### **Généralités**

## **I : Généralités**

### **I.1 : Introduction**

L'étude génie civile d'une structure donne nécessite a la connaissance d'un certain nombre de données concernant l'ouvrage lui-même, à savoir sa destination, son importance, son architecture, sa géométrie,...etc. Aussi il est nécessaire de connaître son environnement : le site d'implantation, topographie, géotechnique, ainsi la zone sismique de la région...etc. L'ingénieur doit avoir des connaissances sur les matériaux qui seront utilisé pour la réalisation de l'ouvrage.

En plus à ce qui est cité précédemment l'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude les règles de constructions en vigueur, toute en tenant compte à la fois le facteur sécuritaire et économique. Pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer. Dans ce chapitre on va présenter l'ouvrage étudiée, on va donner un aperçu sur les matériaux ainsi sur les règlements utilisé dans l'étude.

### **I.2 : Présentation de l'ouvrage**

L'ouvrage qui est sujet de ce travail est un bâtiment en béton armé destiné usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un sous-sol et deux entresols, le premier sera utilisé comme parking, le deuxième entresol destinés à usage habitation et le Rez-de-chaussée sera destinés à usage commerce, et les 10 étages destinée pour l'habitation.

Le bâtiment sera réalisé à Bejaia dans le lieu-dit Ihaddaden. Selon les règlements parasismiques Algériens la région de Bejaia est classée comme zone sismique IIa. Le bâtiment est à usage multiple commerce, parking et habitation selon le même règlement est classée dans le groupe d'usage 02.

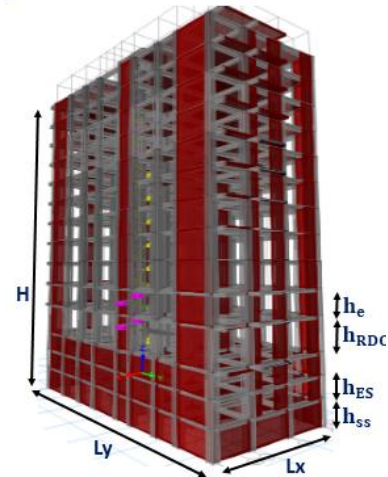
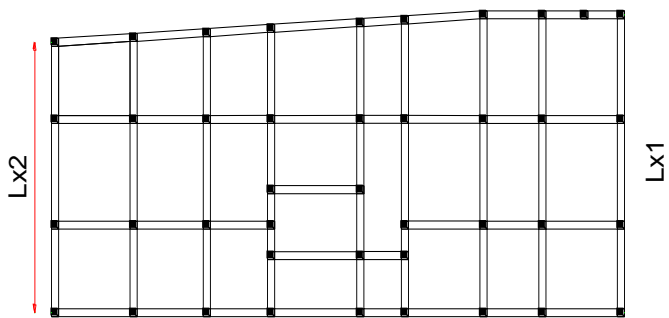
### **I.3 : Caractéristiques de l'ouvrage**

L'ouvrage est constitué d'un sous-sol des superficies de 490.3m<sup>2</sup> destiné à usage parking ce sous-sol constitué une boîte considérée comme l'encastrement du bâtiment dans le sol. Et aussi constitué de deux entresols un utilisé comme parking pour les usagers de cet immeuble, et l'autre sera destiné à l'usage habitation et le Rez-de-chaussée à usage commerce. Les étages de 1 à 10 seront destinés à accueillir des appartements à usage d'habitation.

Les appartements du bâtiment sont de types F2, F3 et F4 avec des balcons et terrasses.

Les appartements de l'étage 01 et 03 sont des F2, F3, et F4, et pour les étages 02, 05, 06, 07 et 08 sont des appartements de F3, et le reste des étages sont des appartements de F3 et F4.

### I.3.1 : Caractéristiques architecturales



**Figure I.1 :** vue en plan de la structure à la base      **Figure I.2 :** vue en élévation de la structure

Les figures I.1 et I.2 montrent respectivement les vue en plans à la base de la structure et vue en élévation, comme définit précédemment le bâtiment se constitue de plusieurs niveaux, de différentes dimensions en élévation et en plans. Dans ce qui suit on donne les dimensions essentielles de cet ouvrage.

Les dimensions en plan sont donné comme suit : La longueur totale du bâtiment est de :  $L = 32.20\text{m}$ , et La largeur du bâtiment sont donné comme suit tel que monté sur la figure I.1:  $L_{x2} = 13.75\text{m}$ ,  $L_{x1} = 15.75\text{m}$ .

Les dimensions en élévation sont donnés comme suit : la hauteur total du bâtiment est  $h_t = 45.9\text{m}$ , Hauteur du Rez-de-chaussée (RDC) est :  $h_{\text{RDC}} = 4.08\text{m}$ , la hauteur d'étage courant:  $h_{\text{etg}} = 3.06\text{m}$ , la hauteur des l'entresol 01 et 02 :  $h_{\text{ES}1,2} = 2.55\text{m}$ , et hauteur de sous-sol :  $h_{\text{SS}} = 3.06\text{m}$ .

### I.4 : Description structurale

La structure étudiés sera réaliser par une ossature en béton armé, cette ossature sera constitué par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des plancher qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

**Les portiques :** dans notre cas les portiques sont constitués de poteaux et de poutres en béton armé dans les deux sens (xx, yy). Le nombre de files selon le sens x est de : 9 files, Et selon le sens y est de : 4 files, La travée la plus longue selon x est de  $5.37\text{m}$ , et selon le sens y est de  $5\text{m}$ .

**Les voiles de contreventement :** vu que la structure est de  $42.84\text{m}$  de hauteur, selon le règlement parasismique algérien, elle doit être dotée d'un système de contreventement en voile qui va reprendre les charges horizontales dues à d'éventuels séismes. Le nombre de voiles et leurs dimassions seront donnés par l'étude dynamique du bâtiment.

**Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un

Diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux Éléments de contreventement.

**Les maçonneries :** sont des murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm, et les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

**Les éléments secondaires :** se sont les éléments qui ne participent pas dans le contreventement de la structure, ses éléments sont : l'escalier, l'acrotère, .....etc, ces éléments sont réalisés en béton armé de manière à être relié au bâtiment son se détacher lors d'un incident majeur et sans atteinte à la sécurité des usagers de cet ouvrage.

**L'infrastructure :** L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure système de contreventement. Ces éléments peuvent être des fondations superficielles ou profondes selon les cas.

### **I.5 : Données géotechnique du site**

La structure qui fait l'objet de ce travail sera construite sur un site qui se constitue de remblais sur une profondeur de 5m, la structure sera ancrée dans le sol d'environ 8m.

Les caractéristiques du sol d'assise donnée par le bureau d'étude sont résumées comme suit :

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol d'où les caractéristiques suivante :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance :  $\sigma_{adm} = 1.00 \text{ bar}$
- La nature de sol est  $S_3$  (site Meuble).

$S_3$  : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argiles moyennement raides.

- le sol n'est pas agressif pour les fondations.

### **I.6 : Règlementation et normes utilisés**

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

### **I.7 : Hypothèses de calcul**

Les différents composants de la structure seront dimensionnés aux états limites. A l'état limite ultime (E L U), selon CBA93 (Art A.4.3.2). C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage et directement liés à la sécurité des personnes. Les phénomènes correspondants sont : Etat limite de l'équilibre statique, Etat limite de résistance de l'un des matériaux, Etat limite de stabilité de forme (flambement). Et l'état Limite de Service « E L S », selon CBA93 (Art A.4.5) C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées,

son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont : Etat limite d'ouverture des fissures, Etat limite de déformation (flèche maximale), Etat limite de compression du béton

### **I.8 : Caractéristiques des matériaux utilisés**

Les éléments structuraux et non structuraux de la structure seront réalisés en béton armé. Le béton sera confectionné en utilisant les matériaux locaux. Et des aciers qui doivent des caractéristiques mécaniques satisfaisantes.

#### **I.8.1 : Béton**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

## **2. Caractéristiques mécaniques**

### **2.1 Résistance à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée  $f_{cj}$ . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur. D'après le (CBA Art: A.2.1.1.1),  $f_{cj}$  peut être calculé par les formules suivantes :

$$\text{Pour } j \leq 28 \text{ jours : } \begin{cases} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28} \\ \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28} \end{cases}$$

$$\text{Pour } 28 < j < 60 \text{ jours : } \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}, \text{ et Pour } j \geq 60 \text{ jours : } \Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$$

Dans notre étude on opte pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### **2.2 Résistance à la traction**

D'après le (CBA .Art : A.2.1.1.2) La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée  $f_{tj}$  est donnée par :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$ , pour  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ ,  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

### **2.3 Module de déformation longitudinale du béton : donné par le (CBA .Art: A.2.1.1.2)**

**a) A court terme**  $E_{ij}$ :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \rightarrow T \leq 24\text{h}, f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

**b) A long terme**  $E_{vj}$  :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \rightarrow T > 24\text{h}$$

- **Coefficient de poisson**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation

longitudinale avec:  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$  .....(CBA Art A.2.1.3)

- **Le module de déformation transversale du béton G :**

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

## 2.4. Diagramme contrainte déformation

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

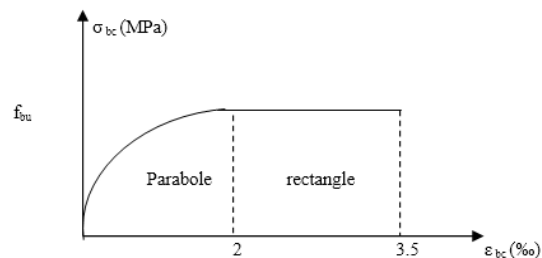
T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$\theta$  : Coefficient d'application.  $\begin{cases} \theta = 1 & \text{Lorsque } T > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la} \\ & \text{combinaison d'action} < 1\text{h} \end{cases}$

$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$

Dans notre cas  $t \leq 24$  heures d'où :

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$



**Figure I.3 :** Diagramme des contraintes-déformations de béton

- **La contrainte de compression ( $\overline{\sigma}_{bc}$ ) à ELS**

- **(CBA 93 art. A.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Elle est limité par  $\tau < \tau_{adm}$ .

- **Cas de fissuration peu nuisible**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}), \text{ D'où } : \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}), \text{ D'où } : \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$



## I.8.2 : Aciers

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue

**Les treillis soudés** : soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE400

**Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

### 1. Caractéristiques mécaniques des aciers

#### ➤ à E.L.U

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

$$\text{Avec: } \varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}; \gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases} \quad \varepsilon_s : \text{Allongement relatif}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

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

#### ➤ à E.L.S

- Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire
- Cas de fissuration préjudiciable on doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1 & \text{poure l'acier (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{poure l'acier (HA)} \end{cases}$$

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa}; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

## I.9 : Actions et sollicitations

selon le CBA93 article A3.1.1 Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure, elles proviennent a partir des charges permanentes, des charges d'exploitations, et des charges climatiques, on distingue :

**Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent : Le poids propre de la structure, Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes, Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides, et les déformations imposées à la structure.

**Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent : Les charges d'exploitations, les charges climatiques (neige et vent), et Les effets thermiques.

**Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer : Les chocs, Les séismes (E), Les explosions, Les feux.

Selon le CBA93 article A3.1.1 les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

### Combinaisons d'actions

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

**Situations durables :** ELU :  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$ , ELS :  $G + Q$

**Situations accidentelles :**  $G + Q \pm E$ ,  $G + Q \pm 1.2 \times E$ ,  $0.8 \times G \pm E$

### I.10. Conclusion

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner entre le béton et l'acier, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction.

# CHAPITRE

## II

### **Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires**

## II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

### II.1 : Etude des planchers à corps creux

#### II.1.1 : Prédimensionnement du plancher

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que :

$$h_t = h_{CC} + h_{DC} \text{ Avec : } \begin{cases} h_{CC} : \text{ la hauteur du corps creux} \\ h_{DC} : \text{ hauteur dalle de compression} \end{cases}$$

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4), L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec :  $\begin{cases} L_{max} : \text{ travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles} \\ h_t : \text{ hauteur totale du plancher} \end{cases}$

$$L_{max} = 4.4 - 0.3 \Rightarrow L_{max} = 4.1\text{m}, h_t \geq 18.22 \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 24cm

Avec :  $\begin{cases} 20\text{cm} : \text{ hauteur du corps creux} \\ 4\text{cm} : \text{ hauteur de la table de compression} \end{cases}$

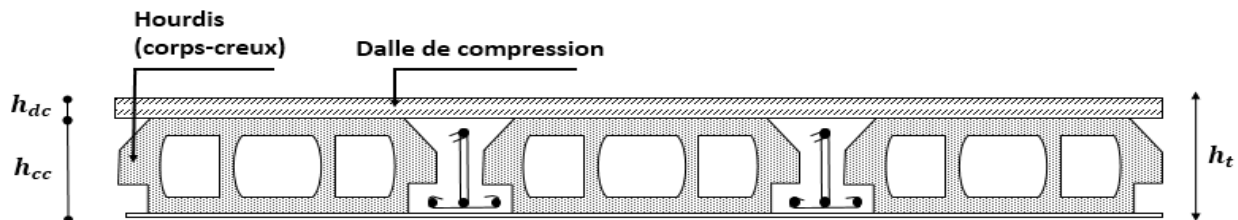


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

#### II.1.1.1 : Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.1 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Plancher à corps creux (20+4)	0.24	13.75	3.30
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				6.70
<b>Charge d'exploitation Q</b>				1

Tableau II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

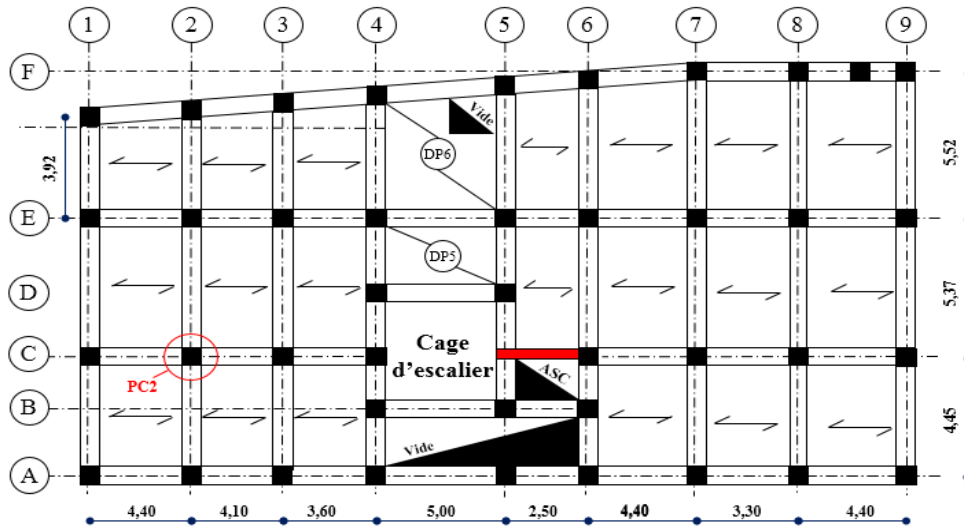
N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4

3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (20+4)	0.24	13.75	3.30
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.73</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1.5</b>
<b>Q étage commercial</b>				<b>5</b>
<b>Q étage parking</b>				<b>2.5</b>

**II.1.2 : Etude Les poutrelles**

**II.1.2.1 : Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : Le critère de la petite portée et le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).



**Figure II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles.**

**II.1.2.2 : Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

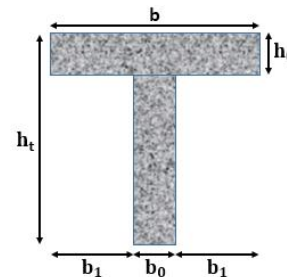
La largeur de la table de compression à prendre est :

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

Selon le CBA93 (Art 4.1.3)

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y \text{ min}}{10}\right)$$

Avec :  $\begin{cases} L_x : \text{Distance entre nus de deux poutrelles.} \\ L_y \text{ min} : \text{Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.} \end{cases}$



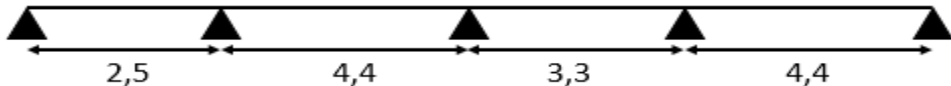
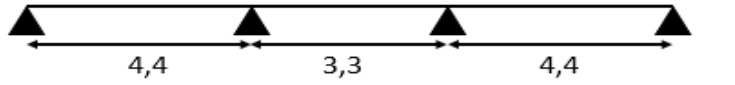
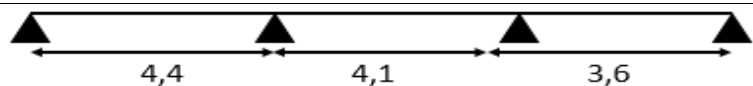
**Figure II.3 : Coupe transversale des poutrelles**

On a:  $L_x = 65 - 10 \Rightarrow L_x = 55 \text{ cm}$ ,  $L_{y \text{ min}} = 220 \text{ cm}$ ,  $h_t = 24 \text{ cm}$ ,  $h_0 = 4 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{220}{10}\right) \Rightarrow b = 54 \text{ cm}$$

**II.1.2.3 : Schéma statique des différentes poutrelles**

**Tableau II.3 : Schéma statique des différentes poutrelles**

Types	Schéma statique
01	
02	
03	

- **Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles**

**Tableau II.4 : méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles**

Types de poutrelles	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1 Type 2	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0.8; 1.25]$	Méthode Caquot minorée
Type 3	Vérifiée	$\begin{cases} 1/Q^{max} = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(5 \text{ KN} \cdot 2G) \\ 2/0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ 3/I = \text{constant} \\ 4/FPN \end{cases}$	Méthode forfaitaire

- **Combinaisons d'actions et calculs des charges**

$$\begin{cases} \text{À l'ELU : } p_u = 0.65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \\ \text{À l'ELS : } p_s = 0.65 \times (G + Q) \end{cases}$$

**Tableau II.5: Charges sur les différents planchers**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	ELU		ELS	
				q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	6.7	1	0.65	10.53	6.85	7.69	5

<b>Plancher courant</b>	5.73	1.5	0.6 5	9.98	6.49	7.23	4.7
<b>Plancher commerce</b>	5.73	5	0.6 5	15.23	9.9	10.73	6.97
<b>Plancher parking</b>	5.73	2.5	0.6 5	11.47	7.46	8.23	5.35

**II.1.2.4 : Calcul des sollicitations dans les poutrelles**

• **Exemple de calcul (Plancher Etage commerce)**

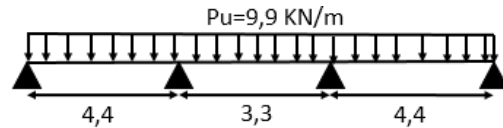
$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.4}{3.3} = 1.33 \notin [0.8 ; 1.25] \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas

Applicable, car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée

donc on applique la méthode de Caquot minorée

en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.



**Figure II.4 : Schéma statique de la poutrelle**

$$G' = \frac{2}{3}G \Rightarrow G' = 1.5 \times 5.73 = 3.82 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} P_u = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = 8.227 \text{ kN/m} \\ P_s = (G + Q) \times 0.65 = 5.73 \text{ kN/m} \end{cases}$$

**A l'ELU :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN. } M = -0.15M_0^{max} \Rightarrow M_0^{max} = \max(M_0^{AB}, M_0^{DE})$$

$$M_B = -\frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}, P_g = P_d = 8.22 \text{ KN/m, } L_g = L'_g = 4.4 \text{ m, } L_d = L'_d = 0.8 \times 3.3 = 2.64 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{8.22 \times (4.4^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (4.4 + 2.64)} = -14.24 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{8.22 \times (2.64^3 + 4.4^3)}{8.5 \times (2.64 + 4.4)} = -14.24 \text{ KN.m, } L_g' = L_g = 0.8 \times 3.3 = 2.64 \text{ m, } L_d' = L_d = 4.4 \text{ m}$$

• **Moments en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{L}) + M_d \times \frac{x}{L} :$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (L - x); \text{ telque } x = \frac{L_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times L_i}$$

**Travée AB**

$$x = \frac{4.4}{2} - \frac{0 - (-14.24)}{9.9 \times 4.4} = 1.87 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{9.9 \times 1.87}{2} \times (4.4 - 1.87) = 23.41 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

$$x = \frac{3.3}{2} - \frac{-14.24 - (-14.24)}{9.9 \times 3.3} = 1.65 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{9.9 \times 1.65}{2} \times (3.3 - 1.65) = 13.47 \text{ KN.}$$

$$M(x) = 23.41 - 0 \times \left(1 - \frac{1.87}{4.4}\right) - 14.24 \times \frac{1.87}{4.4} \quad M(x) = 13.47 - 14.24 \times \left(1 - \frac{1.65}{3.3}\right) - 14.24 \times \frac{1.65}{3.3}$$

$$M(x) = 17.36 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = -0.77 \text{ KN.m}$$

**Travée CD**

$$x = \frac{4.4}{2} - \frac{-14.24 - 0}{9.9 \times 4.4} = 2.52 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{9.9 \times 2.52}{2} \times (4.4 - 2.52) = 23.45 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 23.45 - 14.24 \times \left(1 - \frac{2.52}{4.4}\right) = 17.36 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

**Travée AB**

$$V_A = \frac{9.9 \times 4.4}{2} + \frac{-14.24 - 0}{4.4} = 18.54 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{9.9 \times 4.4}{2} + \frac{-14.24 - 0}{4.4} = -25.01 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = \frac{9.9 \times 3.3}{2} + \frac{-14.24 + 14.24}{3.3} = 16.33 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-9.9 \times 3.3}{2} + \frac{-14.24 + 14.24}{3.3} = -16.33 \text{ KN}$$

**Travée CD**

$$V_C = \frac{9.9 \times 4.4}{2} + \frac{0 + 14.24}{4.4} = 25.02 \text{ KN}, \quad V_D = -\frac{9.9 \times 4.4}{2} + \frac{0 + 14.24}{4.4} = -18.54 \text{ KN}$$

**A l'ELS :**

Le même travail aboutit pour le calcul à l'ELS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.6 :** Sollicitations à l'ELS pour les poutrelles plancher étage commerce

Travée	L (m)	PS (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>AB</b>	4.4	6.97	16.51	0	-9.92	1.87	12.28
<b>BC</b>	3.30	6.97	9.5	-9.92	-9.92	1.65	-0.43
<b>CD</b>	4.4	6.97	16.51	-9.92	0	2.52	12.28

- **Sollicitation maximales les plus défavorables**

**Tableau II.7 :** Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles

Niveau	ELU			V <sub>U</sub> (KN)	ELS		
	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)		M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Terrasse inaccessible</b>	-2.48	-8.47	13.23	17.00	-1.81	-6.15	9.69



<b>Plancher courant</b>	-2.35	-8.33	12.76	16.17	-1.7	-5.98	9.24
<b>Plancher commerce</b>	-3.6	-14.24	21.32	25.02	-2.53	-9.92	15.02
<b>Plancher parking</b>	-2.70	-10.02	15.18	18.7	-1.94	-7.11	10.89

### II.1.2.5 : Ferrailage des poutrelles

#### ➤ Calcul à l'ELU

#### • Calcul de la section d'armatures longitudinales

$$ELU \begin{cases} M_t = 21.32 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -14.24 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -3.6 \text{ KN.m} \\ V = 25.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données :  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $h = 24 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $F_e = 400 \text{ MPA}$  ;  $f_{c28c} = 25 \text{ MPA}$

#### • Moment équilibré par la table de compression $M_{tu}$ :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\text{max}} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

#### • En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{21.32 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.047 < \mu_l = 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.061, Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.061) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{21.32 \times 10^3}{348 \times 0.214} \Rightarrow A_{tr} = 2.85 \text{ cm}^2$$

#### • Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour :  $A_{tr} = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3.05 \text{ cm}^2$

#### • En appuis

#### • Appuis intermédiaires

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.24 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.207 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.207}) = 0.293 \Rightarrow z = 0.194 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{14.24 \times 10^{-3}}{0.194 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2, A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$$

On opte pour 2HA12 avec  $A = 2.26 \text{ cm}^2$ .

- **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow (A' = 0), \mu_{bu} = 0.052 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\% \text{ o}).$$

$$\alpha = 0.067 \Rightarrow z = 0.214 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{3.6 \times 10^{-3}}{0.214 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$$

On opte pour 1HA12 avec  $A = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage transversal**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales est donne par :  $\phi_t \leq \min \{h_t / 35 ; b_0 / 10 ; \Phi_L\}$

$\phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 10 \text{ mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{240 / 35, 100 / 10, 10\} = 6.85 \text{ mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi 8$

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$ .

- **Vérifications à ELU**

- **Vérification au cisaillement**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{25.02 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22} = 1.13 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée, (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **Espacement St**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 19.8\text{cm} \\ St \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{ij}K)} \Rightarrow St \leq 64.64\text{cm} \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 101\text{cm} \end{array} \right. , \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$St = \min(1; 2; 3) \Rightarrow \text{Soit: } St = 15\text{cm}$$

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

- ✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq 1.15 \times V_u / f_e \left\{ \begin{array}{l} A_l = 3.05 + 1.13 = 4.18\text{cm}^2 \\ 1.15 \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \times 25.02 \times 10^{-3} - \frac{3}{400} = 0.72\text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- ✓ **Appuis intermédiaire**

$$\text{On doit vérifier que : } A_l \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) = (1.15 / 400) \times (25.02 - 14.24 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22)$$

$\Rightarrow A_l = 1.34\text{cm}^2 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton (bielle)**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ , Avec :  $a_{\min} = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8\text{cm}$

$$V_u = 0.02502\text{MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.1 \times 25 = 0.13216\text{MN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 25.02 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.34 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \rightarrow \text{vérifier} \rightarrow \text{Il n'y a pas de risque de rupture}$$

à la jonction table nervure

- **Vérfications à l'ELS**

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\checkmark \text{ En travée : } A_t = 3.05\text{cm}^2$$

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

D'après le BAEL91.L.III.3 On a  $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -303.5 \rightarrow \text{L'axe neutre passe par la nervure} \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

$$b_0/2 \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2/2 + 15 \times d \times A] = 0$$

$$10/2 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3.05] \times y - [(65 - 10) \times 4^2/2 + 15 \times 22 \times 3.05] = 0$$

$$5y^2 + 265.75y - 1446.5 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.977 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 4.977^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.977 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (22 - 4.977)^2 \Rightarrow I = 15911.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{15.02 \times 10^{-3}}{15911.58 \times 10^{-8}} \times 0.0545 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.7 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

• **En appuis intermédiaires :**  $A_a^{inter} = 2.26 \text{ cm}^4$ ,  $M_{ser} = -9.92 \text{ KN.m}$

$$H = b_0 \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -530.2 \Rightarrow \text{le calcul se fait pour une section } b_0 \times h$$

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

$$b_0/2 \times y^2 + 15A.y - 15.A.d = 0 \Rightarrow 5.y^2 + 33.9 - 745.8 \Rightarrow y = 9.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{10}{3} \times 9.28^3 + 15 \times 2.26 \times (22 - 9.28)^2 \Rightarrow I = 8148.9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.92 \times 10^{-3}}{8148.9 \times 10^{-8}} \times 0.0928 = 11.3 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

• **Evaluation de la flèche**

D'après le BAEL91 (Article L.VI.2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{24}{500} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{non vérifié, on doit faire une vérification de la flèche.}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}, \Delta f_t \leq \bar{f}; L < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88cm$$

✓ **Les moments en travée**

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

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

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

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :  $j=4.3KN/m^2$ ,  $g=5.73KN/m^2$ ,  $p=10.73KN/m^2$

$$\Rightarrow q_{jser} = 2.795KN/m, q_{gser} = 3.725KN/m, q_{pser} = 6.97KN/m$$

$$M_i = \frac{q_i \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 6.76KN.m, M_{gser} = 9.01KN.m, M_{pser} = 16.87KN.m$$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_i = 3700 \times (fc28)^{1/3} \Rightarrow E_i = 10818.86MPa \\ E_v = \frac{1}{3} \times E_i \Rightarrow E_v = 32456.6MPa \end{cases}$$

✓ **Coefficients  $\lambda, \mu$**

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 3.07 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.23 \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 22} = 0.0138$$

$$\mu_j = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj}^j + f_{t28}} \right) = 0.548, \mu_g = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg}^g + f_{t28}} \right) = 0.637$$

$$\mu_p = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp}^p + f_{t28}} \right) = 0.786$$

✓ **Propriété de la section**

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = 4.91cm$$

Moment d'inertie:  $\Rightarrow I = 15927 m^4$

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

$$\Rightarrow I_0 = 32385 m^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

✓ **Les Contraintes**

$$\sigma_{si} = 15 \times \frac{M_{ser,i} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 108.89 \text{ MPA}, \sigma_{sg} = 145.11 \text{ MPA}, \sigma_{sp} = 271.73 \text{ MPA}$$

✓ Inerties fictives ( $I_f$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 13255 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 12025 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10421 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 18108 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 3.04 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 4.47 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 9.66 \text{ mm} \\ f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 8.08 \text{ mm} \end{array} \right.$$

✓ La flèche totale  $\Delta f$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00808 - 0.00304 + 0.00966 - 0.00447 \Rightarrow \Delta f_t = 0.01022 \text{ m}$$

$\Delta f = 10.22 \text{ mm} > f_{adm} = 8.8 \text{ mm}$  ..... La flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier  $A_{st} = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 4.21 \text{ cm}^2$

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

**Tableau II. 8:** Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$ $10^{-2}$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse inaccessible	Travée	13.23	0.029	3.75	21.6	1.75	1.72	2HA12=2.26
	Appui Inter	8.47	0.123	16.4	20.5	1.18	0.26	1HA10+1HA8=1.29
	appui de rive	2.48	0.036	4.6	21.6	0.32	0.26	1HA8=0.5
Etages courants	Travée	12.76	0.028	3.6	21.6	1.69	1.72	1HA8+2HA10=2.07
	Appui Inter	8.33	0.121	16.2	20.6	1.16	0.26	1HA8+1HA10=1.29
	appui de rive	2.35	0.034	4.3	21.6	0.31	0.26	1HA8=0.5
Etages parkings	Travée	15.18	0.033	4.32	21.6	2.02	1.72	2HA12=2.26
	Appui Inter	10.02	0.146	19.8	20.3	1.42	0.26	2HA10=1.57

	<b>appui de rive</b>	2.7	0.03 9	5	21. 6	0.36	0.26	1HA10=0.79
<b>Etages Commerce</b>	<b>Travée</b>	21.32	0.04 7	6.11	21. 5	2.85	1.72	1HA10+2HA12=3.0 5
	<b>Appui Inter</b>	14.24	0.20 7	29.3	19. 4	2.11	0.26	2HA12=2.26
	<b>appui de rive</b>	3.6	0.05 2	6.7	21. 4	0.48	0.26	1HA12=1.13

**Tableau II.9** : Vérifications nécessaires à l'ELU

	Bielle	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Cisaillement
		App rive	App int		
<b>Niveaux</b>	$V_u \leq 0.267\alpha b_0 f_{c28}$ (KN)	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\tau_u = 3.33 Mpa$	$\frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 3.33$
<b>Terrasse inaccessible</b>	17 < 132.16	2.76 > 0.48	3.55 > -0.75	0.9 < 3.33	0.77 < 3.33
<b>Etages courants</b>	16.17 < 132.16	2.57 > 0.46	3.36 > -0.74	0.863 < 3.33	0.73 < 3.33
<b>Etages parkings</b>	18.7 < 132.16	3.05 > 0.54	3.83 > -0.92	0.998 < 3.33	0.85 < 3.33
<b>Etages Commer</b>	25.02 < 132.16	4.18 > 0.72	5.31 > -1.32	1.33 < 3.33	1.13 < 3.33
<b>Obs</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau II.10** : Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M <sup>s</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm)	Cisaillement $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPA)	Observation
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>Travée</b>	9.69	2.26	4.305	12342.68	3.38 < 15	Vérifiée
	<b>appui</b>	6.15	1.29	7.5	5474.58	8.4 < 15	Vérifiée
<b>Etages courants</b>	<b>Travée</b>	9.24	2.07	4.13	11441.68	3.33 < 15	Vérifiée
	<b>appui</b>	5.98	1.29	7.5	5474.58	8.18 < 15	Vérifiée
<b>Etages parkings</b>	<b>Travée</b>	10.89	2.26	4.305	12342.68	3.8 < 15	Vérifiée
	<b>appui</b>	7.11	1.57	8.09	6321.56	9.1 < 15	Vérifiée
<b>Etages Commerce</b>	<b>Travée</b>	15.02	3.05	5.45	15911.58	4.7 < 15	Vérifiée
	<b>appui</b>	9.92	2.26	9.28	8148.9	11.30 < 15	Vérifiée

**Tableau II.11** : Etat limite de déformation

Planchers	Terrasse inaccessible	Etages courants	Etages parkings	Etages Commerce
q <sub>j,ser</sub> (KN/m)	2.14	2.79	2.79	2.79

$q_{g,ser}(KN/m)$	4.35	3.72	3.72	3.72
$q_{p,ser}(KN/m)$	5	4.69	5.35	6.97
$M_{j,ser}(KN.m)$	5.19	6.76	6.76	6.76
$M_{g,ser}(KN.m)$	10.54	9.01	9.01	9.01
$M_{p,ser}(KN.m)$	12.11	11.37	12.95	16.87
$I_0 (cm^4)$	30191	30191	30191	32385
$I (cm^4)$	12343	12343	12343	15927
$\rho$	0.01	0.0094	0.01	0.013
$\lambda_v$	1.66	1.81	1.66	1.23
$\lambda_i$	4.15	4.53	4.15	3.07
$\sigma_{s,j}(MPa)$	111.67	158.44	145.51	108.89
$\sigma_{s,g}(MPa)$	226.73	211.13	193.90	145.11
$\sigma_{s,p}(MPa)$	260.57	266.41	278.50	271.73
$\mu_j$	0.45	0.54	0.545	0.548
$\mu_g$	0.68	0.634	0.634	0.64
$\mu_p$	0.714	0.69	0.73	0.785
$If_{ij}(cm^4)$	11568	9405.8	10176	13255
$If_{ig}(cm^4)$	8703.5	8415.8	9132.1	12025
$If_{ip}(cm^4)$	8384.6	7840.3	8249.6	10421
$If_{vg}(cm^4)$	15619	14406	16163	19957
$f_{ji}(m)$	0.00267	0.00428	0.00396	0.00304
$f_{gi}(m)$	0.00722	0.00638	0.00588	0.00447
$f_{pi}(m)$	0.00861	0.00865	0.00936	0.00966
$f_{gv}(m)$	0.01207	0.01063	0.00997	0.00808
$\Delta f (mm)$	10.79	8.60	9.48	10.22
$f_{adm}$	8.8	8.8	8.8	8.8
<b>Observation</b>	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée

Après la vérification de la flèche on a trouvé que les types terrasse inaccessible, étage commerce et étage à usage parking, n'est pas vérifiée donc la solution d'augmenter la section d'acier, les résultats sont résumer dans le tableau suivant :

**Tableau II.12** : vérification de la flèche

Types	$A(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	Observation
Terrasse inaccessible	2HA12=2.26	1HA10+2HA12=3.05	8.67	8.8	Vérifiée
Etage commerce	1HA10+2HA12=3.05	1HA14+2HA12=3.8	8.61	8.8	Vérifiée
Etage parking	2HA12=2.26	1HA10+2HA12=3.05	7.61	8.8	Vérifiée



<b>Etages courants</b>	1HA8+2HA10=2.07	1HA8+2HA10=2.07	8.60	8.8	Vérifiée
------------------------	-----------------	-----------------	------	-----	----------

**II.1.3 : Schéma de ferrailage**

**Tableau II.13 : Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.**

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Terrasse inaccessible</b>			
<b>Etage commerce</b>			
<b>Etage parking</b>			
<b>Etages courants</b>			

**II.1.4 : Etude de la dalle de compression**

D'après le BAEL 91 (B.6.8, 423), les sections des armatures sont calculées comme suit

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures perpendiculaires aux poutrelles: } A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Armatures parallèles aux poutrelles: } A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Soit :  $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 5/ml \rightarrow S_t = 20cm < 20cm \dots CBA \\ A_{\parallel} : 4\phi 5/ml \rightarrow S_t = 25cm \leq 30cm \dots CBA \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles  $(150 \times 150) mm^2$

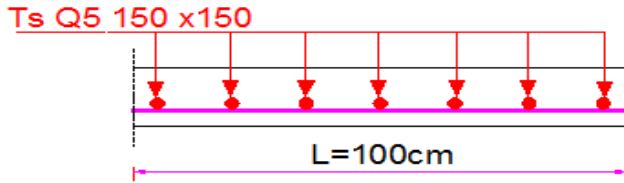


Figure II.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

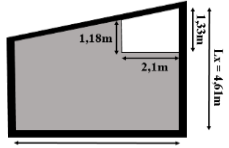
## II.2 Plancher à dalles pleines

### II.2.1 : Prédimensionnement de dalle plein

Notre projet comporte trois types de dalles (dalle sur 2, 3 et 4 appuis), leur Prédimensionnement est résumé le tableau suivant :

Tableau II.14 : Prédimensionnement de dalles pleines

Type de dalle	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) critère de résistance	e (cm) critère de coupe-feu
<p>DP1</p> <p><math>L_x=5,38</math></p> <p><math>L_y=1,5</math></p>	$\frac{1,5}{5,38} = 0,28$	$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$ $\Rightarrow e = 6 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
<p>DP2</p> <p><math>L_x=4,35</math></p> <p><math>L_y=1,5</math></p>	$\frac{1,5}{4,35} = 0,34$	$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$ $\Rightarrow e = 6 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
<p>DP3</p> <p><math>L_x=4,15</math></p> <p><math>L_y=1,5</math></p>	$\frac{1,5}{4,15} = 0,36$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 3,5 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
<p>DP4</p> <p><math>L_x=5,08</math></p> <p><math>L_y=1,5</math></p>	$\frac{1,5}{5,08} = 0,29$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 3,5 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
<p>DP5</p> <p><math>L_x=4,7m</math></p> <p><math>L_y=3,28m</math></p>	$\frac{3,28}{4,7} = 0,7$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 3,5 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

	$\frac{4.61}{4.7} = 0.98$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\Rightarrow e = 3.5 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ <p>pour deux heures de coupe-feu</p>
---	---------------------------	--	---

On voit bien que pour les dalles pleines c'est le critère de coupe-feu qui les détermine. On opte pour l'ensemble des dalles pleines une épaisseur de  $e = 15 \text{ cm}$ .

## II.2.2 : Evaluation des charges et des surcharges

**Tableau II.15 :** Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				5.18
<b>Charge d'exploitation Q</b>				3.5

**Tableau II.16 :** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	0.04	20	0.8
2	Étanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				7.15
<b>Charge d'exploitation Q</b>				1

**Tableau II.17 :** Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	0.15	25	3.75
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
6	cloison	/	/	1
<b>Charge permanent G</b>				6.18
<b>Charge d'exploitation Q (courant)</b>				1.5

**II.2.3 : Calcul des dalles pleines**

- **Données de différentes dalles**

**Tableau II.18:** Données des différents types de dalle pleine

Types	Lx (m)	Ly (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ x	μ y	μ x	μ y
DP1	1.5	5.38	0.28	/	/	/	/
DP2	1.5	4.35	0.34	/	/	/	/
DP3	1.5	4.15	0.36	/	/	/	/
DP4	1.5	5.08	0.29	/	/	/	/
DP5	3.28	4.7	0.7	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
DP6	4.61	4.7	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694

**II.2.4 : Exemple de calcul**

❖ **Dalle sur quatre appuis DP5 (plancher terrasse inaccessible)**

L<sub>x</sub> = 3.28m , l<sub>y</sub> = 4.7m ; ρ = l<sub>x</sub>/l<sub>y</sub> => ρ = 0.7 > 0.4 => la dalle travaille dans les deux sens,(l<sub>x</sub> et l<sub>y</sub>)

**II.2.4.1 : Calcul des sollicitations :**

A l'ELU

On a:  $\begin{cases} G = 7.15 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$

$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 11.15 \text{ KN/m}$

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x \end{cases} ; \rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} ; \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 8.21 \text{ kn/m} \\ M_{0y} = 3.55 \text{ kn/m} \end{cases}$

En travée:  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 6.98 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 3.02 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui:  $M_a = 0.3 \times M_{0x} \Rightarrow M_a = 2.46 \text{ KN.m}$

**II.2.4.2 : Ferrailages :**

$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}, A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} \end{cases}$

b=1m, e=15 cm, c=3cm, d=12cm, f<sub>bu</sub>=14.2MPa, f<sub>st</sub>=348MPa

**Tableau II.19:** Calcul du ferrailage à l'ELU

Sens		Mt (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	Acal(cm2/ml)	Aadp(cm2/ml)
travée	x-x	6.98	0.034	0.043	0.118	1.7	4HA8=2.01
	y-y	3.02	0.015	0.018	0.120	0.73	3HA8=1.51
appui		2.46	0.012	0.015	0.120	0.59	3HA8=1.51

**II.2.4.3 : Espacement des armatures**

(sense xx:  $s_{ty} \leq \min(3e, 33cm)$ ; on adopte  $s_{ty} = 25cm$   
 (sense yy:  $s_{tx} \leq \min(4e, 45cm)$ ; on adopte  $s_{tx} = 33cm$ )

**II.2.4.4 : Vérifications**

**A l'ELU**

- La condition de non fragilité

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}, \text{ Avec } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour } f_c E400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.38cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- L'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_U = 19.43KN ; \tau_u = 0.162MPa < \tau_u = 1.25MPa \rightarrow \text{vérifier}$$

**A l'ELS**

$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 8.15KN$

**En travée :**  $\begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 6.51KN.m \\ M_{oy} = 3.79KN.m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 5.54KN.m \\ M_{ty} = 3.22KN.m \end{cases}$

**En appui :**  $M_a = 0.3 * M_{ox} \Rightarrow M_a = 1.95KN.m$

**II.2.4.5 : Etat limite de compression de béton :**

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0, I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2, \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I}$$

**Tableau II.20:** Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.

sens		$M_t^{ser}$ (KN.m)	A (cm2/ml)	Y (m)	I x10-5 (m4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	XX	5.54	2.01	0.024	3.2394	4.11 < 15	vérifier
	YY	3.22	1.51	0.021	2.5286	2.69 < 15	vérifier
appui		1.95	1.51	0.021	2.5286	0.95 < 15	vérifier

**II.2.4.6 : Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_s = 15 * M_{ser}^{tx} * (d - y_{ser}) / I, FN \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{t28}}) = 201.63MPa$$

Acier HA  $\rightarrow \eta = 1.6$

**Tableau II.21:** Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS

sens		$M_t^{ser}$ (KN.m)	A (cm2/ml)	Y (m)	I x10-5 (m4)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
------	--	-----------------------	---------------	----------	-----------------	---	-------------

travée	<b>XX</b>	5.54	2.01	0.024	3.2394	246.01>201.63	Non vérifier
	<b>YY</b>	3.22	1.51	0.021	2.5286	188.87<201.63	vérifier
<b>appui</b>		1.95	1.51	0.021	2.5286	114.59<201.63	vérifier

On doit recalculer la section d'acier en travée à l'ELS dans le sens xx :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1] \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} \quad , \alpha_0 = 0.043$$

$$\beta = 0.0019 \rightarrow \alpha = 0.235 \rightarrow A_{ser} = 2.48\text{cm}^2, \text{ on adopte 5HA8} \Rightarrow A_{tx} = 2.51\text{cm}^2$$

**II.2.4.7 : Etat limite de déformation :**

**Sens xx :**

$$1) \frac{h}{l_x} > \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow 0.045 > 0.0375 \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00209 < 0.0105 \dots \text{vérifier} \Rightarrow \text{les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

**Sens yy :**

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

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$ .

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible est définie comme suit :  $f_{adm} = \frac{L}{500} = 9.4\text{mm}$

$$q_{jser} = 3.75 \text{ KN/m}; q_{gser} = 7.15\text{KN/m}; q_{pser} = 7.15 + 1 = 8.15 \text{ KN/m}, \text{ on a } \nu = 0.2 \text{ et } \rho = 0.7$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{oxi} = 0.0743 \times q_i \times (l_x)^2 \quad (i = p, g, j) \\ M_{oyi} = 0.5817 \times M_{0xi} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{xi}^t = 0.85 \times M_{oxi} \\ M_{yi}^t = 0.85 \times M_{oyi} \end{cases}$$

$$\text{Donc on aura : } \begin{cases} M_{gser} = 0.85 \times 1.74 = 1.48 \text{ KN.m} \\ M_{jser} = 0.85 \times 3.32 = 2.82 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.85 \times 3.79 = 3.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats finals sont résumés dans ce tableau :

**Tableau II.22:** Vérifications de la flèche à l'ELS

<b>f<sub>gv</sub></b> (mm)	<b>f<sub>ji</sub></b> (mm)	<b>f<sub>pi</sub></b> (mm)	<b>f<sub>gi</sub></b> (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
1.83	0.32	0.7	0.61	1.59 < 9.4	vérifier

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

**Tableau II.23:** Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Sollicitations maximales							
	ELU				ELS			
	Mtx	Mty	Ma	Vx	Vy	Mtx	Mty	Ma

		(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
<b>Balcon</b>	<b>D 1</b>	16.68	/	/	20.3	/	11.92	/	/
	<b>D 3</b>	25.16	5.85	8.88	9.18	/	17.84	4.15	6.29
	<b>D 4</b>	36.04	5.84	12.72	9.18	/	25.56	4.15	9.02
<b>Plancher Commerce</b>	<b>D 5</b>	9.91	4.28	3.49	17.32	27.6	7.59	4.42	2.68
	<b>D 6</b>	10.98	10.48	3.88	24.34	24.9 8	9.23	8.94	3.26

**Tableau II.24:** Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{répar}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>D1</b>	<b>xx</b>	16.68	0.081	0.106	0.115	4.17	1.45	5HA12=5.65	4HA8=2.01
<b>D3</b>	<b>xx</b>	25.16	0.123	0.165	0.112	6.45	1.2	6HA12=6.79	
	<b>yy</b>	5.85	0.036	0.118	0.118	1.42	1.2	3HA8=1.51	
	<b>Appui</b>	8.88	0.043	0.055	0.117	2.17	1.2	4HA8=2.01	
<b>D4</b>	<b>xx</b>	36.04	0.176	0.244	0.108	9.57	1.2	7HA14=10.78	
	<b>yy</b>	5.84	0.028	0.036	0.118	1.42	1.2	3HA8=1.51	
	<b>Appui</b>	12.72	0.062	0.08	0.116	3.15	1.2	5HA10=3.93	
<b>D5</b>	<b>xx</b>	9.91	0.048	0.062	0.117	2.43	1.38	5HA8=2.51	
	<b>yy</b>	4.28	0.021	0.026	0.118	1.03	1.2	3HA8=1.51	
	<b>Appui</b>	3.49	0.017	0.021	0.119	0.84	1.38	3HA8=1.51	
<b>D6</b>	<b>xx</b>	10.98	0.053	0.069	0.116	2.71	1.21	4HA10=3.14	
	<b>yy</b>	10.48	0.051	0.066	0.117	2.58	1.2	4HA10=3.14	
	<b>Appui</b>	3.88	0.019	0.024	0.119	0.94	1.21	3HA8=1.51	

**Tableau II.25:** Vérification de l'effort tranchant

Types	$V_{ux}$ (KN.m)	$\tau_{ux} \leq \overline{\tau_{ux}}$ (MPa)	Obs	$V_{uy}$ (KN.m)	$\tau_{uy} \leq \overline{\tau_{uy}}$ (MPa)	Obs
<b>D1</b>	18.19	$0.151 < \frac{1.11}{6}$	vérifier	/	/	/
<b>D3</b>	9.18	$0.076 < 1.25$	vérifier	/	/	/
<b>D4</b>	9.18	$0.076 < 1.25$	vérifier	/	/	/
<b>D5</b>	17.32	$0.144 < 1.25$	vérifier	27.6	$0.23 < 1.25$	vérifier

<b>D6</b>	24.34	0.203 < 1.25	vérifier	24.98	0.21 < 1.25	vérifier
-----------	-------	--------------	----------	-------	-------------	----------

**Tableau II.26** : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de Dalles		$M_t^{ser}$ (KN.m)	Y (m)	$I \times 10^{-5}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
<b>D1</b>	<b>xx</b>	10.42	0.032	5.6572	5.92 < 15	vérifier	242.63 > 201.63	Non vérifier
<b>D3</b>	<b>xx</b>	17.84	0.04	8.6513	8.31 < 15	vérifier	246.62 > 201.63	Non vérifier
	<b>yy</b>	4.15	0.021	2.5286	3.47 < 15	vérifier	243.39 > 201.63	Non vérifier
	<b>appui</b>	6.29	0.026	3.7137	4.38 < 15	vérifier	239.58 > 201.63	Non vérifier
<b>D4</b>	<b>xx</b>	25.56	0.048	12069	10.2 < 15	vérifier	228.17 > 201.63	Non vérifier
	<b>yy</b>	4.15	0.021	2528.6	3.47 < 15	vérifier	243.34 > 201.63	Non vérifier
	<b>appui</b>	9.02	0.032	5657.2	5.13 < 15	vérifier	210.1 > 201.63	Non vérifier
<b>D5</b>	<b>xx</b>	7.59	0.026	3.9118	5.15 < 15	vérifier	272.26 > 201.63	Non vérifier
	<b>yy</b>	4.42	0.021	2.5286	3.7 < 15	vérifier	259.08 > 201.63	Non vérifier
	<b>appui</b>	2.68	0.021	2.5286	2.24 < 15	vérifier	157.19 < 201.63	vérifier
<b>D6</b>	<b>xx</b>	9.22	0.029	4.7131	5.72 < 15	vérifier	266.59 > 201.63	Non vérifier
	<b>yy</b>	8.94	0.021	2.5286	2.72 < 15	vérifier	258.44 > 201.63	Non vérifier
	<b>appui</b>	3.26	0.021	2.5286	2.64 < 15	vérifier	191 < 201.63	vérifier

On remarque que la deuxième condition (état limite d'ouverture des fissures) pour toutes les dalles n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

Les résultats de calcul sont résumés dans ce tableau :

**Tableau II.27** : les sections d'armatures à l'ELS.

Type de dalles	$M_t^{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	$\alpha_0$	$\beta$	$\alpha$	$A_{ser}$ ( $\frac{cm^2}{ml}$ )	$A_{adopt}^{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	
<b>D1</b>	<b>xx</b>	10.42	3.93	0.093	0.0061	0.317	4.82	5HA12=5.65
<b>D3</b>	<b>xx</b>	17.84	6.79	0.165	0.0014	0.4	8.51	6HA14=9.24
	<b>yy</b>	4.15	1.51	0.118	0.0021	0.198	1.83	4HA8=2.01
	<b>Ap</b>	6.29	2.36	0.055	0.0019	0.25	2.83	4HA10=3.14
	<b>xx</b>	25.56	10.78	0.244	0.0088	0.466	12.5	7HA16=14.07



<b>D4</b>	<b>yy</b>	4.15	1.51	0.036	0.0014	0.204	1.84	4HA8=2.01
	<b>Ap</b>	9.02	3.93	0.08	0.0031	0.296	4.13	4HA12=4.52
<b>D5</b>	<b>xx</b>	7.59	2.51	0.062	0.0026	0.274	3.45	5HA10=3.93
	<b>yy</b>	4.42	1.51	0.026	0.0015	0.212	1.96	4HA8=2.01
<b>D6</b>	<b>xx</b>	9.22	3.14	0.069	0.0031	0.301	4.23	4HA12=4.52
<b>6</b>	<b>yy</b>	8.94	3.14	0.066	0.0030	0.297	4.10	4HA12=4.52

**Remarque**

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture (puis de lumière) qui se trouve au niveau de la dalle (D6) seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente défini comme suit:

$$A'_x = a \times A_x \Rightarrow A'_x = 2.1 \times 4.52 \Rightarrow A'_x = 9.49 \text{ cm}^2, \text{ soit } A'_x = 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = b \times A_y \Rightarrow A'_y = 1.33 \times 4.52 \Rightarrow A'_y = 6.01 \text{ cm}^2, \text{ soit } A'_y = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$L_a = a + b + 2 \times L_s \Rightarrow L_a = 2.1 + 1.33 + 2 \times 40 \times 0.014 \Rightarrow L_a = 4.55 \text{ m}, L_b = 4.55 \text{ m}$$

-La vérification de la flèche est nécessaire pour toutes les dalles, car les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, les résultats sont illustrés dans le tableau suivant.

**Tableau II.28:** Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		fgv(mm)	fji(mm)	fpi(mm)	fgi(mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	obs
<b>D1</b>	<b>xx</b>	La vérification de la flèche n'est pas nécessaire					
<b>D3</b>	<b>xx</b>	0.885	0.239	0.886	0.412	1.12 < 3	vérifier
	<b>yy</b>	1.244	0.3	0.696	0.414	1.22 < 8.3	vérifier
<b>D4</b>	<b>xx</b>	1.196	0.351	1.074	0.552	1.367 < 3	vérifier
	<b>yy</b>	1.868	0.451	1.043	0.623	1.838 < 10.08	vérifier
<b>D5</b>	<b>xx</b>	La vérification de la flèche n'est pas nécessaire					
	<b>yy</b>	1.58	0.41	0.95	0.53	1.6 < 9.4	vérifier
<b>D6</b>	<b>xx</b>	3.09	0.79	4.5	1.03	5.78 < 9.22	vérifier
	<b>yy</b>	3.11	0.8	4.41	1.04	5.68 < 9.4	vérifier

**Récapitulation :****Tableau II.29 :** Récapitulation des résultats de ferrailage

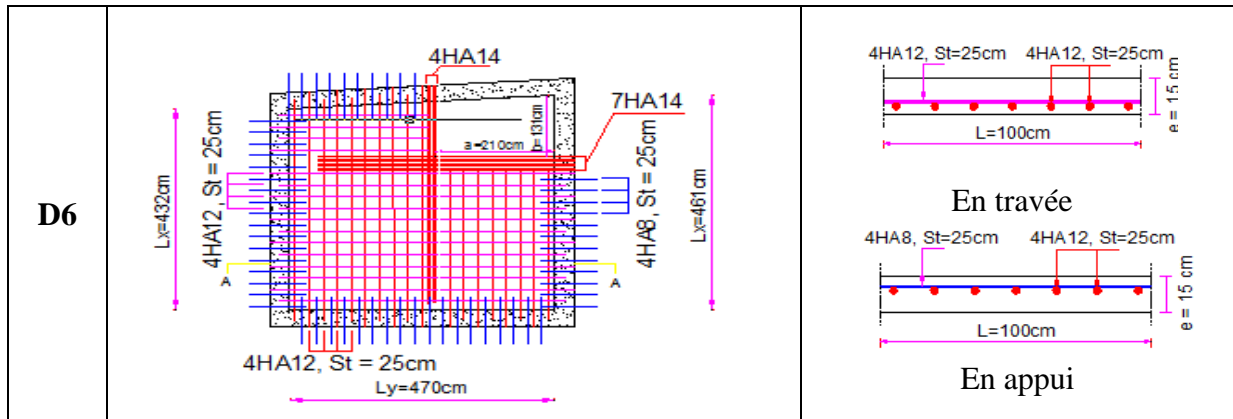
Type	Sens	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_{cal}^{ELU}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}^{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}^{prin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{répar}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{prin}$ (cm)	$S_t^{secon}$ (cm)
<b>D1</b>	<b>x-x</b>	16.68	10.42	4.17	4.82	1.45	5HA12	4HA8	20	25
<b>D3</b>	<b>x-x</b>	25.16	17.84	6.45	8.51	1.2	6HA14	/	15	/
	<b>y-y</b>	5.85	4.15	1.42	1.83	1.2	4HA8	/	25	/
	<b>Appui</b>	8.88	6.29	2.17	2.83	1.2	4HA10	/	25	/
<b>D4</b>	<b>x-x</b>	36.04	25.56	9.54	12.5	1.2	7HA16	/	14	/
	<b>y-y</b>	5.84	4.15	1.42	1.84	1.2	4HA8	/	25	/
	<b>appui</b>	12.72	9.02	3.15	4.13	1.2	4HA12	/	25	/
<b>D5</b>	<b>x-x</b>	9.91	7.59	2.43	3.45	1.38	5HA10	/	20	/
	<b>y-y</b>	4.28	4.42	1.03	1.96	1.2	4HA8	/	25	/

	<b>Appui</b>	3.49	2.68	0.84	/	1.38	3HA8	/	33	/
<b>D6</b>	<b>x-x</b>	10.98	9.22	2.71	4.23	1.21	4HA12	/	25	/
	<b>y-y</b>	10.48	8.94	2.58	4.10	1.2	4HA12	/	25	/
	<b>Appui</b>	3.88	3.26	0.94	/	1.21	4HA8	/	25	/

II.2.5 : Schéma de ferrailage

Tableau II.30: Schéma de ferrailage des dalles

Type	Schéma de ferrailage (vue en plan)	La coupe (A-A)
<b>D1</b>		
<b>D3</b>		
<b>D4</b>		
<b>D5</b>		



**II.3 : Etude des escaliers**

**II.3.1 : Pré dimensionnement des escaliers**

Notre projet contient trois types d'escaliers, escalier a trois volées et à double Palier de repos, escalier a une seule volée, et escalier a deux volées.

**1<sup>er</sup> type : escalier de RDC et étages courants :**

Pour que l'escalier garantisse sa fonction, on doit vérifier les conditions suivantes :

La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm, La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL :  $59\text{ cm} \leq 2h+g \leq 64\text{ cm}$ , Avec  $g = \frac{L_0}{n-1}$ ,  $h = \frac{H}{n}$

$L_0$  : longueur projetée de la volée, H : hauteur de la volée, n - 1: Nombre de marche; n : nombre de contre marche, L : longueur de la volée.

- Première et troisième volée (RDC et étages courant )
- Epaisseur de la paillasse

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(102 / 150) \Rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

La longueur développée est :  $L = L_V + L_p$

- $L_V$  : longeure de la volée
- $L_p$  : longeure du palier du départ.

$$L_V = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 1.81\text{ m}, L_p = 1.4\text{ m}$$

$$\Rightarrow L = 3.21\text{ m}$$

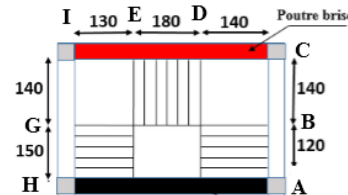


Figure II.6 : schéma escalier type 01

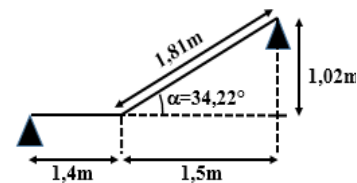


Figure II.7 : schéma statique de la volée 01et 03

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} &= 10.7 \leq e \leq 16.05\text{ cm} \\ e \geq 11\text{ cm} &\dots\dots\dots\text{pour deux heures de coupe feu.} \end{aligned} \right. \Rightarrow \text{On prend : } e = 14\text{ cm}$$

**• Calcul du nombre de marche et de contre marche**

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0\text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 150\text{ cm} \\ H = 102\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant cette équation on obtient :  $\sqrt{\Delta} = 350 \Rightarrow \begin{cases} n = 6: \text{ nombre de contre marches} \\ n - 1 = 5: \text{ nombre de marches} \end{cases}$

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

$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}, h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \rightarrow$  la formule de BLONDEL est vérifiée

**Tableau II.31 :** Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1et 3)

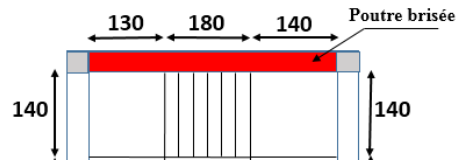
$L_0$ (m)	L(m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e (cm)	h (cm)	g(cm)
1.50	3.21	1.02	6	34.22	14	17	30

• **Deuxième volée**

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

• **Epaisseur de la paillasse**

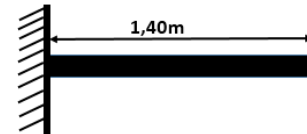
$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} = 7 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{pour deux heures de coupe feu} \end{cases}$   
 ⇒ On prend : **e = 14cm**



**Figure II.8 :** schéma escalier volée 02

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

$L_0 = 180 \text{ cm}, H = 119 \text{ cm}$   
 $64 n^2 - 482 n + 238 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 414$   
 $\begin{cases} n = 7: \text{ nombre de contre marches} \\ n - 1 = 6: \text{ nombre de marches} \end{cases}$   
 Donc la formule de BLONDEL est vérifiée



**Figure II.9:** schéma statique de la volée 02

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

$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm} \Rightarrow h = H/n = 119/7 = 17 \text{ cm},$  on prend:  $\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

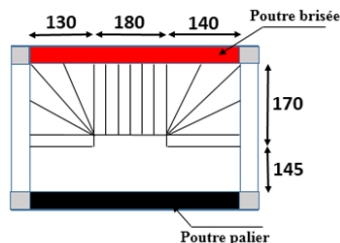
**Tableau II.32 :** Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 01 et 03)

$L_0$ (m)	$L_x$ (m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e(cm)	h (cm)	g(cm)
1.80	1.40	1.19	7	33.47	14	17	30

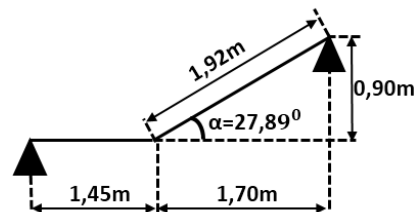
Les autres types d'escaliers sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau II.33 :** étude de 2<sup>eme</sup> type d'escalier (sous-sol et entre sol 02)

**Première et troisième volée**



**Figure II.10:** schéma escalier type 02



**Figure II.11:** schéma statique des volées 1et 3

**Deuxième volée**

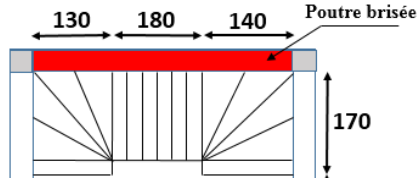


Figure II.12: schéma escalier volée 02

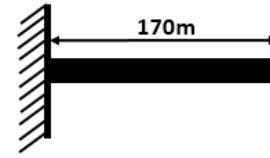


Figure II.13 : Schéma statique de la volée 02

Tableau II.34: Dimensionnement du deuxième type d'escalier

volée	$L_0$ (m)	L(m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e (cm)	h (cm)	g (cm)
01 et 03	1.80	3.37	0.90	5	27.89	14	18	70
02	1.8	1.70	1.26	7	35	14	18	30

Tableau II.35 : étude de 3<sup>eme</sup> type d'escalier (entre sol 01)

Première volée	
Figure II.14: schéma escalier type 03	Figure II.15: schéma statique de la volée 01
Deuxième volée	
Figure II.16: schéma escalier volée 02	Figure II.17 : Schéma statique de la volée 02

Tableau II.36: Dimensionnement du troisième type d'escalier

volée	$L_0$ (m)	L(m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e (cm)	h (cm)	g (cm)
01	1.8	3.76	1.2	7	33.7	14	17	30
02	1.8	2.25	1.36	8	37.07	14	17	30

II.3.2 : Evaluation des charges

Tableau II.37 : Evaluation des charges sur les volées de type 01

N <sup>0</sup>	Description des éléments		Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	
					Volées 1et3	Volée 2
1	Carrelage	Horizontale	0.02	20	0.40	0.40
		Vertical	0.02h /g	20	0.23	0.23
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.4	0.4
		Vertical	0.02h/g	20	0.23	0.23

3	Dalle pleine	$e/\cos(\alpha)$	25	4.84	3.60
4	Marches	$h/2$	22	1.87	1.87
5	Enduit de ciment	$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.33	0.32
6	Garde de corps	/	/	0.06	0.6
<b>Charge permanent G</b>				8.9	7.65
<b>Charge d'exploitation Q</b>				2.5	

Tableau II.38 : Evaluation des charges de palier

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	0.15	25	3.75
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				5.18
<b>Charge d'exploitation Q</b>				2.5

II.3.3 : Etude de 1er type d'escalier (RDC au 10<sup>ème</sup> étage)

II.3.3.1 : Etude de la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> volée :

$$G_{palier} = 5.18KN/m^2, G_{volée} = 8.9KN/m^2$$

$$Q_{escalier} = 2.50KN/m^2$$

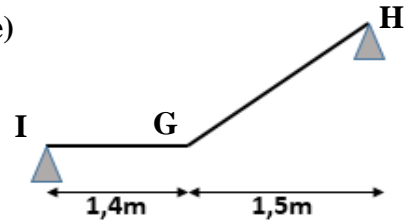


Figure II.18 : Schéma statique de la 3<sup>ème</sup> volée

❖ Calcul des sollicitations

➤ l'ELU

$$\text{(Palier : } q_p = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_p = 10.74KN.m$$

$$\text{(Volée : } q_v = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_v = 15.76KN.m$$

Par la méthode RDM, on trouve:

$$R_I = 17.52KN; R_H = 21.16KN.$$

$$x = 1.55m \Rightarrow M_0^{max} = 14.20KNm, \begin{cases} Mt = 0.85 \times M_0^{max} \Rightarrow Mt = 12.07KN.m \\ Ma = 0.4 \times M_0^{max} \Rightarrow Ma = 5.68KN.m \end{cases}$$

$$V_{max} = 21.16KN$$

➤ l'ELS

$$\text{(Palier : } q_p = G + Q = 5.18 + 2.5 \Rightarrow q_p = 7.68KN.m$$

$$\text{(Volée : } q_v = G + Q = 8.23 + 2.5 \Rightarrow q_v = 11.4KN.m$$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_I = 12.58KN; R_H = 15.27KN.$$

$$x = 1.56m \Rightarrow M_0^{max} = 10.23KNm, \begin{cases} Mt = 0.85 \times M_0^{max} \Rightarrow Mt = 8.7KN.m \\ Ma = 0.4 \times M_0^{max} \Rightarrow Ma = 4.09KN.m \end{cases}$$

$$V_{max} = 15.27KN$$

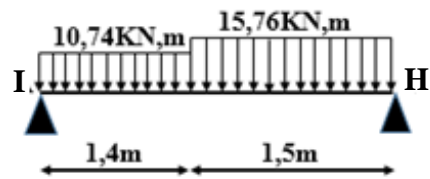


Figure II.19 : chargement affecté à la 3<sup>ème</sup> volée

## ❖ Calcul du ferrailage à L'ELU

$e=14\text{cm}$ ,  $d=12\text{cm}$ ,  $b=100\text{cm}$

**Tableau II.39** : Ferrailage de la 1ère et la 3ème volée

	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
En travée	12.07	0.059	0.076	0.116	2.98	4HA10=3.14	25
En appui	5.68	0.028	0.035	0.118	1.38	4HA8=2.01	25

$$A_r = A_s/4 : \begin{cases} \text{En travée: } A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2, \text{ on adopte } 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2, s_t = 33\text{cm} \\ \text{En appui: } A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2, \text{ on adopte } 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2, s_t = 33\text{cm} \end{cases}$$

## ❖ Vérification à ELU

## • La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.12 * 2.1 / 400 = 1.45\text{cm}^2.$$

On a :  $A > A_{\min}$ .....condition vérifiée

## • L'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = v_u / (b \times d) \Rightarrow \tau_u = 21.16 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) \Rightarrow \tau_u = 0.176\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots \text{condition vérifier}$$

## • les armatures longitudinales au cisaillement

$$A_s \geq \left[ V_u - \frac{M_u}{0.9 * d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$A_s = \frac{\left[ 21.16 \times 10^{-3} - \frac{12.07 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12} \right] \times 1.15}{400} = -2.6\text{cm}^2 \Rightarrow A_s < 0 \rightarrow \text{aucune vérification à faire.}$$

## • Espacement des barres :

**Armatures principales** :  $S_{t \max} = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .....vérifiée.

**Armatures secondaires** :  $S_{t \max} = 33\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....vérifiée.

## ❖ Vérification à l'ELS

## ✓ Etat limite d'ouverture de fissures

Les escaliers sont des éléments couverts alors la fissuration est peu nuisible, d'après le BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) aucune vérification n'est effectuée

## ✓ Etat limite de compression du béton

$$M_{ser} = 8.7\text{KN.m}, \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} y = 0.029\text{m} \\ I = 4.71312 \times 10^{-5}\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.39\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{condition vérifier}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} y = 0.024\text{m} \\ I = 3.23942 \times 10^{-5}\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.04\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{condition vérifier}$$

## ✓ Vérification de l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{e}{l} \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M'_{ser}}{20 \times M^0_{ser}} \right) \Rightarrow \frac{14}{290} \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{8.7}{20 \times 10.23} \right) \Rightarrow 0.048 > 0.042 \rightarrow \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0026 < 0.005 \rightarrow \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage

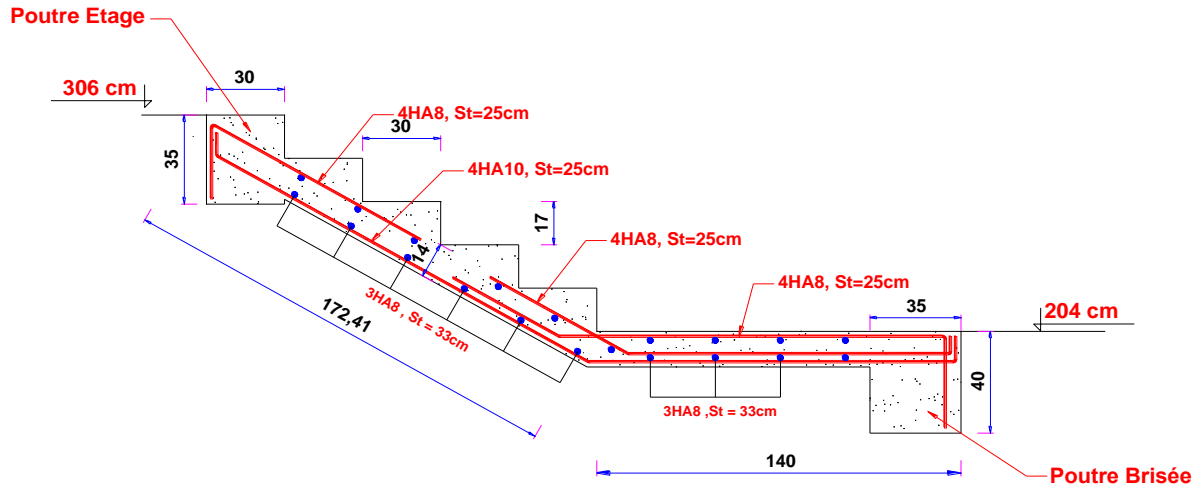


Figure II.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)

II.3.3.2 : Etude de la 2ème volée

Elle sera étudiée comme une console encastree dans la poutre brisée :

❖ Calcul des sollicitations

$G = 7.65 \text{KN/m}^2, Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

➤ A l'ELU :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.077 \text{KN/m}$

$M_u = q_u \times l^2 / 2 \Rightarrow M_u = 13.79 \text{KN.m}$

$V_u = q_u \times l \Rightarrow V_u = 19.71 \text{KN}$

❖ Calcul du ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M'_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.067, \mu_{bu} \leq \mu_t \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.087, A_x^t = \frac{M'_u}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = 3.42 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

On choisit : 5HA10  $\Rightarrow A_t = 3.93 \text{ cm}^2$

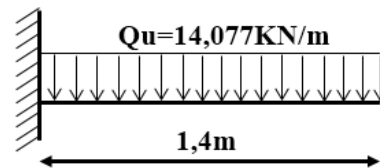


Figure II.21: schéma statique de la volée 02

A l'ELS :

$q_s = G + Q = 10.15 \text{KN/m}$

$M_s = 9.95 \text{KN.m}$

$V_s = 14.21 \text{KN}$



- Les armatures transversales

$$A_r = \frac{A_t}{4} \Rightarrow A_r = 0.982 \text{ cm}^2 \text{ on choisit : } 3\text{HA}8=1.51\text{cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{r28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1 / 400 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ On a } A_t > A_{\min} \rightarrow \text{vérifier}$$

b) Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On adopte  $S_t = 20\text{cm}$

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{19.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.164 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

❖ Vérification à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton : (BAEL 91 article : B.6.5.1)

$$\begin{cases} M_{\text{ser}} = 9.95 \text{ KN.m} \\ A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y = 3.21 \text{ cm} \\ I = 3.65723 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times Y}{I} = 5.66 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{e}{l} \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M'_{\text{ser}}}{20 \times M^0_{\text{ser}}} \right) \Rightarrow \frac{14}{140} \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{1}{20} \right) \Rightarrow 0.1 > 0.05 \rightarrow \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0033 < 0.005 \rightarrow \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ Récapitulation

Tableau II.40 : résultats finales de ferrailage pour l'escalier

	$M_u$ (KN.m)	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$A_{\text{travée}}^{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{répar}}^{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
<b>Volée 01 et 03</b>						
Travée	12.07	8.7	4HA10=3.14	3HA8=1.51	1.45	25
appui	5.68	4.09	4HA8=2.01	3HA8=1.51	1.45	25
<b>Volée 02</b>						
appui	13.79	9.95	5HA10=3.93	3HA8=1.51	1.45	20

❖ Schémas de ferrailage

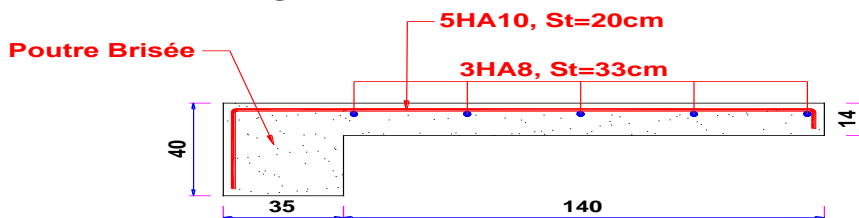


Tableau II.22 : Schéma de ferrailage de la volée 2

**II.3.4 : Etude de la poutre brisée**

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

**II.3.4.1 : Pré-dimensionnement**

On doit vérifier la condition de la flèche:

$$L = 1.4 + (180/\cos 33.47) + 1.3 \Rightarrow L = 485.7\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}, \Rightarrow \frac{485.7}{15} \leq h \leq \frac{485.7}{10} \Rightarrow 32.38 \leq h \leq 48.57\text{cm}$$

**Exigences du RPA99/2003 :**  $\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$

$\Rightarrow$  Donc, on prend  $\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 35\text{cm} \end{cases}$

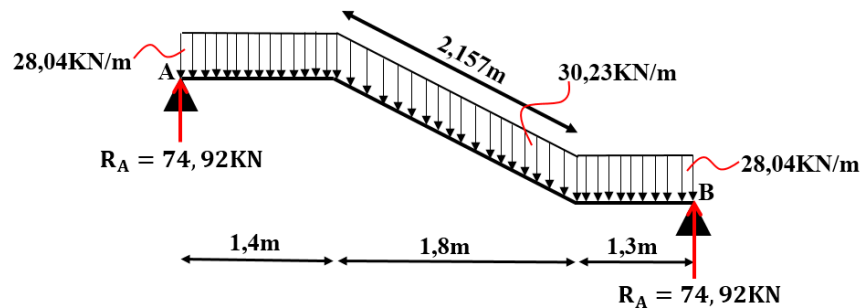
**II.3.4.2 : Calcul à la flexion simple**

➤ **Calcul à l'ELU**

• **Définition des charges**

La poutre est soumise à son :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre : } g_0 = 1.35 \times \gamma \times h \times b \Rightarrow g_0 = 1.35 \times 25 \times 0.35 \times 0.4 = 4.72\text{KN/m} \\ \text{Poids du mur extérieur : } P_m = 1.35 \times 2.81 \times 1.53 = 5.8\text{KN/ml} \\ \text{charges transmises par l'escalier: } \begin{cases} R_I = 17.52\text{KN/ml (la charge ramenée par la partie AC et IH)} \\ R_V = 19.71\text{KN/ml (la charge ramenée par la partie ED)} \end{cases} \end{array} \right.$$



**Figure II.23 :** Schéma statique de la poutre brisée

• **Calcul des sollicitations**

Après le calcul par la méthode des éléments finit, on trouve :

**Tableau II.41:** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_i$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
74.92	67.38	1.4	82.8	41.4	70.38	74.92

• **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple**

**Tableau II.42** : ferrailage de la poutre brisée à l'ELU

Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calcu</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>					
70.38	0.103	0.137	0.349	1.56	5.78
<b>En appui</b>					
41.4	0.061	0.078	0.358	1.56	3.32

❖ **Vérification à l'ELU**• **effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{74.92 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37} = 0.578 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

**Armatures transversales à la flexion simple**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcule  $A_{trans}$

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.175 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{trans} = \max(0.52; -0.0758), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.52 \text{ cm}^2$$

**II.3.4.3 : Calcul à la torsion**

Le moment de torsion



Le moment maximum aux appuis  $M_t = 13.79 \text{ KN.m}$

$$\text{Le moment de torsion : } M_{tor} = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{13.79 \times 4.857}{2} = 33.49 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tor} = 33.49 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion, la section réelle est remplacée par une section fictive  $\Omega$  (section creuse d'épaisseur  $e$ )

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \quad \text{tel que : } e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (35 - 5.83) \times (40 - 5.83) = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33.49 \times 10^{-3}}{2 \times 996.74 \times 10^{-4} \times 0.0583} = 2.88 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau_{F.S}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0.578^2 + 2.88^2} = 2.94 \text{ MPa}$$

F.P.N :  $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} > \tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = 2.94 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifier

• **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, \text{ Avec : } U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] \Rightarrow U = 126.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{33.49 \times 10^{-3} \times 1.2668 \times 1.15}{2 \times 0.099674 \times 400} = 6.12 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}, \text{ Si on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.724 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage de la poutre brisée**

• **Armatures transversales**

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 0.52 + 0.671 = 1.24 \text{ cm}^2$$

• **Armatures longitudinales**

**En appui**

$$A_l^a = A_a^{F.S} + 0.5 \times A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_l^a = 3.32 + 0.5 \times 6.12 = 6.38 \Rightarrow A_l^a = 6.38 \text{ cm}^2$$

**En travée**

$$A_l^t = A_t^{\text{flexion simple}} + 0.5 \times A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_l^t = 5.78 + 0.5 \times 6.12 \Rightarrow A_l^t = 8.84 \text{ cm}^2$$

• **Choix de ferraillage :**

$$\begin{cases} \text{Pour } A_l^t = 8.84 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_l^a = 6.38 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 3HA14 + 2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_t = 1.24 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre + un étrier)} \end{cases}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

• **Définition des charges**

$$\begin{cases} \text{Poids propre : } g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.4 = 3.5 \text{ KN/ml} \\ \text{Poids du mur extérieur : } P_m = 2.81 \times 1.53 = 4.3 \text{ KN/ml} \end{cases} \begin{cases} R_1 = 12.58 \text{ KN/ml} \\ R_v = 14.21 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

Après le calcul par la méthode des éléments finit, on trouve :

**Tableau II.43:** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_s$ (KN)
53.18	50.11	2.26	64	32	54.4	53.18

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant

**Tableau II.44 :** Vérification des contraintes à l'ELS

M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
<b>En travée</b>						
54.4	9.24	13.61	105238.735	7.03	15	vérifier
<b>En appui</b>						
32	6.88	12.11	84653.1368	4.58	15	vérifier

• **Vérification de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.082 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1.14 > 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0071 < 0.0105$$

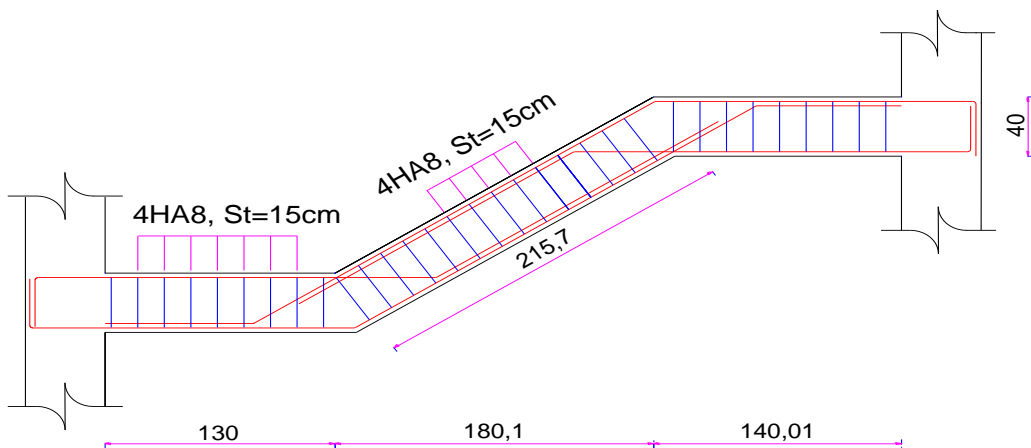
Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ **Récapitulation**

**Tableau II.45** : Récapitulation des résultats

	Flexion simple		Torsion	Totale
	Travée	Appui		
<b>M (KN.m)</b>	70.38	41.4	33.49	/
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	5.78	3.32	6.12	A <sub>travée</sub> =6HA14=9.24 A <sub>app</sub> =3HA14+2HA12=6.88
<b>A<sub>trans</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.52		0.724	Un cadre φ8+Un étrier φ8 =2.01

❖ **Schémas de ferrailage**



**Figure II.24** : Schéma de ferrailage transversal de la poutre brisée

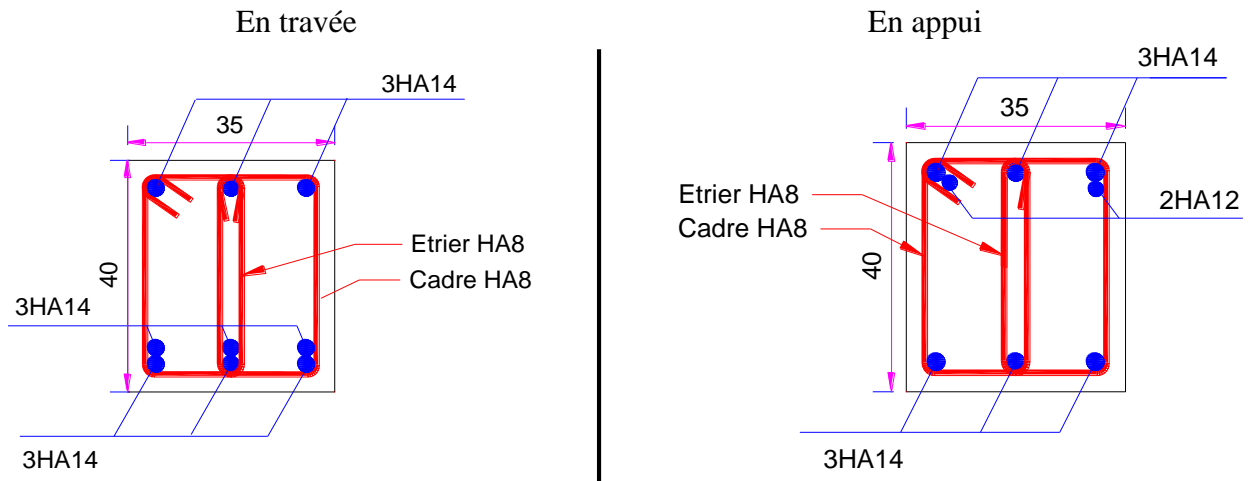


Figure II.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

**II.4 : Etude de l’acrotère**

**II.4.1 : Prédimensionnement de l’acrotère**

L’acrotère est un élément structural contournant le bâtiment. réalisé en béton armé est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l’encastrement, soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d’exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu’une force sismique  $F_p$ .

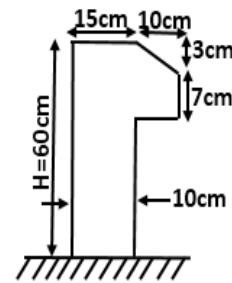


Figure II.26 : coupe de l’acrotère

$$S = (0.15 \times 0.6) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2}\right) \Rightarrow S = 0.0985m^2$$

$P_p$  (poid propre):  $P_p = 25 \times S \Rightarrow P_p = 2.46 \text{ KN/ml}$

**II.4.2 : Evaluation des charges et des surcharges**

Tableau II.46 : Evaluation des charges de l’acrotère

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment (ext)	0.015	18	0.27
2	Béton	0.15	25	3.75
Charge permanent G				4.02

**II.4.3 : Hypothèse de calcul :**

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

**II.4.4 : Evaluation des charges et surcharges**

➤ **Verticales**

**Tableau II.47 :** Evaluation des charges verticales

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0985	25×S <sub>acr</sub> =2.46	18×e×h=0.16	2.62	1

➤ **Horizontales : (dues au séisme)**

D’après le RPA99, l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :  $F_p=4 \times A \times C_p \times W_p$

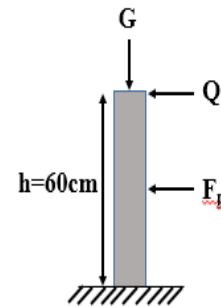
Pour notre cas :  $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2.} \\ \text{Zone IIa (Bejaia).} \end{cases}$

$$\begin{cases} A = 0.15 \text{ (Tableau 4-1 du RPA99)} \\ C_p = 0.8 \text{ (Tab. 6.1 du RPA99)} \\ W_p = 2.62 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.62 \Rightarrow F_p = 1.26 \text{ KN}$$

**II.4.5 : Calcul des sollicitations**

**a) Calcul du point d’application de force**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.0855 \text{ m} \\ Y_G = 0.321 \text{ m} \end{cases}$$



**Tableau II.27:** Les Sollicitations sur l’acrotère

**b) Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 2,62 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,26 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1,26 * 0,321 \Rightarrow M_{F_p} = 0.4 \text{ KN.m.}$$

**Tableau II.48:** Différentes combinaisons à utiliser

sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
<b>N (KN)</b>	2.62	3.54	2.62
<b>M(KN)</b>	M <sub>Q</sub> +M <sub>FP</sub> +M <sub>G</sub> =1	0.9	0.6

**II.4.6 : Calcul de l’excentricité**

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.54} = 0.254 \text{ m} \\ \frac{H}{6} &= 0.6 = 0.1 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

**II.4.7 : sollicitations en cas de flexion composée avec un effort normal compression**

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u/N_u$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e_t = e_2 + e_3, \quad e_2 = e_1 + e_a, \quad \text{Avec : } \begin{cases} e_1 = \text{Excentricité structurale} \\ e_a = \text{Excentricité additionnelle} \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$d'où : e_2 = 0.254 + 0.02 = 0.274\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second

$$\text{Ordre due à la déformation } e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \rightarrow \text{BAEL91}$$

$$\begin{cases} \alpha : \text{Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et} \\ \quad \text{quasi-permanentes} \\ \phi : \text{Le rapport de la déformation finale dû au fluage} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.15} = 0.58\text{cm.}$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 27.4 + 0.58 = 28\text{cm.}$$

$$\text{Les sollicitations corrigées sont : } \begin{cases} N_u = 3.54 \text{ KN} \\ M_{UG} = N_u * e_{tot} = 0.99 \text{ KN.m} \\ V = F_p + Q = 2.26 \text{ KN} \end{cases}$$

#### II.4.8 : Ferrailage

##### ➤ A l'ELU

$$h = 15\text{cm}, \quad d = 12.5\text{cm}, \quad b = 100\text{cm}$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

$$\text{simple sous l'effet d'un moment fictif : } M_{uA} = M_{uG} + N_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M_{UG} \text{ et } N_U : \text{les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul} \\ M_{UA} = \text{moment de flexion évalué au niveau de l'armature} \end{cases}$$

$$M_{uA} = 0.99 + 3.54 * (0.125 - 0.15/2) \Rightarrow M_{uA} = 1.167 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.167 * 10^{-3}}{1 * 0.125^2 * 14.2} = 0.0053 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0066$$

$$z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.125$$



$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,167 * 10^{-3}}{0,125 * 348} = 0,269 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{f_{st}} = 0,269 * 10^{-4} - \frac{3,54 * 10^{-3}}{348} = 0,167 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,125 * \frac{2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2, A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on choisit: } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 1,51 / 4 = 0,378 \text{ cm}^2, \text{ On choisit : } 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures principale : } S_t \leq 100/3 = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte } S_t = 30 \text{ cm} \\ \text{Armatures de répartition : } S_t \leq 60/2 = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte } S_t = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification au cisaillement**

$$FN \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,26 * 10^{-3}}{1 * 0,125} \Rightarrow \tau_u = 0,0181 \text{ KN} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

(Pas de rupture par cisaillement)

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i, \Sigma \mu_i : \text{la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0,8 = 10,04 \text{ cm}, \tau_{se} = \frac{2,26 * 10^{-3}}{0,9 * 0,125 * 10,04 * 10^{-2}} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 * \Psi_s^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

➤ **À l'ELS**

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

- **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_1$$

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

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0,6/2,62 + (0,125 - 0,15/2) = 0,28 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0,125 - 0,28 = -0,155 \text{ m} \rightarrow c = -0,155 \text{ m}$$

- **Calcul de  $y_c$  :**

$$y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$p = -3 * c^2 - (c - d') * \frac{6 * n * A'_s}{b} + (d - c) * \frac{6 * n * A_s}{b} \Rightarrow \begin{cases} p = -0.0682 m^2 \\ q = 0.00638 m^3 \end{cases}$$

$$q = -2 * c^3 - (c - d')^2 * \frac{6 * n * A'_s}{b} - (d - c)^2 * \frac{6 * n * A_s}{b}$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = -6.4 * 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 2.76 rad, \quad a = 0.302$$

$$Y_1 = 18.24 cm; \quad Y_2 = -29.93 cm; \quad Y_3 = 11.69 cm$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :  $0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 15 cm$ .

Donc on choisit :  $Y_c = 18.24 cm \Rightarrow Y_{ser} = Y_c + C = 2.74 cm$

• **Calcul des contraintes dans le béton**

$$I = \frac{b * y_{ser}^3}{3} + 15 * A * (d - y_{ser})^2 = 2.84 * 10^{-5} m^4$$

$$K (\text{Coefficient angulaire des contraintes}) = \frac{N_{ser} * y_c}{I}$$

$$\Rightarrow K = \frac{2.62 * 10^{-3} * 0.1824}{2.84 * 10^{-5}} = 16.827 MPa$$

Pour le béton:  $\sigma_{bc} = K * y_{ser} = 16.824 * 0.0274 = 0.461 MPa < 15 MPa \dots \dots \dots$  vérifier

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{t28}}) = 201.63 MPa$$

Tel que :  $n = 1,6$  (les aciers sont de haute adhérence)

Pour l'acier:  $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y_{ser}) = 24.63 MPa < 201.63 MPa \dots \dots \dots$  vérifier

❖ **Récapitulation**

**Tableau II.49:** Récapitulation des résultats de ferrailage pour l'acrotère

	<b>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>répart</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Sections (cm<sup>2</sup>)</b>	0.167	1.51	3HA8=1.51	2HA8=1.01

❖ **Schéma de ferrailage**

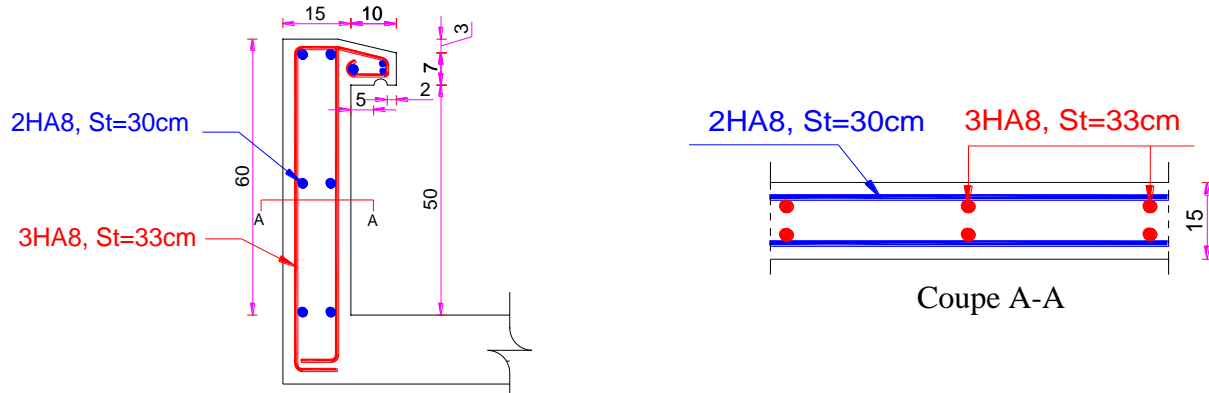


Figure II.28 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

**II.5 : Etude de l'ascenseur**

**II.5.1 : Définition**

L'ascenseur de notre projet est constitué 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, Destinée pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivant :

L : Longueur de l'ascenseur =2m, l : Largeur de l'ascenseur =1.5m.

La vitesse V =0.63m/s. Hauteur d'ascenseur = 2.20m

**II.5.2 : Prédimensionnement de la dalle**

$$\rho = \frac{1.55}{2.30} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow e = 3 \text{ cm}$$

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

Donc on opte pour la dalle une épaisseur de :  $e = 15\text{cm}$

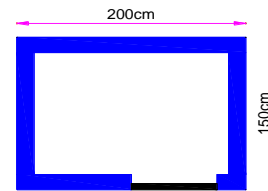


Figure II.29 : Dimensions de l'ascenseur

**II.5.3 : Etude de dalle machines :**

La dalle de machine est soumise aux charges suivantes :

- **Charges concentrées :**
- $F_c$  : Charge due à la rupture du câble =50KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur (poids cabine et accessoire) = 15KN.
- $P_M$  : Poids machine (moteur et treuil) =12KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle de machine = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg,  $Q=6.3\text{KN}$

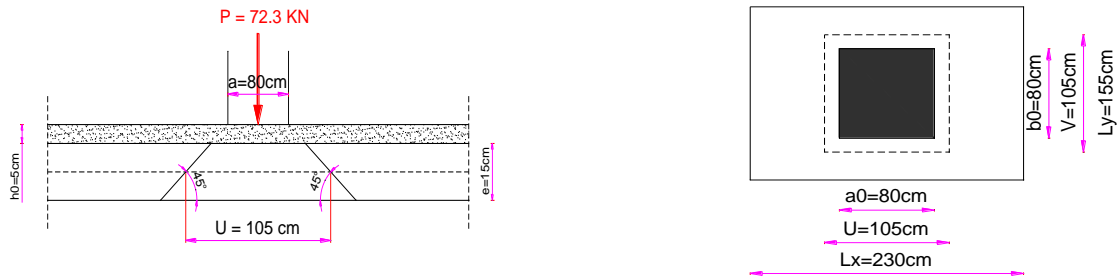
$$P = P_m + D_m + 6.3 = 15+51+6.3 \Rightarrow P = 72.3\text{KN}$$

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$  : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(U \times V)$  : Surface d'impact,  $a_0$  et U : Dimensions suivant le sens x-x'

$b_0$  et V : Dimensions suivant le sens y-y'



**Figure II.30 :** Représentation de la surface de la charge concentrée.

D'après le BAEL 91 on a :  $\begin{cases} u = a_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \\ v = b_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \end{cases}$

$\begin{cases} e : \text{est l'épaisseur de la dalle plein, soit } e = 15\text{cm} \\ h_0 : \text{est l'épaisseur du revêtement rigide (chape de béton)} \\ \text{soit } h_0 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1 \text{ (revêtement en béton)} \end{cases}$

On a une vitesse  $V = 0.63\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = 105\text{cm} \\ v = 105\text{cm} \end{cases}$

**Evaluation des moments sous charge concentrée**

➤  **$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système**

$M_{x1}, M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le BAEL91

$\begin{cases} M_{x1} = q \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = q \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$  Avec :  $v = \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$

$M_1$  En fonction de  $\rho$  et  $\alpha = \frac{u}{l_x}$  ;  $\alpha = \frac{u}{l_x} = \frac{105}{155} = 0.68$  et  $\rho = 0.67$

$M_2$  En fonction de  $\rho$  et  $\beta = \frac{v}{l_y}$  ;  $\beta = \frac{v}{l_y} = \frac{105}{230} = 0.46$  et  $\rho = 0.67$

D'après les abaques de PIGEAUD (annexe 04), en fonction de  $\rho$  et  $\alpha, \beta$  on a trouvé:

$\rho = 0.67$  et  $\begin{cases} \alpha = 0.68 \\ \beta = 0.46 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.093 \\ M_2 = 0.054 \end{cases}$

À l'ELU :

$q_u = 1.35 \times P \Rightarrow q_u = 1.35 \times 72.3$

$\Rightarrow \begin{cases} q_u = 97.6 \text{ KN} \\ q_s = 72.3 \text{ KN} \end{cases}$

À l'ELS :

$q_{ser} = P = 72.3 \text{ KN}$

**Tableau II.50 :** Les sollicitations sous charge concentrée

Désignation	$M_{x1}(\text{KN.m})$	$M_{y1}(\text{KN.m})$
ELU	9.08	5.27
ELS	7.5	5.25

**Evaluation des moments sous charge répartie (dus au poids propre de la dalle) :**

➤  **$M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système**

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = 0.67 \rightarrow \text{à l'ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases} \quad \text{à ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.078 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases}$$

$$\text{Avec} : \begin{cases} G = 25 \times 0.15 + 20 \times 0.05 \\ Q = 1 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G = 4.75 \text{KN.m} \\ Q = 1 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ q_s = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 7.91 \text{KN/m}^2 \\ q_s = 5.75 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

**Tableau II.51** : Evaluation des moments sous charge répartie

Désignation	$M_{x2}$ (KN.m)	$M_{y2}$ (KN.m)
ELU	1.37	0.53
ELS	1.08	0.59

- **La Superposition des moments :**

$$\text{Superposition des moments:} \begin{cases} M_{x0} = M_{x1} + M_{x2} \\ M_{y0} = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

**Tableau II.52** : La Superposition des moments sous charges réparties

Désignation	$M_{x0}$ (KN.m)	$M_{y0}$ (KN.m)
ELU	10.45	5.8
ELS	8.58	5.84

- **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{x0} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{y0} \\ M_a = -0.4 \times M_{x0} \end{cases}$$

**Tableau II 53** : Les moments corrigés charges réparties

Désignation	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
ELU	8.88	4.93	4.18
ELS	7.29	4.96	3.43

- ✓ **Ferraillage**

Le calcul se fait pour une section de  $b=1\text{m}$ ,  $h=15\text{cm}$  et  $d=12\text{cm}$ , sollicitée à la F.S

**Tableau II.54** : Tableau des ferraillages de la dalle

Endroit	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
Travée	X-X	8.88	0.043	0.05	0.117	2.17	1.4	3HA10 =2.36	33
	Y-Y	4.96	0.024	0.03	0.118	1.2	1.2	3HA8 =1.51	33
Appui		4.18	0.02	0.02	0.119	1.01	1.4	3HA8 =1.51	33

• **Vérification au poinçonnement**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :  $q_u \leq 0,045 \times U_c \times e \times f_{c28} / \gamma_b$

Avec Périmètre  $U_c$  du rectangle d'impact,  $U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (105+105) \Rightarrow U_c = 420\text{cm}$

$q_u = 97.6\text{KN/m}^2 \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 472.5\text{KN/m}^2 \rightarrow$  condition vérifier

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{97.6}{3 \times 1.05} = 30.98\text{KN}, \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.26\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.26\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa} \rightarrow$$
 condition vérifier

• **Vérification des contraintes dans le béton**

Figure II.55 : Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
x-x	7.29	2.58	3713.72	$5.06 \leq 15$	vérifier
y-y	4.96	2.11	2528.57	$4.15 \leq 15$	vérifier
Appui	3.43	2.11	2528.57	$2.87 \leq 15$	vérifier

• **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max \left( \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. ; \text{Sens x-x} : \begin{cases} 0.097 > 0.042 \\ 0.002 < 0.005 \end{cases}, \text{Sens y-y} : \begin{cases} 0.065 > 0.042 \\ 0.0012 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

• **Schémas de ferrailage**

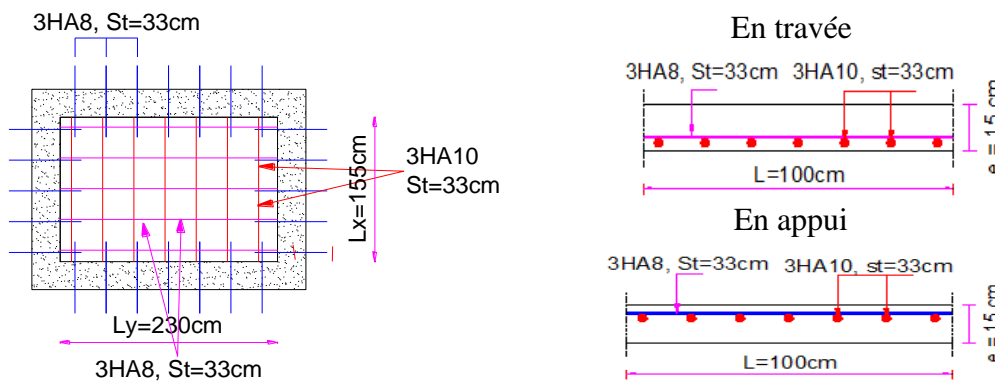


Figure II.31 : Schémas de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

**II.6 : Etude de la poutre de chaînages**

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

Dans notre cas, la poutre supporte la dalle pleine de l'ascenseur, et pour reprendre une charge de  $L_0 / 2$

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

**II.6.1 : Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10, L = 240\text{cm} \Rightarrow 16\text{cm} \leq h \leq 24\text{cm}$$

• **Exigences du RPA 99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{On choisit } \begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{cases}$$

**II.6.2 : Calcul des sollicitations**

- Poids propre :  $P_p = \gamma_b \times h \times b$
  - Charge d'exploitation sur la poutre :  $Q_0 = Q \times b$
  - Poids du plancher à corps creux :  $q_{cc} = P_{\text{plan cc}} \times \frac{l_0}{2}$
  - Poids du plancher à dalle pleine :  $q_{DP} = P_{\text{plan DP}} \times \frac{1}{2} \times \left(\frac{1-\rho_d^2}{3}\right) \times l_d$
- $$\text{ELU : } \begin{cases} P_{\text{plan cc}} = 1.35 \times G_{cc} + 1.5 \times Q \\ P_{\text{plan DP}} = 1.35 \times G_{DP} + 1.5 \times Q \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} P_{\text{plan cc}} = G_{cc} + Q \\ P_{\text{plan DP}} = G_{DP} + Q \end{cases}$$
- $$\begin{cases} q_u = q_{cc}^{ELU} + q_{DP}^{ELU} + 1.35 \times P_p + 1.5 \times Q_0 \\ q_s = q_{cc}^{ELS} + q_{DP}^{ELS} + P_p + Q_0 \end{cases}$$

**Tableau II.56 : les sollicitations dans la poutre de chinage**

$G_{cc} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$G_{DP} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$Q \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	ELU					ELS				
			$Q_0 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$P_p \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_{cc} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_{DP} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_u \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$Q_0 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$P_p \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_{cc} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_{DP} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_s \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
6.7	4.75	1	0.375	2.52	3.42	1.11	7.43	0.25	1.87	2.5	0.8	5.42

Moments isostatiques  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 4.5\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{L^2}{8} = 3.28\text{KN.m} \end{cases}$

Moments en travée  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0.85 \times M_{0u} = 3.82\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0.85 \times M_{0s} = 2.78\text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appui  $M_A = -0.4 \times M_0: \begin{cases} \text{ELU: } M_{AU} = 1.8\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{AS} = 1.31\text{KN.m} \end{cases}$

**II.6.3 : Ferrailage à l'ELU**

**Tableau II.57 : Moments et ferrillages correspondant**

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{adop} (cm^2)$
Travée	3.82	A	0.015	0.018	0.268	0.41	0.82	2HA8=1.01
Appui	2.78		0.011	0.013	0.268	0.3	0.82	2HA8=1.01

• **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 8.17\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.12\text{MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  Vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  puis on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.375 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0$$

Soit un cadre  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

### II.6.4 : Vérification à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

**Tableau II.58 : Vérification des contraintes**

Position	$M_{ser}$ ( $KN.m^2$ )	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	2.78	5.14	8371.2	$1.7 < 15$
En appui	1.31	5.14	8371.2	$0.81 < 15$

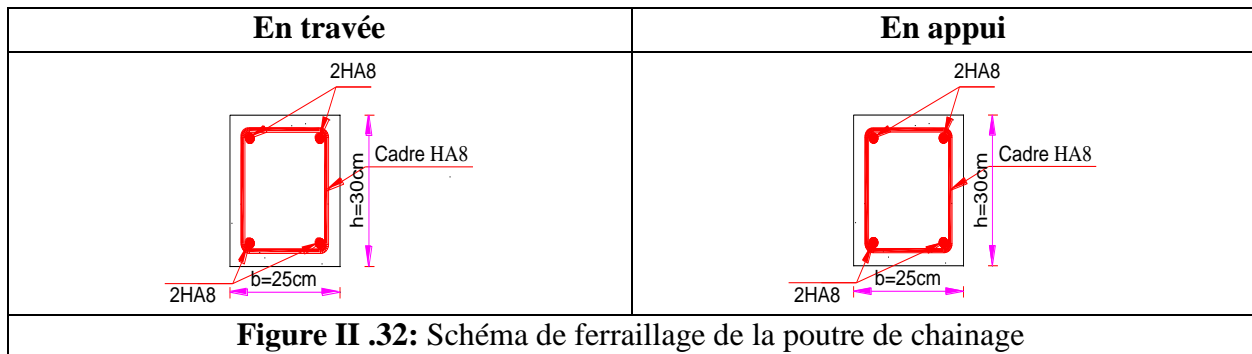
#### • Vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{l} > \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \right) \Rightarrow 0.136 > 0.042 \rightarrow \text{vérifier}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015 \leq 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### II.6.5 : Schémas de ferrailage



## II.7 : Prédimensionnement des éléments structureux

### II.7.1 : Prédimensionnement des poutres

#### ➤ Poutres principale

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

D'après le BAEL 91 pré dimensionnement se fait en utilisant la condition de la flèche suivant :



$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}, \begin{cases} L_{max} : \text{Portée maximale entre nus d'appuis d'une poutre principale} \\ h : \text{la hauteur de poutre} \end{cases}$$

$$L_{max} = 544 - 30 = 514 \text{ cm}, 34.27 \leq h \leq 51.4 \text{ cm}, \text{ on prend : } \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification** : Selon du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes.

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30 \geq 20 \text{ cm} \\ 40 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{40}{30} = 1.14 \leq 4.00 \end{cases} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

➤ **Poutre secondaire**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par la condition de flèche :

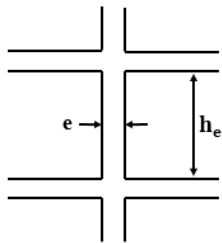
$$L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}, 31.33 \leq h \leq 47 \text{ cm}, \text{ on prend : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification** :  $\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30 \geq 20 \text{ cm} \\ 35 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4.00 \end{cases} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$

**II.7.2 : Pré dimensionnement des voiles**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe, doivent satisfaire les conditions RPA99 (Article 7.7.1) suivantes :

$e = \max(\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm})$ ,  $h_e$  : hauteur libre du voile ( $h_e = h_{\text{étage}} - e_{\text{plancher}}$ ),  $e$  = épaisseur du voile



- Sous sole et étages courant :  $h_e = 2.82 \text{ m} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$
- Entresol :  $h_e = 2.31 \text{ m} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$
- RDC :  $h_e = 3.84 \text{ m} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

**II.7.3 : Pré dimensionnement des poteaux**

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères : le critère de résistance, le critère de stabilité de forme, les règles de RPA.

On adopte préalablement la section des poteaux et leurs poids propres pour les différents niveaux comme suit :

**Tableau II.59** : section des poteaux et leurs poids propre pour les différents niveaux

Niveau	Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup>	Poids propre g (KN) $g = h \times b \times \gamma_c$
Etage 09,10	(30×35)	8.03
Etage 07, 08	(35×35)	9.37

Etage 05 ,06	(35×40)	10.71
Etage03, 04	(40×40)	12.24
Etage 01,02	(40×45)	13.77
RDC	(45×45)	20.65
Entresol 01	(45×45)	12.91
Entre sol 02	(45×50)	14.34
Sous-sol	(50×50)	19.125

**II.7.3.1 : Vérification selon le RPA 99 (Art 7.4.1)**

Les poteaux, doivent satisfaire les conditions suivantes (zone IIa) :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad , \quad h_e : \text{Hauteur libre d'étage.} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \\ \min(30,35) \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \min(30, 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifié} \\ 0.25 < \frac{30}{35} = 0.85 < 4 \end{cases}$$

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

➤ **La décente de charge sur le poteau sollicité (Poteau PC2)**

• **Surfaces afférentes sur le poteau PC2**

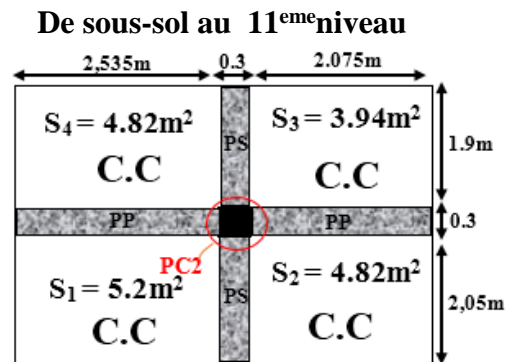
Poutre principale (PP) : :(30×40) cm<sup>2</sup>

Poutre secondaire (PS) : :(30×35) cm<sup>2</sup>

C.C : corps crue

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

- ✓ **Surface afférente** :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- ✓ **Surface des poutres** :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{PP}} + S_{\text{PS}}$
- ✓ **Surface totale** :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$



**Figure II.33** : surface afférente de poteau C2

**Tableau II.60** : Le calcul des surfaces totales pour chaque niveau

Niveau	S afférente (m <sup>2</sup> )	S poutres (m <sup>2</sup> )	S totale (m <sup>2</sup> )
Sous-sol au 11 <sup>eme</sup> niveau	17.91	2.57	20.48

• **Poids des poutres**

$$G = \gamma_c \times h \times b \times L, \quad \begin{cases} \gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3 \\ L_{\text{PP}} = 4.61 \text{ m} \\ L_{\text{PS}} = 3.95 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G_{\text{PP}} = 13.83 \text{ KN} \\ G_{\text{PS}} = 10.37 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow G_{\text{poutre}} = 24.20 \text{ KN,}$$

• **Poids des planchers**

Plancher terrasse inaccessible :  $G_{\text{terr inacc}} = g_{\text{terr inacc}} \times S_{\text{totale}} \Rightarrow G_{\text{terr inacc}} = 137.22\text{KN}$

Plancher étage courant:  $G_{\text{étage courant}} = g_{\text{étage courant}} \times S_{\text{afférente}} \Rightarrow G_{\text{étage courant}} = 102.62\text{KN}$

Plancher étage parking:  $G_{\text{étage parking}} = 4.73 \times 20.48 = 96.87\text{KN}$

• **Evaluation des charges « Q »**

{ Surcharge sur terrasse :  $Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$

{ Surcharge sur les autres étages :  $Q_i = q_i \times S_{i \text{ total}}$

Plancher terrasse inaccessible :  $Q_{t \text{ inaccessible}} = 1 \times 20.48 = 20.48\text{KN}$

Planchers étages courants :  $Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \times 17.91 = 26.86\text{KN}$

Planchers étages commerce :  $Q_{\text{commerce}} = 5 \times 17.91 = 89.55\text{KN}$

Planchers étages parking:  $Q_{\text{parking}} = 2.5 \times 20.48 = 51.2\text{KN}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PC2) sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.61 : Résultats de la descente de charge de poteau (C2)**

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	Ns (KN)	Nu (KN)
10	169.45	20.48	189.93	259.47
09	304.3	47.34	351.64	481.82
08	440.49	71.51	512.00	701.93
07	576.68	93.00	669.68	918.02
06	714.21	111.80	826.01	1131.89
05	851.74	127.92	979.66	1341.72
04	990.8	141.35	1132.15	1549.60
03	1129.86	153.97	1283.83	1756.26
02	1270.45	166.6	1437.05	1965.00
01	1411.04	180.02	1591.06	2174.93
RDC	1558.51	195.07	1753.58	2396.60
Entre sol 01	1698.24	284.62	1982.86	2719.55
Entre sol 02	1839.4	301.54	2140.94	2935.5
Sous-sol	1979.6	352.74	2332.34	3201.57

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort Nu par 10% (poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées).

$Nu = 1.1 \times Nu^* \Rightarrow Nu = 3521.727\text{KN}$

**II.7.3.2 : Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$  Avec B: section du béton.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (PC2) :

**Tableau II.62 : Vérification des poteaux à la compression simple.**

Niveaux	Nu (KN)	Sections (m)	Condition B > Bcalculé		Observation
			B(m2)	Bcalculé(m2)	

<b>Sous-sol</b>	3521.72	0.50×0.50	0.25	0.234	Vérifiée
<b>Entre sol 02</b>	3229.05	0.45×0.50	0.225	0.215	Vérifiée
<b>Entre sol 01</b>	2991.509	0.45×0.45	0.2025	0.199	Vérifiée
<b>RDC</b>	2636.25	0.45×0.45	0.2025	0.175	Vérifiée
<b>Etage 01</b>	2392.42	0.40×0.45	0.18	0.159	Vérifiée
<b>Etage 02</b>	2161.508	0.40×0.45	0.18	0.144	Vérifiée
<b>Etage 03</b>	1931.89	0.40×0.40	0.16	0.128	Vérifiée
<b>Etage 04</b>	1704.56	0.40×0.40	0.16	0.113	Vérifiée
<b>Etage 05</b>	1475.9	0.35×0.40	0.14	0.098	Vérifiée
<b>Etage 06</b>	1245.078	0.35×0.40	0.14	0.083	Vérifiée
<b>Etage 07</b>	1009.82	0.35×0.35	0.1225	0.067	Vérifiée
<b>Etage 08</b>	772.12	0.35×0.35	0.1225	0.051	Vérifiée
<b>Etage 09</b>	529.99	0.30×0.35	0.105	0.035	Vérifiée
<b>Etage 10</b>	285.42	0.30×0.35	0.105	0.019	Vérifiée

**II.7.3.3 : Vérification au flambement**

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{r,cal}$

D’après le BAEL91 on a :

$$B_{r,cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r : \text{section réduite, } B_r = (a - 2) \times (b - 2) \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_s : \text{coefficient de sécurité de l'acier, } \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité du béton, } \gamma_b = 1.5 \\ A_s : \text{section d'armature comprimée.} \end{array} \right.$$

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

Avec  $\alpha$  : Coefficient en fonction de l’élancement,

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{longueur de flambement, } l_f = 0.7 \times l_0 \\ l_0 = \text{Longueur du poteau.} \\ i : \text{Rayon de giration, } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right. , I : \text{Moment d'inertie, } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Ce tableau résume les vérifications au flambement du poteau (PC2) à tous les niveaux :

**Tableau II .63 : Résultat de vérification au flambement**

<b>Poteau</b>	<b>Nu(KN)</b>	<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	<b>l<sub>0</sub>(m)</b>	<b>l<sub>f</sub>(m)</b>	<b>i (m)</b>	<b>λ</b>	<b>α</b>	<b>B<sub>r,cal</sub>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>B<sub>r</sub>(m<sup>2</sup>)</b>
<b>ET 10</b>	285.42	0.105	2.66	1.862	0.10	18.42	0.80	0.0161	0.0924
<b>ET 09</b>	529.99	0.105	2.66	1.862	0.10	18.43	0.80	0.029	0.0924
<b>ET 08</b>	772.12	0.122	2.66	1.862	0.10	18.43	0.80	0.043	0.109
<b>ET 07</b>	1009.82	0.122	2.66	1.862	0.10	18.43	0.80	0.056	0.1089
<b>ET 06</b>	1245.07	0.14	2.66	1.862	0.11	16.12	0.81	0.069	0.125
<b>ET 05</b>	1475.9	0.14	2.66	1.862	0.11	16.12	0.81	0.082	0.125

<b>ET 04</b>	1704.56	0.16	2.66	1.862	0.11	16.12	0.81	0.095	0.144
<b>ET 03</b>	1931.89	0.16	2.66	1.862	0.11	16.12	0.81	0.107	0.144
<b>ET 02</b>	2161.51	0.18	2.66	1.862	0.13	14.33	0.82	0.119	0.16
<b>ET 01</b>	2392.42	0.18	2.66	1.862	0.13	14.33	0.82	0.132	0.16
<b>RDC</b>	2636.25	0.2025	3.68	2.576	0.13	19.83	0.8	0.15	0.18
<b>E.S 01</b>	2991.51	0.202	2.15	1.505	0.13	11.58	0.83	0.163	0.184
<b>E.S 02</b>	3229.05	0.225	2.15	1.505	0.14	10.42	0.83	0.175	0.206
<b>S.S</b>	3518.87	0.25	2.66	1.862	0.14	12.9	0.83	0.193	0.230

On remarque que la condition  $B_r^{adp} > B_r^{cal}$  est vérifiée à tous les niveaux donc le poteau ne risque pas de flamber.

### II.7.4 : Récapitulation des résultats

{ Poutres Principales (30 × 40) cm<sup>2</sup>

{ Poutres Secondaires (30 × 35)cm<sup>2</sup>

Epaisseur des Voiles :  $\begin{cases} e = 15\text{cm: pour le sous sol et les entre sol} \\ e = 20\text{cm: pour RDC} \end{cases}$

**Tableau II 64** : Les dimensions des poteaux pour chaque niveau

Niveau	S.S	E.S 02	ES01 RDC	Etage 01 et 02	Etage 03 et 04	Etage 05 et 06	Etage 07 et 08	Etage 09 et 10
<b>Dimen</b>	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	34×40	35×35	30×35

### II.8. Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données RPA99/2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à (20+4) cm, l'épaisseur des dalles pleines à 15cm, et 14cm pour les volées d'escaliers et les paliers de repos.

Après on a choisi une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrailés, dans notre structure, nous avons un escalier à deux volées. Ce type a été étudié et dimensionné en trois types selon les différentes hauteurs d'étage et en fin ferrailé, nous sommes ensuite intéressés à l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composé et ferrailé, l'ascenseur a été le dernier élément secondaire étudié et ferrailé.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés et ferrailés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux, les voiles ont été ainsi dimensionnés à 20cm d'épaisseur pour le S.S, E.S (01 et 02) et RDC et 15 cm pour les autres niveaux, les sections des poutres ont été estimées à (30×40) cm pour les poutres principales et (30×35) cm pour les poutres secondaires, les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (C2). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont : Etage 09,10 : (30×35) ; étage 07, 08 : (35×35) ; étage 05 ,06 : (35×40) ; étage 03, 04 : (40×40) ;

étage 01,02 : (40×45) ; RDC : (45×45) ; entresol 01 : (45×45) ; Entre sol 02 : (45×50) et Sous-sol : (50×50).

# CHAPITRE III

## **Etude sismique de l'ouvrage**

### III Etude sismique de l'ouvrage

#### III.1 Introduction

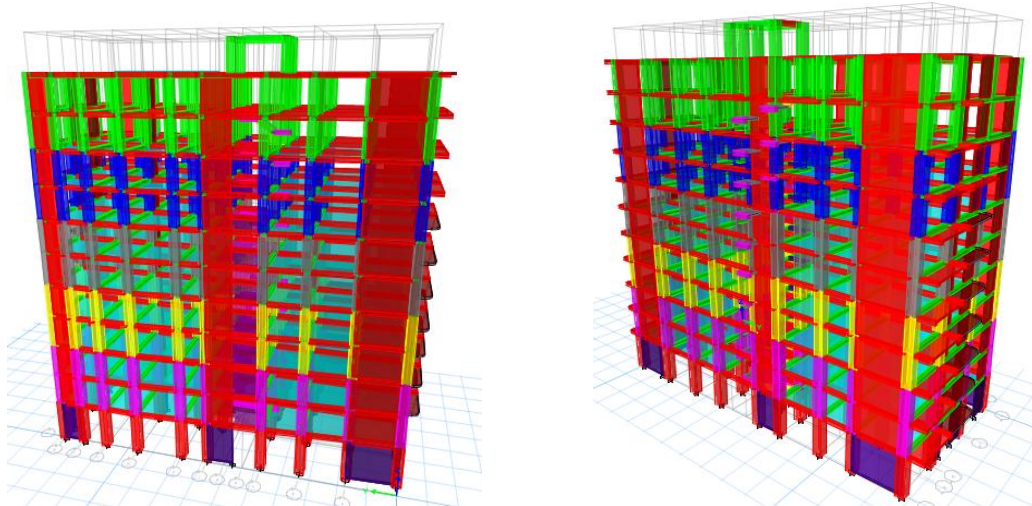
Le fait que la structure est construite à Bejaia donc dans la zone sismique IIa selon la classification RPA99/2003. La hauteur du bâtiment dépasse 42.85m, alors on doit prendre en charge son comportement vis-à-vis l'éventuels séisme. Selon les règlements en vigueur des systèmes de contreventement et des diaphragmes rigides doivent être envisagés afin de maintenir la structure intacte lors d'un séisme majeur.

L'étude dynamique sera faite dans les règles de l'art en respectent les prescriptions des règles de RPA99/2003 et cela en adoptant un système de contreventement mixte voile-portique avec justification de l'interaction. Dans ce qui suit en présentera la modélisation de la structure en utilisant le logiciel ETABS ainsi les résultats obtenus à fin de dimensionner les différents éléments structuraux de l'ouvrage.

#### III.2 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter une simulation sur le logiciel ETABS 2016 sous forme d'un modèle numérique en 3D. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 11 étages encastrés à la base. On considérant le sous-sol et les deux entre sol comme étant des boites rigides, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol, tout en considérant le sous-sol et les deux entre sol comme encastrement.

La structure modélise de hauteur  $h_t = 37.74$  m et des longueurs  $L_x = 15.75$ m,  $L_y = 32.3$ m . La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique et du site d'implantation. Le logiciel nous donne la main pour introduire un spectre réglementaire, on introduisant un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique qui est la zone (IIa), le type de sol qui est dans notre cas S3 : site meuble, le groupe d'usage du bâtiment groupe 02, les matériaux constitutifs et le système de contreventement.



**Figure III.1 :** Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016



### III.3 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- 1 – La méthode statique équivalente
- 2 – La méthode d'analyse modale spectrale
- 3 – La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Pour l'étude dynamique on choisit la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures c'est la méthode d'analyse modale spectrale, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

### III.4 Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base ( $V_{st}$ )

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 (article 4.2.3)}$$

#### Détermination des coefficients

A (Coefficient d'accélération de zone)  $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II}_a\text{)} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$

#### Le coefficient R (coefficient de comportement de la structure)

Dans notre cas, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

#### Le coefficient Q (Facteur de qualité)

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ , Avec  $P_q$ : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99/2003)

**Tableau III.1** : valeurs des pénalités

Critère Q	Valeurs de $P_q$ (xx)		Valeurs de $P_q$ (yy)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité de la construction	0	/	0	/
Valeur de Q	$Q_x=1.1$		$Q_y=1.1$	

#### Poids total de la structure w

On a extrait le poids total de la structure directement dans le logiciel ETABS 2016, ce qui donne :  $w = 59580.21 \text{KN}$ .

#### Le facteur d'amplification dynamique D

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s, \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule,  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$   
 $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/2003)

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

Calcule des périodes caractéristiques relatives au sol  $T_1$  et  $T_2$ , RPA99/2003 (Tableau 4.7) :

Le sol d'implantation de la structure est classé site S3 (meuble)  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$

### III.5 Calcul de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}, \text{ Avec : } \begin{cases} h_N: \text{Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au} \\ \text{dernier niveau, On a } h_N = 37.74 \text{ m} \\ C_T: \text{Coefficient fonction du système de contreventement} \end{cases}$$

On a un contreventement assuré par un système mixte voiles portique avec interaction,  $C_T = 0.05$  (tableau 4.6 du RPA99/ 2003)  $\Rightarrow T_1 = 0.05 \times 37.74^{\frac{3}{4}} = 0.76s$ .

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul  $\begin{cases} L_x = 15.85 \text{ m} \\ L_y = 32.4 \text{ m} \end{cases}$

$$\begin{cases} T_{x2} = \frac{0.09 \times 37.74}{\sqrt{15.85}} = 0.85s \\ T_{y2} = \frac{0.09 \times 37.74}{\sqrt{32.4}} = 0.596s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \text{Min} (T_1; T_{x2}) = 0.76s \\ T_y = \text{Min} (T_1; T_{y2}) = 0.596s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :  $\begin{cases} 0.5 \leq T_x = 0.76s \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.76}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.54 \\ 0.5 \leq T_y = 0.596s \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.596}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.81 \end{cases}$

- La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.1}{5} \times 59580.21 = 3027.87\text{KN} \\ V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.1}{5} \times 59580.21 = 3558.73\text{KN} \end{cases}$$

### III.6 Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (4.13)}$$

Zone: Zone IIa: Sismicité moyenn	Group d'usage: 2: Ouvrages courants ou d'import
Site: S3: Site meuble	Matériau constitutif: Portiques: Béton armé (Dense)
Facteur de qualité: 1.10 <input type="button" value="Changer"/>	Système de contreventement: Béton armé: Mixte portiques/voile

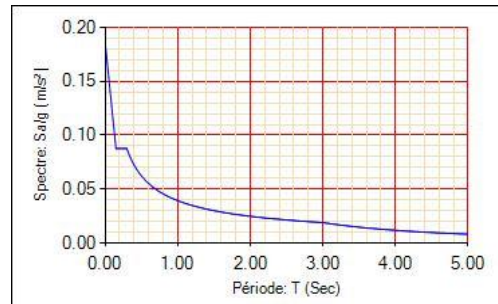


Figure III.2 : Spectre de réponse

### III.7 Disposition des voiles de contreventement

La déposition des voiles a été faite après plusieurs tentative, la déposition des voiles doit satisfaire les conditions de répartition des rigidités, des masses, et d'éviter les effets de la torsion toute en respectant la régularité de la structure.

La déposition des voiles retenus est représentée par la figure ci-dessous :

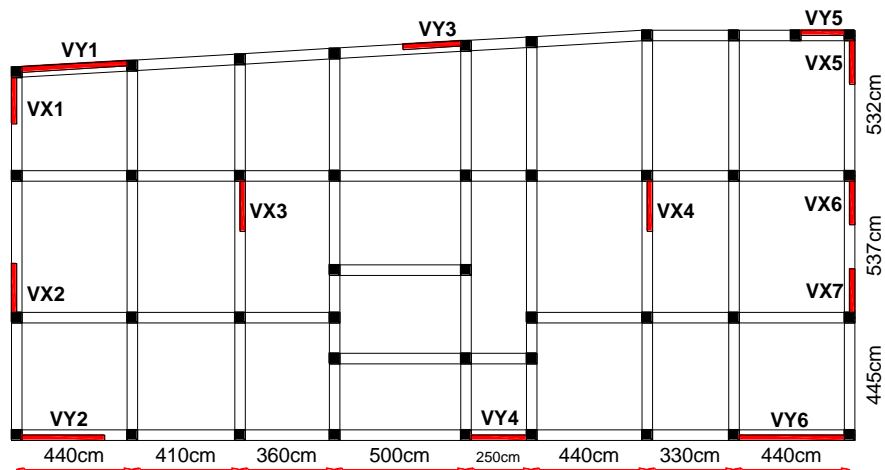


Figure III.3 : Disposition des voiles de contreventement

### III.8 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS

#### 1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le model fait sur le logiciel et la déposition des voiles nous dans une participation massique de l'ordre à dépasser 90% apparaitre de 12<sup>eme</sup> mode dans deux sens.

**Tableau III.2 :** Périodes et taux de participation massique pour chaque mode

Mode	Période	UX	UY	Somme UX	Somme UY
	sec				
1	0.97	0.7204	0.0113	0.7204	0.0113
2	0.764	0.0126	0.6659	0.7331	0.6772
3	0.731	0.0005	0.0002	0.7335	0.6775
4	0.295	0.1301	0.0013	0.8636	0.6787
5	0.206	0.0002	0.0084	0.8638	0.6872
6	0.2	0.001	0.1663	0.8648	0.8535
7	0.161	0.0125	0.0002	0.8772	0.8537
8	0.154	0.0002	0.0093	0.8774	0.863
9	0.146	0.0396	0.0004	0.917	0.8634
10	0.128	0.0048	0.0001	0.9218	0.8634
11	0.098	0	2.75E-05	0.9218	0.8635
12	0.09	0.0021	0.0638	0.9239	0.9272

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS V.16 dans les deux premiers modes sont inférieur à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition est vérifiée.

Période majorées de 30%  $\begin{cases} T_x = 0.99s \\ T_y = 0.78s \end{cases}$

Le comportement de la structure dans le premier mode est une translation suivant l'axe x-x, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y et le troisième mode est une rotation

#### 2. Justification de l'interaction voiles-Portique

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA/99 :

{ Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

{ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée

- **Sous charges verticales**

**Tableau III.3 :** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charge verticales (KN)		(%) des charges verticales		Obs
	Portiques	Voiles	portique	Voiles	

étage 10	3493.40	906.168	79	21	vérifier
étage 09	7694.06	2029.2114	79.13	20.87	vérifier
étage 08	12202.09	2992.6368	80.3	19.7	vérifier
étage 07	16802.73	4042.6894	80.61	19.39	vérifier
étage 06	21682.79	4800.065	81.87	18.13	vérifier
étage 05	26566.35	5750.2209	82.21	17.79	vérifier
étage 04	31807.43	6334.5106	83.39	16.61	vérifier
étage 03	36978.18	7200.9656	83.7	16.3	vérifier
étage 02	42548.24	7644.7984	84.77	15.23	vérifier
étage 01	47831.22	8603.4704	84.75	15.25	vérifier
RDC	52315.67	10356.4235	83.48	16.52	vérifier

- **Sous charges horizontales**

**Tableau III.4 :** Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens x-x

Niveau	Interaction selon X-X				Obs
	charges reprise		(%) repris		
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
étage 10	455.07	164.21	73.48	26.52	vérifier
étage 09	405.78	381.98	51.51	48.49	vérifier
étage 08	600.45	460.15	56.61	43.39	vérifier
étage 07	643.13	630.31	50.50	49.50	vérifier
étage 06	806.03	646.88	55.48	44.52	vérifier
étage 05	823.52	782.36	51.28	48.72	vérifier
étage 04	960.55	788.90	54.91	45.09	vérifier
étage 03	971.45	914.48	51.51	48.49	vérifier
étage 02	1085.51	932.69	53.79	46.21	vérifier
étage 01	1165.37	1013.40	53.49	46.51	vérifier
RDC	1113.64	1369.13	44.85	55.15	vérifier

**Tableau III.5 :** Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens y-y

Niveau	Interaction selon Y-Y				Obs
	charges reprise		(%) repris		
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
étage 10	610.32	217.03	73.77	26.23	vérifier
étage 09	504.39	376.58	57.25	42.75	vérifier
étage 08	655.35	481.16	57.66	42.34	vérifier
étage 07	648.05	685.77	48.59	51.41	vérifier
étage 06	751.87	777.91	49.15	50.85	vérifier

étage 05	732.15	950.87	43.50	56.50	vérifier
étage 04	800.39	1028.68	43.76	56.24	vérifier
étage 03	756.52	1180.28	39.06	60.94	vérifier
étage 02	782.83	1257.16	38.37	61.63	vérifier
étage 01	741.87	1387.05	34.85	65.15	vérifier
RDC	714.12	1557.28	31.44	68.56	vérifier

### 3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

**Tableau III.6 :** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

V à la base	V <sub>dyn</sub>	0.8×V <sub>st</sub>	Observation
Suivant X-X	2541.45	2422.29	vérifier
Suivant Y-Y	2843.91	2846.98	Non vérifier

L'effort tranchant à la basse dans le sens y-y n'est pas vérifier, Donc on doit majorée toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de  $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn} = 1.0011$

### 4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au Séisme, Le RPA99/2003 (7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation

$$\text{suivante : } \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.3$$

Avec :  $\begin{cases} N_d: \text{ désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton} \\ B_c: \text{ Est l'aire (section brute) de cette dernière} \end{cases}$

**Tableau III.7 :** Vérification de l'effort normale réduit

Niveau	N <sub>d</sub> (KN)	Type de poteau	Combinaisons	B (m <sup>2</sup> )	ν	Remarque
étage 10	198.59	55×55	G+Q+EX Min	0.3025	0.026	vérifier
étage 09	386.79	55×55	G+Q+EY Min	0.3025	0.051	vérifier
étage 08	580.63	60×60	G+Q+EY Min	0.36	0.065	vérifier
étage 07	775.75	60×60	G+Q+EY Min	0.36	0.086	vérifier
étage 06	976.94	65×65	G+Q+EY Min	0.4225	0.092	vérifier
étage 05	1179.53	65×65	G+Q+EY Min	0.4225	0.112	vérifier
étage 04	1400.58	70×70	G+Q+EY Min	0.49	0.114	vérifier
étage 03	1721.06	70×70	G+Q+EY Min	0.49	0.140	vérifier
étage 02	2125.97	75×75	G+Q+EY Min	0.5625	0.151	vérifier
étage 01	2523.45	75×75	G+Q+EY Min	0.5625	0.179	vérifier
RDC Entre1et2 Sous-sol	2975.50	80×80	G+Q+EY Min	0.64	0.186	vérifier

### 5. Vérification des déplacements

Selon le RPA99/2003 (Article 4.4.3), Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure

est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}, \text{ Avec } \begin{cases} \delta_{ek}: \text{Déplacement dû aux forces } F_i \text{ (compris l'effet de torsion)} \\ R: \text{Coefficient de comportement} \end{cases}$$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  RPA99/2003 (Article 5.10),  $h_e$  : la hauteur de l'étage

**Tableau III.8 : Vérification des déplacements (sens x-x)**

Niveau	$h_K$ (m)	sens x-x					Obs
		$\delta_{eK}$ (m)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta_K$ (m)	$\Delta_K/h_K$ (%)	
étage 10	3.06	0.022	0.110	0.103	0.0075	0.0024 < 0.0306	vérifier
étage 09	3.06	0.021	0.103	0.095	0.0083	0.0027 < 0.0306	vérifier
étage 08	3.06	0.019	0.095	0.085	0.0100	0.0033 < 0.0306	vérifier
étage 07	3.06	0.017	0.085	0.075	0.0104	0.0034 < 0.0306	vérifier
étage 06	3.06	0.015	0.075	0.063	0.0115	0.0038 < 0.0306	vérifier
étage 05	3.06	0.013	0.063	0.05	0.0128	0.0042 < 0.0306	vérifier
étage 04	3.06	0.010	0.050	0.038	0.0123	0.0040 < 0.0306	vérifier
étage 03	3.06	0.008	0.038	0.025	0.0127	0.0041 < 0.0306	vérifier
étage 02	3.06	0.005	0.025	0.014	0.0113	0.0037 < 0.0306	vérifier
étage 01	3.06	0.003	0.014	0.005	0.0092	0.0030 < 0.0306	vérifier
RDC	4.08	0.001	0.005	0	0.0053	0.0013 < 0.0408	vérifier

**Tableau III.9 : Vérification des déplacements (sens y-y)**

Niveau	$h_K$ (m)	sens y-y					Obs
		$\delta_{eK}$ (m)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta_K$ (m)	$\Delta_K/h_K$ (%)	
étage 10	3.06	0.015	0.076	0.068	0.0075	0.0025	vérifier
étage 09	3.06	0.014	0.068	0.06	0.0080	0.0026	vérifier
étage 08	3.06	0.012	0.060	0.052	0.0081	0.0027	vérifier
étage 07	3.06	0.010	0.052	0.044	0.0080	0.0026	vérifier
étage 06	3.06	0.009	0.044	0.035	0.0087	0.0028	vérifier
étage 05	3.06	0.007	0.035	0.027	0.0084	0.0027	vérifier
étage 04	3.06	0.005	0.027	0.02	0.0073	0.0024	vérifier
étage 03	3.06	0.004	0.020	0.013	0.0066	0.0022	vérifier
étage 02	3.06	0.003	0.013	0.007	0.0058	0.0019	vérifier
étage 01	3.06	0.001	0.007	0.003	0.0040	0.0013	vérifier
RDC	4.08	0.001	0.003	0	0.0026	0.0006	vérifier

D'après les tableaux, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

### 6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k »

; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 ».

$h_K$ : Hauteur de l'étage « k ».

**Tableau III.10** : Vérification à L'effet P-Δ

Niveau	$h_K$ (m)	$P_K$ (KN)	sens x-x			sens y-y		
			$\Delta_K$ (m)	$V_K$ (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$ (m)	$V_K$ (KN)	$\theta_K$
étage 10	3.06	3961.25	0.0075	498.34	0.019	0.0075	607.07	0.016
étage 09	3.06	8668.64	0.0083	862.52	0.026	0.008	1033.35	0.023
étage 08	3.06	13513.53	0.014	1187.45	0.030	0.0081	1379.75	0.032
étage 07	3.06	18538.76	0.0104	1464.20	0.033	0.008	1687.65	0.037
étage 06	3.06	23551.15	0.0115	1699.29	0.039	0.0087	1954.45	0.045
étage 05	3.06	28759.58	0.0128	1908.90	0.041	0.0084	2186.53	0.055
étage 04	3.06	33959.01	0.0123	2099.76	0.039	0.0073	2380.51	0.057
étage 03	3.06	39370.16	0.0127	2266.99	0.037	0.0066	2542.22	0.064
étage 02	3.06	44761.72	0.0113	2397.23	0.035	0.0058	2670.38	0.062
étage 01	3.06	50380.67	0.0092	2484.67	0.027	0.004	2771.81	0.055
RDC	4.08	55990.63	0.0053	2541.45	0.014	0.0026	2843.91	.0.026

On remarque que les valeurs sont inférieures à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure

### III.9 : Récapitulation

**Tableau III.11** : Dimensions finales des éléments structuraux

Niveau	S.S	E.S01	E.S02	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
Poteau	80×80 (cm2)				75×75	70×70			65×65		60×60			55×55
Voiles	20 (cm)				15(cm)									
P.P(cm2)	40×30													
P.S(cm2)	35×30													

### III.10 : CONCLUSION

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel



dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur  $e = 20\text{cm}$  pour le RDC et  $e = 15\text{cm}$  pour les étages courants. Le nombre total des voiles prévus est de 13, disposés selon le sens xx 07 voiles et 06 selon le sens yy. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'efforts horizontal et au plus de 20% d'efforts vertical.

Et des portiques poteaux- poutres, les des poteaux de dimension  $80*80\text{cm}^2$  au niveau du sous-sol, des deux entresols et du RDC,  $75*75\text{cm}^2$  au niveau du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages,  $70*70\text{cm}^2$  pour le 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étages,  $65*65\text{cm}^2$  pour le 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages,  $60*60\text{cm}^2$  pour le 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages,  $55*55\text{cm}^2$  pour le 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étages et des poutres de  $30*40\text{cm}^2$  pour le sens principal et pour le sens secondaire des poutres de  $30*35\text{cm}^2$ . La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des regèles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1<sup>er</sup> selon xx et le 2<sup>ème</sup> selon yy, et le 3<sup>ème</sup> est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 09 selon xx et dans le mode 12 selon yy.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition des RPA99/2003 est vérifiée.

L'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens x-x est vérifié. Cependant, la condition n'est pas vérifiée dans le sens y-y, en effet, d'après l'article 4.3.6, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale doivent être majorées par un facteur de  $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn} = 1.0011$ .

# CHAPITRE

## IV

### Etude des éléments structuraux

## IV. Etude des éléments structuraux

### IV.1 : Etude des Poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)), Les résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$  (ELU),  $G + Q$  (ELS),  $G + Q + E$  et  $0.8 \times G + E$  (ELA).

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{orrespondant}} \rightarrow A_1 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{orrespondant}} \rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3) \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{orrespondant}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

#### IV.1.1 : Les recommandations du RPA 99/2003

##### a- Les armatures longitudinales (art 7.4.2)

Les armatures longitudinales de nos poteaux (Zone IIa) doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{\min} = 0.8\%$  de la section de béton
- $A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante)
- $A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement)
- $\emptyset_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40\emptyset$
- La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

(zones critiques), La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h$   $\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}) \end{array} \right.$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} b_1, h_1 : \text{Les sections des poteaux considéré} \\ h_e : \text{Hauteur d'étage} \end{array} \right.$

Concernant notre projet, Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 ont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales dans les poteaux**

Niveaux	Section du Poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S.S, E.S, RDC	80*80	51.2	256	384
01 et 02 Etage	75*75	45	225	337.5
03 et 04 Etage	70*70	39.2	196	294
05 et 06 Etage	65*65	33.8	169	253.5
07 et 08 Etage	60*60	28.8	144	216
09 et 10 Etage	55*55	24.2	121	181.5

**b- Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- $V_u$ : Effort tranchant de calcul.
- $h_1$ : hauteur total de la section brute
- t: espacement entre les armatures transversales telle que:
  - $t \leq \min ( 10 \times \phi_l , 15cm ) \rightarrow$  (zone nodale) ... .. zone IIa
  - $t \leq 15 \times \phi_l \rightarrow$  (zone courante) ... .. zone IIa
- $\phi_l$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau
- $\rho$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant
  - $\rho = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$
  - $\rho = 3.75$  si  $\lambda_g < 5$ , ( $\lambda_g$ : élancement géométrique)
- Avec:  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0.3\%(h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0.8\%(h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler les valeurs limites si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

**IV.1.2 : Sollicitation de calcul**

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS.V16, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 : Sollicitations dans les différents poteaux**

Niveau	Nmax→Mcorr (ULA)		Nmin→Mcorr (ULA)		Mmax→Ncorr (ULA)		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
étage10et09	-41.54	15.79	0.43	17.60	105.77	174.33	192.16
étage08et07	-24.47	19.70	-5.32	14.51	130.69	289.91	232.61
étage06et05	-147.20	18.89	-0.13	29.94	140.63	389.28	259.77
étage04et03	-495.43	21.40	-4.48	17.10	143.83	1162.31	252.17
étage02et01	-1060.76	20.43	-4.12	64.97	173.50	1511.06	190.75
<b>RDC</b>	-1391.09	26.18	-12.26	175.73	273.09	2584.62	186.68

**IV.1.3 : Calcul du ferrailage**

**a- Ferrailage longitudinal**

✓ **Hypothèse de calcul :**

Fissuration peu préjudiciable (e = 3cm), Calcul en flexion composée

❖ **Exemple de calcul** (poteaux de RDC)

Soit :  $N_{max} = -1391.09\text{KN}$ ,  $M_{corr} = 26.18\text{KN.m}$ ,  $b = 80\text{cm}$ ,  $h = 80\text{cm}$ ,  $d = 77\text{cm}$

Situation accidentelle  $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.019\text{m} < \frac{h}{2} = 0.4\text{m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$Nu(d - d') - M_{UA} = a \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = b$

On a :  $M_{UA} = M_{UG} + Nu(d - \frac{h}{2}) = -0.489\text{MN.m}$

On aura :  $a = -0.541\text{MN.m}$  et  $b = 2.9\text{MN.m}$ , Donc  $a < b$

N (traction) ; C à l'intérieur de la section du béton et  $a < b \Rightarrow$  La section est entièrement tendue

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')}, A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} \text{ Avec : } \begin{cases} e_1 = (\frac{h}{2} - d') + e_G \Rightarrow e_1 = 0.389\text{m} \\ e_2 = (d - d') - e_1 \Rightarrow e_2 = 0.351\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{s10} = 400\text{MPa} \\ f_{t28} = 2.1\text{MPa} \end{cases}, \text{ ce qui nous donne } \begin{cases} A_1 = 16.5\text{cm}^2 \\ A_2 = 18.27\text{cm}^2 \end{cases} \text{ et } A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 33.6\text{cm}^2$$

Donc, on prend  $A_s = 33.6\text{cm}^2$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

**Tableau IV .3 :** Ferrailages vertical des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
10 et 09	55×55	SPC	1.31	24.2	26.51	12HA14+4HA16
08 et 07	60×60	SPC	1.19	28.8	30.29	12HA16+4HA14
06 et 05	65×65	SET	22.18	33.8	36.45	12HA16+8HA14
04 et 03	70×70	SET	25.72	39.2	43.86	12HA20+4HA14
02 et 01	75×75	SET	29.53	45	45.74	12HA20+4HA16
S,S,E,S,RDC	80×80	SET	33.6	51.2	53.78	12HA20+8HA16

**b- ferrailage transversales :**

**Tableau IV.4 :** ferrailage transversal des poteaux

Niveau	RDC	01 et 02	03 et 04	05 et 06	07 et 08	09 et 10
section	80*80	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55
$\phi_{min}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,6	1.4
$L_f$ (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
$\lambda_g$	3,57	2.86	3.06	3.30	3.57	3.89
$V_u$ (KN)	186.68	190.75	252.17	259.77	232.61	192.16
$t(z\ noda)$	10	10	10	10	10	10
$t(z\ cour)$	15	15	15	15	15	15
$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3.28	3.58	5.07	5.62	5.45	4.91
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.85	9	6.9	6.41	5.92	5.42
$A_{adop}^t$ (cm <sup>2</sup> )	10HA10 = 7.85	12HA10 = 9.42	10HA10 = 7.85	10HA10 = 7.85	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28

D'après le code de béton armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

**IV.1.4 : Vérifications nécessaires**

• **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right), \text{ Avec : } \begin{cases} \alpha: \text{Coefficient fonction de l'élanement } \lambda \\ B_r: \text{Section réduite du béton} = (b - 2) \times (h - 2) \\ A_s: \text{Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}, \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \text{ (section rectangulaire), } l_f = 0.7 \times l_0,$$

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau IV.5 : Vérification au flambement des poteaux**

Niveau	h (cm)	b (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> <sup>max</sup> (KN)	Nu(KN)	Obs
10et09	55	55	214,2	13.48	0.826	26.51	2809	518.38	5055.48	vérifier
08et07	60	60	214,2	12.35	0.829	30.29	3364	1036.87	6040.25	vérifier
06et05	65	65	214,2	11.4	0.832	36.45	3969	1572.66	7172.90	vérifier
04et03	70	70	214,2	10.59	0.835	43.86	4624	2128.78	8421.13	vérifier
02et01	75	75	214,2	9.88	0.837	45.74	5329	2707.49	9587.70	vérifier
RDC	80	80	285,6	12,35	0,829	53,78	6084	3030.16	10895.28	vérifier

On a pour tous les niveaux N<sub>U</sub><sup>max</sup> < Nu, donc il n'y a pas risque de flambement.

• **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à vérifier uniquement la Contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} \cdot v \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} \cdot v \end{cases}, \begin{cases} S = b \times h + 15(A + A') \\ M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - v \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2] \\ v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}, \quad \begin{cases} v' = h - v \\ d = 0.9 \times h \end{cases} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV .6 :** Vérification de la contrainte dans le béton du poteau le plus sollicité

Niveau	S.S,E.S,RDC	1et2	3et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10
Section(cm <sup>2</sup> )	80*80	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55
V(cm)	40	37.5	35	32.5	30	27.5
V'(cm)	40	37.5	35	32.5	30	27.5
d(cm)	77	72	67	62	57	52
A(cm <sup>2</sup> )	53.78	45.74	43.86	36.45	30.29	26.51
Iyy' (m <sup>4</sup> )	0.0562	0.0427	0.0328	0.0239	0.0172	0.0121
S(m <sup>2</sup> )	0.80	0.70	0.62	0.53	0.45	0.38
N <sub>ser</sub> (KN)	2208.95	1973.38	1551.51	1146.30	756.07	378.59
M <sub>ser</sub> (KN.m)	43.67	46.97	44.27	44.90	44.93	48.48
Typ de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	3.07	3.23	2.97	2.77	2.46	σ <sub>bc</sub> = 1.41
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	2.45	2.41	2.02	1.54	0.89	
σ <sub>bc'</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Dans le tableau V.6 on remarque que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible ce qui donne que la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

• **Vérification des contraintes de cisaillement**

D’après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), les contraintes de cisaillement dans le béton doivent être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}, \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7 :** vérification des contraintes tangentielles

niveau	Sections	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs
10 et 09	55×55	214.2	3.57	0.04	52	186.68	0.55	1	vérifie
07 et 08	60×60	214.2	2.86	0.04	57	190.75	0.48	1	vérifie
06 et 05	65×65	214.2	3.06	0.04	62	252.17	0.58	1	vérifie
04 et 03	70×70	214.2	3.3	0.04	67	259.77	0.52	1	vérifie

<b>02 et 01</b>	75×75	214.2	3.57	0.04	72	232.61	0.43	1	vérifie
<b>RDC</b>	80×80	285.6	3.89	0.04	77	192.16	0.31	1	vérifie

On remarque d’après le tableau V.7 que la condition exigée par le RPA99/2003, est vérifiée pour tous les étages.

**IV.1.5 : Disposition constructive des poteaux**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d’éviter les jonctions par recouvrement dans les zone

nodales (zones critiques),  $\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}) \end{cases}$

**Tableau IV.8 : Dimensions de la zone nodale**

Niveaux		RDC	01 et 02	03 et 04	05 et 06	07 et 08	09 et 10
Sections		80×80	75×75	70×70	65×65	60×60	55×55
L' (cm)	P.P	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70
h' (cm)		80	75	70	65	60	60

**IV.1.6 : Dispositions constructives**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm

Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.4 = 1.4\text{cm}$

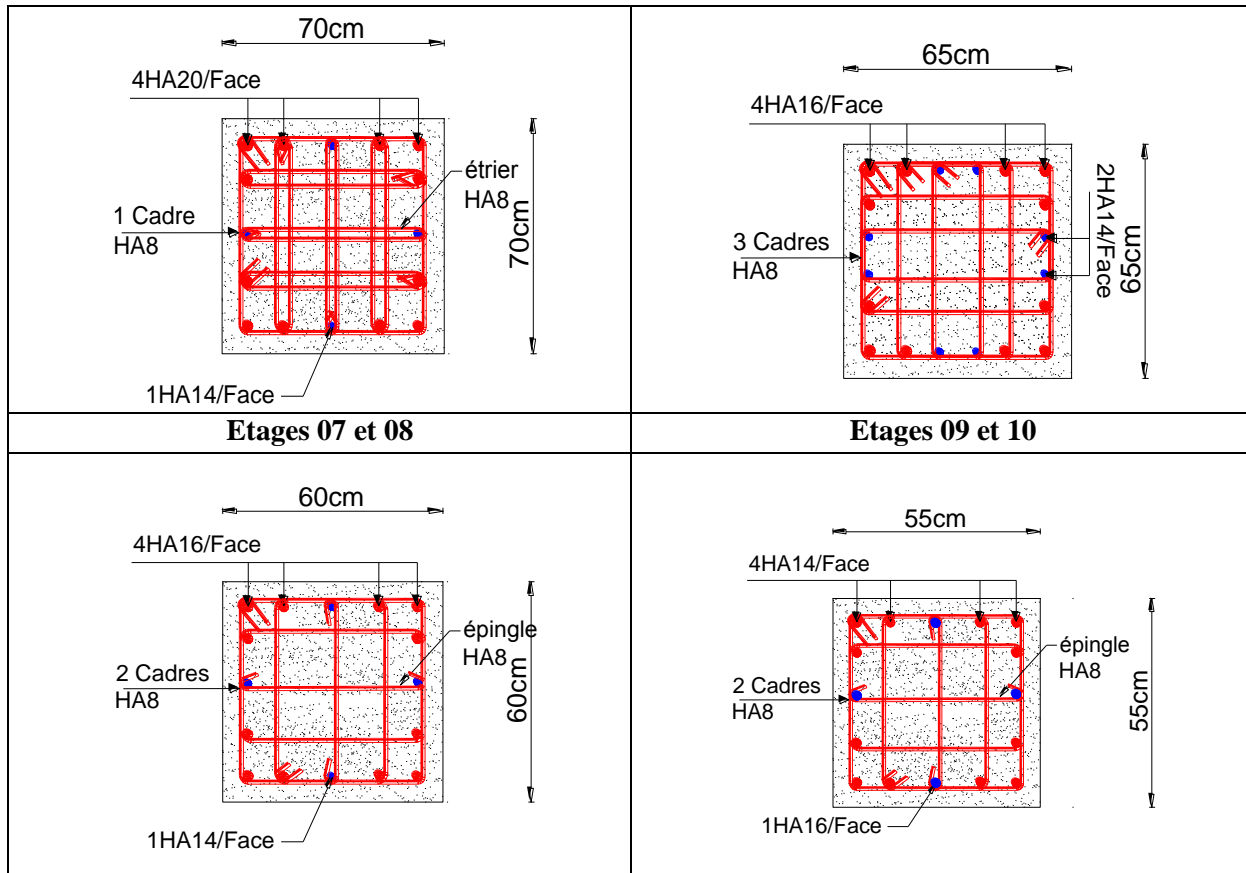
Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 \times \begin{cases} \text{Poure } \phi = 1.4\text{cm} \Rightarrow l_r = 56\text{cm} \\ \text{Poure } \phi = 1.6\text{cm} \Rightarrow l_r = 64\text{cm} \\ \text{Poure } \phi = 2\text{cm} \Rightarrow l_r = 80\text{cm} \end{cases}$

**IV.1.7 : Schémas de ferrailage**

**Tableau IV.9 : Ferrailage des poteaux des différents niveaux**

S.S, E.S (01, 02) et RDC (12HA20+8HA16)	Etages 01 et 02
<b>Etages 03 et 04</b>	<b>Etages 05 et 06</b>





## IV.2 : Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant), les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 sont les suivantes:  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$  (ELU),  $G + Q$  (ELS),  $G + Q + E$  et  $0.8 \times G + E$  (ELA).

### IV.2.1 : Recommandation du RPA99

- **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% de la section du béton en zone courante, 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des armatures de recouvrements est de  $40\Phi$  en zone IIa.

- **Armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .

$S_t$  : Espacement maximum entre les armatures transversales, donné comme suit

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$ . → en zone nodale, Avec  $\phi_1$  : La valeur du diamètre le plus petit utilisé.

$S_t \leq \frac{h}{2}$  → en dehors de la zone nodale

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**IV.2.2 : Sollicitation et ferrailage des poutres**

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS

➤ **Poutres principales**

b = 30cm, h = 40cm, d = 37cm, FPN, situation durable ( $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$ ,  $f_e=348\text{MPa}$ ), situation accidentelle ( $f_{bu}= 18.48\text{MPa}$ ,  $f_e=400\text{MPa}$ )

**Tableau IV.10 : Ferrailage des poutres principales (30×40) cm<sup>2</sup>**

Sollicitations dans les poutres principales non associées aux voiles							
Niveau	local	M(KN.m)	Comb	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub>	A <sub>min</sub>	N <sup>bre</sup> de barres
S-Sol; E-Sol RDC Etages courants	Travée	61.97	ELU	5.1	6.47	6	3HA12+2HA14
	Appui	88.40	ELA	6.37	6.47		3HA12+2HA14
Sollicitations dans les poutres principales associées aux voiles							
S-Sol, E-Sol, RDC, 06,07	Travée	123.9	ELA	9.2	9.24	6	6HA14
	Appui	94.84	ELA	6.87	6.88		3HA14+2HA12
01 et 05	Travée	143.32	ELA	10.83	11.12	6	4HA16+2HA14
	Appui	98.70	ELA	7.17	8.01		3HA12+3HA14
02, 03, et 04	Travée	163.49	ELA	12.59	12.81	6	3HA12+3HA20
	Appui	97.99	ELA	7.11	8.01		3HA12+3HA14
08, 09, 10	Travée	79.59	ELA	5.69	6.79	6	6HA12
	Appui	79.27	ELA	5.67	6.79		6HA12

➤ **Poutres secondaires**

**Tableau IV.11 : Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm<sup>2</sup>**

Sollicitations dans les poutres secondaires non associées aux voiles							
Niveau	local	M(KN.m)	Comb	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub>	A <sub>min</sub>	N <sup>bre</sup> de barres
S-Sol, E-Sol RDC, étages courants	Travée	35.34	ELA	2.85	3.39	5.25	3HA12
	Appui	41.09	ELA	3.34	4.52		4HA12
Sollicitations dans les poutres secondaires associées aux voiles							
RDC,07,08,09,10	Travée	51.34	ELA	4.21	4.52	5.25	4HA12
	Appui	4.24	ELU	0.38	2.36		3HA10
01 à 06	Travée	77.62	ELA	6.55	6.79	5.25	6HA12
	Appui	4.24	ELU	0.38	2.36		3HA10

**IV.2.3 : Armatures transversales**

Calcule  $\phi_t : \phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$  BAEL91 (Article H.III.3)

{ Poutres principales (40 × 30)  $\phi \leq \min(1; 1.14; 3)$   
 { Poutres secondaires (35 × 30)  $\phi \leq \min(1; 1; 3)$

Donc on prend  $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$  (un cadre et un étrier)

**IV.2.4 : Longueurs de recouvrements**

- $l_r > 40 \times \phi$
- $\phi = 1 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 40cm$ , on adopte  $l_r = 45 \text{ cm}$
- $\phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 48cm$  on adopte  $l_r = 50 \text{ cm}$
- $\phi = 1.4 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 56cm$  on adopte  $l_r = 60 \text{ cm}$
- $\phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 64cm$  on adopte  $l_r = 65 \text{ cm}$
- $\phi = 2 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 80cm$  on adopte  $l_r = 85 \text{ cm}$

**IV.2.5 : Calcul des espacements des armatures transversales RPA99/2003 (Art7.5.2.2)**

**En zone nodale:**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres Principales } S_t = 10cm \\ \text{Poutres Secondaires } S_t = 8cm \end{cases}$

**En zone courantes :**  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres Principales } S_t = 15cm \\ \text{Poutres Secondaires } S_t = 15cm \end{cases}$

**IV.2.6 : Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2 < A_t = 4HA10 = 3.14cm^2 \dots\dots$  vérifier

**IV.2.7 : Vérifications (BAEL91)**

**a) Vérification à l'ELU**

**1- Condition de non fragilité**

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots$  vérifier

**2- Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 4\% (b \times h) \begin{cases} \text{Poutres principales : } A_{\max} = 48cm^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 42cm^2 \end{cases} \dots$  vérifier

En zone courante :  $A_{\max} = 6\% (b \times h) \begin{cases} \text{Poutres principales : } A_{\max} = 72cm^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 63cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots$  vérifier

**3- Contrainte tangentielle maximale**

• **Vérification de l'effort tranchant (F.P.N)**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables

**Tableau IV.12 : Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	V <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
Principale	188.58	1.7	3.33	vérifier
Secondaire	142.17	1.48	3.33	vérifier

• Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{rive} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Tableau IV.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>inter</sup> (cm <sup>2</sup> )	Obse
Principale	188.58	98.70	8.01	4.71	-2.7	vérifier
Secondaires	142.17	41.09	4.52	3.55	-0.013	vérifier

b) Vérification à l'ELS

1- Etat limite de compression du béton

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tableau IV.14 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Local	M <sup>ser</sup> (KN. m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Principales associées aux voiles	Travée	16.47	6.79	12.81	80618.85	2.62	15	vérifier
	Appui	23.27	6.79	12.81	80618.85	3.70	15	vérifier
Principales non associées	Travée	45.30	6.47	12.57	77783.07	7.32	15	vérifier
	Appui	58.15	6.47	12.57	77783.07	9.40	15	vérifier
Secondaires associées aux voiles	Travée	7.56	4.52	9.98	42815.01	1.76	15	vérifier
	Appui	3.14	2.36	7.59	25465.48	0.94	15	vérifier
Secondaires non associées	Travée	22.80	3.39	8.86	34183.18	5.91	15	vérifier
	Appui	27.87	4.52	9.98	42815.01	6.49	15	vérifier

2- Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le BAEL 91(Article B.6.5) et CBA 93 est comme suit :

➤ Poutres principales :

$$G = G_{\text{plancher c.c}} \times \left(\frac{L_d}{2} + \frac{L_g}{2}\right) \Rightarrow G = 24.35 \text{KN/m}, Q = Q_{\text{plancher c.c}} \times \left(\frac{L_d}{2} + \frac{L_g}{2}\right) \Rightarrow Q = 6.37 \text{KN/m}$$

$$G_0 = 25 \times b \times h \Rightarrow G_0 = 3 \text{ KN/m}, G_T = G_0 + G = 27.35 \text{KN/m}, q_s = G_T + Q = 33.72 \text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 122 \text{KN.m}$$

➤ **Poutres secondaires:**

$$G = 5.73 \text{KN/m}, Q = 1.5 \text{KN/m}, G_0 = 2.62 \text{KN/m}, G_T = 8.35 \text{KN/m}, q_s = 9.85 \text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 30.78 \text{KN.m}$$

**Tableau IV .15 :** Vérification de l'état limite de déformation

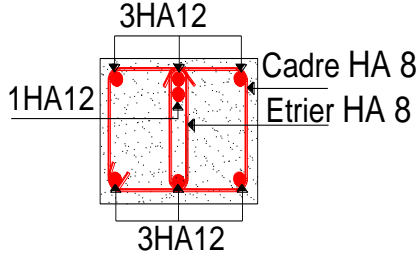
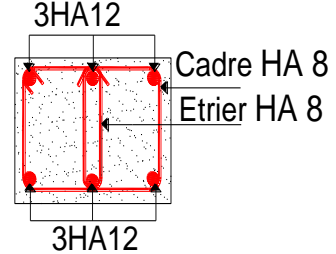
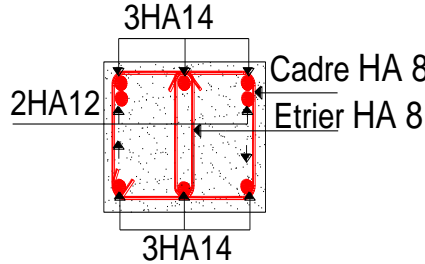
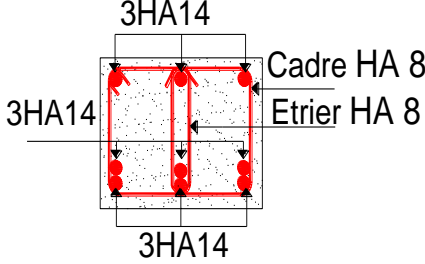
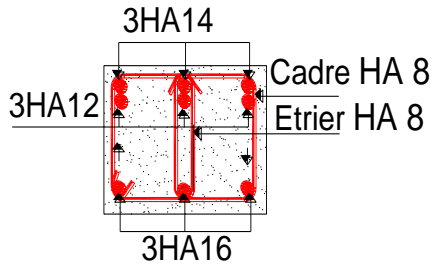
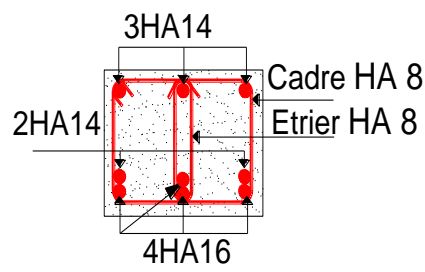
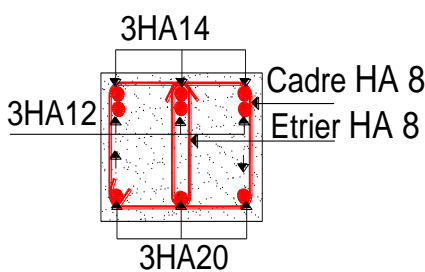
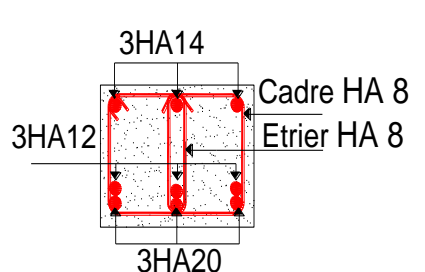
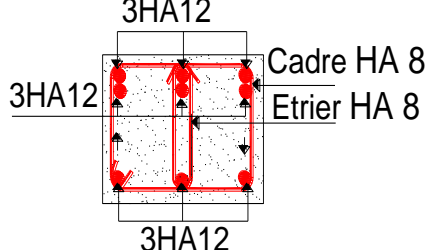
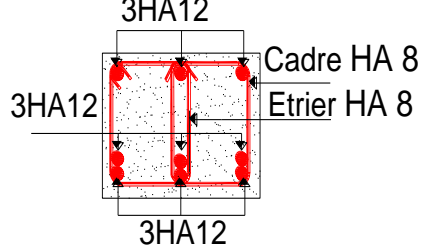
Poutre	h <sub>t</sub> (cm)	b (cm)	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>t</sub> (ser) (KN.m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>P.P</b> associées aux voiles	40	30	538	6.47	16.47	0.07 > 0.063	0.074 > 0.014	0.0058 < 0.01
<b>P.S</b> associées aux voiles	35	30	500	4.52	7.56	0.07 > 0.063	0.070 > 0.025	0.0047 < 0.01
<b>P.P</b> Non associées	40	30	538	3.39	45.30	0.07 > 0.063	0.074 > 0.037	0.0031 < 0.01
<b>P.S</b> Non associées	35	30	500	4.52	22.80	0.07 > 0.063	0.07 = 0.07	0.0047 < 0.01

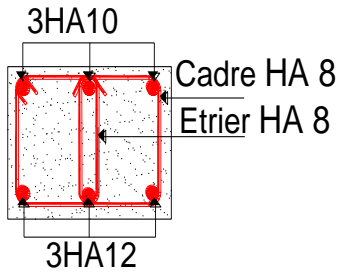
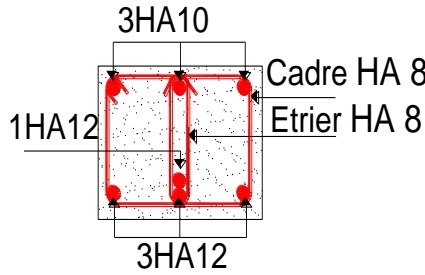
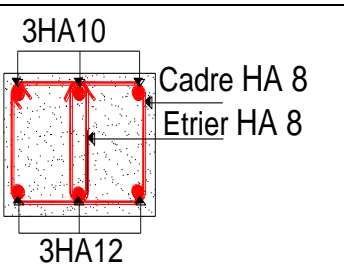
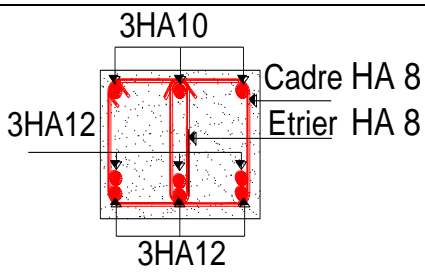
Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**IV.2.8 : Schéma ferrailage**

**Tableau IV.16 :** section de ferrailage des poutres principales et secondaires

S.Sol +E.S (01 et 02)+RDC+Etages courants	
Poutres non associés aux voiles	
	Appui
<b>P.P</b>	
	travée

<p>P.S</p>		
<p><b>Poutres principale associés aux voiles</b></p>		
<p><b>S.Sol+E.Sol (01, 02)+RDC+Etages (06 et 07)</b></p>		
<p><b>Appui</b></p>		<p><b>Travée</b></p>
		
<p><b>Etage 01 et 05</b></p>		
		
<p><b>Etages 02, 03, 04</b></p>		
		
<p><b>Etages 08, 09, 10</b></p>		
		
<p><b>Poutres secondaires associés aux voiles</b></p>		

RDC+Etages 07, 08, 09, 10	
<p><b>Appui</b></p> 	<p><b>Travée</b></p> 
Etages 01 à 06	
	

❖ **Vérification de la zone nodale**

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$  : Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

La dimension de la section du béton, La quantité d'armatures dans la section, La contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s, \text{ Avec : } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s \begin{cases} = 1.15 \text{ (situation durable)} \\ = 1 \text{ (situation accidentale)} \end{cases}$$

Les moments résistants des poteaux et des poutres sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV .17 : Moments résistants dans les poteaux**

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	$M_r$ (KN.m)
<b>étage 10</b>	55	49.5	13.25	400	262.35
<b>étage 09</b>	55	49.5	13.25	400	262.35
<b>étage 08</b>	60	54	15.14	400	327.02
<b>étage 07</b>	60	54	15.14	400	327.02
<b>étage 06</b>	65	58.5	13.22	400	309.35
<b>étage 05</b>	65	58.5	13.22	400	309.35
<b>étage 04</b>	70	63	21.93	400	552.64
<b>étage 03</b>	70	63	21.93	400	552.64
<b>étage 02</b>	75	67.5	22.87	400	617.49
<b>étage 01</b>	75	67.5	22.87	400	617.49
<b>RDC</b>	80	72	26.89	400	774.43

Tableau IV .18 : Moments résistants dans les poutres principales

Non associées aux voiles					
Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	Mr (KN.m)
RDC et Etages courants	40	36	6.47	400	93.17
Associées aux voiles					
Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	Mr (KN.m)
étage 08, 09, 10	40	36	6.79	400	97.78
RDC, étage 06,07	40	36	6.88	400	99.07
étage 01, 02, 03, 04, 05	40	36	8.01	400	115.34

Tableau IV .19 : Moments résistants dans les poutres secondaires

Non associées aux voiles					
Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	Mr (KN.m)
RDC Etages courants	35	31.5	4.52	400	56.95
associées aux voiles					
Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	Mr (KN.m)
RDC Etages courants	35	31.5	2.36	400	29.74

Tableau IV.20 : Vérification des zones nodales selon le sens principale non associées aux voiles

Niveaux	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>E</sub>	1.25*(M <sub>w</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
étage 09	262.35	262.35	524.70	93.17	93.17	232.92	vérifier
étage 08	262.35	327.02	589.37	93.17	93.17	232.92	vérifier
étage 07	327.02	327.02	654.04	93.17	93.17	232.92	vérifier
étage 06	327.02	309.35	636.37	93.17	93.17	232.92	vérifier
étage 05	309.35	309.35	618.70	93.17	93.17	232.92	vérifier
étage 04	309.35	552.64	861.99	93.17	93.17	232.92	vérifier
étage 03	552.64	552.64	1105.28	93.17	93.17	232.92	vérifier
étage 02	552.64	617.49	1170.13	93.17	93.17	232.92	vérifier
étage 01	617.49	617.49	1234.98	93.17	93.17	232.92	vérifier
RDC	617.49	774.43	1391.92	93.17	93.17	232.92	vérifier

Tableau IV .21 : Vérification des zones nodales selon le sens principale associées aux voiles

Niveaux	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>E</sub>	1.25*(M <sub>w</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
étage 09	262.35	262.35	524.70	97.78	97.78	244.44	vérifier
étage 08	262.35	327.02	589.37	97.78	97.78	244.44	vérifier



étage 07	327.02	327.02	654.04	99.07	99.07	247.68	vérifier
étage 06	327.02	309.35	636.37	99.07	99.07	247.68	vérifier
étage 05	309.35	309.35	618.70	115.34	115.34	288.36	vérifier
étage 04	309.35	552.64	861.99	115.34	115.34	288.36	vérifier
étage 03	552.64	552.64	1105.28	115.34	115.34	288.36	vérifier
étage 02	552.64	617.49	1170.13	115.34	115.34	288.36	vérifier
étage 01	617.49	617.49	1234.98	115.34	115.34	288.36	vérifier
RDC	617.49	774.43	1391.92	99.07	99.07	247.68	vérifier

Tableau IV .22 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire non associées aux voiles

Niveaux	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	ME	1.25*(Mw+ME)	Obs
étage 09	262.35	262.35	524.70	56.95	56.95	142.38	vérifier
étage 08	262.35	327.02	589.37	56.95	56.95	142.38	vérifier
étage 07	327.02	327.02	654.04	56.95	56.95	142.38	vérifier
étage 06	327.02	309.35	636.37	56.95	56.95	142.38	vérifier
étage 05	309.35	309.35	618.70	56.95	56.95	142.38	vérifier
étage 04	309.35	552.64	861.99	56.95	56.95	142.38	vérifier
étage 03	552.64	552.64	1105.28	56.95	56.95	142.38	vérifier
étage 02	552.64	617.49	1170.13	56.95	56.95	142.38	vérifier
étage 01	617.49	617.49	1234.98	56.95	56.95	142.38	vérifier
RDC	617.49	774.43	1391.92	56.95	56.95	142.38	vérifier

Tableau IV .23 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire associées aux voiles

Niveaux	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	ME	1.25*(Mw+ME)	Obs
étage 09	262.35	262.35	524.70	29.74	29.74	74.34	vérifier
étage 08	262.35	327.02	589.37	29.74	29.74	74.34	vérifier
étage 07	327.02	327.02	654.04	29.74	29.74	74.34	vérifier
étage 06	327.02	309.35	636.37	29.74	29.74	74.34	vérifier
étage 05	309.35	309.35	618.70	29.74	29.74	74.34	vérifier
étage 04	309.35	552.64	861.99	29.74	29.74	74.34	vérifier
étage 03	552.64	552.64	1105.28	29.74	29.74	74.34	vérifier
étage 02	552.64	617.49	1170.13	29.74	29.74	74.34	vérifier
étage 01	617.49	617.49	1234.98	29.74	29.74	74.34	vérifier
RDC	617.49	774.43	1391.92	29.74	29.74	74.34	vérifier

### IV.3 : Étude des voiles

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II<sub>a</sub> avec une hauteur qui dépasse quatre niveaux (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :  $1.35G + 1.5Q$ ,  $G + Q \pm E$ ,  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \\ G^{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \end{cases}$$

### IV.3.1 : Recommandation du RPA99 version 2003

#### ➤ Armatures verticales : article (7.7.4.1)

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{\min} = 0.2\% \times l_r \times e$ , Avec  $\begin{cases} l_r: \text{longueur de la zone tendue} \\ e: \text{épaisseur du voile} \end{cases}$
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### ➤ Armatures horizontal : article (7.7.4.2)

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher

de flamber, il sont disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, il doivent être munies de crochets à  $130^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$

#### ➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

#### ➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale du voile} \\ A_{\min} = 0.10\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

- $\Phi_1 \leq (1/10) \times e$  (exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement :  $St \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par (m<sup>2</sup>). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement  $\left\{ \begin{array}{l} 40 \times \varnothing : \text{barres en zones où le renversement de signes des efforts est possible} \\ 20 \times \varnothing : \text{barres en comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles} \end{array} \right.$
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule  $A_{ij} = (1.1 \times V)/f_e$ , Avec  $V=1.4 \times V_u$ . Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**IV.3.2 : Ferrailage**

➤ **Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (b×h).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA.

➤ **Armatures horizontales**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :  $A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e}$ , Avec  $\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d}$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans les tableaux ci-après où :

$A_{voile}^{min}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile

$A_{voile}^{calculée}$  : Section d'armature calculée pour une seule face de voile

$A_{voile}^{adoptée}$  : Section d'armature adopter pour une seule face de voile.

$N^{bre}/_{face}$  : Nombre de barres adoptées par face,  $S_t$  : Espacement

$A_h^{min}/_{voile}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ( $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ )

$A_h^{calculée}$  : Section d'armature calculée

$A_h^{adoptée}/_{ml}$  : Section d'armature adopté pour un mètre linéaire

$N^{bre}/_{ml}$  : Nombre de barres adopté par un mètre linéaire

**Tableau IV.24 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux**

niveau x	RDC	étage 1	étage 2	étage 3	04,05,06,07,08,09,10
<b>Section</b>	0,2*1,75	0,15*1,75	0,15*1,75	0,15*1,75	0,15*1,75
<b>N</b>	-296.55	-378.92	-250.58	-160.83	-91.33
<b>M</b>	189.85	121.31	124.33	134.63	231.07
<b>V</b>	233.89	181.07	176.90	176.89	135.04
<b>d</b>	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7

$\tau$	0.96	0.99	0.97	0.97	0.74
$\tau'$	5	5	5	5	5
$A_{cal}$	18.37	13.78	13.78	13.78	4.6
$A_{min}$	5.25	3.9375	3.9375	3.9375	3.94
$L_t$	0.48	0.30	0.36	0.57	0.77
$A_{min}^{tend}$	1.91	0.90	1.08	1.71	2.32
$N_{barre}$	<b>10HA16</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA14</b>	<b>4HA14</b>
$A_{z.tend}$	20.11	15.39	15.39	15.39	6.16
$St$	10	10	10	10	20
$A_{min}^{comp}$	1.59	1.72	1.54	0.91	0.30
$A_{z.comp}$	2.26	2.26	1.57	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA12</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{cal}$	1.20	0.93	0.91	0.91	0.70
$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$St$	20	20	20	20	20

Tableau IV.25 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux

niveaux	RDC	étage 01,02,03	étage 4	étage 5	06,07,08,09,10
<b>Section</b>	0,2*1,85	0,15*1,85	0,15*1,85	0,15*1,85	0,15*1,85
<b>N</b>	-48.92	221.04	303.36	234.13	159.20
<b>M</b>	116.24	61.02	142.37	177.59	163.36
<b>V</b>	225.06	160.65	141.04	144.96	120.83
<b>d</b>	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
$\tau$	0.88	0.83	0.73	0.75	0.63
$\tau'$	5	5	5	5	5
$A_{cal}$	2.24	-1.94	-1.78	-0.42	0.3
$A_{min}$	5.55	4.1625	4.1625	4.1625	4.1625
$L_t$	0.80	0.28	0.32	0.55	0.65
$A_{min}^{tend}$	3.22	0.84	0.95	1.65	1.94
$N_{barre}$	<b>4HA14</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>
$A_{z.tend}$	6.16	4.52	4.52	4.52	4.52
$St$	20	10	10	10	10
$A_{min}^{comp}$	0.48	2.48	1.82	1.13	0.83
$A_{z.comp}$	1.01	3.08	2.26	1.57	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA8</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{cal}$	1.09	0.78	0.69	0.70	0.59

$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$St$	20	20	20	20	20

Tableau IV.26 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

niveaux	RDC	étage 01,02	étage 03,04	étage 05	06,07,08,09,10
<b>Section</b>	0,2*2	0,15*2	0,15*2	0,15*2	0,15*2
<b>N</b>	1.45	269.00	413.61	269.95	188.95
<b>M</b>	85.66	86.85	184.19	215.28	205.68
<b>V</b>	241.10	167.62	153.24	130.11	108.59
<b>d</b>	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
$\tau$	0.87	0.80	0.73	0.62	0.52
$\tau'$	5	5	5	5	5
$A_{cal}$	1.08	-2.26	-2.72	-0.55	0.3
$A_{min}$	6	4.5	4.5	4.5	4.5
<b>Lt</b>	0.99	0.30	0.25	0.58	0.69
$A_{min}^{tend}$	3.98	0.9	0.75	1.75	2.08
$N_{barre}$	<b>8HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
$A_{z,tend}$	6.79	4.71	4.71	4.71	4.71
$St$	30	10	10	10	10
$A_{min}^{comp}$	0.02	2.1	2.25	1.25	0.92
$A_{z,comp}$	1.01	2.26	2.26	1.57	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA8</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{cal}$	1.08	0.75	0.69	0.58	0.49
$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$St$	20	20	20	20	20

Tableau IV.27 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux

niveaux	RDC	étage 01,04,05	étage 02,03	étage 6	étage 07,08,09,10
<b>Section</b>	0,2*1,9	0,15*1,9	0,15*1,9	0,15*1,9	0,15*1,9
<b>N</b>	93.78	327.94	414.08	204.18	144.58
<b>M</b>	76.50	75.50	131.46	173.12	179.85
<b>V</b>	216.37	140.56	136.10	87.26	85.94
<b>d</b>	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
$\tau$	0.82	0.71	0.69	0.44	0.43
$\tau'$	5	5	5	5	5
$A_{cal}$	-0.15	-3.08	-3.34	-0.18	0.65
$A_{min}$	5.7	4.275	4.275	4.275	4.275

Lt	0.58	0.26	0.30	0.60	0.71
$A_{min}^{tend}$	2.32	0.78	0.9	1.79	2.12
Nbarre	<b>6HA12</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
$A_{z,tend}$	6.79	4.71	4.71	4.71	4.71
St	30	15	15	15	15
$A_{min}^{comp}$	1.48	2.07	2.50	1.06	0.73
$A_{z,comp}$	2.26	2.26	3.08	1.57	1.01
Nbarre	<b>2HA12</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{cal}$	1.02	0.66	0.64	0.41	0.41
$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
St	20	20	20	20	20

Tableau IV.28 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx5 dans tous les niveaux

niveau x	RDC	étage 01	étage 02,03,04	Etage 05,06,07	étage 08,09,10
Section	0,2*1,65	0,15*1,65	0,15*1,65	0,15*1,65	0,15*1,65
N	-504.31	-154.34	-2.87	-81.28	-111.78
M	145.96	101.99	129.29	173.23	154.85
V	188.34	137.96	124.05	98.32	83.25
d	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
$\tau$	0.82	0.80	0.72	0.57	0.49
$\tau'$	5	5	5	5	5
$A_{cal}$	17.32	13	2.07	3.76	3.86
$A_{min}$	4.95	3.7125	3.7125	3.7125	3.7125
Lt	0.40	0.48	0.82	0.72	0.66
$A_{min}^{tend}$	0.16	1.44	2.46	2.16	1.98
Nbarre	<b>8H16+1H14</b>	<b>9H14</b>	<b>9HA8</b>	<b>9HA8</b>	<b>9HA8</b>
$A_{z,tend}$	17.62	13.85	4.52	4.52	4.52
St	10	10	20	20	20
$A_{min}^{comp}$	2.42	1.03	0.02	0.32	0.49
$A_{z,comp}$	3.08	1.57	0.5	0.5	0.5
Nbarre	<b>2HA14</b>	<b>2HA10</b>	<b>1HA8</b>	<b>1HA8</b>	<b>1HA8</b>
$A_h^{cal}$	1.03	0.75	0.68	0.54	0.46
$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
St	20	20	20	20	20

Tableau IV.29 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx6 et Vx7 dans tous les niveaux

niveau	RDC	étage 01	étage	étage 06,07,08,09,10
--------	-----	----------	-------	----------------------

x	02,03,04,05			
Section	0,2*1,65	0,15*1,65	0,15*1,65	0,15*1,65
N	153.16	510.19	78.47	25.15
M	174.35	188.71	294.65	260.67
V	204.12	182.86	192.03	157.53
d	1.6	1.6	1.6	1.6
$\tau$	0.89	1.07	1.12	0.92
$\tau'$	5	5	5	5
A <sub>cal</sub>	0.82	-3.21	3.73	3.83
A <sub>min</sub>	4.95	3.7125	3.7125	3.7125
Lt	0.63	0.21	0.76	0.80
A <sub>min</sub> <sup>tend</sup>	2.50	0.63	2.29	2.41
N <sub>barre</sub>	<b>4HA8+4HA10</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>
A <sub>z.tend</sub>	5.15	4.52	4.52	4.52
St	15	15	15	15
A <sub>min</sub> <sup>comp</sup>	0.80	1.84	0.18	0.07
A <sub>z.comp</sub>	2.26	2.26	1.01	1.01
N <sub>barre</sub>	<b>2HA12</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup>	1.12	1.00	1.05	0.86
A <sub>h</sub> <sup>min</sup>	0.4	0.3	0.3	0.3
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup>	1.57	1.57	1.57	1.01
N <sub>barre</sub>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
St	20	20	20	20

Tableau IV.30 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux

niveau x	RDC	étage 01	étage 02	03,04	étage 05	06,07,08,09	étage 10
Section	0,2*4,407	0,15*4,4	0,15*4,4	0,15*4,4	0,15*4,4	0,15*4,4	0,15*4,4
N	8.42	130.42	169.66	207.85	233.79	96.22	92.76
M	319.92	222.87	214.12	186.89	144.79	51.03	236.73
V	661.00	705.28	666.17	612.51	462.29	169.99	183.59
d	4.357	4.357	4.357	4.357	4.357	4.357	4.357
$\tau$	1.06	1.51	1.43	1.31	0.99	0.36	0.39
$\tau'$	5	5	5	5	5	5	5
A <sub>cal</sub>	1.73	-0.35	-0.9	-1.53	-2.1	-0.92	0.2
A <sub>min</sub>	13.22	9.91	9.91	9.91	9.91	9.91	9.91
Lt	2.16	1.26	0.92	0.60	0.58	0.61	1.57
A <sub>min</sub> <sup>tend</sup>	8.64	3.77	2.76	1.8	1.74	1.84	4.71
N <sub>barre</sub>	<b>4HA16</b> <b>4HA14</b>	<b>2HA12</b> <b>4HA16</b>	<b>2HA12</b> <b>4HA16</b>	<b>2HA12</b> <b>4HA16</b>	<b>2HA12</b> <b>4HA16</b>	<b>2HA12</b> <b>4HA16</b>	<b>2HA12</b> <b>4HA16</b>
A <sub>z.tend</sub>	14.20	10.30	10.30	10.30	10.30	10.30	10.30
St	20	20	20	20	20	20	20

$A_{min}^{comp}$	0.17	2.84	3.85	4.80	4.86	4.77	1.90
$A_{z,comp}$	1.01	308	4.02	5.34	5.34	5.34	2.26
$N_{barre}$	<b>2HA8</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA16</b>	<b>2HA14</b> <b>2HA12</b>	<b>2HA14</b> <b>2HA12</b>	<b>2HA14</b> <b>2HA12</b>	<b>2HA12</b>
$A_h^{cal}$	1.33	1.42	1.34	1.23	0.93	0.34	0.37
$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$St$	20	20	20	20	20	20	20

Tableau IV.31 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

niveau x	RDC	01,02	03,04	étage 5	étage 6	étage 7	07,08,09,10
Section	0,2*3,15	0,15*3,15	0,15*3,15	0,15*3,15	0,15*3,15	0,15*3,15	0,15*3,15
N	354.47	379.82	275.06	208.54	146.34	95.40	45.76
M	228.32	40.72	168.10	201.00	223.43	231.78	198.70
V	312.54	215.97	198.84	193.64	166.30	151.25	113.80
d	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
$\tau$	0.71	0.65	0.60	0.58	0.50	0.46	0.34
$\tau'$	5	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}$	-2.6	-4.43	-2.08	-0.98	-0.02	0.7	1.03
$A_{min}$	9.45	7.0875	7.0875	7.0875	7.0875	7.0875	7.0875
Lt	0.29	1.25	0.22	0.72	1.03	1.23	1.38
$A_{min}^{tend}$	1.16	3.76	0.67	2.15	3.10	3.70	4.15
$N_{barre}$	<b>6HA16</b>	<b>6HA14</b>	<b>6HA14</b>	<b>6HA14</b>	<b>6HA14</b>	<b>6HA14</b>	<b>6HA14</b>
$A_{z,tend}$	12.06	9.24	9.24	9.24	9.24	9.24	9.24
$St$	30	30	30	30	30	30	30
$A_{min}^{comp}$	5.14	0.96	4.06	2.57	1.62	1.02	0.57
$A_{z,comp}$	5.34	1.01	4.02	3.08	2.26	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA14</b> <b>2HA12</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA16</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{cal}$	0.88	0.61	0.56	0.55	0.47	0.43	0.32
$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$St$	20	20	20	20	20	20	20

Tableau IV.32 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy3 dans tous les niveaux

niveaux	RDC	étage 01,04	étage 02,03	étage 5	étage 06,07	étage 08,09,10
Section	0,2*2,35	0,15*2,35	0,15*2,35	0,15*2,35	0,15*2,35	0,15*2,35



N	23.05	161.63	198.42	211.95	130.28	-1.64
M	67.63	75.73	84.65	143.79	170.60	147.48
V	175.07	113.32	117.56	124.25	114.95	78.91
d	2.304	2.304	2.304	2.304	2.304	2.304
$\tau$	0.53	0.46	0.48	0.50	0.47	0.32
$\tau'$	5	5	5	5	5	5
A <sub>cal</sub>	0.44	-1.21	-1.58	-1.09	0.22	1.62
A <sub>min</sub>	7.062	5.2965	5.2965	5.2965	5.2965	5.2965
L <sub>t</sub>	1.02	0.32	0.30	0.50	0.82	1.17
A <sub>min</sub> <sup>tend</sup>	4.08	0.96	0.90	1.49	2.47	3.52
N <sub>barre</sub>	<b>6HA14</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
A <sub>z.tend</sub>	9.24	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
St	20	20	20	20	20	20
A <sub>min</sub> <sup>comp</sup>	0.63	2.56	2.62	2.04	1.06	0.02
A <sub>z.comp</sub>	1.01	3.08	3.08	2.26	1.57	1.04
N <sub>barre</sub>	<b>2HA8</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup>	0.66	0.43	0.45	0.47	0.44	0.30
A <sub>h</sub> <sup>min</sup>	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup>	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N <sub>barre</sub>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
St	20	20	20	20	20	20

Tableau IV.33 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy4 dans tous les niveaux

niveau x	RDC	étage 1	étage 02,03	étage 04,05	étage 06,07,08	étage 09,10
Section	0,2*2,5	0,15*2,5	0,15*2,5	0,15*2,5	0,15*2,5	0,15*2,5
N	222.49	173.04	145.47	117.53	148.28	19.91
M	51.65	46.25	48.45	51.96	161.07	79.44
V	261.99	226.47	175.60	139.06	100.89	60.56
d	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
$\tau$	0.75	0.86	0.67	0.53	0.38	0.23
$\tau'$	5	5	5	5	5	5
A <sub>cal</sub>	-2.28	-1.71	-1.34	-0.95	-0.22	0.55
A <sub>min</sub>	7.5	5.625	5.625	5.625	5.625	5.625
L <sub>t</sub>	0.55	0.45	0.25	0.32	0.77	1.12
A <sub>min</sub> <sup>tend</sup>	2.21	1.34	0.75	0.96	2.31	3.36
N <sub>barre</sub>	<b>6HA14</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
A <sub>z.tend</sub>	9.24	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79

St	15	15	15	15	15	15
$A_{min}^{comp}$	2.79	2.41	3.00	2.79	1.44	0.39
$A_{z,comp}$	3.08	3.08	3.08	3.08	1.57	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA14</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA14</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{cal}$	0.94	0.81	0.63	0.50	0.36	0.22
$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
St	20	20	20	20	20	20

Tableau IV.34 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy5 dans tous les niveaux

niveau x	RDC	étage 01,02,03	étage 04,05,06	étage 07,08,09,10
Section	0,2*2,05	0,15*2,05	0,15*2,05	0,15*2,05
N	15.67	85.89	120.01	-13.77
M	150.04	135.59	99.65	49.16
V	214.92	173.88	112.91	33.24
d	2	2	2	2
$\tau$	0.75	0.81	0.53	0.16
$\tau'$	5	5	5	5
$A_{cal}$	1.68	0.62	-0.26	0.8
$A_{min}$	6.15	4.6125	4.6125	4.6125
Lt	0.99	0.80	0.60	0.93
$A_{min}^{tend}$	3.95	2.41	1.81	2.78
$N_{barre}$	<b>8HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
$A_{z,tend}$	6.28	4.71	4.71	4.71
St	20	25	25	25
$A_{min}^{comp}$	0.15	0.67	1.27	0.29
$A_{z,comp}$	1.01	1.01	1.57	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{cal}$	0.94	0.76	0.49	0.15
$A_h^{min}$	0.4	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$	1.01	1.01	1.01	1.01
$N_{barre}$	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
St	20	20	20	20

Tableau IV.35 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy6 dans tous les niveaux

niveau x	RDC	étage 01,02,03	étage 04,05,10	étage 06,07,08,09
Section	0,2*4,5	0,15*4,5	0,15*4,5	0,15*4,5
N	703.62	569.49	417.19	318.87
M	292.40	160.18	106.74	130.21
V	612.49	631.26	461.91	321.96

<b>d</b>	4.45	4.45	4.45	4.45
<b><math>\tau</math></b>	0.96	1.32	0.97	0.68
<b><math>\tau'</math></b>	5	5	5	5
<b><math>A_{cal}</math></b>	0	0	0	0
<b><math>A_{min}</math></b>	13.5	10.125	10.125	10.125
<b><math>L_t</math></b>	1.00	1.41	1.48	1.02
<b><math>A_{min}^{tend}</math></b>	4.01	4.22	4.45	3.07
<b><math>N_{barre}</math></b>	<b>4HA14+4HA16</b>	<b>8HA14</b>	<b>8HA14</b>	<b>8HA14</b>
<b><math>A_{z.tend}</math></b>	14.2	12.32	12.32	12.32
<b>St</b>	20	20	20	20
<b><math>A_{min}^{comp}</math></b>	4.99	2.53	2.30	3.68
<b><math>A_{z.comp}</math></b>	6.16	3.14	3.14	6.16
<b><math>N_{barre}</math></b>	<b>4HA14</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA14</b>
<b><math>A_h^{cal}</math></b>	1.20	1.24	0.91	0.63
<b><math>A_h^{min}</math></b>	0.4	0.3	0.3	0.3
<b><math>A_h^{adop}</math></b>	1.57	1.57	1.01	1.01
<b><math>N_{barre}</math></b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
<b>St</b>	20	20	20	20

IV.3.4 Schémas de ferrailage

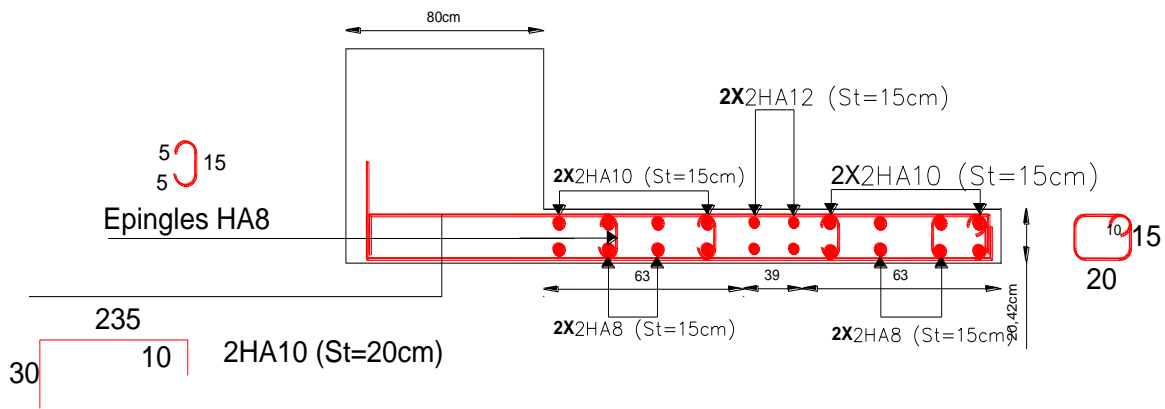


Figure IV.1 : Schéma de ferrailage de voile Vx6

IV.4. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés en se référant aux règlements de (BAEL) et respecte les exigences de l' RPA.

# CHAPITRE

## V

### Etude de l'infrastructure

## V. Etude de l'Infrastructure

### V.1 : Introduction

Après le dimensionnement de la structure, et la définition de différentes dimensions des éléments constituant, on peut déterminer la charge qui sera transmise au sol par la structure. Alors le dimensionnement vas nous donner la charge qui sera transmise à un sol qui à une capacité portante donnée dans le rapport du sol. La problématique alors c'est de dimensionner les fondations, qui sont des éléments de la structure dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles), ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes), et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales, donc c'est une partis essentielle de l'ouvrage.

Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur.

### V.2 : Combinaisons d'actions

Pour les combinaisons d'actions utilisées, d'après le RPA99/2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E, \quad \text{et } 0.8 \times G \pm E, \text{ ELS}$$

### V.3 : Reconnaissance du sol

Les résultats des essais effectués sur le site d'implantation de l'ouvrage en question, qui est dans notre cas un bâtiment en R+10+2 entresols + sous-sol avec commerce de la première nécessité montrent que le sol en question est de moyenne résistance avec une capacité portante estimée à 1 bars. Au vu de la nature géologique de site ainsi que les résultats des essais in situ nous a permis d'envisager comme première approximation l'emploi de fondation superficielle, L'ancrage des fondations sera à une profondeur à partir de 5m, et la contrainte admissible à prendre dans les calcule est de  $Q_{adm}=1.00\text{bar}$ .

### V.4 : Choix du type de fondation

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants : La capacité portante du sol, les Charges transmises au sol, la Compressibilité du sol (tassement absolu et différentiel), la profondeur du bon sol. En se basant sur les charges obtenues dans le calcul, et les données géotechniques du sol, et on détermine la type de fondation adéquate pour la structure étudiée.

Vue que le sol présente une capacité portante faible qui est de l'ordre de 1bars, et les charges de la structure sont très importantes, alors l'utilisation des solutions, des semelles isolées et semelles filantes sont à écarter. Alors le choix est passé directement au calcul de radier. Entre autres on a choisi un radier nervuré.

Les charges qui sont appliquées à la fondation sont obtenues directement du modèle effectué sur le logiciel ETABS. L'effort normal obtenu  $N=88563.4$  KN, et les moments sont.  $M_x = 87072.24$  KN et  $M_y = 78576.62$  KN.

Alors on doit vérifier les conditions de résistances pour l'estimation de la surface de la fondation, on a:

$N_d$  : effort normal à la base de la structure obtenue à partir des combinaisons sismiques.

$$\frac{N_d}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_d}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{88563.4}{100} = 885.63m^2,$$

Alors la surface du radier doit être de l'ordre de  $885,63m^2$ , par contre la surface du bâtiment est de l'ordre de  $490.3m^2$  ce qui est pratiquement impossible vu l'importance du débord qui sera engendré. Donc il est indispensable d'éloigner la solution du radier pour ce cas de passer à des fondations profondes ou à procéder à l'amélioration des caractéristiques du sol.

Comme le sol d'assise du projet est de qualité médiocre (capacité portante du sol faible), il est indispensable de procéder à l'amélioration des caractéristiques du sol ou mettre en place des fondations profondes pour transférer les charges vers les couches plus profondes et plus dures.

Vu le manque de la coupe géotechnique du site, nous avons opté pour la première solution. En effet nous avons choisi de renforcer le sol par des colonnes ballastées de manière à avoir une portance égale ou supérieure à 1.8 bars. Nous présentons dans ce qui suit un aperçu sur la méthode de renforcement par colonnes ballastées.

### ➤ Les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives, Soit la surface de l'ensemble des semelles, Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée, Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

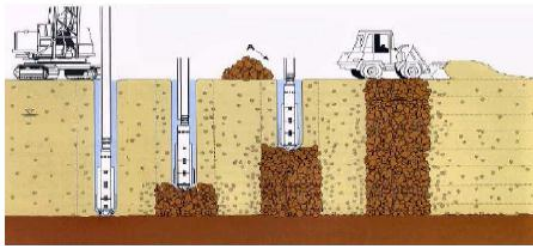
### • Domaine d'application

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages ou existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements, et on peut les utiliser dans des d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité sont compatibles avec la structure de l'ouvrage.

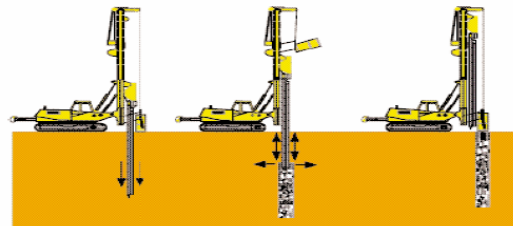
• **Types des colonnes ballastées**

Colonnes ballastées par voie sèche : on utilise le lançage à l'air.

Colonnes ballastées par voie humide : on utilise le lançage à l'eau.



Colonnes ballastées par voie humide



Colonnes ballastées par voie sèche

$$\text{Soit : } S_{\text{cal}} = \frac{N_d}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{88563.4}{180} = 492\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bat}} = 490.4\text{m}^2$

On voit bien que  $S_{\text{cal}} = 1.003 S_{\text{bat}}$ , d'où une telle surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

**V.4.1 : Radier général**

Suite à l'absence d'une étude géotechnique approfondie au site d'implantation il est impossible d'effectuer le calcul des fondations profondes. Pour cela on à recommander l'amélioration de la capacité portant du sol de manière que la solution fondation sur radier passe cette capacité portante doit dépasser 1.8 bars. Le radier est une fondation superficielle travaille comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques : Un mauvais sol, Charges transmises au sol sont importantes, Les poteaux rapprochés (petites trames).

**V.4.1.1 : Pré dimensionnement**

• **La condition de coffrage**

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \text{ et } h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}, \text{ Avec : } L_{\text{max}} = 5.38\text{m} \Rightarrow \begin{cases} h_r \geq 26.9\text{cm} \\ h_t \geq 53.8\text{cm} \end{cases}$$

• **Condition de rigidité**

$$\left\{ \begin{array}{l} l_e: \text{longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)} \\ k: \text{coefficient de raideur du sol } K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 \text{ (sol moyen)} \\ E: \text{module d'élasticité du béton : } E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2 \\ b: \text{largeur de la semelle} \\ I: \text{inertie de la semelle, } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \end{array} \right.$$

Pour un radier rigide:  $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$  Avec  $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \cdot I}{K \times b}}$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq 80.07 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 100 \text{ cm}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \cdot I}{K \times b}} \Rightarrow l_e = 4.04 \text{ m} \Rightarrow L_{\max} = 5.38 < \frac{\pi}{2} \times 4.04 \rightarrow L_{\max} = 5.38 < 6.34 \text{ m} \rightarrow$$

vérifier

Les dimensions du radier sont :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur de la nervure } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{Enrobage } d' = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$

**V.4.1.2 : Vérifications nécessaires**

• **Vérification des contraintes dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme, donc la vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et

transversal :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$ ,  $\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I}$

On a:  $\left\{ \begin{array}{l} I_x = 56502.4 \text{ m}^4, X_G = 8.47 \text{ m}, M_x = 87072.24 \text{ KN.m} \\ I_y = 13879 \text{ m}^4, Y_G = 17.1 \text{ m}, M_y = 78576.62 \text{ KN.m} \end{array} \right.$ ,  $S_{\text{bat}} = 579.7 \text{ m}^2$

**Sens xx**

$N = 88.56 \text{ MN}$  ;  $M_x = 87.07 \text{ MN.m}$  ;  $I_{xG} = 56502.4 \text{ m}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 0.181 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} \Rightarrow \sigma_{\text{min}} = 0.124 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.167 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.180 \text{ MPa}..$$

**Sens yy**

$N = 88.56 \text{ MN}$  ;  $M_y = 78.57 \text{ MN.m}$  ;  $I_{yG} = 13879 \text{ m}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y \times Y_G}{I_{yG}} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 0.200 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y \times Y_G}{I_{yG}} \Rightarrow \sigma_{\text{min}} = 0.104 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.176 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées selon les deux sens (yy, xx).



**V.4.1.3 : Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

Avec :  $N_d$  : Effort normal résultant de la combinaison la plus défavorable,  $N_d = 88563.4 \text{ KN}$

$V_d = 410.96 \text{ KN} \Rightarrow d \geq 16.4 \text{ cm}$ , on choisit  $d = 35 \text{ cm}$

$\tau_u = 1.17 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifier

**V.4.1.4 : Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99 (Art 10.1.5), on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } e = \frac{87.07}{88.56} = 0.98 \text{ m} < \frac{16.95}{4} = 4.23 \text{ m} \rightarrow \text{vérifier} \\ \text{Sens yy: } e = \frac{78.57}{88.56} = 0.88 \text{ m} < \frac{34.2}{4} = 8.55 \text{ m} \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$$

**V.4.1.5 : Vérification au poinçonnement**

Selon le BAEL99 (Art A5.2.4.2) il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} U_c: \text{Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen} \\ h_t: \text{Hauteur total de la dalle du radier} \\ N_d: \text{Effort normal de calcul à l'état ultime} \end{array} \right.$

Le poteau le plus sollicité est le poteau (80×80) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la

formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$ ,  $\left\{ \begin{array}{l} A = a + h_t = 1.8 \text{ m} \\ B = b + h_t = 1.8 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow U_c = 7.2 \text{ m}$

$N_d = 3.943 \text{ MN} < 0.045 \times 7.2 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 5.4 \text{ MN} \rightarrow$  vérifier, pas de risque de poinçonnement

**V.4.1.6 : Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :  $N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} H: \text{hauteur de la partie ancrée du bâtiment } (H = 8,16 \text{ m}) \\ S_{\text{rad}}: \text{Surface du radier } (S_{\text{rad}} = 579.7 \text{ m}^2) \\ \gamma_w: \text{Poids volumique de l'eau } (\gamma_w = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}) \end{array} \right.$

$N = 88563.4 \text{ KN} \geq 1.15 \times 8.16 \times 579.7 \times 10 = 54399.05 \text{ KN} \rightarrow$  vérifier

**V.4.1.7 : Ferrailage du radier général**• **Calcul des sollicitations**

$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$ , Avec  $N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure  $N_u = N_{u,\text{cal}} + N_{\text{rad}} + N_{\text{ner}}$

$\Rightarrow N_u = 121405.7 + 1.35 \times (5797 + 3228.96) = 133590.75 \text{ KN} \Rightarrow Q_u = \frac{133590.75}{579.7} = 230.45 \text{ KN/m}^2$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$L_x = 5.37 - 0.8 = 4.57 \text{ m}$ ,  $L_y = 4.4 - 0.8 = 3.6 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travail selon deux sens}$$

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0584 \times 230.45 \times 4.57^2 = 281.07 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.5608 \times 281.07 = 157.62 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 238.91 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 133.98 \text{KN.m} \end{cases}, M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -140.53 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b × h) = (1×0,4) m<sup>2</sup>, d = 0.35m

• **Condition de non fragilité**

$$\text{On a } e = 40 \text{cm} > 12 \text{cm} \text{ et } \rho = 0.78 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 3.55 \text{cm}^2 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 3.2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

**Tableau V.1 : ferrailage de radier.**

Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)	
travée	X-X	238.91	21.19	3.55	21.99	7HA20	14
	Y-Y	133.98	11.46	3.2	12.32	8HA14	12
Appui	140.53	12.05	3.55	12.32	8HA14	12	

**V.4.1.8 : Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}, \text{ Avec } N_s : \text{L'effort normal de service donné par la structure,}$$

$$N_s = 88563.4 + 5797 + 3228.96 = 97589.36 \text{KN}$$

$$Q_s = \frac{97589.36}{579.7} = 168.34 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.065 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 228.52 \text{KN} \\ M_{oy} = 156.33 \text{KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 194.24 \text{KN} \\ M_{ty} = 132.88 \text{KN} \end{cases}, M_{ax} = M_{ay} = -114.26 \text{KN}$$

**Tableau V.2 : vérification des contraintes à l'ELS**

Localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	
Travée	X-X	194.24	12.25	231993.5	10.26 < 15	vérifier	285.71 > 201.63
	Y-Y	132.88	9.67	148710.3	8.64 < 15	vérifier	339.44 > 201.63
Appui	114.26	9.67	148710.3	7.43 < 15	vérifier	291.88 > 201.63	

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau V.3 : Section d'armateur du radier à l'ELS**

Localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-2</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres	St (cm)	
Travée	X-X	194.24	0.8	0.45	32.42	34.36	7HA25	14
	Y-Y	132.88	0.5	0.38	21.62	21.99	7HA20	14
Appui	114.26	0.5	0.35	18.39	18.85	6HA20	16	

✓ Vérification des espacements

Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2.5 \times h_r, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ 100/7 = 14\text{cm} \end{cases}$

Selon y-y:  $S_t = 16\text{cm} < \min(3 \times h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

• Schéma de Ferrailage du radier

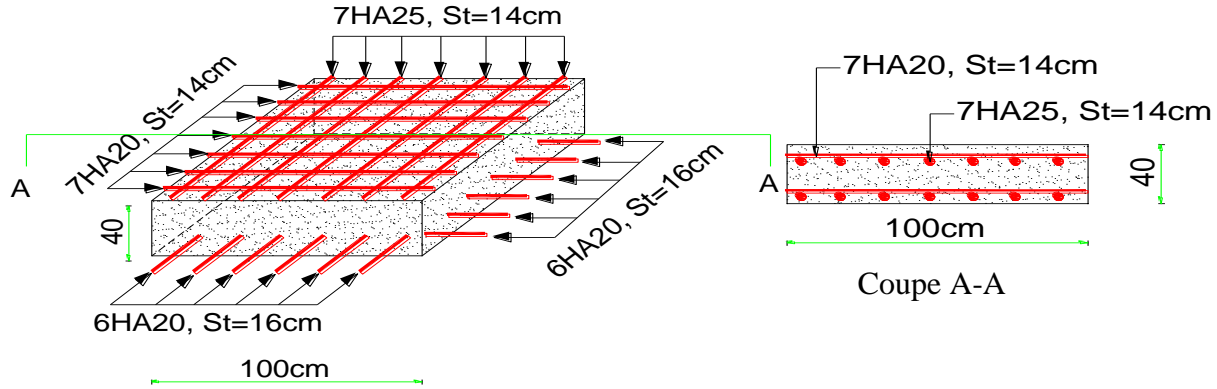


Figure V.1 : Schéma de ferrailage de radier

V.5: Ferrailage du débord

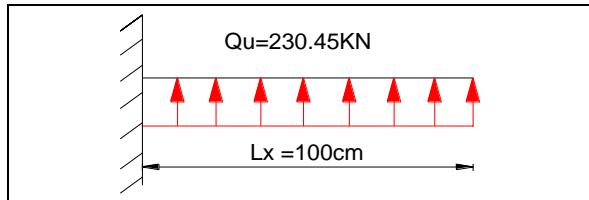


Figure V.2 : Schéma statique du débord sens(y)

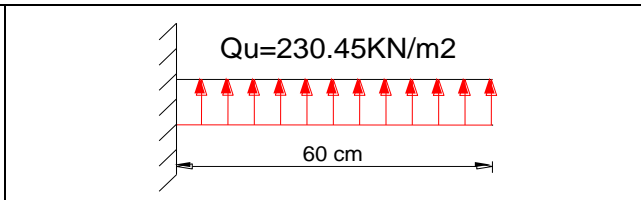


Figure V.3 : Schéma statique du débord sens(x)

➤ Sens y-y

$M_u = -\frac{Q_u \times L^2}{2} = -115.2\text{KN.m}$ ,  $L_y = 1\text{m}$ .

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant

Tableau V.4 : ferrailage de débord sensy-y

Local	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres	St (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> <sup>adop</sup>
travée	115.2	9.8	4.22	10.78	7HA14	14	3.59	4HA12

• Vérification à l'ELS

$M_s = -\frac{Q_s \times L^2}{2} = -84.17\text{KN.m}$

Tableau V.5 : vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	M <sub>S</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	84.17	9.14	133586.9	5.76 < 15	vérifier	234.37 > 201.63

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit Recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau V.6 :** Section d'armateur du débord à l'ELS

Local	M <sub>S</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-2</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres	St (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r,adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	84.17	0.3	0.31	13.30	14.07	7HA16	14	4.69	3HA16

Sens x-x

$$M_u = -\frac{Q_u \times L^2}{2} = -41.47 \text{KN.m, } L_x=0.6\text{m.}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant

**Tableau V.7 :** ferrailage de débord sene x-x

Local	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm2)	A <sub>min</sub> (cm2)	A <sub>adop</sub> (cm2)	N <sup>bre</sup> barres	St (cm)	A <sub>r</sub> (cm2)	A <sub>r</sub> <sup>adop</sup>
travée	41.47	3.45	2.5	4.52	4HA12	15	2.26	2HA12

• Vérification à l'ELS

$$M_s = -\frac{Q_s \times L^2}{2} = -30.30 \text{KN.m}$$

**Tableau V.8 :** vérification des contraintes à l'ELS

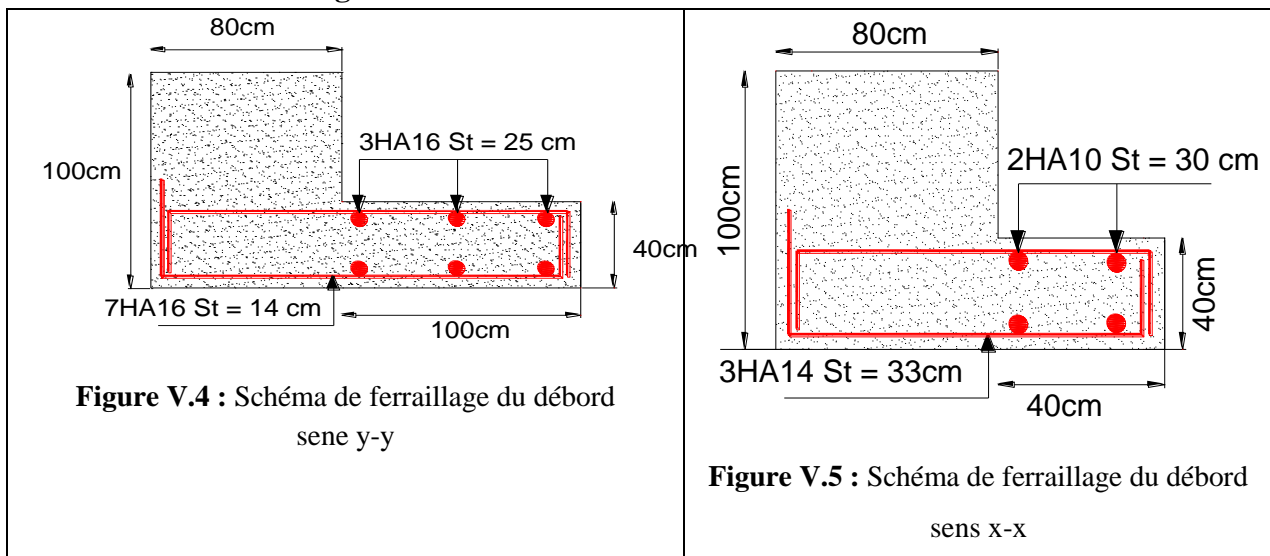
Localisation	M <sub>S</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)
Travée	30.30	6.24	64178.9	2.95 < 15	vérifier	203.64 > 201.63

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit Recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau V.9 :** Section d'armateur du débord à l'ELS

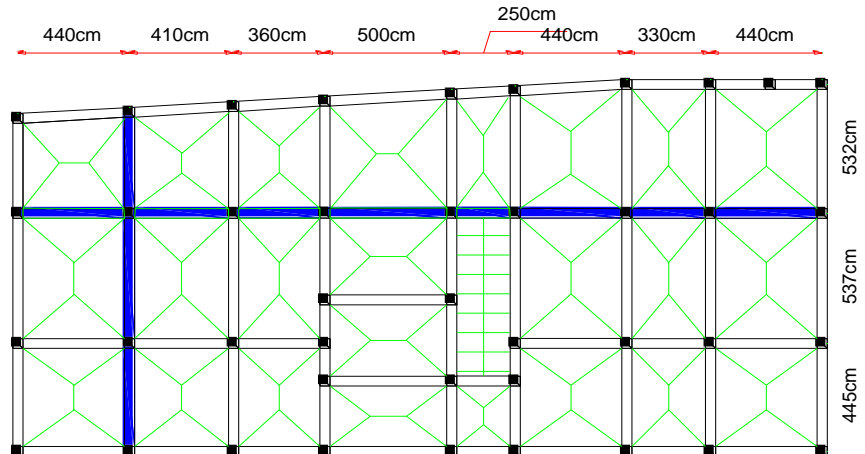
Local	M <sub>S</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-2</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres	St (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r,adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	30.30	0.1	0.19	4.58	4.62	3HA14	33	1.54	2HA10

• Schéma de Ferrailage du débord



**V.6 : Etude des nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :



**Figure V.6 :** Schéma des lignes de rupture du radier

Les nervures reçoivent des charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- **Calcul des charges équivalentes uniformes**

- ✓ **Charges triangulaires**

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :  $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée : 
$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

- ✓ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle  
 $q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle  
 $p$ : Charge répartie du radier (poids des nervures non compris).

- **Calcul des sollicitations**

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque

Sens par la méthode de caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

**Sens X-X :**

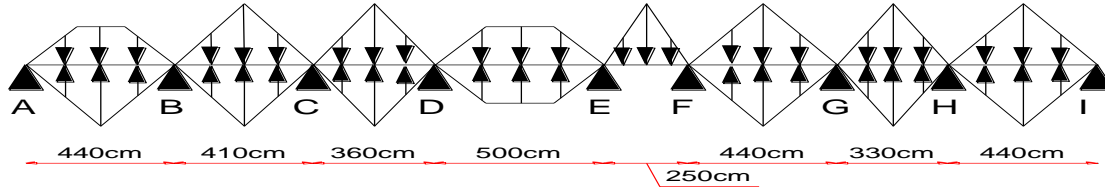


Figure V. 7 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

Sens Y-Y :

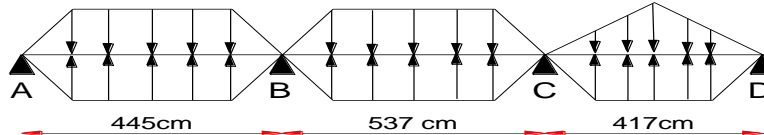


Figure V. 8 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

• Calcul de chargement

$$\begin{cases} p_u = Q_u = 230.45 \text{KN/m}^2 \\ p_s = Q_s = 168.34 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V. 10 : Les chargements sur les travées sens x-x.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6	Travée 7	Travée 8
$q_m^u$ (KN/m)	552.9	506.99	430.17	645.26	130.6	553.08	384.08	553.08
$q_m^s$ (KN/m)	404.00	370.34	314.23	471.35	95.4	404.01	280.56	404.01
$q_v$ (KN/m)	415.14	380.24	322.63	483.94	97.95	414.81	288.06	414.81

Tableau V. 11 : Les chargements sur les travées sens y-y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3
$q_m^u$ (KN/m)	559.59	645.22	535.05
$q_m^s$ (KN/m)	408.77	471.33	390.84
$q_v$ (KN/m)	420.69	496.39	401.32

• Calcul des moments

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens x-x :

Tableau V. 12 : Tableau des sollicitations l'ELU sens x-x.

Travées	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	0	-995.54	1.79	886.54	743.48	-1083.14
BC	-995.54	-537.94	2.27	310.86	863.35	-695.64
CD	-537.94	-881.88	1.58	-2.42	509.08	-652.39
DE	-881.88	-830.22	2.52	1160.47	1217.6	-1202.1
EF	-830.22	-536.38	2.15	-528.38	210.59	-34.29
FG	-536.38	-595.67	2.18	772.59	902.48	-922.69
GH	-595.67	-905.42	1.41	-216.25	404.9	-545.7
HI	-905.42	0	2.05	924.02	852.19	-972.97

Tableau V. 13 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens x-x.

Travées	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
AB	4.4	404	0	727.37	1.79	647.82
BC	4.1	370.34	727.37	392.95	2.27	227
CD	3.6	314.23	392.95	644.20	1.58	1.77
DE	5	471.35	644.20	606.46	2.52	847.7
EF	2.5	95.4	606.46	391.81	2.15	385.97
FG	4.4	404.01	391.81	435.12	2.18	564.36
GH	3.3	280.56	435.12	661.39	1.41	157.96
HI	4.4	404.01	661.39	0	2.57	674.97

Sens y-y :

Tableau V. 14 : Tableau des sollicitations l'ELU sens y-y.

Travées	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	0	1351.45	1.68	791.84	704.78	-1167.3
BC	1351.45	1250.04	2.71	1025.3	1347.09	-1318.52
CD	1250.04	0	2.65	621.95	1065.14	-608.36

Tableau V. 15 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens y-y.

Travées	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
AB	4.45	408.77	0	987.22	1.68	578.42
BC	5.37	471.33	987.22	913.13	2.71	749
CD	4.17	390.84	913.13	0	2.65	454.31

• Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA.Art4.1.3)

h = 1m, h<sub>0</sub> = 0.4m, b<sub>0</sub> = 0.8m, d = 0.95m

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \\ \Rightarrow \frac{b-0.8}{2} \leq \min\left(\frac{4.58}{2}; \frac{1.7}{10}\right) \Rightarrow b = 1.10\text{m} \\ \text{Sens yy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \\ \Rightarrow \frac{b-0.8}{2} \leq \min\left(\frac{4.2}{2}; \frac{3.12}{10}\right) \Rightarrow b = 1.40\text{m} \end{array} \right.$$

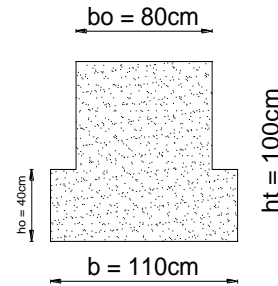


Figure V.9 : Schéma des nervures sens x-x

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

On a  $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$  le calcul se fait pour une section (b x h)

Tableau V.16 : Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres
X-X	Travée	1160.47	36.68	12.62	39.27	8HA25
	Appui	995.54	31.26		32.59	6HA25+1HA20
Y-Y	Travée	1025.3	31.95	16.06	32.59	6HA25+1HA20
	Appui	1351.45	42.55		44.18	9HA25

• Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 28.57; 80)\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm et}$$

$$A_{\text{tran}} = 2 \text{ cadre} + 1 \text{ Etrier} = 3.14\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_t^{\text{min}}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(25; 12; 10 \times 3),$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

**V.6.1 : Vérification a L'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

**On a:**  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{F.N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{1217.6 \times 10^{-3}}{1.1 \times 0.95} = 1.16\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{vérifier} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{1347.09 \times 10^{-3}}{1.4 \times 0.95} = 1.02\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$$

⇒ Pas de risque de cisaillement des nervures

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

**Tableau V.17 : Vérification des contraintes à l'ELS**

Local		$M_s(KN.m)$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	travée	847.7	26.99	3445476.7	6.64 < 15	vérifier	251 > 201.63
	Appui	727.37	24.95	2968274.2	6.11 < 15	vérifier	257.4 > 201.6
Y-Y	travée	578.42	22.50	3101080.3	4.2 < 15	vérifier	202.8 > 201.6
	Appui	987.22	25.63	3974735.3	6.37 < 15	vérifier	258.4 > 201.6

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

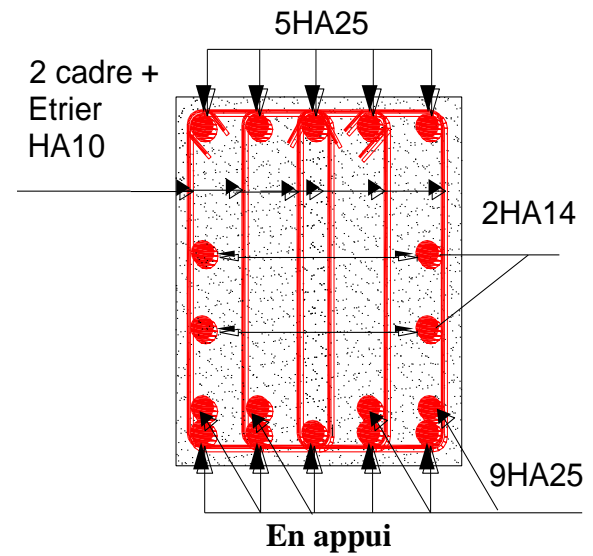
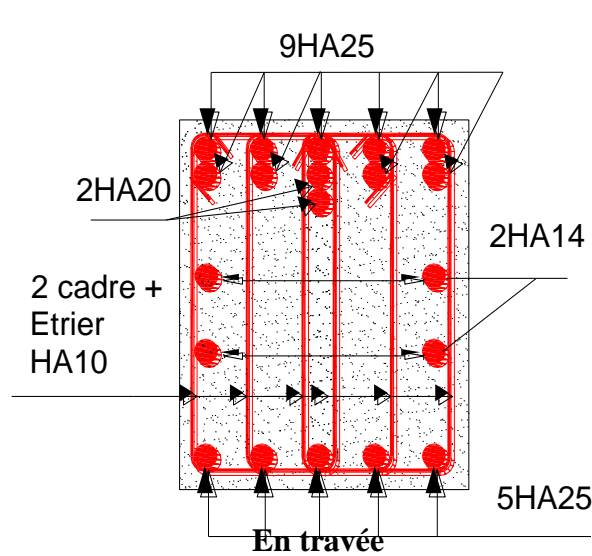
**Tableau V. 18 : Calcul des armatures à l'ELS**

Local		$M_s(KN.m)$	$\beta (10^{-3})$	$\alpha$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	$N^{\text{bre}} \text{ barres}$
X-X	travée	847.7	4	0.34	49.97	50.46	9HA25+2HA20
	Appui	727.37	4	0.32	42.50	44.18	9HA25
Y-Y	travée	578.42	2	0.25	32.99	34.36	7HA25
	Appui	987.22	4	0.33	57.89	58.91	12HA25

• **Schéma de Ferrailage**



Sens x-x



Sens y-y

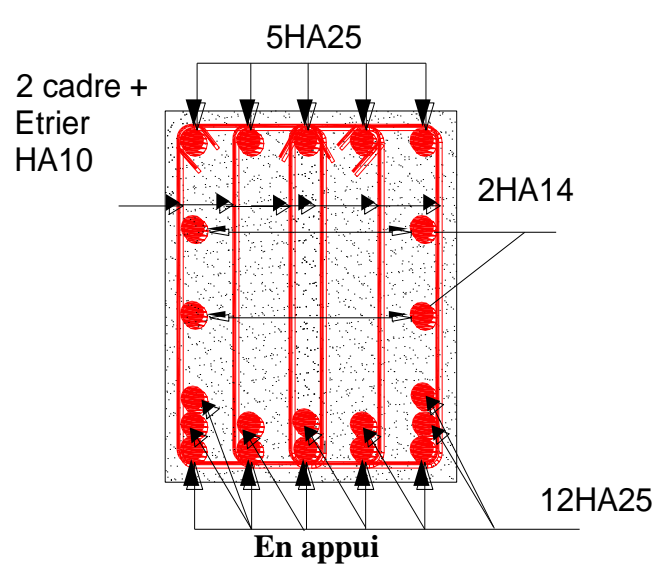
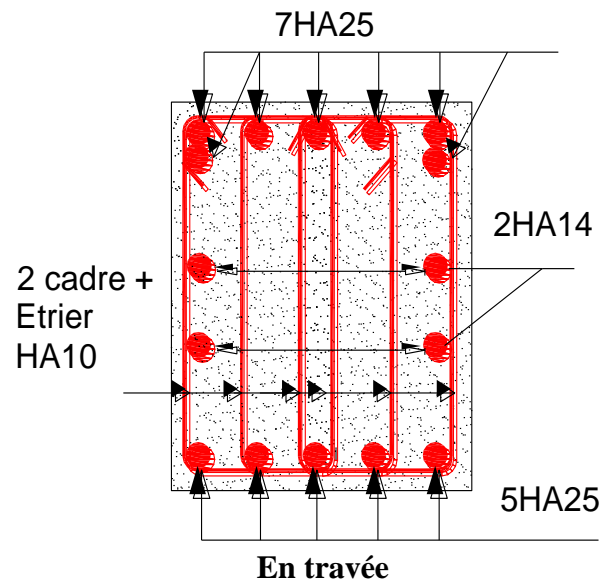


Figure V.10 : Schéma de ferrailage nervures

**V.7 : Etude du voile Périphérique**

Au niveau de l'infrastructure de notre projet, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres, Le voile sera calculé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher du entresol 02, Ce voile doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes : Une épaisseur minimale de 15 cm, Les armatures sont constituées de deux nappes, Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1%

dans les deux sens, Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**V.7.1 : Dimensionnement des voiles**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur (h)} = 8.16\text{m} \\ \text{longueur (L)} = 4.58\text{m} \\ \text{épaisseur (e)} = 20\text{cm} \end{array} \right.$$

**V.7.2 : Caractéristiques du sol**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids spécifique: } \gamma_h = 20.36\text{KN/m}^3 \\ \text{La Cohésion: } C = 0.4 \text{ bar} \\ \text{Angle de frottement: } \varphi = 18.5^\circ \end{array} \right.$$

**V.7.3 : Evaluation des charges et surcharges**

On prend  $C = 0$  (pour le cas le plus défavorable)

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

• **La poussée des terres**

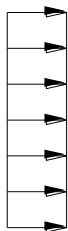
$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow G = 86.1\text{KN/m}^2$$

• **La surcharge d'exploitation**

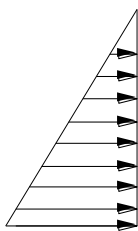
$$Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \text{ On a: } q = 10\text{KN/m}^2$$

$$\Rightarrow Q = 5.18\text{KN/m}^2$$

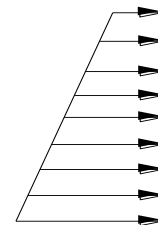
$\sigma (G)$



$\sigma (Q)$



$$\sigma_{min} = 1.5Q = 7.77\text{KN/m}^2$$



$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 124\text{KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 94.94\text{KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 94.94\text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2.66\text{m}, L_y = 4.58\text{m}, b = 1\text{ml}, e = 20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.66}{4.58} = 0.58 > 0.4 \rightarrow \text{le voile travail dans les deux sens}$$

**A l'ELU**

$$\rho = 0.58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 57.16 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 15.45 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 48.58 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 11.59 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.4 \times M_{0x} = -22.86 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

**Tableau V. 19 : Ferrailages des voiles périphériques**

Local		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Travée	x-x	48.58	0.118	0.158	0.159	8.77	2	6HA14=9.24
	y-y	11.59	0.028	0.036	0.168	1.99	2	4HA10=3.14
Appui		22.86	0.055	0.072	0.165	3.98	2	4HA12=4.52

• **Espacements**

Sens x-x:  $St \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow St = 25\text{cm}$

Sens y-y:  $St \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow St = 25\text{cm}$

• **Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow 113.37 \text{KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \Rightarrow 22.21 \text{KN} \end{cases}$$

• **Vérifications de la condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.58 > 0.4 \\ e = 20\text{cm} > 12 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.94 \text{cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \tau_u = 0.67 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{MPa} \rightarrow$   
vérifier

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\sigma_{max} = G + Q = 91.28 \text{KN/m}^2, \sigma_{min} = Q = 5.18 \text{KN/m}^2, \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 69.75 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 69.75 \text{KN/m}$$

$$\rho = 0.58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 44.27 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 19.75 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 37.63 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 16.79 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 17.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

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

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

Tableau V.20 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Local	M <sup>s</sup> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	
Travée	x-x	37.63	5.62	23866.12	8.86 < 15	vérifie	269.21 > 201.63
	y-y	16.79	3.56	10011.78	5.97 < 15	vérifie	338.13 > 201.63
Appui	17.71	4.17	13577.54	5.44 < 15	vérifie	251.01 < 201.63	

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens xx n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'acier à l'ELS.

Tableau V.21 : Section d'armature du voile à l'ELS

Localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-2</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbrebarres	St (cm)
Travée (x-x)	37.63	0.6	0.415	12.74	14.07	7HA16	14
Travée (y-y)	16.79	0.3	0.290	5.42	5.65	5HA12	20
Appui	17.71	0.3	0.294	5.73	5.65	5HA12	20

➤ Schéma de ferrailage

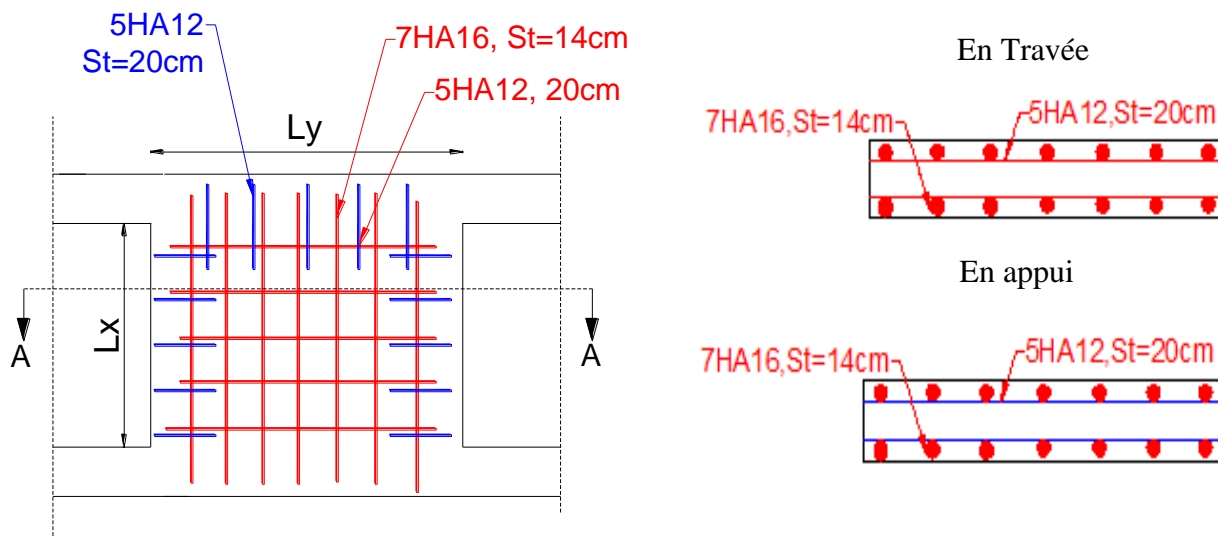


Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.8 : Conclusion:

La partie fondation est très importante de l'ouvrage. Leur calcul dépend de plusieurs paramètres à savoir, la charge appliquée et la nature du sol d'assise. Le sol d'assise de la structure étudiée est un sol de capacité portante faible par rapport à l'intensité de la charge que doit supporter.

Pour le calcul des fondations de la structure on a recommandé d'améliorer la capacité portante du sol afin d'opter pour le calcul d'un radier nervuré. La surface du radier calculer pour une capacité portante de 1.8bars est de l'ordre 579.7m<sup>2</sup>. Ce radier sera réalisé avec des débord selon sens xx et selon sens yy. le débord selon xx est de l'ordre de 0.6 m et selon yy est de l'ordre de 1m, Le radier est calculer sous un effort normale excentré, ce qui donne un moment de Mx = 87072.24KN et My = 78576.62KN

La résistance au poinçonnement est vérifiée,

Après le calcul de radier on a opté pour une section d'armature de 7HA25 selon le sens xx ,7HA 20 selon le sens yy et 6HA20 au niveau de l'appui, et pour le débord suivant le sens xx on a choisi un ferrailage de 3HA14 dans le sens principal et 2HA10 dans le sens secondaire. Pour le sens yy on a choisi une section de 7HA16 selon le sens principal et 3HA16 selon le sens secondaire. Concernant les nervures on a opté pour une 9HA25+2HA20 en travée et 9HA25 on appui dans le sens xx, dans le sens yy, on a opté 7HA25 en travée et 12HA25 en appui.

Pour les voiles périphériques on a opté pour une section armature 4HA12 selon le sens xx, 4HA10 selon le sens yy et 4HA10 en travée.

# Conclusion générale

---

## Conclusion générale

Pour l'étude d'une structure en génie civile en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil a pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis à vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Bejaia qui est une zone sismique.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site nous donne que le sol d'assise a une capacité portante faible vue l'importance de l'ouvrage. Le prédimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du cou feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur  $e = 20\text{cm}$  pour le RDC et  $e = 15\text{cm}$  pour les étages courants. Le nombre total des voiles prévus est de 13, disposés selon le sens xx 07 voiles et 06 selon le sens yy. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'effort horizontal et au plus de 20% d'effort vertical. Et des portiques

## Conclusion générale

---

poteaux- poutres, les des poteaux. La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1<sup>er</sup> selon xx et le 2<sup>eme</sup> selon yy, et le 3<sup>eme</sup> est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 09 selon xx et dans le mode 12 selon yy.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition des RPA99/2003 est vérifiée.

L'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens x-x est vérifié. Cependant, la condition n'est pas vérifiée dans le sens y-y, en effet, d'après l'article 4.3.6, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale doivent être majorées par un facteur de  $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn} = 1.0011$ .

- Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- $\Delta$ ).
- La vérification de l'effort tranchant à la basse du bâtiment dans le sens y-y n'est pas vérifier, donc on doit majorée toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de  $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn}$ .
- Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

## **Bibliographie**

- [1] Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (**BAEL 91 modifiées 99**), **Edition** Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [2] Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL, 2015.
- [3] Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- [4] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [5] Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [7] Cours des années de spécialité.
- [8] Anciens mémoires de fin d'étude.



## ANNEXE II

Caractéristiques générales													
Installation		en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				Multi-électre				collective (à senser) sélective, à analyse permanente de travail à ouverture normale trafic intense			
Nombre de faces de service		simple accès				Portes automatiques							
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines				Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée C <sub>0</sub> en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO			TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
355 390	180	360	200		120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 390	180	360	200		120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 390	180	420	200		120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200		140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200		120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200		140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200		120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200		120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200		140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200		140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	480	210		180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220		150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240		140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200		140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9300	1500
400 440	260	400	200		120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200		160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200		140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220		200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220		150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12300	2500
530	260	500	240		160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400 440	260	430	200		140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200		120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200		170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200		140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210		210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220		150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240		200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	260	520	280		230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000


 Symbole attribué par le Comité National de l'Accès pour la Réhabilitation des Handicapés  
 (intercommunal n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et  
 accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de fournir des valeurs précises, dans le cadre d'un document général.  
 S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre  
 contact avec votre correspondant Schneider National.



# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de pêne	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG	
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1,60	2 v	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
			Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
<b>1000</b> 13 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1,60	2 v	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
			Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2,50	2 v	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
			Dy S	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
	4,00	2 v	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
			Dy S	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
<b>1250</b> 16 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
			Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1,60	2 v	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
			Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
2,50	2 v	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
		Dy S	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
4,00	2 v	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
		Dy S	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
<b>1600</b> 21 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
			Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1,60	2 v	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
			Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
2,50	2 v	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
		Dy S	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
4,00	2 v	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
		Dy S	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
6,30	2 v	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		
		Dy S	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la notice de l'ACVF. (3) La puissance est calculée suivant la notice C-15-100 et C-15-105.

# ANNEXE I

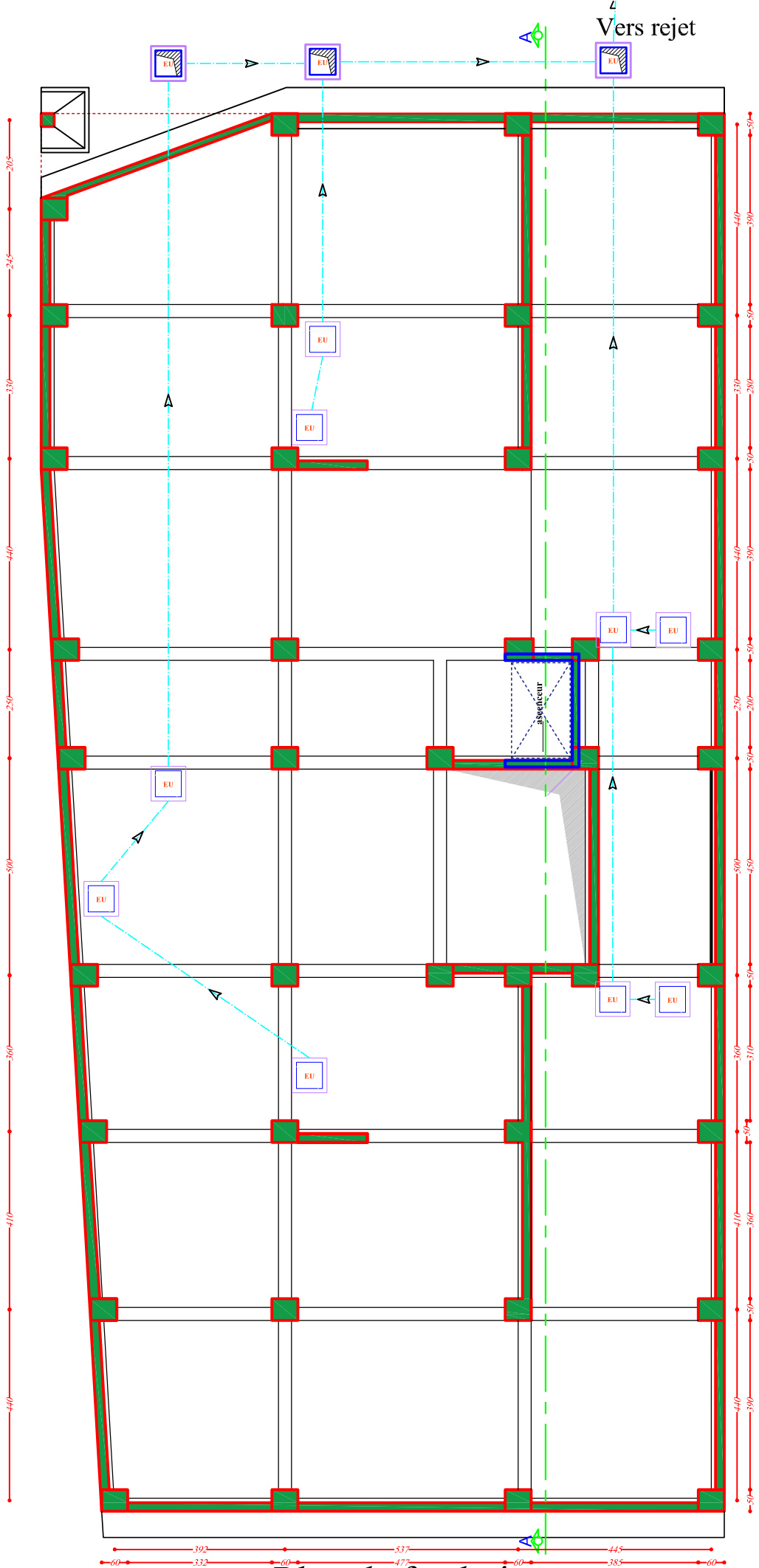
## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

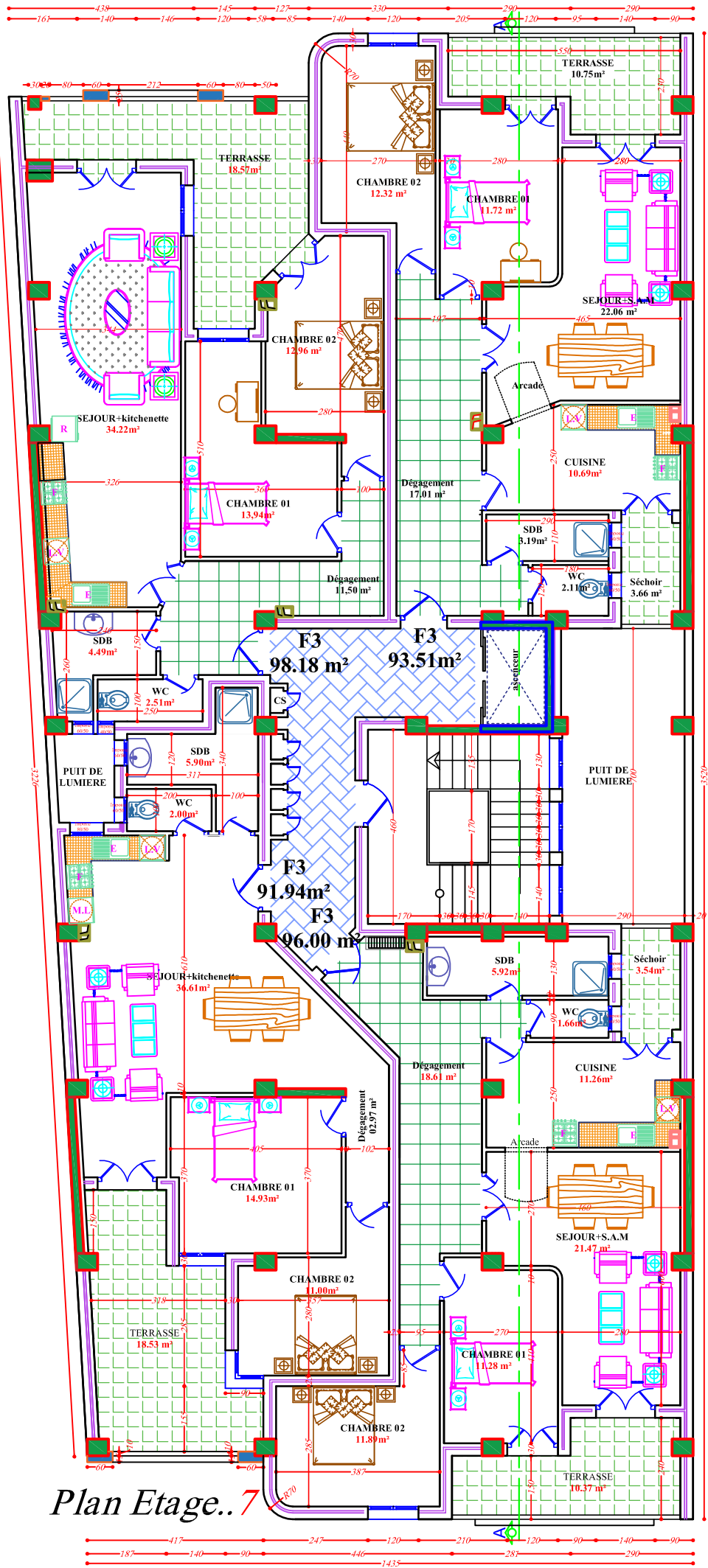


Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

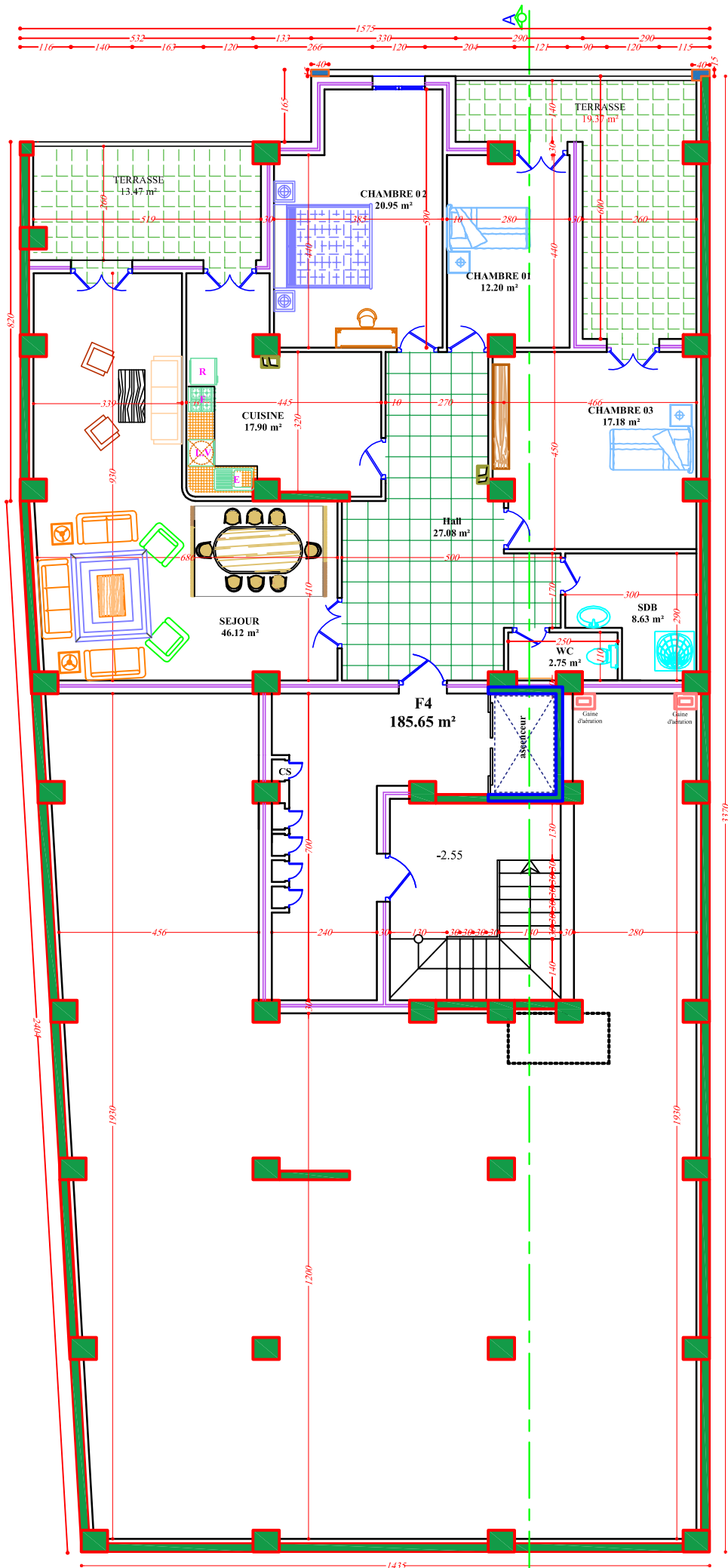
<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



*Plan de fondations*

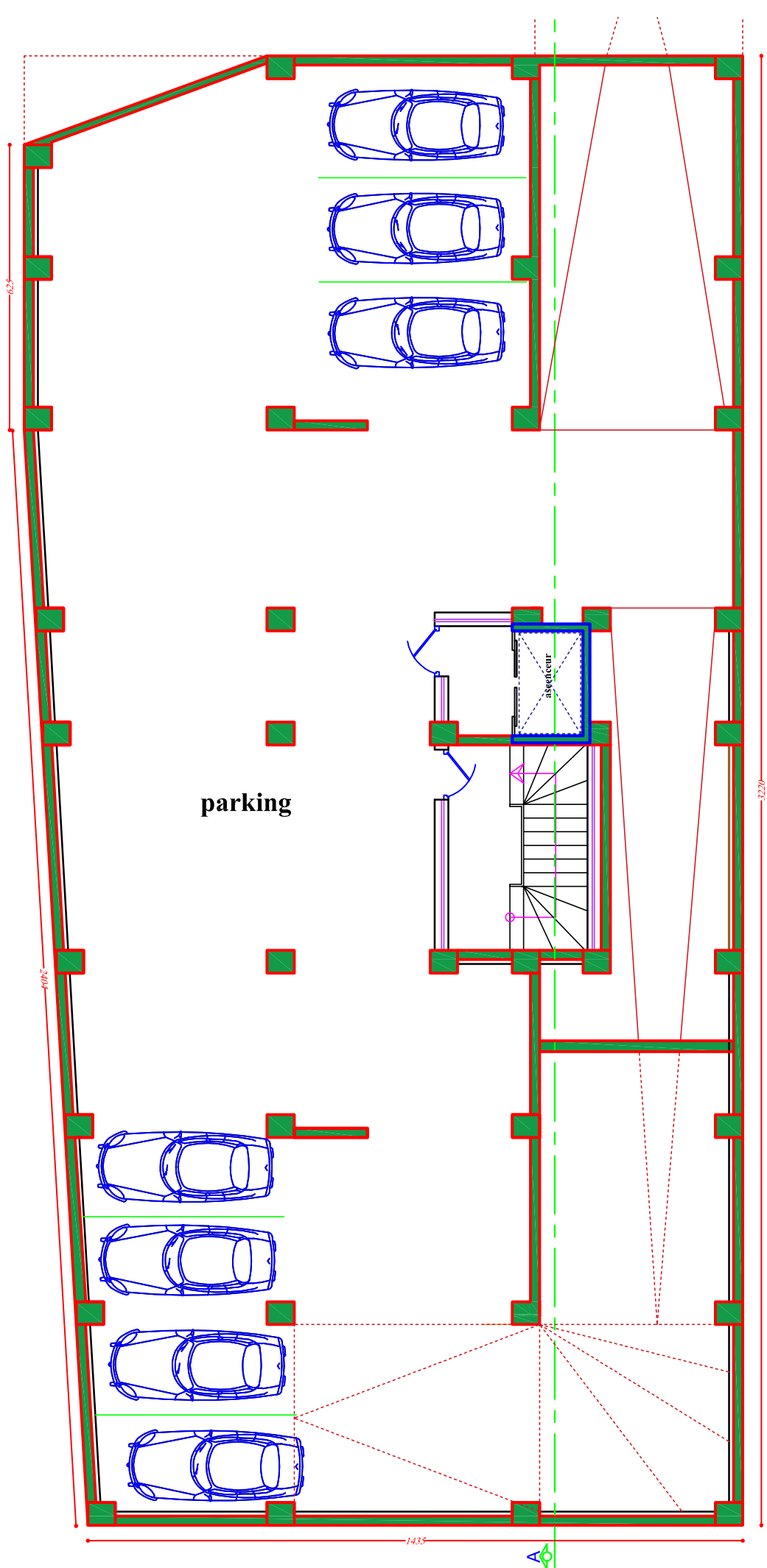




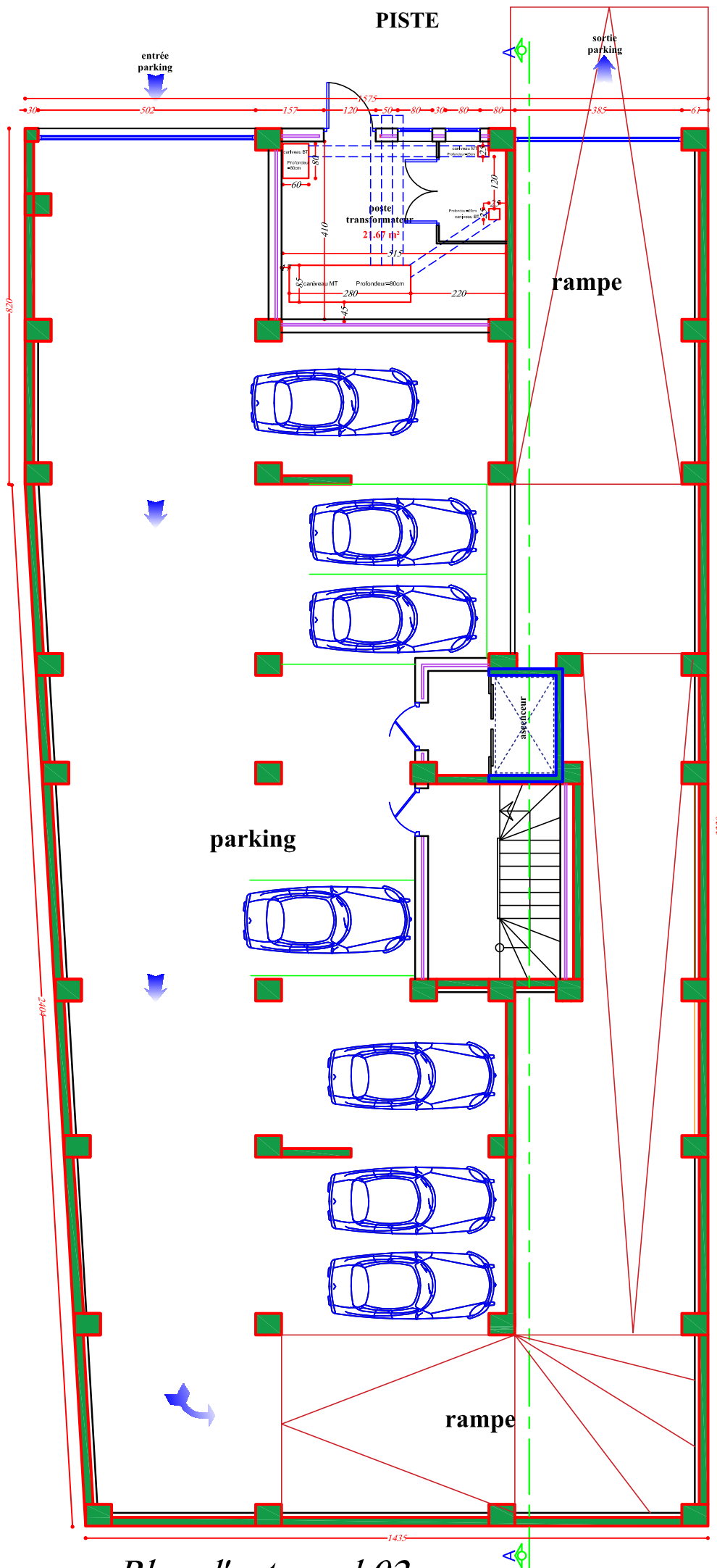


Plan d'entre sol 01

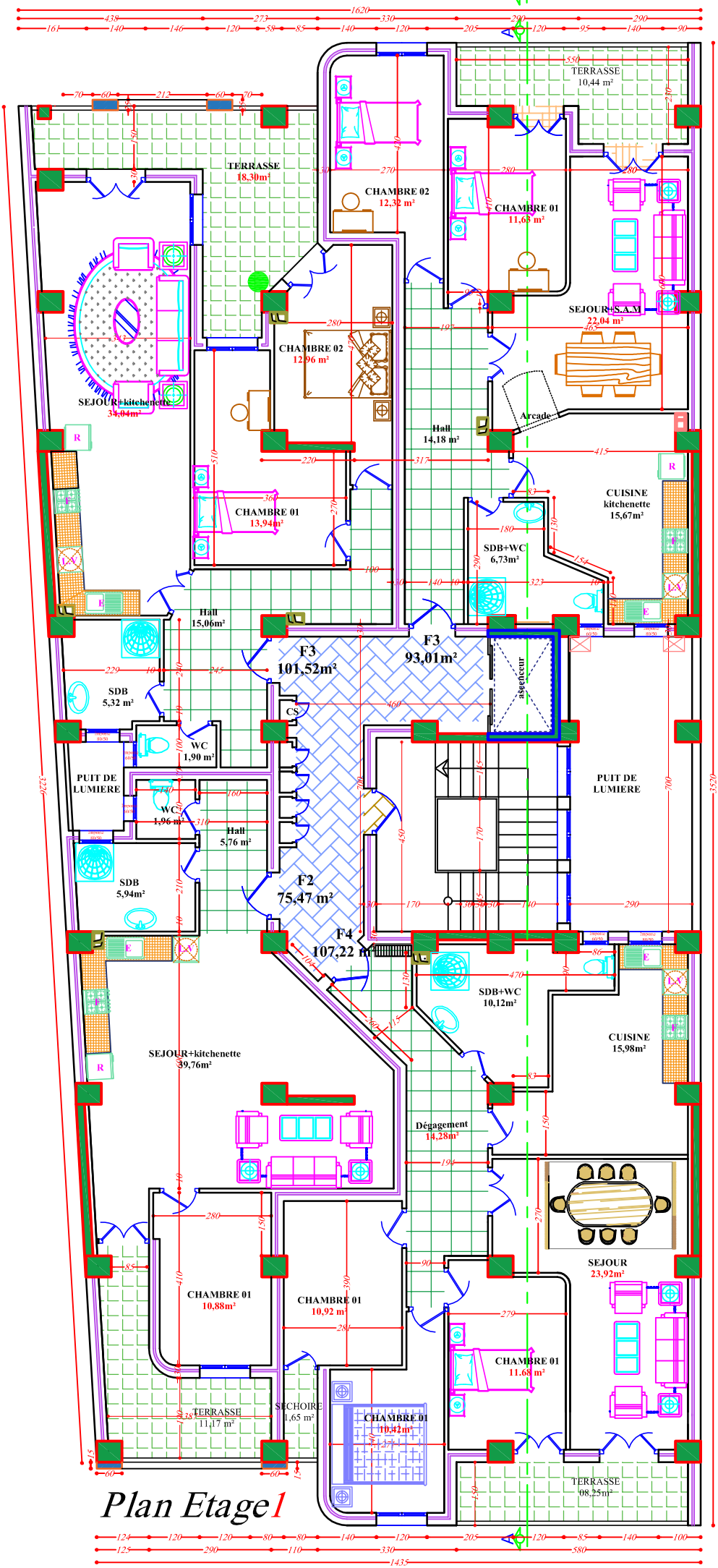




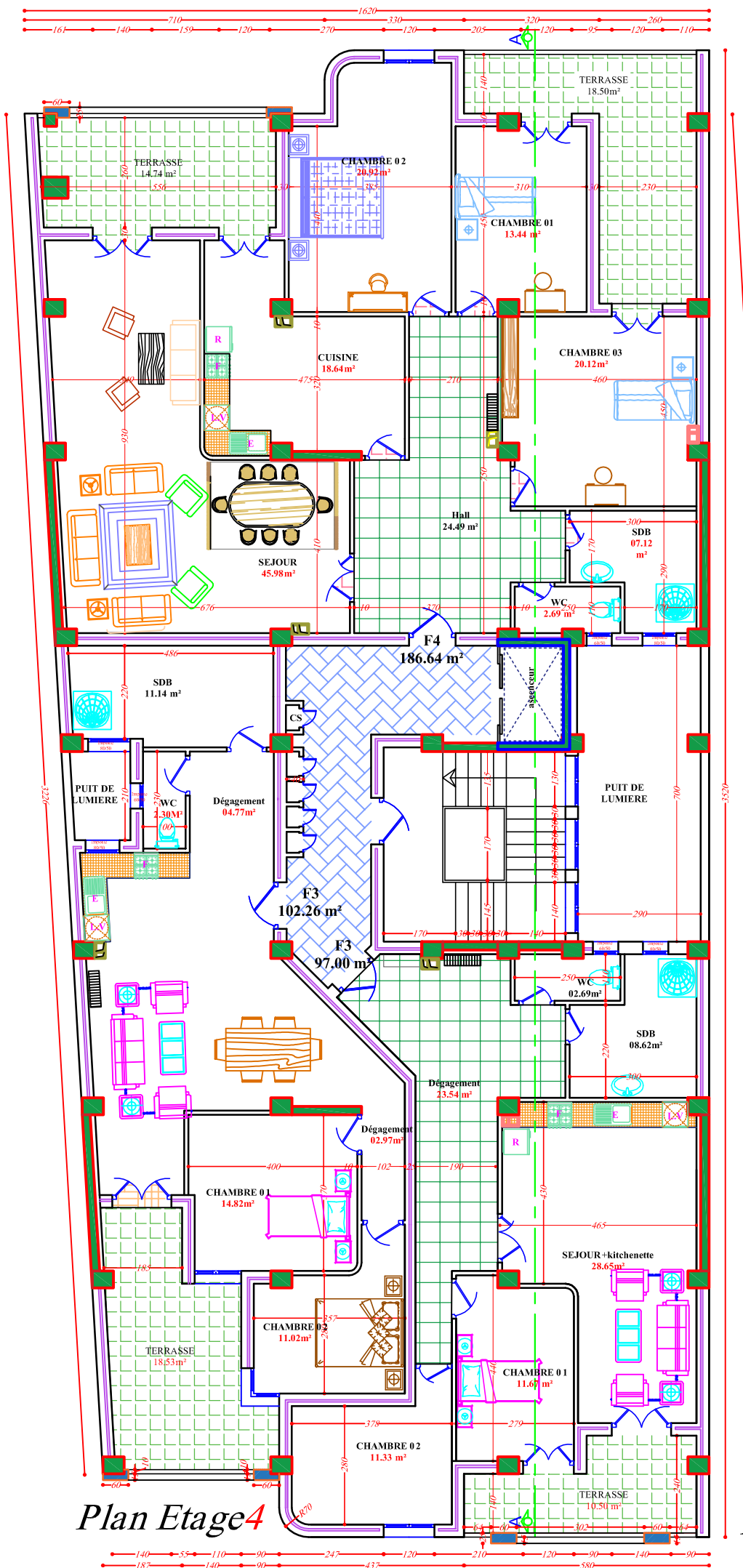
*Plan du sous-sol*



*Plan d'entre sol 02*

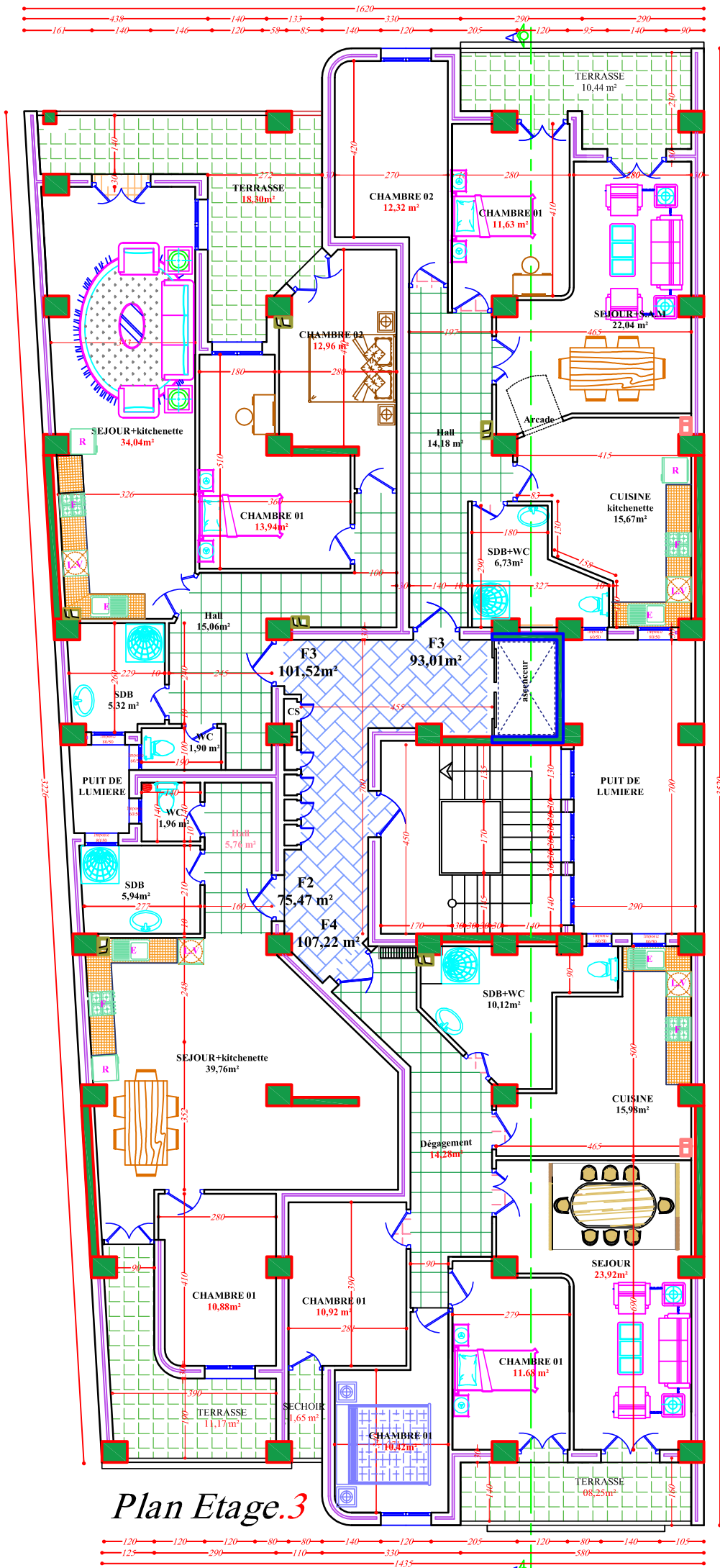


*Plan Etage 1*

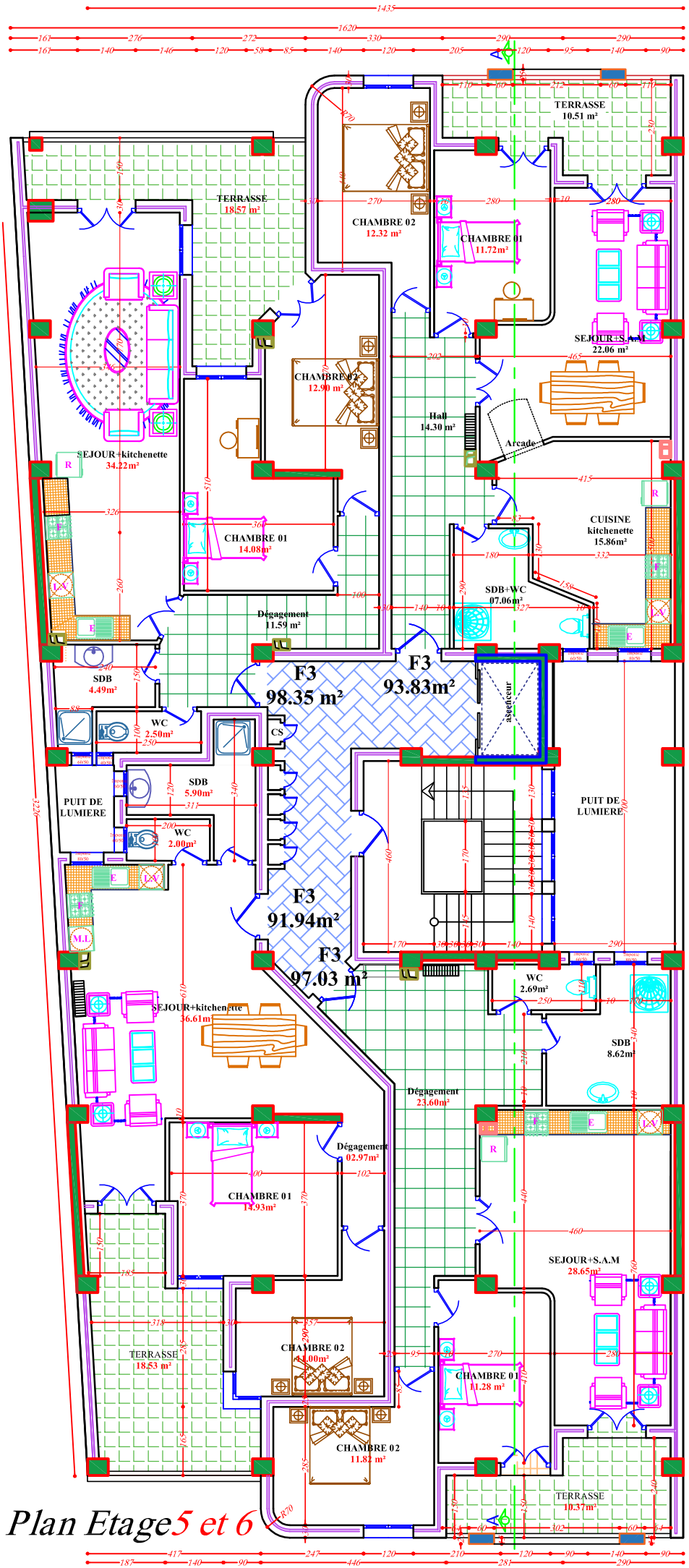


*Plan Etage 4*



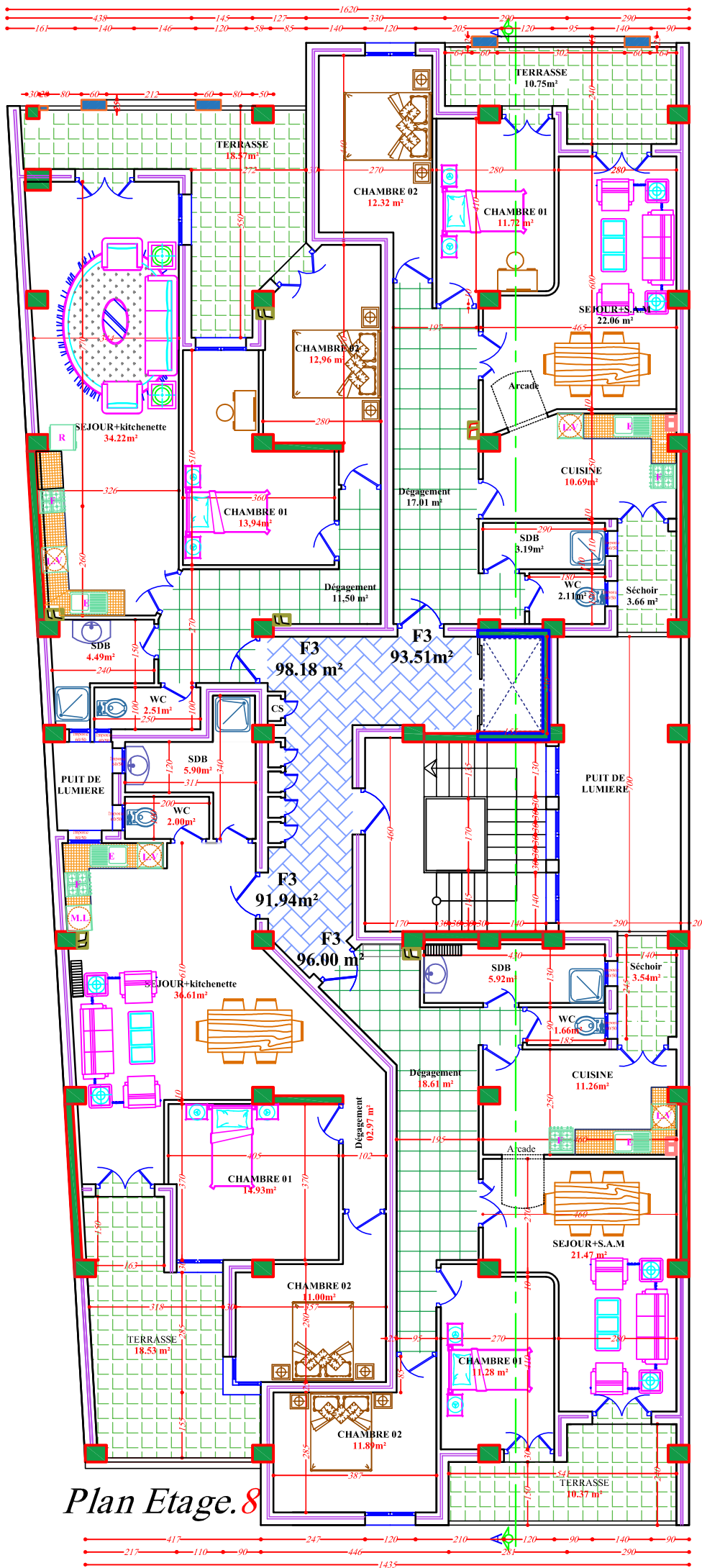


*Plan Etage.3*



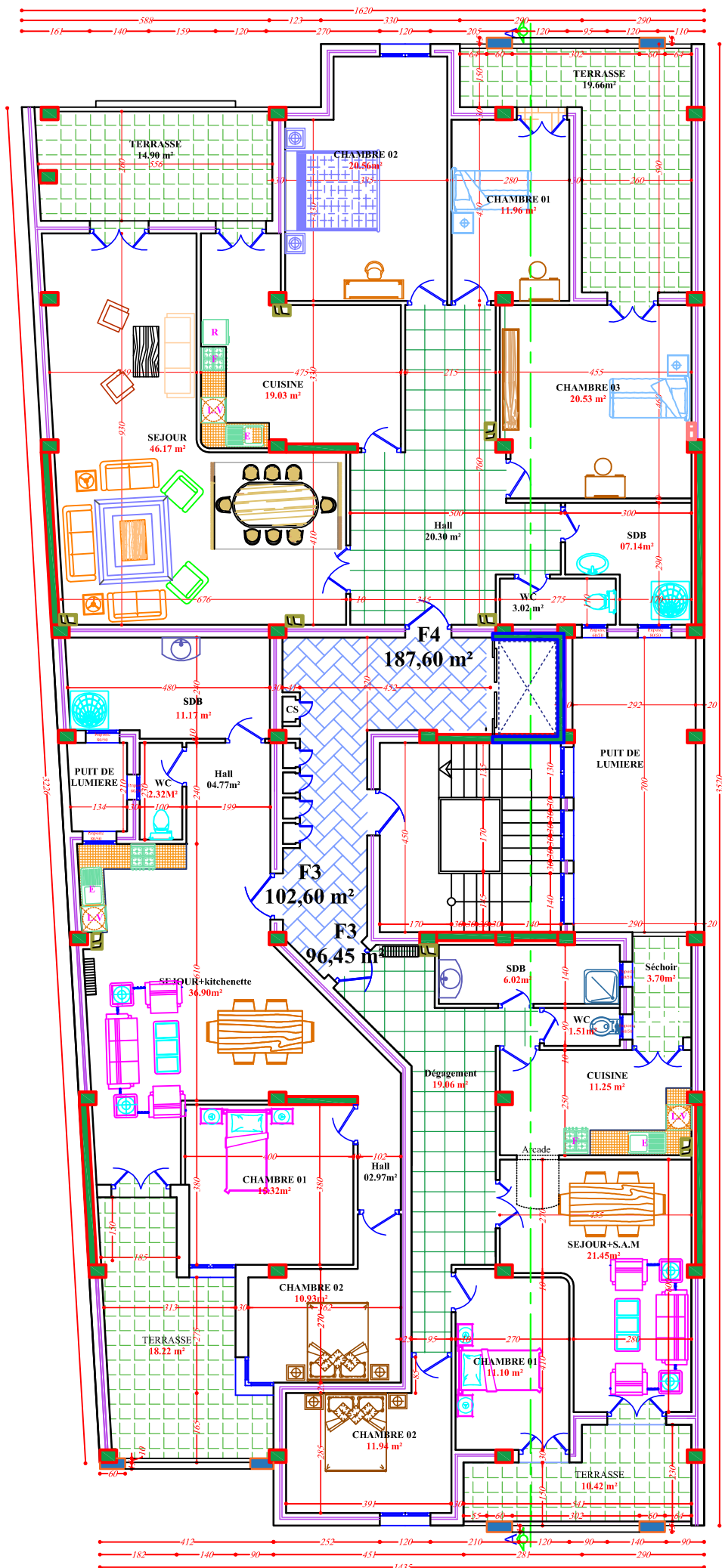
Plan Etage 5 et 6



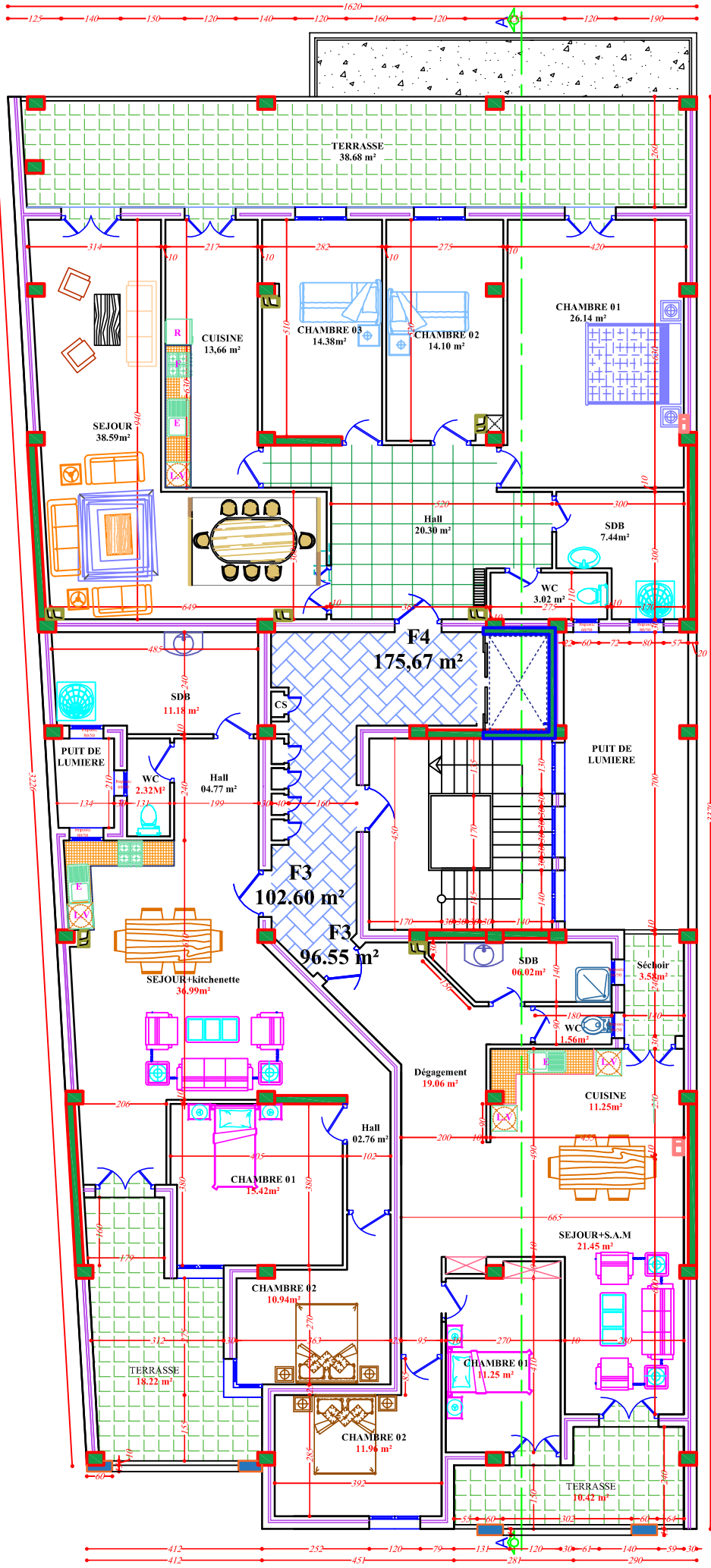


Plan Etage. 8

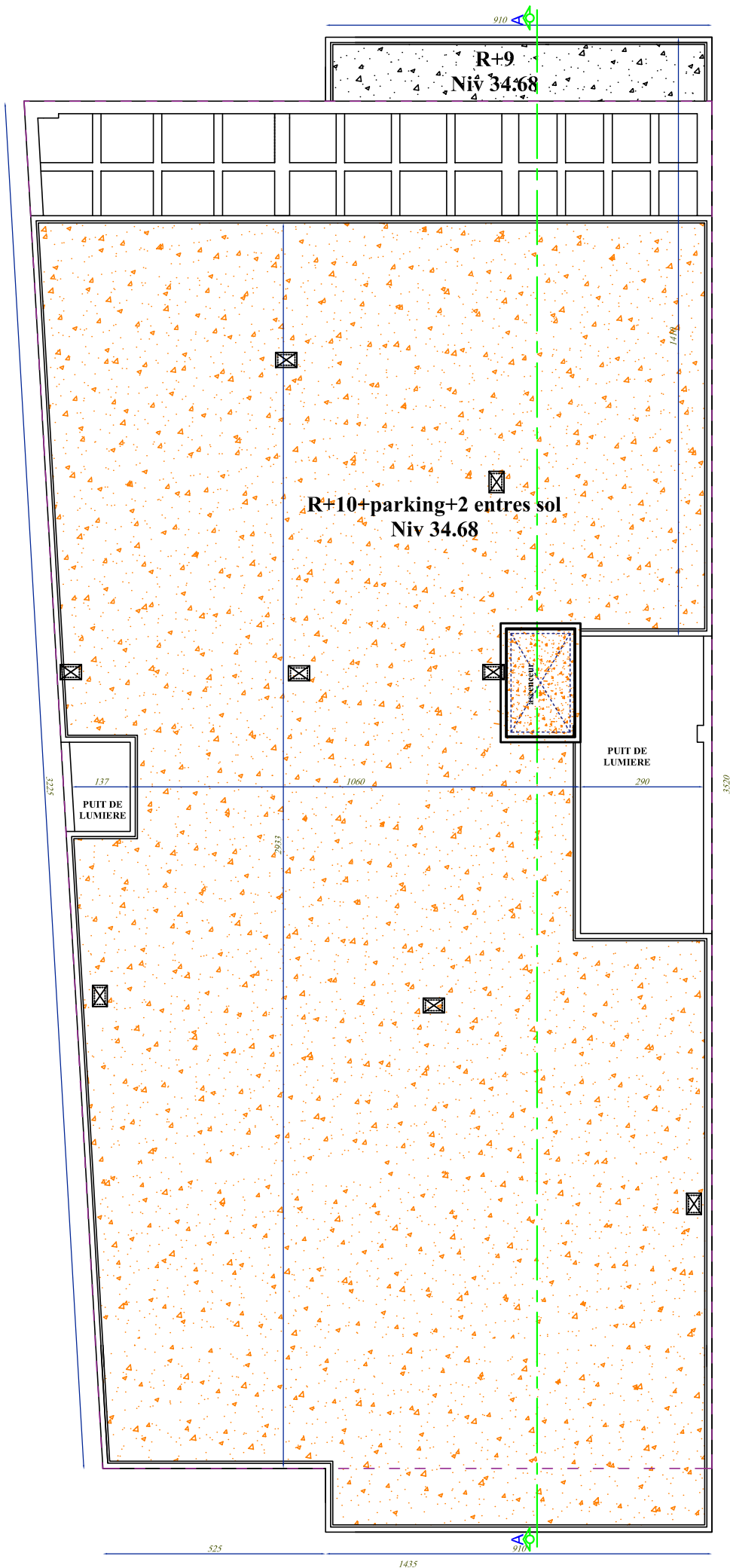




Plan Etage 09



*Plan Etage 10*



*Plan terrasse*



Façade postérieure 02/08/2018



*Façade principale*

# ANNEXE I

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					



## ANNEXE II

Caractéristiques générales													
Installation		en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				Alimentation				collective (à senser) sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture normale trafic intense			
Nombre de faces de service		simplex accès				Portes automatiques							
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines				Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée C <sub>0</sub> en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO			TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
355 390	180	360	200		120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 390	180	360	200		120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 390	180	420	200		120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200		140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200		120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200		140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200		120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200		120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200		140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200		140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	480	210		180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220		150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240		140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200		140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9300	1500
400 440	260	400	200		120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200		160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200		140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220		200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220		150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12300	2500
530	260	500	240		160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400 440	260	430	200		140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200		120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200		170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200		140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210		210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220		150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240		200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	260	520	280		230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000


 Symbole attribué par le Comité National de l'Accès pour la Réhabilitation des Handicapés (intercommunal n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et...

Il n'est pas possible de fournir des valeurs précises, dans le cadre d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider national.



# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de pêne	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
			Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
	1,60	2 v	ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
<b>1000</b> 13 pers.	1,00	2 v	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
			Dy S	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
	1,60	2 v	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
			Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
<b>1250</b> 16 pers.	1,00	2 v	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
			Dy S	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
	1,60	2 v	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
			Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
<b>1600</b> 21 pers.	1,00	2 v	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
			Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
	1,60	2 v	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
			Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320
2,50	2 v	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400	

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la notice de l'ACVF. (3) La puissance est calculée suivant la notice C-15-100 in C-15-105.



Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

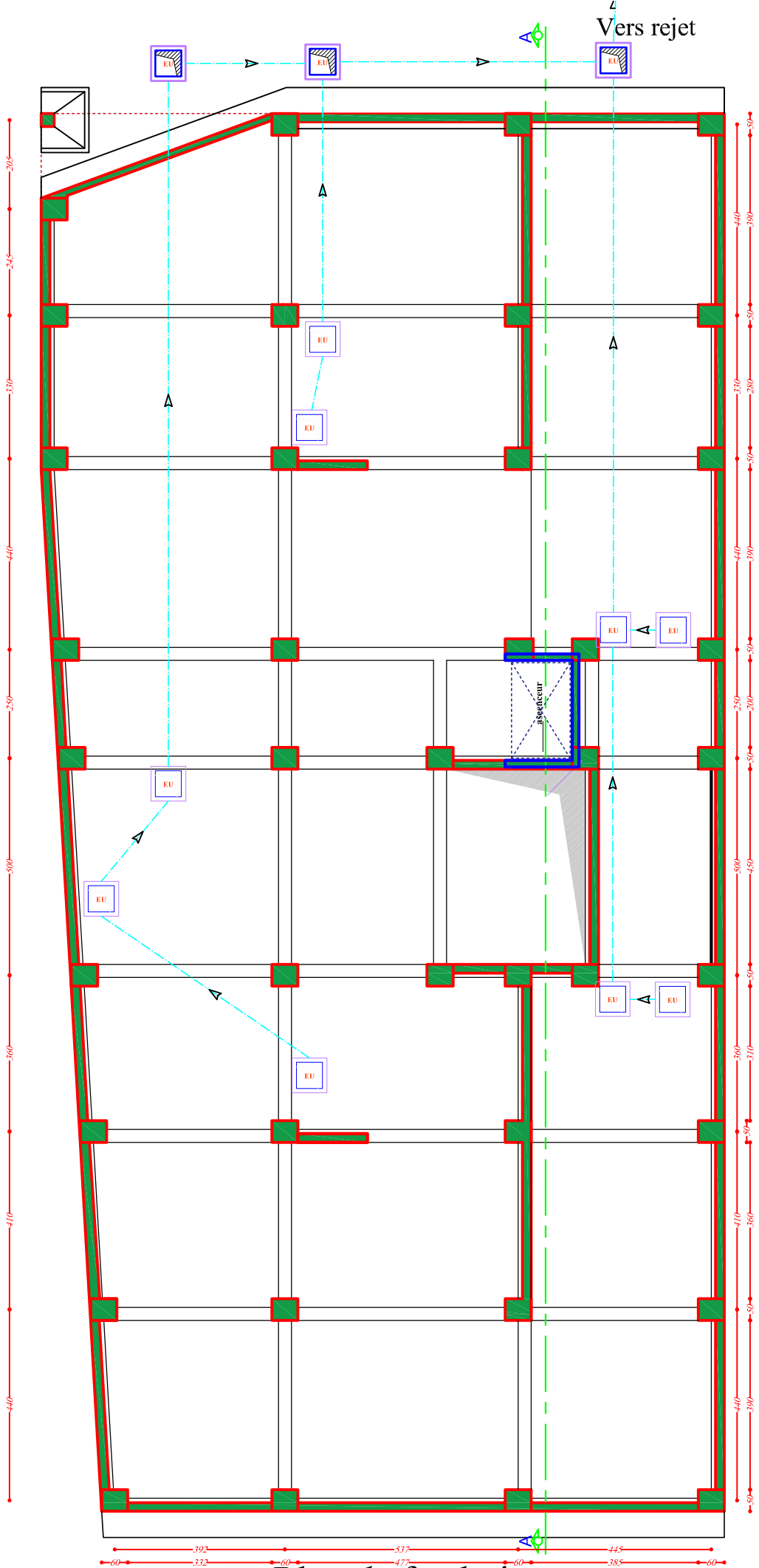
<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

$$\rho = \frac{\sqrt{2}}{2} = 0.707$$

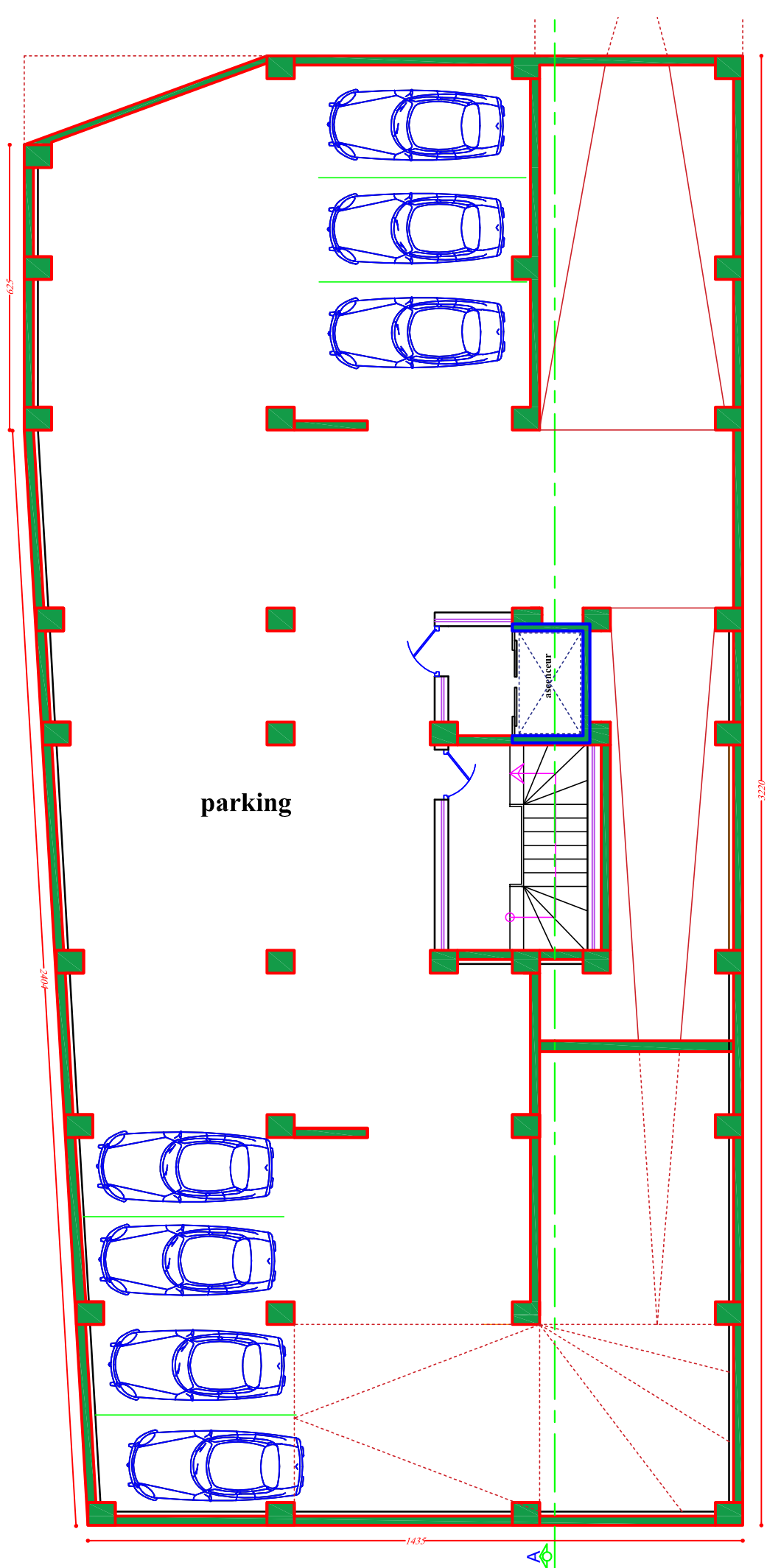
$\frac{v}{l_y} \backslash \frac{u}{l_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de $M_1$	0,0	—	0,260	0,208	0,175	0,152	0,135	0,121	0,109	0,098	0,088	0,080
	0,1	0,302	0,242	0,200	0,171	0,149	0,133	0,120	0,108	0,098	0,088	0,079
	0,2	0,260	0,220	0,189	0,164	0,144	0,129	0,117	0,106	0,096	0,086	0,078
	0,3	0,224	0,200	0,175	0,155	0,138	0,124	0,113	0,103	0,093	0,084	0,077
	0,4	0,200	0,180	0,162	0,146	0,131	0,118	0,108	0,098	0,089	0,081	0,074
	0,5	0,182	0,166	0,150	0,137	0,123	0,112	0,103	0,093	0,085	0,077	0,070
	0,6	0,165	0,152	0,139	0,126	0,115	0,105	0,097	0,088	0,080	0,073	0,066
	0,7	0,151	0,139	0,127	0,116	0,107	0,098	0,090	0,082	0,074	0,067	0,061
	0,8	0,138	0,127	0,116	0,107	0,098	0,090	0,083	0,076	0,068	0,062	0,057
	0,9	0,125	0,115	0,106	0,098	0,090	0,083	0,076	0,068	0,063	0,057	0,053
	1,0	0,113	0,105	0,097	0,089	0,082	0,076	0,068	0,063	0,057	0,053	0,048
Valeurs de $M_2$	0,0	—	0,283	0,232	0,202	0,180	0,162	0,148	0,133	0,121	0,109	0,100
	0,1	0,189	0,176	0,164	0,152	0,141	0,130	0,120	0,110	0,100	0,093	0,085
	0,2	0,132	0,128	0,123	0,118	0,112	0,105	0,099	0,091	0,084	0,078	0,070
	0,3	0,103	0,101	0,098	0,095	0,091	0,086	0,081	0,076	0,070	0,064	0,059
	0,4	0,084	0,083	0,081	0,078	0,076	0,072	0,068	0,063	0,059	0,054	0,049
	0,5	0,070	0,069	0,068	0,066	0,063	0,060	0,057	0,054	0,050	0,046	0,042
	0,6	0,060	0,059	0,058	0,057	0,054	0,052	0,049	0,047	0,043	0,039	0,037
	0,7	0,052	0,051	0,050	0,048	0,047	0,046	0,043	0,040	0,037	0,034	0,032
	0,8	0,045	0,045	0,044	0,043	0,042	0,039	0,037	0,035	0,033	0,029	0,027
	0,9	0,039	0,039	0,038	0,037	0,036	0,034	0,033	0,030	0,028	0,026	0,023
	1,0	0,035	0,035	0,034	0,033	0,032	0,030	0,028	0,027	0,024	0,023	0,021

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

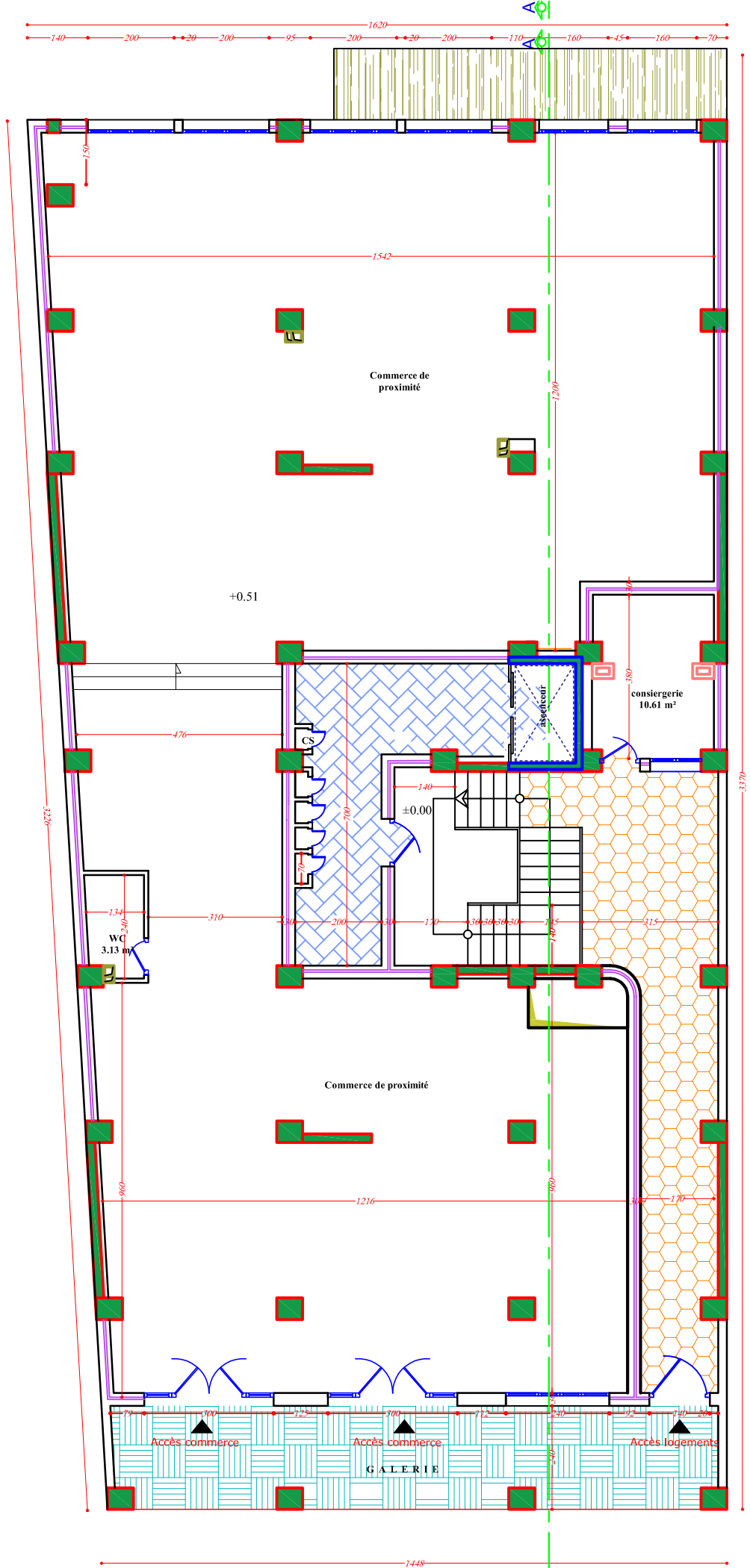
<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



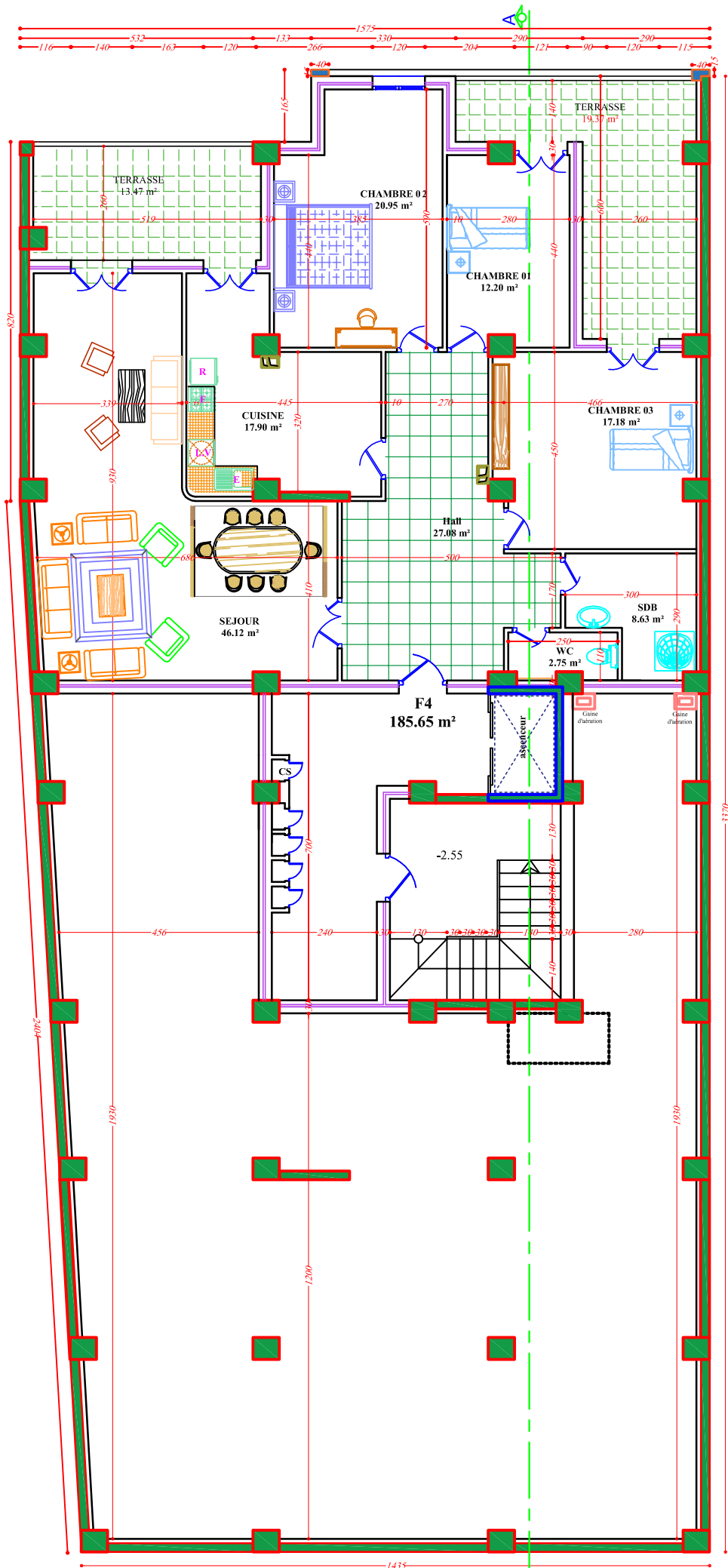
*Plan de fondations*



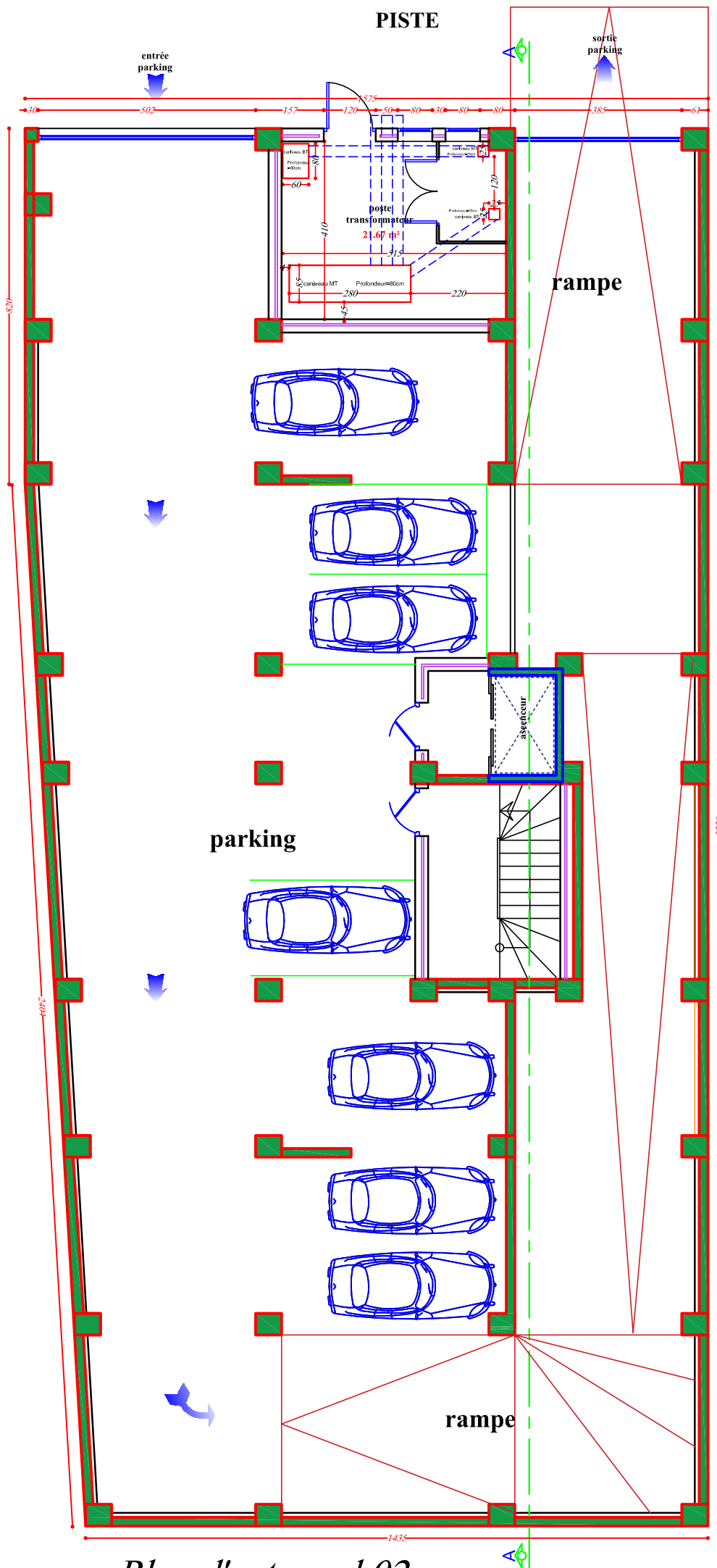
*Plan du sous-sol*



Plan du R.D.C

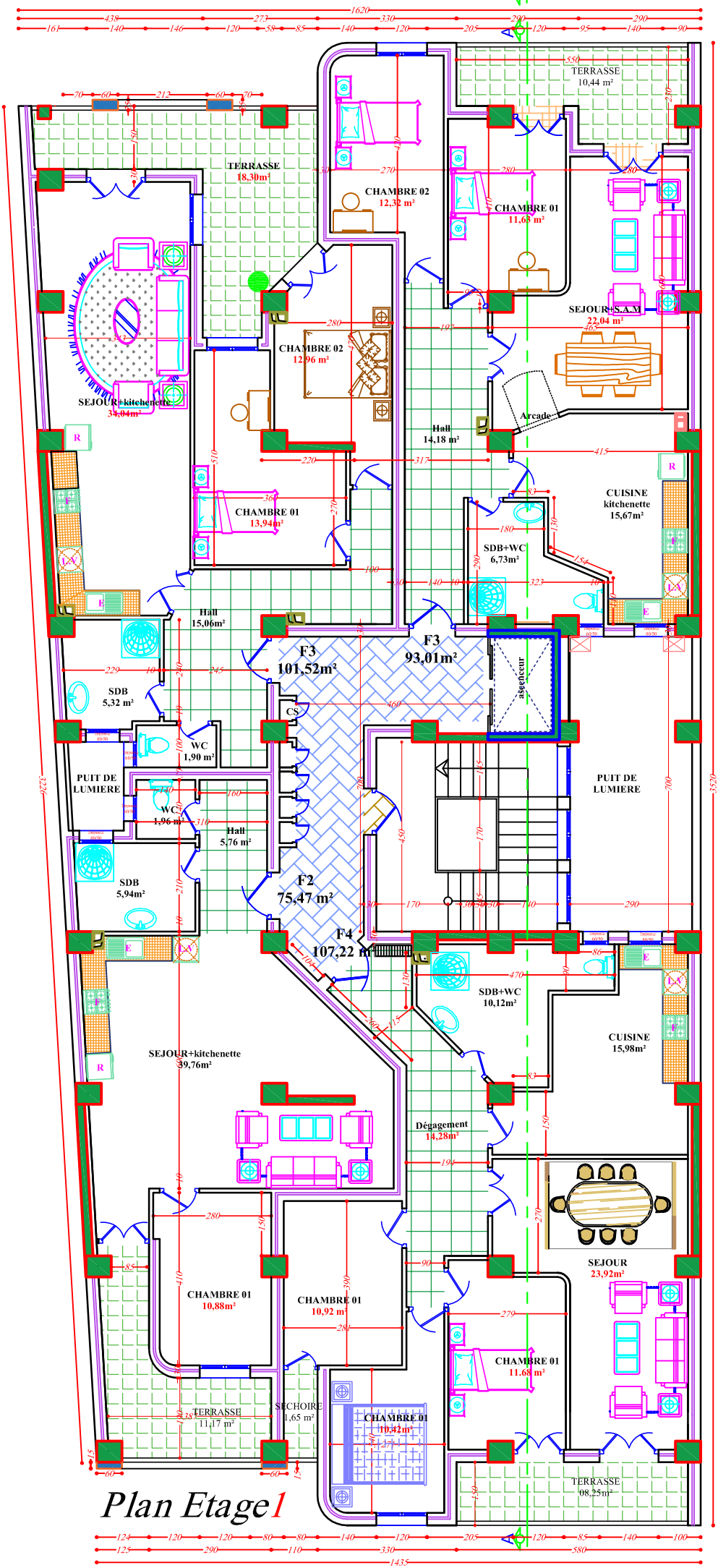


Plan d'entre sol 01



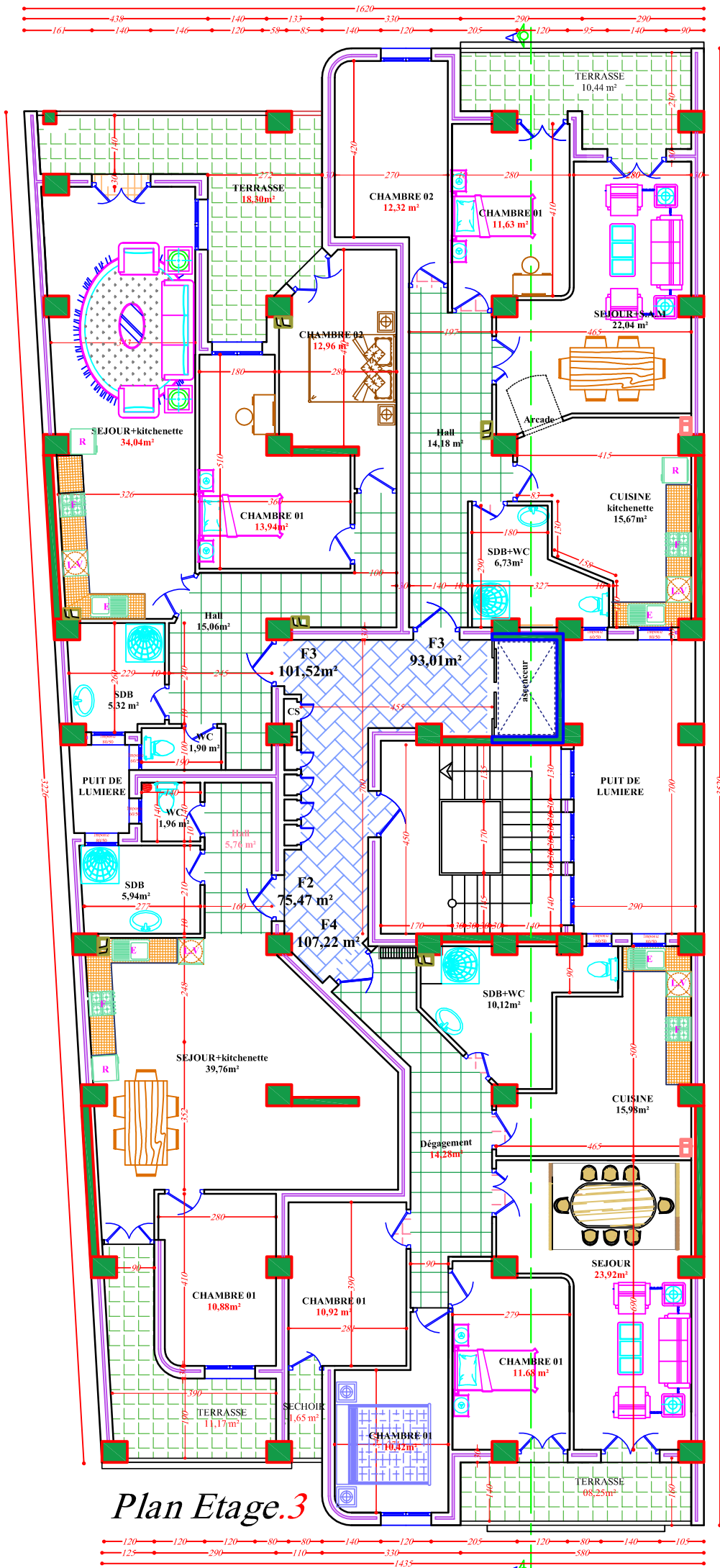
*Plan d'entre sol 02*



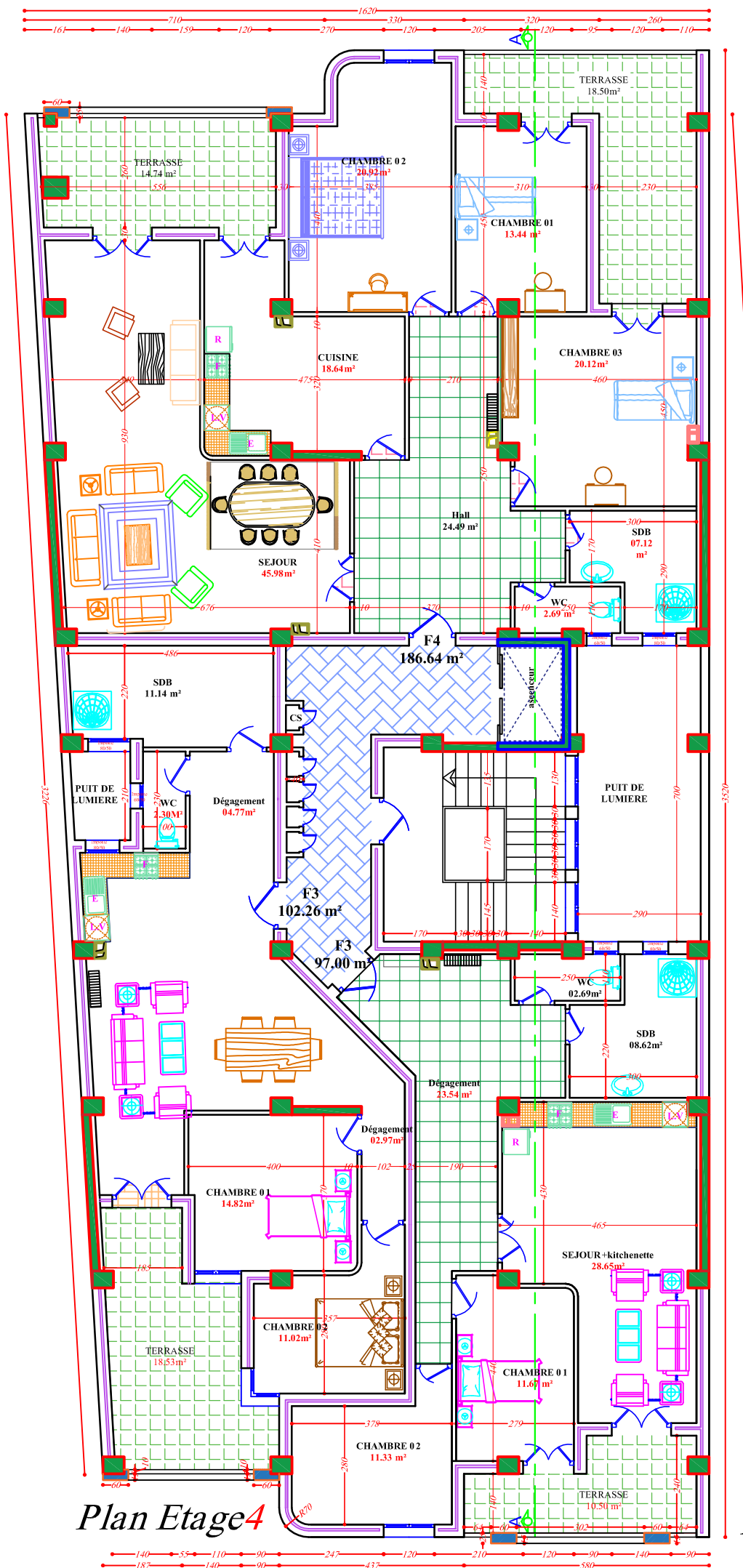


*Plan Etage 1*

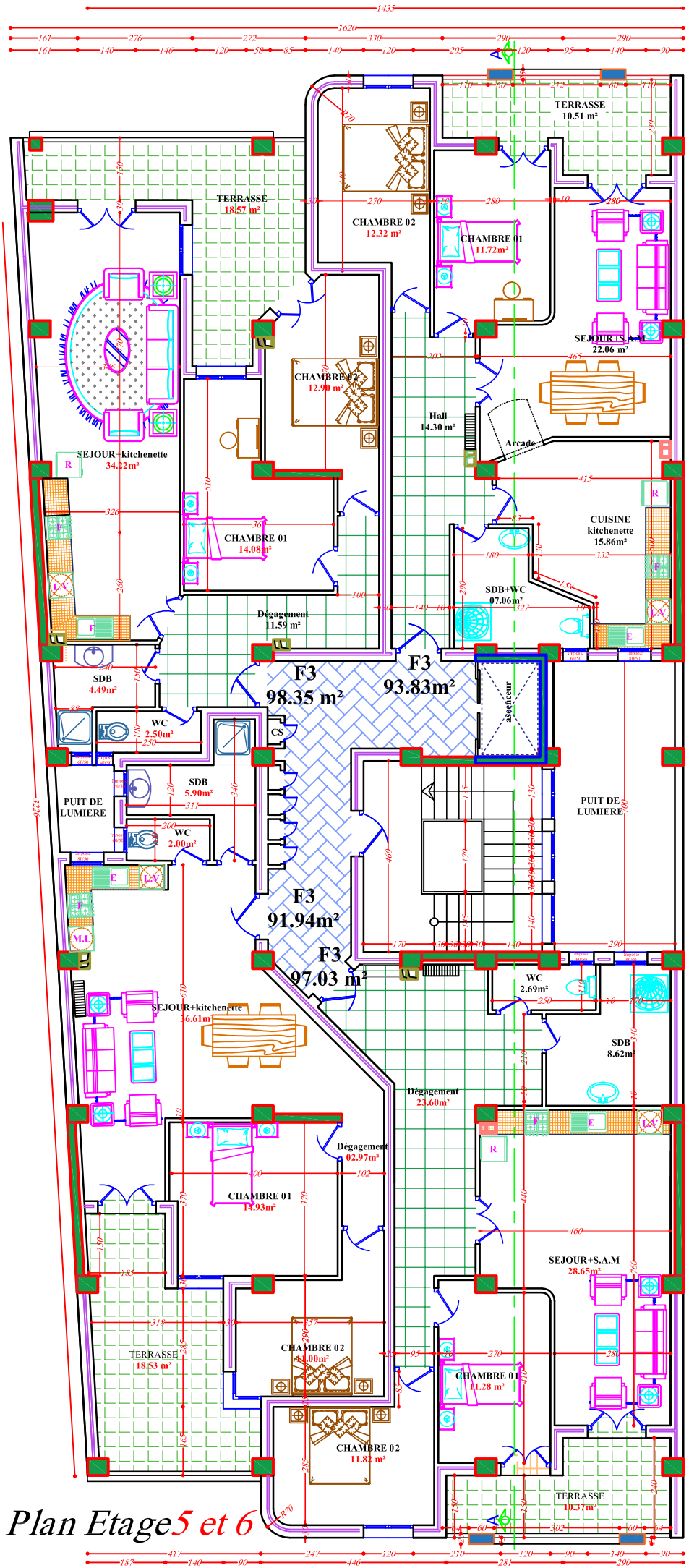




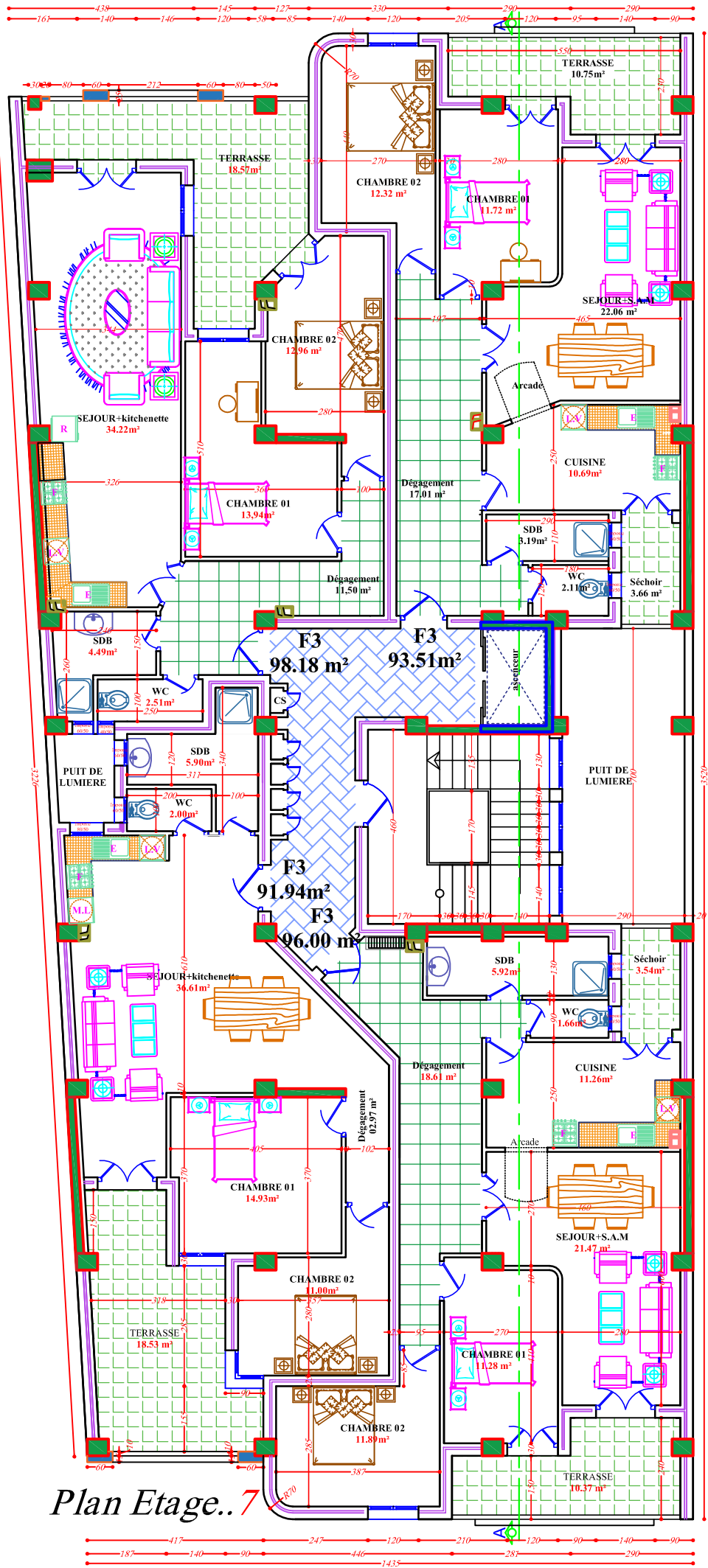
*Plan Etage.3*



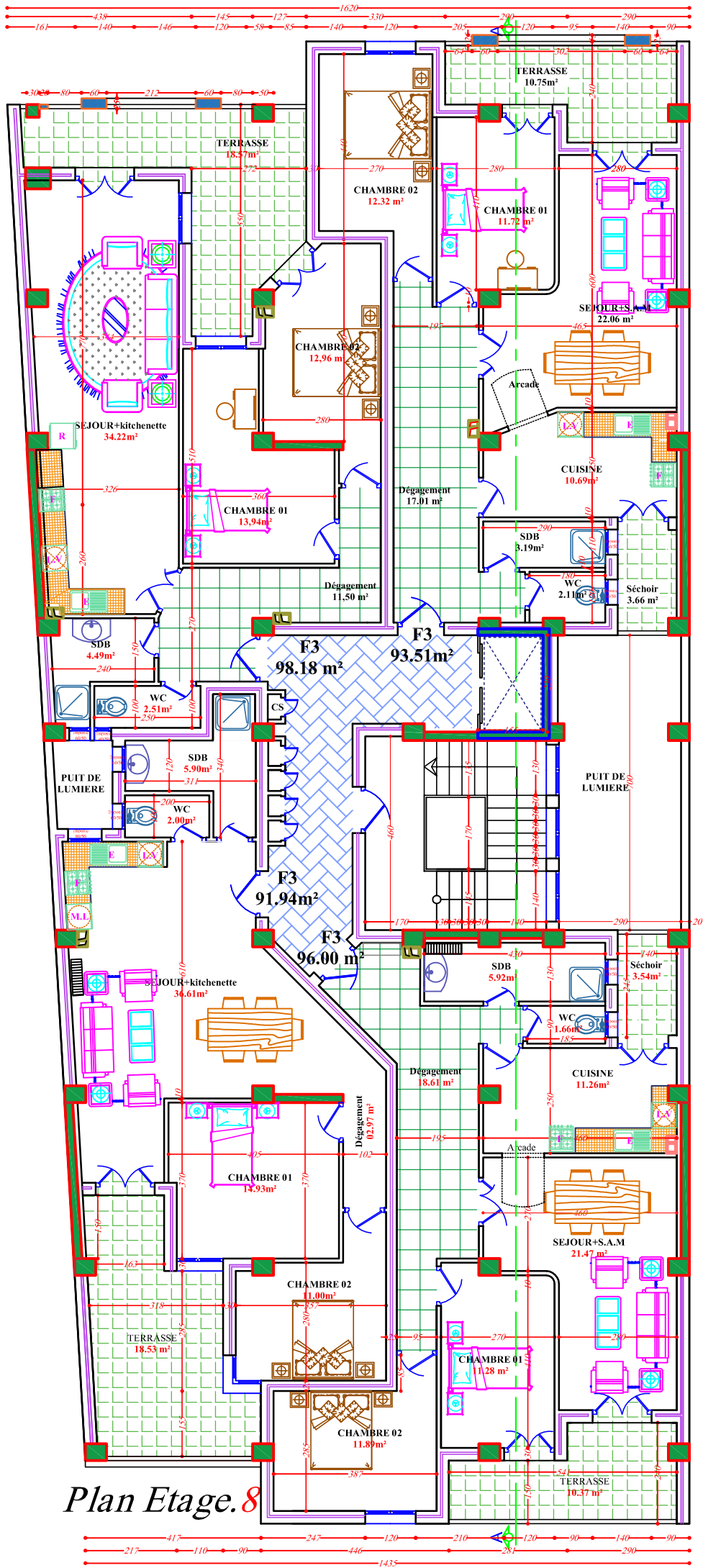
*Plan Etage 4*



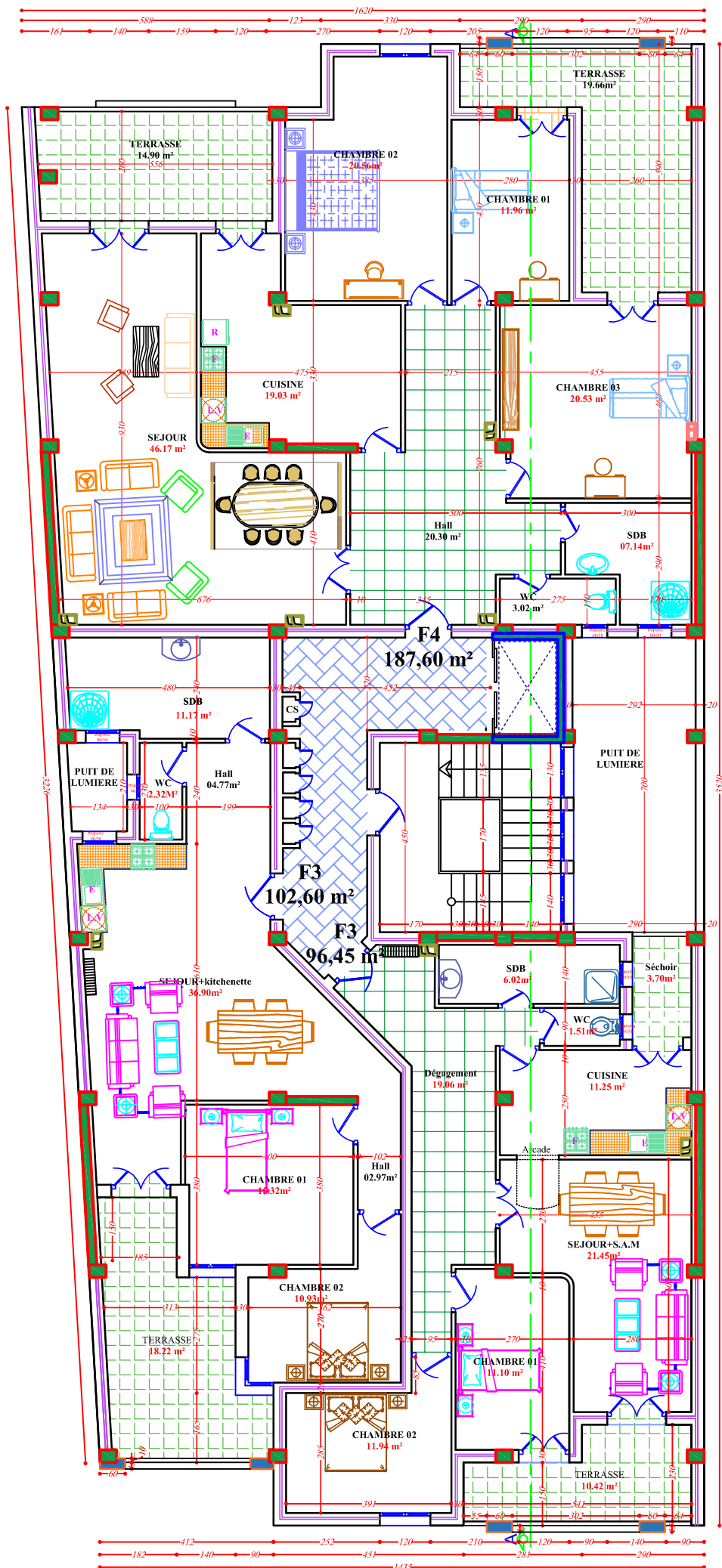
Plan Etage 5 et 6





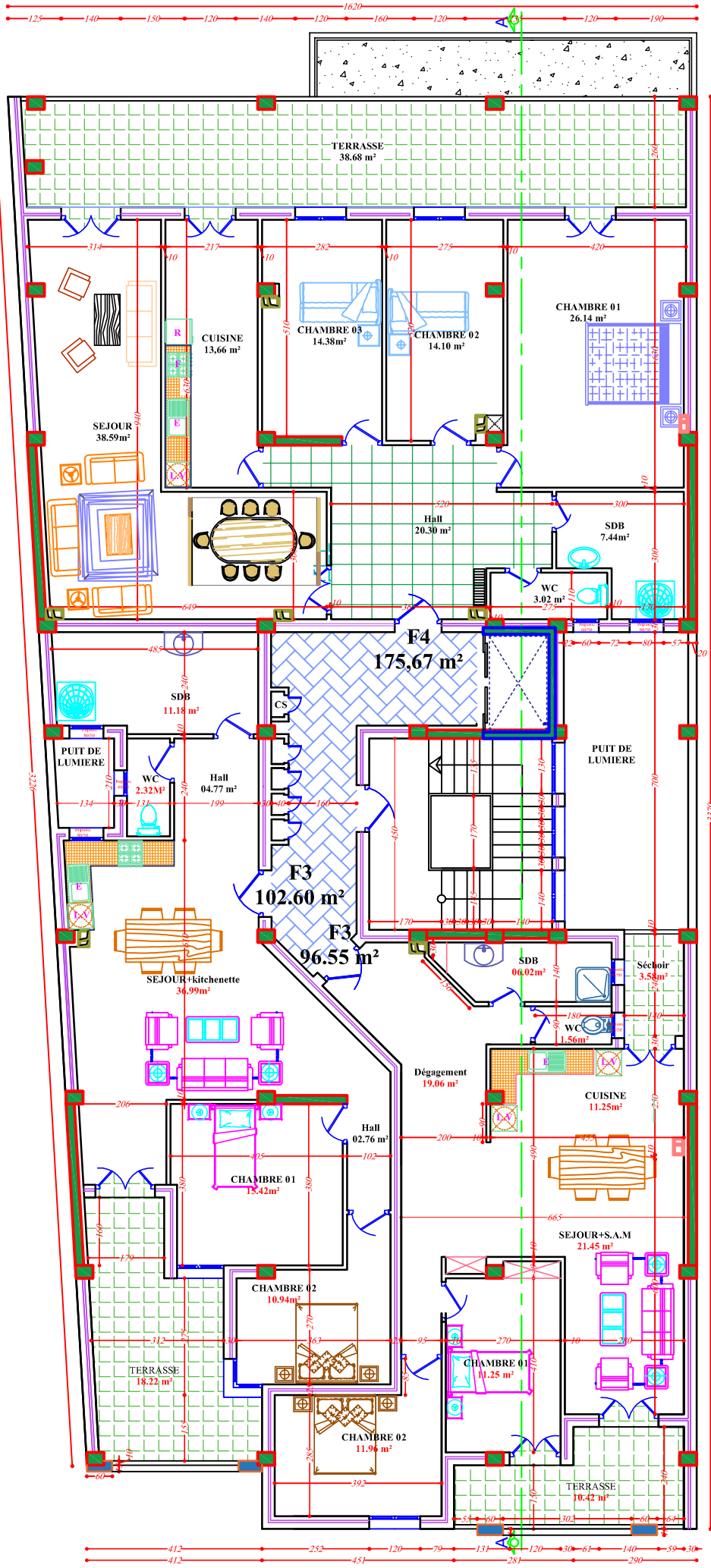


Plan Etage. 8



Plan Etage 09





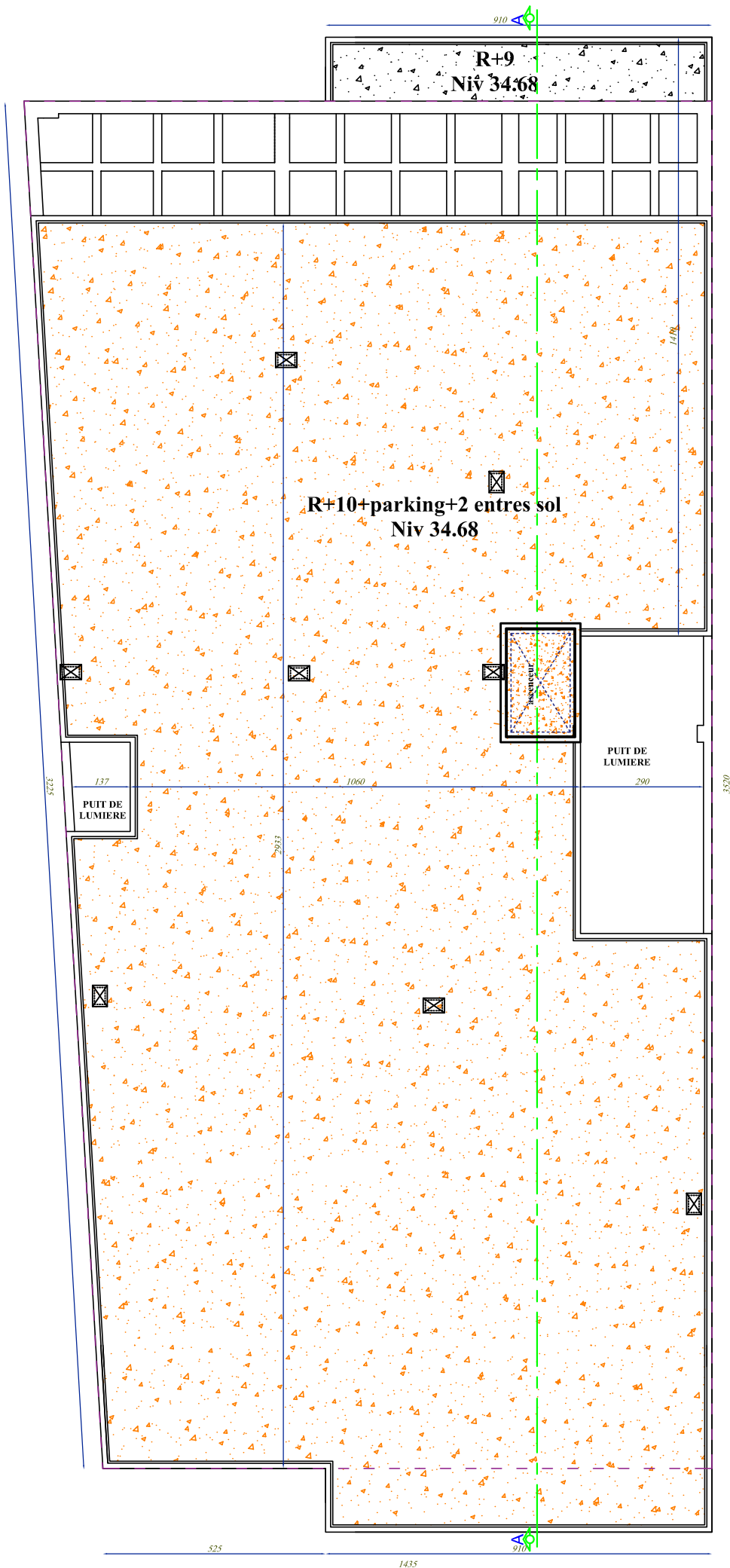
*Plan Etage 10*



Façade postérieure 02/08/2018



*Façade principale*



*Plan terrasse*