

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid - TLEMCEM

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
De MASTER en Génie Civil.
Option : Structures.

Thème :

**Elaboration et calcul d'un bâtiment en béton armé a usage multiple
en R+15 situé dans la région de Tlemcen.**

Présenté en septembre 2020 par :

BENABDELLAH Mohammed

BELAMRI Bounouar

Devant le Jury composé de :

Melle AYAD. F

Président

Dr MESSAR. A

Examineur

Mme KORSO. F

Encadrante

Mr HSSAIN. N

Encadrant

ANNEES UNIVERSITAIRE : 2019-2020

Remerciement :

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadreurs Mme KORSO FEDIA et Mr HSSAIN NASSRDINNE. de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous remercions le président de jury Melle AYAD.F ainsi que l'examineur Dr MESSAR. A et d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vivre et sincères reconnaissances.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie. Que dieu me les gardes et les protège.

Mes chères sœurs pour ses encouragements, et son soutien moral.

Toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

Mon binôme BELAMRI BOUNOUAR et sa famille.

Toutes mes amies, spécialement : << Ismail, Chemse Dinne, Zakaria et Mourad >>.

A mes chères amies : << Imen, Samia, Achwak, Amel, Samira, Hanane >>

Tous les étudiants de la promotion structures 2019 /2020.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

BENABDELLAH

MOHAMMED

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.

Ma mère qui a toujours cru en moi et mes études.

Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé

Mes frères : Houari, Mohammed, Abdelkader.

Ma sœur : Meriem.

Mon binôme BENABDELLAH MOHAMMED qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps et sa respectueuse famille.

Mes amies intimes : Yassine, Bahaa, Younes, Nassim, Boubaker, Zaki, Cherif, Zouheir.

Mes très chers cousins et cousines.

A toute les familles : Belamri, Bouazza et boutelaa grands(es) et petits(es).

A mes amis de l'université : Abderrahmen, Driss, Alaa, Abou tahar, Amel, Hanane, Ikram.

A tous ma promotion de Génie Civil 2019/2020.

A tous ceux qu'on m'a aidé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A tous ceux qui me connaissent.

BELAMRI

BOUNVAR

Résumé :

L'ingénieur en génie civil doit acquérir des compétences ou bien des connaissances en matière de conception architectural qui lui permettent de mieux comprendre le dossier architectural d'un projet et par conséquent un meilleur dimensionnement de ce dernier, chose qui est négligé la plupart des fois et qui se répercute par conséquent sur la partie génie civil.

Notre projet consiste à faire une étude architecturale et béton armé à usage d'habitation, constitué d'un rez de chaussée, plus (15) étages, à usage multiple (habitation, commerce). Implanté dans la wilaya TLEMCCEN.

Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003. Ce travail qui nous a été confié d'un côté est constitué d'une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99).

A la fin. Les résultats des deux parties architecturales et béton armé de notre projet sont présentés sous forme d'un dossier exécution.

Mots clefs : Bâtiment, Béton armé, Séisme.

ABSTRACT:

The civil engineer must acquire skills or knowledge in architectural design that allow him to better understand the architectural file of a project and therefore a better dimensioning of the latter, something that is neglected most of the time and therefore has repercussions on the civil engineering part.

Our project consists in carrying out an architectural and reinforced concrete study of a building for residential, consists of a basement, addition (15) floors, multiple use (residential, office and commercial). Located in the wilaya of TLEMCCEN.

This region is classified as seismic zone I according to the RPA99 version 2003. This work which was entrusted to us is constituted by a technical study, which is the analysis and the sizing of building while applying the rules of current construction (modified RPA version 2003, BAEL91 modified 99),

At the end. The results of both architectural and reinforced concrete parts of our project are presented in the form of an execution file.

Key Works: Building, Reinforced concrete, Seism.

ملخص:

يجب على المهندس المدني أن يكتسب المهارة والمعرفة في التصميم المعماري لكي يستطيع فهم السجل المعماري للمشروع مما يؤثر على جزء الهندسة المدنية، بشكل أفضل وبالتالي تحسين أبعاد هذا الأخير، وهو شيء مهم في معظم الأوقات

يهدف مشروعنا إلى إجراء دراسة معمارية وخرسانية مسلحة بغرض إنجاز بناية سكنية، تتألف من طابق ارضي، بالإضافة إلى 15 طابق، للاستخدام المتعدد (السكن، التجارة) بولاية تلمسان.

هذه المنطقة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب نظام مقاومة الزلازل نسخة 2003. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف من الجانب التقني على تحليل وقياس البناية مطبقين قواعد البناء المعمول بها (نظام مقاومة الزلازل 2003).

في الاخير نتائج المرحلة المعمارية والخرسانية المسلحة تقدم في شكل ملف تنفيذي

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، الزلازل.

Sommaire :

INTRODUCTION GENRALE

Chapitre I : Théorique définitions des notions

I.1 Définition de l’habitat :	1
I.2 Notions résidentielles :	1
I.2.1 Tour d’habitation :	1
I.2.2 Logement :	1
I.2.3 Appartement :	2
I.3 Histoire de l’habitat en Algérie :	2
I.4 Les formes d’habitat :	4
I.4.1 Habitat collectif :	4
I.4.1.1 Caractéristiques de l’habitat collectif :	4
I.4.1.2 Hiérarchisation des espaces :	4
I.4.1.3 Classification selon le nombre de logement par palier :	4
I.4.1.4 Type de logements selon la forme du bloc :	6
I.4.1.5 Habitat intégré :	8
I.4.1.5.1 Les facteurs fondamentaux à l’habitat intégré :	8
I.4.1.5.2 Les facteurs influassent sur l’habitat intégré :	8
I.4.1.5.3 Les composants de l’espace résidentiel :	10

Chapitre II : Analyse thématique

II.1 Définition et concept :	14
II.1.1 Définition d’un IGH :	14
II.1.2 La notion de la multi fonctionnalité :	15
II.1.3 La tour & la notion de la multifonctionnalité :	15
II.2 Analyse des exemples :	15
II.2.1: (Bâtiment R+12 A TLEMCEN)	15
II.2.1.1 Fiche technique :	15
II.2.1.2 l’idée de la conception :	16
II.2.1.3 Description du projet :	16

II.2.1.4 Plan de masse :	16
II.2.1.5 Analyse des plans :	18
II.2.1.6 Analyse des façades :	22
II.2.2 « Résidence EDDAHRA » :	24
II.2.2.1 Fiche technique :	24
II.2.2.2 Description du projet :	24
II.2.2.3 Plan de masse :	24
II.2.2.4 Analyse des logements :	26
II.2.2.5 Les organigrammes :	30
II.2.2.6 Analyse de la volumétrie :	31
II.2.2.7 Analyse des façades :	32
II.2.2.8 Analyse des ambiances intérieures :	33
II.2.3 (60 Richmond housing coopérative-orient) :	35
II.2.3.1 Fiche technique :	35
II.2.3.2 l'idée de la conception :	35
II.2.3.3 Description du projet :	35
II.2.3.4 Plan de masse :	36
II.2.3.5 Visibilité du projet :	37
II.2.3.6 Vues panoramiques par rapport au espaces intérieure /extérieure :	38
II.2.3.7 Analyse des plans :	38
II.2.3.8 Les organigrammes :	43
II.2.3.9 Analyse de la volumétrie :	43
II.2.3.10 Analyse des façades et les élévations :	44
II.2.3.11 Les élévations :	45
II.2.3.12 Analyse des ambiances intérieures :	46
II.2.3.13 Analyse de la structure :	48
II.2.3.14 Les techniques de la durabilité utilisées :	48

Chapitre III : Étude et analyse urbaine De la ville du Tlemcen

III.1 Analyse du terrain :	53
III.1.1 Étude urbaine de la ville :	53
III.1.1.1 Présentation de la ville :	53

III.1.1.2 Étude et analyse :	54
III.1.1.2.3 Analyse environnante :	60
III.1.1.2.4 Analyse technique :	62
III.1.1.2.5 Analyse architectural :	62
III.1.1.2.6 Synthèse :	63
III.2 Analyse programmatique :	64
III.2.1 Programme pédagogique de construction d'un collectif :	65
III.2.2 Organigramme :	666
III.2.2.1 Organigramme fonctionnel :	66
III.2.2.2 Organigramme spatial RDC :	67
III.2.2.3 Organigramme spatial 1 ^{er} ETAGE :	67
III.2.2.4 Organigramme spatial de 2 ^{ème} au 14 ^{ème} étage :	68
III.2.5 Genèse du projet :	69
III.2.3 La distribution de programme et les fonctions collectif :	73
III.2.3.1 Le programme du w collectif :	73
III.2.3.2 Les fonctions du collectif :	75

Chapitre IV : Présentation du projet

IV.1 Introduction :	79
IV.2 Présentation de l'ouvrage :	79
IV.3 Description géométrique :	79
IV.4 Conception de l'ouvrage :	80
IV.4.1 Ossature :	80
IV.4.2 plancher :	80
IV.4.3 Escalier :	80
IV.4.4 Revêtement :	80
IV.4.5 Maçonnerie :	81
IV.4.6 Ascenseur :	81
IV.4.7 Acrotères :	81
IV.4.8 Isolation :	81
IV.5 Caractéristique mécaniques des matériaux :	82

IV.5.1 Béton :	82
IV.5.1.1 Résistance du béton :	82
IV.5.1.2 Déformations longitudinales du béton :	82
IV.5.1.4 Coefficient de poisson :	83
IV.5.1.5 Contrainte admissible de cisaillement :	84
IV.5.2 Acier :	84
IV.5.2.1 Différent type d'acier :	84
IV.5.2.2 Contrainte de calcul :	84
IV.5.2.3 Module d'élasticité longitudinal :	85
IV.6 Hypothèses de calcul :	85
IV.6.1 Béton :	85
IV.6.2 Acier :	85
IV.7 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	86

Chapitre V : Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

V.1 Introduction :	87
V.2 Pré-dimensionnement :	87
V.2.1 Les Plancher :	87
V.2.1.1 Plancher corps creux :	87
V.2.1.2 Dimensionnement des poutrelles :	88
V.2.1.3 Les planchers à dalle pleine :	89
V.2.2 Pré-dimensionnement des poutres :	89
V.2.2.1 Poutre principal :	89
V.2.2.2 Poutre secondaire :	90
V.2.2.3 Poutre palière :	91
V.2.2.4 La poutre noyée :	92
V.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux :	92
V.2.4 Pré-dimensionnement des voiles :	96
V.2.5 Pré dimensionnement d'escaliers :	97
V.2.5.1 Escalier Type 1 :	97
V.2.5.2 Escalier Type 2 :	99
V.2.5.3 Escalier Type 3 :	101

V.3 Descente des charges :	102
V.3.1 Plancher terrasse inaccessible :	103
V.3.2 Plancher étage courant :	103
V.3.3 Maçonnerie :	104
V.3.4 L'acrotère :	105
V.3.5 Balcon:	105
V.3.6 Les escaliers :	106

Chapitre VI : Étude des éléments Secondaires

VI.1 Introduction :	108
VI.2 Etude des planchers :	108
VI.2.1 Charges et surcharges supportées par les poutrelles :	108
VI.2.2 Type des poutrelles :	108
VI.2.3 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles :	109
VI.2.4 Exemple de calcul :	111
VI.2.5 Moments fléchissant et l'efforts tranchants :	115
VI.2.6 Calculs de ferrailage :	116
VI.2.6.1 Armatures longitudinales :	116
VI.2.6.2 Armatures transversales :	120
VI.2.6.3 Ferrailage de la dalle de compression :	125
VI.2.6.4 L'ancrage des armatures :	125
VI.2.6.5 Calculer le recouvrement :	126
VI.3 Plancher dalle pleine.....	126
VI.3.1 Introduction :	126
VI.3.2 Evaluation et combinaisons des charges (balcon) :	126
VI.3.3 Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :	127
VI.3.4 Détermination du ferrailage :	127
VI.3.5 Armature de répartition :	128
VI.3.6 Espacement :	128
VI.3.7 Vérification à l'ELS :	128
VI.3.8 Vérification la contrainte de cisaillement :	129
VI.3.9 Vérification de flèche :	129

VI.3.10 Zone de recouvrement :	130
VI.3.11 Calcul de contre poids :	130
VI.4 Etude d'escalier :	131
VI.4.1 Combinaison d'action :	131
VI.4.1.1 Type 1 :	131
VI.4.1.2 Type 2 :	132
VI.4.1.1 Type 3 :	133
VI.4.2 Calculs des escaliers :	134
VI.4.2.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant :	134
VI.4.2.2 Calcul du ferrailage des escaliers :	135
VI.4.3 Etude de la poutre palière :	139
VI.4.3.1 Angle d'inclinaison de la poutre palière :	140
VI.4.3.2 Charge supportée par la poutre palière :	140
VI.4.3.3 Combinaison d'action :	140
VI.4.3.4 Calcul de la poutre palière :	140
VI.4.3.5 Cncrage des armatures :	146
VI.4.3.6 Schéma du ferrailage :	146
VI.5 Etude de l'acrotère :	147
VI.5.1 Principe de calcul :	147
VI.5.2 Type 1 : L'acrotère de terrasse inaccessible :	147
VI.5.2.1 Calcul des sollicitations :	147
VI.5.2.2 Calcul de l'excentricité :	147
VI.5.2.3 Détermination du Ferrailages :	147
VI.5.2.4 Armatures de répartition :	150
VI.5.2.5 Espacement :	150
VI.6 Étude de la dalle machine :	151
VI.6.1 Introduction :	151
VI.6.2 Caractéristiques de la machine :	151
VI.6.3 Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :	152
VI.6.4 Dimensionnement de la dalle :	152
VI.6.5 Charge et surcharge de la machine :	152

VI.6.6 Vérification au poinçonnement :	153
VI.6.7 Evaluation des moments :	154
VI.6.7.1 Les moments dus aux charges concentrées :	154
VI.6.7.2 Descente des charges :	155
VI.6.7.3 Combinaison fondamentale :	156
VI.6.7.4 Calcul des sollicitations :	156
VI.6.7.5 Calcul des moments dus aux charges réparties :	156
VI.6.7.6 Moments totaux sollicitant la dalle machine :	157
VI.6.8 Calcul du ferrailage de la dalle :	157
VI.6.8.1 Armature de répartition :	158
VI.6.8.2 Espacement :	158
VI.6.9 Vérification des contraintes de cisaillement :	160
VI.6.10 Vérification de la flèche :	161

Chapitre VII : Étude dynamique

VII.1 Introduction :	160
VII.2 But de l'étude dynamique :	160
VII.3 Principes de conception parasismique des bâtiments :	160
VII.4 Définition du sap2000 :	160
VII.5 Les méthodes de calcul :	161
VII.5.1 Méthode statique équivalente :	161
VII.5.2 Méthode d'analyse modale spectrale :	161
VII.5.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	161
VII.6 Modélisation de la structure étudiée :	161
VII.6.1 Disposition des voiles :	162
VII.7 Choix de la méthode de calcul :	163
VII.7.1 Méthode statique équivalente :	163
VII.7.1.1 Détermination des coefficients :	163
VII.7.1.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau :	167
VII.7.1.3 Période et participation massique :	168
VII.7.1.4 Spectre de réponse de calcul :	169
VII.8 Vérification du coefficient de comportement R :	170

VII.9 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/V2003 :	170
VII.9.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :	170
VII.10 Vérification vis-à-vis des déformations : D'après le RPA99V2003	171
VII.11 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	173
VII.12 Justification de l'effort normal réduit :	175

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

VIII.1 Introduction :	177
VIII.2 Les poteaux :	177
VIII.2.1 Définition :	177
VIII.2.2 Combinaisons des charges :	177
VIII.2.3 Sollicitations dans les poteaux :	177
VIII.2.4 Ferrailages des poteaux :	179
VIII.2.4.1 Armatures longitudinales :	179
VIII.2.4.2 Armatures transversales :	186
VIII.2.5 Schéma de ferrailage :	192
VIII.3 Les poutres :	192
VIII.3.1 Définition :	192
VIII.3.2 Combinaisons des charges :	192
VIII.3.3 Les recommandations du RPA99V2003 :	193
VIII.3.4 Moments fléchissant et efforts tranchants :	193
VIII.3.5 Calcul de ferrailage :	194
VIII.3.6 Vérification des contraintes tangentielle :	197
VIII.3.7 Tableau Récapitulatif :	198
VIII.3.8 Calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement :	198
VIII.3.9 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :	199
VIII.4 Voiles :	204
VIII.4.1 Définition :	204
VIII.4.2 Combinaisons des charges :	204
VIII.4.3 Les recommandations du RPA99V2003 :	204
VIII.4.4 Disposition des voiles :	205
VIII.4.5 Calcul des armatures :	206

VIII.4.6 Choix des armatures :	211
VIII.4.7 Schéma du ferrailage :	214

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

IX.1 Introduction :	215
IX.2 Types des fondations superficielles :	215
IX.3 Choix du type de fondation :	215
IX.4 Hypothèses de calcul :	215
IX.4.1 Etudes d'un radier général :	215
IX.4.1.1 Définition de radier :	215
IX.4.1.2 Pré dimensionnement du radier :	215
IX.5 Vérifications nécessaires :	217
IX.5.1 Vérification vis-à-vis le poinçonnement :	217
IX.5.2 Vérification la contrainte de sol :	217
IX.5.3 Vérification de tassement :	218
IX.5.4 Vérification vis-à-vis le renversement :	218
IX.6 Ferrailage du radier :	219
IX.6.1 La dalle :	219
IX.6.1.1 Section minimale de ferrailage.....	220
IX.6.1.2 Vérification de la section de ferrailage	221
IX.6.1.3 Choix de ferrailage	221
IX.6.1.4 Vérification à l'ELS :	221
IX.6.1.5 Vérification la contrainte de cisaillement :	222
IX.6.1.6 Calcul de l'espacement.....	223
IX.6.2 La nervure :	223
IX.6.2.1 Calcul ferrailage longitudinal :	223
IX.6.2.2 Vérification la contrainte de cisaillement :	224
IX.6.2.3 Calcul de l'espacement.....	224
IX.6.2.4 Calcul ferrailage transversal :	224
IX.6.2.5 Tableau récapitulatif de ferrailage :	224
IX.6.2.6 Schéma de ferrailage de la nervure et la dalle :	225

Conclusion Général

Reference bibliographique

Annexe A

Annexe B

Liste des figures

Chapitre I : Théorique définitions des notions

Figure I. 1: Représente tour d'habitation.	1
Figure I. 2: Représente plan de 2 logs par étage.	5
Figure I. 3: Représente plan de 3 logs par étage.	5
Figure I. 4: Représente plan de 4 logs par étage.	5
Figure I. 5: Représente immeuble en bloc.	6
Figure I. 6: Représente immeuble barre.	6
Figure I. 7: Représente immeuble composite.	7
Figure I. 8: Représente immeuble composite.	7
Figure I. 9: Représente une tours.	7

Chapitre II : Analyse thématique

Figure II. 1: Un IGH.	14
Figure II. 2: Plan situation du la projet.	17
Figure II. 4: Plan de masse.	18
Figure II. 5: Plan R.D.C.	18
Figure II. 6: Plan 1ereétage.	19
Figure II. 7: Plan étage courant.	19
Figure II. 8: Plan terrasse.	22
Figure II. 9: Les façades.	22
Figure II. 10: Plan situation du projet.	25
Figure II. 11: Plan de masse du projet.	25
Figure II. 12: Plan de masse.	26
Figure II. 13: Programme du logement type F2.	26
Figure II. 14: Programme du logement type F3.	27
Figure II. 15: Programme du logement type F4.	28
Figure II. 16: Programme du logement type F5.	29
Figure II. 17: Principe de la volumétrie.	32
Figure II. 18: Les façades.	32
Figure II. 19: Les couleurs interne.	33
Figure II. 20: La lumière naturelle.	33
Figure II. 21: La lumière artificielle.	34
Figure II. 22: Les mobiliers.	34
Figure II. 23: 60 Richmond housing.	35
Figure II. 24: Situation du la projet.	36
Figure II. 25: Plan de masse.	37
Figure II. 26: Situation Vues panoramiques du la projet.	38
Figure II. 27: Plan R.D.C.	38

Figure II. 28: Plan de R+(1+2+3+5)	39
Figure II. 29: Plan R+(6+7+8)	41
Figure II. 30: Plan+(9+10)	42
Figure II. 31: Principe de la volumétrie.....	43
Figure II. 32: Les façades.....	44
Figure II. 33: Les élévations.....	45
Figure II. 34: Les élévations.....	45
Figure II. 35: Les couleurs internes.....	46
Figure II. 36: La lumière naturelle.....	46
Figure II. 37: La lumière artificielle.....	47
Figure II. 38: Les mobilières.....	47
Figure II. 39: Conception bioclimatique source.....	48

Chapitre III : Étude et analyse urbaine de la ville du TLEMCEM

Figure III. 1: Situation de la ville.....	53
Figure III. 2: Les limites de la wilaya.....	54
Figure III. 3: Situation du terrain Source Google Earth fait par auteur.....	55
Figure III. 4: Situation du quartier par rapport à la ville.....	56
Figure III. 5: L'orientation et climat.....	56
Figure III. 6: Limite et gabarits. Source : prise par l'auteur.....	57
Figure III. 7: La morphologie du terrain.....	57
Figure III. 8: Coup A-A du terrain Source : Google Earth (traitée par l'auteur).....	58
Figure III. 9: Coup B-B du terrain Source : Google Earth (traitée par l'auteur).....	58
Figure III. 10: Vue sur les différentes limites Source : prise par l'auteur.....	59
Figure III. 11: Limite et gabarits source : prise par l'auteur.....	60
Figure III. 12: Typologie de l'habitat Source : prise par l'auteur.....	60
Figure III. 13: Analyse environnante Source : prise par l'auteur.....	61
Figure III. 14: L'accessibilité du terrain Source : prise par l'auteur.....	62
Figure III. 16: Le style des façades et des habitats.....	63
Figure III. 17: Accessibilité.....	69
Figure III. 18: Création des espaces transitoires.....	70
Figure III. 19: Épousé la forme de terrain.....	70
Figure III. 20: Soustraction des espaces.....	71
Figure III. 21: Volume.....	71
Figure III. 22: Emplacement des fonctions.....	72
Figure III.22: Vue en 3D.....	72

CHAPITRE IV : Présentation du projet

Figure IV. 1: Plan de masse.....	79
Figure IV. 2: Plancher à corps creux.....	80

Figure IV. 3: Dalle pleine.	80
Figure IV. 4: Brique creuse.....	81
Figure IV. 5: Ascenseur.	81
Figure IV. 6: Diagramme parabole rectangle.	83
Figure IV. 7: Diagramme contrainte, déformation à ELS.	83
Figure IV. 8: Diagramme déformation, contrainte de l'acier.	85

CHAPITRE V : Pré dimensionnement et Descente Des Charges

Figure V. 1: Plancher à corps creux.....	87
Figure V. 2: Plancher à corps creux.....	88
Figure V. 3: Schéma de la section en té.....	89
Figure V. 4: Les dimensions des poutres principales.	90
Figure V. 5: Les dimensions des poutres secondaires.	90
Figure V. 6: Les dimensions des poutres palières.....	91
Figure V. 7: Les dimensions des poutres palières.....	92
Figure V. 8: Section supporté par le poteau le plus sollicité.	93
Figure V. 9: Coupe des murs voiles en élévation.	96
Figure V. 10: Schéma d'un escalier.	97
Figure V. 11: Dimension de l'escalier type 1.	97
Figure V. 12: Coupe transversal.	98
Figure V. 13: Schéma statique du palier la volée 2.	99
Figure V. 14: Schéma statique du palier et la volée 1.	99
Figure V. 15: Dimension de l'escalier type 2.	99
Figure V. 16: Schéma statique d'escalier (type 2) et la volée 1 pour H=3.06m.	100
Figure V. 17: Schéma statique du palier (type 2) et la volée 2 pour H=3.06m..	100
Figure V. 18: Dimension de l'escalier type 3.	101
Figure V. 19: Schéma statique du palier la volée 1.	101
Figure V. 20: Schéma statique du palier la volée 2.	102
Figure V. 21: Coupe plancher terrasse inaccessible.	102
Figure V. 22: Coupe plancher étage.	103
Figure V. 23: Coupe transversale des murs extérieurs.	104
Figure V. 24: Schéma de l'acrotère.	105
Figure V. 25: Coupe transversale de balcon.	105

Chapitre VI : étude des éléments secondaires

Figure VI. 1: Chargement d'une poutre continue.	111
Figure VI. 2: Les moments en travées et en appui pour une poutre continue.....	111
Figure VI. 3: Les diagrammes des moments et des efforts tranchants (forfaitaires).	115
Figure VI. 4: Section de poutrelle.....	116
Figure VI. 5: Ferrailage de la dalle de compression.	125

Figure VI. 6: Coupe transversale d'un balcon.	126
Figure VI. 7: Section d'une poutre console (balcon).	127
Figure VI. 8: Ferrailage du balcon.	130
Figure VI. 9: Chargement supporter par le palier et la volée 1 et 3 de l'escalier type 1.	131
Figure VI. 10: Chargement supporter par le palier et la volée 2 de l'escalier type 1.	132
Figure VI. 11: Chargement supporter par le palier et la volée 3 de l'escalier type 1.	132
Figure VI. 12: Chargement supporter par le palier et la volée 3 de l'escalier type 1.	133
Figure VI. 13: Chargement supporter par le palier et la volée 2 de l'escalier type 3.	134
Figure VI. 14: Chargement supporter par le palier et la volée 1 de l'escalier type 1.	134
Figure VI. 15: Les diagrammes des sollicitations.	135
Figure VI. 16: Schéma statique de la poutre palière.	140
Figure VI. 17: Les charges appliquées sur la poutre palière brisée.	140
Figure VI. 18: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant de poutre palière brisée.	141
Figure VI. 19: Ferrailage de la poutre palière en appui et en travée.	146
Figure VI. 20: Dimensions de l'acrotère.	147
Figure VI. 21: La section de calcul de l'acrotère.	148
Figure VI. 22: Coupe AA et BB de l'acrotère.	151
Figure VI. 23: Caractéristique de l'ascenseur.	151
Figure VI. 24: Dimension de la dalle machine.	152
Figure VI. 25: Chargement appliqué.	153
Figure VI. 26: Schéma statique de la dalle d'ascenseur.	154
Figure VI. 27: Schéma statique de la dalle d'ascenseur.	154
Figure VI. 28: Calcul les moments par la méthode de Pigeaud.	154
Figure VI. 30: Section de la dalle pleine.	157

Chapitre VII : Étude dynamique

Figure VII. 1: Modélisation de la structure.	162
Figure VII. 2: Disposition des voiles.	162
Figure VII. 3: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE)	169

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

Figure VIII. 1: Zone nodale (nœud poutre-poteaux).	179
Figure VIII. 2: Section de poteau.	180
Figure VIII. 3: Longueur de recouvrement.	184
Figure VIII. 4: Ferrailage des poteaux (RDC et 1er étage).	192
Figure VIII. 5: Ferrailage des poutres principales et secondaires.	199
Figure VIII. 6: Répartition des moments dans les zones nodales.	201
Figure VIII. 7: Disposition des voiles.	206
Figure VIII. 8: Voile soumis à la flexion.	207

Figure VIII. 9: Schéma de ferrailage du voile (Sens x-x L= 1.98m) pour RDC et étage 1 et 2.....	214
---	-----

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

Figure IX. 1: Dimensions du radier.	217
Figure IX. 2: Déplacement maximum selon l'axe Z.....	218
Figure IX. 3: Ferrailage de la nervure dans le sens x.y.	225

Liste des tableaux

Chapitre III : Étude et analyse urbaine de la ville du TLEMCEN

Tableau III. 1: Programme pédagogique de construction d'un collectif.	65
--	----

CHAPITRE V : Pré dimensionnement et Descente Des Charges

Tableau V. 1: Récapitulation du pré dimensionnement.	95
Tableau V. 2: Dimensions des murs voiles.	96
Tableau V. 3: La longueur de la ligne de foulée escalier type 1.	98
Tableau V. 4: Epaisseur d'escalier type 1.	99
Tableau V. 5: La longueur de la ligne de foulée escalier type 2.	100
Tableau V. 6: Epaisseur d'escalier type 2.	101
Tableau V. 7: La longueur de la ligne de foulée escalier type 3.	101
Tableau V. 8: épaisseur d'escalier type 3.	102
Tableau V. 9: Plancher terrasse inaccessible.	103
Tableau V. 10: Plancher étage.	103
Tableau V. 11: Plancher charges d'exploitations de RDC et étage 1.	104
Tableau V. 12: Murs extérieurs (double parois).	104
Tableau V. 13: Murs intérieurs (simple parois).	104
Tableau V. 14: Charge permanent et d'exploitation de balcon.	106
Tableau V. 15: Charge permanent et d'exploitation de volée type 1.	106
Tableau V. 16: Charge permanent et d'exploitation de volée type 2.	106
Tableau V. 17: Charge permanent et d'exploitation de palier type 1,2,3.	107

Chapitre VI : étude des éléments secondaires

Tableau VI. 1: Charges et surcharge des poutrelles.	108
Tableau VI. 2: Types des poutrelles.	108
Tableau VI. 3: Vérification de la 1 ère condition de la méthode forfaitaire.	110
Tableau VI. 4: Choix des méthodes pour le calcul des poutrelles.	110
Tableau VI. 5: Moments fléchissant et efforts tranchant.	115
Tableau VI. 6: Moment fléchissant à ELU.	116
Tableau VI. 7: Moment fléchissant à ELS.	118
Tableau VI. 8: Ferrailage longitudinale.	119
Tableau VI. 9: Vérification la contrainte de cisaillement.	120
Tableau VI. 10: Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.	122
Tableau VI. 11: Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.	123
Tableau VI. 12: L'ancrage des armatures des poutrelles.	126
Tableau VI. 13: Récapitulation des moments et effort tranchant totaux appliqués sur le balcon.	127
Tableau VI. 14: Récapitulation de ferrailage de BALCON.	129
Tableau VI. 15: Les efforts appliqués sur les escaliers.	135

Tableau VI. 16: Le ferrailage des trois types des escaliers.....	139
Tableau VI. 17: Efforts appliqué sur la poutre palière.....	141
Tableau VI. 18: Ferrailage de poutre palière.	146
Tableau VI. 19: Sollicitations prisent par l'acrotère type 1.	147
Tableau VI. 20: Le ferrailage d'acrotères.	150
Tableau VI. 21: Les différentes surfaces et leurs charges.	155
Tableau VI. 22: Les différentes valeurs de moment à ELU et ELS.	155
Tableau VI. 23: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.	157

Chapitre VII : Étude dynamique

Tableau VII. 1: Coefficient CT.....	165
Tableau VII. 2: Période choisie pour le calcul du (D).	165
Tableau VII. 3: Pénalité en fonction des critères de qualité q.	166
Tableau VII. 4: Poids des différents niveaux	166
Tableau VII. 5: La force sismique de chaque niveau.....	167
Tableau VII. 6: Période et masses modales de la structure.....	168
Tableau VII. 7: Vérification de la résultante des forces.	171
Tableau VII. 8: Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -x-.	171
Tableau VII. 9: Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -y-.	172
Tableau VII. 10: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-).	174
Tableau VII. 11: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-).	174
Tableau VII. 12: Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.	176

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

Tableau VIII. 1: Sollicitations des poteaux thermique.	178
Tableau VIII. 2: La longueur de la zone nodale pour les poteaux.....	180
Tableau VIII. 3: Les excentricités et les moments fictifs.	182
Tableau VIII. 4: Ferrailage longitudinales des poteaux.....	183
Tableau VIII. 5: Récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux.	183
Tableau VIII. 6: Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.	185
Tableau VIII. 7: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	185
Tableau VIII. 8: Les armatures transversales des poteaux.	187
Tableau VIII. 9: Contrainte dans le béton et dans l'acier.	189
Tableau VIII. 10: Vérification de flambement pour les poteaux.	191
Tableau VIII. 11: Sollicitations maximales dans les poutres principales.	193
Tableau VIII. 12: Sollicitations maximales dans les poutres secondaire.....	194
Tableau VIII. 13: Vérification des contraintes en travée (poutre principale).	195
Tableau VIII. 14: Vérification des contraintes en appui (poutre principale).	196
Tableau VIII. 15: Ferrailage des poutres principales.....	198
Tableau VIII. 16: Ferrailage des poutres secondaires.....	198

Tableau VIII. 17: Tableau d'ancrage des armatures.....	199
Tableau VIII. 18: Les valeurs des flèches des poutres.....	200
Tableau VIII. 19 : Moments résistant dans les poteaux.....	202
Tableau VIII. 20: Moment résistant dans les poutres.	202
Tableau VIII. 21: Vérification de la zone nodale.	202
Tableau VIII. 22 :Sollicitations maximales des voiles (Sens x-x L= 4.8 m).....	206
Tableau VIII. 23: Sollicitations maximales des voiles (Sens x-x L= 1.98 m).....	206
Tableau VIII. 24: Sollicitations maximales des voiles (Sens y-y L= 4.8 m).....	207
Tableau VIII. 25: Sollicitation maximal des voiles (Sens y-y L= 3 m).....	207
Tableau VIII. 26: Vérification des voiles au cisaillement.	210
Tableau VIII. 27: Ferrailage des voiles (Sens x-x L= 4.8 m).	211
Tableau VIII. 28: Ferrailage des voiles (Sens x-x L= 1.98 m).....	212
Tableau VIII. 29: Ferrailage des voiles (Sens y-y L= 4.8 m).....	212
Tableau VIII. 30: Ferrailage des voiles (Sens y-y L= 3 m).	213

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

Tableau IX. 1: Sollicitations du radier.....	219
Tableau IX. 2: Ferrailages de la nervure sens x.y.....	223
Tableau IX. 3: Vérification la contrainte de cisaillement.	224
Tableau IX. 4: Ferrailages de la nervure et la dalle d'un radier nervuré.	225

LISTE DES NOTATIONS :

G : Action permanente.
Q : Action d'exploitation.
E : Action accidentelle.
 $\overline{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
 σ_{st} : Contrainte d'acier.
 f_{cj} : Résistance à la compression.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.
 f_{tj} : Résistance à la traction.
 A_{st} : Section d'armature.
 A_r : Armature de la répartition
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier
 E_{ij} : Déformations instantanées.
 E_{vi} : Déformations différées.
 ϑ : Coefficient de poisson.
 f_{bc} : Contrainte de calcul.
 ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.
 θ : Coefficient d'application.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
A : Facteur d'accélération de la zone.
D : Facteur d'amplification dynamique.
R : Coefficient de comportement global de la structure.
Q : Facteur de qualité.
 C_t : Coefficient de période.
 C_p : Facteur de la force horizontale.
 E_s : Module d'élasticité longitudinal.
 λ : L'élancement mécanique des poteaux.
h : Facteur de correction d'amortissement.
 β : Valeur du coefficient de pondération.
W : Poids total de la structure.
 W_i : Poids sismiques de l'étage « i ».
N : Effort normale.
V : Effort tranchant.

M : Moment fléchissant
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_s : Moment à l'état limite service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment en appuis.
 μ_u : Moment ultime réduit.
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 L_f : Longueur de flambement.
 L_r : Longueur de recouvrement.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 T : Effort tranchant, période.
 ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal
 ϕ_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale
 S_t : Espacement.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
 $I_x ; I_y$: Moments d'inertie.
 $i_x ; i_y$: Rayons de giration.
 α : Position relative de la fibre neutre.
 Z : Bras de levier.
 d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
 d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.
 Br : Section réduite.
 K : Coefficient de raideur du sol.
 L_{sa} : Longueur de scellement.
 ΔT_u : La composante de température uniforme d'un élément de structure.
 α : Coefficient de dilatation.
 T_{max} : Température extrême maximale sous air d'abri.
 T_{min} : Température extrême minimale sous air d'abri.
 T_{int} : Température intérieure.
 T_{out} : Température extérieure.
 $S.E.C$: Section entièrement comprimé.
 $S.E.T$: Section entièrement tendu.
 $S.P.C$: Section partiellement comprimé.

Introduction générale :

Dans le domaine de la construction de bâtiment, la maîtrise de processus de la conception constitue l'un des enjeux majeurs pour assurer la délivrance d'un bon projet.

Les métiers de l'ingénierie et de l'architecture peuvent être considérés comme des domaines d'activités indépendantes, mais bien savant qu'ils sont intimement liés. Ces deux secteurs assurent les études d'un projet de construction, notamment en termes technique, fonctionnel et esthétique.

Selon **PATRICE NOVARINA** « **Il y'a longtemps, l'ingénieur et l'architecte n'étaient qu'un, nous sommes devenus deux !! Et de surcroit, chacun doit être plusieurs** ».

Cette harmonie qui se résulte dans le mélange de ces deux secteurs permet de faire des propres conceptions architecturales, des propres dimensionnements (calculs de structures) et de mieux comprendre certains aspects dans la construction aussi bien dans le bâtiment que les travaux publics.

De nos jours on assiste à une anarchie dans les édifices, une monotonie des styles de conception à cause de la négligence du mariage entre structure et architecture.

Aborder un thème aussi important que celui de la conception d'un espace éducatif n'est pas une tâche facile, dont nous proposons de concilier la rupture entre l'architecture et le génie civile.

Dans notre travail nous allons étudier un bâtiment constitué d'un RDC, et 15 étages à usage d'habitation et commerce.

Néanmoins, il faut faire la conception et l'étude de cet immeuble tout en respectant les règlements et les recommandations, de telle manière que ce bâtiment puisse résister aux différents chargements auxquelles et de gagner les meilleures performances du point de vue structurel.

Donc de quelle manière allons-nous associer la réflexion architecturale esthétique avec la responsabilité de la construction et la planification de l'ouvrage, et refléter une étude de haut niveau technique nécessaire ?

Formulons l'hypothèse que l'élaboration et la réussite de notre projet dépend de trois paramètres : la bonne conception architecturale de l'étude de faisabilité, la bonne réflexion technique et structurelle, et la meilleure intégration de l'environnement externe (social, politique et architectural).

Le travail réalisé dans ce projet de fin d'études, se décompose en plusieurs parties distinctes :

La première partie c'est la parité architecturale qui consiste à faire des analyses des exemplaires des bâtiments dans le territoire national ou à l'étranger pour prendre idée et l'inspiration comment doivent dessiner le plan, et après on fait une analyse de site pour connaître les points de fort et faible de ce terrain, après tout ça on commence à réaliser le plan.

La deuxième partie c'est la partie génie civil, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99 V 2003 et DTRB.C2.2) pour faire une présentation du projet du bâtiment, un pré dimensionnement, la descente de charges. Et nous allons étudier les éléments secondaires (poutrelles, escaliers, dalles pleines, acrotère).

Ensuite, Par ailleurs, on enchaîne avec l'étude dynamique de la structure en utilisant SAP2000. Et inclue le calcul du ferrailage des éléments composants la structure (poutres, poteaux, voiles, radier général).

Enfin, on terminera par une conclusion générale.

Chapitre I :
Théorique
définition des notions

Introduction :

Dans ce chapitre, on va essayer de traiter le thème, définir et analyser tous les notions qui sont en relation avec notre thématique, aussi on va aborder l'historique pour connaître l'origine de notre thème et son évolution jusqu'à nos jours sans oublier le coter législatifs toute politique qui encadre le thème. Cette recherche a un intérêt scientifique vraiment important pour l'aboutissement d'un projet réussi.

I.1 Définition de l'habitat :

D'après Larousse Encyclopédique, l'habitation comme étant « l'action d'habiter, de séjourner dans un même lieu. ».¹

I.2 Notions résidentielles :

I.2.1 Tour d'habitation : ²

L'agencement dans les plans détermine l'aspect plastique de la construction. Des lignes de contours à fortes membrures renforcent l'effet de verticalité et l'impression d'une construction haute et élancée.¹

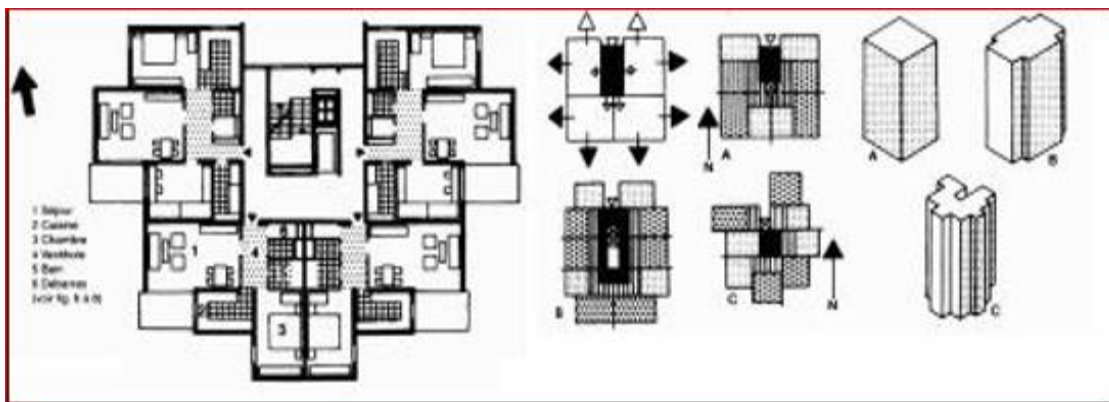


Figure I. 1:Représente tour d'habitation.

I.2.2 Logement :

Le Littré (dictionnaire de la langue française) donne pour le terme « logement » la définition suivante : Loger quelqu'un, c'est lui donner une maison résidence, habiter un endroit, s'est être logé confortablement. Le logement désigne à la fois une unité fonctionnelle où l'organisation de l'espace qui répond aux normes culturelles de la société et de l'époque, mais la dimension, la forme, l'organisation interne, le niveau d'équipement du logement est également lié à la structure au niveau économique et social.³

I.2.3 Appartement :

L'appartement dans son sens désigne une partie d'un immeuble comportant plusieurs pièces qui forment un ensemble destiné à l'habitation.⁴

I.3 Histoire de l'habitat en Algérie :

L'habitation a connu à travers l'histoire de multiples transformations et évolutions relatives à l'évolution de l'homme, dictées par plusieurs facteurs endogènes et exogènes que les situations socio-économiques et politiques.

Avant l'indépendance :

Contrairement à ce qui se passait dans de nombreux pays où le problème de l'habitat constituait une préoccupation majeure de l'état, en Algérie, la construction de logement a été jusqu'aux années 1940, abandonnée presque totalement à l'initiative privée. En effet pour les habitants musulmans des bidonvilles étaient prévus, des logements très simplifiés ne comportant qu'un minimum d'installations, quelques pièces autour d'une cour fermée. Pour les classes laborieuses européennes et musulmanes évolués étaient prévus des HLM. Enfin, pour la classe moyenne européenne étaient réservés des logements primés.

1953 : compagnie immobilière Algérienne (CIA) :

Après la 1ère partie consacrée à la construction de cités horizontales (habitat traditionnel musulman), la CIA s'est orientée vers des formules d'habitat en hauteur les grands ensembles logements économiques simplifiés dans des immeubles collectifs.

1954 : les « logements-million » furent lancés en métropole :

Ainsi les coopératives de l'habitat algérien construisaient pour les musulmans des immeubles à trame verticale dite « nid d'abeille » avec patio à ciel ouvert.

1955 :

Fut lancé le programme de logements économiques normalisés dont il restait à définir les normes, les caractéristiques et le prix-plafond en des besoins de la population.

1953-1958 :

Le programme de construction de Jacques Chevalier à Alger :

Il concernait un vaste plan de constructions collectives, offrant à tout un logement social de qualité. Refus des lotissements de maisons individuelles en unifiant les conditions d'habitat. Enfin les constructions des HLM démontraient qu'un chaque classe son logement.

1957-1959 : Le plan de Constantine :

La promotion d'un plan d'ensemble de la construction, associant logement, équipement et zones industrielles. C'est pourquoi la formule retenue pour les logements était celle de grands ensembles.

Sur le plan de l'hygiène et de l'équipement sanitaire, les logements construits disposent de tous les éléments jugés indispensables, s'efforcer de sauvegarder les conditions de la vie moderne, en créant des parcs de verdure, des centres commerciaux et une double orientation qui facilite la ventilation pour tous les appartements.

Après l'indépendance :

1965 :

Création de la commission interministérielle de l'habitat. Objectif, achèvement de tous les chantiers abandonnés (38000 logements urbains).

Par ailleurs, un certain nombre d'initiatives des collectivités locales, organismes publics et sociétés nationales ont été recensées, tendant à réaliser des programmes de logements.

La période 1970 à 1973 :

Le programme visait la mise en œuvre d'une politique tendant à l'amélioration des conditions de vie et à la satisfaction des besoins de la population dans les différents domaines.

Bien que le rythme annuel de livraison projeté atteint 3.2 fois la cadence de la période précédente, le programme ne répondait pas à l'ampleur des besoins de la population du fait de l'insuffisance des logements.

La période 1974 à 1977 :

Au niveau des programmes urbains :

-Le lancement de 100000 logement nouveau.

-La livraison de 90000 logements à usage d'habitation.

La période 1977 à nos jours :

Aujourd'hui on tente d'américaniser notre paysage en érigeant des tours. A partir de 1986 et suite à la crise économique, l'État se désengage progressivement de la question du logement social en faveur de la promotion immobilière qui est par sa nature sélective, et les citoyens tentent alors de se prendre en charge à travers l'habitat informel.

I.4 Les formes d'habitat :

I.4.1 Habitat collectif :

L'habitat le plus dense, il se trouve en général en zone urbaine, se développe en hauteur au-delà de R+4 en général, R+2 + combles, R+3 + combles ou plus ... etc. Composé d'appartements avec chacun, au mieux, balcon ou terrasse, stationnements en souterrain et/ou aériens. Un secteur du petit collectif compte 40 à 70 log/ha³.

L'individualisation des espaces commence juste à l'entrée de l'unité d'habitation.⁵

I.4.1.1 Caractéristiques de l'habitat collectif :

Ce type se diffère aux autres par une forte densité tout en offrant de meilleures conditions de vie et se développant en hauteur agencement vertical des cellules, un accès semi-collectif donnant accès aux logements, plusieurs logements par palier, canalisations montantes communes, terrasses communes circulation commune, les logements comportent un ou deux murs mitoyens.⁶

I.4.1.2 Hiérarchisation des espaces :⁷

Dans n'importe quel type d'habitat on transite entre l'espace public, semi-public mi privé et enfin privé. Dans l'habitat collectif, l'espace public se résume à la rue, le semi-public à l'unité de voisinage, le semi privé à la cage d'escalier et le palier et le logement à l'espace privé.

- **L'espace public :**

Représente dans les sociétés humaines, en particulier urbaines, l'ensemble des espaces de passage et de rassemblement qui sont à l'usage de tous, soit qu'ils n'appartiennent à personne (en droit par exemple), soit qu'ils relèvent du domaine public ou, exceptionnellement, du domaine privé.

- **Espace semi-public :**

Réservé principalement aux occupants des propriétés voisines de l'espace, tout en restant accessible à l'autrui comme par exemple la cour ou le parking d'une cité.

- **Espace semi-privé :**

Ses espaces font partie de l'habitat, mais ne font pas partie de la propriété privée exemple d'une cage d'escalier d'un immeuble.

- **Espace privé :**

Propriété privée d'un individu un appartement par exemple.

I.4.1.3 Classification selon le nombre de logement par palier :⁸

- **Un logement par étage :**

La desserte d'un seul appartement par étage n'est pas économique. Appliquera limitation usuelle à quatre étages sans ascenseur.

- **Deux logements par étage :⁹**

Équilibre entre habitabilité et rentabilité. Nombreuses solutions de plans pour une bonne adaptation à l'ensoleillement. Possibilité de disposer des logements avec un nombre de pièces

différentes ou identiques. Desserte verticale par escalier jusqu'à quatre étages puis ascenseur à partir de 5 étages.

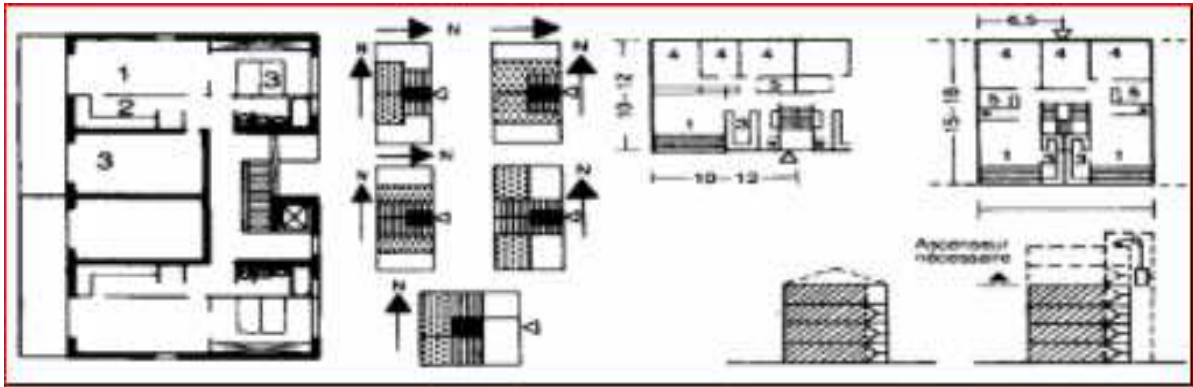


Figure I. 2: Représente plan de 2 logs par étage.

- **Trois logement par étage :¹⁰**

Bon rapport entre habitabilité et rentabilité et qui convient à la construction d'immeubles dans des angles.

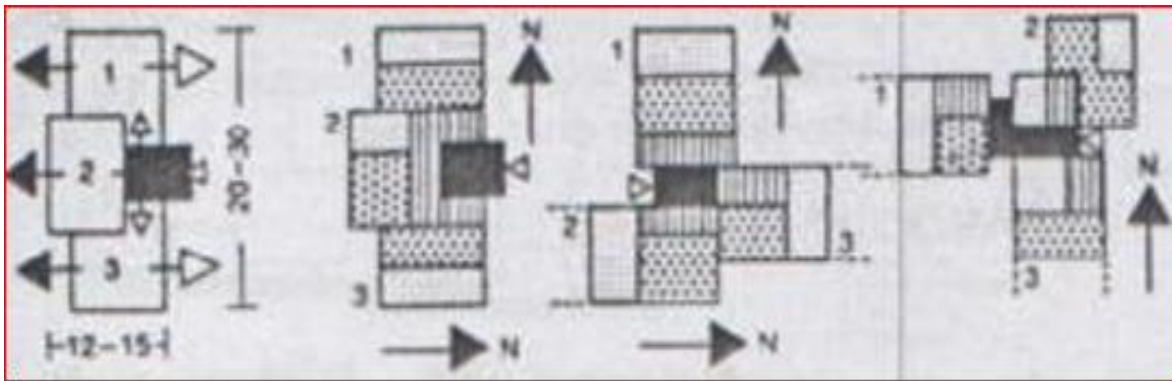


Figure I. 3: Représente plan de 3 logs par étage.

- **Quatre logements par étage :¹¹**

Bon rapport entre habitabilité et rentabilité. Possibilité d'offres de logements différenciés par étage.

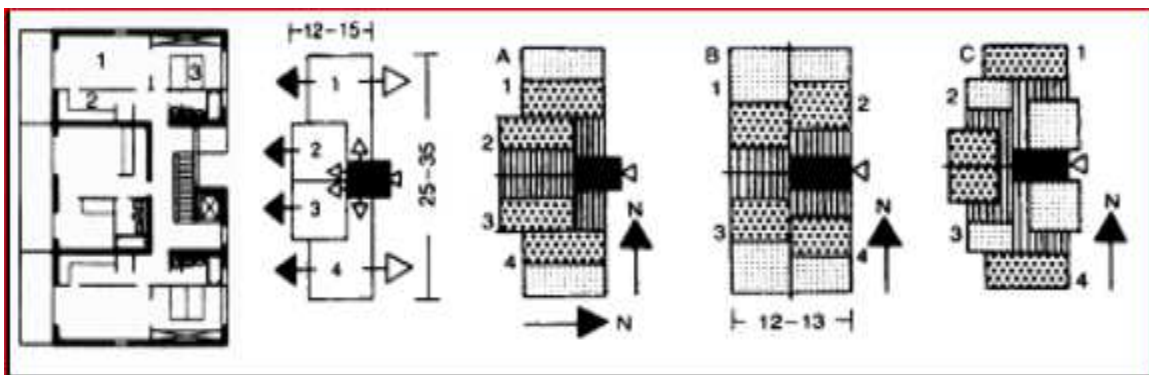


Figure I. 4: Représente plan de 4 logs par étage.

I.4.1.4 Type de logements selon la forme du bloc :

- **Immeuble en blocs :**¹²

À forme de construction fermée utilisant l'espace sous forme de bâtiments individuels. Ou il ya possibilité de grande concentration, les pièces donnant vers l'intérieur ou l'extérieur sont très différentes par leur fonction et leur configuration.

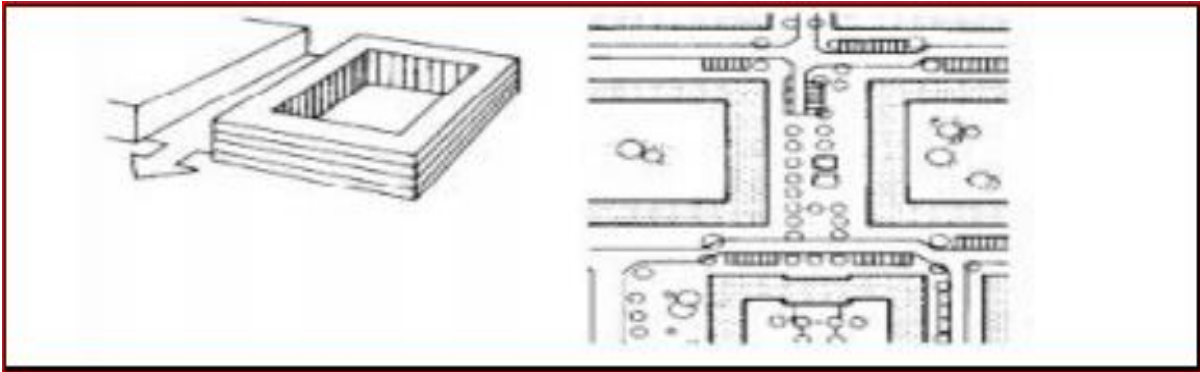


Figure I. 5: Représente immeuble en bloc.

- **Immeuble barre :**¹³

Forme de construction ouverte et étendue sous forme de regroupement de type d'immeubles identique ou variés, de conception différente ou il n'existe pas ou peu de différences entre les pièces donnant vers l'intérieur ou l'extérieur.

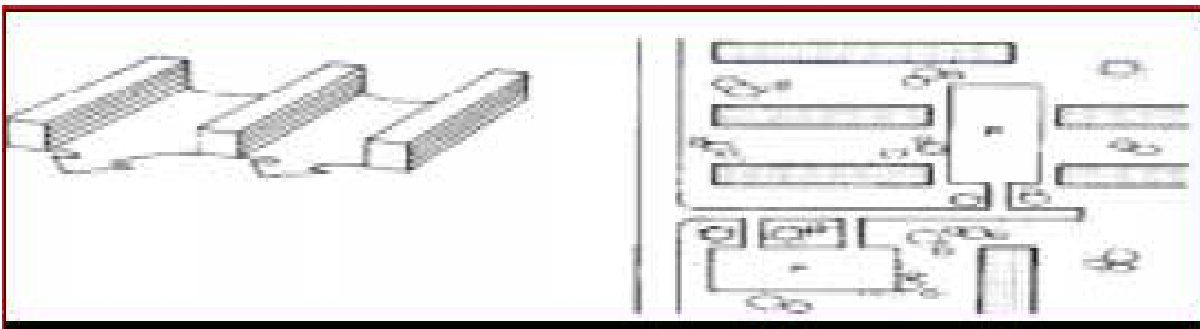


Figure I. 6: Représente immeuble barre.

- **Immeuble écran :**¹⁴

-Forme de bâtiment indépendant, souvent de grandes dimensions en longueur et en hauteur, par de différence entre les pièces donnant vers l'extérieur ou celles qui donnent vers l'intérieur.

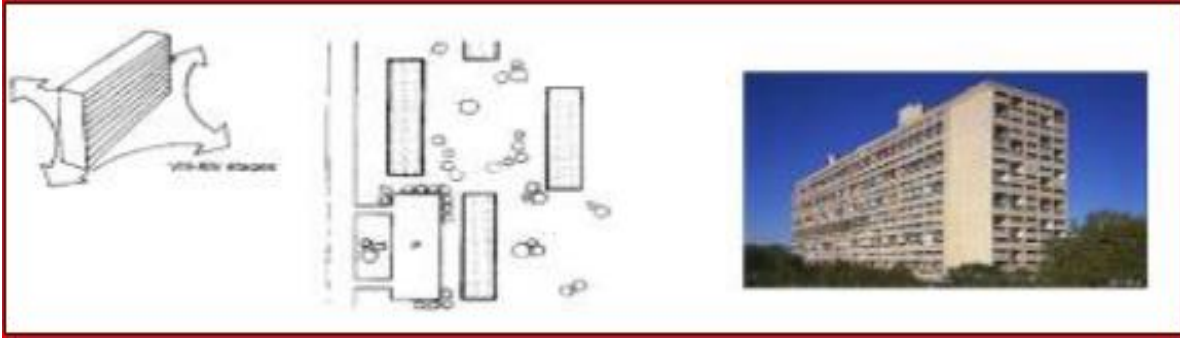


Figure I. 7: Représente immeuble composite.

- **Immeuble composite (grand) :**¹⁵

-Assemblage ou extension d'immeuble écran composant un grand ensemble, forme de construction indépendante de très grande surface. Avec une possibilité de très vastes pièces. Par de différenciation entre pièces donnant vers l'extérieur ou vers l'intérieur.

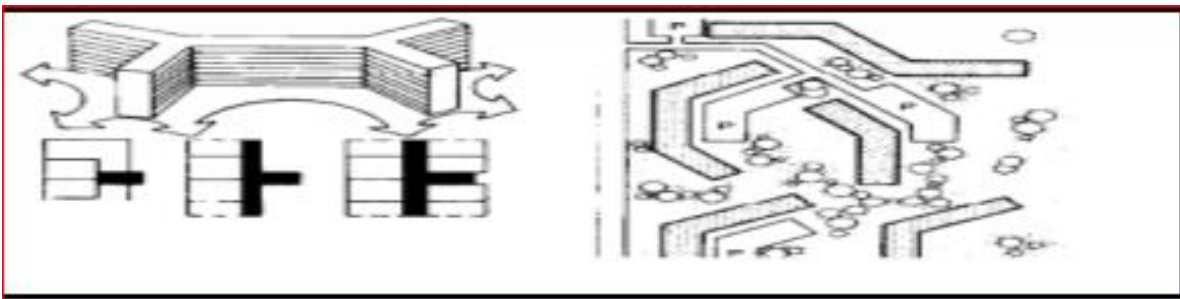


Figure I. 8: Représente immeuble composite.

- **Tours :**¹⁶

-Forme de construction solitaire située librement sur le terrain, pas d'assemblage possible. -souvent mis en relation en milieu urbain avec des constructions basses et plates.

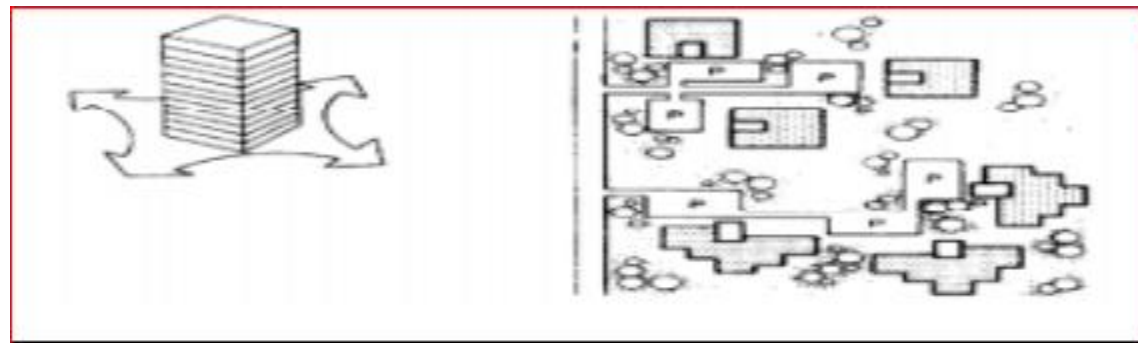


Figure I. 9: Représente une tours.

I.4.1.5 Habitat intégré : ¹⁷

C'est le fait d'intégrer d'autres fonctions à l'habitat et d'intégrer cet habitat dans son environnement.

I.4.1.5.1 Les facteurs fondamentaux à l'habitat intégré :¹⁸

- **Sociabilité :**

Cet espace regroupe les activités telles que clubs, associations, réunions de personnes ? Ainsi, les voisins deviennent ceux qui sont choisis en réseau, les amis éloignés sont de nouveau proches ? ainsi la proximité reprend son sens dans un lieu éloigné.

- **Travail :**

Le travail est un élément important dans la vie de l'homme, il ne doit pas obligatoirement être proche du lieu de résidence.

- **Commerce :**

Cet espace qui fait partie du logement puisque les achats se font en fonction des besoins de vie, demande une ambiance particulière celle du magasin ou du marché.

- **Éducation :**

L'éducation regroupe tout ce qui touche à l'apprentissage aussi bien scolaire que culturel. Elle demeure une partie nécessaire et importante dans le développement des enfants.

- **Culture et loisir :**

La culture et les loisirs sont des éléments de ce nouvel habitat qui nécessitent des espaces particuliers, différents de ceux du logement.

- **Mobilité :**

Aptitude à bouger, à se déplacer, à changer, à évoluer.

Instabilité, fantaisie.

La mobilité résidentielle désigne le changement de lieu de résidence d'un foyer. En ce sens, c'est un trait particulier de la mobilité spatiale et ses mécanismes peuvent être analysés à différentes échelles spatiales.

I.4.1.5.2 Les facteurs influent sur l'habitat intégré :¹⁹

L'habitat est conçu dans toute une série d'intentions, il traduit de nombreuses forces qui se présentent comme suit :

- **Le site :**

Chaque endroit recèle des potentialités qu'il faudrait exploiter et des contraintes qu'il faudrait prendre en charge.

L'architecture est tributaire de cet environnement physique qui doit être un facteur d'intégration et non pas de rejet, afin d'assurer une relation harmonieuse entre le projet et son assiette physique.

- **La société :**

L'habitat en tant que cadre de vie, traduit la manière de vivre des individus. Il doit avoir comme source la force véhiculée par les habitudes.

Plusieurs enquêtes faites sur des ensembles d'habitat ont démontré qu'il existe un conflit entre le mode de vie des habitants et l'architecture produite dictée par une conception qui ne répond pas aux aspirations des occupants.

Aujourd'hui malgré le changement de la structure socio-familiale, l'occupant a toujours besoin d'apprécier son habitat et son vécu il reste marqué par des traces traditionnelles persistantes.

- **L'intimité :**

-Elle implique un degré de hiérarchisation spatiale entre l'espace privé où se déroule la vie familiale et l'espace public où se déroule la vie communautaire. Elle est marquée par une succession de seuils correspondants aux différents degrés d'intimité.

- **L'esprit communautaire :**

-IL implique la présence d'espaces de communications et de rencontres favorisant le contact entre les habitants, constituant, ainsi, des espaces de vie pour la collectivité qui complètent et mettent en valeur l'habitat.

- **Les pratiques sociales :**

Certaines pratiques de la vie peuvent engendrer des dispositions architecturales particulières (le besoin d'espaces qui accueilleront des activités domestiques).

La culture et la religion : système de croyance et de pratique un trait caractéristiques distinctif des citoyens des autres.

- **Les matériaux de construction :**

Le choix des matériaux est important sur le plan esthétique, technique et thermique pour la réalisation d'un projet qui répond aux exigences du confort.

- **Le climat :**

L'architecture dépend du facteur climatique qui lui dicte les orientations principales pour la conception. L'introduction de la dimension climatique permet d'atteindre les objectifs comme la qualité environnementale recherchée, un meilleur vécu pour l'occupant, une économie d'énergie.

- **Les techniques de construction :**

L'ensemble des prestations consistant à étudier, concevoir et réaliser un ouvrage.

I.4.1.5.3 Les composants de l'espace résidentiel :

- **L 'espace public :**

Il s'agit d'établir un rapport entre les habitations plus denses jusqu'au secteur villas dans son intégralité physique et pratique. La diversité et la continuité des espaces publics permettent des usages différenciés et des fonctions attractives et d'échange pour les habitations des quartiers.

- **Les espaces verts :**

Mise en réseau, vue d'ensemble, offre d'importants espaces naturels, habiter près de la vie et bénéficier de nombreux espaces verts ce qui représente un facteur évident de qualité de vie.

Ces espaces verts doivent être perçus à l'échelle adéquate, à travers une continuité aérienne des végétations, ils ne peuvent pas être morcelés par de petites interventions.

La création de réseaux d'espaces verts doit être privilégiée comme facteur d'intégration.

Conclusion :

A travers ce chapitre a conclu que l'habitat se manifeste en plusieurs types et formes mais il reste le résultat de conjugaison de plusieurs conditions socioculturelles, économique, environnementale. , l'homme a toujours essayé de créer des conditions favorables pour son confort et ses activités, tout en essayant de contrôler son environnement, à partir de maison primitive à la maison d'aujourd'hui, l'habitation reflète travers son évolution les différentes solutions trouvées par l'homme pour faire face aux aléas climatiques .

Chapitre II :

Analyse thématique

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va analyser trois exemples qui traitent le même cas de notre étude à travers la décomposition et la bonne compréhension des exemples, comment on arrive à projeter notre projet.

Le choix des exemples est justifié par leur diversité d'échelle d'approche. Cela nous aidera à une meilleure compréhension de la problématique posée à différentes échelles.

II.1 Définition et concept :

II.1.1 Définition d'un IGH :²⁰



Figure II. 1: Un IGH.

Les IGH sont classés selon deux critères :

- La hauteur du bâtiment.
- Le ou les activités exercées au sein du bâtiment.

Les activités exercées dans un IGH se répartissent en classes constituées de la manière :

GHA : immeubles à usage d'habitation.

GHO : immeubles à usage d'hôtel.

GHR : immeubles à usage d'enseignement.

GHS : immeubles à usage de dépôt d'archives.

GHTC : immeubles à usage de tour de contrôle.

GHU : immeubles à usage sanitaire.

GHW : immeubles à usage de bureaux dont le plancher bas du dernier niveau est situé, par rapport au niveau du sol le plus haut utilisable pour les engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie à une hauteur supérieure à 28 mètres et inférieure ou égale à 50 m.

GHZ : immeubles à usage principal d'habitation dont la hauteur du plancher bas est supérieure à 28 mètres et inférieure ou égale à 50 mètres et comportant des locaux autres que ceux à usage d'habitation ne répondant pas aux conditions d'indépendance fixées par la réglementation.

II.1.2 La notion de la multi fonctionnalité :²¹

Définition : Relatif à ce qui a différentes fonctions, qui peut accomplir plusieurs tâches.

II.1.3 La tour & la notion de la multifonctionnalité :²²

On considère fréquemment que les avancées architecturales sont souvent liées à de nouveaux programmes. L'apparition de la tour et de ses caractéristiques typologiques sont liées à l'apparition du programme de bureaux. Il est important de se poser la question de la typologie adaptée à cette « nouvelle » forme de programme qu'est la mixité, ou plutôt «la typologie de la multiprogrammation ».

II.2 Analyse des exemples :

Introduction :

L'analyse d'un exemple de projet est une phase très importante dans la confection d'un raisonnement réfléchi sur la conception du projet.

II.2.1: (Bâtiment R+12 A TLEMCEN)

II.2.1.1 Fiche technique :

Architectes : M.F. BOUZIANI

Lieu : TLEMCEN

Climat : continental humide

Chef de projet : HAMZA CHERIF GHOUTI

Surface : 929,779 m²

Année du Projet : au cour de construction.

Gabarie : R+12

Densité : 50log / hectare

II.2.1.2 l'idée de la conception :

Ce projet explore les idées pour l'avenir de l'urbanisme dans la ville TLEMCEM et cherche à comprendre et à exprimer la notion que la forme urbaine peut être simultanément une forme environnementale.

II.2.1.3 Description du projet :

Le projet que nous avons étudié est un bâtiment à usage multiple constitué de :

- Le rez-de-chaussée (RDC) est destiné comme un étage commercial.
- Le 1er étage à usage bureautique.
- Du 2^{ème} au 12^{ème} étage à usage d'habitation comporte 5 appartements (F3a, F3b, F4a, F4b, F5).

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique poteaux- poutres et voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

Néanmoins, il faut faire la conception et l'étude de cet immeuble tout en respectant les règlements et les recommandations, de telle manière que ce bâtiment puisse résister aux différents chargements auxquelles il est soumis, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

II.2.1.4 plan de masse :²³

a) Situation et Analyse de l'implantation :

Notre bâtiment est situé aux amandiers à kiffane, boulevard Ain sebaa Ali, dans le nord de la wilaya de Tlemcen.



Figure II. 2: Plan situation du la projet.

b) L'Occupation du sol :

Une coopérative d'habitation pour les travailleurs de l'accueil qui serait économique à construire et à entretenir a été une source d'inspiration pour la conception qui intègre des espaces sociaux dédiés à la nourriture et à sa production, Le résultat est un écosystème à petite échelle, mais néanmoins à cycle complet, qualifié de « permaculture urbaine ».

La contrainte admissible du sol est $\sigma = 2$ bars.

c) Nature et forme du terrain :

Le terrain est de forme géométrique rectangulaire, C'est un terrain plat dans un milieu urbain.

d) Orientation :

- Ouest : habitat R+2
- Nord : habitat R+4
- Sud : habitat R+7
- Est : habitat R+4 CPTT

e) Accessibilité :

Le projet est accessible de majorité de ses cotées grâce à sa situation centrale dans le milieu urbain. Il ya deux types d'accès :

- Les Accès piétonnes
- Les accès mécaniques (cyclistes –voitures)

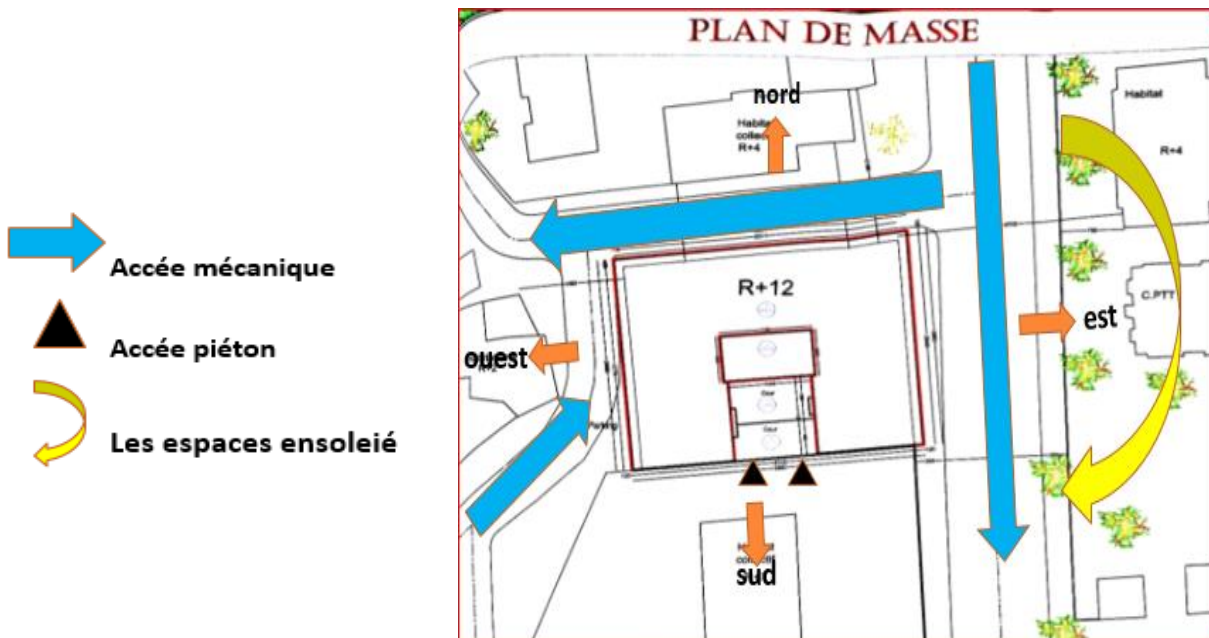


Figure II. 3: Plan de masse.²³

II.2.1.5 Analyse des plans :

a) RDC : comprendre les espaces du commerce.

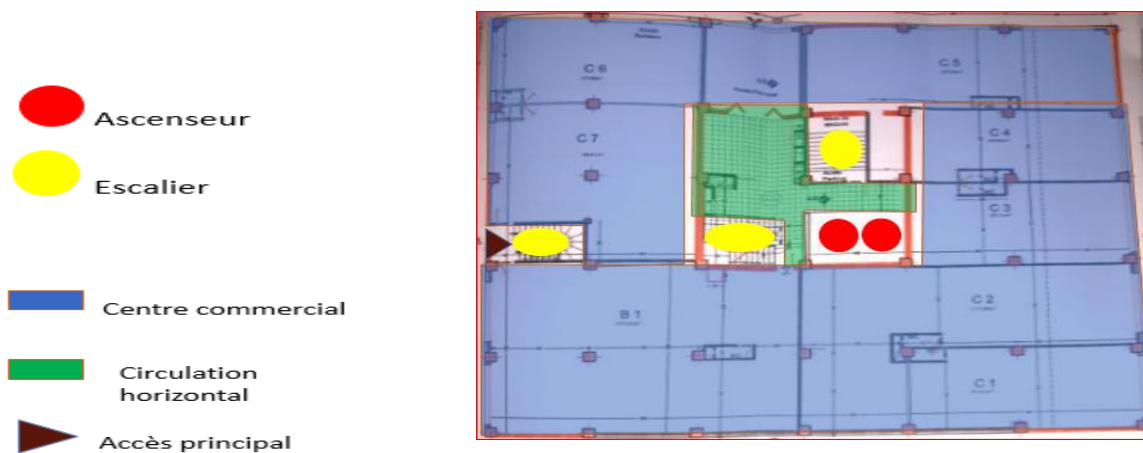






Figure II. 4: Plan R.D.C.²⁴

Programme /surface :

commerce	792.90 m ²
----------	-----------------------

b) **Plan 1^{ère} étage** : comprendre les espaces du bureau.

-  Ascenseur
-  Escalier
-  Bureau
-  Circulation horizontale

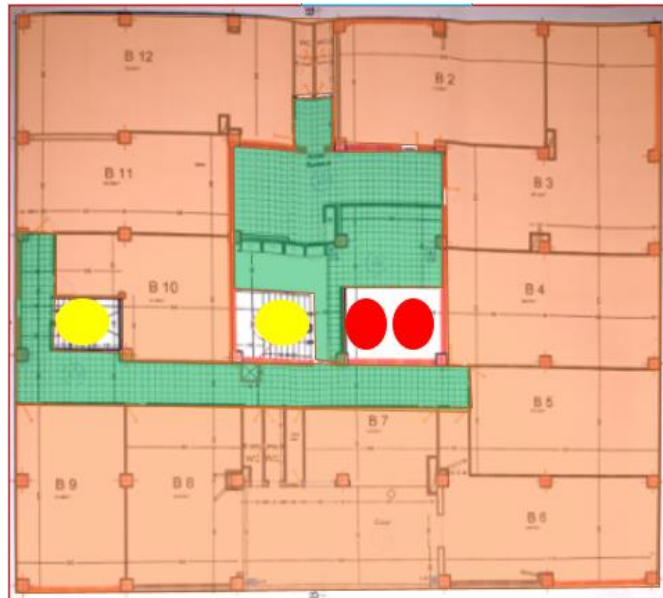


Figure II. 5: Plan 1^{ère}étage.²⁵

Programme /surface :

bureau	753.313 m ²
--------	------------------------

c) **Plan étage courant** : comprendre des unités résidentielles de type f3, f4 et f5 avec une cour.











-  Ascenseur
-  Escalier
-  Entré au log
-  Log F3a
-  Log F3b
-  Log F4b
-  Log F5
-  Log F4a
-  cour
-  Circulation horizontale



Figure II. 6: Plan étage courant.²⁶

Programme /surface :

F3a-espace	Surface m²
SALON	35.44
CUISINE	17.37
SDB-WC	5.42 / 2.86
HALL	20.57
CHAMBRE	15.58 / 18.92
BALCON-Séchoir	13.76 / 7

F3b-espace	Surface m²
SALON	29.74
CUISINE	18.01
SDB-WC	0.95 / 0.95
HALL	23
CHAMBRE	18.65 / 17.13
Séchoir	5.77

F4a-espace	Surface m²
SALON	26.14
CUISINE	17.85
SDB-WC	6.75 / 2.37
HALL	20.86

CHAMBRE	15.08 / 15.66 / 21.05
BALCON	3.66

F4b-espace	Surface m²
SALON	34.20
CUISINE	15.83
SDB-WC	6.36 / 1.76
HALL	22.85
CHAMBRE	14.5 / 18.01 / 17.20
BALCON-Séchoir	28.13 / 6.26

F5-espace	Surface m²
SALON	28.50
CUISINE	20.38
SDB-WC	4.26 / 2.51
HALL	34.50
CHAMBRE	19.5/17.9/17.97/20.7
BALCON-Séchoir	7.19 / 4.29

d) Plan terrasse :

-  Ascenseur
-  Escalier
-  Entré au terrasse
-  terrasse

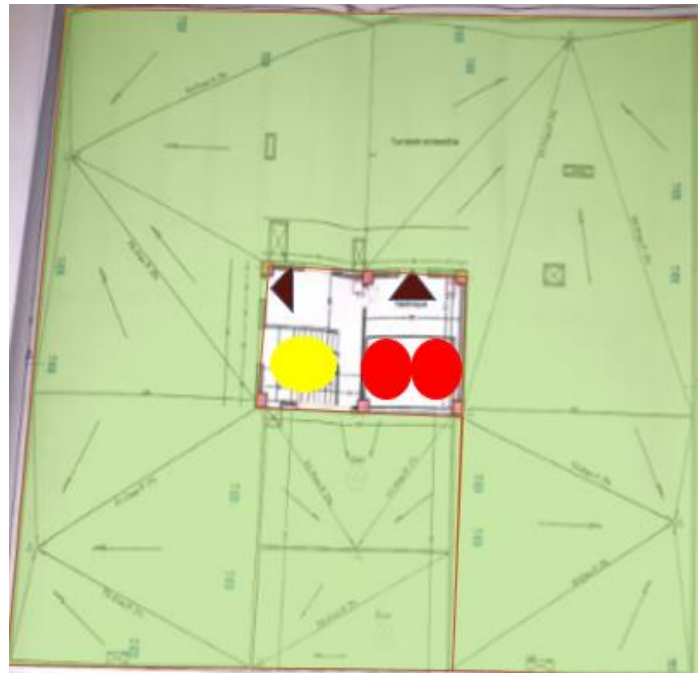


Figure II. 7: Plan terrasse.²⁷

II.2.1.6 Analyse des façades :

Coupe A-A

Coupe B-B

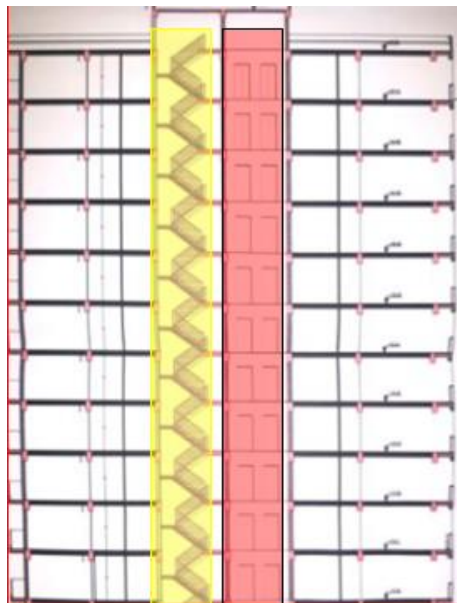
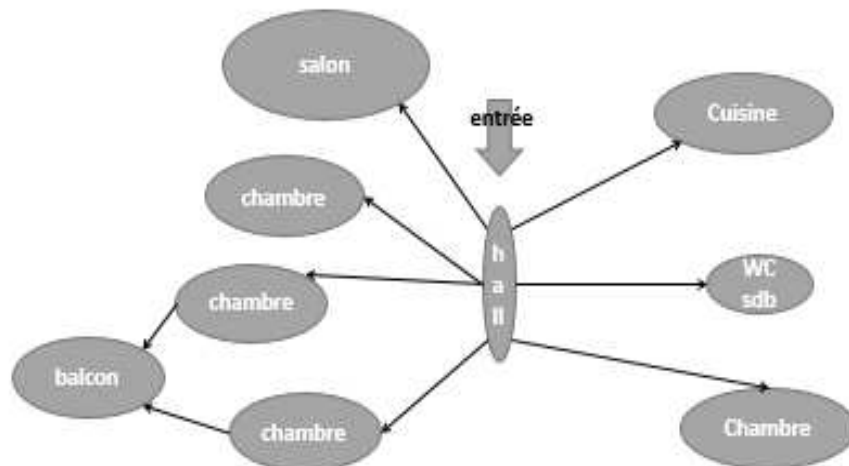
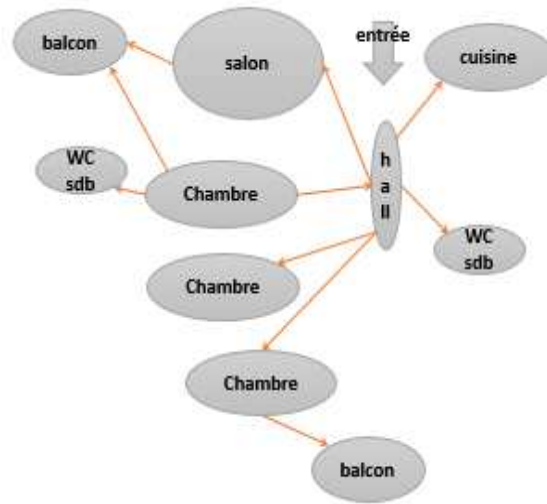
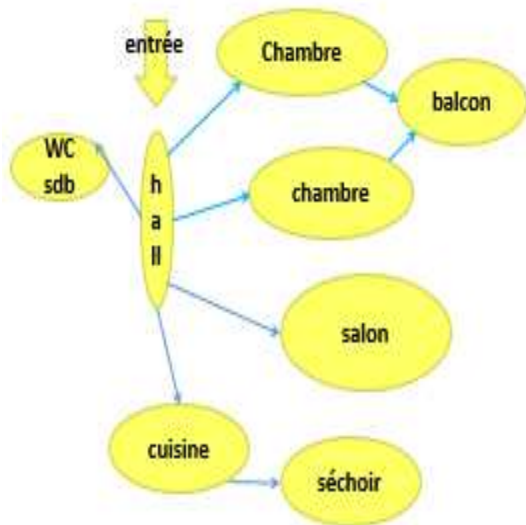


Figure II. 8: Les façades.²⁸

-  Ascenseur
-  Escalier
-  Balcon

type	moderne
forme	rectangulaire
matériaux	Béton arme
couleur	blanc
toiture	plat
ouverture	Rectangulaire + carré

5-Les organigrammes :



II.2.2 « Résidence EDDAHRA »

II.2.2.1 Fiche technique :

Lieu : Mostaganem.

Climat : continental humide.

Main-d'œuvre : conçu par la société SARL URBAN PROMO.

Surface : 1800,779 m².

Année du Projet : au cour de construction.

Gabarie : R+10.

Densité : 40log / hectare.

II.2.2.2 Description du projet :

Le projet est composé de plusieurs types d'appartements de haut standing conçus dans une cité moderne clôturée et gardée en rez-de-chaussée + 10 étages avec un délai de réalisation bien étudié de 24 mois.

Dans lequel seront réalisés des appartements de types F2 - F3 – F4 - F5 et d'autres en duplex avec parking extérieure Conçus en fonction des études réalisées dans les domaines de luminosité solaire et d'aération par ventilation naturelle

Le projet est constitué de 6 bâtiments avec (4) Quatre appartements par palier , dotés d'ascenseurs de marque SCHNEIDER pouvant supporter une charge de 08 personnes, Cuisine équipée, Chauffage central, Fenêtres en double vitrage, comme option la SARL a opté pour un Revêtement de sol en "COMPACTO",Portes modernes (MDM). Sécurité : Le système de sécurité moderne est assuré par vidéosurveillance équipée d'outils OSI Digicode et Interphone en plus d'un Système de contrôle utilisant des caméras. Un lieu de divertissement (aire de jeux et crèches pour enfants) coin de repos pour les personnes âgées et salle de prière .

II.2.2.3 plan de masse :²⁸

a) Situation et Analyse de l'implantation :

Notre projet est idéalement situé à la vallée des jardins dans la ville de Mostaganem sur la route nationale même n ° 90A en face du centre équestre "Mostaganem"



Figure II. 9: plan situation du projet source.

b) L'Occupation du sol :

Une coopérative d'habitation pour les travailleurs de l'accueil qui serait économique à construire et à entretenir a été une source d'inspiration pour la conception qui intègre des espaces sociaux dédiés à la nourriture et à sa production, Le résultat est un écosystème à petite échelle, mais néanmoins à cycle complet, qualifié de « permaculture urbaine ».

La contrainte admissible du sol est $\sigma = 2$ bars.

c) Nature et forme du terrain :

Le terrain est de forme géométrique rectangulaire, C'est un terrain plat dans un milieu urbain.

d) Orientation :



Figure II. 10 : Plan de masse du projet.

e) Accessibilité :

Le projet est accessible de majorité de ses cotées grâce à sa situation centrale dans le milieu urbain.

Il ya deux types d'accès :

- Les Accès piétonnes
- Les accès mécaniques (cyclistes –voitures)



Figure II. 11 : Plan de masse.

II.2.2.4 Analyse des logements :

a) Type F2 :



Figure II. 12: Programme du logement type F2.

Programme /surface :

F2-espace	Surface m²
Séjour	17.76
CUISINE	12.77
SDB-WC	04.84 / 01.50
HALL	12.05
CHAMBRE	13.69
Loggia-Séchoir	04.42 / 04.34

b) Type F3 :



Figure II. 13: Programme du logement type F3.

Programme /surface :

F3-espace	Surface m²
Séjour	19.98
CUISINE	12.77
SDB-WC	04.84 / 01.50
HALL	14.46

CHAMBRE	13.50 / 13.69
Loggia-Séchoir	04.42 04.34

c) Type F4 :



Figure II. 14: Programme du logement type F4.

Programme /surface :

F4-espace	Surface m²
Séjour	17.90
CUISINE	11.98
SDB-WC	04.76 / 01.50
HALL	15.07
CHAMBRE	13.85 /14.66/ 17.54
Loggia-Séchoir	08.91/ 02.13

d) F5

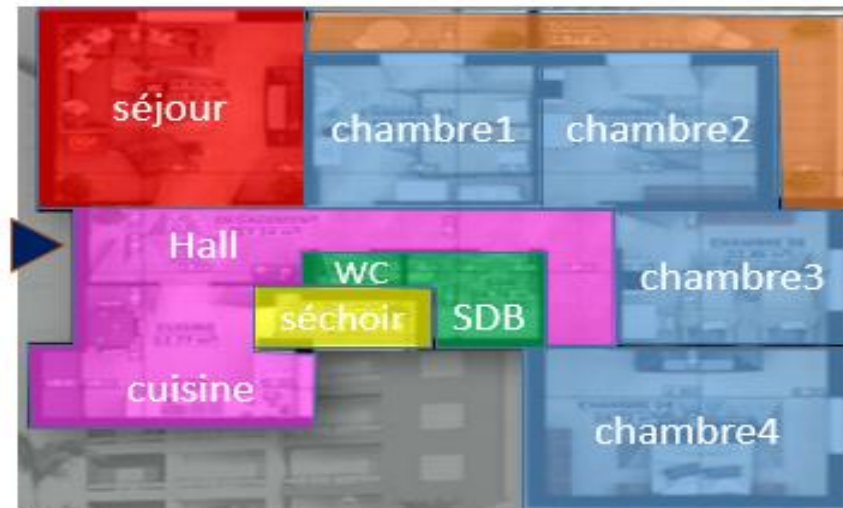
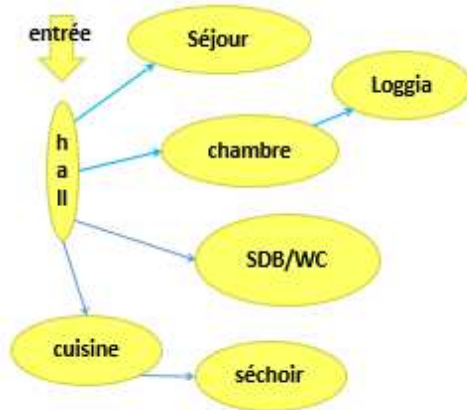


Figure II. 15 : Programme du logement type F5.

Programme /surface :

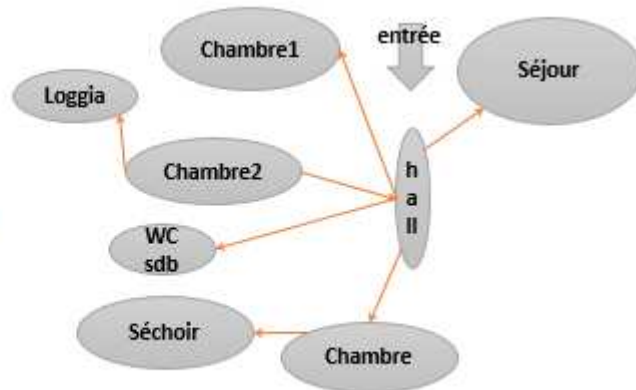
F5-espace	Surface m ²
Séjour	20.82
CUISINE	12.77
SDB-WC	04.76 / 01.50
HALL	17.14
CHAMBRE	13.89/13.70/12.86/19.22
Loggia-Séchoir	14.77 / 02.35

II.2.2.5 Les organigrammes :

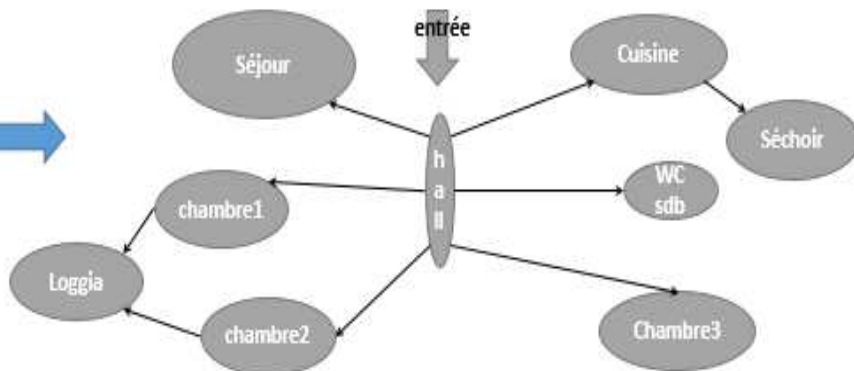


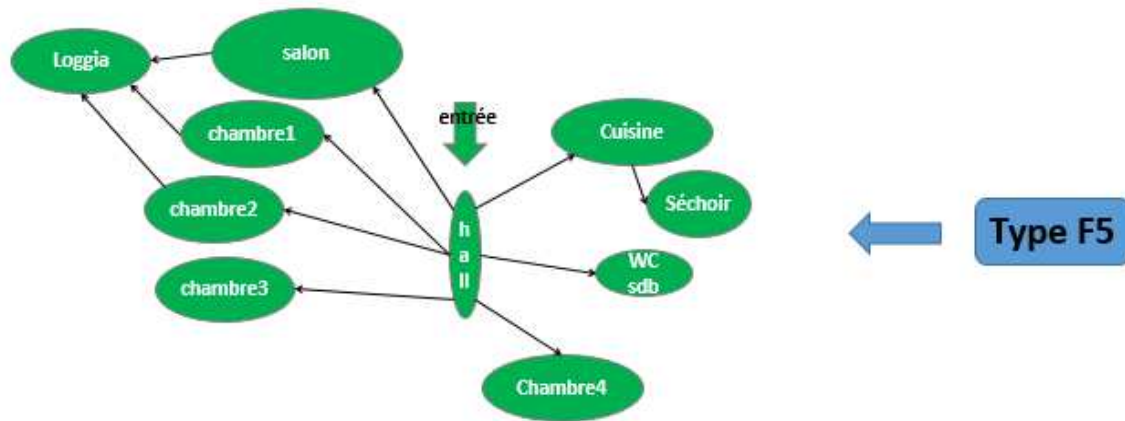
← Type F2

Type F3 →



Type F4 →





II.2.2.6 Analyse de la volumétrie :

Créer une forme urbaine dynamique qui apporte un environnement vert dans la ville sans démanteler la forme urbaine. Ce projet démontre l'engagement de l'entreprise à créer un urbanisme dynamique et inventif où les considérations de conception durable sont intégrées dans la conception du projet.





Figure II. 16: principe de la volumétrie.

C'est une forme compacte rectangulaire simple percée pour une meilleure ventilation et ensoleillement, On remarque que les axes composants des masses sont réguliers et les masses sont proportionnelles avec le volume.

II.2.2.7 Analyse des façades :

Le bâtiment est conçu avec 60% de surface compacte et 40% de surface vitrée, ce qui est nécessaire pour réaliser les économies d'énergie nécessaires.



Figure II. 17: Les façades.

forme	rectangulaire
matériaux	Béton arme
couleur	Blanc, noire.
toiture	plat
ouverture	Rectangulaire + carré

II.2.2.8 Analyse des ambiances intérieures :

a) **Les couleurs internes** : Enduits blanc, crème.



Figure II. 18: Les couleurs interne.

b) **La lumière naturelle** :

Réduire l'utilisation des lumière artificiel grâce à la jardin et utilisation plus des lumières naturelles.



Figure II. 19: La lumière naturelle.

c) La lumière artificielle :**Figure II. 20:** La lumière artificielle.**d) Les mobiliers :****Figure II. 21 :** Les mobiliers.

II.2.3 (60 Richmond housing coopérative-orient)**II.2.3.1 Fiche technique : 114****Architects:** Teeple**Architects Lieu:** Toronto, ON, Canada**Climat :** continental humide**Chef de projet :** Chris Radigan**Architecte Principal responsable :** Stephen Teeple**Architectes du projet :** Richard Lai (OAA), William Elsworth**Surface :** 30347.0 m²**Année du Projet :** 2010**Gabarie :** R+11**Densité :** 40log / hecta

Figure II. 22: 60 Richmond housing.²⁹

II.2.3.2 l'idée de la conception :³⁰

Ce projet explore les idées pour l'avenir de l'urbanisme dans la ville nord-américaine et cherche à comprendre et à exprimer la notion que la forme urbaine peut être simultanément une forme environnementale. 60 Richmond cherche à imaginer la ville comme une extension de l'environnement naturel, plutôt que comme une machine inventée pour la modifier et la tempérer.

II.2.3.3 Description du projet :³¹

Cet immeuble à usage mixte de 85 unités compte parmi les premières nouvelles coopératives d'habitation à être construites à Toronto récemment. Les Architectes ont cherché à créer une composition innovante, sculpturale et spatiale comme un moyen de d'animer une sphère publique dynamique. Le résultat est un bâtiment qui entoure son site de coin

alors qu'il est simultanément perforé par une cour qui atteint vers l'extérieur pour la rue, reliant cet espace d'agrément extérieure semi-public à l'espace public de la ville, Cette solution crée des espaces de plein air avec certains équipements, notamment jardin au sixième étage et offre également la lumière du jour pour les deux unités résidentielles.

II.2.3.4 plan de masse : ³²

a) Situation et Analyse de l'implantation :

Le projet se situe à Toronto, Canada dans un site d'implantation avec un usage d'habitation ,60 Richmond a été conçue comme une masse solide qui a été creusée pour créer des ouvertures et des terrasses à divers niveaux.

- Assurer un bon fonctionnement entre l'intérieur de l'ilot et l'extérieur, en ayant une bonne hiérarchisation des espaces.
- Intégrer à l'habitat des fonctions complémentaires à celles existantes.



Figure II. 23: Situation du la projet source.

b) L'Occupation du sol :

Une coopérative d'habitation pour les travailleurs de l'accueil qui serait économique à construire et à entretenir a été une source d'inspiration pour la conception qui intègre des espaces sociaux dédiés à la nourriture et à sa production, Le résultat est un écosystème à petite échelle, mais néanmoins à cycle complet, qualifié de « perm culture urbaine »,

Le restaurant et la cuisine de formation, situés au rez-de-chaussée.

C.E.S(le coefficient d'emprise au sol) = 0.4

C.O.S(le coefficient d'occupation du sol) = 0.7

c) Nature et forme du terrain :

Le terrain est de forme géométrique rectangulaire, C'est un terrain plat dans un milieu urbain

d) Orientation :

L'orientation selon l'axe Nord–Sud Pour éviter les expositions directes est et ouest qui suivent la courbe du soleil qui occasionne le plus souvent des « surchauffes » et un inconfort visuel. L'espace public de plein air Il se trouve au nord du bâtiment et Logement orientés au sud afin de capter la chaleur et la lumière du soleil

e) Accessibilité :

Le projet est accessible de majorité de ses cotées grâce à sa situation centrale dans le milieu urbain.

Il ya deux types d'accès :

- Les Accès piétonnes.
- Les accès mécaniques (cyclistes –voitures).

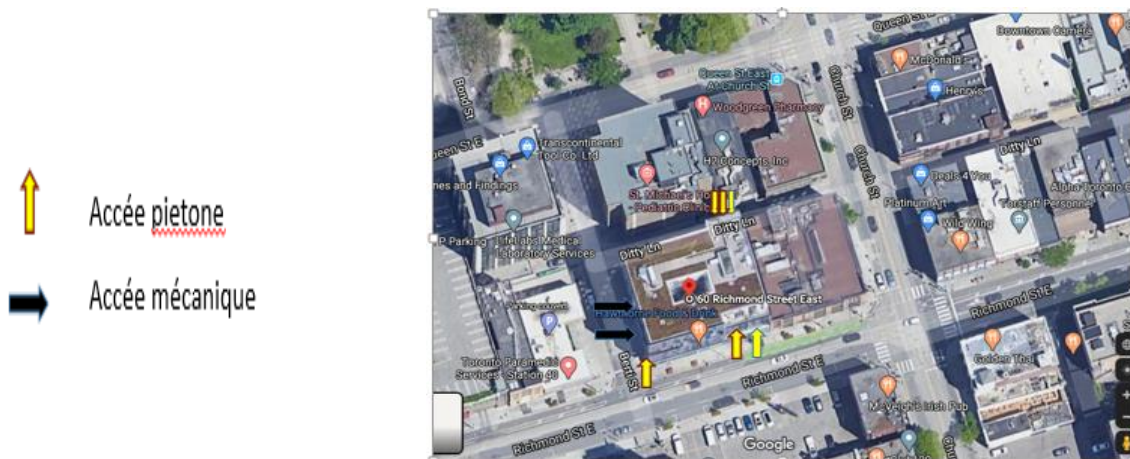


Figure II. 24: Plan de masse.

II.2.3.5 Visibilité du projet :

Le projet est bien visible grâce à la structure déstructurée qui crée des espaces entrecroisés et contrastants qui sortent de la rue. Cette solution visuellement dynamique a contribué à la réalisation de plusieurs objectifs clés : créer le potager, attirer la lumière dans l'intérieur du bâtiment et fournir des espaces verts extérieurs

II.2.3.6 Vues panoramiques par rapport au espaces intérieure /extérieure :



Figure II. 25: Situation Vues panoramiques du la projet.³³

II.2.3.7 Analyse des plans :

a) **RDC** : comprendre les espaces du commerces –les espaces du service – restaurant, Espace d'accueil des logements.



Figure II. 26: Plan R.D.C source.³⁴

Programme /surface :

Lobby résidentiel	80
Parking	150

Vente au détail	114.60
Recyclage des dechets	30.12
Stockage des vélos	121
Bureaux de sécurité	112.25
Gardien stockage	111
restaurant	175

b) **R+(1+2+3+5)** : comprendre des unités résidentielles de type f5-4-2 + espaces Communautaire espaces de services comme escalier et élévation.

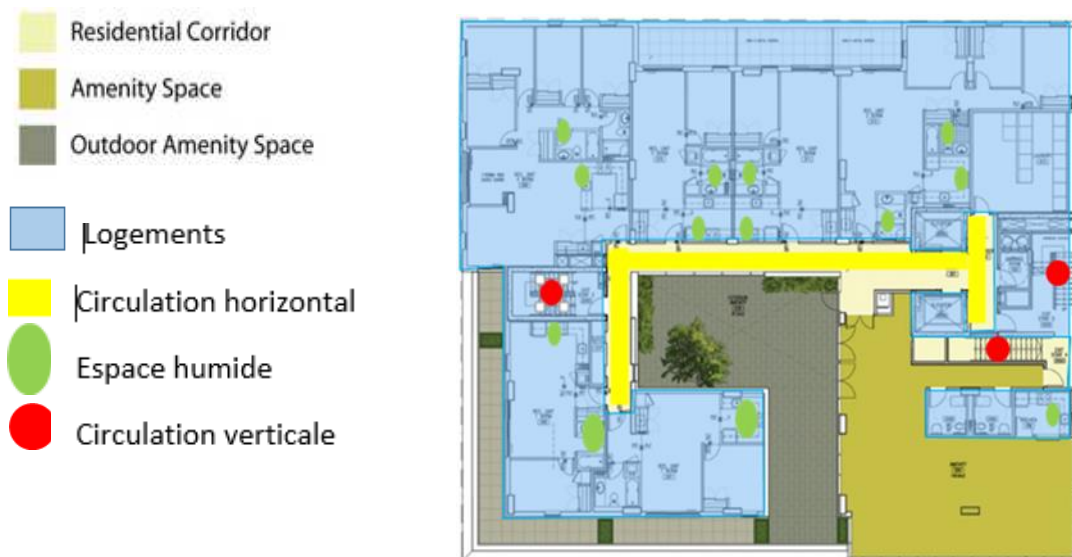


Figure II. 27: Plan de R+(1+2+3+5)source.³⁵

F2-Espace	Surface-M²
Salon	18.26
Cuisine	10.27
Sdb-WC	4

Chambres	12.48
Terrasse	7.89
Service	6.33

F4-Espace	Surface-M²
Salon	20.5
Cuisine	12
Sdb-WC	5
Chambres	12.66-14
Terrasse	7.33
Service	6

F5-Espace	Surface-M²
Salon	20.80
Cuisine	13.97
Sdb-WC	6
Chambres	14.23-14.45
Terrasse	8.25
Service	6.71

c) R+(6+7+8) : comprendre des unités résidentielles de type f4-2 avec un jardin

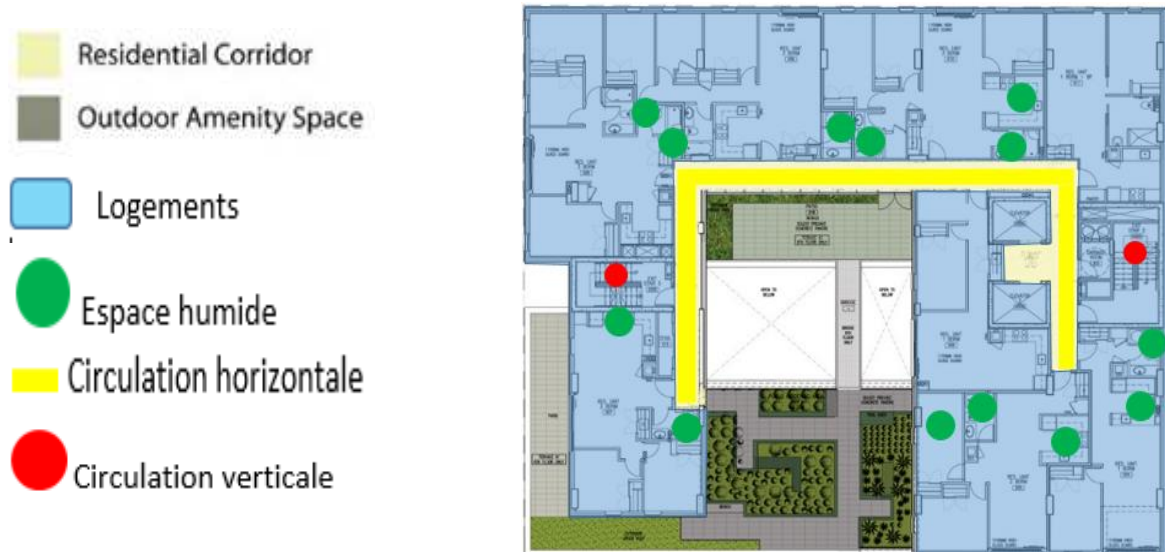


Figure II. 28: Plan R+(6+7+8) source.³⁶

F2-Espace	Surface-M²
Salon	18.66
Cuisine	11.32
Sdb-WC	5
Chambres	12.85-12.90
Terrasse	6.12
Service	7.20

F4-Espace	Surface-M²
Salon	22.30
Cuisine	12.60
Sdb-WC	7
Chambres	14.50-14.75

Terrasse	7.63
Service	7.45

d) R+ (9+10) : comprendre des unités résidentielles de type f3.

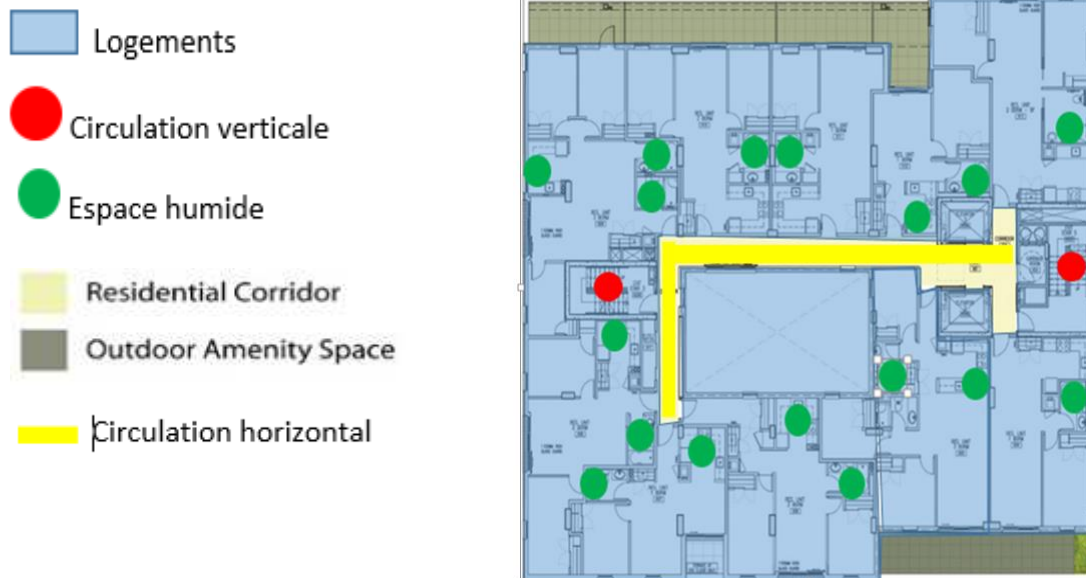
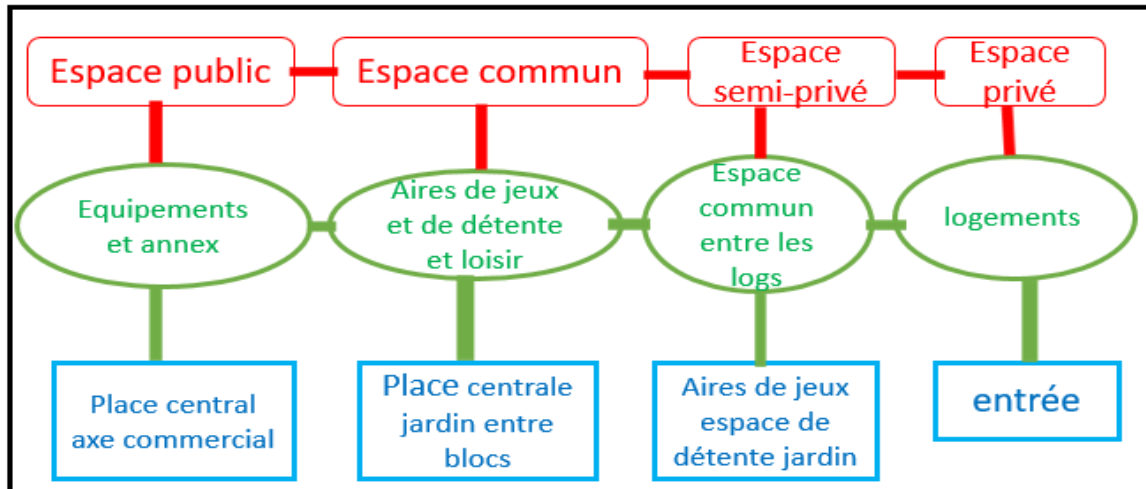


Figure II. 29: Plan+(9+10) source.³⁷

F3-Espace	Surface-M²
Salon	18.41
Cuisine	10.8
Sdb-WC	5
Chambres	14.23-14.45
Terrasse	8.11
Service	7.25

II.2.3.8 Les organigrammes :



On Remarque un transit entre l'espace public, semi-public, semi privé et enfin privé. Dans l'habitat collectif, l'espace public se résume à la rue, le semi-publique à l'unité de voisinage, le semi privé à la cage d'escalier et le palier et, enfin, le logement à l'espace privé. C'est à dire un bon hierchisation des espaces avec un équilibre entre la circulation vertical/horizontale.

II.2.3.9 Analyse de la volumétrie : ³⁸

Créé une forme urbaine dynamique qui apporte un environnement vert dans la ville sans démanteler la forme urbaine. Ce projet démontre l'engagement de l'entreprise à créer un urbanisme dynamique et inventif où les considérations de conception durable sont intégrées dans la conception du projet.

C'est une forme compact rectangulaire simple percée pour une meilleur ventilation et ensoleiment., On Remarque que les axes composants des masses sont réguliers et les masses sont proportionnelle avec le volume.

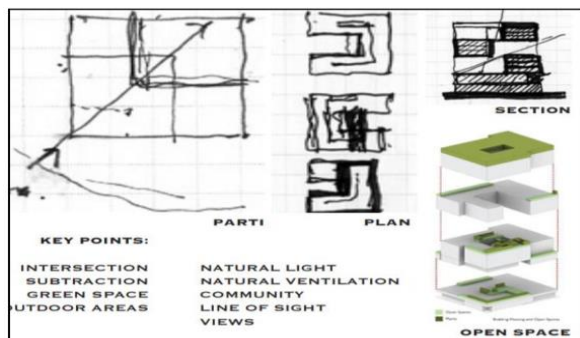


Figure II. 30: Principe de la volumétrie.³⁸

II.2.3.10 Analyse des façades et les élévations :

Le bâtiment est conçu avec 60% de surface compacte et 40% de surface vitrée, ce qui est nécessaire pour réaliser les économies d'énergie nécessaires



Figure II. 31: Les façades.³⁹

Type	Moderne
Forme	Rectangulaire verticale
Matériaux	Verre-béton armé-acier-ciment
couleurs	Blanc-Blue
Toiture	plat
Ouvertures	Rectangulaire+carée
Rapport plein/vide	40% vide - 60% plein

II.2.3.11 Les élévations : 40

La nature même de ses élévations dérivait de ces préoccupations énergétiques - sa conception en tant que volume solide avec une surface vitrée limitée mais appropriée.

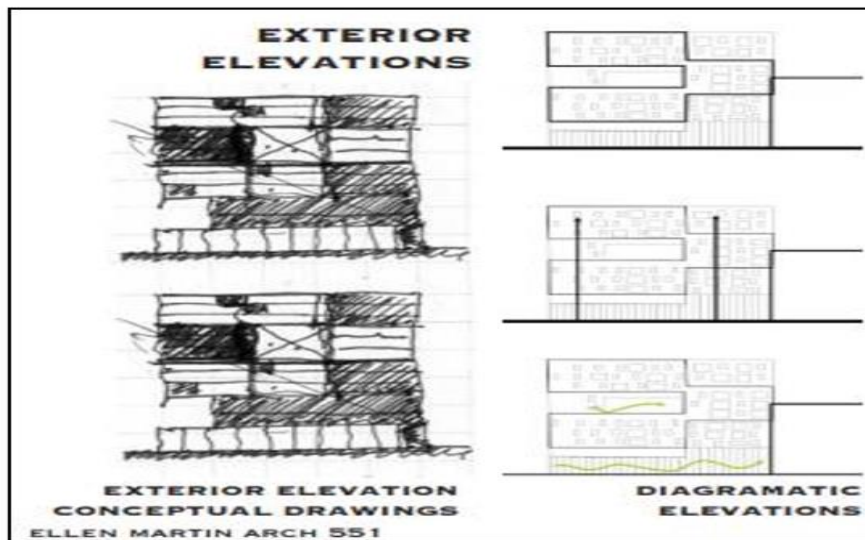
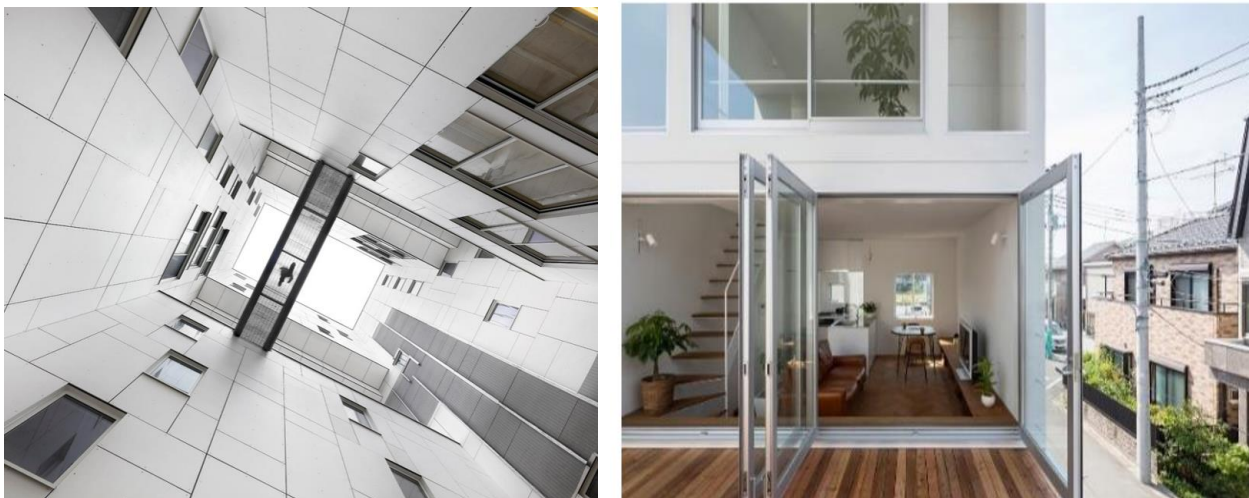


Figure II. 32: Les élévations.



Figure II. 33: Les élévations.

II.2.3.12 Analyse des ambiances intérieures :**a) Les couleurs internes : Enduits blanc cases****Figure II. 34: Les couleurs internes.⁴¹****b) La lumière naturelle : réduire l'utilisation des lumière artificiel grâce à la jardin et utilisation plus des lumières naturelles.****Figure II. 35: La lumière naturelle.⁴²**

c) La lumière artificielle :

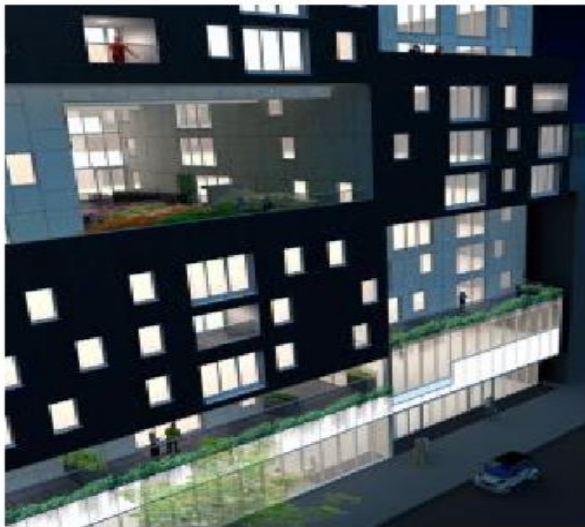


Figure II. 36: La lumière artificielle.⁴³

d) Les mobiliers :



Figure II. 37: Les mobilières.⁴⁴

II.2.3.13 Analyse de la structure :

a) Système constructif :

Utilisation des dalles de béton et des surfaces exposées à la radiation solaire, pour absorber la chaleur. Ce système constructif a une masse thermique élevée et une transmission thermique réduite, qui limitent la déperdition de chaleur en hiver et la surchauffe des locaux en été. Les murs internes ne sont pas isolés pour permettre de dissiper la chaleur provenant du soleil et de l'éclairage, de l'eau chaude et de la cuisine, ce qui maintient les espaces à une température confortable. Cela se concrétise par des murs épais et une absence de ponts thermiques.

b) Les matériaux de constructions :⁴⁵

Des matériaux durables ont été combinés avec des stratégies d'économie d'énergie comme des panneaux isolants en fibres-ciment.

II.2.3.14 Les techniques de la durabilité utilisées :

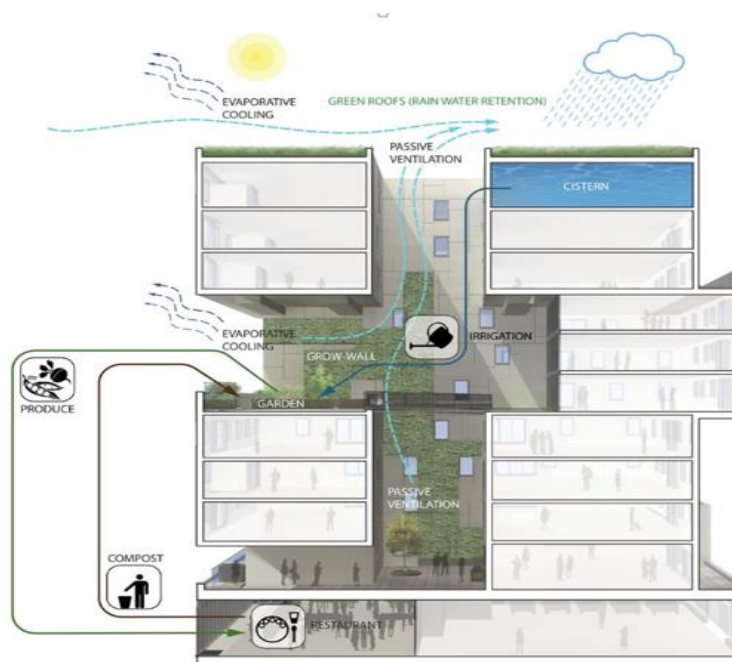


Figure II. 38: Conception bioclimatique source.⁴⁶

- Le jardin permet à la lumière du jour de s'introduire dans le centre du bâtiment, ce qui réduit le besoin d'éclairage artificiel dans les appartements et contribue à la ventilation naturelle du bâtiment
- Les architectes ont également prévu une grande paroi verticale destinée à recevoir un aménagement paysager le long de l'espace vide central de l'édifice, en accrochant un cadre métallique sur la face Est qui est abritée.

- L'espace a aussi été conçu pour servir d'espace communautaire tout en produisant des herbes aromatiques et des légumes frais, démontrant ainsi que les jardins de production peuvent également être des espaces sociaux
- La récupération et le stockage des eaux de pluie dans une citerne située au dernier étage, ainsi qu'un grand toit végétalisé qui permet de réduire l'effet d'îlot de chaleur et d'isoler le bâtiment. En outre, les espaces « découpés » permettent d'aménager des balcons privés avec des jardins en longueur ⁴⁷
- L'ensemble de la structure est enveloppé dans un revêtement de protection contre la pluie hautement isolé qui élimine tout pont thermique. Une innovation particulièrement technique du projet est le recyclage des murs de fondation du bâtiment déjà existant comme étayage pour la nouvelle construction.⁴⁸
- Un système mécanique sophistiqué est capable de transférer l'énergie du côté chaud vers le côté froid du bâtiment, et la récupération de la chaleur dans les suites est assurée tout au long du projet, ce qui se traduit par un bâtiment résidentiel exceptionnellement économe en énergie.⁴⁹

Conclusion :

Le projet est passionnant car il explore une forme urbaine qui intègre des espaces de culture de denrées alimentaires et d'autres éléments de construction écologique. Que de telles initiatives de construction puissent obtenir des financements et être reconnues est un signe positif pour l'avenir des logements économiques. Cela montre comment les nouvelles technologies et stratégies peuvent contribuer à concevoir des villes à la fois productives et durables.

Synthèse :

Aspect économique et sociale et environnementale :

- Économie d'espaces urbanisés : Mixité d'usages et de fonctions, recherche d'équilibre entre logement, emploi, équipement ; Maîtrise des déplacements.
- Bonne gérance environnementale.
- Forme urbaine dynamique.
- L'intégration de conception durable dans le bâtiment.
- L'utilisation d'un cycle d'écosystème très efficace.
- Le passage de la lumière à l'intérieur du bâtiment à travers le jardin.
- L'intégration des équipements bibliothèque, restaurant, cafétéria
- Balcon et terrasse pour chaque logement.
- La présence du parking
- Forme du bâti originale (fluidité).

Synthèse générale :

"L'habitat collectif intégré doit répondre à des besoins très variés selon les exigences du programme :

Équipement de loisir, commerce, bureaux, logements « la démarche de conception s'élabore en 3 étapes :

Identification des besoins en espace fonctionnel (activité, ameublement, encombrement et circulation).

Analyse des relations entre les différentes fonctions en mouvement/distance. (Proximité, nuisance).

Établissement d'un arrangement entre les fonctions pour les intégrer de manière cohérente dans un ensemble plus complet et organisé.

CONCLUSION générale sur l'analyse thématique :

La qualité d'un logement ne se résume pas à son aménagement intérieur ou son architecture à eux seuls mais à son insertion dans l'ensemble, d'où l'importance de traiter toute la partie ou ce qu'on appelle « la zone résidentielle ».

La dynamique de l'ensemble repose sur l'intégration de commerces et d'équipement de proximité afin d'effacer l'image des cités dortoir et offrir ainsi aux résidents un confort et une liberté de circuler dans leur lieu de vie. Les façades doivent être bien orientées et harmonieusement façonnées, afin de soigner l'image urbaine globale, offrir satisfaction, opter pour un maximum d'ensoleillement.

Respecter la hiérarchisation des espaces publics, semi publics et privés. Créer des allées piétonnes parsemées de verdure fraîche, des espaces verts et de jardins pour enfants. -La séparation entre la partie calme et la partie bruyante. -Les fonctions commerciales au RDC pour animer le boulevard. -L'utilisation des différentes techniques bioclimatiques pour économiser l'énergie.

Chapitre III :
Étude et analyse urbaine
De la ville du Tlemcen

L'habitat dans la wilaya de Tlemcen :

La wilaya de Tlemcen, restée longtemps la traine en matière d'habitat, comparativement à d'autres wilayas, a renoué ces dernières années avec une certaine dynamique, qui lui a permis de rattraper le retard accusé, en témoignent les 25.110 unités tous types confondus, réalisées entre 2005 et 2009. Rappelons que la wilaya de Tlemcen a bénéficié, au titre du plan quinquennal 2005/2009, de 8.100 logements sociaux locatifs (LSL) et que 5.000 autres sont programmés dans le quinquennat 2010/2014.

D'après les statistiques officielles, pour la période 2005-2009, les 25.110 logements qui ont été réalisés, se répartissent entre 3.000 logements sociaux locatifs (LSL), 9.000 logements sociaux participatifs (LSP), 4.110 logements cédés en location-vente et 9.000 habitations de type rural.

III.1 Analyse du terrain :

Pour bien développer notre démarche il est nécessaire de faire une lecture des éléments de composition de l'espace urbain du terrain d'implantation.

III.1.1 Étude urbaine de la ville :

III.1.1.1 Présentation de la ville :

a) Situation géographique :

Tlemcen est une ville historique et de traditions, située à l'Ouest du pays entouré de verdure et à plus de 800 m d'altitude. Elle se dresse au milieu des jardins rafraichis d'eaux courantes sur un fond de falaises rouges qui lui avaient valu le nom de Po maria à l'époque romaine.



Figure III.1: Situation de la ville.

b) Les limites de la wilaya :

La wilaya est limitée par :

La mer méditerranéenne au Nord.

La wilaya d'Ain Témouchent à l'Est.

La wilaya de Sidi Bel Abbès à l'Est- Sud – Est.

La wilaya de Saida au Sud.

Le Maroc à l'Ouest.



Figure III.2: Les limites de la wilaya.

c) Site d'intervention :

Nous avons effectué ce travail dans le cadre d'un appel d'offre, ainsi le site d'intervention a été déjà choisi au préalable dans le cadre du projet en question.

Les motifs ayant engendré la révision du **PDAU** :

- L'extension urbaine à Tlemcen s'est faite de manière discontinue au long de la rocade, matérialisée essentiellement par le logement et avec un déficit en matière d'infrastructures.
- Le **PDAU** nécessite de nouvelles orientations en partie par l'injection d'équipement.

III.1.1.2 Étude et analyse :

Introduction :

La croissance urbaine dans les pays en développement entre autre l'Algérie est faite selon deux modes d'occupation de l'espace :

Planifié (déterminé par les prescriptions des documents d'urbanisme)

Illicite ou anarchique (procède de la nécessité de se loger suite à l'explosion démographique).

Notre travail porte sur un quartier anarchique de la commune de Tlemcen est :

Celui d'El KOUDIA qui a eu un développement impressionnant depuis les années 80.

Pourquoi KOUDIA :

Plusieurs éléments nous ont dirigés vers le choix de cette zone : La position géographique : se situant à l'entrée de l'agglomération Tlemcenienne et à la limite du premier boulevard périphérique, elle comprend également de voie pénétrante qui la rendent indissociable du centre-ville ; de ce fait, elle constitue un important centre urbain et l'auto route qui est près de quartier, La zone fait aussi office d'un quartier tampon entre le « vieux centre » et les nouvelles extensions. Le quartier comporte des habitats illicites.

a) Situation du terrain :

L'agglomération secondaire de KOUDIA située au nord de la commune de Tlemcen a une distance de 5KM de la ville et à une altitude de 650M et une superficie de 80 ha.

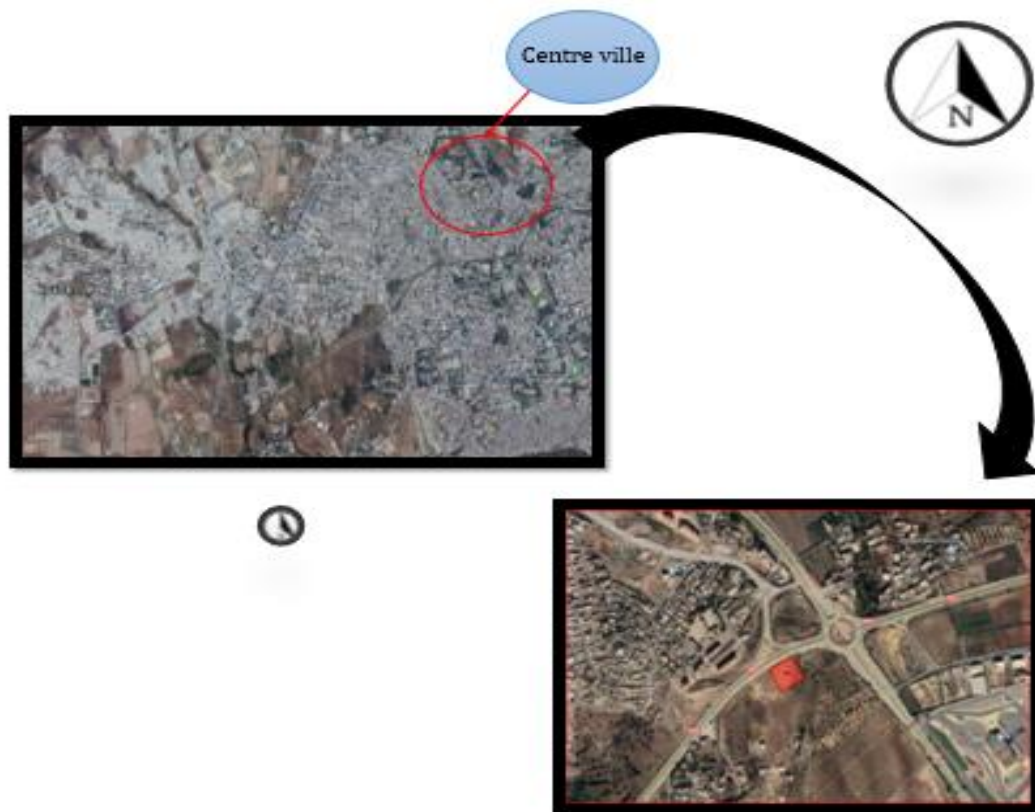


Figure III.3: Situation du terrain Source Google Earth fait par auteur.

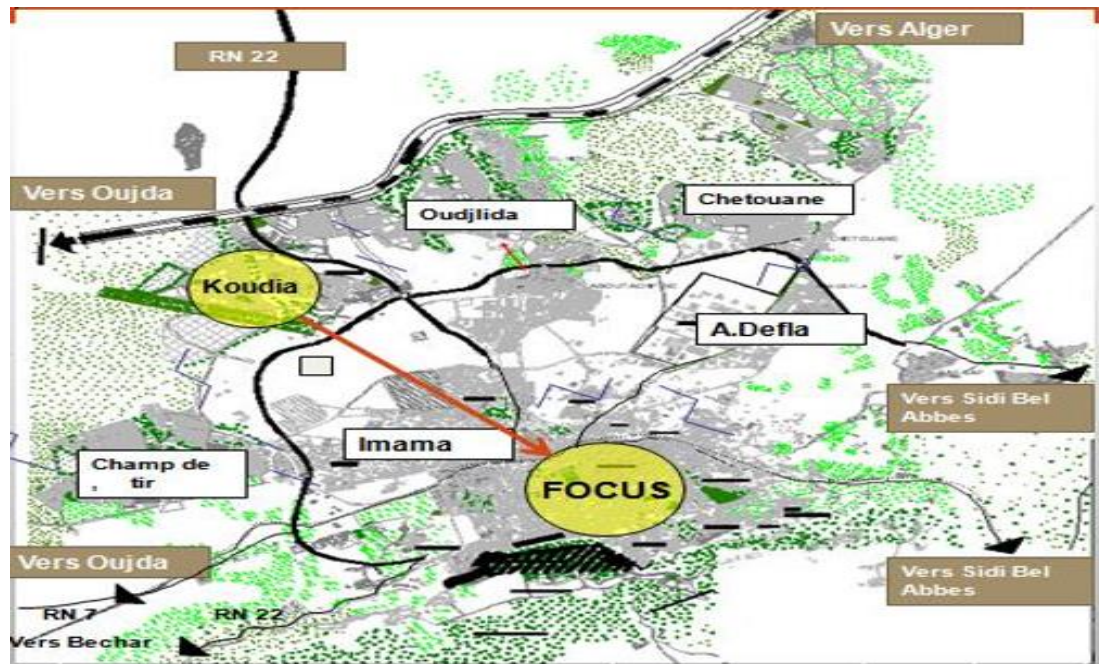


Figure III.4: Situation du quartier par rapport à la ville.

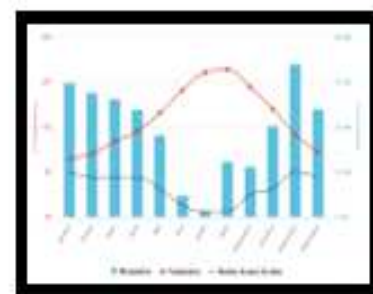
b) Analyse climatique :

Tlemcen possède un climat méditerranéen et se caractérise par une saison humide : qui s'étend d'Octobre à Mai et une saison sec le reste de l'année.

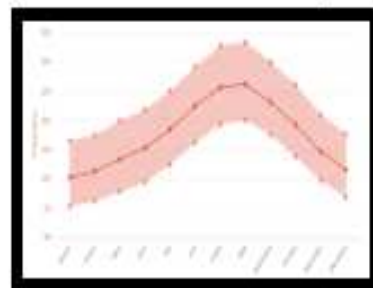
Des précipitations moyennes de 2 mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En novembre, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 51 mm

Les vents dominant sont orientés nord-ouest

Au mois d'août, la température moyenne est de 26.2°C. Août est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Janvier est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 10.3°C à cette période



- DIAGRAMME CLIMATIQUE -



- COURBE DE TEMPÉRATURES -

Figure III.5: L'orientation et climat.

c) Analyse physique :

✓ Délimitations et points de repère :

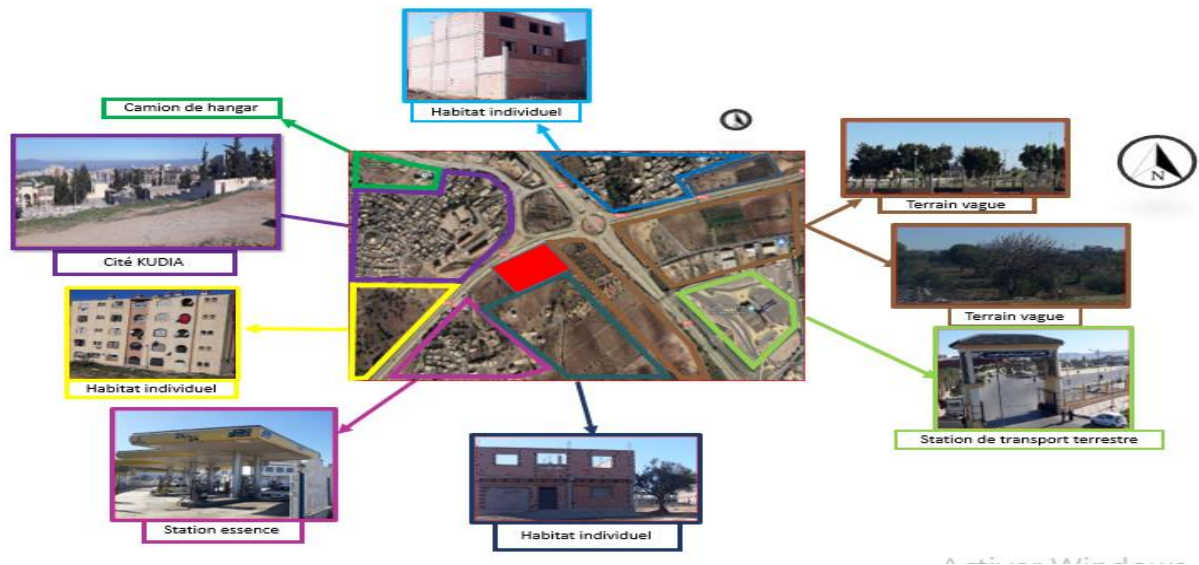


Figure III.6: Limite et gabarits. Source : prise par l'auteur.

Notre terrain est facilement repérable grâce à ces nombreux points de repères connus

Le Terrain est délimité par :

- Un terrain vague par l'est.
- Habitat individuel au sud.
- Voie mécanique au nord.
- Station essence à l'ouest.

✓ Morphologie du terrain :

Le terrain est d'une forme rectangulaire, avec une surface de 6000m² et une pente de 6%

Pour l'existant sur terrain rien de notable appart quelque végétation au nord et au sud.



Figure III.7: La morphologie du terrain.

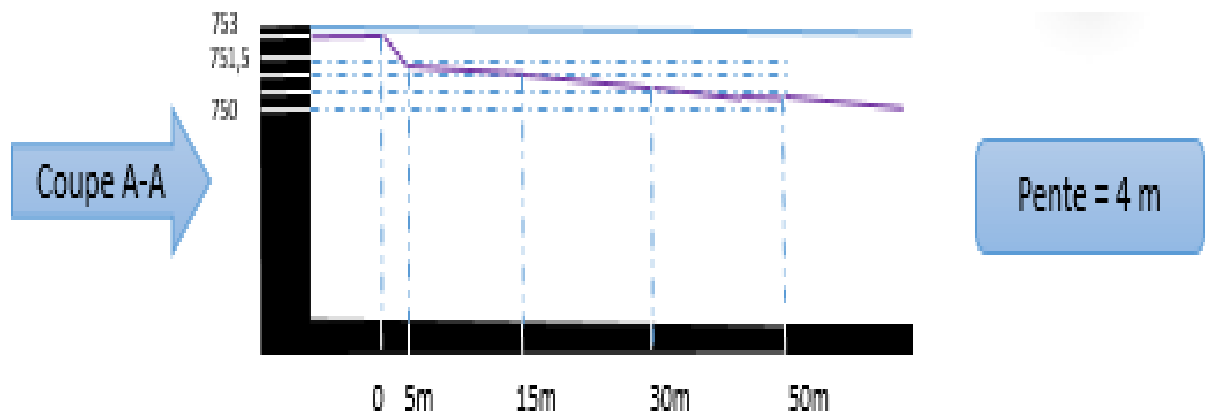


Figure III.8: Coup A-A du terrain Source : Google Earth (traitée par l’auteur).

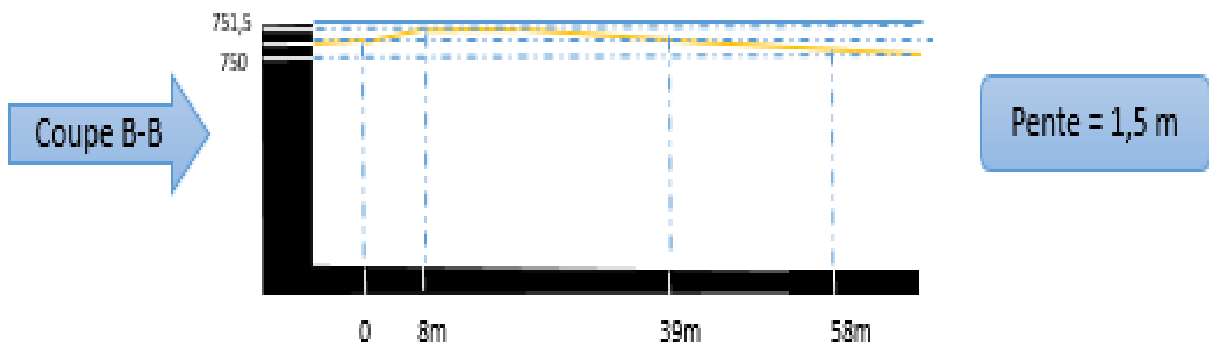


Figure III.9: Coup B-B du terrain Source : Google Earth (traitée par l’auteur).

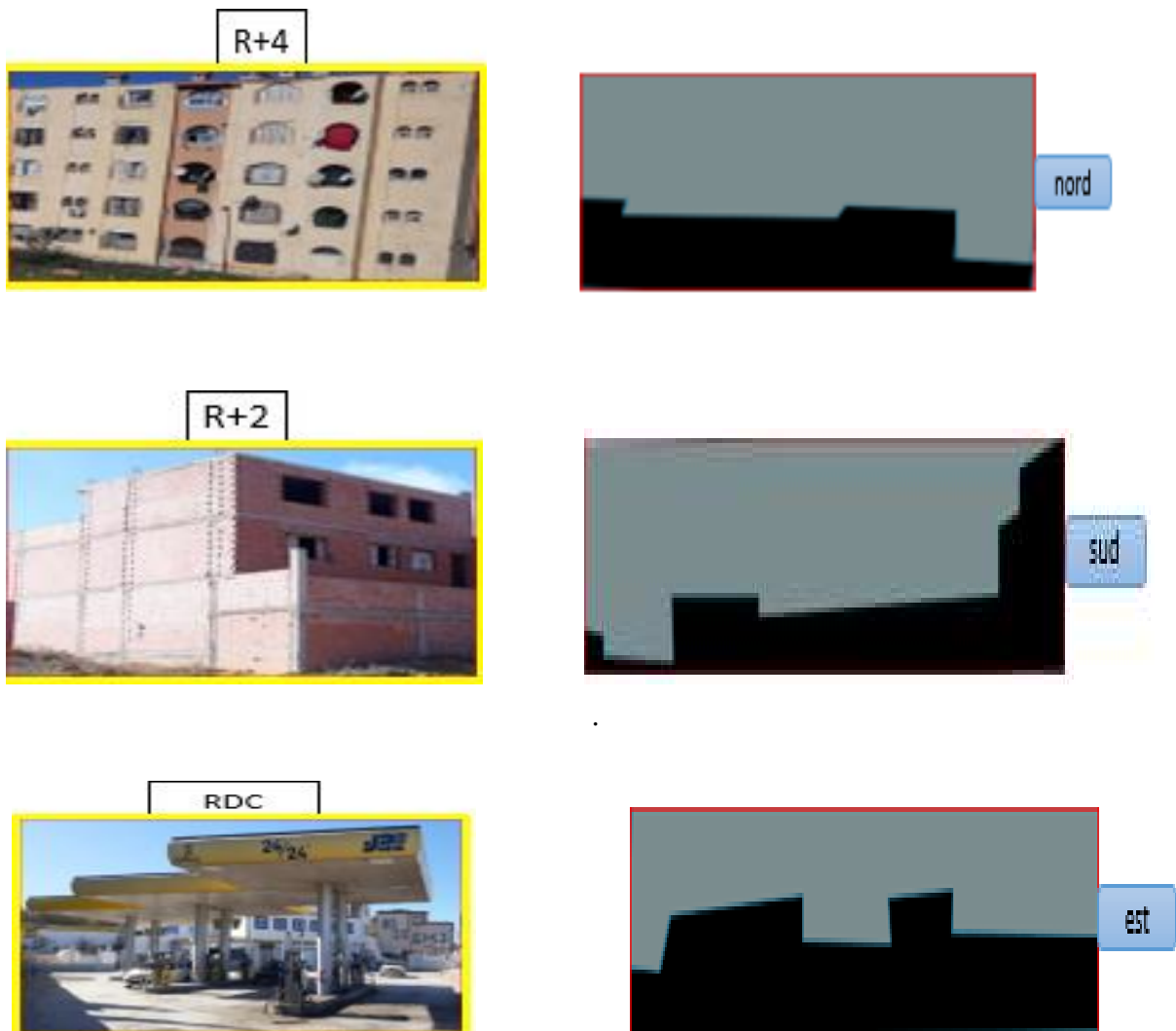
✓ **Façades urbaine**





Figure III.10: Vue sur les différentes limites Source : prise par l'auteur.

✓ Principe des façades et les gabarits et Skyline :



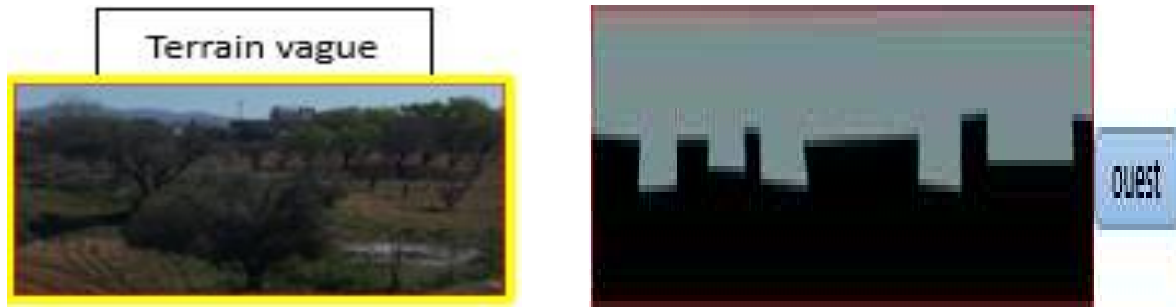


Figure III.11: Limite et gabarits source : prise par l'auteur.

✓ Typologie de l'habitat

On retrouve :

- L'individuel
- Le semi collectif (cité KUDIA)
- Les équipements (station, ...)

On remarque la bonne condition des habitats du fait que la commune de KUDIA est une extension de la ville et que le quartier se situe dans un milieu urbain très actif.



Figure III.12: Typologie de l'habitat Source : prise par l'auteur.

III.1.1.2.3 Analyse environnante :

Le rapport plein / vide :

Le pourcentage du cadre bâti est plus élevé que celui du cadre non bâti.

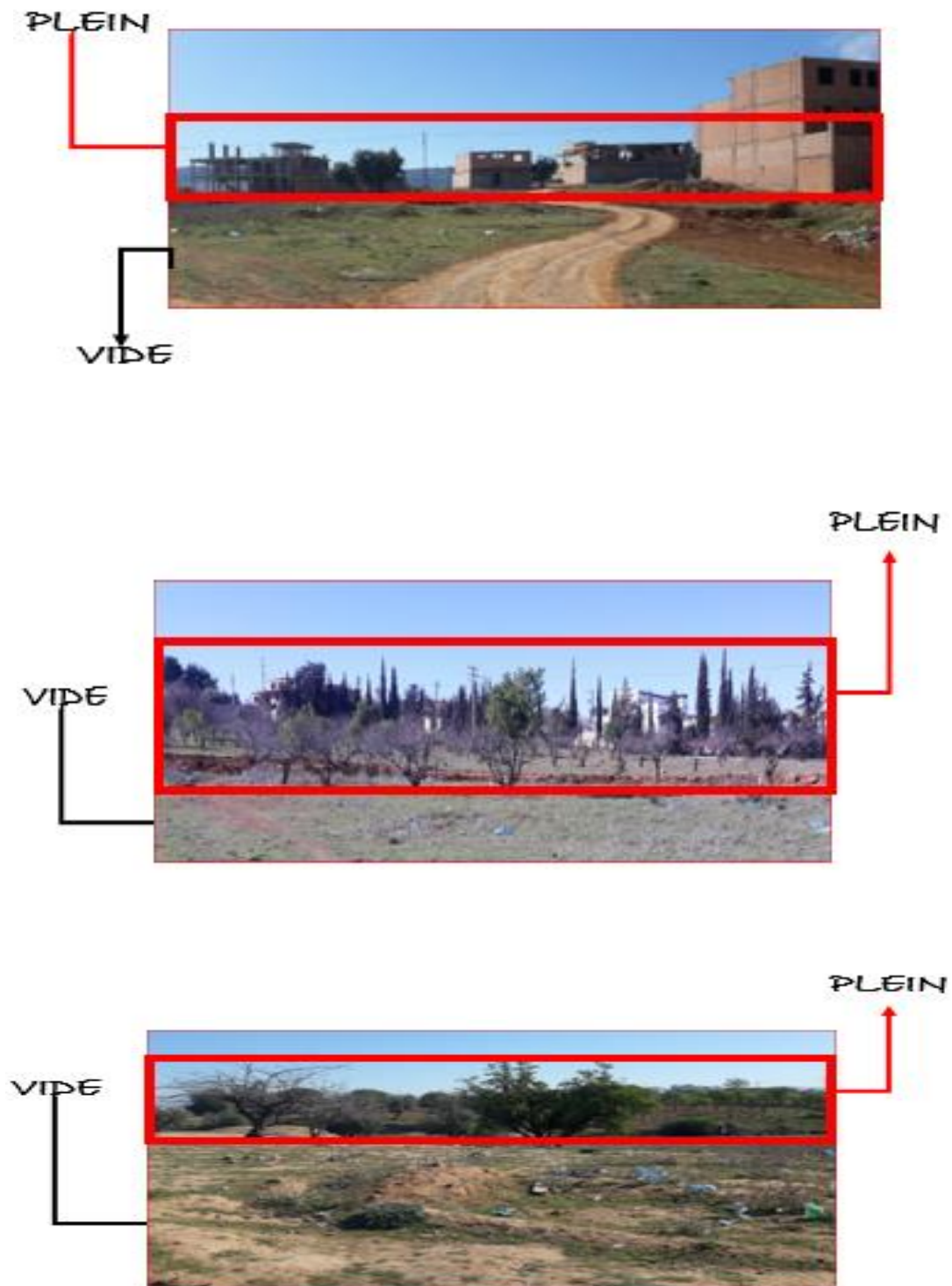


Figure III.13: Analyse environnante Source : prise par l'auteur.

On remarque que le seul vide dans ce quartier est notre terrain et les voies mécanique qui l'entoure.

III.1.1.2.4 Analyse technique :

Accessibilité, visibilité et la circulation :

Le terrain est entouré de deux voies mécaniques :

- Par nord et l'ouest (flux fort).
- Ce qui donne au terrain une bonne visibilité ainsi qu'une bonne accessibilité.

Les flux mécaniques et piétons sont relativement fort de par le fait de l'importance des voies et des équipements qui entourent le terrain.

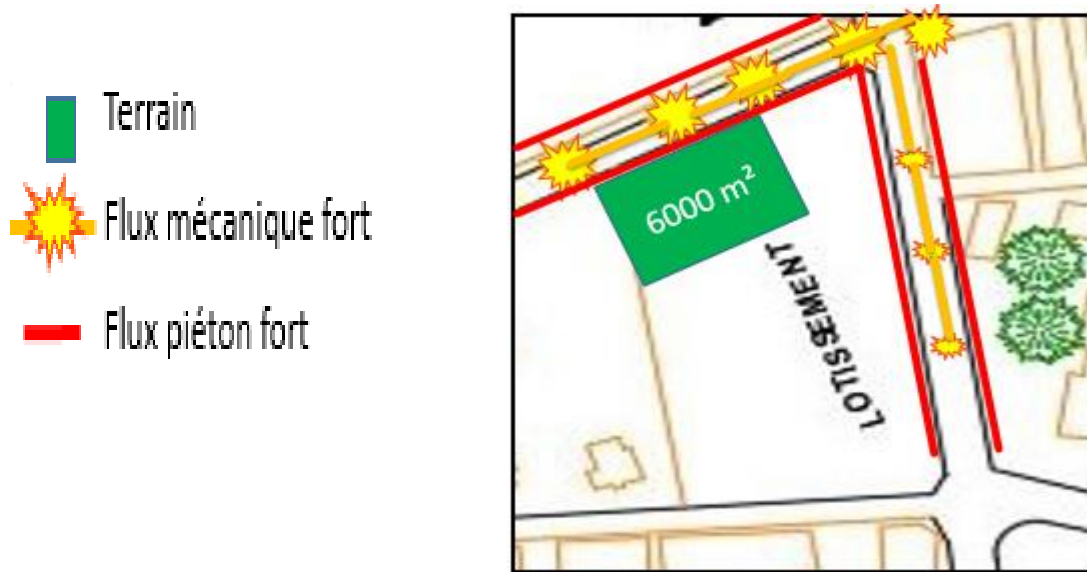


Figure III.14: L'accessibilité du terrain Source : prise par l'auteur.

III.1.1.2.5 Analyse architectural :

Le style des façades et des habitats est simple de forme carré ou rectangulaire.

- Structure : poteaux poutre
- Matériaux : béton, brique, acier.
- Couleurs dominants : beige, rouge, jaune, Gris.
- Type d'ouvertures : carré et rectangulaire, mur rideaux.





Figure III.15: Le style des façades et des habitats.

III.1.1.2.6 Synthèse :

Les avantages et les inconvénients du site son résumé dans le tableau suivant :

Avantages	Inconvénients
La situation stratégique	Le flux mécanique fort tout autour du terrain
Existence de différents services et équipements	Les nuisances sonores
La bonne accessibilité	Le manque de végétation et espaces de loisirs
La bonne visibilité	Manque les équipement socioéducatif, commercial, sanitaire...
Le bon ensoleillement dans Tout le terrain	Les espaces qui existent ne répondent pas aux besoins des citoyens
Le site est bien desservi Par les moyens de transport	
Une symétrie parfaite assurant l'équilibre de la façade.	

Conclusion :

Le site d'implantation est situé dans un quartier résidentiel, il contient nombreuses potentialités et caractéristiques favorables.

La forme et la topographie du terrain sont favorables à notre projet en termes de visibilité, de viabilité et d'accessibilité.

Cette analyse nous a permis de récolter des données fondamentales qui nous permettront de mieux intégrer le projet dans le site et dans son environnement.

Cet aperçu sur le quartier de KOUDIA, nous a permis de dégager ces caractéristiques principales,

Qu'on peut les résumer :

*Sur le plan spatial : il est situé dans un terrain rocheux, topographie très accidenté dans la direction est-ouest, avec la présence des contraintes naturelles et artificielles.

*Sur le plan urbain, le quartier est marginal à cause de l'éloignement vis-à-vis la ville par une distance de 5Km. Un ensemble de problèmes signalent l'échec urbain : voies dégradées, en l'absence d'aménagement approprié. Parmi les éléments positifs à souligner, on cite le réservoir et la présence des terrain vides.

*Sur le plan social, la population de KOUDIA constituant une société homogène et solidaire. Les problèmes à dégager dans ce sens sont reliés à la pauvreté, le chômage, stigmatisation et marginalité, ... ainsi que les pratiques sociales d'une population rurale en marge de l'urbaine.

III.2 Analyse programmatique :

Afin de commencer cette analyse programmatique, nous nous sommes attardés sur des questions bien simples (quoi ? pour qui ? pourquoi ? et où ?) dont leur réponse reste équivoque à un programme spécifique.

- La première étant << Quoi ?>>, tend à définir le projet en lui-même qui est un bâtiment R+15.
- <<Pour qui ?>> pour ceux qui veulent vivre dans le confort et la détente.
- << Pourquoi ?>> cette question vient clarifier nos objectifs en montrant clairement le but de nos analyses et notre projet qui sont :
 - Assurer un bon lieu de vie.
 - Diversification et prospérité des échanges dans la région.
 - Faire de la région un lieu attractif pour les touristes.
- Enfin la dernière question <<où ?>> c'est à KOUDIA à Tlemcen.

III.2.1 Programme pédagogique de construction d'un collectif :

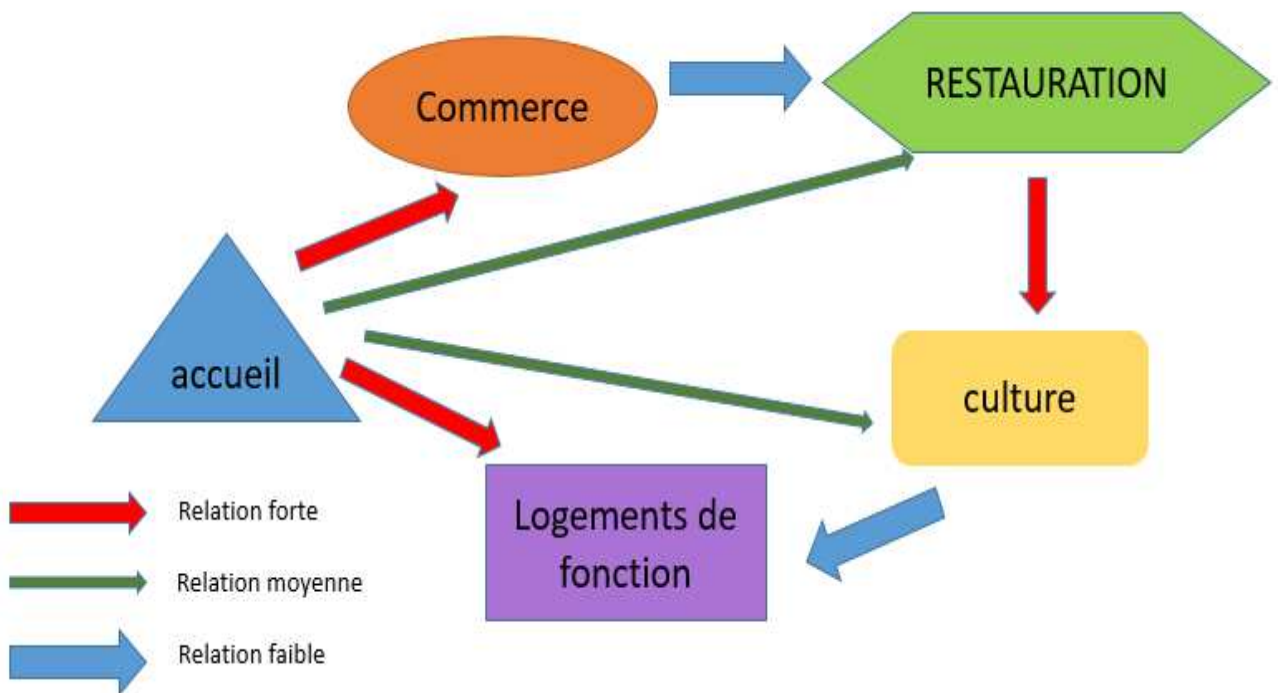
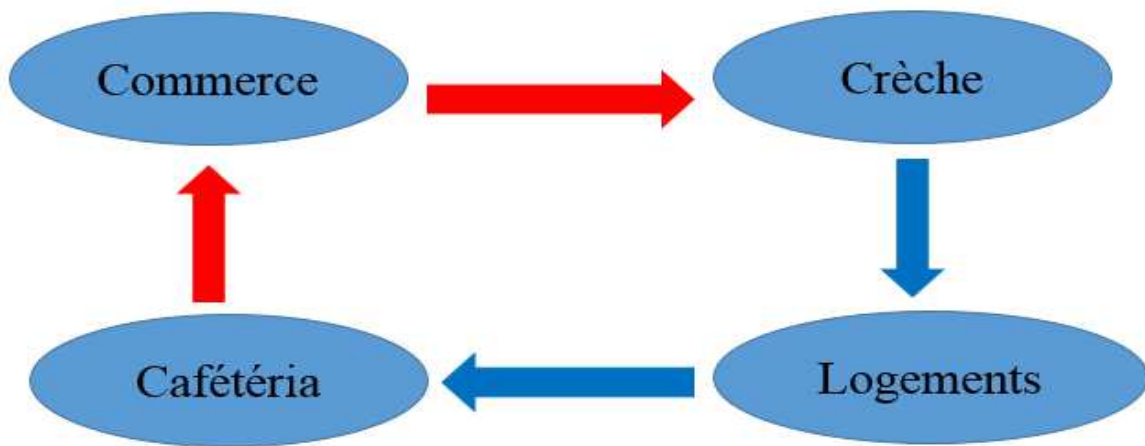
Tableau III. 1: Programme pédagogique de construction d'un collectif.

Fonction principale	Fonction secondaire	Espace	Nombre	Surface unitaire m2	Surface total m2	Observation
Commerce	commerce	magasins	5		345,25	Commerce: 345,25+240=595,25 m2
		ARENA SPORTE		57,80		
		ZARA		34,25		
		ADIDASE		42,30		
		GUCCE		52,40		
		SAMSUNG		57,80		
		PATISSERIE		38,50		
		SUPERETTE		62,20		
		Circulation		240	240	
Restauration	Cafétéria et restaurant		1	233	233	Restauration:233 m2

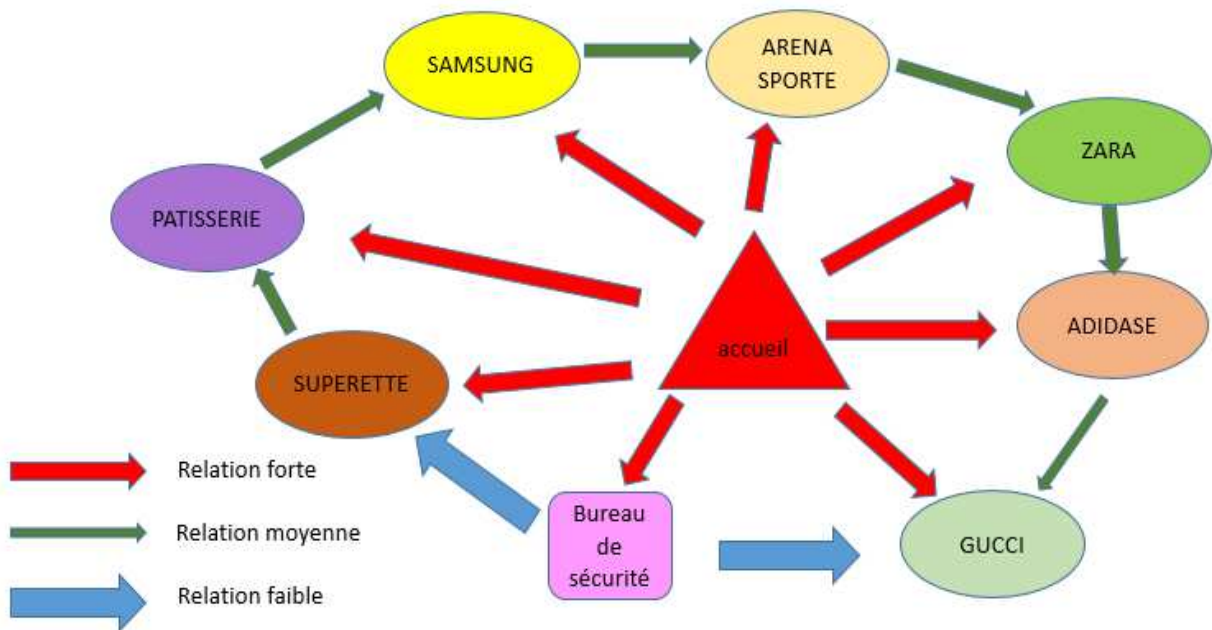
Fonction principale	Fonction secondaire	Espace	Nombre	Surface unitaire m2	Surface total m2	Observation
Culture	Crèche	Bureau secrétaire	1	15,00	193,90	Crèche:193,9 0 m2
		Coin bébé		25,20		
		Salle de jeu		55,50		
		Chambre de repos bébé		11,85		
		Salle d'activité enfants		58,80		
		Chambre de repos enfants		20,00		
		cuisine		10,90		
Logements de fonctions		F3	22	127,10	2796,2	Logements de fonction: 2796,2+3058+ 450,2=6304,4 m2
		F4	22	139,00	3058	
		F6	2	225,10	450,2	
		Surface totale			7326,55 m2	

III.2.2 Organigramme :

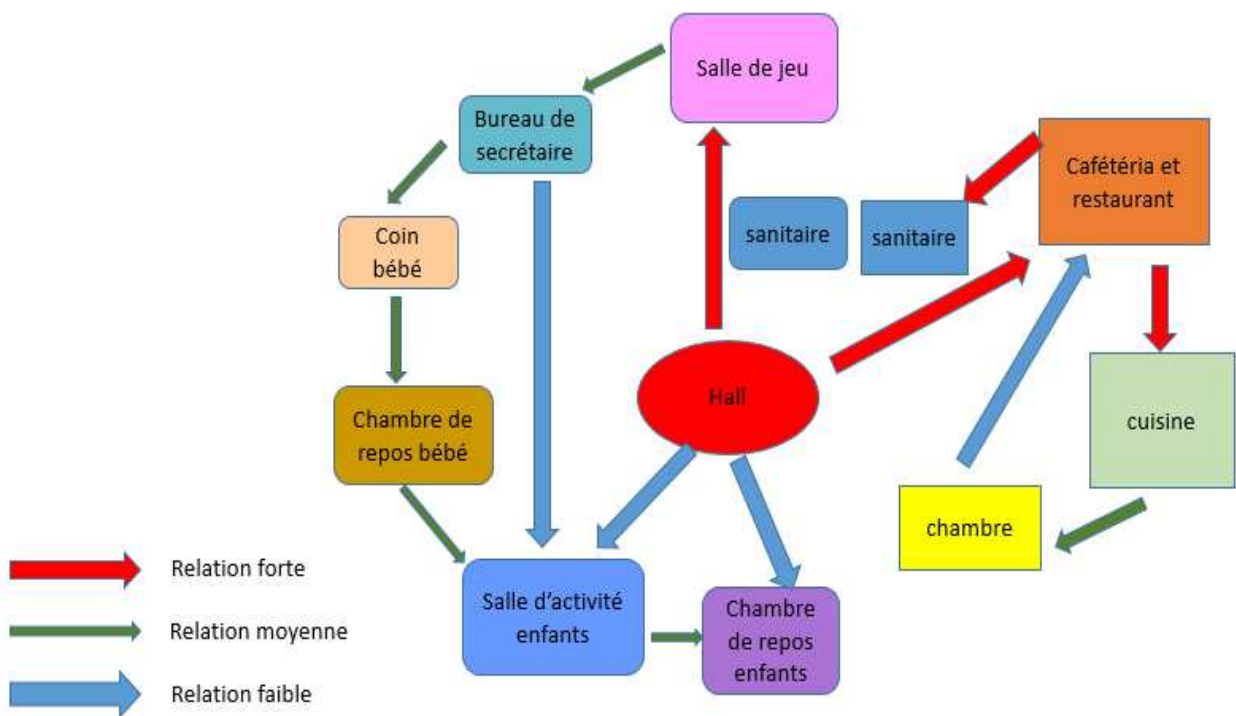
III.2.2.1 Organigramme fonctionnel :



III.2.2.2 Organigramme spatial RDC :

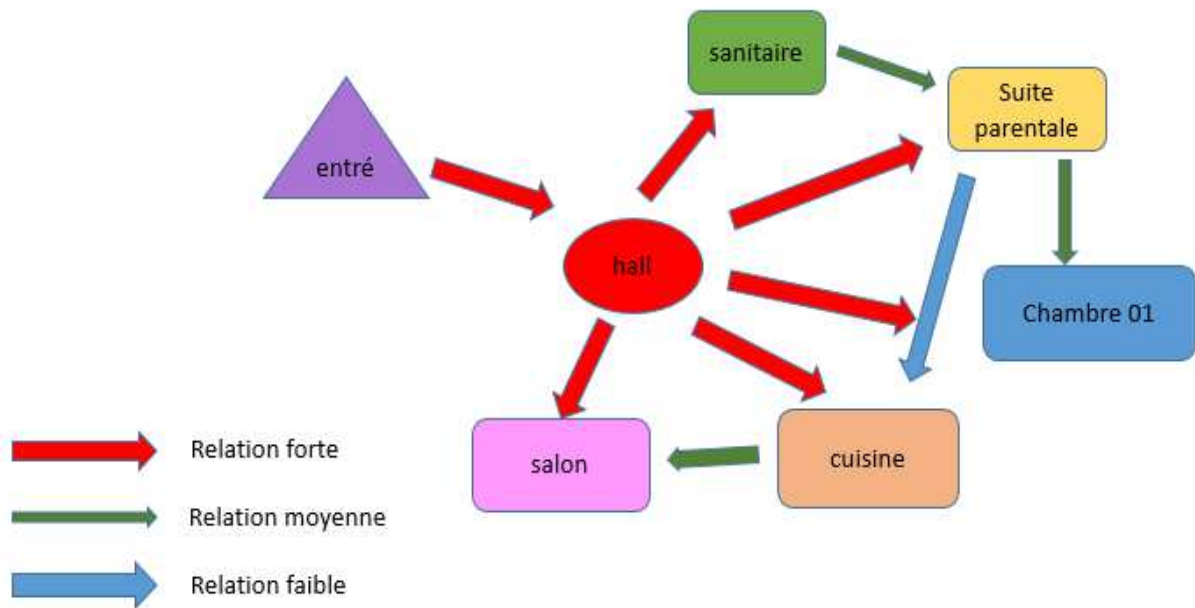


III.2.2.3 Organigramme spatial 1^{er} ETAGE :

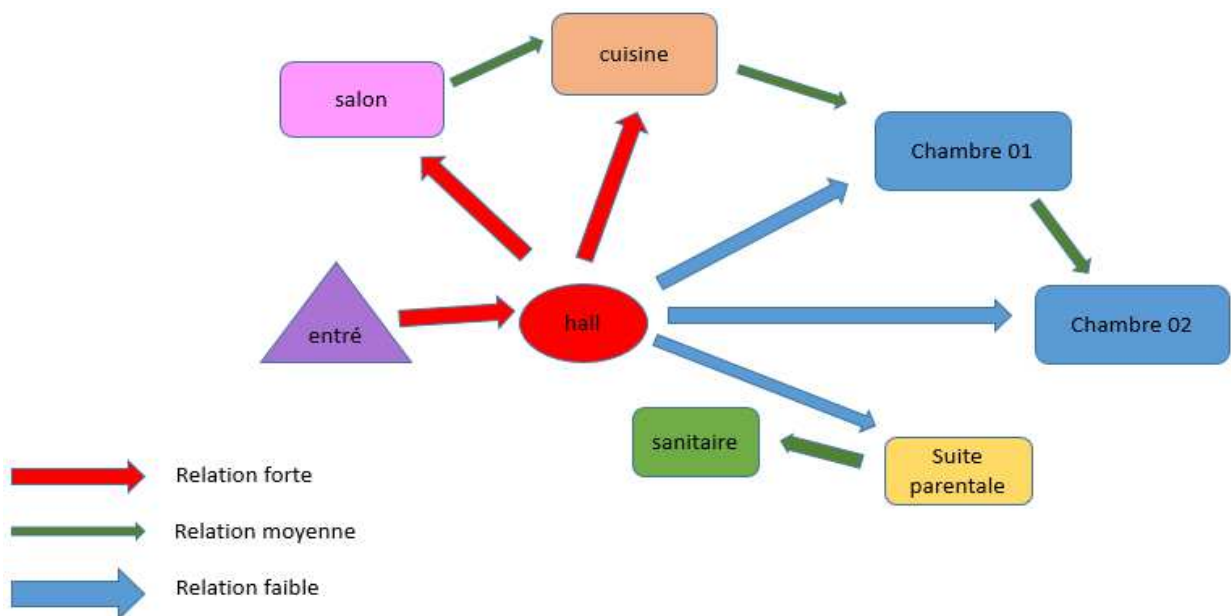


III.2.2.4 Organigramme spatial de 2^{ème} au 14^{ème} étage :

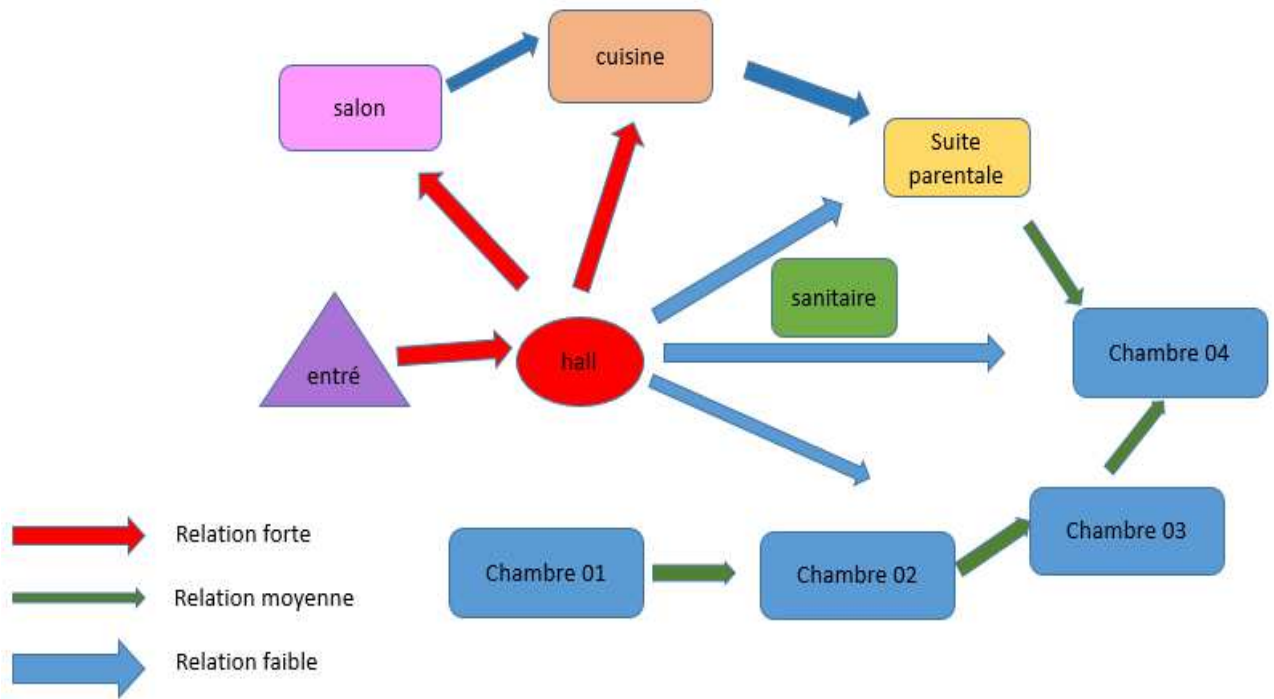
a) Logement de fonction type F3 :



b) Logement de fonction type F4 :



c) Logement de fonction type F6 :



III.2.5 Genèse du projet :

• 1^{er} étape : Accessibilité :

Nous avons situé l'accès mécanique au côté nord : on a projeté une voie mécanique afin de faciliter l'accessibilité au projet.

*Création des parkings pour répondre aux besoins.

* Accès au parking a été prévu dans la voie projetée pour éviter l'encombrement.

*l'accès principale piéton est percé sur le côté nord du terrain pour la visibilité et lisibilité de projet.

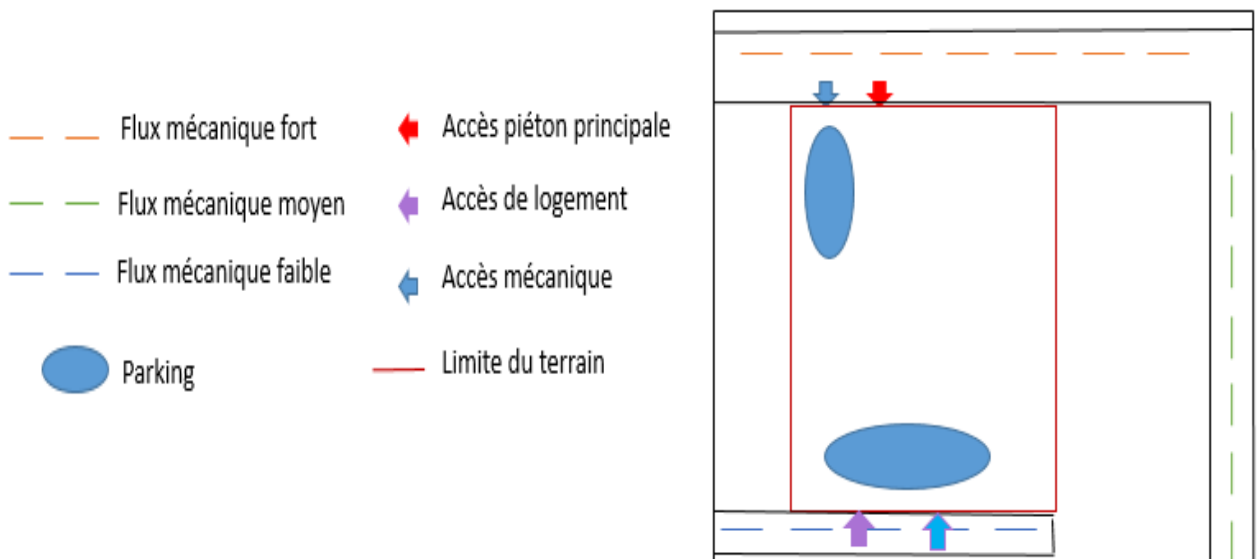


Figure III.16: Accessibilité.

- **2^{ème} étape : Création des espaces transitoires :**

*Le recul pour la nuisance sonore et pour reculer l'accueil.

*Le bâti se trouve au centre du projet.

*J'ai implanté l'espace de jeu au côté ouest loin des voies mécaniques pour assurer la sécurité des enfants.

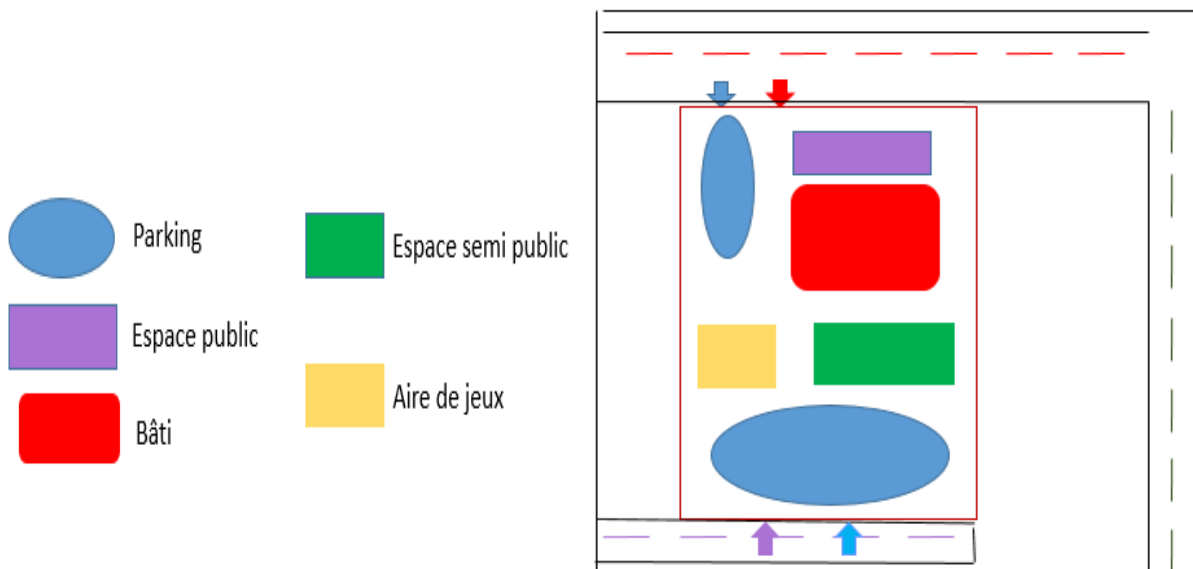


Figure III.17: Création des espaces transitoires.

- **3^{ème} étape :**

- a) **Épousé la forme de terrain :**

La forme initiale de notre bâti va se placer aux centre du terrain c'est une forme Simple un rectangle.

En partant du concept de centralité l'espace de jeu et l'espace vert.

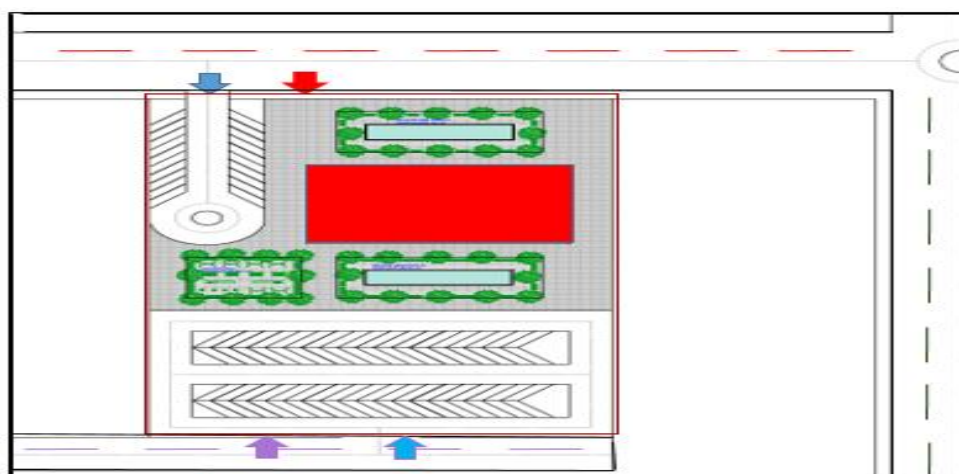


Figure III.18: Épousé la forme de terrain.

b) Soustraction des espaces :

Notre volume initial va subir d'ajoutassions du côté sud pour crée les logements de fonction.

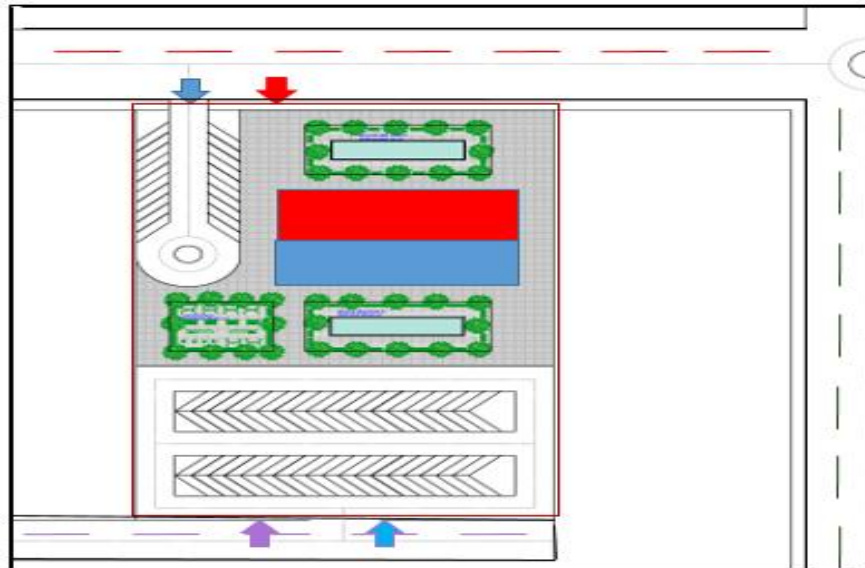


Figure III.19: Soustraction des espaces.

c) Volume :

Nous obtenons un système de banlieue, des blocs sont envoyés autour d'une cour centrale.

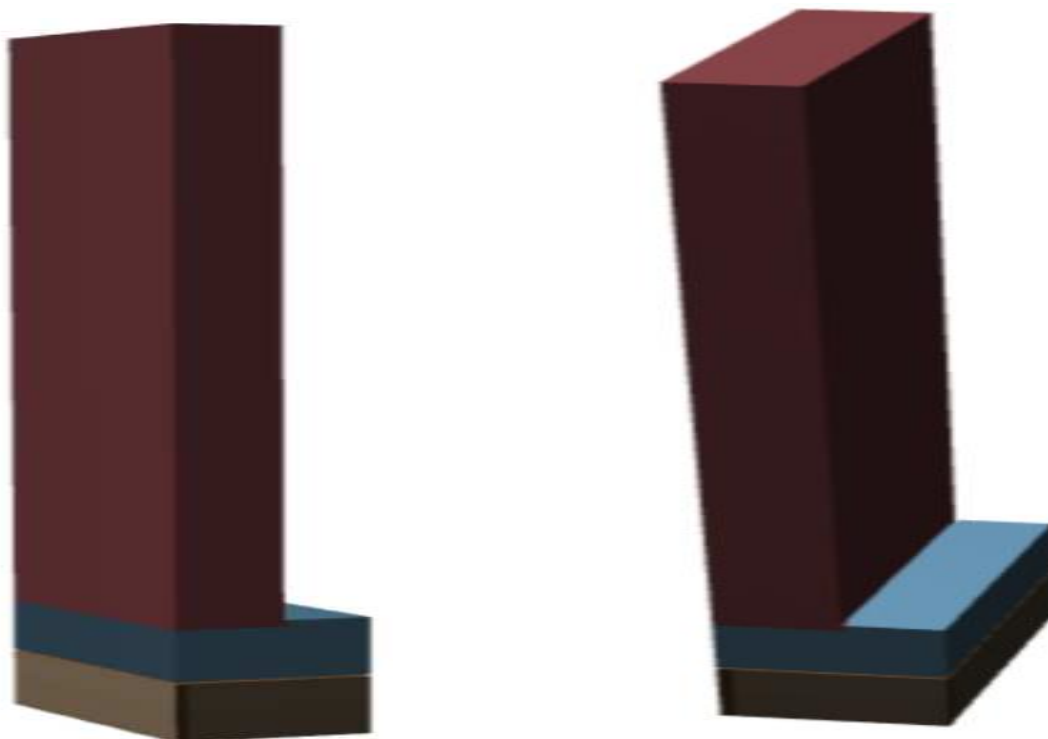


Figure III.20: Volume.

d) Emplacement des fonctions (Zoning) :

Dans cette partie, nous illustrerons les principes de compositions de notre projet tout en tenant compte des synthèses tirées des étapes précédentes. Donc nous essayerons de concrétiser les données théoriques recueillies en dimensions spatiales.

- RDC : locaux de commerce 1^{er} étage : crèche et cafétéria et restaurants 2^{ème} au 14^{ème} étage : logements de fonctions
- Placer une entrée pour les résidents du côté calme pour assurer l'intimité.
- Le côté est est réservé à un parking pour les habitants et le côté ouest et réservé Parking pour les publics.
- Placer un espace verte et aire de jeu sue le côté de la résidence et un espace verte sur le côté des publics.

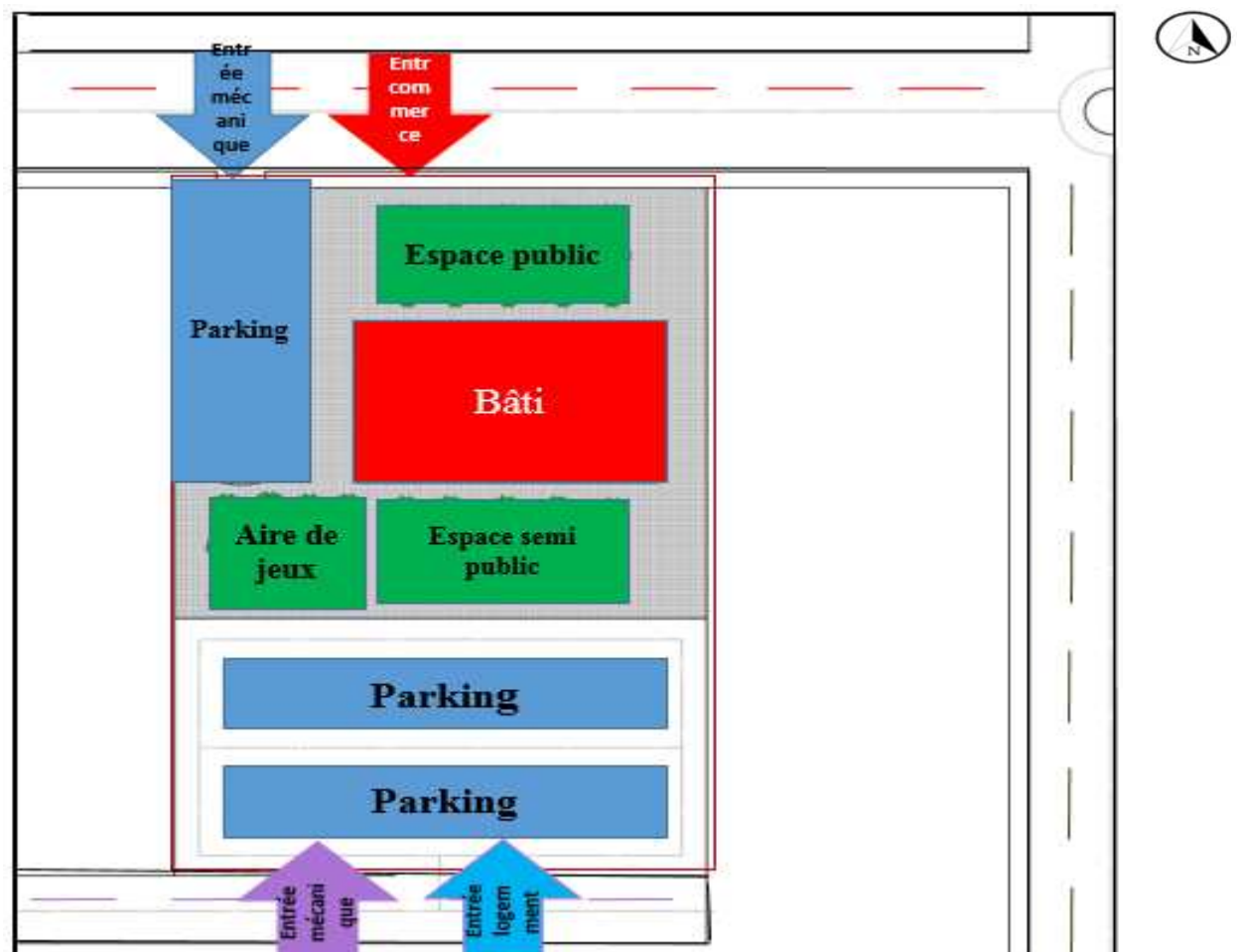


Figure III.21: Emplacement des fonctions.

III.2.3 La distribution de programme et les fonctions collectif :

III.2.3.1 Le programme du w collectif :

a) Programme de R.D.C :

Légende :

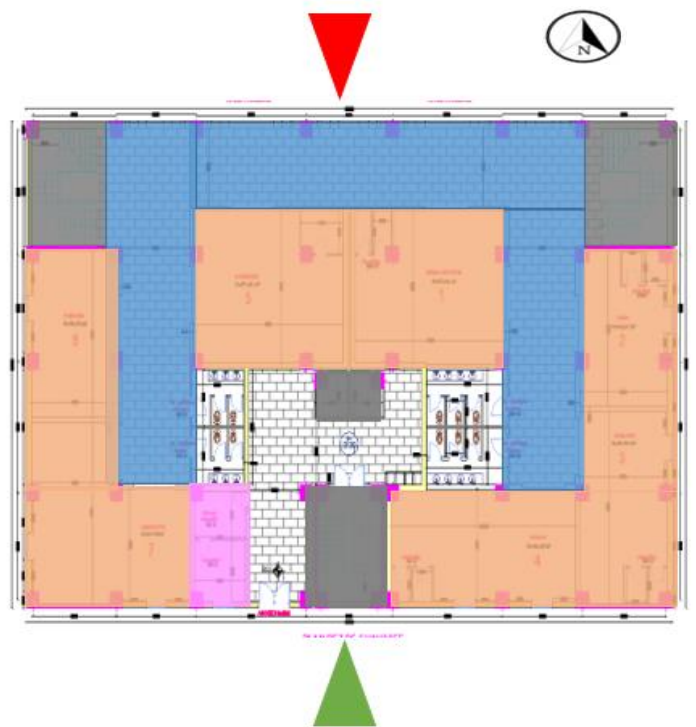
Circulation Vertical

Circulation Horizontal

Accès commerce  Accès habitat 

Commerce

Bureau



b) Programme du 1er étage :

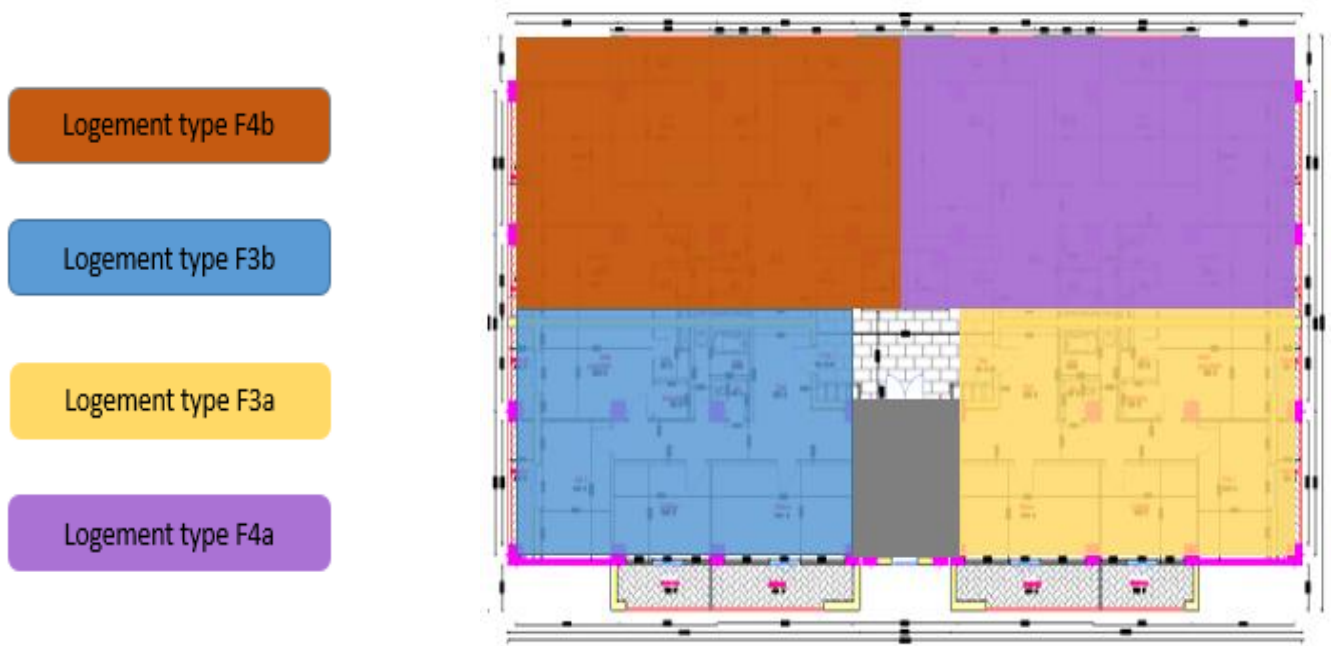
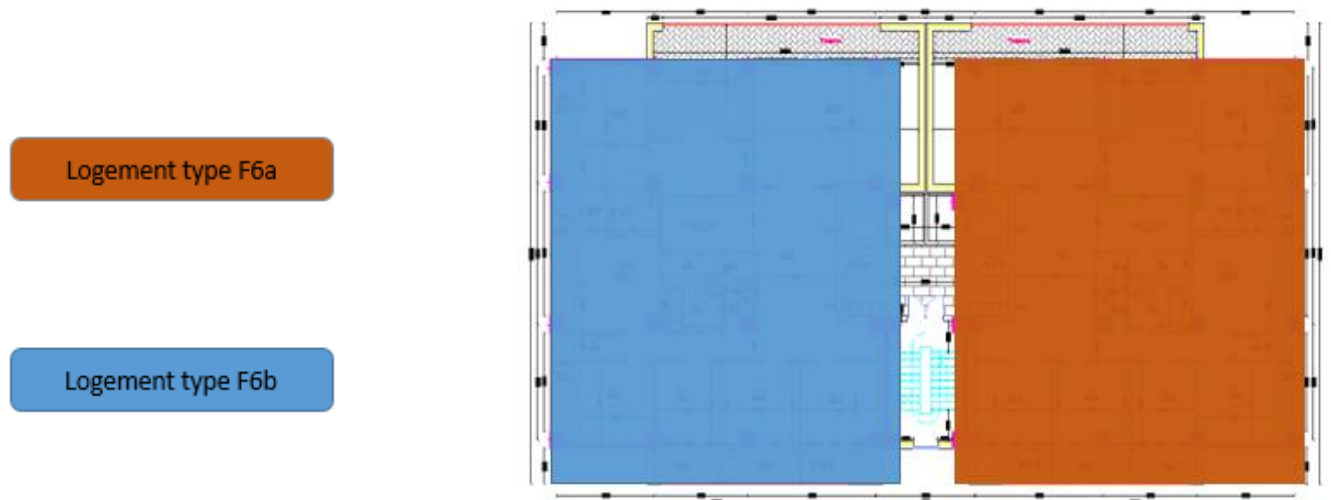
Circulation Vertical

Circulation Horizontal

Crèche

Cafétéria



c) Programme du 2^{ème} au 13^{ème} étage :**d) Programme du 14^{ème} étage :**

III.2.3.2 Les fonctions du collectif :

a) Les fonctions du R.D.C :

- Circulation Vertical
- Circulation Horizontal
- Commerce 01
- Commerce 02
- Commerce 03
- Commerce 04
- Commerce 05
- Commerce 06
- Commerce 07
- Bureau
- chambre

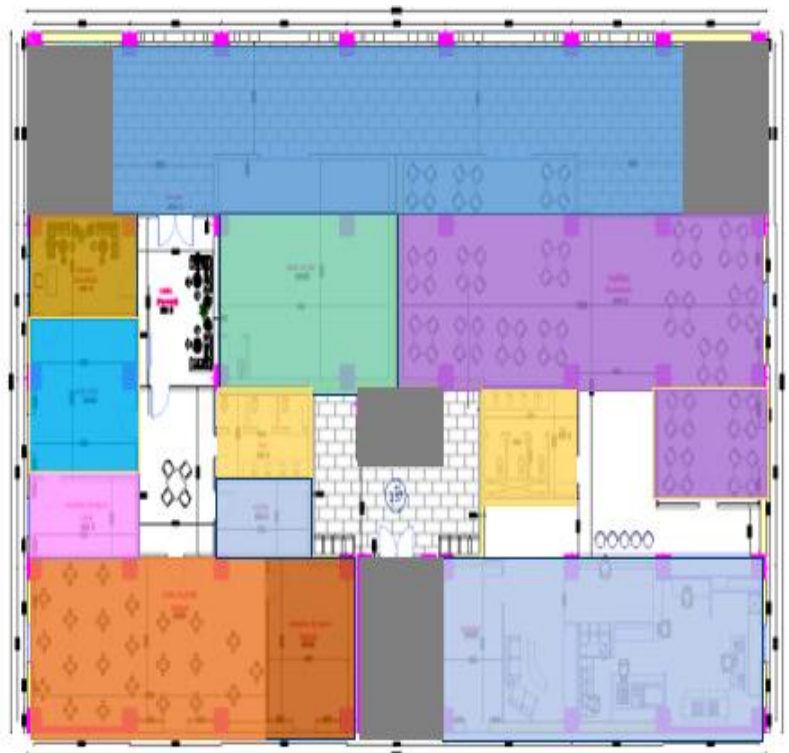
▼ Accès commerce

▼ Accès habitat



b) Les fonctions de 1er étage :

- Circulation Vertical
- Circulation Horizontal
- Café restau
- Cuisine
- Sanitaire
- Salle d'activité enfants
- Salle de jeu
- Bureau
- Chambre de repos enfants
- Chambre de repos bébé
- Coin bébé



c) Fonctions du 2eme au 12eme étage :



d) Programme du 13eme et 14eme étage :



- La relation entre les fonctions du COLLECTIF :
- D'après les plans on a trouvé qu'il y'a une relation forte entre les fonctions de la structure.

Conclusion :

Le champ d'intervention dans sa forme carrée est limité par différents axes de circulation (bas et moyen) donc notre organisation spatiale était basée sur la création d'harmonie avec l'environnement tout en assurant la flexibilité des lieux, c'était comme suit :

L'entrée principale piétonne est située sur le côté ouest du terrain, ce qui donne un faible bruit de flux mécanique pour Assurer la sécurité des utilisateurs (clients, touristes, ...), et donc pour la clarté du projet.

La présence d'une route du côté est nous a aidés à gagner plus d'espace, de sorte que l'entrée mécanique principale a été placée pour les habitants autochtones afin d'éviter les problèmes de circulation et les embouteillages. Par conséquent, monter au bâtiment ne gêne ni l'horizon ni l'image du complexe construit.

J'ai implanté mon bâti au centre du terrain c'est la position stratégique pour il soit visible et pour profite le maximum de surface après j'ai créé deux espace verte et de détente dans les deux côtés du terrain parce qu'il y a un manque des espaces vert dans ce site et donnant une vue magnifique sur le calme.

Une entrée du bâtiment a été placée du côté est calme pour assurer l'intimité des habitants et les empêcher de se presser avec les publics.

Le verre a été utilisé pour les magasins et les grandes fenêtres pour améliorer la pénétration du soleil et une bonne ventilation permettant une clarté et une bonne visibilité des espaces à l'intérieur et à l'extérieur.

On a parking à côté de l'entrée principale spécialement pour les publics qui arrivées au restaurant, crèche, cafétéria, ... et le 2eme parking pour les habitants.

Les commerces sont répartis au rez-de-chaussée et le restaurant et la crèche au premier étage selon la fluidité des espaces, où sont aménagés des salles de garde et des bureaux d'accueil. Et du 2ème étage au 12ème étage, les logements F3 et F4 sont spacieux en termes d'espace et organisés pour le confort de l'utilisateur, et les 13ème et 14ème étages logements F6.

L'accès principale du projet se trouve au niveau de la voie mécanique du flux fort et près de carrefour (rondpoint) pour qu'il soit visible.

Choix des couleurs : j'ai choisi le bleu et le gris se sont des couleurs claires qui donnent une prescriptive positives pour les habitants.

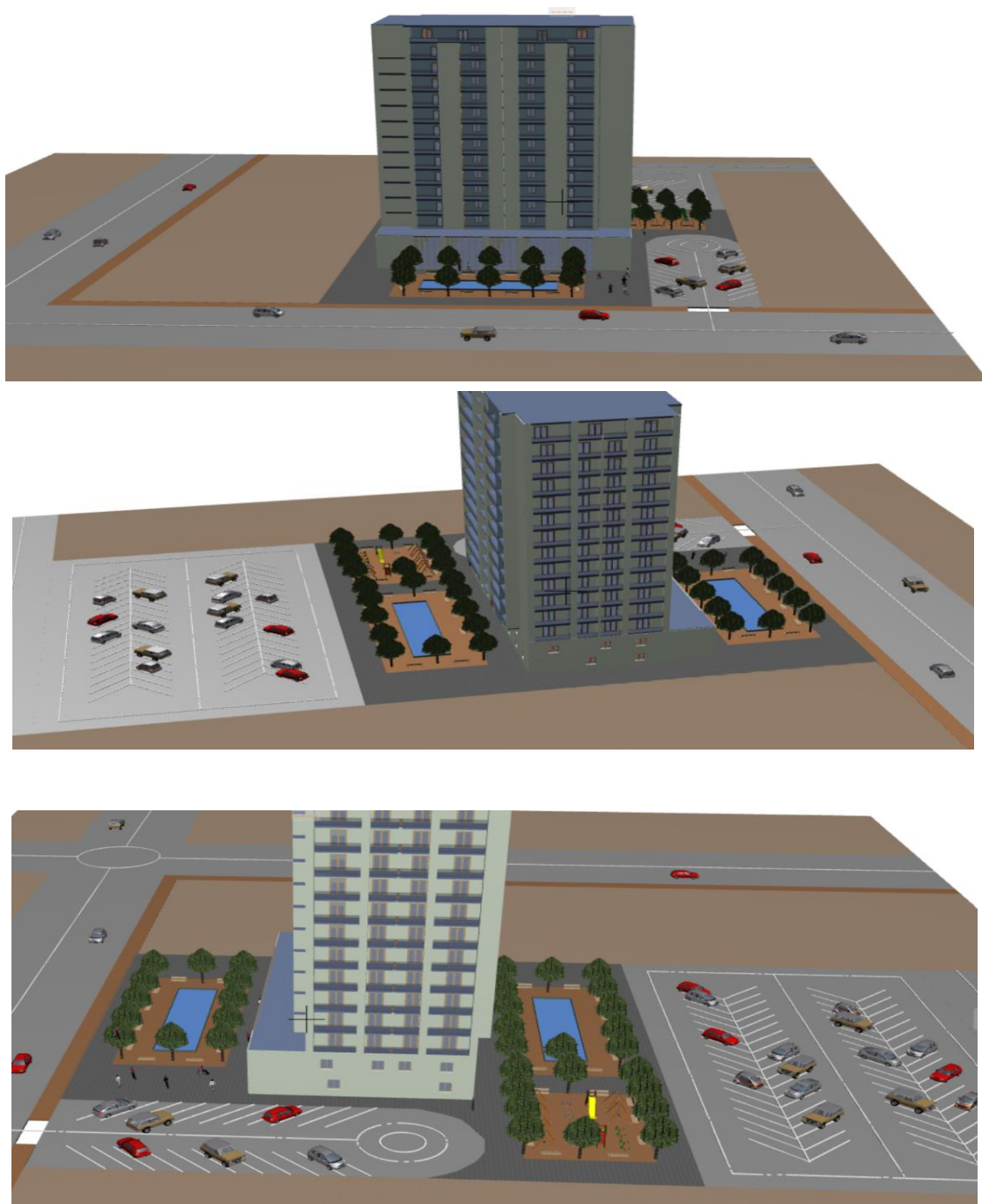


Figure III.22 : Vue en 3D.

Chapitre IV :

Présentation du projet

IV.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA 93, RPA99modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

IV.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+15) à usage multiple constitué de :

- Le rez-de-chaussée est destiné comme un étage commercial.
- Le 1^{er} étage à usage (cafeteria restaurant, salle de jeu et crèche).
- Du 2^{er} au 15^{ème} étage à usage d'habitation (des logements F3, F4, F6).

Notre bâtiment est situé à KOUDIA, dans le sud de la wilaya de Tlemcen.il est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA modifié en 2003) dans une zone de faible sismicité (zoneI).

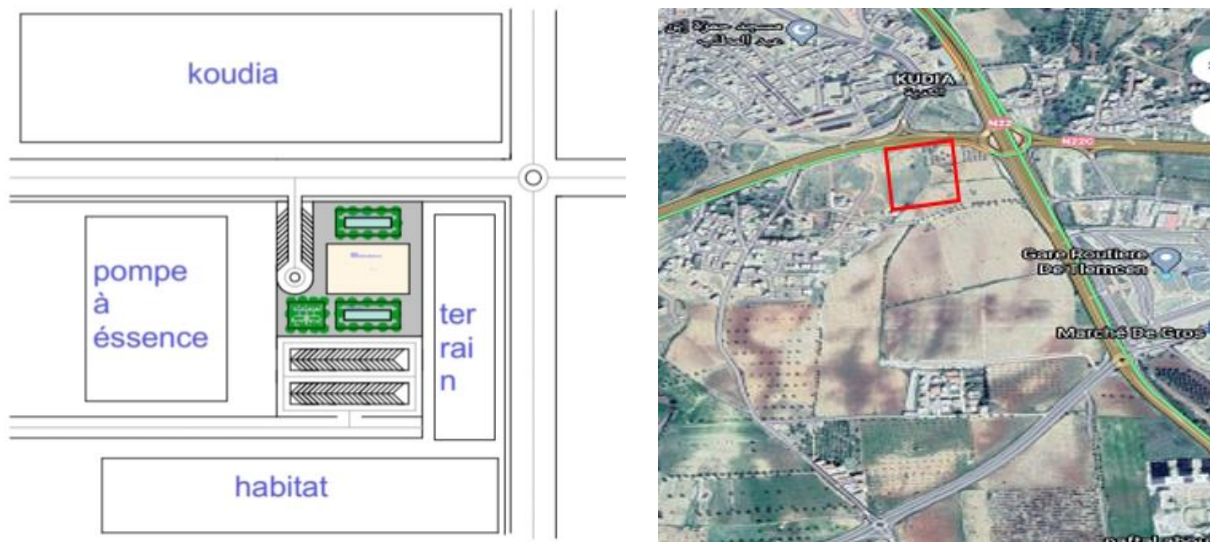


Figure IV. 1: Plan de masse.

IV.3 Description géométrique :

Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment 46.92 m
- Hauteur du rez-de-chaussée 3.57m
- Hauteur 1^{er} étage 3.57m
- Hauteur du 2^{ème} au 15^{ème} étages 3.06m

Dimension en plan :

- Longueur totale 37.12m
- Largeur total 21.84m

IV.4 Conception de l'ouvrage :

IV.4.1 Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique poteaux- poutres et voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

IV.4.2 plancher :

Dans notre cas nous avons utilisé deux types du plancher :

- **Plancher corps creux :** pour les étages courant.



Figure IV. 2: Plancher à corps creux.

- **Dalle pleine :** pour le plancher niveau RDC, le 1er étage, la dalle d'ascenseur, et aussi pour les balcons.

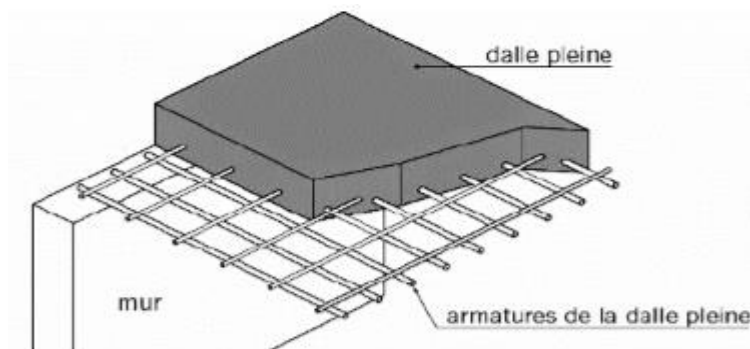


Figure IV. 3: Dalle pleine.

IV.4.3 Escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre en béton armé.

IV.4.4 Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

IV.4.5 Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs :** Sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- **Les murs intérieurs :** Sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.



Figure IV. 4: Brique creuse.

IV.4.6 Ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

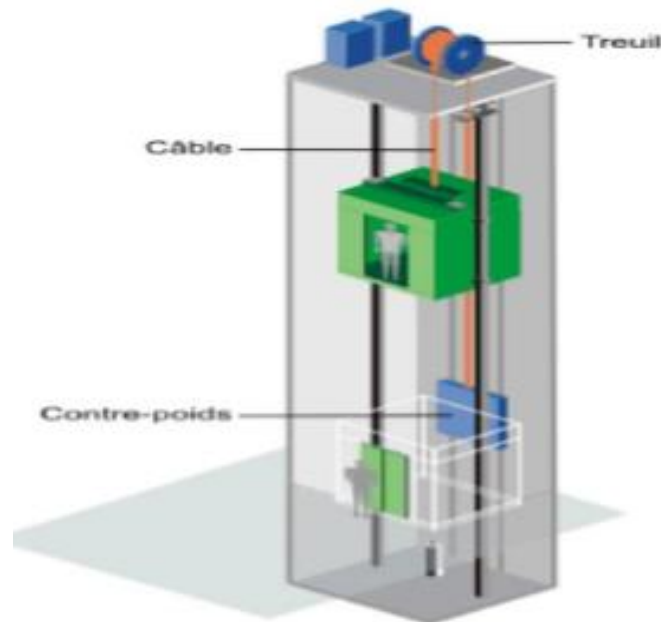


Figure IV. 5: Ascenseur.

IV.4.7 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et 10cm d'épaisseur.

IV.4.8 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

IV.5 Caractéristique mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

IV.5.1 Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La masse volumique de béton armé est de 2.50 t/m³.

IV.5.1.1 Résistance du béton :

a) Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} , cette valeur est déterminée par des essais de laboratoire.

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

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times F_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = 1.1 \times F_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times F_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = 1.1 \times F_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

b) Résistance à la traction :

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

D'après BAEL 91 modifiée 99 :

$$\text{Si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj}$$

$$\text{Si : } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0.275 * (f_{cj})^{2/3}$$

Pour notre étude on va prendre :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

IV.5.1.2 Déformations longitudinales du béton :

- Déformations instantanées « E_{ij} » : $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}^3}$
✓ Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h)
- Déformations différées « E_{vi} » : $E_{vi} = 3700 \sqrt{f_{cj}^3}$
✓ Pour le calcul sous charges de longue durée (> 24h)

IV.5.1.3 Les états ultimes :

a) Etat Limite Ultime (E.L.U)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\%$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} 1.5 \text{ cas général} \\ 1.15 \text{ cas accidentel} \end{cases}$

θ : Facteur de durée d'application des charges : $\begin{cases} 1 \text{ durée} > 24\text{h} \\ 0.9 \text{ durée} < 24\text{h} \\ 0.85 \text{ durée} < 1\text{h} \end{cases}$

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

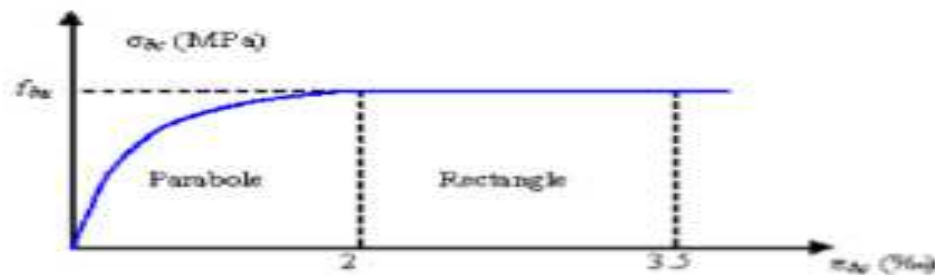


Figure IV. 6: Diagramme parabole rectangle.

NB : Pour notre cas la valeur : $0.85 \times (f_{cj} / \gamma_b) = 14.17 \text{ MPA}$

b) Etat Limite Ultime (E.L.S) :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

Elastique et on adopte la loi de Hooke, avec :

$$E_b = E_v \quad \text{et} \quad \nu = 0.2.$$

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

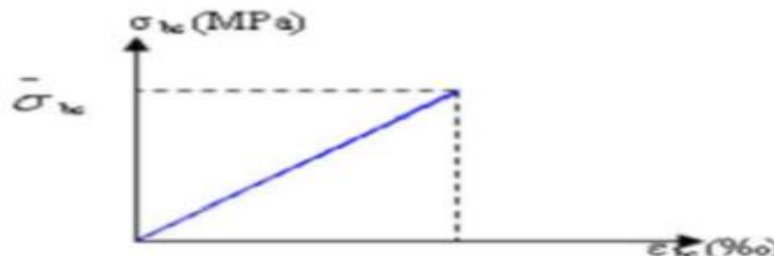


Figure IV. 7: Diagramme contrainte, déformation à ELS.

IV.5.1.4 Coefficient de poisson :

$\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

$\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

IV.5.1.5 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } \quad b_0 : \text{Largeur de la section ;} \quad d : \text{Hauteur utile (d=0.9h)}$$

IV.5.2 Acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0.02 % et 2 % en masse pour le carbone), leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0,40% de carbone.

IV.5.2.1 Différent type d'acier :

Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :

a) Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

b) Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

c) Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3.5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

IV.5.2.2 Contrainte de calcul :**a) L'état limite ultime :**

Le diagramme ci-dessus représente les variations contrainte-déformation de l'acier.

D'où : $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$ avec $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

γ_s : est le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.

$\gamma_s = 1,15$ dans cas durable ou transitoire

Avec : $E_s = 200000$ MPA (Module d'élasticité).

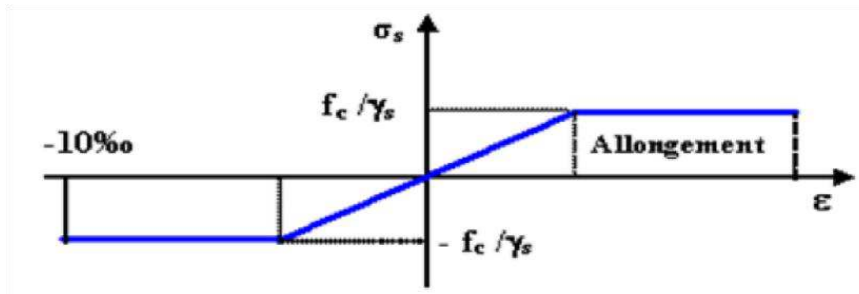


Figure IV. 8: Diagramme déformation, contrainte de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport.

b) Etats limite de service (ELS) :

La contrainte sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures :

- Fissuration non (peu) préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st}$ pas de limite
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

Avec : η Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1 \text{ RL} \\ \eta = 1.6 \text{ HA} \end{cases}$

IV.5.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

IV.6 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

IV.6.1 Béton :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$
 $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours :
 $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

IV.6.2 Acier :

- Armatures longitudinales : $f_e E 400$ [HA] $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Armatures transversales : $f_e E 235$ [RL] $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

IV.7 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- **Etat limite ultime** : $1.35G + 1.5Q$
- **Etat limite service** : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0.8G + E$

Avec : G : charge permanente.
 Q : charge d'exploitation.
 E : effort de séisme.

Chapitre V :
Pré dimensionnement
Et
Descente Des Charges

V.1 Introduction :

Dans le but de pré dimensionnement des éléments Résistants de la structure « Section minimale qui reprendre les efforts sollicitant » nous avons obligés de respecté les recommandations du calcul : RPA 99 version 2003, les règles du **B.A.E.L 91**

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

V.2 Pré-dimensionnement :

V.2.1 Les Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux positionnés sur les poutres et réalisés pour résister les différentes charges d'exploitation et les charges permanentes (revêtement de sol, cloisons...) et les retransmis aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les planchers utilisés dans ce projet sont en corps creux à cause de ces avantages :

- Facilité de la réalisation.
- Le projet est un bâtiment à usage multiple et les portées ne sont pas très importantes.

En revanche, dans quelques parties on ne peut pas utiliser le corps creux, donc on va utiliser des dalles pleines, et ceci pour les consoles et la dalle d'ascenseur.

Pour le pré dimensionnement on utilise BAEL91, CBA93 et RPA99 version 2003.

V.2.1.1 Plancher corps creux :

Un plancher en corps creux est composé de :

- Corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (16 ou 20 cm de hauteur).

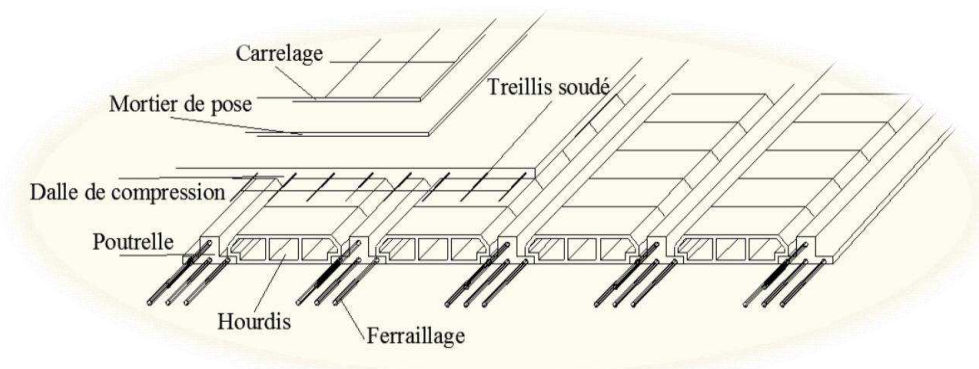


Figure V. 1: Plancher à corps creux.

- Poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.

- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression (5 cm d'épaisseur).

Pour déterminer l'épaisseur de ce plancher, on utilise cette condition de flèche :

$$h_p \geq L/22.5$$

(Selon C.B.A.93) avec :

L: La portée maximum entre nus appuis d'une poutrelle.

h_p : L'épaisseur du plancher.

$$L = 515 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_p \geq 515/22.5 = 22.88 \text{ cm}$$

$h_p \geq 22.88 \text{ cm}$, donc on choisit une hauteur de plancher de (20+5) cm. Donc :

$$h_p = 25 \text{ cm}$$

20 cm pour le corps creux, et 5 cm pour la dalle de compression

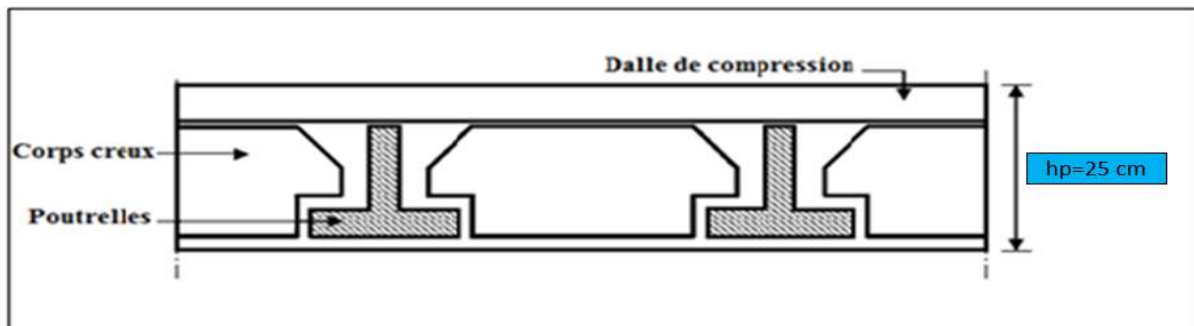


Figure V. 2: Plancher à corps creux.

V.2.1.2 Dimensionnement des poutrelles :

La section en té a les caractéristiques géométriques suivantes :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2 \times b_1$

Avec : $8 \leq b_0 \leq 14$ \longrightarrow on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \left(\frac{b-b_0}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

L = la plus petite portée des poutrelles

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $L_{\min} = 480 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left(\frac{65-12}{2}; \frac{480}{10} \right)$$

$$b_1 = \min (26.5 ; 48) = 26,5$$

Le minimum de b_1 doit être vérifié les conditions de RPA99 V2003 suivantes :

- **1^{er} condition :**

$$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} \quad \rightarrow \quad 26.5 \leq 65 - \frac{12}{2} = 59 \quad \rightarrow \quad 26.5 < 59 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

- **2^{ème} condition :**

$$b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow 26.5 < \frac{590}{10} = 59 \rightarrow 26.5 \text{ cm} < 59 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{CV}$$

- **3^{ème} condition :**

$$b_1 \leq \min(6h_0; 8h_0) = \min(6 \times 5; 8 \times 5) = \min(30; 40) \rightarrow 26.5 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{CV}$$

✓ **Donc on adopte que :**

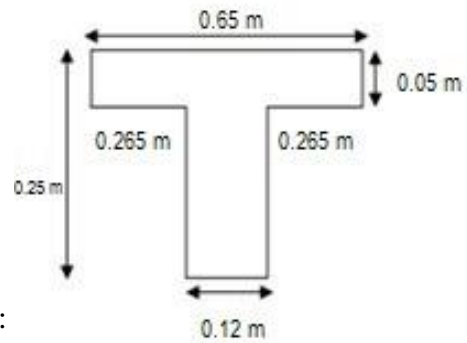
$$b = 0.65 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.265 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.12 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.05 \text{ m}$$



Le schéma de la section en té est représenté sur La figure :

V.2.1.3 Les planchers à dalle pleine :

Figure V. 3: Schéma de la section en té.

$$\frac{L}{45} \leq ht \leq \frac{L}{40} \rightarrow \text{avec :}$$

L : le plus grand porté

h_t : épaisseur de la dalle

$$L = 6.31 \text{ m}$$

$$\frac{631}{45} \leq ht \leq \frac{631}{40}$$

$$14.02 \leq ht \leq 15.77 \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } h_t = 15 \text{ cm}$$

V.2.2 Pré-dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres :

- **Les poutres principales :**

-Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.

-Elles Supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires (Chaînages) :**

-Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

V.2.2.1 Poutre principal :

$$L_{\max} = 631 \text{ cm (entre axe)}$$

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

- ✓ L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- ✓ h : hauteur de la poutre.
- ✓ b : Largeur de la poutre.

Donc :

$$42.06 \leq h \leq 63.1 \longrightarrow \text{On prend : } h=55\text{cm}$$

On applique la formule suivant **B.A.E.L 91** :

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

$$0.3 \times 55 \leq b \leq 0.7 \times 55$$

$$16.5 \leq b \leq 38.5 \longrightarrow \text{On prend : } b=30\text{cm}$$

Vérifications d'après le **R.P.A 99** version **2003** :

$$\begin{aligned} \Rightarrow b &\geq 20 \text{ cm} & 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \longrightarrow & \text{CV} \\ \Rightarrow h &\geq 30 \text{ cm} & 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \longrightarrow & \text{CV} \\ \Rightarrow h/b &\leq 1.83 & 1.83 \leq 4 & \longrightarrow & \text{CV} \end{aligned}$$

Donc on va garder ces dimensions **(30*55) cm²**

Les dimensions sont illustrées sur la figure.

V.2.2.2 Poutre secondaire :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de CBA93 on a :

$$L = 5.9 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10}$$

$$39.33 \leq h \leq 59 \longrightarrow \text{On prend : } h=45\text{cm}$$

$$0.3 \times 45 \leq h \leq 0.7 \times 45$$

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

Vérifications d'après le **R.P.A 99** version **2003** :

$$\begin{aligned} b &\geq 20 \text{ cm} & \longrightarrow & 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \longrightarrow & \text{CV.} \\ h &\geq 30 \text{ cm} & \longrightarrow & 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \longrightarrow & \text{CV.} \\ \frac{h}{b} &\leq 4 & \longrightarrow & 1.5 < 4 & \longrightarrow & \text{CV.} \end{aligned}$$

Donc on va garder ces dimensions **(30*45) cm²**

Les dimensions sont illustrées sur la figure.

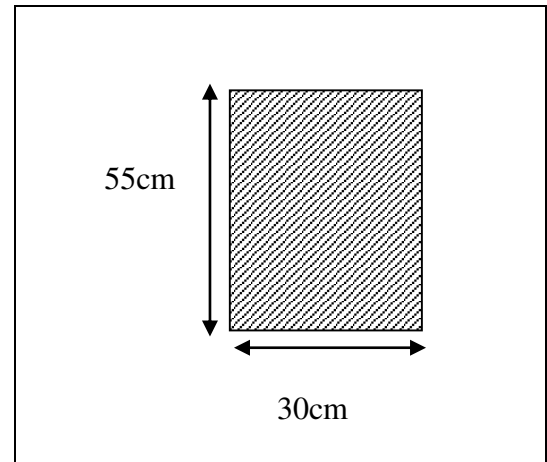


Figure V. 4:Les dimensions des poutres principales.

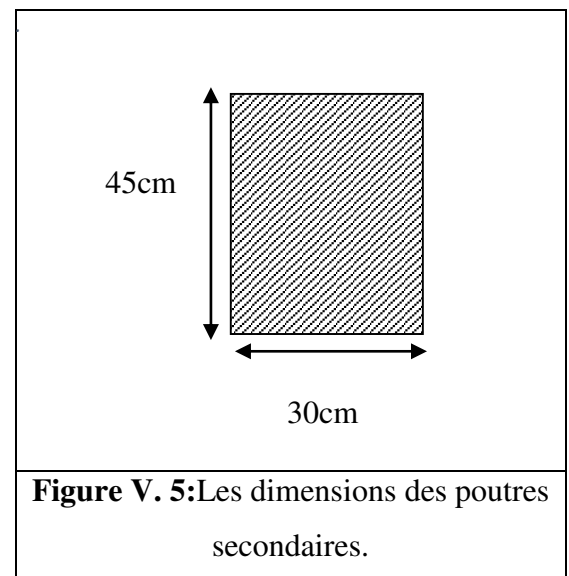


Figure V. 5:Les dimensions des poutres secondaires.

V.2.2.3 Poutre palière :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de CBA93 on a :

- **Poutre 1 :**

$L = 2,7$ m

Donc :

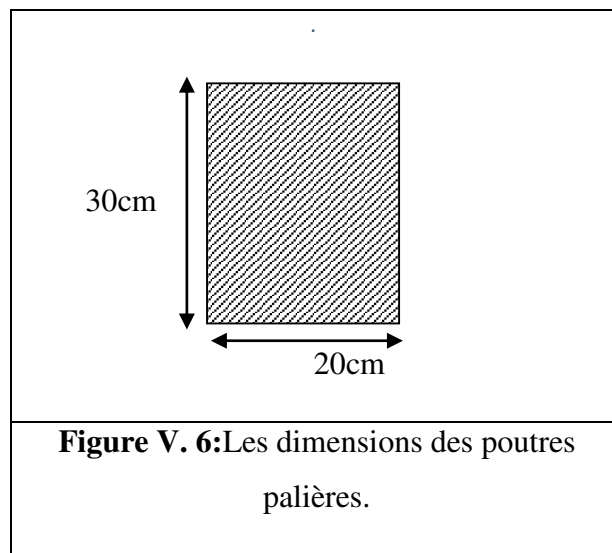
$$\frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10}$$

$18 \leq h \leq 27 \implies$ On prend **$h=25$ cm**

$$0.3 \times 25 \leq h \leq 0.7 \times 25$$

$7.5 \leq h \leq 17.5 \implies$ On prend **$b=15$ cm**

Vérifications d'après le **R.P.A 99** version **2003** :



$b \geq 20$ cm \implies 15 cm < 20 cm \implies **CNV** on prend $b=20$ cm

$h \geq 30$ cm \implies 25 cm < 30 cm \implies **CNV** on prend $h=30$ cm

$\frac{h}{b} \leq 4$ \implies $1.5 < 4$ \implies **CV.**

Donc on va garder ces dimensions (**20×30**) cm²

Les dimensions sont illustrées sur la figure.

- **Poutre 2 :**

$L = 3.3$ m

Donc :

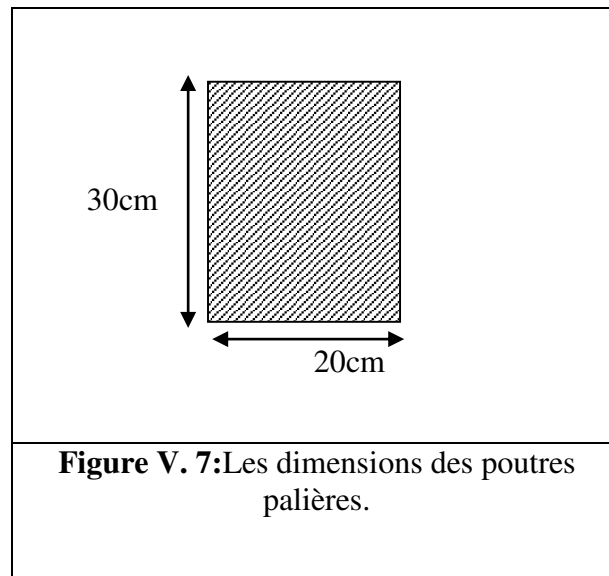
$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$22 \leq h \leq 33 \implies$ On prend **$h=25$ cm**

$$0.3 \times 25 \leq h \leq 0.7 \times 25$$

$7.5 \leq h \leq 17.5 \implies$ On prend **$b=15$ cm**

Vérifications d'après le **R.P.A 99** version **2003** :



$b \geq 20 \text{ cm}$	\implies	$15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$	\implies	CNV	on prend $b=20\text{cm}$
$h \geq 30 \text{ cm}$	\implies	$25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	\implies	CNV	on prend $h=30\text{cm}$
$\frac{h}{b} \leq 4$	\implies	$1.5 < 4$	\implies	CV.	

Donc on va garder ces dimensions **(20*30) cm²**

Les dimensions sont illustrées sur la figure

V.2.2.4 La poutre noyée :

La poutre noyée est une poutre appuyée sur deux poutres principales, et elle à la même hauteur que le plancher (25 cm).

Et en ce qui concerne le b , on prend égal à 25 cm.

V.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

C'est un élément porteurs verticaux des structures de bâtiment. Ils sont destinés à recevoir Les charges et surcharges verticales des différents niveaux et transmettre aux fondations, Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELU et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

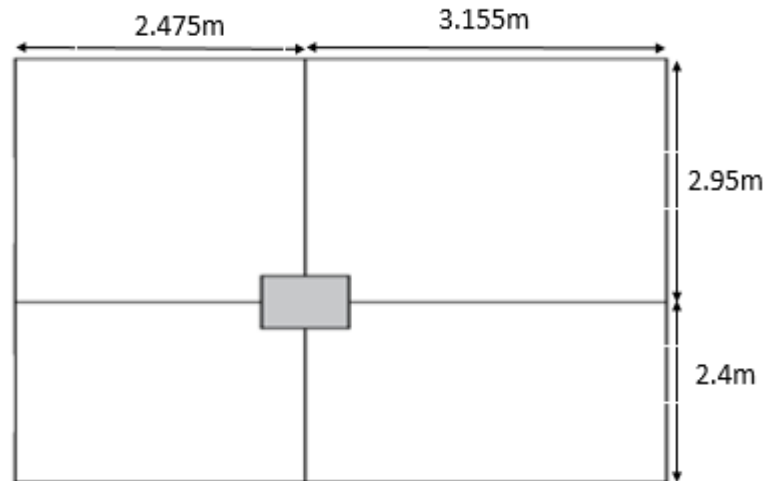


Figure V. 8: Section supporté par le poteau le plus sollicité.

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage, c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface « S ».

$$S = (2.475 + 3.155) \times (2.95 + 2.4) = 30.1205 \text{ m}^2$$

On suppose une charge moyenne de $Q=1 \text{ t/m}^2$

$$N_u = Q \times S \times n$$

- N_u : étant la charge verticale à l'ELU.
- Q : Charge moyenne répartie de 1 t/m^2 .
- n : nombre d'étage.

$$N_u = 1 \times 30.1205 \times 16 = 481.928 \text{ t.}$$

$$N_u = 4.819 \text{ MN.}$$

✓ **Pré dimensionnement selon les règles du CBA 93**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend Les valeurs :

$$\beta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \longrightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.5$ (cas général)

$\theta = 1$ (charge > 24h)

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 4.819}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \Rightarrow B_r \geq 0.309 \text{ m}^2$$

On a : $B_r \geq (a - 0.02)^2$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0.309} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.575 \text{ m}$$

Donc on prend : $a = b = 70 \text{ cm}$ dont un poteau de **(70×70) cm**

a) Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

$$\min(a, b) \geq 25 \Rightarrow a = 70 > 25 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow a = 70 > \left(\frac{357}{20} = 17.85\right) \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{70}{70} = 1\right) < 4 \longrightarrow \text{CV}$$

b) Vérification du poteau au flambement :

On vérifie le poteau de RDC

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{70 \times 70^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 2000833.34 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = a^2 = 70^2 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2000833.34}{4900}} = 20.20 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$ (cas général)

$$l_0 = 357 \text{ cm}$$

$$l_f = 249.9 \text{ cm} = 2.499 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{249.9}{20.20}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 12.37$$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 12.37 < 50$

➔ **Le flambement est vérifié**

Tableau V. 1: Récapitulation du pré dimensionnement.

Poteau	S (m²)	N étage	Nu (MN)	Br (m²)	a=b (m)	Lo (m)	lf (m)	$\lambda_x = \lambda_y$	$\lambda < 50$
RDC	30.1205	1	4.819	0.31	0.70	3.57	2.499	12.37	CV
1^{er} étage	30.1205	2	4.518	0.29	0.70	3.57	2.499	12.37	CV
2^{ème} étage	30.1205	3	4.216	0.27	0.65	3.06	2.142	11.41	CV
3^{ème} étage	30.1205	4	3.915	0.25	0.65	3.06	2.142	11.41	CV
4^{ème} étage	30.1205	5	3.614	0.23	0.60	3.06	2.142	12,36	CV
5^{ème} étage	30.1205	6	3.313	0.21	0.60	3.06	2.142	12,36	CV
6^{ème} étage	30.1205	7	3.012	0.20	0.55	3.06	2.142	15.69	CV
7^{ème} étage	30.1205	8	2.710	0.18	0.55	3.06	2.142	15.69	CV
8^{ème} étage	30.1205	9	2.409	0.16	0.50	3.06	2.142	17.26	CV
9^{ème} étage	30.1205	10	2.108	0.14	0.50	3.06	2.142	17.26	CV
10^{ème} étage	30.1205	11	1.807	0.12	0.45	3.06	2.142	19.18	CV
11^{ème} étage	30.1205	12	1.506	0.10	0.45	3.06	2.142	19.18	CV
12^{ème} étage	30.1205	13	1.204	0.08	0.40	3.06	2.142	21.58	CV
13^{ème} étage	30.1205	14	0.903	0.06	0.40	3.06	2.142	21.58	CV
14^{ème} étage	30.1205	15	0.602	0.05	0.35	3.06	2.142	24.66	CV
15^{ème} étage	30.1205	16	0.301	0.03	0.35	3.06	2.142	24.66	CV

V.2.4 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

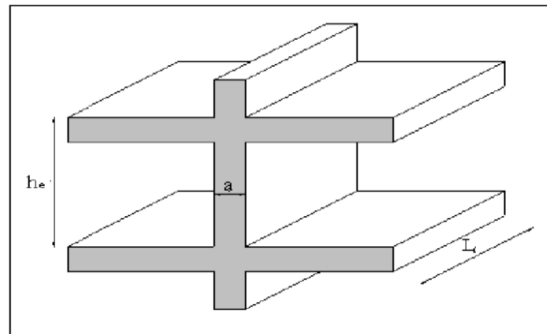


Figure V. 9: Coupe des murs voiles en élévation.

Les voiles se sont des murs en béton armé, considéré comme contreventements, réalisés Pour résister aux forces latérales de séisme.

Notre bâtiment est réalisé à TLEMCEM, et selon RPA99V2003, il est classé dans la zone I. Vue de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 50.27m, et qui est supérieure à 17 m, d'après le RPA, il est indispensable de contreventer notre structure par des voiles.

Vérification des conditions :

Il faut que notre voile réponde aux exigences du RPA suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \max (he / 20.15 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

Avec :

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

he : la hauteur libre d'étage.

- **Exemple de calcul du voile :**

Comme un exemple de calcul, on a choisi le voile du RDC.

$$he = 357 - 20 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{337}{20} = 16.85 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur égale à 20 cm.

$$L > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

On adopte une longueur égale à 80 cm.

Les dimensions des autres niveaux sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 2: Dimensions des murs voiles.

Niveaux	he (cm)	Epaisseur (cm)	L min (cm)
RDC	337	20	80
1^{er} étage	337	20	80
Du 2^{ème} au 15^{ème} étage	286	15	60

V.2.5 Pré dimensionnement d'escaliers :

L'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, permettant le passage à pied d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Schéma d'un escalier :

Un escalier est composé par ces éléments principaux :

- La marche : c'est la partie sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- La contre marche : c'est la partie verticale d'une marche.
- Emmarchement : c'est la longueur d'une marche.
- Le giron : c'est la largeur d'une marche.
- La paillasse : c'est la dalle qui monte sous les marches.
- Palier situé entre deux volées et limitant le nombre de marches.

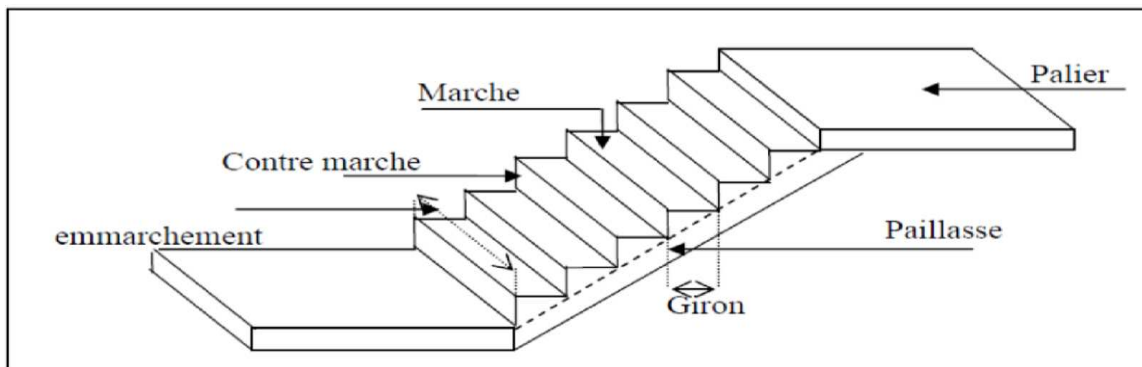


Figure V. 10: Schéma d'un escalier.

Notre structure présente des hauteurs d'étage différentes, et pour cela on distingue trois types d'escalier.

V.2.5.1 Escalier Type 1 :

Cet escalier se trouve, entre le RDC et 1^{er} étage, l'entre 1^{er} étage et 2^{em} étage.

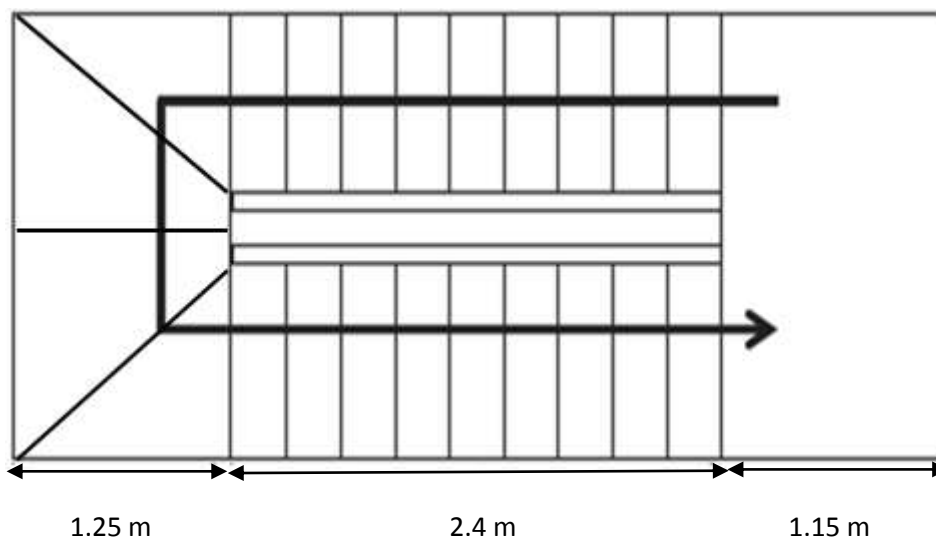


Figure V. 11: Dimension de l'escalier type 1.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

- h : hauteur de contre marche.
- g : largeur de la marche.
- On prend $2h + g = 64 \text{ cm}$.
- n : nombre de contre marches.
- H : hauteur entre les faces supérieures
Des deux paliers successifs d'étage
- L : projection horizontale de la 2
- Longueur total de la volée.

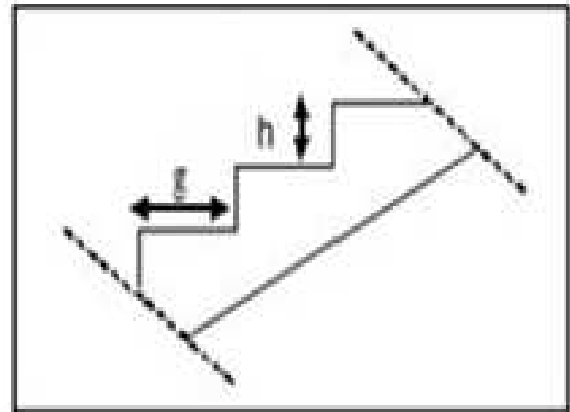


Figure V. 12: Coupe transversal.

On prend $h = 17 \text{ cm}$

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17 \quad \longrightarrow \quad 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Alors on prend : $g = 30 \text{ cm}$

La hauteur d'étage = 357 cm

a) Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{357}{17} = 21$$

On a 21 contre marche pour les 2 volées

b) Le nombre de marche : (n - 1)

- Pour la première volée on a 11 contre marches et $(11-1) = 10$ marches.
- Pour la deuxième volée on a 10 contre marches et $(10-1) = 9$ marches.

c) La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g(n - 1)$$

L : longueur de la ligne de foulée.

g : giron.

(n - 1) : nombre de marche.

Tableau V. 3 : La longueur de la ligne de foulée escalier type 1.

Volée	g (cm)	(n-1)	L (cm)
Volée 1	30	10	300
Volée 2	30	9	270

d) Les différents angles d'inclinaisons :

Type 1 :

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{1.87}{3} \quad \alpha_1 = 31.94^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{H}{L} = \frac{1.7}{2.7} \quad \alpha_2 = 32.19^\circ$$

e) Les schémas d'escaliers type 1 :

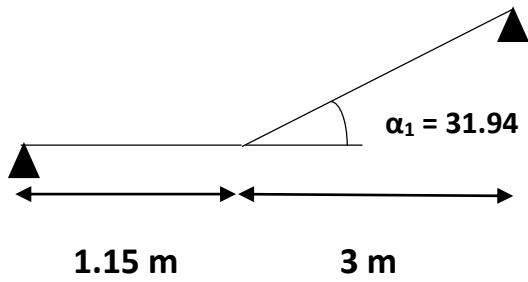


Figure V. 14: Schéma statique du palier et la volée 1.

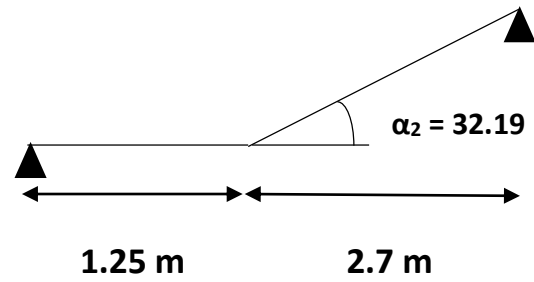


Figure V. 13: Schéma statique du palier la volée 2.

f) Calcul des épaisseurs :

1) Palier :

Type 1 : $L/20 \leq e \leq L/15$

$125/20 \leq e \leq 115/15 \implies 6.25 \leq e \leq 8.33 \implies$ donc on adopte $e = 12 \text{ cm}$

2) Volée :

Volée 1 : $L/20 \cos \alpha \leq e \leq L/15 \cos \alpha$

$17.67 < e < 23.57 \implies$ Donc on adopte $e = 21 \text{ cm}$

Volée 2 : $L/20 \cos \alpha \leq e \leq L/15 \cos \alpha$

$15.95 < e < 21.26 \implies$ Donc on adopte $e = 21 \text{ cm}$

Avec, L : La longueur de la volée.

Tableau V. 4: épaisseur d'escalier type 1.

Volée	α	L (cm)	Epaisseur (cm)
Volée 1	31.94°	270	21
Volée 2	32.19°	300	21

V.2.5.2 Escalier Type 2 :

Cet escalier se trouve, entre le 2^{em} étage et les différents étages courants.

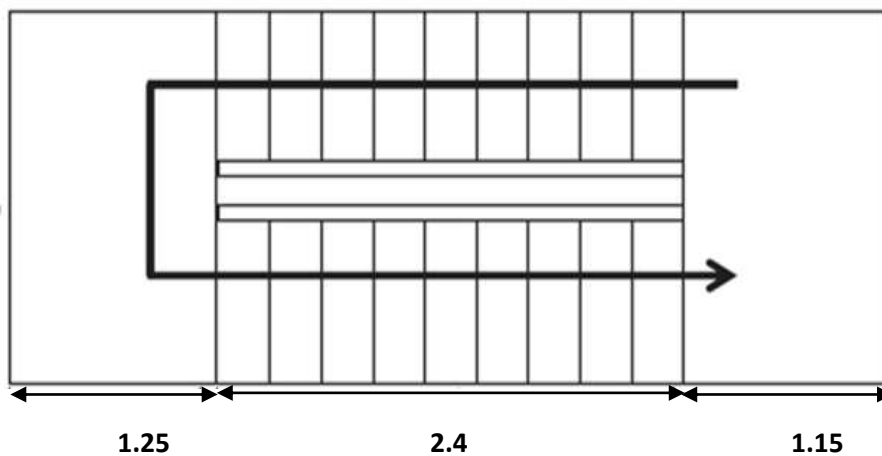


Figure V. 15: Dimension de l'escalier type 2.

a) **Le nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On a 18 contre marche pour les 2 volées.

b) **Le nombre de marche : (n - 1)**

- Pour une seule volée on a 9 contre marches et $(9-1) = 8$ marches.

c) **La longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g (n - 1)$$

L : longueur de la ligne de foulée.

g : giron.

(n - 1) : nombre de marche.

Tableau V. 5: La longueur de la ligne de foulée escalier type 2.

Volée	g (cm)	(n-1)	L (cm)
Volée	30	8	240

d) **Les différents angles d'inclinaisons :**

$$\tan \alpha_1 = \tan \alpha_2 = \frac{1.53}{2.4} \quad \alpha_1 = \alpha_2 = 32.51^\circ$$

e) **Les schémas d'escaliers type 2 :**

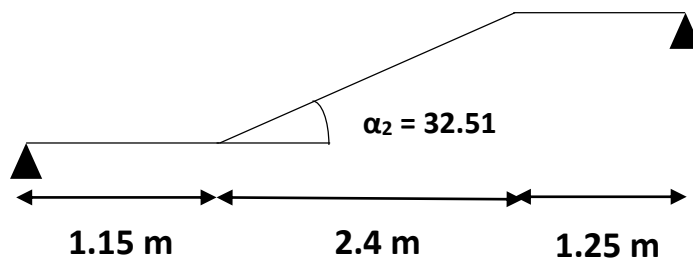


Figure V. 16 : Schéma statique d'escalier (type 2) et la volée 1 pour H=3.06m.

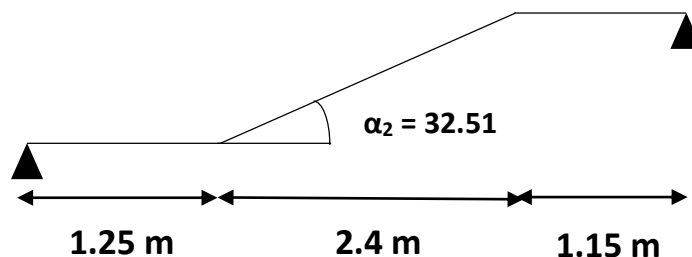


Figure V. 17: Schéma statique du palier (type 2) et la volée 2 pour H=3.06m..

f) Calcul des épaisseurs :

1) Palier : $L/20 \leq e \leq L/15$ Type 2 : $L/20 \leq e \leq L/15$ $125/20 \leq e \leq 125/15 \Rightarrow 6.25 \leq e \leq 8.33 \Rightarrow$ donc on adopte $e = 12 \text{ cm}$

2) Volée :

Volée 1=volée 2 :

 $L/20 \cos \alpha \leq e \leq L/15 \cos \alpha$ $14.22 < 17 < 18.97$

Tableau V. 6: Epaisseur d'escalier type 2.

Volée	α	L (cm)	Epaisseur (cm)
Volée	32.51°	240	17

V.2.5.3 Escalier Type 3 :

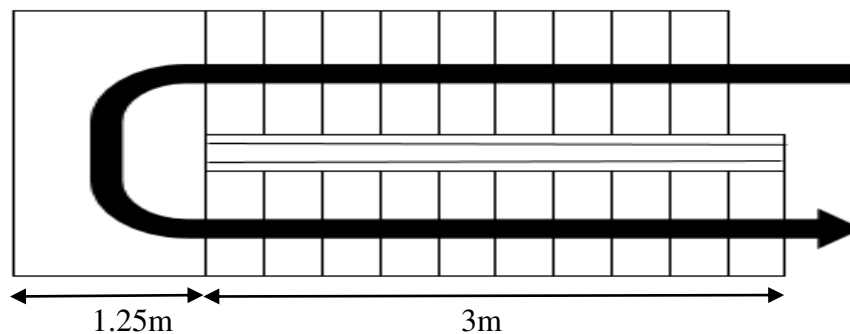
Cet escalier se trouve, entre le RDC et 1^{er} étage (commerce).

Figure V. 18: Dimension de l'escalier type 3.

a) Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{357}{17} = 21$$

On a 21 contre marche pour les 2 volées.

b) Le nombre de marche : (n - 1)

- Pour la première volée on a 11 contre marches et (10-1) =9 marches.
- Pour la deuxième volée on a 10 contre marches et (11-1) =10 marches.

c) La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g (n - 1)$$

L : longueur de la ligne de foulée.

g : giron.

(n - 1) : nombre de marche.

Tableau V. 7: La longueur de la ligne de foulée escalier type 3.

Volée	g (cm)	(n-1)	L (cm)
Volée 1	30	9	270
Volée 2	30	10	300

d) Les différents angles d'inclinaisons :

Type 3 :

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{1.7}{2.7} \quad \alpha_1 = 32.19^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{H}{L} = \frac{1.87}{3} \quad \alpha_2 = 31.94^\circ$$

e) Les schémas d'escaliers type 3 :



Figure V.19 : Schéma statique du palier la volée 1. Figure V.20: Schéma statique du palier la volée 2.

f) Calcul des épaisseurs :

1) Palier :

Type 3 : $L/20 \leq e \leq L/15$

$$125/20 \leq e \leq 125/15 \implies 6.25 \leq e \leq 8.33 \implies \text{donc on adopte } e = 12 \text{ cm}$$

2) Volée :

Volée 1 : $L/20 \cos \alpha \leq e \leq L/15 \cos \alpha$

$$15.95 < e < 21.27 \quad \rightarrow \text{donc on adopte } e = 21 \text{ cm}$$

Volée 2 : $L/20 \cos \alpha \leq e \leq L/15 \cos \alpha$

$$17.68 < e < 23.57 \quad \rightarrow \text{donc on adopte } e = 21 \text{ cm}$$

Avec, L : La longueur de la volée.

Tableau V. 8: Epaisseur d'escalier type 3.

Volée	α	L (cm)	Epaisseur (cm)
Volée 1	32.19°	270	21
Volée 2	31.94°	300	21

V.3 Descente des charges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Pour dimensionner les éléments (planchers, acrotère, poteaux,) on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

V.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

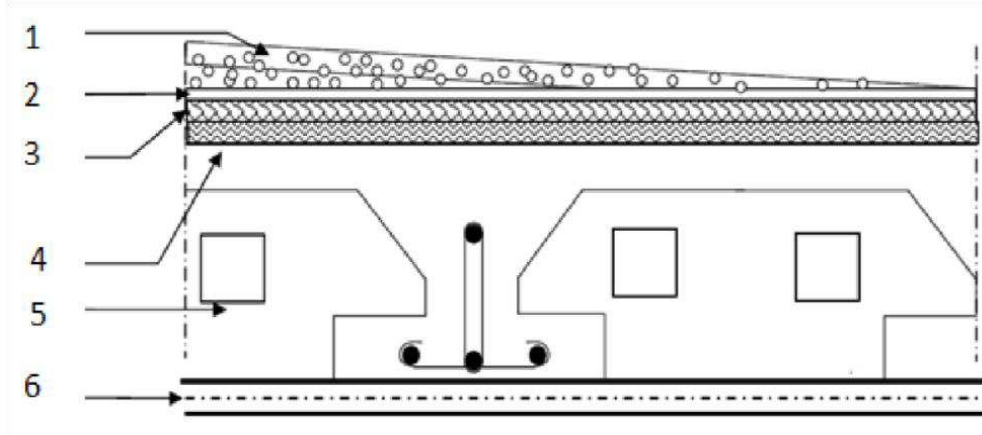


Figure V. 21 : Coupe plancher terrasse inaccessible.

Tableau V. 9: Plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	/	3.5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
	G (KN/m ²)			7.03
	Q (KN/m ²)			1

V.3.2 Plancher étage courant :

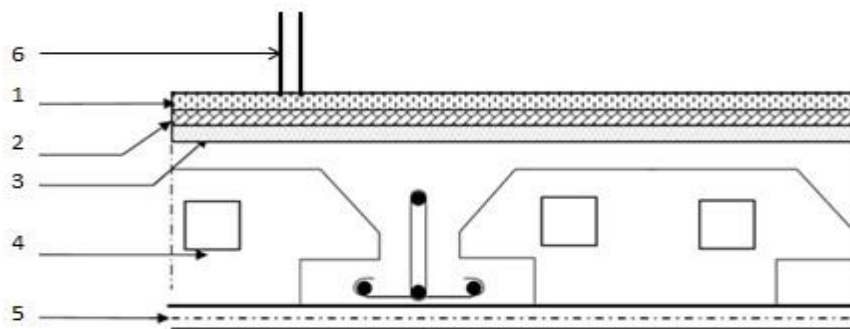


Figure V. 19: Coupe plancher étage.

Tableau V. 10: Plancher étage.

N°	Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	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 en corps creux (20+5)	0.25	/	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons intérieures	0.1	10	1
	G (KN/m²)			5.86
	Q (KN/m²)			1.5

Tableau V. 11: Plancher charges d'exploitations de RDC et étage 1.

niveau	Q (KN/m²)
RDC (commerce)	5
1er étage (bureaux)	2,5

V.3.3 Maçonnerie :

- Murs extérieurs (double parois) :

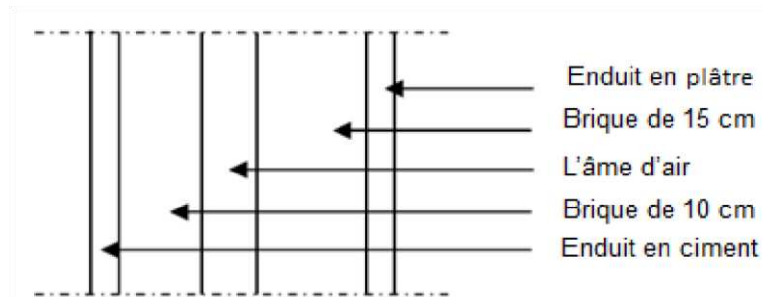


Figure V. 20: Coupe transversale des murs extérieurs.

Tableau V. 12: Murs extérieurs (double parois).

Désignation	e(m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
Brique creuse	0.1	9	0.9
Brique creuse	0.15	9	1.35
L'âme d'air	0.05	/	/
Enduit extérieur (en ciment)	0.02	18	0.36
Enduit intérieur (en plâtre)	0.02	10	0.2
G (KN/m²)			2.81

- Murs intérieurs (simple parois) :

Tableau V. 13: Murs intérieurs (simple parois).

Désignation	e(m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit extérieur (en plâtre)	0.02	10	0.2
Enduit intérieur (en plâtre)	0.02	10	0.2
G (KN/m²)			1.3

V.3.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible.

IL a pour rôle de :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

Les dimensions de l'acrotère sont représentées

Sur la figure suivante :

- **Charge permanente :**

$$G = \rho \times S$$

Avec :

S : surface de l'acrotère

ρ : poids volumique de béton

$$S = ((0.1 \times 0.07) / 2) + (0.1 \times 0.03) + (0.1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0765 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0765$$

$$G = 1,9125 \text{ KN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :** D'après le **RPA 99 V 2003 :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

V.3.5 Balcon:

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

On adopte une épaisseur $h = 15 \text{ cm}$.

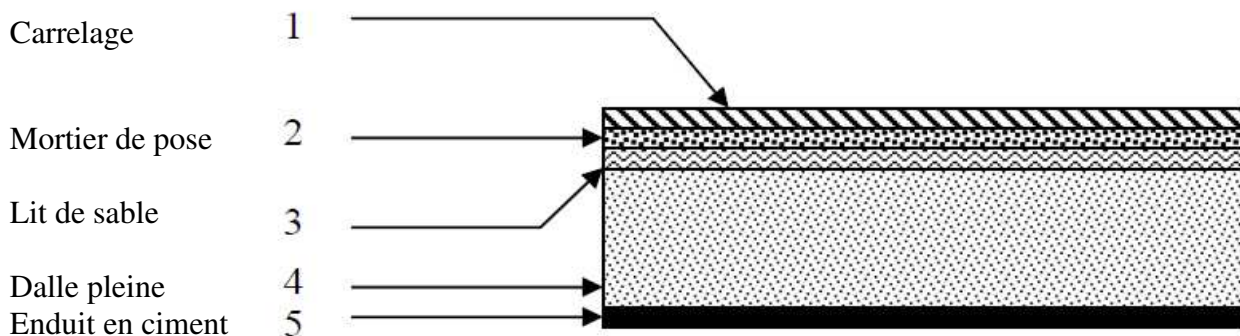


Figure V. 25 : Coupe transversale de balcon.

Tableau V. 14: Charge permanent et d'exploitation de balcon.

Désignation	e(m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Cloisons intérieures	0.1	10	1
G (KN/m²)			6.27
Q (KN/m²)			3.5

V.3.6 les escaliers :

- Volée de l'escalier type 1 et 3 :

Tableau V. 15: Charge permanent et d'exploitation de volée type 1.

Désignation	e(m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
Enduit en ciment	0.02	18/cos (32.19)	0.43
Garde-corps	/	/	0.1
Poids propre de la paillasse	0.17	25/cos (32.19)	5.02
Poids propre des marches	0.17/2	22	1.87
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
Mortier de pose vertical	0.02	20×0.17/0.3	0.22
Lit de sable	0.02	19	0.38
Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Carrelage vertical	0.02	22×0.17/0,3	0.24
G (KN/m²)		9.10	
Q (KN/m²)		2.5	

- Volée de l'escalier type 2 :

Tableau V. 16: Charge permanent et d'exploitation de volée type 2.

Désignation	e(m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
Enduit en ciment	0.02	18/cos (31.94)	0.43
Garde-corps	/	/	0.1
Poids propre de la paillasse	0.17	25/cos (31.94)	5.01
Poids propre des marches	0.17/2	22	1.87
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
Mortier de pose vertical	0.02	20×0.17/0.3	0.22
Lit de sable	0.02	19	0.38
Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Carrelage vertical	0.02	22×0.17/0.3	0.24

G (KN/m²)	9.10
Q (KN/m²)	2.5

- **Palier de l'escalier type 1, 2 et 3 :**

Tableau V. 17: Charge permanant et d'exploitation de palier type 1,2,3.

Désignation	e(m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	19	0.38
Poids propre de palier	0.12	25	3
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G (KN/m²)			4.58
Q (KN/m²)			2.5

Conclusion :

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire, pour déterminer une épaisseur économique, afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans les chapitres suivants.

La descente des charges nous a aidé à évaluer, niveau par niveau les charges et les surcharges des différents éléments de la structure.

Chapitre VI :
Étude des éléments
Secondaire

VI.1 Introduction :

Les éléments secondaires ce sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure, où son étude ne prend pas en considération l'action sismique.

VI.2 Etude des planchers :

La hauteur du plancher a été déterminée précédemment dans le chapitre 2. On a trouvé une hauteur de 25 cm pour le corps creux et 20 cm pour la dalle de 5 cm compression.

Pour déterminée l'effort tranchant et le moment fléchissant appliqué sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.
- Méthode forfaitaire.

VI.2.1: Charges et surcharges supportées par les poutrelles :

Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles de notre structure à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :




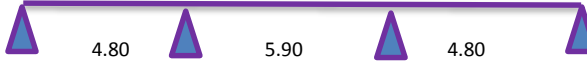
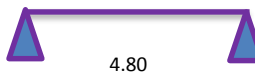
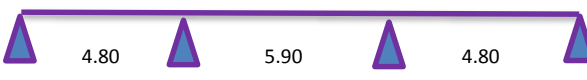
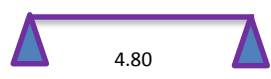
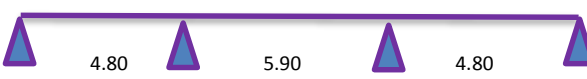

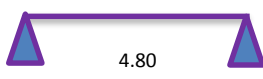
Tableau VI. 1: Charges et surcharge des poutrelles.

			ELU (1.35G + 1.5Q) ×0.65	ELS (G + Q) × 0.65
Niveaux	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
RDC	5.86	5	10.01	7.06
1^{er} étage	5.86	2.5	7.57	5.43
étage courant	5.86	1.5	6.60	4.78
T inaccessible	7.03	1	7.14	5.21

VI.2.2 Type des poutrelles :

Tableau VI. 2: Types des poutrelles.

niveau	types	SCHEMAS
RDC	Type 1	
	Type 2	

	Type 3	
Etage 1	Type 4	
	Type 5	
Etage courant	Type 6	
	Type 7	
Etage 14	Type 8	
	Type 9	
Tinnac	Type 10	
	Type 11	
	Type 12	

VI.2.3: Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles :

Méthode forfaitaire : D'après C.B.A.93 :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($L_x/L_y \leq 0.4$).

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Si une de ces conditions ne vérifie pas, il faut passer à la méthode de Caquot ou bien les méthodes de calcul RDM (Méthode des Trois moments).

Justification :

- **1 ère condition :** Il faut vérifier la condition : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.

Tableau VI. 3: Vérification de la 1 ère condition de la méthode forfaitaire.

Niveaux	Q (KN/m ²)	≤2G (KN/m ²)	≤ 5 (KN/m ²)	
RDC	5	11.72	5	C.V
R+1	2.5	11.72	5	C.V
Etage courante	1.5	11.72	5	C.V
T inaccessible	1	14.06	5	C.V

- **2ème Condition :**

La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux de notre structure.

Les inerties sont constantes, Donc **Condition vérifiée.**

- **3ème Condition :**

Le rapport des travées successives doit vérifier. $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.

Les types des poutrelles qui vérifient cette condition sont : 1, 4, 5, 7, 9.

- **4ème Condition :** La fissuration est considérée comme peu nuisible dans ce type des éléments.

Tableau VI. 4: Choix des méthodes pour le calcul des poutrelles.

Types de Poutrelles	Cause	Conditions D'application De la méthode forfaitaire	Méthode adoptée
Types 1, 4, 5, 7, 9	Q ≤ [2G ; 5 KN/m ²]. F.P.N 0.8 (Li/Li+1) 1.25 I = constant	Vérifiées	Méthode forfaitaire
Types 2, 3, 6, 8, 10, 11,12	Poutrelle isostatique		Méthode de la RDM

VI.2.4 Exemple de calcul :**A) METHODE FORFAITAIRE :**

On va prendre comme des exemples de calcul : (Poutrelle type 2 de RDC)

$$G = 5.86 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2 \quad P_u = 10.01 \text{ KN/ml} \quad P_s = 7.06 \text{ KN/ml}$$

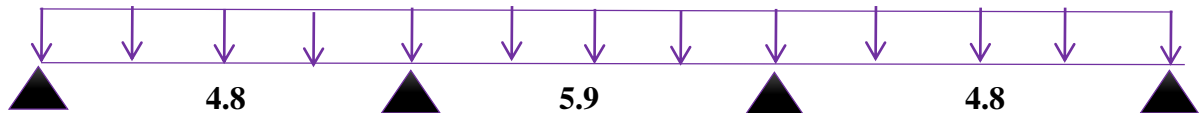


Figure VI. 1: Chargement d'une poutre continue.

D'après l'annexe (E) du C.B.A.93 :

$$\text{Calcul du rapport } (\alpha) : \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.86} = 0.46$$

Il faut vérifier : $(1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$ \longrightarrow $(1 + 0.3 \times 0.46) = 1.138 > 1.05$ \longrightarrow **C.V**

Les moments en appui et en travées doivent vérifier les conditions suivantes :

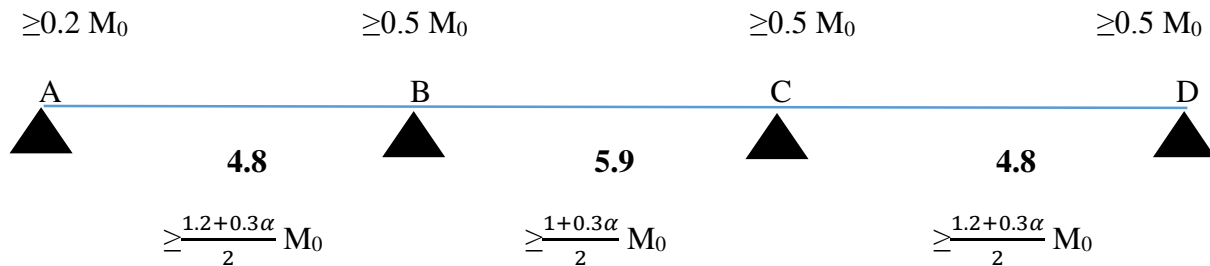


Figure VI. 2: Les moments en travées et en appui pour une poutre continue.

Moment isostatique :**A ELU :**

$$M_0 (AB) = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{10.01 \times 4.8^2}{8} = 28.82 \text{ KN.m}$$

$$M_0 (BC) = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{10.01 \times 5.9^2}{8} = 43.55 \text{ KN.m}$$

$$M_0 (CD) = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{10.01 \times 4.8^2}{8} = 28.82 \text{ KN.m}$$

A ELS :

$$M_0 (AB) = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{7.06 \times 4.8^2}{8} = 20.33 \text{ KN.m}$$

$$M_0 (BC) = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{7.06 \times 5.9^2}{8} = 30.71 \text{ KN.m}$$

$$M_0 (CD) = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{7.06 \times 4.8^2}{8} = 20.33 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

- Appuis de rive : $M_A = M_D = 0$

A ELU :

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

$$M_A = M_D = -0.15 \times 28.82 = -4.32 \text{ KN.m}$$

A ELS :

$$M_A = M_D = -0.15 \times 20.33 = -3.04 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires

A ELU :

$$M_B = -0.5 \max \{M_0 (AB), M_0 (BC)\} = -0.5 \max \{28.82 ; 43.55\} = -0.5 \times 43.55 = -21.77 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \max \{M_0 (BC), M_0 (CD)\} = -0.5 \max \{43.55 ; 28.82\} = -0.5 \times 43.55 = -21.77 \text{ KN.m}$$

A ELS :

$$M_B = -0.5 \max \{M_0 (AB), M_0 (BC)\} = -0.5 \max \{20.33 ; 30.71\} = -0.5 \times 30.71 = -15.35 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \max \{M_0 (BC), M_0 (CD)\} = -0.5 \max \{30.71 ; 20.33\} = -0.5 \times 30.71 = -15.35 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{t1} + \frac{|M_d| + |M_g|}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0$$

A ELU :**Travée (AB) :**

$$M_{t1} + \frac{4.32+21.77}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.46) \times 28.82 ; 1.05 \times 28.82]$$

$$M_{t1} + 13.04 \geq 32.79$$

$$M_{t1} \geq 32.79 - 13.04$$

$$M_{t1} \geq 19.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2+0.3 \times 0.46)}{2} \times 28.82$$

$$M_{t2} \geq 19.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t (AB) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (19.75 ; 19.28) = 19.75 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) :

$$M_{t1} + \frac{21.77+21.77}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.46) \times 43.55 ; 1.05 \times 43.55]$$

$$M_{t1} + 21.77 \geq 49.55$$

$$M_{t1} \geq 49.55 - 21.77$$

$$M_{t1} \geq 27.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1+0.3 \times 0.46)}{2} \times 43.55$$

$$M_{t2} \geq 24.77 \text{ KN.m}$$

$$M_t (BC) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (27.78 ; 24.77) = 27.78 \text{ KN.m}$$

Travée (CD) :

$$M_{t1} + \frac{21.77+4.32}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.46) \times 28.82 ; 1.05 \times 28.82]$$

$$M_{t1} + 13.04 \geq 32.79$$

$$M_{t1} \geq 32.79 - 13.04$$

$$M_{t1} \geq 19.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2+0.3 \times 0.46)}{2} \times 28.82$$

$$M_{t2} \geq 19.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t (CD) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (19.75 ; 19.28) = 19.75 \text{ KN.m}$$

A ELS :**Travée (AB) :**

$$M_{t1} + \frac{3.04+15.35}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.46) \times 20.33 ; 1.05 \times 20.33]$$

$$M_{t1} + 9.19 \geq 23.13$$

$$M_{t1} \geq 23.13 - 9.19$$

$$M_{t1} \geq 13.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2+0.3 \times 0.46)}{2} \times 20.33$$

$$M_{t2} \geq 13.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{AB}) = \max(M_{t1}; M_{t2}) = \max(13.94; 13.60) = 13.94 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) :

$$M_{t1} + \frac{15.35+15.35}{2} \geq \max[(1+0.3 \times 0.46) \times 30.71; 1.05 \times 30.71]$$

$$M_{t1} + 15.35 \geq 34.94$$

$$M_{t1} \geq 34.94 - 15.35$$

$$M_{t1} \geq 19.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1+0.3 \times 0.46)}{2} \times 30.71$$

$$M_{t2} \geq 17.47 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{BC}) = \max(M_{t1}; M_{t2}) = \max(19.59; 17.47) = 19.59 \text{ KN.m}$$

Travée (CD) :

$$M_{t1} + \frac{15.35+3.04}{2} \geq \max[(1+0.3 \times 0.46) \times 20.33; 1.05 \times 21.45]$$

$$M_{t1} + 9.19 \geq 23.13$$

$$M_{t1} \geq 23.13 - 9.19$$

$$M_{t1} \geq 13.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2+0.3 \times 0.46)}{2} \times 20.33$$

$$M_{t2} \geq 13.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{CD}) = \max(M_{t1}; M_{t2}) = \max(13.94; 13.60) = 13.94 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V(x) = \pm \frac{q_l}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{|M_G| - |M_D|}{L}$$

A ELU :**Travée(AB)**

$$\Delta T = \frac{-21.77 - (-4.32)}{4.8} = -3.63$$

$$V(x) = \frac{10.01 \times 4.8}{2} - 3.63 = 20.39 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{10.01 \times 4.8}{2} - 3.63 = -27.65 \text{ KN}$$

Travée (BC) :

$$\Delta T = \frac{-21.77 - (-21.77)}{5.6} = 0$$

$$V(x) = \frac{10.01 \times 5.9}{2} - 0 = 29.52 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{10.01 \times 5.40}{2} - 0 = -29.52 \text{ KN}$$

Travée (CD) :

$$\Delta T = \frac{-4.32 - (-21.77)}{4.8} = 3.63$$

$$V(x) = \frac{10.01 \times 4.8}{2} + 3.63 = 27.65 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{10.01 \times 4.80}{2} + 3.63 = -20.39 \text{ KN}$$

A ELS :

Travée (AB) :

$$\Delta T = \frac{-15.35 - (-3.04)}{4.8} = -2.56$$

$$V(x) = \frac{7.06 \times 4.8}{2} - 2.56 = 14.38 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.06 \times 4.8}{2} - 2.56 = -19.50 \text{ KN}$$

Travée (BC) :

$$\Delta T = \frac{-15.35 - (-15.35)}{5.9} = 0$$

$$V(x) = \frac{7.06 \times 5.9}{2} - 0 = 20.82 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.06 \times 5.6}{2} - 0 = -20.82 \text{ KN}$$

Travée (CD) :

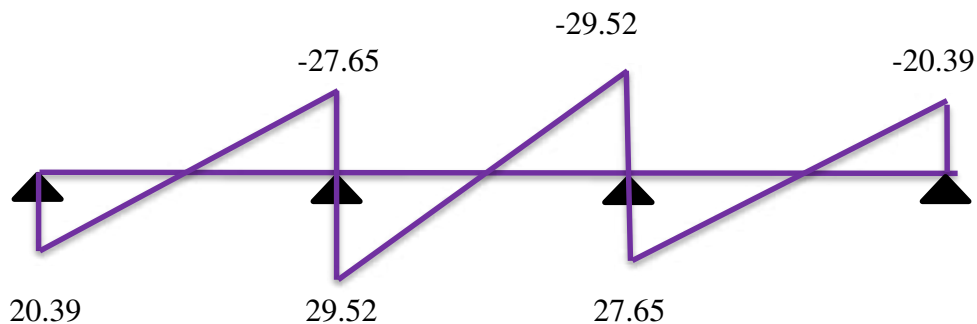
$$\Delta T = \frac{-3.04 - (-13.35)}{4.8} = 2.14$$

$$V(x) = \frac{7.06 \times 4.8}{2} + 2.14 = 19.08$$

$$V(x) = -\frac{7.06 \times 4.8}{2} + 2.14 = -14.8$$

Diagramme de l'effort tranchant :

A ELU :



A ELS :

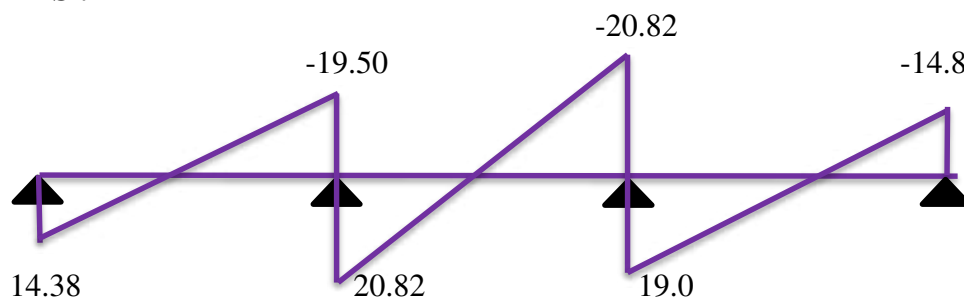
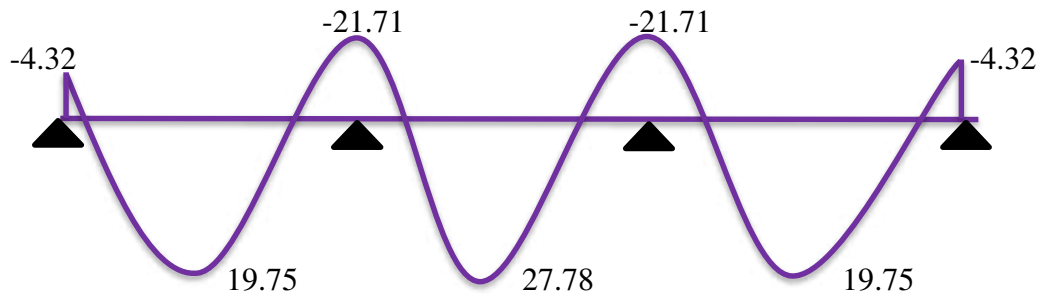
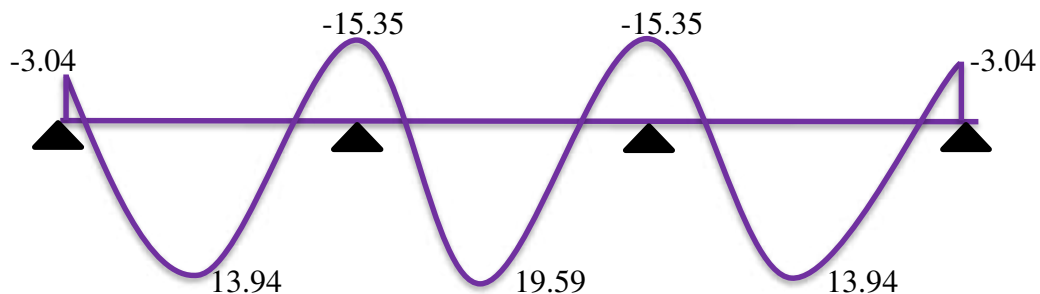


Diagramme de moment fléchissant :**A ELU :****A ELS :****Figure VI. 3:** Les diagrammes des moments et des efforts tranchants (forfaitaires).**VI.2.5 Moments fléchissant et l'efforts tranchants :**

Le reste des moments fléchissant et des efforts tranchant sont retirés à partir de SAP2000 et sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 5: Moments fléchissant et efforts tranchant.

		M max appui		M max travée		T max	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
RDC	1	-32.06	-22.64	27.16	19.18	-34.73	-24.53
	2	-24.59	-17.66	20.83	14.96	-26.64	-19.13
	3	0	0	30.13	21.28	25.10	17.73
Etage 1	4	-24.31	-15.73	15.36	8.24	-26.15	-17.34
	5	-38.25	-27.02	28.31	19.99	-37.34	-26.37
Etage courant	6	-20.31	-14.73	11.36	8.24	21.15	15.34
	7	0	0	20.30	14.72	16.91	12.27

Etage 14	8	-20.31	-14.73	11.36	8.24	21.15	15.34
	9	0	0	30.67	22.24	20.79	15.08
T inna	10	-21.86	-15.99	12.23	8.94	22.76	16.65
	11	-20.96	-14.89	11.55	8.74	21.35	15.44
	12	0	0	29.74	21.75	21.24	15.53

Remarque :

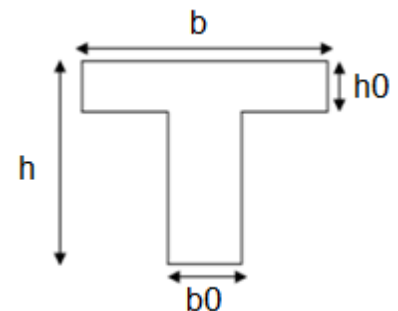
Les moments et les efforts tranchants trouvés par logiciel SAP2000 version 14, sont les mêmes valeurs trouvées par la méthode forfaitaire et la méthode de 3 moments.

VI.2.6 : calculs de ferrailage :

VI.2.6.1 Armatures longitudinales :

D’après le C.B.A.93 : Les poutrelles sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, On détermine par le moment fléchissant les sections des armatures longitudinales comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par l'effort tranchant.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutrelle est donné par le (C.B.A.93) sous



Forme d’une condition de non fragilité :

Figure VI. 4: Section de poutrelle.

$$A_{st} \text{ (Travée)} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \text{ (Appui)} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e$$

On va prendre comme exemple de calcul la poutrelle de type 14 d’étage courant

Sous les sollicitations suivantes :

Tableau VI. 6: Moment fléchissant à ELU.

Etage courant		ELU
type	Position	M(KN.m)
5	travée	20.83
	appui	-24.59

Avec :

$$b = 0.65 \text{ m} ; b_0 = 0.12 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m} ; h_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.50 ; \mu_R = 0.392$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa.}$$

- **Ferraillage en Travée :**

$$M_u = 20.83 \text{ KN.m} = 0.02083 \text{ MN.m}$$

Calcule le moment dans la table :

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_T = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times (0.225 - 0.025)$$

$$M_T = 0.0921 \text{ MN.m} > M_u = 0.02083 \text{ MN.m}$$

➡ L'axe neutre se trouve dans la table, donc le calcul du ferraillage se fait avec une section rectangulaire (b × h).

$$\mu_u = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.83 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.044 < \mu_R = 0.392 \quad \text{➡ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044})$$

$$\alpha = 0.056$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.056)$$

$$Z = 0.219 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.02083}{0.219 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 2.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.73 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité (en travée) :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{st \text{ min}}$$

Donc, on adopte $A_{st} = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage en appui :**

$$M_u = 24.59 \text{ KN.m} = 0.02459 \text{ MN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bo × h).

$$\mu_u = \frac{M_U}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{24.59 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.285 < \mu_R = 0.392 \quad \text{➡ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.285})$$

$$\alpha = 0.43$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.43)$$

$$Z = 0.185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.02459}{0.185 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 3.82 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.82 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité (en appui) :

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times ft28 / fe$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{st \min}$$

Donc, on adopte $A_{st} = 2T16 = 4.02 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

D'après (C.B.A.93)

Les poutrelles sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 7: Moment fléchissant à ELS.

Etage courant		ELS
type	Position	M(KN.m)
5	travée	14.96
	appui	-17.66

En travée :

Avec :

$$b = 0.65\text{m} ; b_0 = 0.12\text{m}$$

$$h = 0.25\text{m} ; h_0 = 0.05\text{m}$$

$$d = 0.225\text{m} ; d' = 0.025\text{m}$$

$$n = 15 \text{ (coefficient d'équivalence)} ; Fe = 400 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_{sc} = 0 ; A_{st} \text{ (Travée)} = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - \frac{(b - b_0)}{2} (x - h_0)^2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{65}{2} x^2 - \frac{(65 - 12)}{2} (x - 5)^2 - 15 \times 3.08 \times (22.5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 351.85 \text{ cm}$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4.45 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4.45^3 + 15 \times 3.08 \times (22.5 - 4.45)^2$$

$$I = 16961.36 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1.69 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{14.96 \times 10^{-3} \times 0.044}{1.69 \times 10^{-4}} = 3.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **En appui** : $M_s = 0.01766 \text{ MN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$A_{sc} = 0 ; A_{st} (\text{Appui}) = 2T16 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{12}{2} x^2 - 15 \times 4.02 \times (22.5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 190.25 \text{ cm}$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 10.83 \text{ cm} > h_0 = 5 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{12}{3} \times 10.83^3 + 15 \times 4.02 \times (22.5 - 10.83)^2$$

$$I = 13293 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{17.66 \times 10^{-3} \times 0.1083}{1.33 \times 10^{-4}} = 14.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

Tableau VI. 8: Ferrailage longitudinale.

	types	Travée		appui		remarque
		A _{st}	Choix	A _{st}	choix	
RDC	1	3.54	4.02 3T14	4.55	5.15 1T20+1T16	Ferrailage important, surtout en appui Car les surcharges et les portées sont très grandes on change la conception en dalle corps creux
	2	2.73	3.39 3T12	3.82	4.02 2T16	
	3	3.73	4.62 3T14	6.14	6.28 2T20	
Etage 1	4	2.73	3.39 3T12	3.82	4.02 2T16	Ferrailage important, surtout en appui

	5	3.03	3.08 3T12	4.21	5.15 1T20+1T16	Car les surcharges et les portées sont très importantes on change la conception en dalle corps creux	
Etage courant	6	1.47	2.26 2T12	3.00	3.08 2T14	Ferrailage acceptable	
	7	3.80	4.62 3T14	0	2.26 2T12		
Etage 13 et 14	8	1.47	2.26 2T12	3.00	3.08 2T14		
	9	4.50	4.62 3T14	0	2.26 2T12		
T_{imm}	10	1.58	2.26 2T12	2.89	3.08 2T14		Ferrailage logique
	11	1.69	2.26 2T12	2.70	3.08 2T14		
	12	3.20	3.39 3T12	0	2.26 2T12		

VI.2.6.2 Armatures transversales :

a) Vérification au cisaillement :

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \quad (b_0 = 0.12 \text{ m}) ; (d = 0.225 \text{ m}) ; (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \longrightarrow \text{Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5MPa \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 9: Vérification la contrainte de cisaillement.

types	T_u	τ_u	τ̄_u		types	T_u	τ_u	τ̄_u
--------------	----------------------	----------------------	-----------------------	--	--------------	----------------------	----------------------	-----------------------

1	0.03473	1.286	3.33	7	0.02115	0.783	3.33
2	0.03086	1.142	3.33	8	0.01691	0.626	3.33
3	0.02510	0.929	3.33	9	0.02115	0.783	3.33
4	0.03734	1.382	3.33	10	0.02079	0.770	3.33
5	0.02218	0.853	3.33	11	0.01691	0.626	3.33
6	0.02133	0.799	3.33	12	0.01622	0.608	3.33

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfaite la condition :

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

b) Choix des armatures transversales :

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutrelles données par :

$$\varnothing_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing 1 \text{ min} \right)$$

$$\varnothing_T \leq \text{Min} \left(\frac{250}{35} ; \frac{120}{10} ; 12 \right)$$

$$\varnothing_T \leq \text{Min} (7.17 ; 12 ; 12)$$

On prend : ($\varnothing_T = 6 \text{ mm}$) \longrightarrow Même choix pour tous les types des poutrelles.

$A_t = 2\varnothing 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (Un cadre pour toutes les poutrelles).

c) Calcul des espacements des cadres :

D'après RPA99 V 2003

• **La zone Nodale :**

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\varnothing 1 ; 30)$$

$$St \leq \text{min} (25/4 ; 12 \times 1.2 ; 30)$$

$$St \leq 6.25 \text{ cm}$$

$$St_0 = 6 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone nodale} \longrightarrow L = 2. h = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$$

• **La Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 25 / 2$$

$$St = 12 \text{ cm}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton :

D'après C.B.A.93 :

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, au niveau des travées, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2 Tu}{b_0 a} \leq \frac{0,8 \times F_{cj}}{\gamma b}$$

Avec :

Tu : Effort tranchant à ELU

b₀ : L'épaisseur de la nervure de la poutre.

a : Bras de levier de la poutre évalué à 0.9d

f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.50

On va vérifier la condition sous l'effort tranchant maximal Tu (max) = 0.03978MN

$$\frac{2 \times 0.03734}{0.12 \times 0.9 \times 0.225} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} \quad 3.073 < 13.33 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La section du béton résiste à l'effort tranchant maximal

e) Vérification des poutrelles au niveau des appuis :

D'après (C.B.A.93) :

• **Appui intermédiaire :**

Si $|Mu| > 0,9 \times d \times Tu$ \longrightarrow Il y a aucun risque de glissement, si non, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$Vu + \frac{Mu}{0,9d}$$

Avec :

Mu : Moment fléchissant en appui intermédiaire vis-à-vis l'état ultime.

Vu : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

0,9 × d : Bras de levier.

Tableau VI. 10: Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.

types	Mu (MN.m)	0,9. d. Tu (MN.m)	types	Mu (MN.m)	0,9. d. Tu (MN.m)
1	0.03206	0.0070	7	0	0.0042
2	0.02459	0.0062	8	-20.31	0.0034
3	0	0.0050	9	0	0.0042
4	0.02431	0.0075	10	-21.86	0.0042
5	0.03825	0.0081	11	-20.96	0.0034
6	0.02031	0.0052	12	0	0.0051

Conclusion : Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.

- **Appui de rive :**

Si $As(Tu) = \frac{Tu \times \gamma_s}{f_e} < Ast(\text{appui de rive}) \longrightarrow$ La section des armatures ($Ast(\text{appui de rive})$) est suffisante.

Avec :

$Ast(\text{appui de rive})$: Armatures choisies dans les appuis de rives.

$As(Vu)$: Armatures nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).

($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\gamma_s = 1.15$)

Tableau VI. 11: Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

types	$As(Tu)$ (cm^2)	$Ast(\text{a. rive})$ (cm^2)	types	$As(Tu)$ (cm^2)	$Ast(\text{a. rive})$ (cm^2)
1	0.9984	6.28	7	0.6080	4.02
2	0.8872	2.26	8	0.4861	2.26
3	0.7216	2.26	9	0.6080	4.02
4	1.0735	6.28	10	0.5977	3.39
5	1.1022	6.28	11	0.4861	2.26
6	0.7010	2.26	12	0.5947	3.39

Conclusion : La quantité des armatures choisies et placées au niveau des appuis de rive est suffisante.

f) Vérification de la flèche :

D'après (C.B.A.93) :

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{25}{590} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow 0.042 < 0.0625 \longrightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

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

L'ANNEXE-D du C.B.A.93 simplifie le calcul de la flèche comme suite :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f$ admissible

Avec : f admissible = $\frac{L}{1000} + 0.5$ Si la portée (L) est ou plus égale à 5 m.

$$f_i : \text{Flèche sous chargement instantané} \longrightarrow f_i = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \longrightarrow f_v = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fv})}$$

$$\text{Avec : } Ifi = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda i \times \mu)} \quad \text{et} \quad Ifv = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda v \times \mu)}$$

$$\lambda i = \frac{(0,05 \times ft28)}{\varphi \times (2 + (3 \times b_0/b))} \quad \text{et} \quad \lambda v = \frac{(0,02 \times ft28)}{\varphi \times (2 + (3 \times b_0/b))}$$

La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre se trouve dans la table de compression. Donc on calcule la flèche avec une section rectangulaire (b × h).

$$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + n A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d}$$

$$\mu = 1 - \frac{(1,75 \times ft28)}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + ft28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; n = 15$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{F_{c28}}$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} \text{ et } E_v = 10818,9 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche :

- Calcul de la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{590}{1000} + 0,5$$

$$f_{adm} = 1,09$$

- Calcul de la flèche :

$$f = \frac{1}{\gamma} \times \frac{L^2}{10}$$

Avec :

$$1/\gamma = M_{ts}/E_i \times I_{fi}$$

$$I_0 = (0,65 \times (0,25)^3/12) + 15 \times 6,28 \times 10^{-4} \times (0,25/2 - 0,1 \times 0,25)^2$$

$$I_0 = 9,40 \times 10^{-4} m^4$$

Avec :

$$\phi = 6,28 \times 10^{-4} / (0,12 \times 0,225)$$

$$\phi = 0,023$$

$$\lambda_i = 0,05 \times 2,1 / 0,023 (2 + 3 \times 0,12 / 0,65)$$

$$\lambda_i = 1,78$$

$$u = 1 - ((1,75 \times 2,1) / 4 \times 0,023 \times 347,83 + 2,1)$$

$$u = 0,89$$

$$I_{fi} = (1,1 \times 9,4 \times 10^{-4}) / 1 + 1,78 \times 0,89 = 4,00 \times 10^{-4} m^4$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$1/\gamma = (32,14 \times 10^{-3}) / 32164,195 \times 4,00 \times 10^{-4} = 2,49 \times 10^{-3}$$

$$f = 2,4 \times 10^{-3} \times (6,25^2 / 10) = 9,72 \times 10^{-3} m$$

- Vérification :

$$f = 9,72 \times 10^{-3} < f_{dm} = 0,81 m$$

Donc : \longrightarrow la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion : Les valeurs des flèches ne dépassent pas les flèches admissibles qui sont exigées par le C.B.A.93.

VI.2.6.3 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement C.B.A.93 :

- **Armatures perpendiculaires aux nervures : (A1)**

$$A1 \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre -axe- des poutrelles (L=65 cm)

$f_e = 400$ MPa

$$\longrightarrow A1 \geq \frac{4 \times 0.65}{400}$$

$$\longrightarrow A1 \geq 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux nervures :(A2)**

$$A2 = \frac{A1}{2} \longrightarrow A2 = \frac{0.65}{2} \longrightarrow A2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé de $\varnothing 5$ et un espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

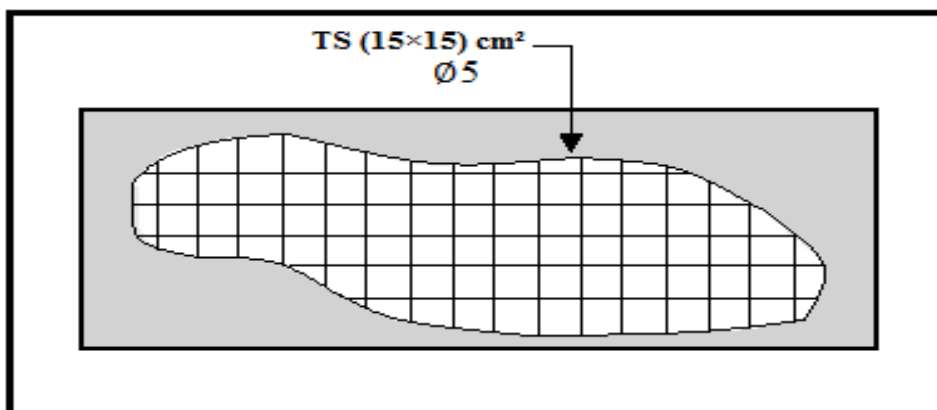


Figure VI. 5: Ferrailage de la dalle de compression.

VI.2.6.4 L'ancrage des armatures :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \zeta_s}$$

$$\zeta_s = 0.6 \times T_s^2 \times F_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

L_s : Longueur de scellement

T_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les armatures (HA)

On adopte un crochet à 135° $\longrightarrow \alpha = 2.57$ et $B = 3.92$

$$r = 5.5 \varnothing$$

$$L_1 = 6 \varnothing$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - B r$$

$$\text{Donc } L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

Tableau VI. 12: L'ancrage des armatures des poutrelles.

ϕ	ζs	$L_s \text{ cm}$	L_1	r	L_2	L
12	2.84	42.26	7.2	6.6	-2.1 → 0	10
14	2.84	49.30	8.4	7.7	-2.47 → 0	10
16	2.84	56.34	9.6	8.8	-2.82 → 0	10

VI.2.6.5 Calculer le recouvrement :

D'après RPA99.2003

$$L_r = 40 \phi$$

$$L_r = 40 \cdot 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } L_r = 50 \text{ cm}$$

VI.3 Plancher dalle pleine

VI.3.1 Introduction :

Les balcons sont constitués de dalle pleine rectangulaire de 15 cm d'épaisseur. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre G , la charge d'exploitation Q et le poids propre du mur P . Le calcul se fera pour une bande de 1 ml à la flexion simple.

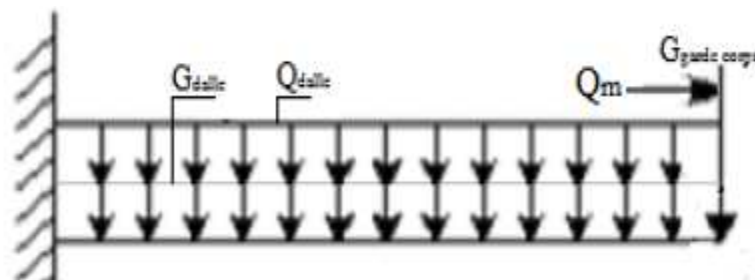


Figure VI. 6: Coupe transversale d'un balcon.

VI.3.2 Evaluation et combinaisons des charges (balcon) :

Chargements et sollicitations :

- Charge permanente : $G=6.27 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$
- La charge des murs : c'est une force concentrée $P=1.30 \text{ KN}$

$$P = 1.30 \cdot 1.10 \cdot 1 \text{ ml} = 1.43 \text{ KN}$$

Les combinaisons d'action :

A l'ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \longrightarrow \quad Q_u = 13.71 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35P \quad \longrightarrow \quad P_u = 1.93 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$Q_s = G + Q \quad \longrightarrow \quad Q_s = 9.77 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P \quad \longrightarrow \quad P_s = 1.43 \text{ KN/ml}$$

VI.3.3 Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :**A ELU :****Section 1-1** : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -1.93 x - 13.71 \frac{x^2}{2} = \begin{cases} M(0) & = 0 \text{ KN/ml} \\ M(1.50) & = -18.32 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$T(x) = P_u + q_u x$$

$$T(x) = 1.93 + 13.71 x = \begin{cases} T(0) & = 1.93 \text{ KN} \\ T(1.50) & = 22.50 \text{ KN} \end{cases}$$

A ELS :**Section 1-1** : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$M(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -1.43 x - 9.77 \frac{x^2}{2} = \begin{cases} M(0) & = 0 \text{ KN/ml} \\ M(1.50) & = -13.14 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$T(x) = P_s + q_s x$$

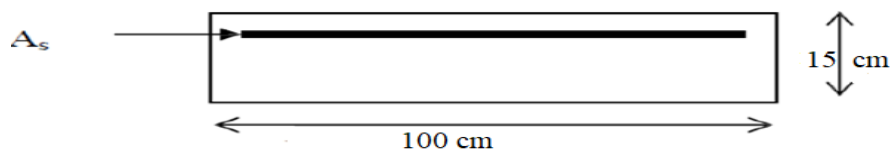
$$T(x) = 1.43 + 9.77 x = \begin{cases} T(0) & = 1.43 \text{ KN} \\ T(1.50) & = 16.09 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau VI. 13: Récapitulation des moments et effort tranchant totaux appliqués sur le balcon.

X	ELU		ELS	
	M (KN.ml)	T(KN)	M (KN.ml)	T(KN)
0	0	1.93	0	1.43
1,5	-18.32	22.50	-13.14	16.09

VI.3.4 Détermination du ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 m

**Figure VI. 7:** Section d'une poutre console (balcon).

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 1 \text{ ml} ; d = 13.5 \text{ cm} ; \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

A ELU :

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.32 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0710 < \mu_R = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0710)})$$

$$\alpha = 0.092$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.092)$$

$$Z = 0.130 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{18.32 \times 10^{-3}}{0.130 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 4.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.05 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{\text{min}} ; A) = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc, on adopte } A_{st} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

VI.3.5 Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{En prend : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.3.6 Espacement :

St < mini (3h ; 33 cm) Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

$$St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} < \text{mini (60 ; 33 cm)} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

VI.3.7 Vérification à l'ELS :

$$\bullet \quad 1) \quad \alpha < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec :} \quad \lambda = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\lambda = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.32}{13.14} = 1.39 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.092 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

- 2) Position de l'axe neutre :

$$A_{st} (\text{Travée}) = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 5.65 \times (13.5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 485.8 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 4.01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 4.01^3 + 15 \times 5.65 \times (18 - 4.39)^2$$

$$I = 9782 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad I = 0.9782 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{13.14 \times 10^{-3} \times 0.0401}{0.9782 \times 10^{-4}} = 5.39 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 13.14 \times 10^{-3} \times (0.135 - 0.0401)}{0.9782 \times 10^{-4}} = 191.21 \text{ MPa}$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 5.39 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$

Acier : $\sigma_{st} = 191.21 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$

VI.3.8 Vérification la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad (b = 1 \text{ m}) ; (d = 0.135 \text{ m}) ; (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \quad \longrightarrow \quad \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa}\right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \text{Min} (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.15} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

VI.3.9 Vérification de flèche :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.15}{1} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad 0.15 \geq 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

$$2) \quad \frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4.20}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \frac{5.65 \times 10^{-4}}{1 \times 0.9 \times 0.15} \leq \frac{4.20}{400} \quad \longrightarrow \quad 4.18 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

Conclusion : Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Tableau VI. 14: Récapitulation de ferrailage de BALCON.

ferrailage	Ast	Amin	Ast choisit	Ar	Ar choisit	St

	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm)
	4.05	1.63	5T12=5.65	1.41	4T10=3.14	25

VI.3.10 Zone de recouvrement :

D'après RPA99.2003, la zone de recouvrement est égale à :

$$L_r = 40 \varnothing$$

$$L_r = 40 * 1.2 = 48 \text{ c} \quad \longrightarrow \text{On prend } L_r = 50 \text{ cm}$$

VI.3.11 Calcul de contre poids :

Le contre poids est le moyen d'assurer l'équilibre pour le balcon en console, pour cela il faudra que le poids du contre poids soit égal à celui de la console. Ce contre poids peut se faire de la manière suivante :

Créer une bonde pleine qui porte la même épaisseur que le plancher et non pas le balcon, dont le poids sera équivalent à celui du balcon.

$$P_{(\text{Balcon})} = e_{(\text{Balcon})} \times L_{(\text{Balcon})} \times \gamma b = 0.15 \times 1.50 \times 25 = 5.625 \text{ KN/ml}$$

$$P_{(\text{Contrepoids})} = e_{(\text{Plancher})} \times L_{(\text{Plancher})} \times \gamma b$$

$$= 0.25 \times 25 \times L_{(\text{Plancher})}$$

$$= 6.25 L_{(\text{Plancher})}$$

$$P_{(\text{Balcon})} = P_{(\text{Contrepoids})} \quad \longrightarrow \quad 5.625 \text{ KN/ml} = 6.25 L_{(\text{Plancher})}$$

$$L_{(\text{Plancher})} = \frac{5.625}{6.25} = 0.90 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{On adopte un contre poids de 1 m}$$

VI.3.12 Schéma de ferrailage :

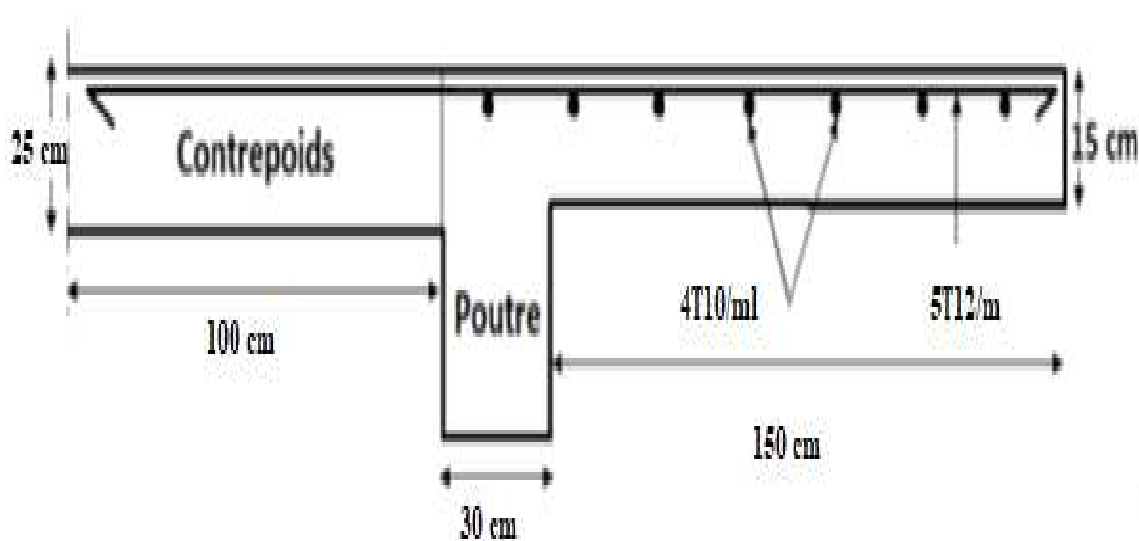


Figure VI. 8: Ferrailage du balcon.

VI.4 Etude d'escalier :

Les escaliers sont calculés pour supporter toutes les charges d'exploitations et permanents. Le calcul se fait en flexion simple.

VI.4.1 Combinaison d'action :

VI.4.1.1 Type 1 :

a) Volée 1=Volée 3 :

- La charge permanente est égale à : $G = 9.10 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times 9.10 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.03 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (9.10 + 2.5) \times 1 = 11.60 \text{ KN/ml}$$

b) Volée 2 :

- La charge permanente est égale à : $G = 7.92 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times 7.92 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (7.92 + 2.5) \times 1 = 10.42 \text{ KN/ml}$$

c) Palier :

- La charge permanente est égale à : $G = 4.58 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times 4.58 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 9.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (4.58 + 2.5) \times 1 = 7.08 \text{ KN/ml}$$

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée 1,2 et 3 de l'escalier type 1 :

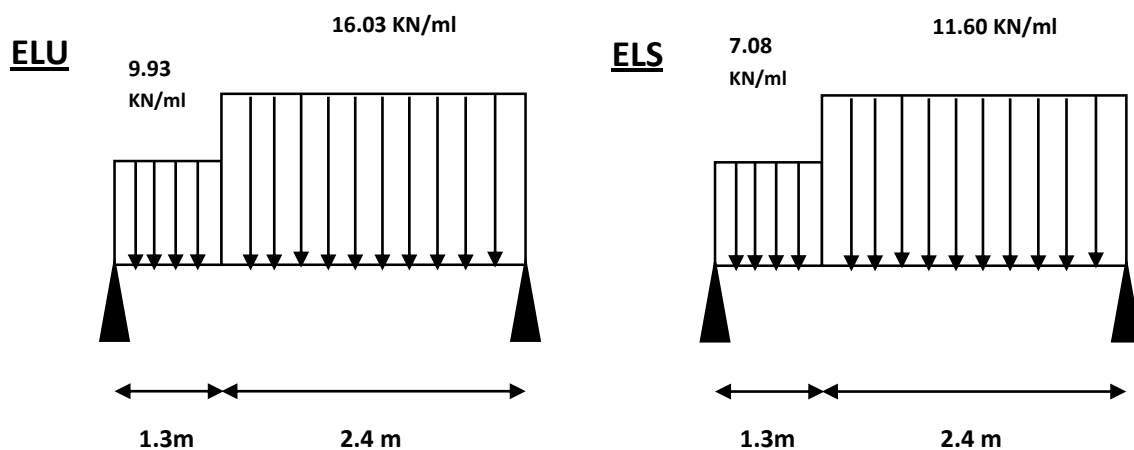


Figure VI. 9: Chargement supporter par le palier et la volée 1 et 3 de l'escalier type 1.

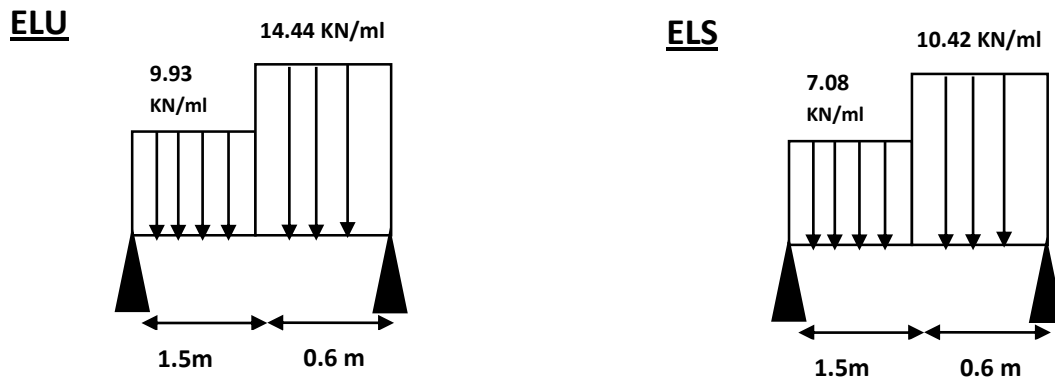


Figure VI. 10: Chargement supporter par le palier et la volée 2 de l'escalier type 1.

VI.4.1.2 Type 2 :

a) Volée 1=Volée 2 :

- La charge permanente est égale à : $G = 9.10 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times 9.10 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.03 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (9.10 + 2.5) \times 1 = 11.60 \text{ KN/ml}$$

b) Palier :

- La charge permanente est égale à : $G = 4.58 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times 4.58 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 9.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (4.58 + 2.5) \times 1 = 7.08 \text{ KN/ml}$$

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée de l'escalier type 2 :

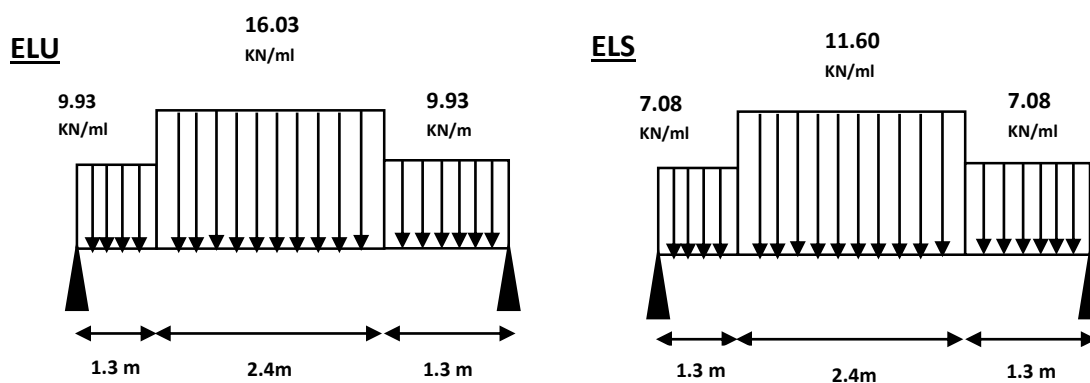


Figure VI. 11: Chargement supporter par le palier et la volée 3 de l'escalier type 1.

VI.4.1.1 Type 3 :**a) Volée 1=Volée 3 :**

- La charge permanente est égale à : $G = 8.49 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times 8.49 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.21 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (8.49 + 2.5) \times 1 = 10.99 \text{ KN/ml}$$

b) Volée 2 :

- La charge permanente est égale à : $G = 7.63 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times 7.63 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (7.63 + 2.5) \times 1 = 10.13 \text{ KN/ml}$$

c) Palier :

- La charge permanente est égale à : $G = 4.58 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times 4.58 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 9.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (4.58 + 2.5) \times 1 = 7.08 \text{ KN/ml}$$

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée 1,2 et 3 de l'escalier type 3 :

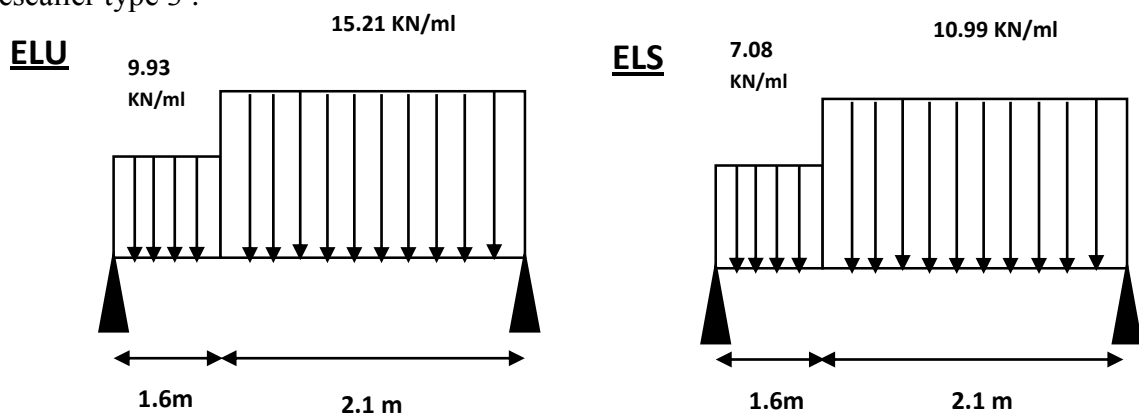


Figure VI. 12: Chargement supporter par le palier et la volée 3 de l'escalier type 1.

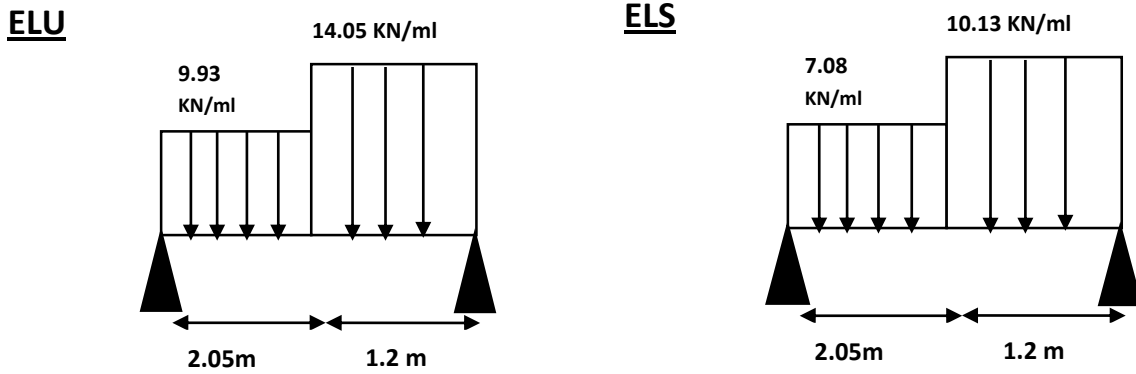


Figure VI. 13: Chargement supporter par le palier et la volée 2 de l’escalier type 3.

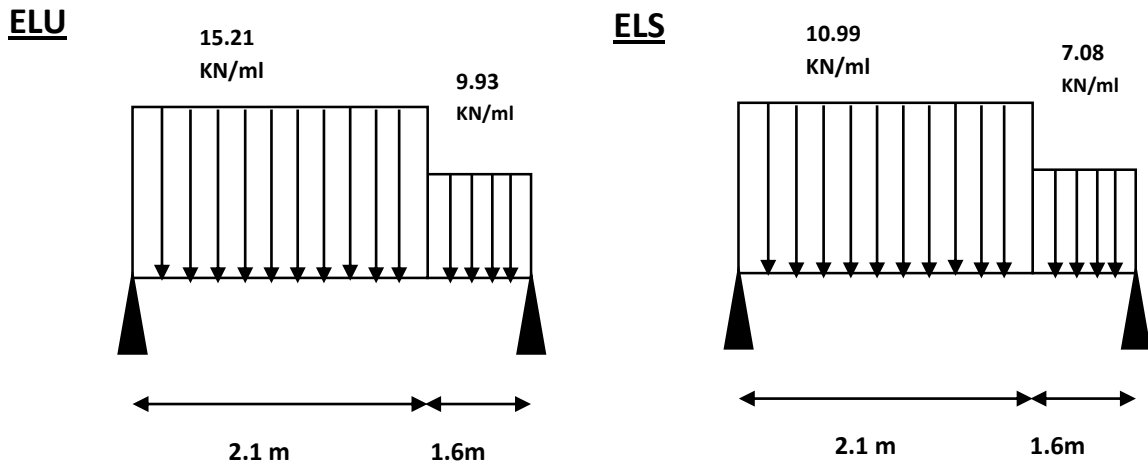


Figure VI. 14: Chargement supporter par le palier et la volée 1 de l’escalier type 1.

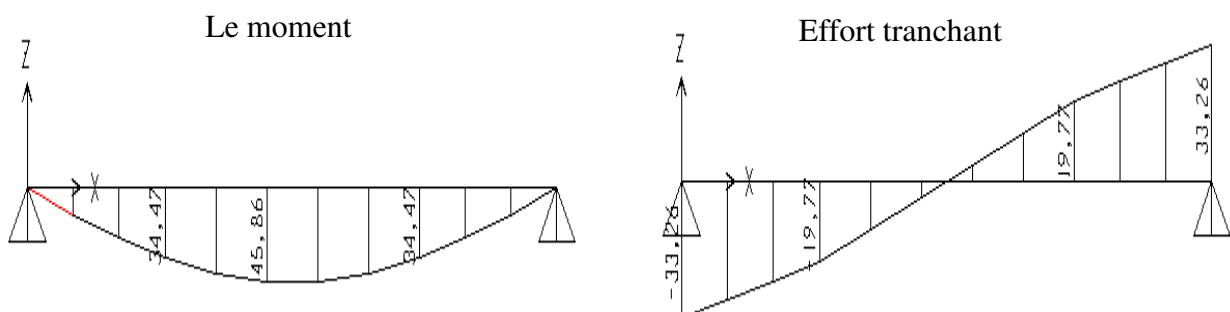
VI.4.2 Calculs des escaliers :

On étudiera le type 02, car c’est le plus souvent dans ce bâtiment. En revanche, les résultats de l’autre type seront récapitulés dans un tableau.

VI.4.2.1 Diagrammes des moments et l’effort tranchant :

Les diagrammes des sollicitations, tirés à partir de SAP2000, sont illustrés sur la figure.

ELU :



ELS :

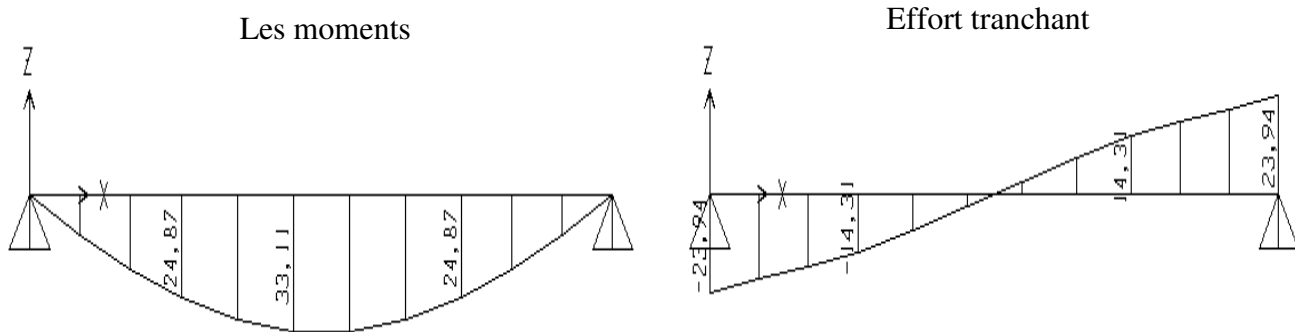


Figure VI. 15: Les diagrammes des sollicitations de l'escalier type 1.

Donc nous avons :

ELU :

$$M_{tu} = 0.85 \times M_{tu \max} \longrightarrow M_{tu} = 0.85 \times 45.86 = 39.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{app u} = 0.5 \times M_{tu \max} \longrightarrow M_{app u} = 0.5 \times 45.86 = 22.93 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{ts} = 0.85 \times M_{ts \max} \longrightarrow M_{ts} = 0.85 \times 33.11 = 28.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{app s} = 0.5 \times M_{ts \max} \longrightarrow M_{app s} = 0.5 \times 33.11 = 16.55 \text{ KN.m}$$

VI.4.2.2 Calcul du ferrailage des escaliers :

Les efforts appliqués sur les escaliers (type 01, type 02, type 03), sont illustrées sur le tableau récapitulatif suivant :

Tableau VI. 15: Les efforts appliqués sur les escaliers.

	Type 1				Type 2		Type 3			
	Volée1=Volée3		Volée 2		ELU	ELS	Volée1=Volée3		Volée 2	
	ELU	ELS	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	ELS
M_{trav} (KN.m)	21.65	15.64	5.17	3.70	39.98	28.14	19.96	14.39	12.91	9.25
M_{app} (KN.m)	12.74	9.2	3.04	2.18	22.93	16.55	11.74	8.46	7.59	5.44
T (KN)	29.09	21.03	13.21	9.50	33.26	23.94	±27.14	±19.59	20.89	15.02

Nous avons :

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h_e = 0.17 \text{ m} \\ l_x = 1.5 \text{ m} \\ l_y = 5 \text{ m} \end{cases}$$

Pour savoir si elle est portante dans un seul ou deux sens, on calcule α par cette formule :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{5} = 0.3 < 0,4$$

Donc, la dalle est portante dans un seul sens.

Calcul du ferrailage en travée :

On va prendre comme des exemples de calcul : (escalier type 2)

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa} \\ M_{tu} = 39.98 \text{ KN.m} = 0.03998 \text{ MN.m} \\ h_e = 17 \text{ cm} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 \times 0.17 \longrightarrow d = 0.9 \times 0.17 = 0.153 \text{ m}$$

- calcul de $\ll \mu_u \gg$:

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.03998}{1 \times (0.153)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.120$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- calcul de $\ll A_{st} \gg$:

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.120}) \longrightarrow \alpha = 0.16$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \longrightarrow z = 0.153(1 - 0.4 \times 0.16) \longrightarrow z = 0.143 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{0.03998}{0.143 \times 347.83} \longrightarrow A_{st} = 8.03 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{st} = 8.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors on a choisi $A_{st} = 8T12 = 9.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(51\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$S_t = \frac{100}{8} = 13 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa} \\ M_{appu} = 22.93 \text{ KN.m} = 0.2293 \text{ MN.m} \\ h_e = 17 \text{ cm} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Calcul de « μ_u » :

$$\mu_u = \frac{M_{appu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02293}{1 \times (0.153)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.0691$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

Calcul de « A_{st} » :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0691}) \longrightarrow \alpha = 0.089$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \longrightarrow z = 0.153(1 - 0.4 \times 0.089) \longrightarrow z = 0.147 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{0.02293}{0.147 \times 347.83} \longrightarrow A_{sa} = 4.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_{sa} = 4.48 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{Alors on a choisi } A_{sa} = 4\text{T12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(51\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{st \min} > 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\longrightarrow A_{st \min} > 1.85 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $9.03 \text{ cm}^2 > 1.85 \text{ cm}^2$, \longrightarrow condition est vérifiée.
- **En appuis :** $4.52 \text{ cm}^2 > 1.85 \text{ cm}^2$, \longrightarrow condition est vérifiée.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.03}{4} = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On a choisi } A_r = 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Vérification à ELS :**

Vérification des contraintes en travée :

$$\alpha_{\text{trav}} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{\text{trav}} = 0.153$$

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{39.98}{28.14} \longrightarrow \lambda = 1.4$$

$$\alpha_{\text{trav}} < \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha_{\text{trav}} < 0.45 \longrightarrow$ alors la **condition est vérifiée.**

Vérification des contraintes en appuis :

$$\alpha_{\text{app}} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{\text{app}} = 0.087$$

$$\lambda = \frac{M_{app u}}{M_{app s}} = \frac{22.93}{16.55} \longrightarrow \lambda = 1.38$$

$$\alpha_{\text{app}} < \frac{1.04-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha_{\text{app}} < 0.44 \longrightarrow$ alors la **condition est vérifiée.**

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{33.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153} \longrightarrow \tau_u = 0.22$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{Mpa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc, il n'a pas un risque de cisaillement.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{240} = 0.071 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{9.03}{100 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$5.9 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.52}{100 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$2.95 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Le ferrailage des escaliers des 2 types est récapitulé dans le tableau.

Tableau VI. 16: Le ferrailage des trois types des escaliers.

	Type 1				Type 2	
	Volée 1 et 3		Volée 2			
ferrailage (cm ² /ml)	calculé	choisi	calculé	choisi	calculé	choisi
travée	4.20	4T12	0.99	4T8	8.03	8T12
appui	2.44	4T10	0.56	4T8	4.48	4T12
Ar (répartition)	1.13	4T8	0.5	2T8	2.25	4T10
Espacement en travée	25 cm		25 cm		13 cm	
Espacement en appui	25 cm		25 cm		25 cm	

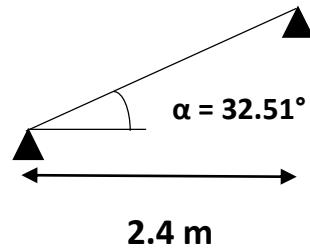
	Type 3			
	Volée 1 et 3		Volée 2	
ferrailage (cm ² /ml)	calculé	choisi	calculé	choisi
travée	3.87	4T12	2.47	4T10
appui	2.25	4T10	1.45	4T8
Ar (répartition)	1.13	4T8	0.78	2T8
Espacement en travée	25 cm		25 cm	
Espacement en appui	25 cm		25 cm	

VI.4.3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre réalisée à mi-hauteur (généralement), pour supporter la charge des escaliers, et elle est calculée en flexion simple.

VI.4.3.1 angle d'inclinaison de la poutre palière :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{0.17 \times 9}{2.4} \quad \alpha = 32.51^\circ$$

**Figure VI. 16:** schéma statique de la poutre palière.**VI.4.3.2 charge supportée par la poutre palière :**

- Poids propre de la poutre : $p_p = 0.3 \times 0.2 \times 25 \longrightarrow p_p = 1.5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de mur : $p_m = 1.3 \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.55\right) \longrightarrow p_m = 1.27 \text{ KN/ml}$
- Réaction d'escalier sur la poutre : $R_u = 45.86 \text{ KN/ml}$
 $R_s = 33.11 \text{ KN/ml}$
- La charge totale ultime : $G + R_u = \frac{1.5+1.27}{\cos(32.51^\circ)} + 45.86$
 $G + R_u = 48.88 \text{ KN/ml}$
- La charge totale service : $G + R_s = \frac{1.5+1.27}{\cos(32.51^\circ)} + 33.11$
 $G + R_s = 36.39 \text{ KN/ml}$

VI.4.3.3 combinaison d'action :**ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G + R_u \quad (Q = 0)$$

$$q_u = 1.35 \times (3.28) + 45.86$$

$$q_u = \mathbf{50.29 \text{ KN/ml}}$$

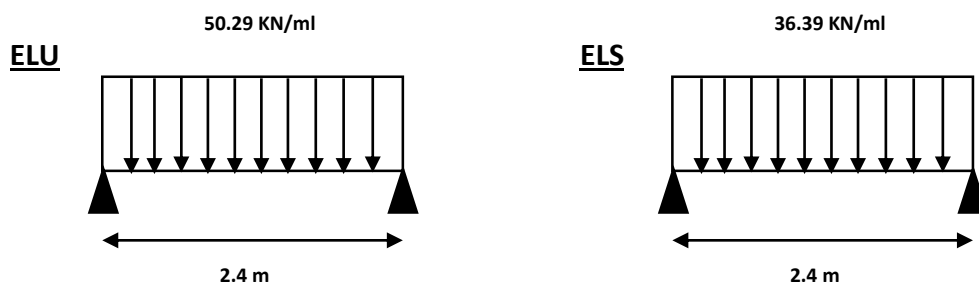
ELS :

$$q_s = G + R_s \quad (Q = 0)$$

$$q_s = 3.28 + 33.11$$

$$q_s = \mathbf{36.39 \text{ KN/ml}}$$

Les charges appliquées sur la poutre palière brisée sont illustrées sur la figure suivante :

**Figure VI. 17:** Les charges appliquées sur la poutre palière brisée.**VI.4.3.4 calcul de la poutre palière :**

- a) Diagrammes des moments et efforts tranchants :

D'après les résultats tirés du sap2000, les valeurs des sollicitations sont représentées sur la figure suivante :

ELU :

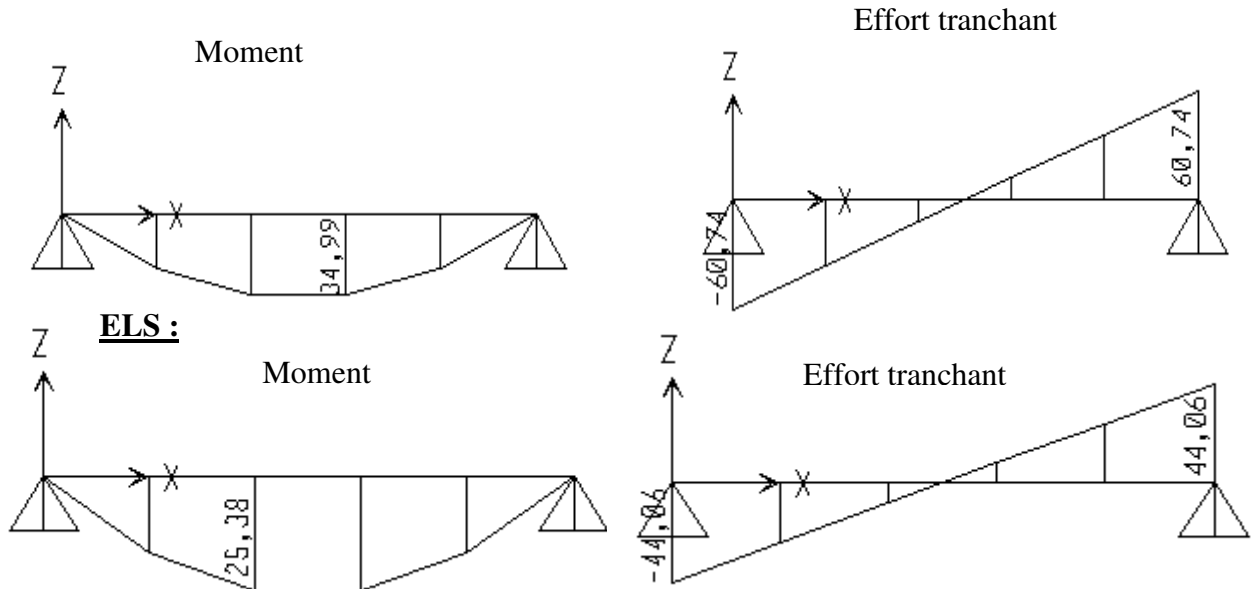


Figure VI. 18: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant de poutre palière brisée.

ELU :

$$M_{tu} = 0.85 \times M_{tu \max} \longrightarrow M_{tu} = 0.85 \times 34.99 = 29.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{app u} = 0.5 \times M_{tu \max} \longrightarrow M_{app u} = 0.5 \times 34.99 = 17.49 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{ts} = 0.85 \times M_{ts \max} \longrightarrow M_{ts} = 0.85 \times 25.38 = 21.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{app s} = 0.5 \times M_{ts \max} \longrightarrow M_{app s} = 0.5 \times 25.38 = 12.69 \text{ KN.m}$$

b) Calcul du ferrailage longitudinal de la poutre palière :

Les valeurs des efforts appliquées sur la poutre palière, en ELU et en ELS sont représentées sur le tableau.

Tableau VI. 17: Efforts appliqué sur la poutre palière.

	travée	appui
M_u (KN/m)	29.74	17.49
M_s (KN/m)	21.57	12.69
T_{\max} (KN/m)	60.74	44.06

Le calcul sera fait en flexion simple,

ELU :

- **Calcul du ferrailage en travée :**

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.20 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa} \\ M_{tu} = 29.74 \text{ KN.m} = 0.02974 \text{ MN.m} \\ h = 0.30 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 \times 0.30 \longrightarrow d = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02974}{0.2 \times (0.27)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.143$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

calcul de A_{st} :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.143}) \longrightarrow \alpha = 0.195$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) \longrightarrow z = 0.27(1 - 0.4 \times 0.195) \longrightarrow z = 0.248 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{0.02974}{0.248 \times 347.83} \longrightarrow A_{st} = 3.43 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Alors on a choisi } A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul du ferrailage en appuis :**

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.20 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 34.82 \text{ Mpa} \\ M_{tu} = 17.49 \text{ KN.m} = 0.01749 \text{ MN.m} \\ h = 0.30 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{appu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01749}{0.2 \times (0.27)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0,084$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

calcul de « A_{sa} » :

$$\alpha = .,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}) \longrightarrow \alpha = \mathbf{0.11}$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) \longrightarrow z = 0.27(1 - 0.4 \times 0.11) \longrightarrow z = \mathbf{0.258 \text{ m}}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app u}}{z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{0.01749}{0.258 \times 347,83} \longrightarrow A_{sa} = 1.94 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{ml}$$

$$A_{sa} = 1.94 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Alors on a choisi } A_{sa} = \mathbf{2T12} = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{st \min} > 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\longrightarrow A_{st \min} > 0.65 \text{ cm}^2$$

En travée : $4.52 \text{ cm}^2 > 0.65 \text{ cm}^2$, \longrightarrow **condition est vérifiée.**

En appuis : $2.26 \text{ cm}^2 > 0.65 \text{ cm}^2$, \longrightarrow **condition est vérifiée.**

• **Ferraillage min du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b * h$$

Où :

b et h : sont la largeur et la hauteur de la poutre.

$$A_{\min} = 0.5\% \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} + A_{sa} > A_{\min} \longrightarrow 4.52 + 2.26 > 3 \longrightarrow 6.78 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2$$

Puisque la condition est vérifiée, donc on va garder ces sections.

ELS :

a) **Vérification de la contrainte dans le béton :**

En travée :

• **Position de l'axe neutre :**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on doit résoudre cette équation :

$$\frac{b}{2} y^2 - n A_{st} (d - x) = 0 \longrightarrow \frac{20}{2} y^2 - 15 \times 4.52 \times (27 - y) = 0$$

$$10y^2 - 67.8 \times (27 - y) = 0 \longrightarrow 10y^2 - 1830.6 + 67.8y = 0$$

$$y = \mathbf{10.55 \text{ cm}}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $y = \mathbf{10.55 \text{ cm}}$

- **Calcul de l'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 \longrightarrow I = \frac{20 \times 10.55^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (27 - 10.55)^2$$

$$I = 26175.12 \text{ cm}^4$$

- **Vérification :**

On a :

$$M_{ts} = 21.57 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ts}}{I} y \longrightarrow \sigma_b = \frac{21.57 \times 10^{-3}}{2.617512 \times 10^{-4}} \times 10.55 \times 10^{-2} \longrightarrow \sigma_b = 8.69 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Puisque $\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$, \longrightarrow **la contrainte dans le béton est vérifiée.**

En appuis :

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

Pour trouver la position de l'axe neutre, on doit résoudre cette équation :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_{sa}(d - x) = 0 \longrightarrow \frac{20}{2}y^2 - 15 \times 2.26 \times (27 - y) = 0$$

$$10y^2 - 33.9 \times (27 - y) = 0 \longrightarrow 10y^2 - 915.3 + 33.9y = 0$$

$$y = 8.02 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $y = 8.02 \text{ m}$

- **Calcul de l'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{sa}(d - y)^2 \longrightarrow I = \frac{20 \times 8.02^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (27 - 8.02)^2$$

$$I = 15651.14 \text{ cm}^4$$

- **Vérification :**

On a :

$$M_{apps} = 12.69 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{apps}}{I} y \longrightarrow \sigma_b = \frac{12.69 \times 10^{-3}}{1.565114 \times 10^{-4}} \times 8.02 \times 10^{-2} \longrightarrow \sigma_b = 6.5 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Puisque $\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$, \longrightarrow **la contrainte dans le béton est vérifiée.**

b) Détermination des armatures transversales :

Le ferrailage transversal de la poutre palière, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) \quad , \text{ Avec :}$$

h: la hauteur de la poutre palière.

b: la largeur de la poutre palière.

ϕ_{\min} : le diamètre minimum du ferrailage longitudinal

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 1.2\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(0.9; 2; 1.2)$$

On adopte un diamètre transversal égal à : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

c) Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V 2003, on a :

• **Dans la zone nodale :**

L'espacement doit être inférieur à :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5; 14.4; 30 \text{ cm})$$

On adopte un espacement de 7 cm ($S_t = 7 \text{ cm}$).

• **Dans la zone courante :**

Dans cette zone, l'espacement est calculé comme suit :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Avec : h étant la hauteur de la poutre

$$S' \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S' \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm ($S' = 15 \text{ cm}$).

d) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{60.74 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.27} \longrightarrow \tau_u = 1.12$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ Mpa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'a pas un risque de cisaillement.

e) Vérification de la flèche :

On a ces conditions à vérifier :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{240} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{240} = 0.12 > \frac{M_{tu}}{10 \times M_{tu \max}} = \frac{29.74}{10 \times 34.99} = 0.084 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.52}{20 \times 30 \times 0.9} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$8.3 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{2.26}{20 \times 30 \times 0.9} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$4.18 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

VI.4.3.5 ancrage des armatures :

a) Calcul de la contrainte d'adhérence τ_s :

La contrainte d'adhérence est calculée comme suit :

$$\tau_s = 0.6 \times \varphi_s^2 \times f_{t28} \longrightarrow \tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \longrightarrow \tau_s = 2.835 \text{ Mpa}$$

b) Longueur de scellement droit l_s :

La longueur l_s , doit être calculée de la manière suivante :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s} \longrightarrow l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} \longrightarrow l_s = 42.33 \text{ cm.} \longrightarrow \text{On adopte } l_s = 55 \text{ cm.}$$

c) Ancrage par courbure :

On adopte un croché avec un angle égal à $135^\circ \longrightarrow \alpha = 2.57$ et $\beta = 3.92$

d) Calcul du rayon de la fibre moyenne r :

Puisque les barres sont à hautes adhérence, le rayon doit être calculé comme suit :

$$r = 5.5 \times \varnothing \longrightarrow r = 5.5 \times 1.2 \longrightarrow r = 6.6 \text{ cm}$$

On choisit un rayon de courbure égal à **7 cm**.

e) Calcul des longueurs rectilignes L_1 et L_2 :

$$L_1 = 6 \times \varnothing \text{ (car l'angle égale à } 135^\circ) \longrightarrow L_1 = 6 \times 1.2 \longrightarrow L_1 = 7.2 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r \longrightarrow L_2 = 55 - 2.57 \times 7.2 - 3.92 \times 7 \longrightarrow L_2 = 9.06 \text{ cm}$$

f) Calcul de la longueur totale L :

$$L = L_2 + r + \frac{\varnothing}{2} \longrightarrow L = 9.06 + 7 + \frac{1.2}{2} \longrightarrow L = 16.66 \text{ cm.} \longrightarrow \text{On prend } L = 25 \text{ Cm}$$

Le ferrailage est représenté dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau VI. 18: Ferrailage de poutre palière.

	A_{st} calculé (cm²)	A_{st} choisie (cm²)		Min RPA (cm²)
travée	3.43	4T12	4.52	3
appuis	1.94	3T12	2.26	

VI.4.3.6 Schéma du ferrailage :

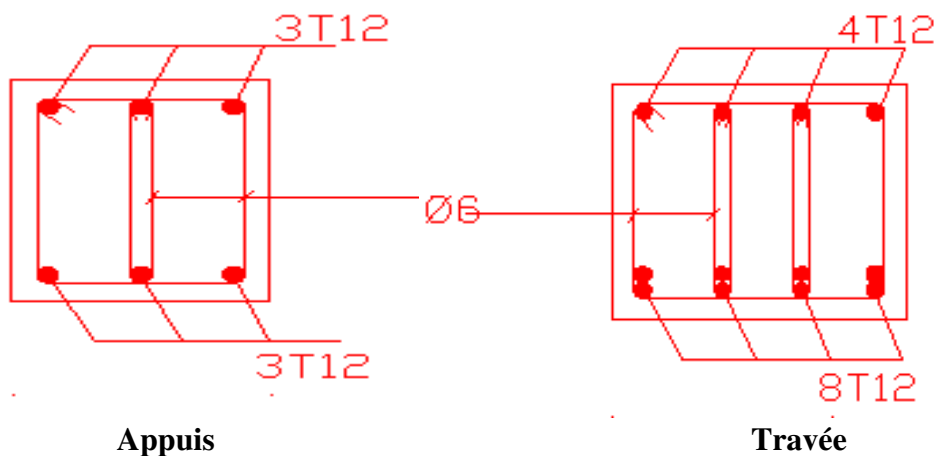


Figure VI. 19: Ferrailage de la poutre palière en appui et en travée.

VI.5 Etude de l'acrotère :**VI.5.1 Principe de calcul :**

Le calcul se fera en flexion composée car elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale, dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

VI.5.2 Type 1 : l'acrotère de terrasse inaccessible :

- Charge permanente : $G = 1.9125 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

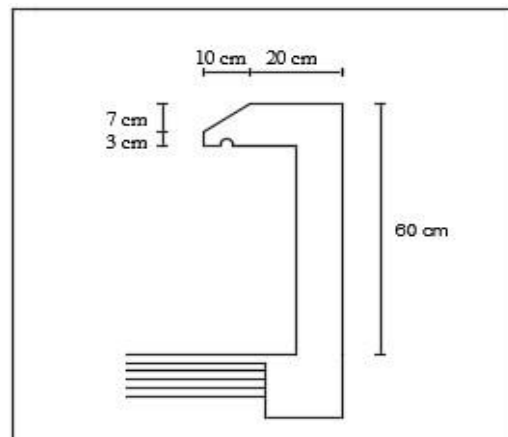


Figure VI. 20: Dimensions de l'acrotère.

VI.5.2.1 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par rapport l'encastrement.

Moments et efforts normaux :

$$\text{ELU : } \begin{cases} N_u = 1.35 \times G = 2.582 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} N_s = G = 1.913 \text{ KN} \\ M_s = Q \times h = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI. 19: Sollicitations present par l'acrotère type 1.

	N (KN)	M (KN.m)
ELU	2.582	0.9
ELS	1.913	0.60

VI.5.2.2 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.582} \longrightarrow e = 0.348 \text{ m} = 34.8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimé car le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

VI.5.2.3 Détermination du Ferrailages :

$$\text{ELU : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa} ; \sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$$

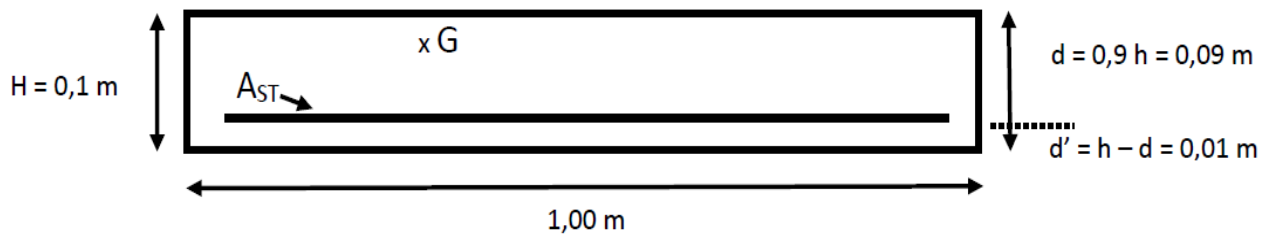


Figure VI. 21: La section de calcul de l'acrotère.

- **Moment de flexion fictif :**

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_A = 0.9 + 2,582 \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_A = 1.003 \text{ KN. m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.003 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,1)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0.0087 < \mu_R = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0087} \right)$$

$$\alpha = \mathbf{0.011}$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0.087)$$

$$z = \mathbf{0.09 \text{ m}}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.83} \left(\frac{1.003 \times 10^{-3}}{0.09} - 2.582 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0.246 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(\text{choisi}) = \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2.01 > A_{st \text{ min}} = 1.09 \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Vérification à ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.913} \longrightarrow e = 0.313 \text{ m} = 31.3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm} < e = 23,1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

e_1 : sera défini par l'équation du 3ème degré suivante : $e_1^3 + p \times e_1 + q = 0$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \left(31,3 - \frac{10}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(31,3 - \frac{10}{2} + 9 \right)$$

$$p = -2011,21 \text{ cm}^2 = -0,201 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(31,1 - \frac{10}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(31,1 - \frac{10}{2} + 9 \right)^2$$

$$q = 33330,45 \text{ cm}^3 = 0,033 \text{ m}^3$$

• **Méthode des interactions successives :**

$$\text{On a : } e_1 = \sqrt[3]{(-pe_1 - q)}$$

On prend la valeur de $e_1 = 0,5 \text{ m}$

0,5	→	0,407
0,407	↔	0,365
0,365	↔	0,343
0,343	↔	0,330
0,330	↔	0,322
0,322	↔	0,316
0,316	↔	0,312
0,312	↔	0,309
0,309	↔	0,307
0,307	↔	0,306
0,306	↔	0,305
0,305	↔	0,304
0,304	↔	0,304

Donc on prend $e_1 = 0,304 \text{ m} = 30,4 \text{ cm}$

$$x = \frac{10}{2} + 30,4 - 31,3 \longrightarrow x = 4,1 \text{ cm}$$

• **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S}$$

$$\text{Avec : } S = \frac{b \times x^2}{2} - n A_{st} (d - x)$$

$$S = \frac{100 \times 4,1^2}{2} - 15 \times 2,01 \times (9 - 4,1)$$

$$S = 686,15 \text{ cm}^3 = 6,86 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,913 \times 10^{-3} \times 0,041}{6,86 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.114 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n N_s (d-x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1.913 \times 10^{-3} (0.09 - 0.041)}{6.86 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 2.05 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

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

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Vérification :**

Béton : $\sigma_{bc} = 0.114 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Acier : $\sigma_{st} = 2.05 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$

VI.5.2.4 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4}$$

$$A_r = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi **4T6 = 1.13 cm² /ml**

VI.5.2.5 Espacement :

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

$$S_t = \frac{100}{4} \leq \min(30 ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Le ferrailage d'acrotère est récapitulé dans le tableau

Tableau VI. 20: Le ferrailage d'acrotères.

ferrailage (cm²/ml)	calculé	choisi
A_{st}	0,169	4T8
A_r (répartition)	0,5	4T6
Espacement	25 cm	

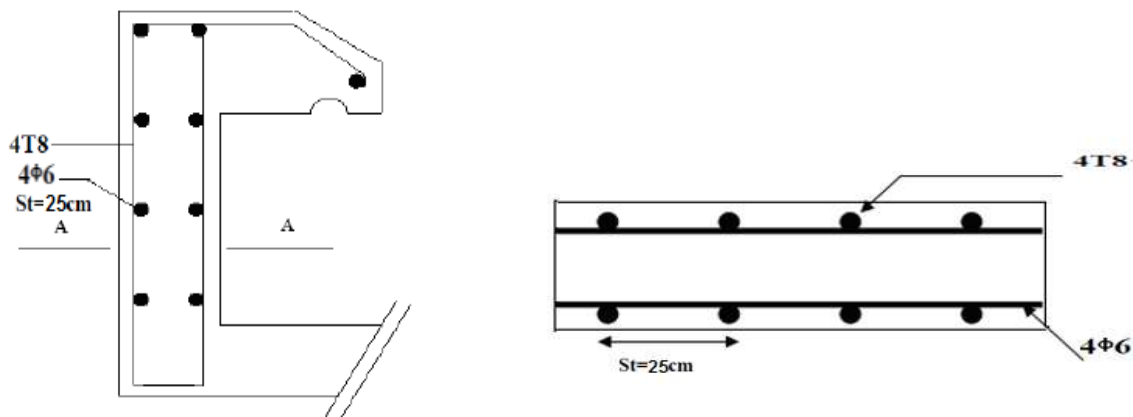


Figure VI. 22: Coupe AA et BB de l'acrotère.

VI.6 Étude de la dalle machine :

VI.6.1 Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

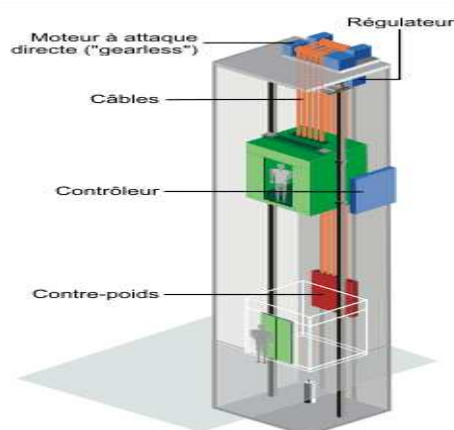
L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment.

Il représente un avantage car il permet la facilité de la circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages.

Le plancher est calculé pour supporter la charge des composantes de l'ascenseur (cabine, moteur, câbles, contre poids ...)

VI.6.2 Caractéristiques de la machine :

Dans notre structure, nous avons choisi un ascenseur à traction à câbles, il est disponible dans le marché algérien, et il est constitué de :



Ascenseur à moteur à attaque directe.

Figure VI. 23: Caractéristique de l'ascenseur.

VI.6.3 Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

VI.6.4 Dimensionnement de la dalle :

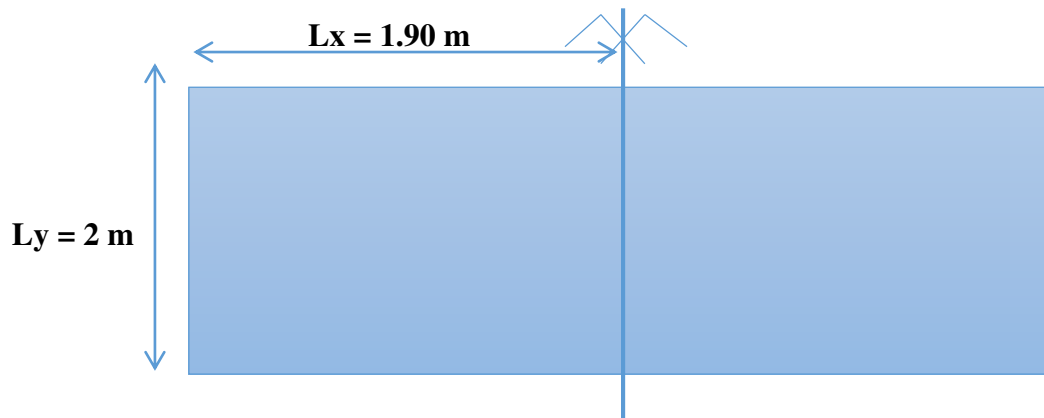


Figure VI. 24: Dimension de la dalle machine.

Puisque on a 2 ascenseurs, on va travailler qu'un seul parti car on a la symétrie.

Donc, les dimensions seront comme se suit :

$L_x = 1.90 \text{ m}$ et $L_y = 2 \text{ m}$

Il y a deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \longrightarrow 1.90/50 \leq e \leq 1.90/40 \longrightarrow 3.8 \leq e \leq 4.7 \text{ (cm)}$$

- **Condition de l'entreprise nationale des ascenseurs(ENA) :**

Minimum exigé est de : $e \geq 25\text{cm}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.90}{2} = 0.95 > 0.4 \longrightarrow \text{(La dalle portant dans les deux sens).}$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} \longrightarrow h \geq \frac{1.90}{40} \longrightarrow h \geq 4.7 \text{ cm} \longrightarrow \text{Selon la condition de résistance.}$$

Donc, on adopte une épaisseur de : $e = 25 \text{ cm}$

VI.6.5 Charge et surcharge de la machine :

Dans notre projet, il y a 02 ascenseurs dédiée au déplacement des personnes, (09 personnes pour chaque ascenseur).

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées :

- La cabine à une capacité de neuf personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (675 KG), une moyenne de (75 KG) pour une personne.
- Le poids mort : $P_m = 23.425 \text{ KN} = 2342.5 \text{ Kg}$

- Le contrepoids est calculé comme suit : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2342.5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ Kg}$
- P (Preuil, moteur) = 1200 Kg
- $M_g = m n L$
- M_g : le poids de câble
- m : masse linéaire de câble = 0.512
 n : nombre des câbles = 2 L : longueur de câble

$$\begin{aligned} M_g &= 0.512 \times 2 \times 59.68 \\ &= 61.11 \text{ Kg} \\ &= 0.61 \text{ KN} \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{aligned} G_t &= P_m + P_p + P \text{ (Preuil, moteur)} + M_g \\ G_t &= 2342.5 + 2680 + 1200 + 61.11 \\ &= 6283.61 \text{ Kg} \\ &= 62.83 \text{ KN} \end{aligned}$$

- **Charge permanent** : $G_t = 62.83 \text{ KN}$
- **Charge d'exploitation** : $Q = 6.75 \text{ KN/m}^2$

VI.6.6 Vérification au poinçonnement :

Selon **B.A.E.L 91** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$\text{Avec : } Q_0 \leq 0.045 U_C h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_0 : est la charge appliquée sur chaque appuie

h : Epaisseur totale de la dalle = 25 cm

U_C : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

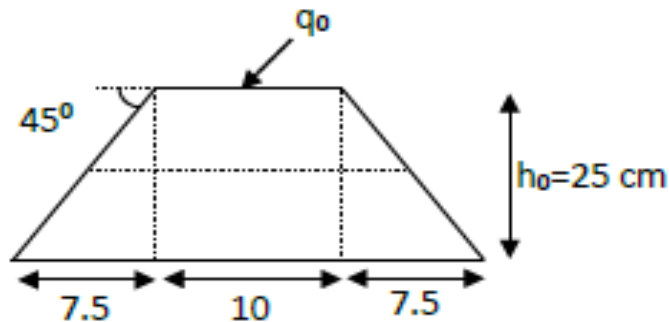


Figure VI. 25: Chargement appliqué.

$$Q_u = (1.35 \times 62.83) + (1.5 \times 6.75) = 94.94 \text{ KN}$$

$$Q_s = (62.83 + 6.75) = 69.58 \text{ KN}$$

Pour chaque appui

- $Q_{u0} = \frac{Q_u}{4} = \frac{94.94}{4} = 23.73 \text{ KN}$
- $Q_{s0} = \frac{Q_s}{4} = \frac{69.58}{4} = 17.39 \text{ KN}$

La charge concentrée Q_{u0} est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

Donc :
$$\begin{cases} U_0 = U + h \\ V_0 = V + h \end{cases}$$

U_0 et V_0 représentent les côtés de rectangle (U/L_x et V/L_y) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans le béton.

U et V : les dimensions de la charge concentré.

h : épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$

$U_c = (U_0 + V_0) \times 2 = (35 + 35) \times 2 = 1.40 \text{ m}$

$Q_0 = 0.045 \times 1.40 \times 0.25 \frac{25000}{1.5} = 26250 \text{ Kg}$

$= 262.50 \text{ KN} > 23.73 \text{ KN} \longrightarrow \text{CV}$

Donc : il n'y a pas un risque de poinçonnement.

VI.6.7 Evaluation des moments :

VI.6.7.1 Les moments dus aux charges concentrées :

$L_x = 1.90 \text{ m}$

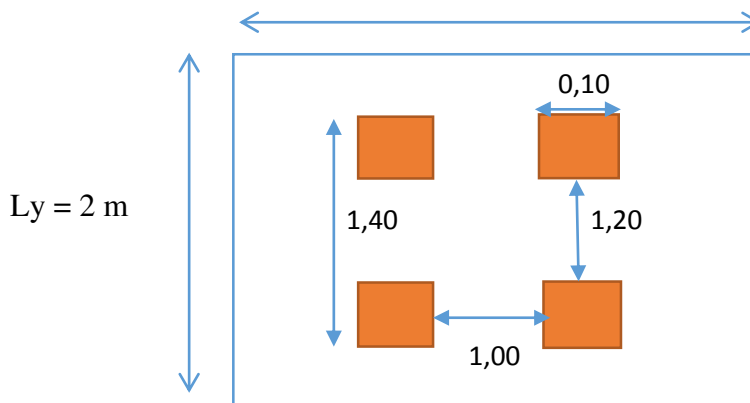


Figure VI. 27: Schéma statique de la dalle d'ascenseur.

On calcule les moments dus aux charges concentrées, dans les huit rectangles de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$, en utilisant la méthode de Pigeaud

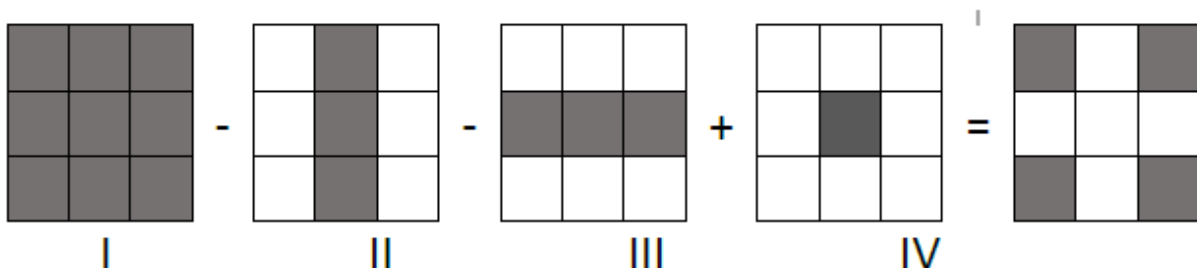


Figure VI. 28: Calcul des moments par la méthode de Pigeaud.

$$M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4}$$

$M_x = (M_1 + \nu M_2) P$

$$M_y = (vM_1 + M_2) P$$

$$P_u = P' u \times s$$

$$P_s = P' s \times s$$

La charge surfacique sur le rectangle (35×35) cm² est :

$$P' u = \frac{Q_u}{U V} = \frac{23.73}{0.35 \times 0.35} = 193.71 \text{ KN/m}^2$$

$$P' s = \frac{Q_s}{U V} = \frac{17.39}{0.35 \times 0.35} = 141.95 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI. 21: Les différentes surfaces et leurs charges.

N°	U	V	U _o	V _o	U _o /L _x	V _o /L _y	M1	M2	S m ²	P'u KN/m ²
I	1.2	1.4	1.45	1.65	0.763	0.825	0.063	0,047	2.3925	193.71
II	1.0	1.4	1.25	1.65	0.657	0.825	0.069	0.050	2.0625	193.71
III	1.2	1.2	1.45	1.45	0.763	0.725	0.067	0.053	2.1025	193.71
IV	1.0	1.2	1.25	1.45	0.657	0.725	0.073	0.067	1.8125	193.71

Tableau VI. 22: Les différentes valeurs de moment à ELU et ELS.

N°	ELU				ELS			
	P'u KN/m ²	Pu KN/m ²	Mx [KN.m]	My [KN.m]	P's KN/m ²	Ps KN/m ²	Mx [KN.m]	My [KN.m]
I	193.71	463.45	29.19	21.78	141,88	339.44	24.57	20.23
II	193.71	365.70	25.23	18.28	141,88	292.62	23.11	18.66
III	193.71	407.27	27.28	21.58	141,88	298.30	23.14	19.80
IV	193.71	351.09	25.62	23.52	141,88	257.16	22.21	20.98

$$\text{ELU : } M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{29.19 - 25.23 - 27.28 + 25.62}{4} = 0.575 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{21.78 - 18.28 - 21.58 + 23.52}{4} = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{24.57 - 23.11 - 23.14 + 22.21}{4} = 0.132 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{20.23 - 18.66 - 19.80 + 20.98}{4} = 0.687 \text{ KN.m}$$

VI.6.7.2 Descente des charges :

Dalle machine : (e_p = 25cm) \longrightarrow G = 0.25×25 = 6.25 KN/m²

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q = 1 KN/m²

VI.6.7.3 Combinaison fondamentale :• **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1 = 9.93 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

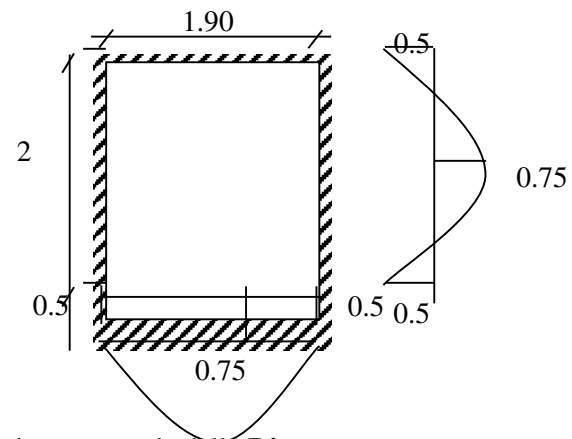
$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 9.93 \text{ KN/ml.}$$

• **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ KN/m}^2.$$

Figure VI. 29: Dimensions de panneau de dalle D'ascenseur.



Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 7.25 \text{ KN/ml}$$

VI.6.7.4 Calcul des sollicitations :• **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

• **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• **Coefficient de poisson :**

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

VI.6.7.5 Calcul des moments dus aux charges réparties :• **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.90}{2} = 0.95 \quad \text{tableau} \rightarrow \mu_x^u = 0.0410 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0.887$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0.0410 \times 9.93 \times 1.90^2 = 1.469 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.887 \times 1.469 = 1.30 \text{ KN.}$$

• **Etat limite de service :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.90}{2} = 0,95 \quad \text{tableau} \rightarrow \mu_x^s = 0.0483 \quad \text{et} \quad \mu_y^s = 0.9236$$

$$M_x^s = \mu_x^s \times q_s \times L_x^2 = 0.0483 \times 7.25 \times 1.90^2 = 1.264 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s = 0.9236 \times 1.264 = 1.167 \text{ KN.m}$$

VI.6.7.6 Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

- **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.575 + 1.469 = 2.044 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.36 + 1.30 = 2.66 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.132 + 1.264 = 1.396 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.687 + 1.167 = 1.854 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment max en travée : } M_t = 0.75 \times M_{xt}$$

$$\text{Moment max en appuis : } M_a = -0.5 \times M_{xt}$$

Tableau VI. 23: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

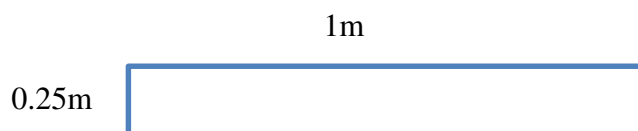
	M_{tx}^u [KN.m]	M_{ax}^u [KN.m]	M_{tx}^{ser} [KN.m]	M_{ax}^{ser} [KN.m]	M_{ty}^u [KN.m]	M_{ay}^u [KN.m]	M_{ty}^{ser} [KN.m]	M_{ay}^{ser} [KN.m]
(1)	1.53	-1.02	1.04	-0.69	1.99	-1.33	1.39	-0.92

VI.6.8 Calcul du ferrailage de la dalle :

- **SENS XX**

$$M_t = 1.53 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -1.02 \text{ KN.m}$$



ELU :

Figure VI. 30: Section de la dalle pleine.

- **Travée :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.53 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.002 < \mu_R = 0.392 \implies \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002})$$

$$\alpha = 0.002$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.002)$$

$$Z = 0.2248 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{1.53 \times 10^{-3}}{0.2248 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 0.19 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times ft28/fe$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st \min}$$

Donc, on adopte $A_{st} = 4T10/ml = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.02 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17}$$

$\mu_u = 0,0014 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow$ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0014})$$

$$\alpha = 0.0017$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.0017)$$

$$Z = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{0.73 \times 10^{-3}}{0.224 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 0.093 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.093 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times ft28/fe$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st \min} \text{ Donc, on adopte } A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.6.8.1 Armature de répartition :

- **En travée et en appui :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 3.14 / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{En prend : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.6.8.2 Espacement :

$St < \text{mini (3h ; 33 cm)}$ Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

- **En travée et en appui :**

$$St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} < \text{mini (60 ; 33 cm)} \longrightarrow \text{CV}$$

VI.6.8.3 Vérification à l'ELS :

$$1) \quad \alpha < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Travée :** $\lambda = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.53}{1.04} = 1.47 \longrightarrow \alpha = 0,002 < \frac{1.47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.485 \longrightarrow \text{CV}$

- **Appui :** $\lambda = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.02}{0.69} = 1.47 \longrightarrow \alpha = 0,0017 < \frac{1.47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.485 \longrightarrow \text{CV}$

2)

- **Travée :**

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} (\text{Travée}) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 3.14 \times (22.5 - x) = 0$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} 2a = 4.16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 4.16^3 + 15 \times 3.14 \times (22.5 - 4.16)^2$$

$$I = 18242 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1,8242 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{1.04 \times 10^{-3} \times 0.0416}{1.8242 \times 10^{-4}} = 0.23 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 1.04 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.0416)}{1.8242 \times 10^{-4}} = 15.68 \text{ MPa}$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 0.23 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$

Acier : $\sigma_{st} = 15.68 < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$

- **Appui :**

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} (\text{Travée}) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 3.14 \times (22.5 - x) = 0$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} \quad 2a = 4.16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 4.16^3 + 15 \times 3.14 \times (22.5 - 4.16)^2$$

$$I = 18242 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad I = 1.8242 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{Ms x}{I} = \frac{0.69 \times 10^{-3} \times 0.0416}{1.8242 \times 10^{-4}} = 0.15 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.69 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.0416)}{1.8242 \times 10^{-4}} = 10.40 \text{ MPa}$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 0.15 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$

Acier : $\sigma_{st} = 10.40 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$

- **SENS YY :**

Les moments dans le sens XX et le sens YY sont faible et très proche, donc logiquement en vas trouver le même ferrailage.

VI.6.9 Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Tu max :**

$$\begin{aligned} T_x^u &= q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2} = \\ &= 23.73 + 9.93 \times \frac{1.9}{2} = 33.16 \text{ KN} \end{aligned}$$

- **Calcul :** τ_u

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{0.03316}{1 \times 0.225} = 0.14 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \longrightarrow \begin{array}{l} \text{Les armatures transversales ne} \\ \text{Ne sont pas nécessaires} \end{array}$

VI.6.10 Vérification de la flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- 1) $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}} = \frac{0.25}{1.90} = 0.131 > \frac{1.04}{20 \times 1.396} = 0.03 \longrightarrow CV$
- 2) $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} = \frac{3.14}{100 \times 22.5} = 0.001 < \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow CV$

Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre VII : **Étude dynamique**

VII.1 Introduction :

Les séismes sont des catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, ils s'expliquent par l'activité des couches constitutives du globe terrestre telles que définie par la théorie de la tectonique des plaques, pour cela l'homme est menacé à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires tel que les incendies et les explosions...).

De ce fait, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection des vies humaines.

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude dynamique du bâtiment, mais aussi de faire appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage et de déterminer leurs caractéristiques dynamiques lors de ses vibrations.

VII.2 But de l'étude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir l'analyser.

L'objectif initial de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

VII.3 Principes de conception parasismique des bâtiments :

- Simplicité.
- Continuité.
- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.
- Raideur et résistance à la torsion.
- Diaphragmes efficaces.
- Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés.
- Créer les conditions d'un mécanisme plastique global.
- Choix rationnels relatifs aux masses.
- Largeur des contreventements.
- Largeur des fondations.
- Partition en sous structures.
- Fixation des éléments non structurels.

VII.4 Définition du sap2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes dans les structures, que ce soit en béton armé, charpente métallique ou un autre matériau de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Il existe même plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitations) ou dynamique (séisme, explosion...).

Ce logiciel est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices et de barrages, etc.

VII.5 Les méthodes de calcul :

Selon **RPA99 V 2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

VII.5.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA99/ V2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA99/V2003 (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

VII.5.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

VII.5.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

VII.6 Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de la structure c'est une opération par laquelle on établit le modèle d'un système complexe, afin de l'étudier.

La modélisation sur **SAP2000** consiste en les étapes suivant :

1. Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
3. Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
4. Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ...etc.).
5. Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
6. Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, etc. ...)

La modélisation 3D de notre structure est représentée sur cette figure :

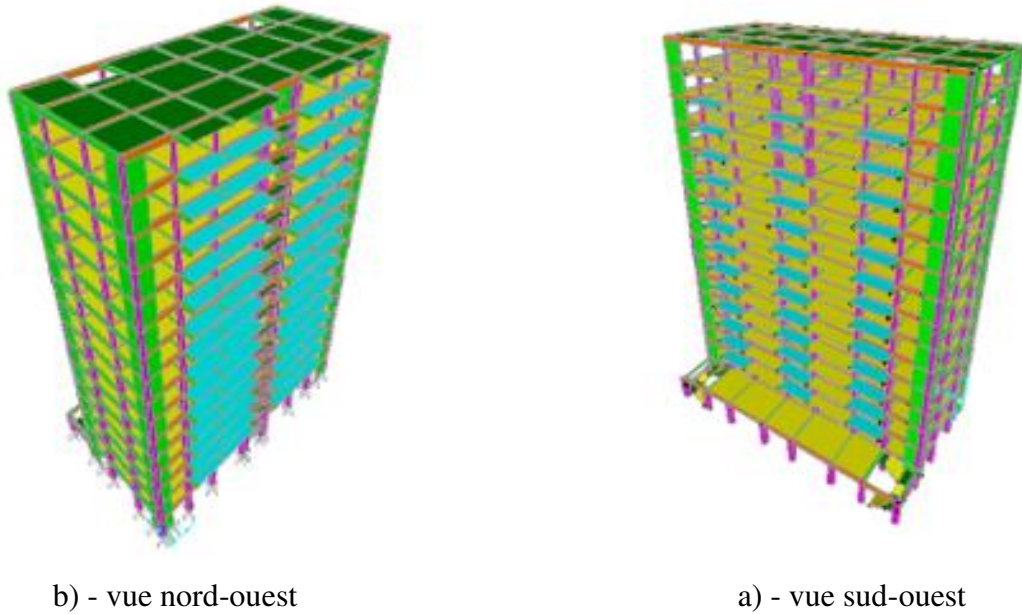


Figure VII. 1: Modélisation de la structure.

VII.6.1 Disposition des voiles :

Le choix de la disposition des voiles doit satisfaire les conditions d'architectures et assurer une rigidité suffisante.

D'après le **RPA99V2003** la valeur de T calculer ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques.

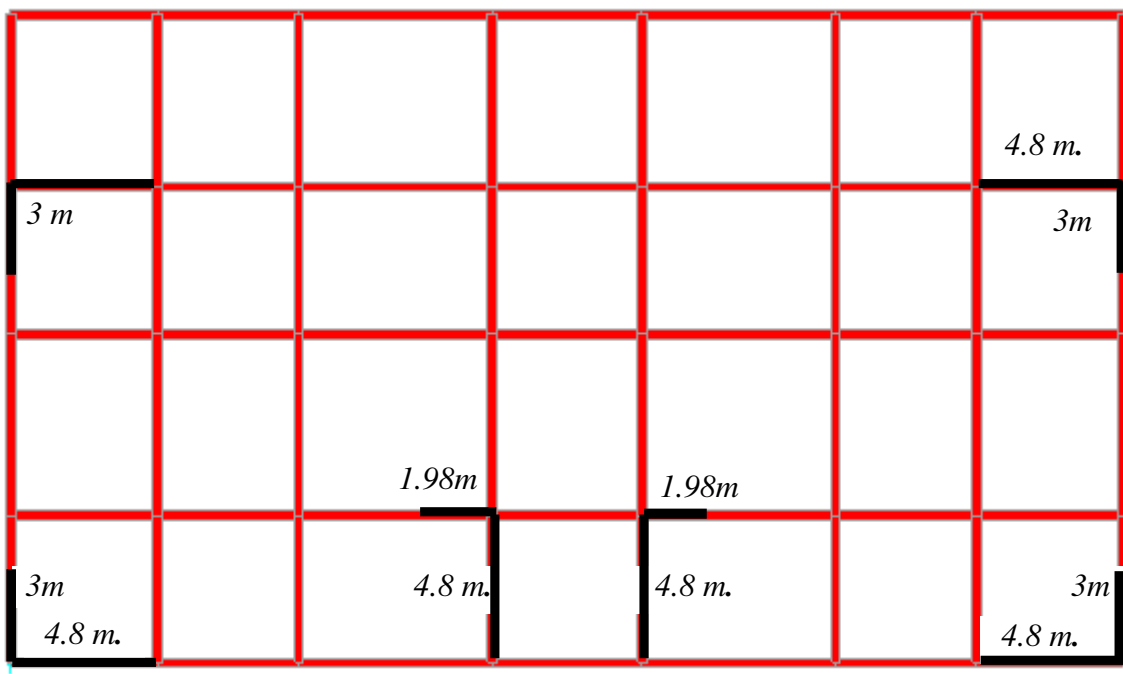


Figure VII. 2: Disposition des voiles.

$$T_x = 1.58s \quad T_y = 1.28s$$

VII.7 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003 et ajouter la justification thermique.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires qu'on doit vérifier il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V \text{ (dynamique)} \geq 80\%V \text{ (statique)}$$

Avec :

$V \text{ (dynamique)}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

$V \text{ (statique)}$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

VII.7.1 Méthode statique équivalente :

VII.7.1.1 Détermination des coefficients :

D'après le RPA99 V2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure ($W=G+\beta Q$).

β : coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau (4.5) du **RPA99V2003**, dans notre cas $\beta=0,2$.

❖ Coefficient d'accélération de zone :

{D'après la classification sismique des wilayas : Tlemcen \Rightarrow zone I.
{Ouvrages courants ou d'importance moyenne groupe \Rightarrow 2 .

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient : **A= 0.10 (Tableau 4-1 RPA99V2003)**.

❖ **R : coefficient de comportement :**

Il est fonction du système de contreventement (**Tableau 4-3 RPA99 V2003**). Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé, donc : **R = 3.5**.

❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

Ou (ξ) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense $\longrightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 > 0,70 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

T_2 : La période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA99V2003**.

Selon le rapport géotechnique notre site est meuble (S3) donc du tableau (4.7) $\longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$

T : La période fondamentale de la structure donnée par la formule suivant :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$T = \min (C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D})$$

Avec :

h_N : Hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $\longrightarrow h_N = 49.98\text{m}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **RPA99 V2003 (le tableau 4-6)** $\longrightarrow C_T = 0,05$.

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

Tableau VII. 1: Coefficient CT.

Système de contreventement	CT
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,05

- **Le sens x :**

$$D_x=36.32\text{m} ; h_N=49.98\text{m} ; C_T=0,05$$

$$T_x=\min (0.05 \times 49.98^{3/4} ; 0.09 \times 49.98/\sqrt{36.32})$$

$$T_x=\min (0.939 ; 0.746) \Rightarrow T_x=0.746\text{s}$$

- **Le sens y :**

$$D_y=22.98\text{m} ; h_N=49.98\text{m} ; C_T=0,05$$

$$T_y=\min (0.05 \times 49.98^{3/4} ; 0.09 \times 49.98/\sqrt{22.98})$$

$$T_y=\min (0.939 ; 0.938) \Rightarrow T_y=0.938\text{s}$$

 **Remarque :**

Tableau VII. 2: Période choisie pour le calcul du (D).

Si:	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T=T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T=T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T=1.3T_{\text{empirique}}$

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique (Art (4.2.4)) :

$$1.3T_x = 1.3 \times 0.746 = 0.969\text{s}$$

$$1.3T_y = 1.3 \times 0.938 = 1.219\text{s}$$

$$\Rightarrow 0.5 < T_{x,y} < 3.0\text{s} \quad \text{Donc : } 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.746}\right)^{2/3} = 1.684 \\ D_y = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.938}\right)^{2/3} = 1.446 \end{cases}$$

❖ **Q : facteur de qualité :**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 pq$$

Avec :

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Tableau VII. 3: Pénalité en fonction des critères de qualité q.

Critères	Q	
	Sens x	Sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0.1

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1 + \sum_1^6 pq_x = 1 + (0.05 + 0.1) = \mathbf{1.15} \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 pq_y = 1 + (0.05 + 0.1) = \mathbf{1.15} \end{cases}$$

❖ **W : poids total de la structure :**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel de **SAP2000** :

Tableau VII. 4: Poids des différents niveaux .

Niveau	Poids (t)	Hauteur (m)
RDC	981.43	3.57
1 ^{er} étage	732.91	7.14
2 ^{ème} étage	695.74	10.2
3 ^{ème} étage	681.02	13.26
4 ^{ème} étage	673.47	16.32
5 ^{ème} étage	667.43	19.38
6 ^{ème} étage	610.10	22.44

7 ^{ème} étage	654.90	25.5
8 ^{ème} étage	648.59	28.56
9 ^{ème} étage	643.58	31.62
10 ^{ème} étage	637.86	34.68
11 ^{ème} étage	584.89	37.74
12 ^{ème} étage	628.21	40.8
13 ^{ème} étage	624.27	43.86
14 ^{ème} étage	616.78	46.92
Terrasse inaccessible	594.40	49.98

Le poids total de la structure : $W_T=10675.58$ t

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0.1 \times 1.684 \times 1.15}{3.5} \times 10675.58 = 590.69 \text{ t} = 5906.9 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.1 \times 1.446 \times 1.15}{3.5} \times 10675.58 = 507.21 \text{ t} = 5072.1 \text{ KN} \end{cases}$$

VII.7.1.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique total 'V' doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

$$(4-11 \text{ du RPA99V2003}) : F_i = \frac{(V-F_t).W_i.h_i}{\sum W_j.h_j}$$

Avec :

F_t: la force concentrée au sommet de la structure : $F_t = 0.07TV$ ($F_t=0$ si $T \leq 0.7s$)

- Le sens x :

$$T_x > 0.7s \longrightarrow F_{ix} = 0.07 \times 0.969 \times 5906.9 = 400.66 \text{ KN}$$

- Le sens y :

$$T_y > 0.7s \longrightarrow F_{iy} = 0.07 \times 1.219 \times 5072.1 = 432.8 \text{ KN}$$

Tableau VII. 5: La force sismique de chaque niveau.

Niveau	F _x (KN)	F _y (KN)
RDC	36.15	30.46
1 ^{er} étage	54.00	45.50
2 ^{ème} étage	73.23	61.70
3 ^{ème} étage	93.19	78.51
4 ^{ème} étage	113.42	95.56
5 ^{ème} étage	133.48	112.46
6 ^{ème} étage	141.28	119.03

7 ^{ème} étage	172.33	145.20
8 ^{ème} étage	191.15	161.06
9 ^{ème} étage	210.00	176.94
10 ^{ème} étage	228.28	192.33
11 ^{ème} étage	227.79	191.92
12 ^{ème} étage	264.50	222.85
13 ^{ème} étage	282.55	238.07
14 ^{ème} étage	298.64	251.62
Terrasse inaccessible	306.57	258.30

VII.7.1.3 Période et participation massique :

Il faudra que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.

Tableau VII. 6: Période et masses modales de la structure.

Mode	Période (s)	Ux (%)	Uy(%)	Sum Ux(%)	Sum Uy(%)
1	1.584082	1.91E-10	0.64658	1.91E-10	0.64658
2	1.288484	0.65468	1.524E-10	0.65468	0.64658
3	1.112527	0.00002224	3.157E-08	0.6547	0.64658
4	0.427601	1.088E-12	0.17858	0.6547	0.82517
5	0.356327	0.17406	5.728E-13	0.82876	0.82517
6	0.306899	0.00033	6.119E-11	0.8291	0.82517
7	0.223495	3.363E-12	0.00024	0.8291	0.82541
8	0.220714	1.999E-11	0.00003967	0.8291	0.82545
9	0.219567	8.756E-12	0.00065	0.8291	0.8261
10	0.219393	1.165E-12	0.0004	0.8291	0.8265
11	0.219028	4.607E-13	0.00006828	0.8291	0.82657
12	0.218854	1.19E-12	0.00015	0.8291	0.82672

D'après les résultats de SAP2000 on constate que :

La période dynamique $T_1=1.58$ s, par contre $1.3T_{\text{empirique}} = 0.969$ s.

Donc : la condition du RPA99/V2003 est vérifiée : $T_1=1.58$ s > $1.3T_{\text{empirique}}=0.969$ s

Donc : $T=1.3T_{\text{empirique}}$

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy').
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (xx').
- Et le 3eme mode de torsions.

VII.7.1.4 Spectre de réponse de calcul :

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant (**art 4-13 du RPA 99/V2003**) :

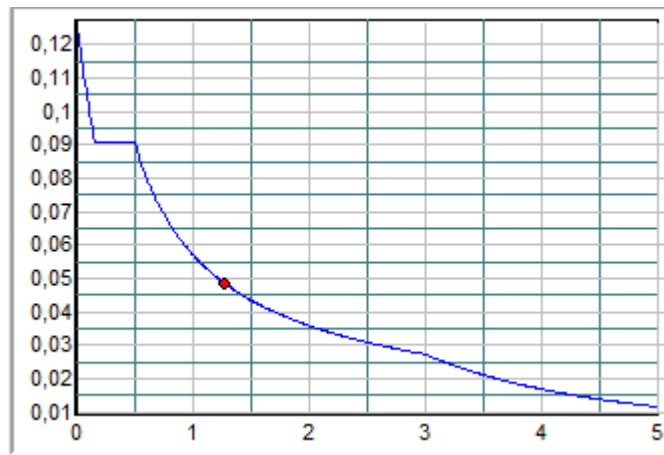


Figure VII. 3: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE) .

$$\left(\frac{s_a}{g}\right) = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \left(2.5n \left(\frac{Q}{R}\right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_2 \\ (2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right)) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ (2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ (2.5n(1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{3}{5}} \left(\frac{Q}{R}\right)) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

❖ Résultante des forces sismique de calcul :

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

Les efforts tranchants à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales suivant les axes (x ; y)

$$V_{(x) \text{ Dynamique}} = 5360.227 \text{ KN.}$$

$$V_{(y) \text{ Dynamique}} = 5364.356 \text{ KN.}$$

VII.8 Vérification du coefficient de comportement R :

Pour un système portiques contreventés par des voiles en béton armé $R=3.5$, on doit vérifier la condition suivant :

$$\frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{global}}} \leq 100\%$$

V_{global} : L'effort tranchant de la structure globale.

V_{voiles} : L'effort tranchant des voiles.

Du SAP2000 :

➤ **Sens -x- :**

$$V_{x \text{ global}} = 5360.227 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 4465.745 \text{ KN.}$$

$$\frac{4465.745}{5360.227} = 0.83 \implies \% < 100\% \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens -y- :**

$$V_{y \text{ global}} = 5364.356 \text{ KN.}$$

$$V_{y \text{ voiles}} = 5123.558 \text{ KN.}$$

$$\frac{5123.558}{5364.356} = 0.93 \implies \% < 100\% \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées suivant les deux directions x et y. Donc on garde le coefficient de comportement $R=3.5$.

VII.9 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/V2003 :

VII.9.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99V2003, la résultante des forces sismiques à la base $V_{\text{(dynamique)}}$, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{\text{(statique)}}$.

Sens	$V_{\text{(statique)}} \text{ (KN)}$	$0,8V_{\text{(statique)}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{(dynamique)}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{(dynamique)}} > 0,8V_{\text{(statique)}}$
-x-	6677.794	5342.235	4237.214	Non Vérifiée
-y-	6677.794	5342.235	3810.596	Non Vérifiée

Donc : on a calculé le rapport :

-x-

$$5342.235/4237.214=1.26 \quad 1.26 \times 9.81=12.36$$

-y-

$$5342.235/3810.596=1.40 \quad 1.40 \times 9.81=13.74$$

➡ ont majoré le G.

Tableau VII. 7: Vérification de la résultante des forces.

Sens	V _(statique) (KN)	0,8V _(statique) (KN)	V _(dynamique) (KN)	V _(dynamique) >0,8V _(statique)
-x-	6677.794	5342.235	5360.227	Vérifiée
-y-	6677.794	5342.235	5364.356	Vérifiée

VII.10 Vérification vis-à-vis des déformations : D'après le RPA99V2003

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec :

$\delta_{(ek)}$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux.

Sens (x,y) ➡ (Les déplacements sont calculés par logiciel SAP2000).

$$\delta_{(k)} = \delta_{(ek)} \times R$$

R : Coefficient de comportement (R = 3.5)

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (K-1) dans les deux.

Sens (x,y).

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)} \quad \text{➡} \quad \Delta_{(k)} \leq 1\% \text{ he}$$

he : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 8: Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -x-.

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1% he (cm)	Observation
RDC	0.06	0.21	0.21	3.57	CV
1 ^{er} étage	0.19	0.665	0.455	3.57	CV
2 ^{ème} étage	0.34	1.19	0.525	3.06	CV

3^{ème} étage	0.53	1.855	0.665	3.06	CV
4^{ème} étage	0.75	2.625	0.77	3.06	CV
5^{ème} étage	0.99	3.465	0.84	3.06	CV
6^{ème} étage	1.24	4.34	0.875	3.06	CV
7^{ème} étage	1.51	5.285	0.945	3.06	CV
8^{ème} étage	1.75	6.125	0.84	3.06	CV
9^{ème} étage	2.07	7.245	1.12	3.06	CV
10^{ème} étage	2.36	8.26	1.015	3.06	CV
11^{ème} étage	2.64	9.24	0.98	3.06	CV
12^{ème} étage	2.93	10.255	1.015	3.06	CV
13^{ème} étage	3.2	11.2	0.945	3.06	CV
14^{ème} étage	3.47	12.145	0.945	3.06	CV
Terrasse inaccessible	3.74	13.09	0.945	3.06	CV

Tableau VII. 9: Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -y-.

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1% he(cm)	Observation
RDC	0.08	0.28	0.28	3.57	CV
1^{er} étage	0.26	0.91	0.63	3.57	CV
2^{ème} étage	0.48	1.68	0.77	3.06	CV
3^{ème} étage	0.79	2.765	1.085	3.06	CV
4^{ème} étage	1.06	3.71	0.945	3.06	CV
5^{ème} étage	1.41	4.935	1.225	3.06	CV
6^{ème} étage	1.79	6.265	1.33	3.06	CV
7^{ème} étage	2.18	7.63	1.365	3.06	CV
8^{ème} étage	2.59	9.065	1.435	3.06	CV
9^{ème} étage	3.01	10.535	1.47	3.06	CV

10^{ème} étage	3.43	12.005	1.47	3.06	CV
11^{ème} étage	3.86	13.51	1.505	3.06	CV
12^{ème} étage	4.29	15.015	1.505	3.06	CV
13^{ème} étage	4.7	16.45	1.435	3.06	CV
14^{ème} étage	5.12	17.92	1.47	3.06	CV
Terrasse inaccessible	5.52	19.32	1.38	3.06	CV

VII.11 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dues aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_{(k)} = \frac{P_{(k)} \times \Delta_{(k)}}{V_{(k)} \times h_{(k)}} \leq 0.10$$

Mais : Si $0.10 \leq \theta_{(K)} \leq 0.20$ ➡ Amplifiant les effets de P-Delta de $1 / (1 - \theta_K)$

Si $\theta_{(K)} \geq 0.20$ ➡ Structure instable et doit être redimensionnée

$P_{(K)}$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_{(K)} = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes. ➡ (Déjà calculé).

W_{Qi} : Charge d'exploitation. ➡ (Déjà calculé).

β : Coefficient de pondération, ($\beta = 0.2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

$V_{(K)}$: Effort tranchant d'étage au niveau (k) ➡ ($V_{(K)}$ est calculé par logiciel SAP2000).

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens.

(x,y). ➡ (Déjà calculé).

$h_{(k)}$: La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 10: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-).

Niveau	$h_{(k)}$ (cm)	$P_{(k)}$ (KN)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	Observation \leq 0.10
RDC	357	9814.3	0.21	5920.96	0.018	CV
1 ^{er} étage	357	7329.1	0.455	5849.17	0.016	CV
2 ^{ème} étage	306	6957.4	0.525	5741.97	0.016	CV
3 ^{ème} étage	306	6810.2	0.665	5596.58	0.015	CV
4 ^{ème} étage	306	6734.7	0.77	5411.57	0.014	CV
5 ^{ème} étage	306	6674.3	0.84	5186.39	0.013	CV
6 ^{ème} étage	306	6101.0	0.875	4921.40	0.013	CV
7 ^{ème} étage	306	6549.0	0.945	4640.91	0.012	CV
8 ^{ème} étage	306	6485.9	0.84	4298.78	0.012	CV
9 ^{ème} étage	306	6435.8	1.12	3919.28	0.011	CV
10 ^{ème} étage	306	6378.6	1.015	3502.36	0.010	CV
11 ^{ème} étage	306	5848.9	0.98	3049.17	0.010	CV
12 ^{ème} étage	306	6282.1	1.015	2596.94	0.009	CV
13 ^{ème} étage	306	6242.7	0.945	2071.83	0.009	CV
14 ^{ème} étage	306	6167.8	0.945	1510.88	0.008	CV
Terrasse inaccessible	306	5944.0	0.945	9179.9	0.06	CV

Tableau VII. 11: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-).

Niveau	$h_{(k)}$	$P_{(k)}$ (KN)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	Observation \leq 0,10
RDC	357	6810.2	0.28	508.308	0.028	CV
1 ^{er} étage	357	6734.7	0.63	502.233	0.026	CV

2^{ème} étage	306	6674.3	0.77	493.159	0.024	CV
3^{ème} étage	306	6101.0	1.085	480.855	0.023	CV
4^{ème} étage	306	6549.0	0.945	465.197	0.022	CV
5^{ème} étage	306	6485.9	1.225	446.140	0.021	CV
6^{ème} étage	306	6435.8	1.33	423.713	0.020	CV
7^{ème} étage	306	6378.6	1.365	399.975	0.019	CV
8^{ème} étage	306	5848.9	1.435	371.020	0.018	CV
9^{ème} étage	306	6282.1	1.47	338.902	0.017	CV
10^{ème} étage	306	6242.7	1.47	303.618	0.016	CV
11^{ème} étage	306	6167.8	1.505	265.263	0.015	CV
12^{ème} étage	306	5944.0	1.505	226.990	0.014	CV
13^{ème} étage	306	6810.2	1.435	182.549	0.013	CV
14^{ème} étage	306	6734.7	1.47	135.075	0.012	CV
Terrasse inaccessible	306	6674.3	1.38	84.898	0.1	CV

VII.12 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de **RPA99V2003**, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99V2003** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\mu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3 \text{ (RPA99V2003)}$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons de calcul.

B_c : La section transversale des poteaux.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 12: Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Niveau	Na(KN)	Bc(cm ²)	μ	Observation
RDC	3627.398	70 × 70	0.296	CV
1 ^{er} étage	2983.542	70 × 70	0.243	CV
2 ^{ème} étage	2295.303	65 × 65	0.217	CV
3 ^{ème} étage	2062.238	65 × 65	0.195	CV
4 ^{ème} étage	1597.418	60 × 60	0.177	CV
5 ^{ème} étage	1305.846	60 × 60	0.145	CV
6 ^{ème} étage	1028.397	55 × 55	0.135	CV
7 ^{ème} étage	871.349	55 × 55	0.115	CV
8 ^{ème} étage	691.562	50 × 50	0.110	CV
9 ^{ème} étage	578.319	50 × 50	0.092	CV
10 ^{ème} étage	426.939	45 × 45	0.084	CV
11 ^{ème} étage	323.454	45 × 45	0.063	CV
12 ^{ème} étage	204.821	40 × 40	0.051	CV
13 ^{ème} étage	136.295	40 × 40	0.034	CV
14 ^{ème} étage	77.392	35 × 35	0.025	CV
Terrasse inaccessible	32.862	35 × 35	0.010	CV

Conclusion :

La dynamique des structures est un champ d'expertise dont la maîtrise est désormais indispensable pour tout projet de construction. Le développement de structures toujours plus légères et élancées impose en effet à l'ingénieur civil d'en connaître les principes, tout comme ceux du génie parasismique. Elle est très importante pour assurer la stabilité des structures.

Dans notre structure, les conditions de stabilité fournis par RPA99 version2003 sont vérifiées, donc notre structure est stable.

Chapitre VIII :
Étude des éléments
Structuraux

VIII.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel constitué des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**SAP2000**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VIII.2 Les poteaux :**VIII.2.1 Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, sur lesquels se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure, et par lesquels ces charges se répartissent vers les infrastructures. Pour notre immeuble, tous les poteaux ont des sections carrées.

VIII.2.2 Combinaisons des charges :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q(\text{ELU}) \\ G + Q (\text{ELS}) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

VIII.2.3 Sollicitations dans les poteaux :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 1: Sollicitations des poteaux thermique.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$		$M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$		$T_{max}(MN)$
	$N_{max}(MN)$	$M_{correspondant}(MN.m)$	$M_{max}(MN.m)$	$N_{correspondant}(MN)$	
RDC	4.086	0.042	0.209	2.012	0.080
1^{er} étage	3.651	0.115	0.273	1.755	0.127
2^{ème} étage	3.279	0.058	0.224	1.566	0.131
3^{ème} étage	2.928	0.085	0.262	1.404	0.161
4^{ème} étage	2.585	0.078	0.237	1.225	0.146
5^{ème} étage	2.259	0.096	0.268	1.085	0.166
6^{ème} étage	1.942	0.095	0.268	0.957	0.161
7^{ème} étage	1.606	0.148	0.319	0.813	0.194
8^{ème} étage	1.278	0.120	0.253	0.669	0.152
9^{ème} étage	0.959	0.146	0.279	0.517	0.168
10^{ème} étage	0.641	0.117	0.206	0.355	0.123
11^{ème} étage	0.344	0.014	0.238	0.185	0.142
12^{ème} étage	0.230	0.012	0.128	0.112	0.103
13^{ème} étage	0.140	0.010	0.095	0.088	0.065
14^{ème} étage	0.095	0.008	0.056	0.046	0.046
Terrasse inaccessible	0.065	0.006	0.044	0.035	0.038

VIII.2.4 Ferrailages des poteaux :

VIII.2.4.1 Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,7\% \times \text{Section du béton (Zone I)}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% \times \text{Section du béton (Zone courante)}$$

$$A_{\max} = 6\% \times \text{Section du béton (Zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I)
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

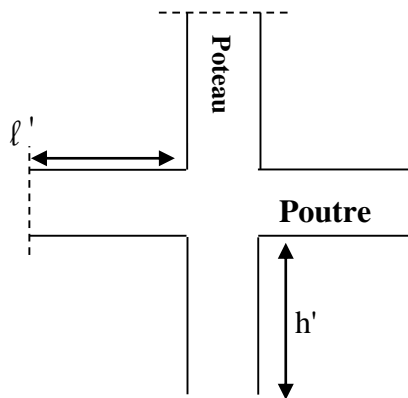


Figure VIII. 1: Zone nodale (nœud poutre-poteaux).

Poteau: $h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$

Avec : $b_1 ; h_1$: dimensions du poteau.

h_e : La hauteur de l'étage.

Tableau VIII. 2: La longueur de la zone nodale pour les poteaux.

(a=b) (cm)	h_e (cm)	h' (cm)
70	357	70
65	306	65
60	306	60
55	306	60
50	306	60
45	306	60
40	306	60
35	306	60

On calcule le ferrailage des poteaux par les formules de la flexion composée on va calcule les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel. On prendre comme un exemple de calcul :

- **Le poteau le plus sollicité du RDC :**

ELU :

$$N_u = 4.123 \text{ MN} \quad M_u = 0.042 \text{ MN.m}$$

$$a = b = 0.70 \text{ m}; \quad f_e = 500 \text{ MPa}; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1.15; \quad \gamma_b = 1,5; \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}; \quad \sigma_{st} = 437.78 \text{ MPa};$$

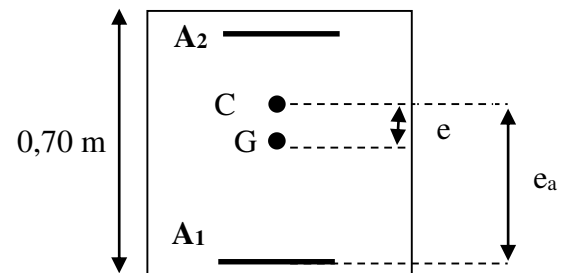
$$(d = 0,63 \text{ m}); \quad d' = 0,07 \text{ m}; \quad \mu_R = 0,372$$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.042}{4.123} = 0.010 \text{ m}$$

$$e_a = e + d - \frac{h}{2} = 0.29 \text{ m}$$

$$M_A = N_u \times e_a = 40086 \times 0.29 = 1.18494 \text{ MN.m}$$

**Figure VIII. 2:** Section de poteaux.

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et près du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5.

a) Vérification de domaine :

$$N_u(d-d')-M_A > (0.337-0.81\frac{d'}{h})bh^2f_{bc}$$

$$N_u(d-d')-M_A = 4.086 \times (0.63-0.07) - 1.18494 = 1.10 \text{ MN.m}$$

$$(0.337-0.81\frac{d'}{h})bh^2f_{bc} = (0.337-0.81 \times \frac{0.07}{0.7}) \times 0.70 \times 0.70^2 \times 14.17 = 1.244 \text{ MN.m}$$

$1.10322 > 1.244 \implies$ Domaine 4-5 n'est pas vérifié \implies Il faut vérifier les conditions des domaines 3.

$$(0.337-0.81\frac{d'}{d})bd^2f_{bc} = 0.972 \text{ MN.m}$$

$0.972 \leq 1.10 \leq 1.244 \implies$ Domaine 3 est vérifié \implies Section partiellement comprimée avec armature inférieure comprimée.

3^{ème} cas : N_u effort de compression et C à l'intérieur de la section et près de A_2 .

Détermination du ferrailage :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.18494}{0.7 \times 0.63^2 \times 14.17} = 0.300$$

$$\mu_u = 0.300 < \mu_R = 0.372 \text{ (FeE 500)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \implies \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.300}) = 0.461$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \implies Z = 0.63(1 - 0.4 \times 0.461) = 0.815 \text{ m}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} \pm N_u \right) = \frac{1}{437.78} \left(\frac{1.18494}{0.815} - 4.086 \right) = -60.12 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u - \mathcal{N} b f_{bc}}{\sigma_{sc}} \quad \text{Avec : } \mathcal{N} = d' + \sqrt{(d')^2 + 2 \left[\frac{(d-d')N_u - M_A}{b f_{bc}} \right]}$$

$$\mathcal{N} = 0.07 + \sqrt{(0.07)^2 + 2 \left[\frac{(0.63-0.07)4.086 - 1.18494}{0.70 \times 14.17} \right]} = 0.548$$

$$A_2 = \frac{4.086 - 0.548 \times 0.7 \times 14.17}{434.78} = -30.55 \text{ cm}^2$$

Donc : on va ferrailer avec les min de **RPA99V2003**.

$$A_{\min} = 0.7\% \times B_c = 0.7\% \times 0.70 \times 0.70 = 34.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \times B_c \text{ (Zone courante)} = 4\% \times 0.70 \times 0.70 = 196 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% \times B_c \text{ (Zone de recouvrement)} = 6\% \times 0.70 \times 0.70 = 294 \text{ cm}^2$$

Les choix sont de : $8T16+6T20=16.08+18.85=34.93 \text{ cm}^2$

Tableau VIII. 3: Les excentricités et les moments fictifs.

Niveau	b=h (m)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	e(m)	e _a (m)	M _A (KN.m)
RDC	0.70	4.086	0.042	0.010	0.29	1.184
1^{er} étage	0.70	3.651	0.115	0.031	0.31	1.317
2^{ème} étage	0.65	3.279	0.058	0.017	0.277	0.908
3^{ème} étage	0.65	2.928	0.085	0.029	0.289	0.846
4^{ème} étage	0.60	2.585	0.078	0.03	0.27	0.698
5^{ème} étage	0.60	2.259	0.096	0.042	0.282	0.638
6^{ème} étage	0.55	1.942	0.095	0.048	0.268	0.521
7^{ème} étage	0.55	1.606	0.148	0.092	0.312	0.501
8^{ème} étage	0.50	1.278	0.120	0.093	0.293	0.375
9^{ème} étage	0.50	0.959	0.146	0.152	0.352	0.337
10^{ème} étage	0.45	0.641	0.117	0.118	0.362	0.232
11^{ème} étage	0.45	0.344	0.014	0.04	0.220	0.075
12^{ème} étage	0.40	0.230	0.012	0.15	0.31	0.024
13^{ème} étage	0.40	0.140	0.010	0.168	0.42	0.018
14^{ème} étage	0.35	0.095	0.008	0.172	0.48	0.016
Terrasse inaccessible	0.35	0.065	0.006	0.18	0.55	0.012

Tableau VIII. 4: Ferrailage longitudinales des poteaux.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$					
	Section	μ_u	α	z (m)	A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)
RDC	P.C armature comp.	0.300	0.461	0.815	-60.12	-30.55
1^{er} étage	P.C armature comp.	0.334	0.531	0.496	-22.73	-20.66
2^{ème} étage	P.C armature comp.	0.288	0.436	0.482	-31.85	-27.35
3^{ème} étage	P.C armature comp.	0.268	0.399	0.491	-27.51	-28.56
4^{ème} étage	P.C armature comp.	0.281	0.424	0.498	-27.01	-22.94
5^{ème} étage	P.C armature comp.	0.257	0.379	0.458	-19.77	-24.03
6^{ème} étage	P.C armature comp.	0.273	0.408	0.414	-15.52	-18.33
7^{ème} étage	P.C armature comp.	0.262	0.388	0.418	-9.28	-15.26
8^{ème} étage	P.C armature comp.	0.261	0.387	0.380	-6.61	-11.58
9^{ème} étage	P.C armature comp.	0.235	0.340	0.388	-2.01	-6.28
10^{ème} étage	P.C armature comp.	0.222	0.318	0.353	-1.20	2.41
11^{ème} étage	P.C armature comp.	0.072	0.094	0.389	-3.39	-17.718
12^{ème} étage	P.C armature comp.	0.033	0.042	0.353	-0.22	-8.96
13^{ème} étage	P.C armature comp.	0.030	0.035	0.329	-0.15	-7.23
14^{ème} étage	P.C armature comp.	0.027	0.032	0.290	-0.13	-6.95
Terrasse inaccessible	P.C armature comp.	0.015	0.026	0.310	-0.26	-7.06

Tableau VIII. 5: Récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$						
	B=h(cm)	B_c (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)		A choisie	ferrailage
RDC	70	4900	34.3	196	294	37.7	12T20
1^{er} étage	70	4900	34.3	196	294	37.7	12T20

2^{ème} étage	65	4225	29.575	169	253.5	33.17	4T16+8T20
3^{ème} étage	65	4225	29.575	169	253.5	33.17	4T16+8T20
4^{ème} étage	60	3600	25.2	144	216	28.65	8T16+4T20
5^{ème} étage	60	3600	25.2	144	216	28.65	8T16+4T20
6^{ème} étage	55	3025	21.175	121	181.5	24.13	12T16
7^{ème} étage	55	3025	21.175	121	181.5	24.13	12T16
8^{ème} étage	50	2500	17.5	100	150	20.36	8T14+4T16
9^{ème} étage	50	2500	17.5	100	150	20.36	8T14+4T16
10^{ème} étage	45	2025	14.175	81	121.5	18.47	12T14
11^{ème} étage	45	2025	14.175	81	121.5	18.47	12T14
12^{ème} étage	40	1600	11.2	64	96	15.19	8T12+4T14
13^{ème} étage	40	1600	11.2	64	96	15.19	8T12+4T14
14^{ème} étage	35	1225	9.23	50	60.5	13.12	8T12+4T12
Terrasse inaccessible	35	1225	9.23	50	60.5	13.21	8T12+4T12

Calcul les longueurs de recouvrement :

D'après RPA99V2003 :

$$L_r = (40 \times \emptyset) \rightarrow \text{Zone I}$$

Longueur de Recouvrement



Figure VIII. 3: Longueur de recouvrement.

Tableau VIII. 6: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

\varnothing (mm)	L_r (mm)	L_r choisie (mm)
T20	800	800
T16	640	650
T14	560	600
T12	480	500

b) Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :

D'après RPA99V2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

T : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

$$\rho_d \geq \rho_{d, \min}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \text{ d'après RPA99V2003}$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7L_0$).

Tableau VIII. 7: Vérification spécifique sous sollicitations tangentés.

Niveau	T_{\max} (MN)	λ_g	ρ_d	τ_u (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC	0.080	3.5	0.04	0.181	1.00	CV
1^{er} étage	0.127	3.5	0.04	0.287	1.00	CV

2^{ème} étage	0.131	3.44	0.04	0.344	1.00	CV
3^{ème} étage	0.161	3.44	0.04	0.423	1.00	CV
4^{ème} étage	0.146	3.73	0.04	0.450	1.00	CV
5^{ème} étage	0.166	3.73	0.04	0.512	1.00	CV
6^{ème} étage	0.161	4.07	0.04	0.591	1.00	CV
7^{ème} étage	0.194	4.07	0.04	0.712	1.00	CV
8^{ème} étage	0.152	4.48	0.04	0.675	1.00	CV
9^{ème} étage	0.168	4.48	0.04	0.746	1.00	CV
10^{ème} étage	0.123	4.97	0.04	0.674	1.00	CV
11^{ème} étage	0.142	4.97	0.04	0.779	1.00	CV
12^{ème} étage	0.103	4.375	0.04	0.715	1.00	CV
13^{ème} étage	0.065	4.375	0.04	0.451	1.00	CV
14^{ème} étage	0.046	4.69	0.04	0.417	1.00	CV
Terrasse inaccessible	0.038	4.69	0.04	0.344	1.00	CV

VII.2.4.2 Armatures transversales :

D'après RPA99/V2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times st}{h \times f_e}$$

Avec :

T_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

F_e : 500 MPa

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.50 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'espace des armatures transversales :

- Zone nodale : $St \leq \text{Min}(10\phi_1 ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow$ Zone I.
- Zone courante : $St' \leq 15\phi_1 \longrightarrow$ Zone I.

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte les espacements suivant :

- Zone nodale : $St \leq \text{Min}(10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow St \leq \text{Min}(12 ; 15) \text{ cm}$

$$St = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante : $St' \leq 15 \times 1.2 \longrightarrow St' \leq 18 \text{ cm}$

$$St' = 15 \text{ cm}$$

Les armatures transversales des poteaux :

$$\phi_t \leq \text{Min}(h/35 ; b/10 ; \phi_1 \text{ min})$$

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{70}{35} ; \frac{70}{10} ; 1.2\right)$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = \phi_8$

Tableau VIII. 8: Les armatures transversales des poteaux.

Niveau	$T_{\max}(\text{MN})$	λ_g	ρ_a	St (cm)	St'(cm)	$A_t (\text{cm}^2)$
RDC	0.080	3.5	3.75	10	15	0.86
1 ^{er} étage	0.127	3.5	3.75	10	15	1.29
2 ^{ème} étage	0.131	3.44	3.75	10	15	1.51
3 ^{ème} étage	0.161	3.44	3.75	10	15	1.86
4 ^{ème} étage	0.146	3.73	3.75	10	15	1.83
5 ^{ème} étage	0.166	3.73	3.75	10	15	2.08
6 ^{ème} étage	0.161	4.07	3.75	10	15	2.20
7 ^{ème} étage	0.194	4.07	3.75	10	15	2.64

8^{ème} étage	0.152	4.48	3.75	10	15	2.28
9^{ème} étage	0.168	4.48	3.75	10	15	2.53
10^{ème} étage	0.123	4.97	3.75	10	15	2.06
11^{ème} étage	0.142	4.97	3.75	10	15	2.37
12^{ème} étage	0.103	4.375	3.75	10	15	0.80
13^{ème} étage	0.065	4.375	3.75	10	15	1.65
14^{ème} étage	0.046	4.69	3.75	10	15	0.96
Terrasse inaccessible	0.038	4.69	3.75	10	15	1.21

a) Vérification à l'état limite de service (ELS) :

D'après le (C.B.A.93) :

On considère que les fissurations sont préjudiciables donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min (333.33 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité du sous-sol, Avec ($N_{(max)}$; $M_{(correspondant)}$) ($a=b=70\text{cm}$) ; ($n = 15$) ; ($A1 = A2 = 18.85 \text{ cm}^2$) ; ($d = 0.63 \text{ cm}$) ; ($d' = 0.07 \text{ cm}$)

$$N_s = 2.975 \text{ MN} ; M_s = 0.071 \text{ MN.m}$$

$$\text{- Calcul de l'excentricité : } e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.071}{2.975} = 0.0238 \text{ m} \leq \frac{h}{6} = \frac{0.70}{6} = 0.1166 \text{ m}$$

$$\text{- Position de l'axe neutre : } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$= -3 \left(11.66 - \frac{70}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 18.85}{70} \left(11.66 - \frac{70}{2} + 7 \right) + \frac{6 \times 15 \times 18.85}{70} \left(11.66 - \frac{70}{2} + 63 \right)$$

$$P = -1069.08 \text{ cm}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$= 2\left(11.66 - \frac{70}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 18.85}{70} \left(11.66 - \frac{70}{2} + 7\right)^2 - \frac{6 \times 15 \times 18.85}{70} \left(11.66 - \frac{70}{2} + 63\right)^2$$

$$q = -70020.75 \text{ cm}^3$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e - q} = 49.76 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{70}{2} + 49.76 - 11.66 \longrightarrow x = 73.1 \text{ cm}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA_2(x-d') - nA_1(d-x)$$

$$= \frac{70 \times 73.1^2}{2} + 15 \times 18.85 \times (73.1 - 7) - 15 \times 18.85 \times (63 - 73.1) \rightarrow S = 208571.9 \text{ cm}^3$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{st} = \frac{nN_s(x-d')}{S} = \frac{15 \times 2.975(0.731 - 0.07)}{208571.9 \times 10^{-6}} = 141.42 \text{ MPa}$$

$$= \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte maximale dans l'acier comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{S} = \frac{2.975 \times 0.731}{208571.9 \times 10^{-6}} = 10.42 \text{ MPa} = \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII. 9: Contrainte dans le béton et dans l'acier.

Niveau	N _s (MN)	M _s (MN.m)	e (m)	x (m)	Section	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
RDC	2.975	0.071	0.023	0.731	P.C	10.42	141.42	CV
1 ^{er} étage	2.665	0.088	0.033	0.731	P.C	9.34	126.68	CV
2 ^{ème} étage	2.392	0.056	0.023	0.6792	P.C	9.69	131.52	CV
3 ^{ème} étage	2.136	0.073	0.034	0.6792	P.C	8.65	117.45	CV
4 ^{ème} étage	1.886	0.069	0.036	0.6251	P.C	8.98	121.85	CV
5 ^{ème} étage	1.647	0.081	0.049	0.6251	P.C	7.84	106.41	CV
6 ^{ème} étage	1.414	0.097	0.068	0.5836	P.C	7.87	106.94	CV
7 ^{ème} étage	1.171	0.125	0.106	0.5336	P.C	7.07	95.14	CV
8 ^{ème} étage	0.931	0.105	0.112	0.4452	P.C	7.46	99.42	CV

9^{ème} étage	0.699	0.125	0.178	0.2454	P.C	11.49	143.81	CV
10^{ème} étage	0.467	0.102	0.218	0.2324	P.C	8.78	97.84	CV
11^{ème} étage	0.252	0.109	0.432	0.1653	P.C	9.26	201.6	CV
12^{ème} étage	0.054	0.037	0.685	0.1688	P.C	3.24	55.12	CV
13^{ème} étage	0.046	0.089	0.720	0.1432	P.C	2.95	124.12	CV
14^{ème} étage	0.038	0.104	0.795	0.1236	P.C	2.32	76.63	CV
Terrasse inaccessible	0.029	0.075	0.865	0.1156	P.C	1.86	82.16	CV

b) Vérification au flambement :

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

L'effort normal ultime (N_u) est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.

N_d : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie $\longrightarrow B_r = (a-0.01) \times (b-0.01)$

α : un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ_g :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda_g}{35}\right)^2} & \Rightarrow \text{Pour : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times \left(\frac{50}{\lambda_g}\right)^2 & \Rightarrow \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : $\alpha = \frac{\alpha}{1.10}$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau. $\longrightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{i_{\min}}$

i_{\min} : Rayon de giration $\longrightarrow i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}}$ Pour une section carrée.

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

l_0 : La hauteur libre du poteau.

a : La dimension du poteau.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 10: Vérification de flambement pour les poteaux.

Niveau	a=b (m)	Br (m ²)	l _f (m)	i _{min} (m)	λ _g	α	A _s (cm ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	Observation
RDC	0.70	0.4761	2.45	0.202	12.12	0.830	37.7	8.67	4.086	CV
1 ^{er} étage	0.70	0.4761	2.45	0.202	12.12	0.830	37.7	8.67	3.651	CV
2 ^{ème} étage	0.65	0.4096	2.24	0.187	11.97	0.831	33.17	7.50	3.279	CV
3 ^{ème} étage	0.65	0.4096	2.24	0.187	11.97	0.831	33.17	7.50	2.928	CV
4 ^{ème} étage	0.60	0.3481	2.24	0.173	12.94	0.827	28.65	5.33	2.585	CV
5 ^{ème} étage	0.60	0.3481	2.24	0.173	12.94	0.827	28.65	5.33	2.259	CV
6 ^{ème} étage	0.55	0.2916	2.24	0.158	14.17	0.823	24.13	4.44	1.942	CV
7 ^{ème} étage	0.55	0.2916	2.24	0.158	14.17	0.823	24.13	4.44	1.606	CV
8 ^{ème} étage	0.50	0.2401	2.24	0.144	15.55	0.817	20.36	3.63	1.278	CV
9 ^{ème} étage	0.50	0.2401	2.24	0.144	15.55	0.817	20.36	3.63	0.959	CV
10 ^{ème} étage	0.45	0.1936	2.24	0.129	17.36	0.810	18.47	2.90	0.641	CV
11 ^{ème} étage	0.45	0.1936	2.24	0.129	17.36	0.810	18.47	2.90	0.344	CV
12 ^{ème} étage	0.40	0.1521	1.75	0.115	15.21	0.819	15.19	2.30	0.230	CV
13 ^{ème} étage	0.40	0.1521	1.75	0.115	15.21	0.819	15.19	2.30	0.140	CV

14^{ème} étage	0.35	0.1156	1.75	0.101	17.32	0.815	13.26	2.10	0.095	CV
Terrasse inaccessible	0.35	0.1156	1.75	0.101	17.32	0.815	13.26	2.10	0.065	CV

VIII.2.5 Schéma de ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux de **RDC** et **1er étage**. Le schéma est illustré sur la figure suivante :

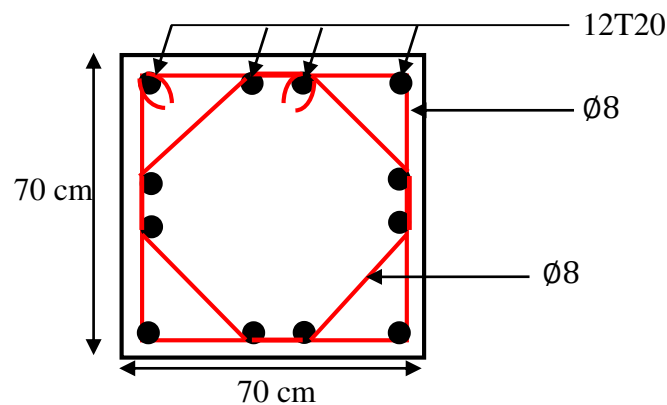


Figure VIII. 4: Ferrailage des poteaux (RDC et 1er étage).

VIII.3 Les poutres :

VIII.3.1 Définition :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du CBA 93, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

On distingue dans notre structure deux types des poutres :

- **Poutres principales :** Notre structure contient un seul type de poutre principale de dimension $(30 \times 55) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :** Nous avons un seul type de poutre secondaire de dimension $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes donnés par le logiciel de calcul **SAP2000 v14.2.5**

VIII.3.2 Combinaisons des charges :

- Selon (BAEL 91) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

- Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$

- $0.8 G \pm Ex$
- $0.8 G \pm Ey$

VIII.3.3 Les recommandations du RPA99V2003 :

a) Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A (\min) = (0.5\% \times \text{Section du béton})$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $A (\max) = (4\% \times \text{Section du béton}) \longrightarrow$ Zone courante.
 - $A (\max) = (6\% \times \text{Section du béton}) \longrightarrow$ Zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - $L_r (\min) = 40 \times \emptyset \longrightarrow$ Zone (I)
 - Avec : (\emptyset) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_l ; 30 \text{ cm} \right) : \text{dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- ✓ La valeur du \emptyset_l est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII.3.4 Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII. 11: Sollicitations maximales dans les poutres principales.

Section (CM)	Niveaux	ELU		ELS		accidental		V_{\max} (KN.m)
		$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	
PP (30x55)	RDC / 1 ^{er} étage	148.12	290.35	104.71	205.29	179.32	272.63	278.57
	Étage courant	113.54	223.85	81.61	161.33	275.36	326.25	214.74
	Terrasse	134	202.28	93.07	147.81	315.86	359.74	208.35

Tableau VIII. 12: Sollicitations maximales dans les poutres secondaire.

Section (CM)	Niveaux	ELU		ELS		accidental		V _{max} (KN.m)
		M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	
PS (30x45)	RDC / 1 ^{er} étage	72.05	85.38	52.51	61.16	146.15	149.65	80.68
	Etage courant	47.70	78.15	34.64	57.06	219.36	220.39	34.77
	Terrasse	20.53	60.73	14.79	44.53	272.35	273.95	27.24

VIII.3.5 Calcul de ferrailage :

On prend un exemple de calcul : « la poutre principale de rive situé au étage ».

a) Armatures longitudinal :

En travée :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{113.54 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.631)^2 \times 14.16} = 0.08 < 0.372 \quad \text{Section à simple armature (Asc=0).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.080}) = 0.104$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 56.79 (1 - 0.4 \times 0.104) = 54.42 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}} = \frac{113.54 \times 10^{-3}}{0.544 \times 434.78} = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.8 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **4T14 = 6.16 cm².**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 55}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 56.79 \times \frac{2.1}{400} \right) \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1.65 ; 2.05) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1.80 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

ELS :

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

$$\frac{b \times x^2}{2} + n \times A_{se} (x - d)^2 - n \times A_{st} (d - x) = 0 \quad \text{avec : } n=15$$

- **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{se} (x - d)^2 + n \times A_{st} (d - x)^2$$

-Les contraintes : (Fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} ; \quad \sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I}$$

Tableau VIII. 13: Vérification des contraintes en travée (poutre principale).

	M _{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)	Observation
Poutre Principale	81.61	14.55	143666.03	σ _{bc} = 8.34	σ̄ _{bc} = 15	CV
				σ _{st} =297.55	σ̄ _{st} =500	CV

En appui :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{223.85 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.631)^2 \times 14.16} = 0.163 < 0.372 \quad \text{Section à simple armature}$$

(A_{sc}=0).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.163}) = 0.223$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 56.79 \times (1 - 0.4 \times 0.223) = 51.72 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}} = \frac{223.85 \times 10^{-3}}{0.517 \times 434.78} = 9.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.95 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **6T16 = 12.06 cm².**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 55}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 56.75 \times \frac{2.1}{400} \right) \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1.65 ; 2.05) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1.80 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

ELS :

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

$$\frac{b \times x^2}{2} + n \times A_{se} (x - d') - n \times A_{st} (d - x) = 0 \quad \text{avec : } n=15$$

- **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{se} (x - d')^2 + n \times A_{st} (d - x)^2$$

-Les contraintes : (Fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} ; \quad \sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I}$$

Tableau VIII. 14: Vérification des contraintes en appui (poutre principale).

	M_{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm⁴)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)	Observation
Poutre Principale	161.33	19.18	236859.32	σ _{bc} = 12.96	σ̄ _{bc} = 15	CV
				σ _{st} =307,8	σ̄ _{st} =500	CV

- **Armatures maximales :** selon le RPA99V2003 :

A_{max} = 4% (b × h) = 66cm².....zone courante.

A_{max} = 6% (b × h) = 99cm².....zone de recouvrement.

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 8.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{travée}) + A_{st}(\text{appui}) = 6.16 + 12.06 = 24.12 > A_{min} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- b) Armatures transversal :**

- **Calcul de φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{55}{35} ; 1.2 ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1.54 ; 1.2 ; 3)$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm} \longrightarrow \phi 8.$$

- **Calcul des espacements entre les armatures :**

Selon le RPA99V2003 :

- Zone nodale :

$$S_t = \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \text{min} (13.75; 14.4; 30) \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

- Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t' \leq 27.5\text{cm} \longrightarrow S_t' = 25 \text{ cm}$$

VIII.3.6 Vérification des contraintes tangentielle :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section de la poutre.

d : La hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u \leq \text{min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

- **Poutre principal :**

$$\tau_u = \frac{214.74 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.631} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$\tau_u = \frac{34.77 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.631} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.3.7 Tableau Récapitulatif :

Tableau VIII. 15: Ferrailage des poutres principales.

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A _{min} (cm ²)	Travée		Appuis		Ø (mm)	S _t (cm)	S _t ' (cm)
		A _{calculé}	Choix	A _{calculé}	Choix			
RDC / 1 ^{er} étage	8.25	7.33	5T14	15.70	8T16	Ø8	10	25
Les étages courants	8.25	5.52	4T14	11.55	6T16	Ø8	10	25
Terrasse	8.25	5.53	4T14	11.40	6T16	Ø8	10	25

Tableau VIII. 16: Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A _{min} (cm ²)	Travée		Appuis		Ø (mm)	S _t (cm)	S _t ' (cm)
		A _{calculé}	Choix	A _{calculé}	Choix			
RDC / 1 ^{er} étage	6.75	4.31	5T12	3.69	4T12	Ø8	10	20
Les étages courants	6.75	3.25	4T12	1.65	4T12	Ø8	10	20
Terrasse	6.75	2.28	4T12	1.44	4T12	Ø8	10	20

VIII.3.8 Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :

La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq L_2 + r + \varnothing/2$

Avec : r : Rayon de courbure $\longrightarrow r = 5,5 \times \varnothing$ pour les aciers (HA).

\varnothing : Diamètre d'armature.

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

$$L_1 = 10\varnothing$$

(L_1 ; L_2) : Longueurs rectilignes.

$$L_s : \text{Longueur de scellement droit.} \longrightarrow L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau'_s}$$

$$\tau'_s : \text{Contrainte d'adhérence} \longrightarrow \tau'_s = 0.6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$$

$$(\psi) : \text{Coefficient d'ancrage} \longrightarrow \psi = 1.5 \text{ pour les aciers (HA).}$$

$$L' \text{ ancrage de la courbe } (\theta = 90^\circ) \longrightarrow (\alpha = 1.87) ; (\beta = 2.19)$$

$$(f_e = 500 \text{ MPa}) ; (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa})$$

Tableau VIII. 17: Tableau d'ancrage des armatures.

\emptyset (mm)	$\tau_{s'}$ (MPa)	L_s (mm)	L_1 (mm)	r (mm)	L_2 (mm)	L (mm) calculé	L (mm) choisie
Ø12	2.835	526.33	120	66	157.39	229.39	250
Ø14	2.835	617.32	140	77	186.87	270.89	280
Ø16	2.835	705.47	160	88	213.58	309.58	310
Ø20	2.835	881.85	200	110	266.95	386.96	390

VIII.3.9 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les secondaires de RDC sont illustré sur la figure :

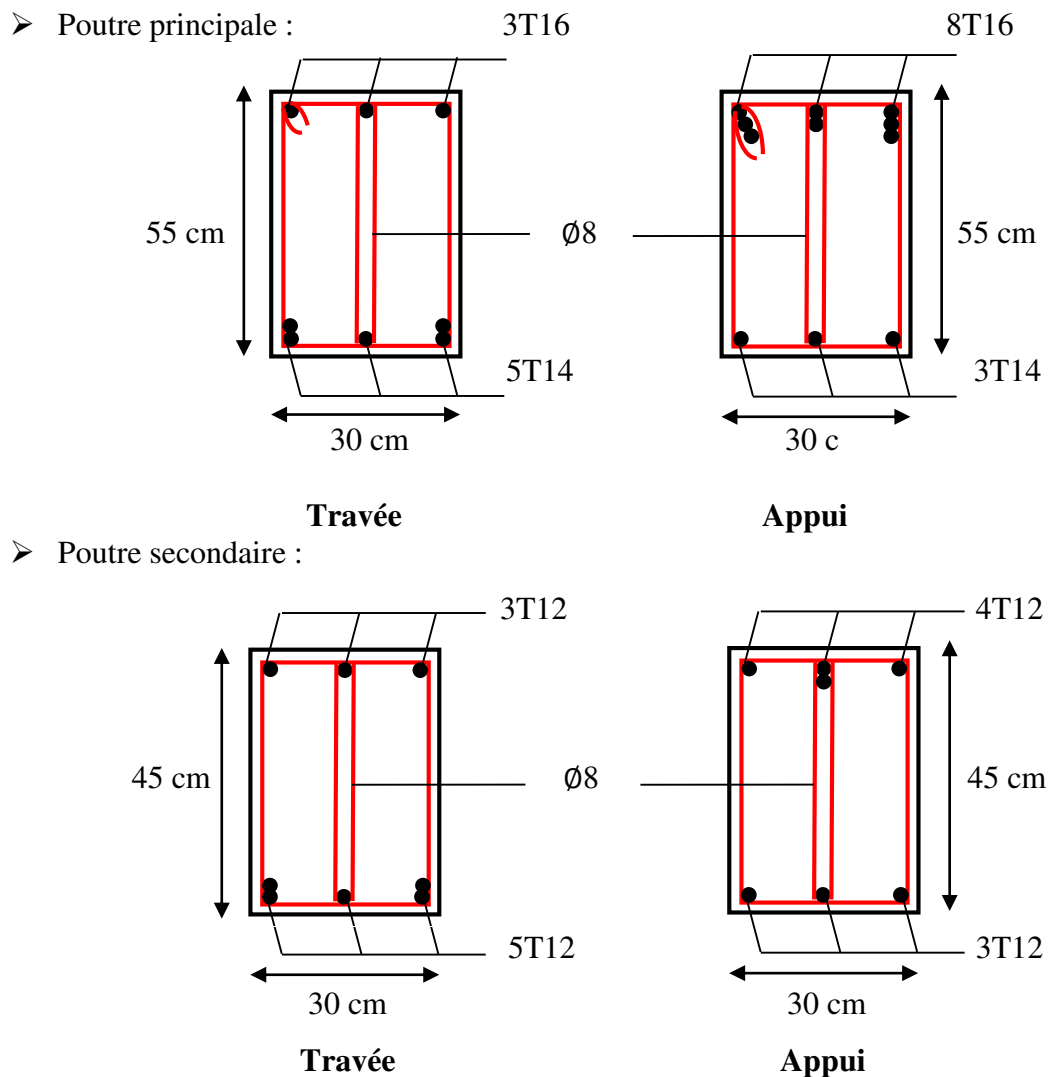


Figure VIII. 5: Ferrailage des poutres principales et secondaires.

a) Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93) :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f_{\text{admissible}}$

Avec : $f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$ Si la portée (L) inférieure au plus égale à 5 m.

$f_{\text{admissible}} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$ Si la portée (L) est supérieure à 5 m.

$$f_i : \text{Flèche sous chargement instantané} \longrightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \longrightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_v \times I_{fv})}$$

$$\text{Avec : } I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)} \quad \text{et} \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0.05 \times f_{c28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2 ; \varphi = \frac{A_{st}}{b \times d} ; \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $n = 15$

$E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$; $E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 434.78 \text{ MPa}$

Tableau VIII. 18: Les valeurs des flèches des poutres.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire			Observation
	f_i (cm)	f_v (cm)	$f_{\text{admissible}}$ (cm)	f_i (cm)	f_v (cm)	$f_{\text{admissible}}$ (cm)	
RDC / 1 ^{er} étage	0.131	0.393	1.27	0.071	0.211	1.17	CV
Les étages courants	0.132	0.391	1.27	0.073	0.243	1.17	CV
Terrasse	0.129	0.384	1.27	0.003	0.009	1.17	CV

b) Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA99V2003**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_e| + |M_w|$$

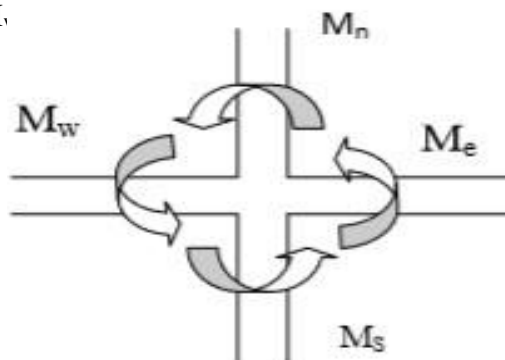


Figure VIII. 6: Répartition des moments dans les zones nodales.

Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_{st}$$

Avec :

A_s : La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z : Bras de levier de la section du béton $\longrightarrow Z = 0.9 \times h$

σ_{st} : Contrainte limite des aciers $\longrightarrow \sigma_{st} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 19 : Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	σ_{st} (MPa)	A _s (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC et 1	70×70	63	434.78	37.7	1039.77
Etage 2et3	65×65	58,5	434.78	33.17	843.66
Etage 4et5	60×60	54	434.78	28.65	672.64
Etage 6et7	55×55	49,5	434.78	24.13	519.32
Etage 8et9	50×50	45	434.78	20.36	398.34
Etage 10et11	45×45	40,5	434.78	18.47	325.23
Etage 12et13	40×40	36	434.78	15.19	237.75
Etage 14et Tin	35×35	31.5	434.78	13.14	179.95

Détermination du moment résistant dans les poutres :

- Poutres principales et secondaires :

Tableau VIII. 20: Moment résistant dans les poutres.

Niveau	type	section	Z (cm)	σ_{st} (MPa)	A _s (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC / 1 ^{er} étage	pp	30*55	49.5	434.78	16.08	346.06
	ps	30*45	40.5	434.78	4.52	79.59
Les étages courants	pp	30*55	49.5	434.78	12.06	259.55
	ps	30*45	40.5	434.78	4.52	79.59
Terrasse	pp	30*55	49.5	434.78	12.06	259.55
	ps	30*45	40.5	434.78	4.52	79.59

Tableau VIII. 21: Vérification de la zone nodale.

niveaux	plan	Me=Mw	Ms	Mn	1,25×(Me+Mw)	Ms+Mn	Observation
RDC / 1 ^{er} étage	pp	346.06	1039.77	1039.77	865.15	2079.54	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	2079.54	Vérifiée
Etage 1	pp	259.55	1039.77	1039.77	648.875	2079.54	Vérifiée

	ps	79.59			198.975	2079.54	Vérifiée
Etage 2	pp	259.55	843.66	843.66	648.875	1687.32	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	1687.32	Vérifiée
Etage 3	pp	259.55	843.66	843.66	648.875	1687.32	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	1687.32	Vérifiée
Etage 4	pp	259.55	672.64	672.64	648.875	1345.28	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	1345.28	Vérifiée
Etage 5	pp	259.55	672.64	672.64	648.875	1345.28	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	1345.28	Vérifiée
Etage 6	pp	259.55	519.32	519.32	648.875	1038.64	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	1038.64	Vérifiée
Etage 7	pp	259.55	519.32	519.32	648.875	1038.64	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	1038.64	Vérifiée
Etage 8	pp	259.55	398.34	398.34	648.875	796.68	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	796.68	Vérifiée
Etage 9	pp	259.55	398.34	398.34	648.875	796.68	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	796.68	Vérifiée
Etage 10	pp	259.55	325.23	325.23	648.875	650.4	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	650.4	Vérifiée
Etage 11	pp	259.55	325.23	325.23	648.875	650.4	Vérifiée
	ps	79.59			198.975	650.4	Vérifiée
Etage 12	pp	165.71	237.75	237.75	414.275	475.4	Vérifiée
	ps	59.69			79.59	475.4	Vérifiée
Etage 13	pp	165.71	237.75	237.75	414.275	475.4	Vérifiée
	ps	59.69			79.59	475.4	Vérifiée
Etage 14	pp	165.71	237.75	235.75	414.275	475.4	Vérifiée
	ps	59.69			79.59	475.4	Vérifiée
Terrasse inaccessible	pp	165.71	237.75	235.75	414.275	475.4	Vérifiée
	ps	59.69			79.59	475.4	Vérifiée

VIII.4 Voiles :

VIII.4.1 Définition :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par logicielle de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99V2003 et du (C.B.A.93).

VIII.4.2 Combinaisons des charges :

Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q.
- ELS : G + Q.

Selon RPA99V2003 : Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex.
- G + Q ± Ey.
- 0.8 G ± Ex.
- 0.8 G ± Ey.

VIII.4.3 Les recommandations du RPA99V2003 :

a) Armatures verticales :

Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles en tenant en compte des prescriptions imposées par le RPA99V2003.

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est : $A_{\min} = 0.2\% \times L \times e$
Avec : l_t : La longueur de la zone tendue.
 e : L'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ($St < e$) \longrightarrow e : L'épaisseur du voile.

- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

d) Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$$A_{\min} = 0.15 \% (e \times L) \quad \longrightarrow \quad \text{Dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10 \% (e \times L) \quad \longrightarrow \quad \text{Dans la zone courante.}$$

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être : $St < \text{Min} (1.5e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile $\longrightarrow \varnothing \leq \frac{e}{10}$.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40 \varnothing$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

VIII.4.4 Disposition des voiles :

La répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

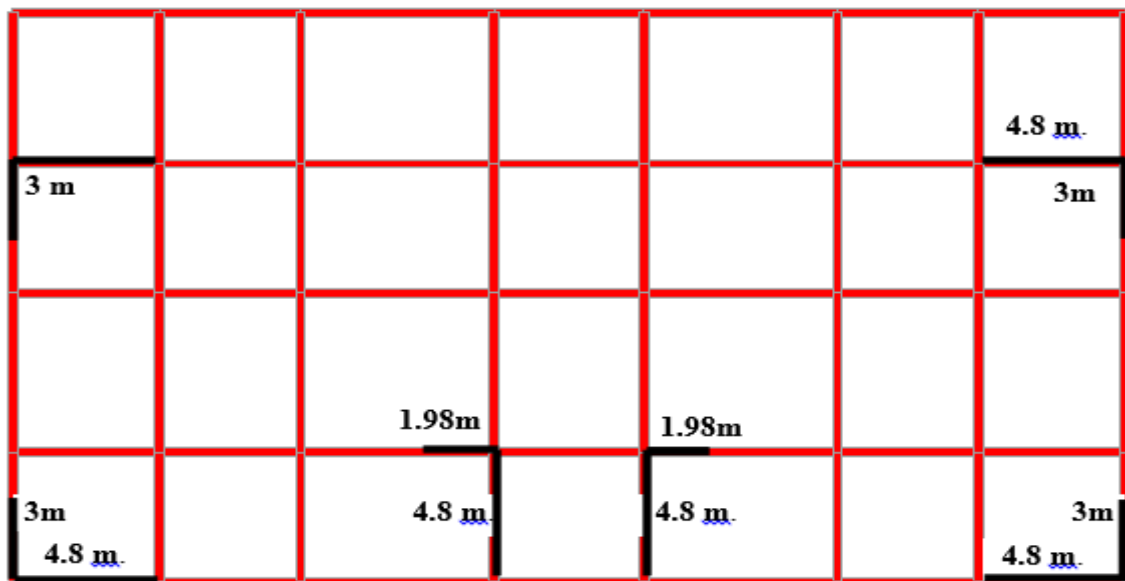


Figure VIII. 7: Disposition des voiles.

VIII.4.5 Calcul des armatures :

a) Armatures verticales :

Le ferrailage vertical des voiles se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$)
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$)

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VIII. 22 : Sollicitations maximales des voiles (Sens x-x L= 4.8 m).

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$		V_{\max} (KN/ml)
	N_{\max} (KN/ml)	$M_{\text{correspondant}}$ (KN.m/ml)	M_{\max} (KN.m/ml)	$N_{\text{correspondant}}$ (KN/ml)	
RDC+1+2	3457.887	37.7565	37.7565	3457.887	60.979
Etages et Terrasse	2571.279	280.7004	281.5668	2565.272	187.018

Tableau VIII. 23: Sollicitations maximales des voiles (Sens x-x L= 1.98 m).

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$		V_{\max} (KN/ml)
	N_{\max} (KN/ml)	$M_{\text{correspondant}}$ (MN.m/ml)	M_{\max} (MN.m/ml)	$N_{\text{correspondant}}$ (MN/ml)	
RDC+1+2	2289.643	69.5452	69.5452	2289.643	50.249
Etages et Terrasse	721.928	644.6743	644.6743	721.928	145.411

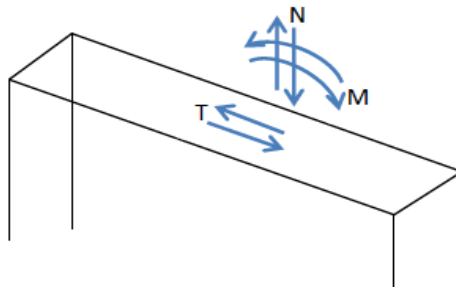
Tableau VIII. 24: Sollicitations maximales des voiles (Sens y-y L= 4.8 m).

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$		V_{\max} (KN/ml)
	N_{\max} (KN/ml)	$M_{\text{correspondant}}$ (MN.m/ml)	M_{\max} (MN.m/ml)	$N_{\text{correspondant}}$ (MN/ml)	
RDC+1+2	5581.607	147.3561	149.3588	5575.292	17.32
Etages et Terrasse	4732.669	397.6124	397.6124	4732.669	80.529

Tableau VIII. 25: Sollicitation maximal des voiles (Sens y-y L= 3 m).

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$		V_{\max} (KN/ml)
	N_{\max} (KN/ml)	$M_{\text{correspondant}}$ (MN.m/ml)	M_{\max} (MN.m/ml)	$N_{\text{correspondant}}$ (MN/ml)	
RDC+1+2	2099.354	49.1845	51.3869	2085.622	17.967
Etages et Terrasse	1699.532	39.6908	39.6908	1699.532	16.98

Méthode de calcul :

**Figure VIII. 8:** Voile soumis à la flexion.

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

A : La section transversale du voile.

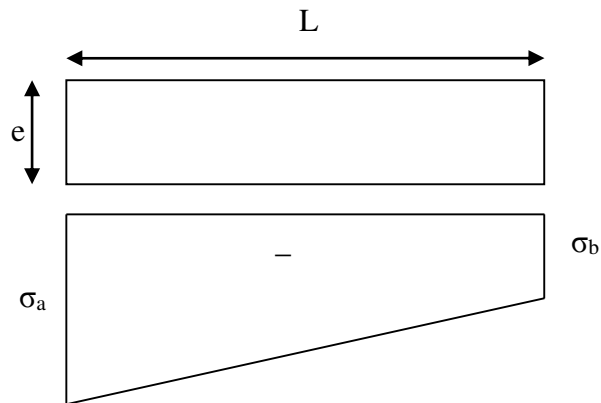
M : Le moment fléchissant appliqué.

V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

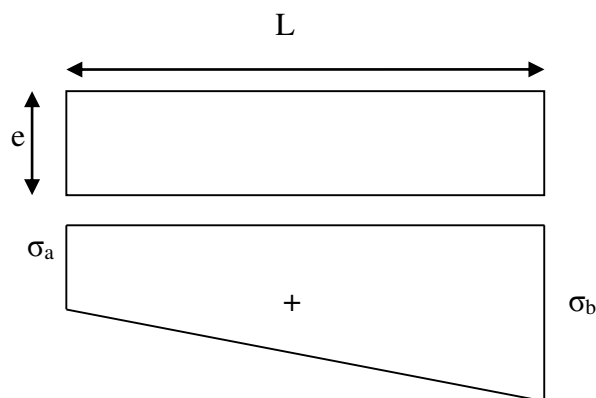
I : Le moment d'inertie du voile.

Remarque : On distingue trois cas :

- **1^{er} cas** : Si $(\sigma_a; \sigma_b) > 0$ \longrightarrow La section du voile est entièrement comprimée (SEC) (Pas de zone tendue) la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.
 $A_{\min} = 0.2\% \times L \times e$



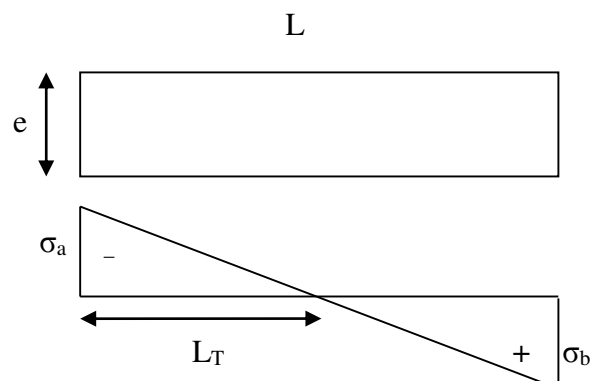
- **2^{ème} Cas** : Si $(\sigma_a; \sigma_b) < 0$ \longrightarrow La section du voile est entièrement tendue, (SET) (pas de Zone comprimée).



L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$.

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$.

- **3^{ème} Cas** : Si $(\sigma_a; \sigma_b)$ sont des signes différents \longrightarrow La section du voile est partiellement comprimée (SPC). On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



La longueur de la zone tendue : $L_T = \frac{\sigma_a \times L}{\sigma_a + \sigma_b}$

L'effort de traction égale à : $F_T = \sigma_t \times A \longrightarrow A = \frac{1}{2} \times e \times L_T$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$.

Exemple de calcul :

- Les voiles sens x-x $L = 4.8$ m du RDC :

Avec (N_{max} ; $M_{correspondant}$)

$$N = 3457.887 \text{ KN/ml}$$

$$M = 37.7565 \text{ KN.m/ml}$$

$$e = 0.20 \text{ m} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.00 ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml \longrightarrow ($L=1$ m)

$$A = e \times L = 0.2 \times 1.00 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{L}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 1^3}{12} = 0.016666 \text{ m}^4$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3457.887 \times 10^{-3}}{0.2} + \frac{37.7565 \times 10^{-3} \times 0.5}{0.01666} = 18.42 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{3457.887 \times 10^{-3}}{0.2} - \frac{37.7565 \times 10^{-3} \times 0.5}{0.01666} = 16.15 \text{ MPa} > 0$$

(σ_a ; σ_b) > 0 \longrightarrow La section du voile est entièrement comprimée (SEC).

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003

$$A_{min} = 0.2\% \times L \times e = 0.2\% \times 0.2 \times 1 = 4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

L'espacement < min (1.5 e ; 30 cm)

St < min (1.5 × 20 ; 30 cm).

St < 30 cm.

- b) Armatures horizontales :

Vérification sous les sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \longrightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ et } \bar{V} = 1.4V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b_0 : La longueur de voile

d : Hauteur utile. \longrightarrow $d = 0.9h$

$f_{c28} = 25$ MPa.

Tableau VIII. 26: Vérification des voiles au cisaillement.

Voile	V_{\max} (KN/ml)	\bar{V} (KN/ml)	b_0 (m)	d (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
Sens x-x L= 4.8 m	187.018	261.8252	4.8	0.18	0.303	5	CV
Sens x-x L= 1.98 m	145.411	203.5754	1.98	0.18	0.571	5	CV
Sens y-y L= 4.8 m	80.529	112.7406	4.8	0.18	0.130	5	CV
Sens y-y L= 3 m	17.967	25.1538	3	0.18	0.046	5	CV

Méthode de calcul des armatures horizontales :

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0.3 \times k \times ft')}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec : (K = 0) : Cas de reprise de bétonnage.

($\gamma_s = 1.15$ Cas général) ; ($f_e = 500$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ$ Armatures droites)

D'après le RPA99V2003 : $St \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm})$

Exemple de calcul :

- **Le voile sens x-x L= 1.98 m étages et terrasse :** ($V_{\max} = 145.411$ KN/ml)

Avec : ($e = 0.20$ m) ; ($L = 1$ ml) ; ($d = 1.782$ m)

$$\tau_b = 0.571 \text{ MPa}$$

$$St \leq \min(1.5 \times 20; 30 \text{ cm}) \longrightarrow St = 25 \text{ cm}$$

-Calcul de la section d'armature horizontale :

$$A_h \geq \frac{0.2 \times 1.15 \times 0.25 \times 0.571}{0.9 \times 500 \times 1} \times 10^4 \longrightarrow A_h = 0.72 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99V2003 :

$$A_{h \min} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 > A_h \text{ (calculé)} = 0.72 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{h \min} = 3 \text{ cm}^2.$$

VIII.4.6 Choix des armatures :

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Avec :

- ✓ A_v calculé cm^2/ml : Ferrailage vertical calculé pour une bande de 1 ml.
- ✓ A_v min cm^2/ml : Quantité minimale d'armature verticale pour une bande de 1 ml.
- ✓ A_v adopté cm^2 : Ferrailage vertical adopté pour toute la section du voile.
- ✓ St'_{Av} cm : Espacement entre les armatures verticales dans la zone extrême.
- ✓ L'_{Av} cm : Longueur de la zone extrême.
- ✓ St_{Av} cm : Espacement entre les armatures verticales dans la zone courante.
- ✓ A_h calculé cm^2/ml : Ferrailage horizontal calculé pour une bande de 1 ml.
- ✓ A_h min cm^2/ml : Quantité minimale d'armature horizontale pour une bande de 1 ml.
- ✓ A_h adopté cm^2 : Ferrailage horizontale adopté pour toute la section du voile.
- ✓ St_{Ah} cm : Espacement entre les armatures horizontales.

Tableau VIII. 27: Ferrailage des voiles (Sens x-x L= 4.8 m).

		RDC et étages 1	Étages et terrasse
A_v calculé cm^2/ml		4.00	4.00
A_v min cm^2/ml		4.00	4.00
A_v adopté cm^2		2×19T12=42.98	2×19T12=42.98
Z.E	St'_{Av} cm	15	15
	L'_{Av} cm	50	50
Z.C	St_{Av} cm	30	30
V_{\max} KN/ml		60.979	187.018

τ_b MPa	0.098	0.303
A_h calculé cm^2/ml	0.12	0.38
A_h min cm^2/ml	3.00	3.00
A_h adopté cm^2	$2 \times 16T10 = 25.12$	$2 \times 15T10 = 18.96$
St_{A_h} cm	25	25

Tableau VIII. 28: Ferrailage des voiles (Sens x-x L= 1.98 m).

		RDC et étages 1	Etages et terrasse
A_v calculé cm^2/ml		4.00	4.00
A_v min cm^2/ml		4.00	4.00
A_v adopté cm^2		$2 \times 10T12 = 22.62$	$2 \times 10T12 = 22.62$
Z.E	St'_{A_v} cm	10	10
	L'_{A_v} cm	20	20
Z.C	St_{A_v} cm	30	30
V_{\max} KN/ml		50.249	145.411
τ_b MPa		0.197	0.571
A_h calculé cm^2/ml		0.25	0.72
A_h min cm^2/ml		3.00	3.00
A_h adopté cm^2		$2 \times 16T10 = 25.12$	$2 \times 15T10 = 18.96$
St_{A_h} cm		25	25

Tableau VIII. 29: Ferrailage des voiles (Sens y-y L= 4.8 m).

		RDC et étages 1	Etages et terrasse
A_v calculé cm^2/ml		4.00	4.00
A_v min cm^2/ml		4.00	4.00

Av adopté cm²		2×19T12=42.98	2×19T12=42.98
Z.E	St' Av cm	15	15
	L' Av cm	50	50
Z.C	St Av cm	30	30
V_{max} KN/ml		17.32	80.529
τ_b MPa		0.028	0.130
Ah calculé cm²/ml		0.035	0.16
Ah_{min} cm²/ml		3.00	3.00
Ah adopté cm²		2×16T10=25.12	2×15T10=18.96
St Ah cm		25	25

Tableau VIII. 30: Ferrailage des voiles (Sens y-y L= 3 m).

		RDC et étages 1	Etages et terrasse
Av calculé cm²/ml		4.00	4.00
Av_{min} cm²/ml		4.00	4.00
Av adopté cm²		2×16T10=25.12	2×16T10=25.12
Z.E	St' Av cm	15	15
	L' Av cm	30	30
Z.C	St Av cm	30	30
V_{max} KN/ml		17.967	16.98
τ_b MPa		0.046	0.044
Ah calculé cm²/ml		0.05	0.05
Ah_{min} cm²/ml		3.00	3.00
Ah adopté cm²		2×16T10=25.12	2×15T10=18.96
St Ah cm		25	25

VIII.4.7 Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les voiles de sens x-x $L=1.98\text{m}$ de RDC et étage 1 Le schéma est illustré sur la figure suivante :

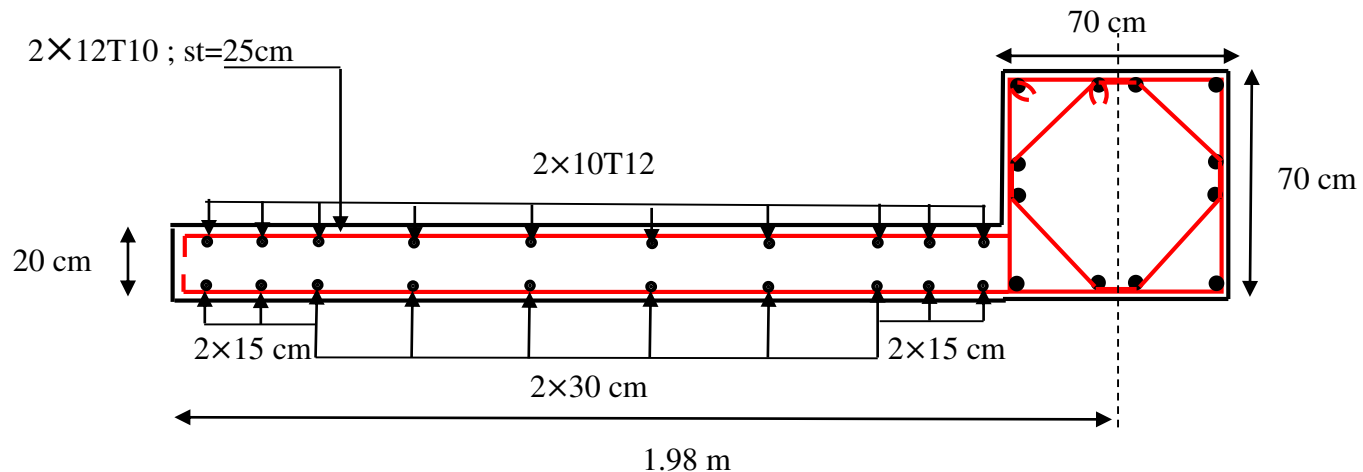


Figure VIII. 9: Schéma de ferrailage du voile (Sens x-x $L= 1.98\text{m}$) pour RDC et étage 1.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a utilisé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Afin de valider leurs épaisseurs et de déterminer la résistance du béton nécessaire. Leur ferrailage a été calculé suivant le RPA99, V2003 et par logiciel SAP2000. Le bon choix des armatures pour les éléments résistants nous permet d'éviter le redimensionnement de la structure et d'augmenter la section du béton, ce qui n'est pas bon sur le plan économique.

Malgré la difficulté qu'on a vu pour la quantité importante, le nombre et les sollicitations des poutres, poteaux et voiles on a pu de déterminer le ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre IX :
Étude de l'infrastructure

IX.1 Introduction :

Les fondations sont constituées par la partie de la Tour qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de l'immeuble. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol des charges de la superstructure. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois quantités suivantes :

- Contrainte de rupture du sol.
- Contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.
- Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.

IX.2 Types des fondations superficielles :

Les différents types des fondations superficielles sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier générale.

IX.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation.
- La raison économique.
- La charge totale transmise au sol.

IX.4 Hypothèses de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, où à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

IX.4.1 Etudes d'un radier général :

IX.4.1.1 Définition de radier :

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment. Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable.

La réalisation d'un radier nécessite une étude béton armé préalable, avec vérification du tassement général de la construction.

A l'aide de logiciel (SAP2000 version14.2.4), on modélise notre fondation de type radier général.

IX.4.1.2 Pré dimensionnement du radier :

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol. D'après, (DTR BC 2.33.1) :

- L'épaisseur h_N de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow h_N \geq \frac{6.31}{10} \longrightarrow h_N \geq 0.631 \text{ m}$$

- L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{20} \longrightarrow h_N \geq \frac{6.31}{20} \longrightarrow h_N \geq 0.31155 \text{ m}$$

✓ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} ; \text{ Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young ($E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$)

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol. (Pour un sol moyen $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$)

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \longrightarrow h_t \geq 0.98 \text{ m}$$

On adopte un $h_t = 1.20 \text{ m}$.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \longrightarrow I = 0.144 \text{ m}^4 \longrightarrow L_e = 4.63 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \longrightarrow \frac{\pi}{2} \times 4,63 \geq 6,31 \longrightarrow 7,27 \geq 6,31 \longrightarrow \text{CV}$$

On prend : $\begin{cases} h_t = 120 \text{ cm} \\ h_d = 50 \text{ cm} \end{cases}$

✓ **Calcul Débordement (D) :**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_t}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq 60 \text{ cm} \longrightarrow \text{On adopte : } D = 60 \text{ cm}$$

Remarque :

Il y'a plusieurs proposition de « h_N, h_d, D », jusqu'à que ses valeurs vérifiées la contrainte de sol ($\bar{\sigma} = 0,2 \text{ MPa}$)

• **Proposition 1 :**

$$\begin{cases} h_t = 120 \text{ cm} \\ h_d = 50 \text{ cm} \\ D = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte de sol. Donc on augmente les valeurs de h_N, h_d et D

• **Proposition 2 :**

$$\begin{cases} h_t = 180 \text{ cm} \\ h_d = 80 \text{ cm} \\ D = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs sont vérifier la contrainte de sol.

Les dimensions du radier sont illustrées sur la figure suivant :

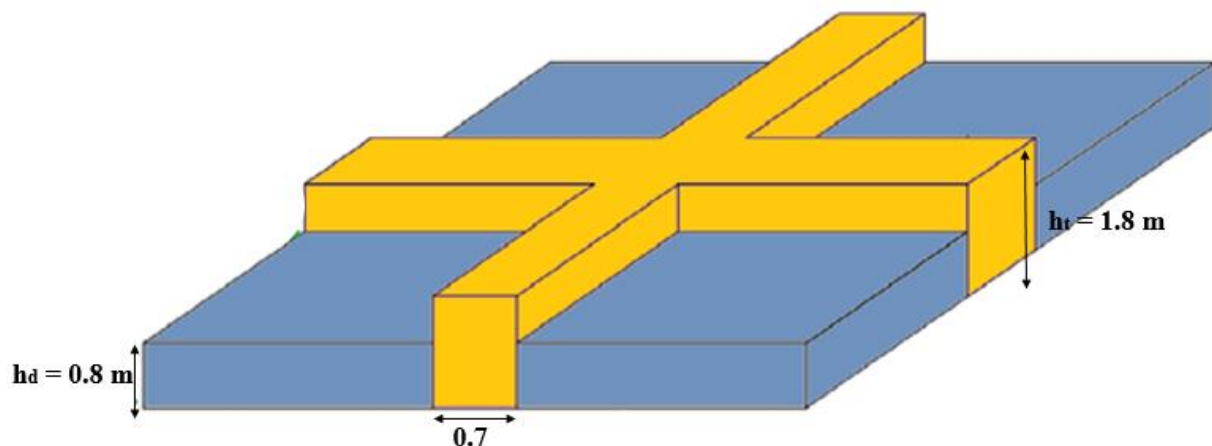


Figure IX. 1: Dimensions du radier.

IX.5 Vérifications nécessaires :

IX.5.1 Vérification vis-à-vis le poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)** on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0.045 \times h_t \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime ($N_u = 4086 \text{ KN/m}^2$)

h_t : Hauteur de la nervure ($h_t = 1.80 \text{ m}$)

u_u : Périmètre du poteau

$$u_u = 4 \times (a+h) = 4 \times (1.00 + 1.80) = 11.20 \text{ m}$$

- **Charge limite :**

$$N_u = 4086 \leq 0.045 \times 1.8 \times 11.20 \times \frac{25000}{1.5}$$

$$N_u = 4086 < 15120 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

IX.5.2 Vérification la contrainte de sol :

D'après le rapport géotechnique, la contrainte du sol est : $\sigma = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$.

On doit vérifier 02 conditions, pour que la contrainte de sol soit vérifiée :

- **Condition 1 :** $\overline{\sigma}_{b1} \leq \sigma_{sol}$

Puisque, on a une répartition trapézoïdale, donc :

$$\overline{\sigma}_{b1} = \frac{3 K Z_{max} + K Z_{min}}{4}$$

Avec,

Z_{max} : Déplacement maximal suivant UZ à ELS ($Z_{max} = 0.53 \text{ cm}$)

Z_{min} : Déplacement minimal suivant UZ à ELS ($Z_{min} = 0.049 \text{ cm}$)

K : le coefficient de BALLAST

$$K = 2 \sigma_{sol} = 2 \times 2 = 4 \text{ bars} = 4 \text{ kg/cm}^3$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{3 \times 4 \times 0.53 + 4 \times 0.049}{4} = 1.63 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \longrightarrow \text{CV}$$

IX.5.3 Vérification de tassement :

D'après le rapport de sol géotechnique fournit par LTPO, le tassement égale à $\Delta H = 0.40\text{cm}$

Et le tassement réel tiré à partir du SAP2000 est égal à 0.37 cm, ce dernier est inférieur à celui de LTPO.

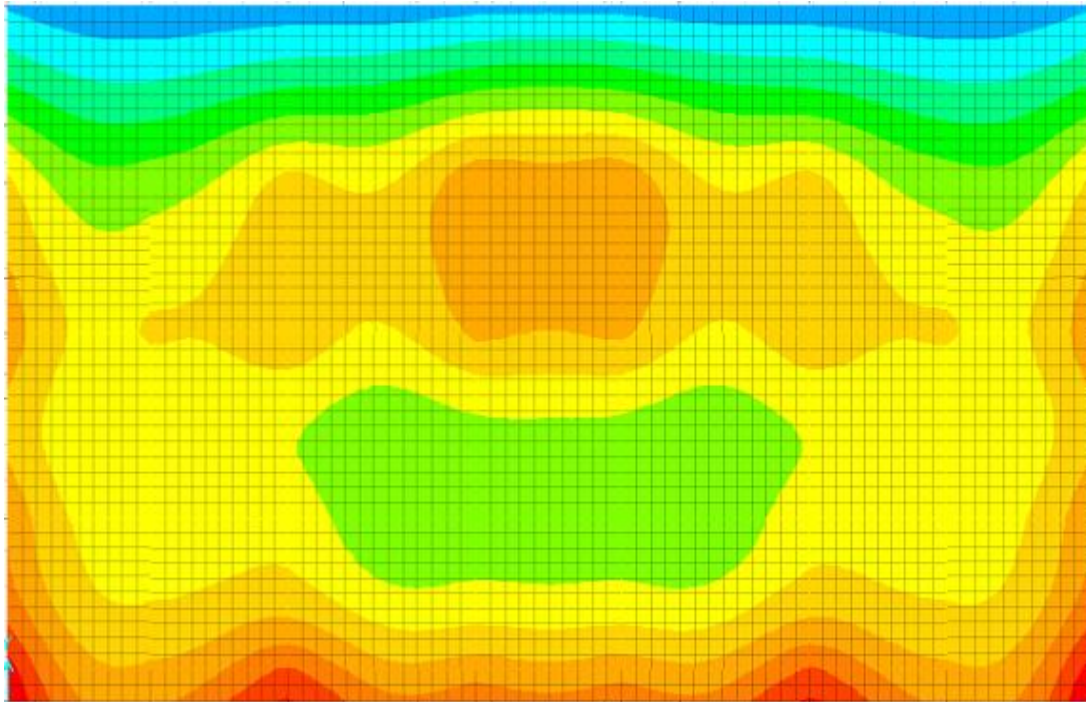


Figure IX. 2: Déplacement maximum selon l'axe Z.

IX.5.4 Vérification vis-à-vis le renversement :

Quel que soit le type de fondations, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques restes à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

Il faut que cette condition soit vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

M : moment de renversement suivant chaque direction (D'après SAP2000)

Ns : Effort normal total ($Ns_{(superstructure)} + Ns_{(Radier)} + Ns_{(Remblai)}$)

- **Poids de la structure :**

C'est l'effort normal de la structure, $P_s = 106750.58 \text{ KN}$

- **Poids de radier :**

$P_{radier} = S \cdot h \cdot \gamma_{BA} = 810.70 \times 0.8 \times 25 = 16214 \text{ KN}$

- **Poids de remblai :**

$$P \text{ remblai} = d (L \times B) \gamma_{rem} = 1.8 \times 810.70 \times 15 = 21888.9 \text{ KN}$$

- **Poids de total :**

$$Pt = Ps + P \text{ radier} + P \text{ remblai} = 106750.58 + 16214 + 21888.9 = 144853.48 \text{ KN}$$

- **Moment renversant :**

$$M = \sum_1^{16} Fi hi = 95631.4668 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$B_x = 37.12 \text{ m}$$

$$\frac{M_x}{N_x} = 1.23 < \frac{B_x}{4} = 9.28 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y :

$$B_y = 21.84 \text{ m}$$

$$\frac{M_y}{N_y} = 1.15 < \frac{B_y}{4} = 5.46 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau IX. 1: Sollicitations du radier.

			ELU	ELS
Dalle	travée	x	835.01	609.61
		y	852.49	620.82
	appui	x	1369.79	996.16
		y	1655.65	1203.59
nervure	travée	x.y	603.82	441.12
	appui	x.y	1303.19	947.47

IX.6 Ferrailage du radier :

IX.6.1 la dalle :

$$H_d = 0.8 \text{ m} ; B = 1 \text{ ml} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} ; d = 0.9 \times 0.8 = 0.72 \text{ m}$$

Sens x :

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.83501}{1 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.113 < \mu_R = 0.392$$

\longrightarrow Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

En appui :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.3697}{1 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.186 < \mu_R = 0.392$$

\longrightarrow Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1-2 \times 0.113})$$

$$\alpha = 0.15$$

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

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.15)$$

$$Z = 0.676 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0.83501}{0.676 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 35.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y :**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.85246}{1 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.116 < \mu_R = 0.392$$

➡ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1-2 \times 0.116})$$

$$\alpha = 0.154$$

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

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.154)$$

$$Z = 0.675 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0.85246}{0.675 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 36.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1-2 \times 0.186})$$

$$\alpha = 0.259$$

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

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.259)$$

$$Z = 0.645 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{1.3697}{0.645 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 61.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.6556}{1 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.225 < \mu_R = 0.392$$

➡ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1-2 \times 0.225})$$

$$\alpha = 0.322$$

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

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.322)$$

$$Z = 0.627 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{1.6556}{0.627 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 75.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IX.6.1.1 Section minimale de ferrailage

Selon la condition de non-fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 1 \times 0.72 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 8.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IX.6.1.2 Vérification de la section de ferrailage**Sens x :**

- **En travée :** $A_{st} = 35.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \text{CV}$
- **En appui :** $A_{st} = 61.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \text{CV}$

Sens y :

- **En travée :** $A_{st} = 36.30 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \text{CV}$
- **En appui :** $A_{st} = 75.31 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \text{CV}$

IX.6.1.3 Choix de ferrailage

- **En travée :** $A_{st\ x} = A_{st\ y} = 12\text{T}20 = 37.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- **En appui :** $A_{st\ x} = A_{st\ y} = 24\text{T}20 = 74.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IX.6.1.4 Vérification à l'ELS :**Calcul des contraintes admissibles :**

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **En travée :**
- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$A_{st} = 12\text{T}20 = 37.70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 37.70 \times (72 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2909.12 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 23.43 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 23.43^3 + 15 \times 37.70 \times (72 - 23.43)^2$$

$$I = 1762781.478 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad I = 176.2781 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sens x :

- ✓ **Calcul des contraintes :**

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{609.61 \times 10^{-3} \times 0.2343}{176.2781 \times 10^{-4}} = 8.10 \text{ MPa}$

- ✓ **Vérification des contraintes :**

Béton : $\sigma_{bc} = 10.56 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{CV}$

Sens y :✓ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{620.82 \times 10^{-3} \times 0.2343}{135.2338 \times 10^{-4}} = 10.75 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 10.75 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

• **En appui :**✓ **Position de l'axe neutre :**

$$A_{st} = 24T20 = 74.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 74.4 \times (72 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 4161.23 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 30.45 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 30.45^3 + 15 \times 74.4 \times (72 - 30.45)^2$$

$$I = 2867775.727 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad I = 286.7775 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sens x :✓ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{996.16 \times 10^{-3} \times 0.3045}{286.7775 \times 10^{-4}} = 10.5 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 6,23 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

Sens y :✓ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{1203.59 \times 10^{-3} \times 0.3045}{286.7775 \times 10^{-4}} = 12.77 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 12.77 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

IX.6.1.5 Vérification la contrainte de cisaillement :

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\overline{\tau u} > \tau u$

Avec τu : La contrainte de cisaillement.

Sens x :

$$\tau_u = \frac{Tu \max}{bd} \quad (b = 1 \text{ m}) ; (d = 0.72 \text{ m}) ;$$

Tu : L'effort tranchant à ELU ($Tu_x = 804.933 \text{ KN}$)

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu \max}{bd} = \frac{937.886 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$$

Sens y :

Tu : L'effort tranchant à ELU ($Tu_y = 1291,671 \text{ KN}$)

$$\tau_u = \frac{Tu \max}{bd} = \frac{804.933 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72} = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$$

IX.6.1.6 Calcul de l'espacement

Selon BAEL91 :

$$St \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (64.8 ; 40) \text{ cm}$$

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte **St = 10 cm**

IX.6.2 la nervure :

On va procéder de la même manière qu'on a faite pour la dalle.

IX.6.2.1 Calcul ferrailage longitudinal :

Tableau IX. 2: Ferrailages de la nervure sens x.y.

Sens x.y								
	μ_u	α	Ast Cm ² /m l	Ast_{min} Cm ² /ml	Ast choisit	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	
Travée	0.0526	0.067	19.83	10.86	12T16 =24.13	4.81	15	CV
appui	0.1130	0.150	44.28	10.86	16T20 =50.27	6.78	15	CV

IX.6.2.2 Vérification la contrainte de cisaillement :**Tableau IX. 3:** Vérification la contrainte de cisaillement.

	b (m)	d (m)	Tu max (KN)	τ_u (KN)	$\bar{\tau}_u$	
Sens x	1	0.9	1248.703	1.38	2.5	CV

IX.6.2.3 Calcul de l'espacement**Selon le RPA99 version2003 :**✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_{\min} ; 30 \text{ cm} \right)$$

Avec ϕ_{\min} est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal.En zone nodale : $St \leq \text{Min} (45 ; 19.2 ; 30)$

$$St \leq 19.2 \text{ cm}$$

On adopte : **St = 10 cm.**✓ **En zone courant :**

$$St' \leq \frac{h}{2}$$

$$St' \leq \frac{180}{2}$$

$$St' \leq 90 \text{ cm}$$

On adopte : **St' = 15 cm****IX.6.2.4 Calcul ferrailage transversal :**

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les nervure est donnée par :

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset l_{\min} \right)$$

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{180}{35}, \frac{100}{10}, 1.4 \right) \rightarrow \emptyset t \leq 1.4 \text{ cm}$$

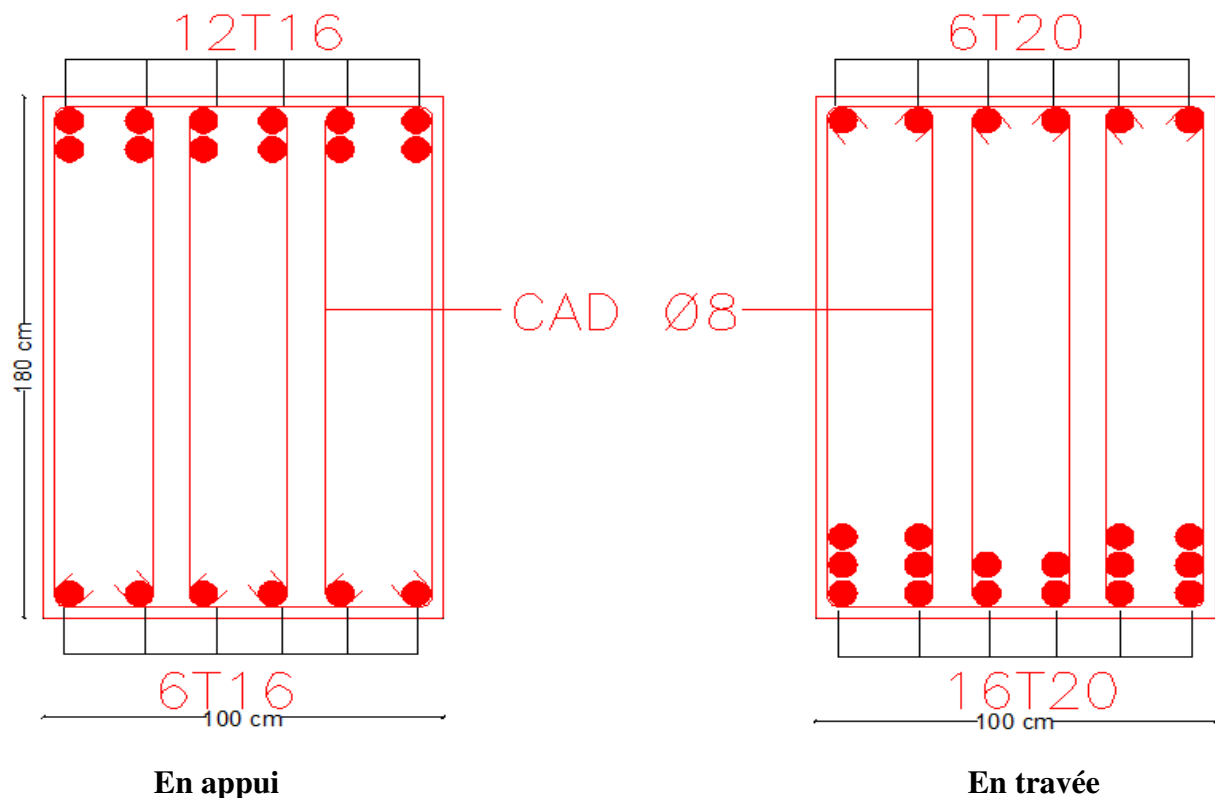
$$\emptyset t \leq \min (5.14, 10, 1.4)$$

$$\emptyset t \leq 1.4 \text{ cm}$$

On adopte : **$\emptyset t = 8 \text{ mm}$** **IX.6.2.5 Tableau récapitulatif de ferrailage :**

Tableau IX. 4: Ferrailages de la nervure et la dalle d'un radier nervuré.

		Sens	Ast min (cm ²)	Ast cal (cm ²)	Ast choix (cm ²)		
					N × Ø	S (cm ²)	Esp (cm)
Dalle	appui	x	8.70	61.05	24T20	74.40	25
		y	8.70	75.31	24T20	74.40	25
	travée	x	8.70	35.51	12T20	37.70	25
		y	8.70	36.30	12T20	37.70	25
nervure	appui	x .y	10.86	44.28	16T20	50.27	15 25
	travée	x .y	10.86	19.83	12T16	24.13	15 25

IX.6.2.6 Schéma de ferrailage de la nervure et la dalle :**Figure IX. 3:** Ferrailage de la nervure dans le sens x .y.**Conclusion :**

L'étude géotechnique est une étape nécessaire pour la réalisation d'une bonne fondation. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Vu que les charges de notre structure sont importantes et n'ont pas réparti donc il est indispensable de passer par un radier général. Ce type de fondation est plus rigide pour éviter le tassement différentiel.

Conclusion :

Notre projet consiste à faire une étude architecturale et en béton armé pour d'un bâtiment en Béton armé a usage multiple en (R+15) composé d'un magasin commercial, d'un restaurant et de résidences situées à Koudia, dans l'État de Tlemcen.

Tout d'abord, une étude bibliographique est réalisée comprenant des études architecturales de bâtiments de cette classe afin d'obtenir des informations sur les projets précédemment mis en œuvre. Ensuite, la deuxième partie présente la solution architecturale obtenue à partir de l'analyse objective et de l'étude du terrain. Cette solution se compose de (R + 15) plus un coin salon extérieur. Dans la troisième partie, des pré-dimensions et des chargements sont réalisés pour que nous puissions démarrer la partie modélisation de notre projet à l'aide du logiciel SAP2000. Ensuite, une méthode spectrophotométrique est choisie pour déterminer les pressions massiques par rapport au mouvement sismique. Enfin et sur la base des données du rapport sol, nous avons déterminé les dimensions des fondations des différents blocs (coffrages et ferrailage).

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'acquérir des apprentissages théoriques lors de notre formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, concepts et réglementations régissant le domaine d'études. Nous avons compris à quel point il est important d'analyser correctement la structure avant de la calculer, car cette analyse nous donnera une bonne conception antisismique à un coût minimal. Cette thèse nous a donné l'avantage de découvrir un peu le monde de l'architecture et de maîtriser les programmes de dessin assisté par ordinateur (**Auto CAD**) et (**ARCHICAD**), et de calcul (**SAP2000**) pour l'analyse statique de structure.

Les conclusions auxquelles aboutit cet humble travail, se résument comme suit :

- L'analyse programmatique des différents exemples nous a permis de créer un organigramme fonctionnel où l'étude des exigences de flexibilité spatiale a conduit à la création d'un organigramme spatial.
- La recherche bibliographique, l'analyse thématique et celle du site pour mettre en œuvre la conception architecturale.
- Dessin le plan du bâtiment en 2D à l'aide d'AUTOCAD, les façades et le plan 3D avec ARCHICAD.
- Concernant le choix du plancher, nous avons choisi les planchers corps creux.
- Le besoin des murs dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure lors d'un tremblement de terre.

- Les charges de notre structure sont importantes et n'ont pas réparti donc il est indispensable de passer par un radier général.

En raison de ce concept architectural, nous avons pris de nouveaux termes comme : genèse, zoning, skyline, programme, organigramme spatial et fonctionnelle ...

Et nous avons pris l'exemple de l'analyse, de l'analyse du terrain, de la composition, et avons l'opportunité de mieux comprendre les programmes d'architectes comme AUTOCAD et ARCHICAD.

Au département de génie civil, nous avons fourni les informations que nous avons obtenues tout au long de notre formation à l'université (pré-dimensions, vérification de sécurité, SAP200)

En fin, nous espérons que ce projet sera la fin de l'étude pour nous être un point de départ pour démarrer une autre étude Dans un cadre de vie professionnelle.

Recommandations :

Nous avons largement profité de cette petite expérience, qui a confirmé qu'il existe une belle relation entre l'architecte et l'ingénieur, mais chacun dans son rôle ne peut pas l'ingénieur pour remplacer l'architecte et vice versa.

Par conséquent, nous proposons d'intégrer des ateliers de formation d'ingénieur qui peuvent nous rapprocher du monde de l'architecture et de son vocabulaire ... et qui permettront forcément une meilleure production du bâtiment d'un point de vue structurel. À reformuler.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- 1 :** Mémoire de master en architecture : Habitat Durable Cas d'étude : logements collectifs intégrés à Tlemcen. ARMOUCHE DARINE, BOUMAZA WISSAM.
- 2 :** Mémoire de master en architecture : structure des grandes hauteurs structure diagrid tour d'affaire à Oran.
- 3 :** (Le dictionnaire français, le Littré, 1998).
- 4 :** (En ligne : Le Larousse encyclopédique).
- 5 :** Guide de l'urbanisme et de l'habitat durable" formes de l'habitat" p2.
- 6 :** Mémoire de fin d'étude Habitat autonome en énergie à Tlemcen Mme BEN YELOULE NESRINE.
- 7 :** Mémoire de master en architecture : Habitat Durable Cas d'étude : logements collectifs intégrés à Tlemcen. ARMOUCHE DARINE, BOUMAZA WISSAM.
- 8 ;9 :** Mémoire de magister, Tlemcen habitat écologique 2013 « éco –cité » p82.ADJROUD Mohammed Amine, SEKKAL Mohammed Fayçal.
- 10 :** Mémoire de master en architecture : Habitat Durable Cas d'étude : logements collectifs intégrés à Tlemcen. ARMOUCHE DARINE, BOUMAZA WISSAM.
- 11 :** Mémoire de magister, Tlemcen habitat écologique 2013 « éco –cité » p84. ADJROUD Mohammed Amine, SEKKAL Mohammed Fayçal.
- 12 ;13 :** Mémoire de magister Mr NADJI MOHAMED réalisation d'un éco –quartier. p23.
- 14 ;15 ;16 :** Mémoire de master en architecture : Habitat Durable Cas d'étude : logements collectifs intégrés à Tlemcen. ARMOUCHE DARINE, BOUMAZA WISSAM.
- 17 :** Mémoire de fin d'étude Mme BEN YELOULE NESRINE Habitat autonome en énergie p18.
- 18 ;19 :** Mémoire de magister, Tlemcen habitat écologique 2013 « éco –cité » p90. ADJROUD Mohammed Amine, SEKKAL Mohammed Fayçal.
- 20 :** selon Le C.H.H.19 19 IGH : les immeubles de grande hauteur « BSP 731 : prévention – prévision », Titre 4, P 1.
- 21 :** <http://www.linternaute.com/dictionnaire/fr/definition/multifonctionnel/>.
- 22 :** Enonce théorique de master - EPFL - ENAC - SAR - 2011 / 2012, Marcello Monti page 146.
- 23 ;...;28 :** Mémoire étude technico-managériale d'un bâtiment à usage multiple «2 soussol+rdc+12 étages » en béton arme implante à Tlemcen. HAROUAT Amina RAMDANI Mohamed

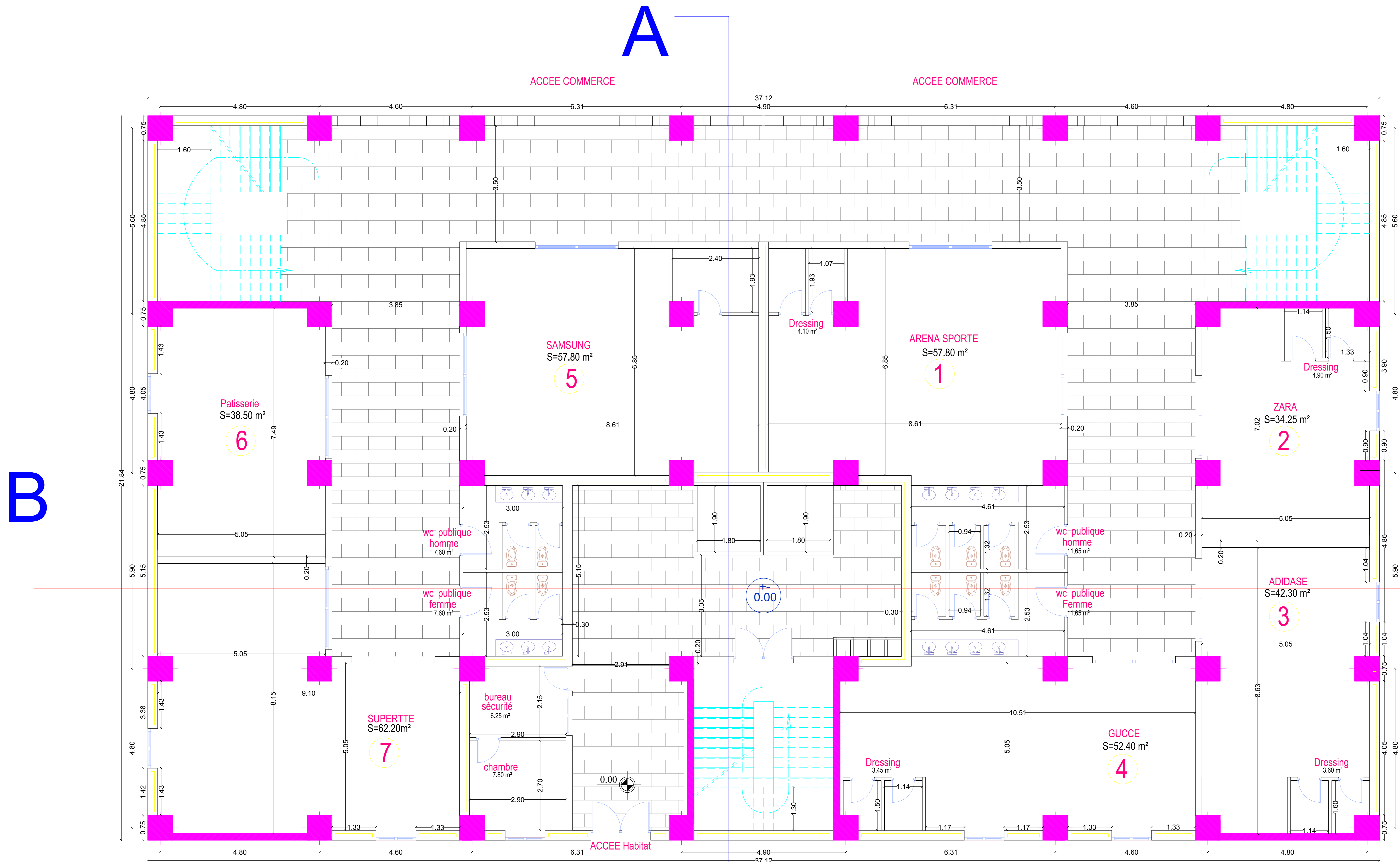
29 ;... ;37:[https://translate.google.dz/translate?hl=fr&sl=en&u=https://www.archdaily.com/85762/60 richmond-housingcooperative-teeple-architects&prev=search](https://translate.google.dz/translate?hl=fr&sl=en&u=https://www.archdaily.com/85762/60-richmond-housingcooperative-teeple-architects&prev=search).

38 ;... ;44 :[https://static1.squarespace.com/static/5313b826e4b02a8d25126c66/t/552b1623e4b0da214d6b4819/1428887075 358/90565-85320+-+Ellen Martin+-+Feb+27%2C+2015+513](https://static1.squarespace.com/static/5313b826e4b02a8d25126c66/t/552b1623e4b0da214d6b4819/1428887075358/90565-85320+-+Ellen+Martin+-+Feb+27%2C+2015+513).

45 ;46 :<https://translate.google.dz/translate?hl=fr&sl=en&u=https://www.archdaily.com/85762/60-richmond-housingcooperative-teeple-architects&prev=search>.

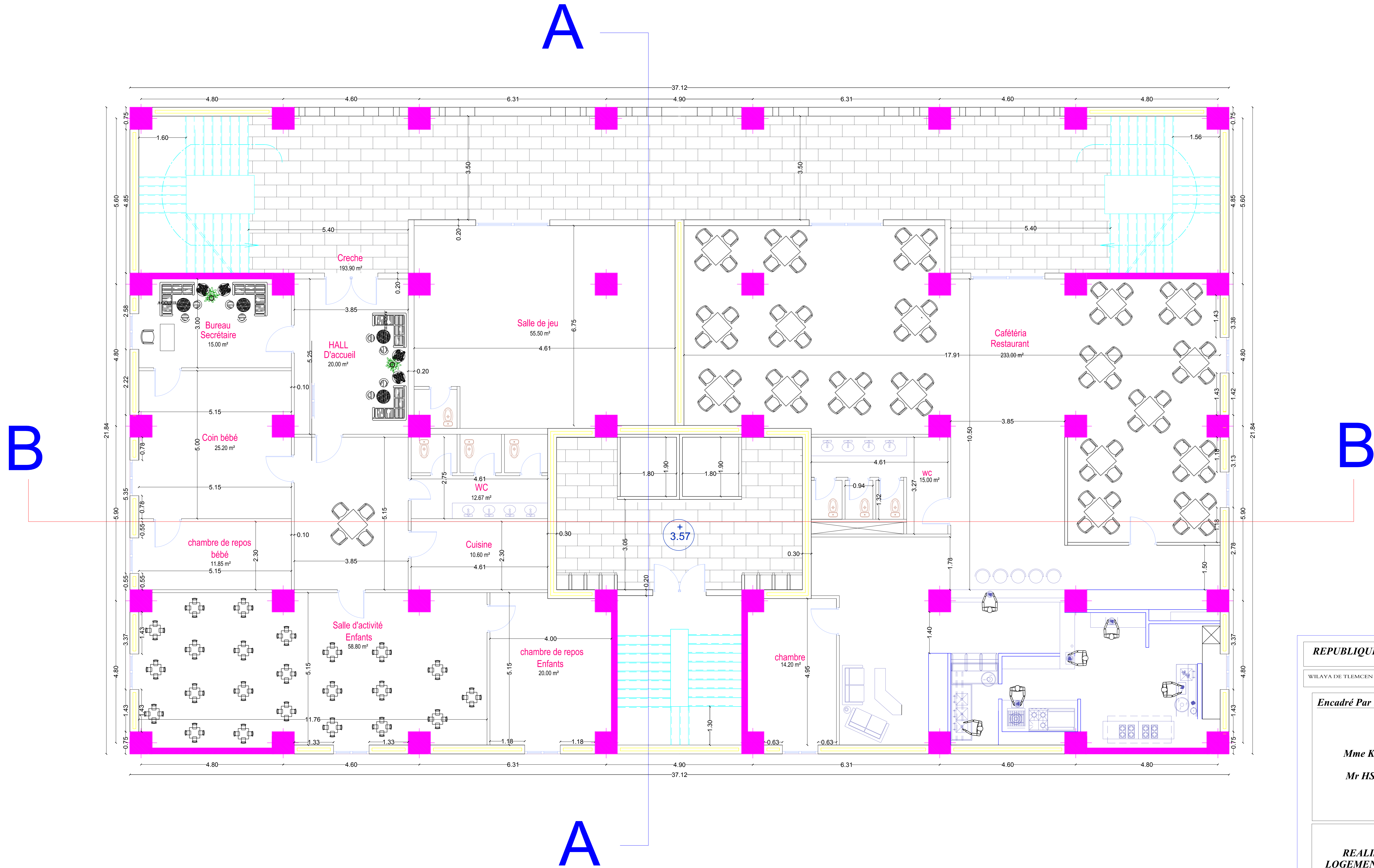
47 ;48 ;49 : <https://www.canadianarchitect.com/features/60-richmond-street-east-housing-co-operative/>.

ANNEXE A : PLANS ARCHITECTURAUX



PLAN REZ DE CHAUSSEE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<small>WILAYA DE TLEMCEIN</small>	<small>DAIRA DE TLEMCEIN</small>
<small>COMMUNE DE TLEMCEIN</small>	
<p>Encadré Par :</p> <p style="text-align: center;"><i>Mme KORSO.F</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Mr HSSAIN.N</i></p>	<p style="text-align: center;">Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"</p> <p>REALISER PAR:</p> <p style="text-align: center;"><i>Mr.BENABDELLAH Mohamed</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Mr.BEIAMRI Bounwar</i></p>
PROJET	
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC , COMMERCES R+15	
PLAN REZ DE CHAUSSEE	
Dossier ARCHITECTURE	
Echelle: 1/100	
Date: 09/2020	
PLANCHE N° : 1	



PLAN 1^{ere} ETAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCEN DAIRA DE TLEMCEN COMMUNE DE TLEMCEN

Encadré Par :

Mme KORSO.F
Mr HSSAIN.N

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANIDES Archi"

REALISER PAR:
Mr.BENABDELLAH
Mohamed
Mr.BEIAMRI Bouwar

PROJET

REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50
LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC , COMMERCES R+1S

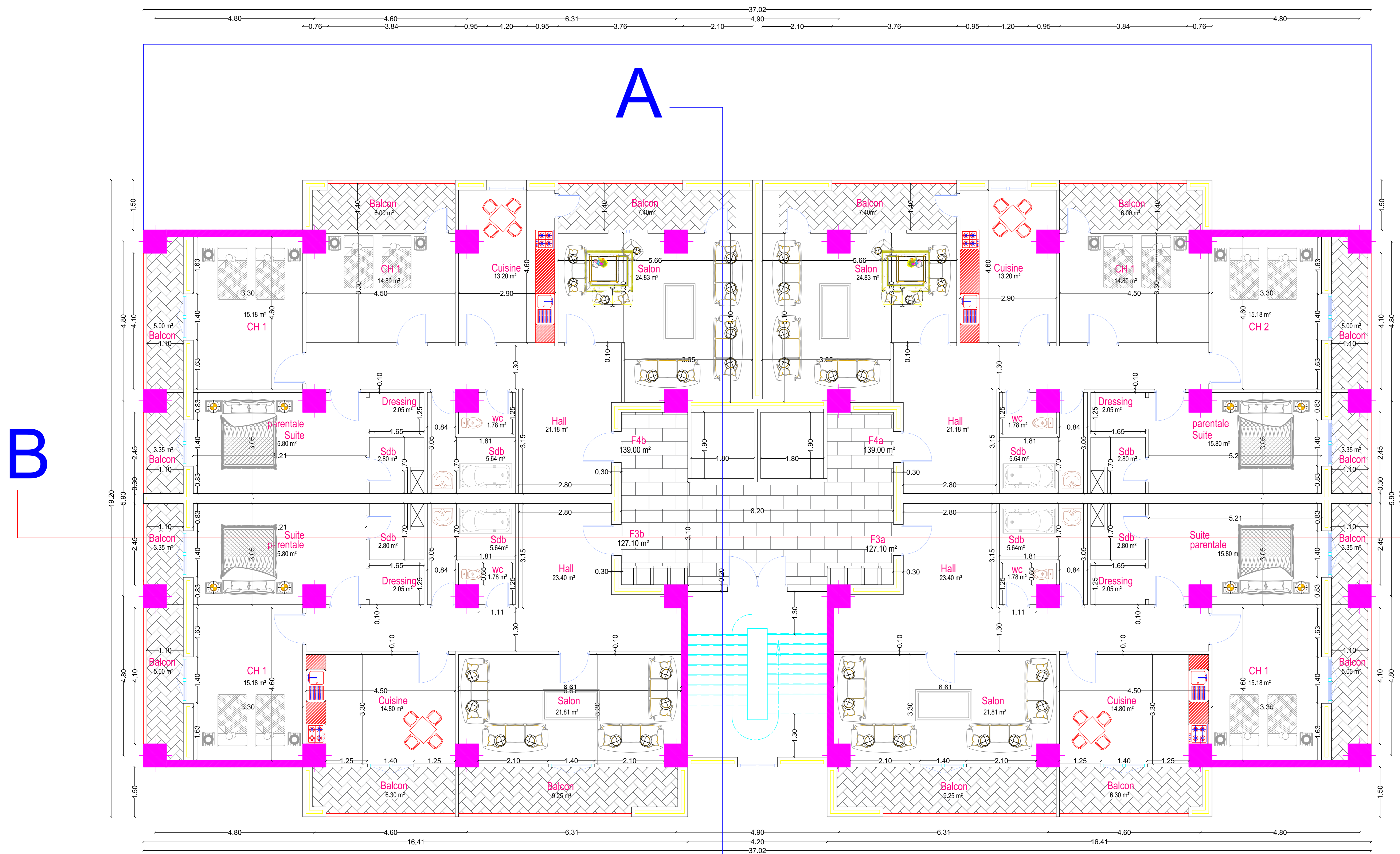
PLAN 1^{ere} ETAGE

Dossier ARCHITECTURE

Echelle: 1/100

Date: 09/2020

PLANCHE N° : 2



PLAN 2eme au 12eme ETAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 WILAYA DE TLEMCCEN DAIRA DE TLEMCCEN COMMUNE DE TLEMCCEN

<p>Encadré Par :</p> <p style="text-align: center;">Mme KORSO.F Mr HSSAIN.N</p>	<p>Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"</p> <p>REALISER PAR:</p> <p style="text-align: center;">Mr.BENABDELLAH Mohamed Mr.BEIAMRI Bounwar</p>
--	---

PROJET

REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC , COMMERCES R+15

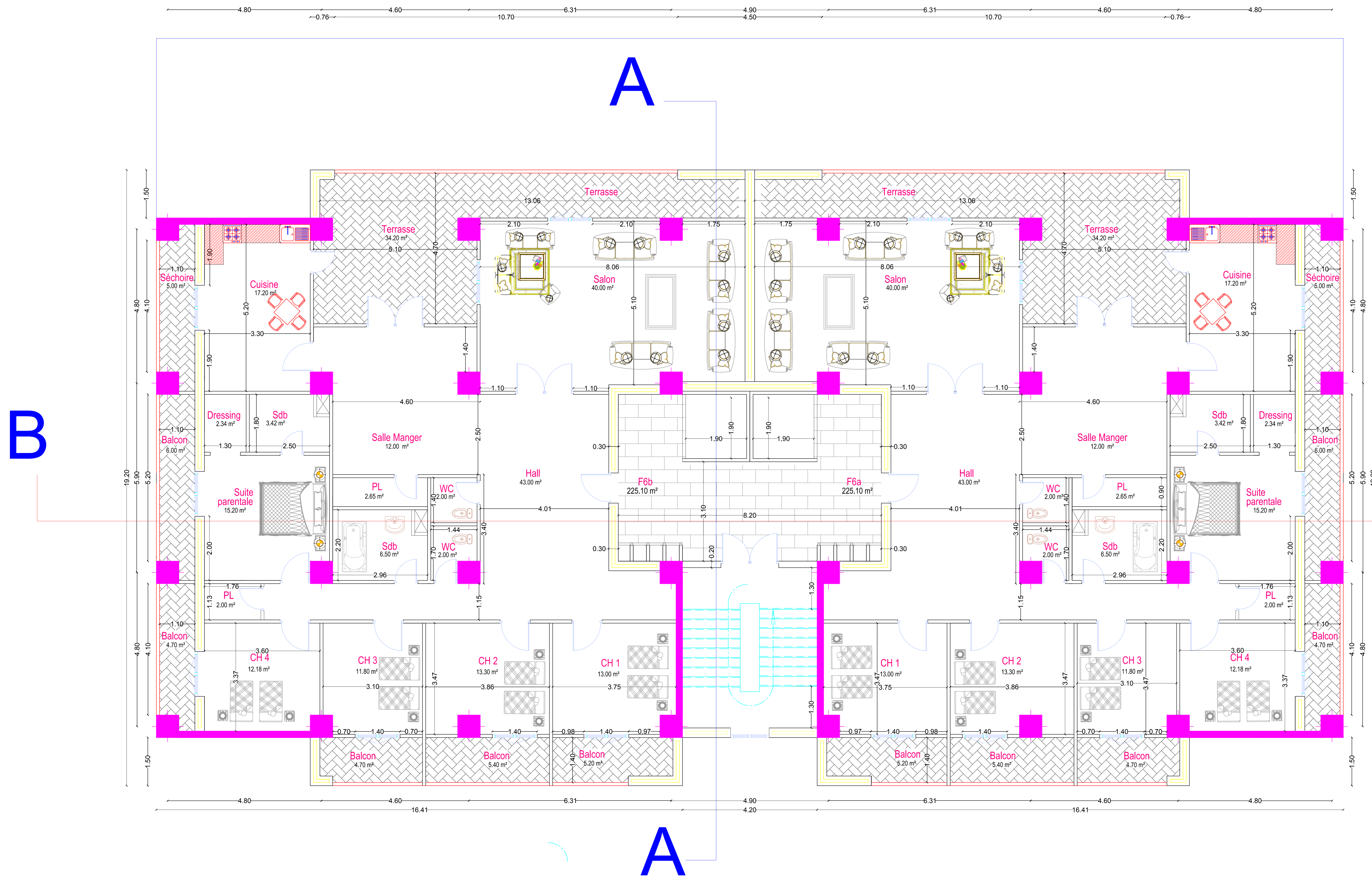
PLAN 2eme au 12eme ETAGE

Dossier ARCHITECTURE

Echelle: 1/100

Date: 09/2020

PLANCHE N° : 3



PLAN 13eme et 14eme ETAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCCEN DAIRA DE TLEMCCEN COMMUNE DE TLEMCCEN

<p>Encadré Par :</p> <p style="text-align: center;"><i>Mme KORSO.F</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Mr HSSAIN.N</i></p>	<p>Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"</p> <p>REALISER PAR:</p> <p style="text-align: center;"><i>Mr.BENABDELLAH Mohamed</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Mr.BEIAMRI Bounwar</i></p>
---	--

PROJET

REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC , COMMERCES R+15

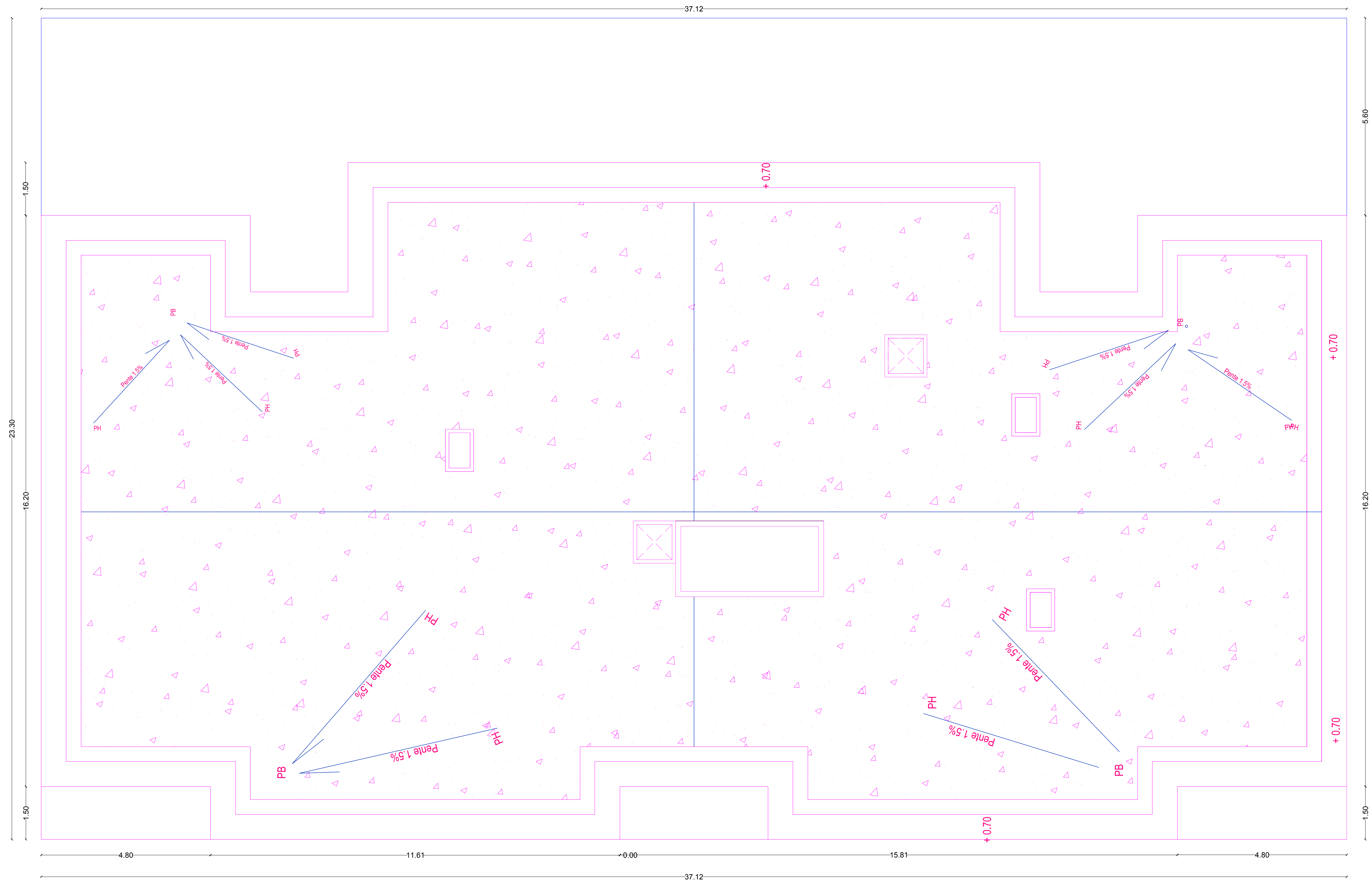
PLAN 13eme et 14eme ETAGE

Dossier ARCHITECTURE

Echelle: 1/100

Date: 09/2020

PLANCHE N° : 4



PLAN DE TOITURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCCEN DAIRA DE TLEMCCEN COMMUNE DE TLEMCCEN

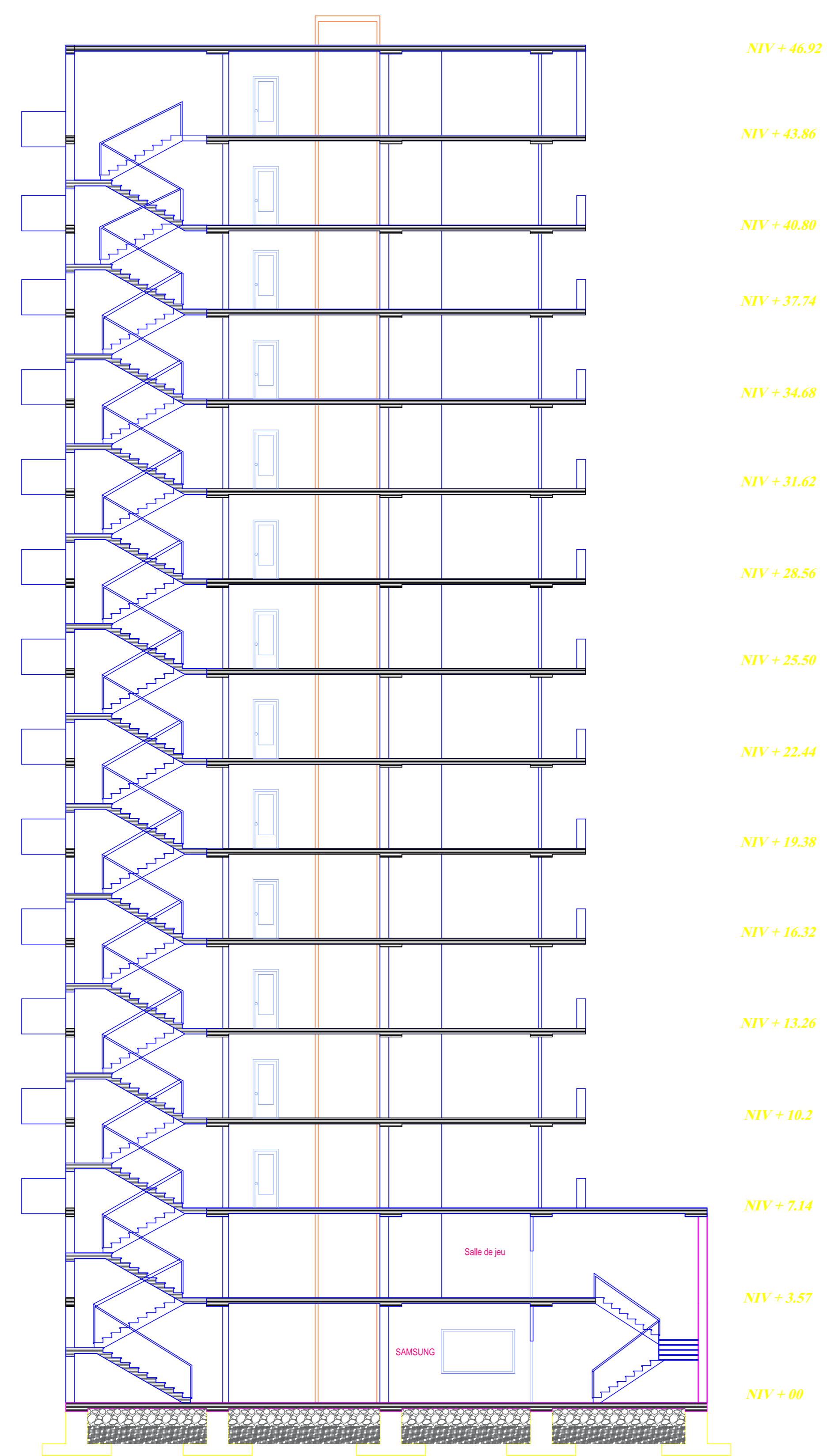
<p>Encadré Par :</p> <p style="text-align: center;">Mme KORSO.F Mr HSSAIN.N</p>	<p>Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"</p> <p>REALISER PAR:</p> <p style="text-align: center;">Mr.BENABDELLAH Mohamed Mr.BEIAMRI Bounwar</p>
--	---

PROJET

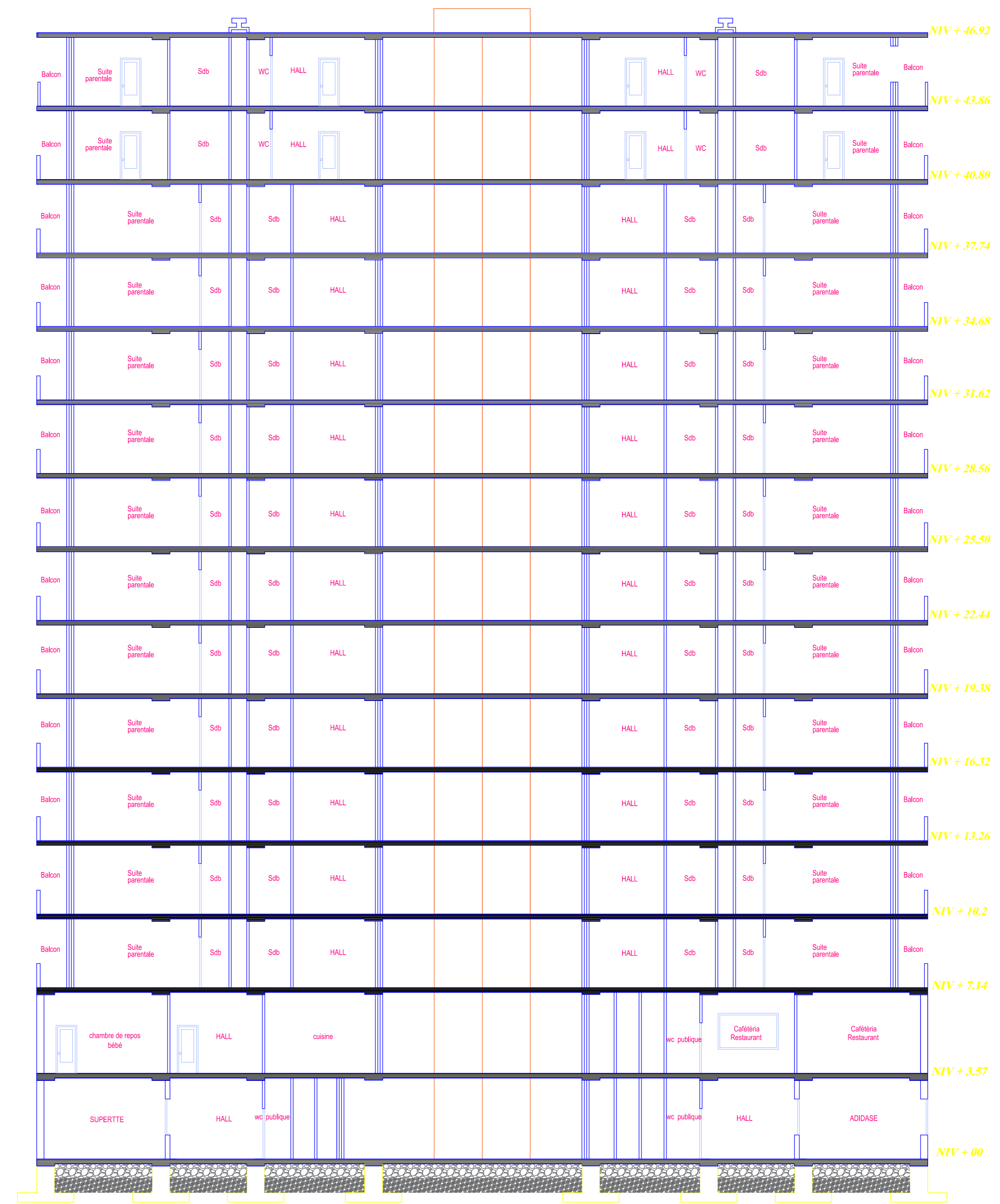
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC , COMMERCES R+15

PLAN de TOITURE

Dossier ARCHITECTURE
Echelle: 1/100
Date: 09/2020
PLANCHE N° : 5



Coupe AA



Coupe BB

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Encadré Par: Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES Arch"

REALISER PAR: Mr. BEN ABDELLAH Mohamed, Mr. BELAMRI Bouvier

Mme KORSO F, Mr. HISSAUN Y

PROJET: REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC COMMERCES R+15

PLAN COUPE AA

Dossier ARCHITECTURE

Echelle: 1/100

Date: 09/2020

PLANCHE N° : 6

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Encadré Par: Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES Arch"

REALISER PAR: Mr. BEN ABDELLAH Mohamed, Mr. BELAMRI Bouvier

Mme KORSO F, Mr. HISSAUN Y

PROJET: REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC COMMERCES R+15

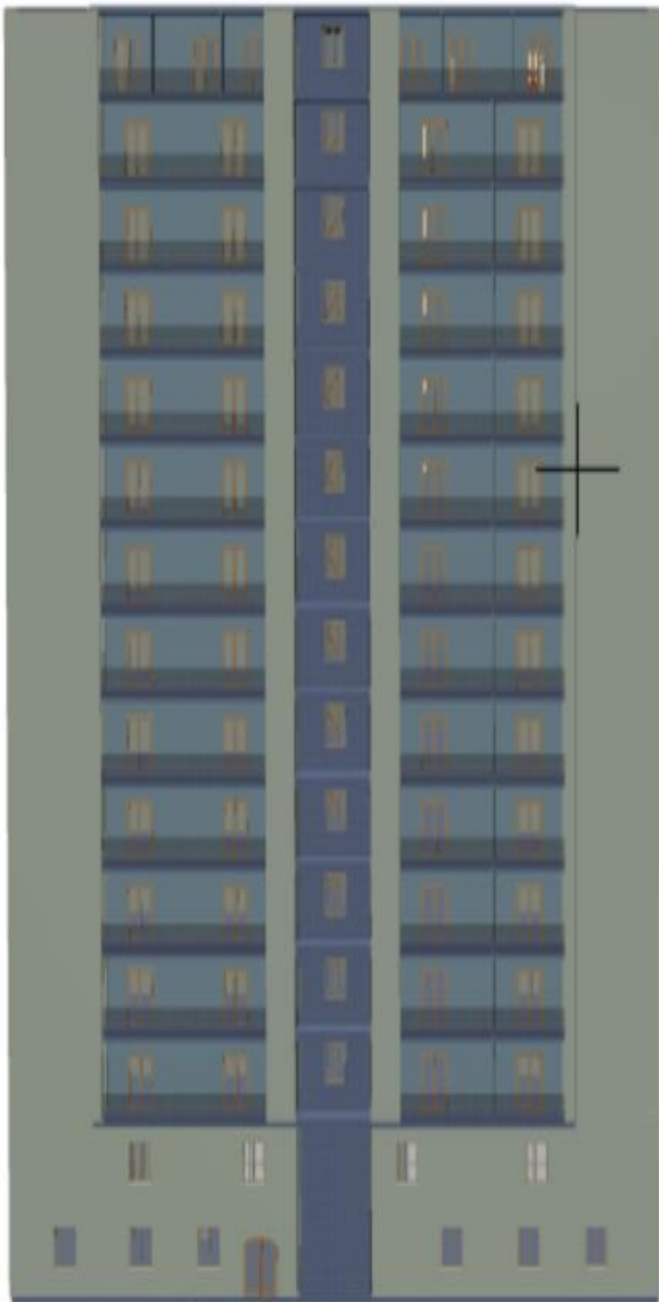
PLAN COUPE BB

Dossier ARCHITECTURE

Echelle: 1/100

Date: 09/2020

PLANCHE N° : 6

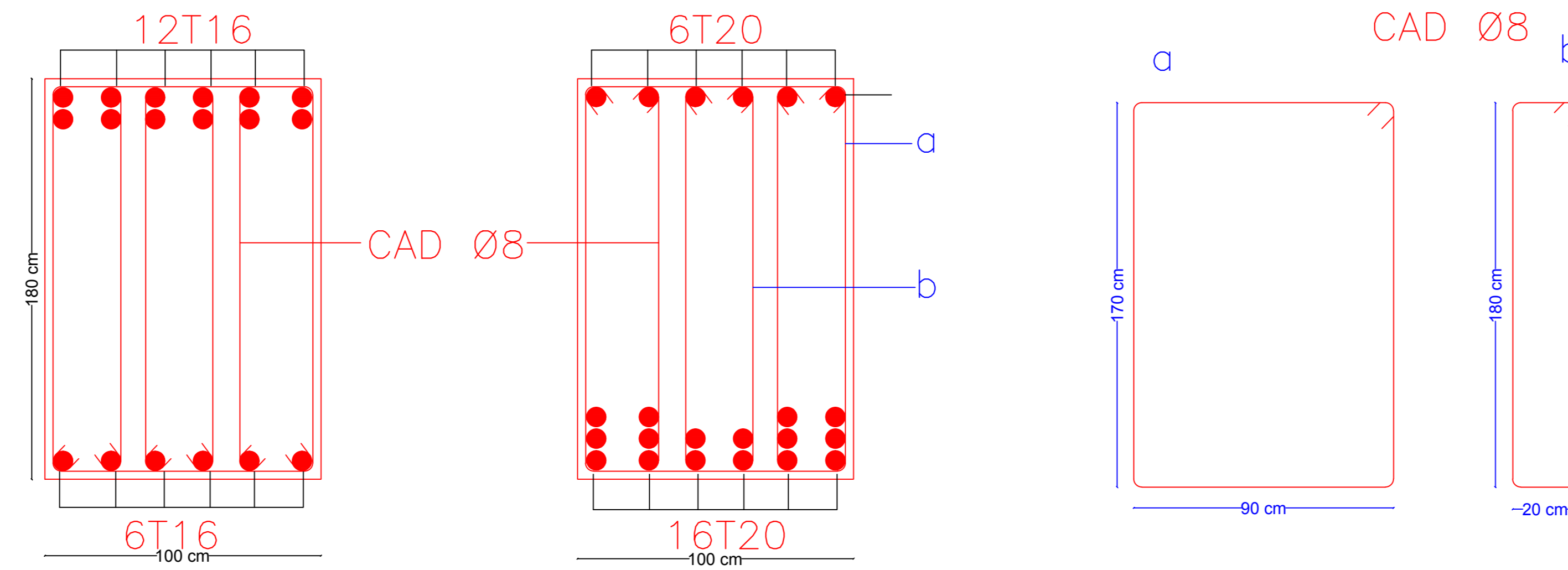
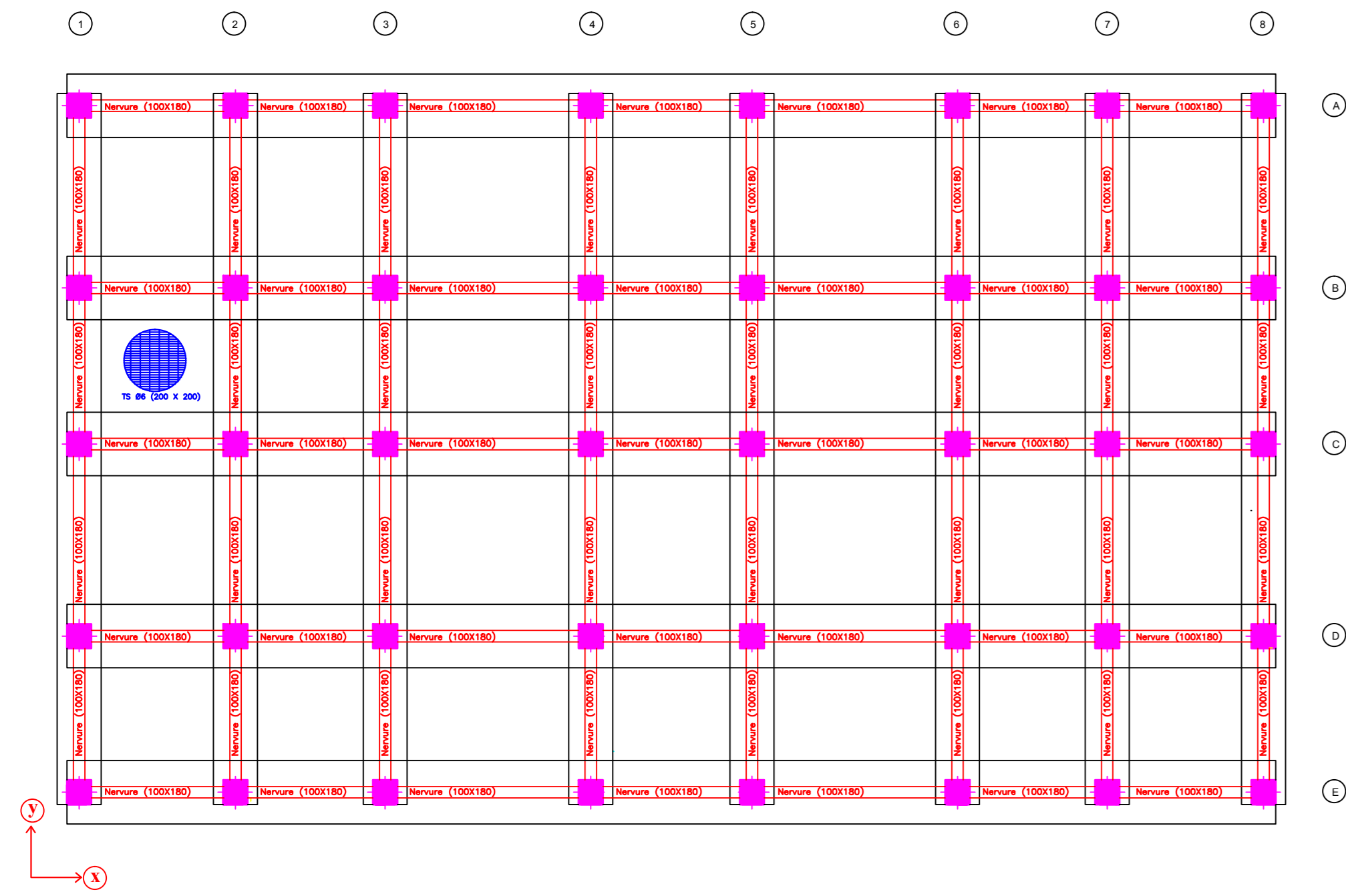


FACADE PRINCIPALE SUDE

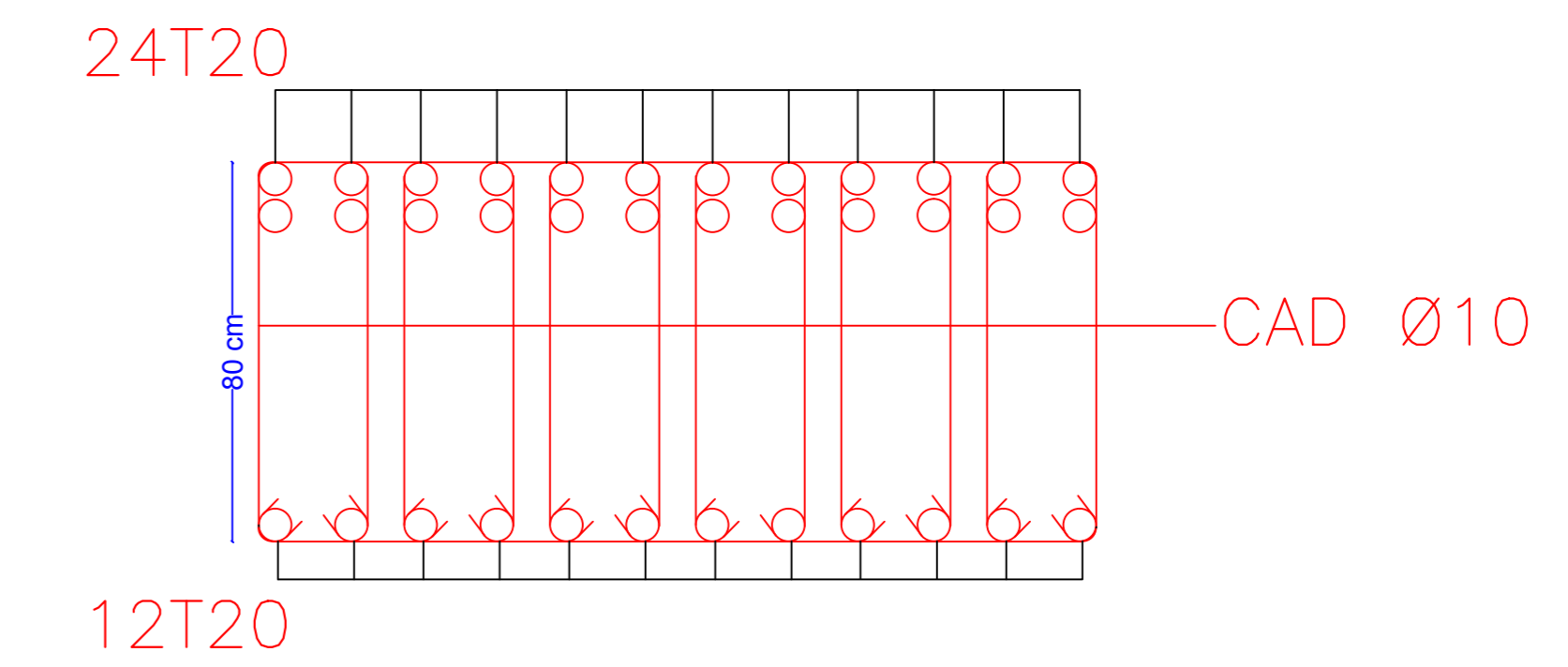


FACADE PRINCIPAL NORD

**ANNEXE B : PLANS
GENIE CIVIL**

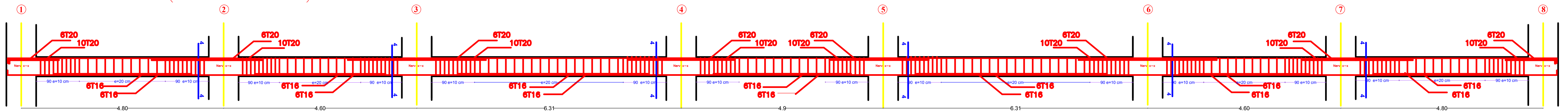


FERRAILLAGE DE LA Nervure

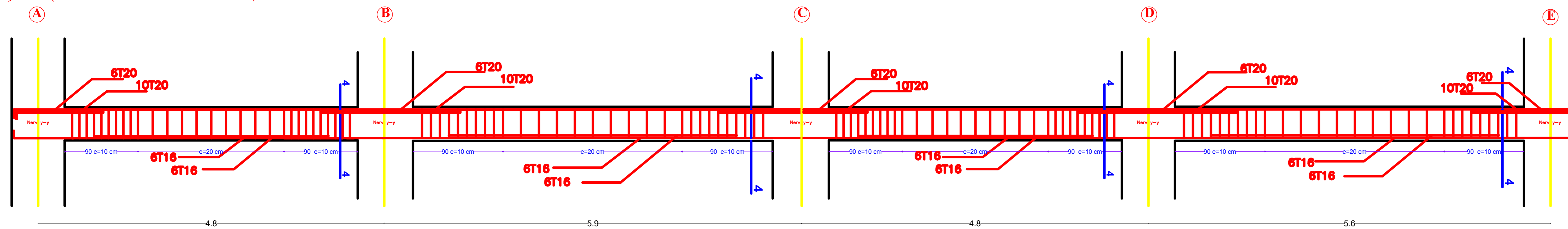


FERRAILLAGE DE LA Dalle

Nervure x-x (100 x 180)



Nervure y-y (100 x 180)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA DE TLEMSEN	DAR EL HAÏR TLEMSEN	COMMUNE DE TLEMSEN
Encadré PAR:	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Arch"	
Mme KORSO.F	Mr. BEN ABDELLAH Mohamed	
Mr. HSSAIN.V	Mr. BELAMRI Bouanwar	
PROJET		
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC COMMERCES R+1S		
Coffrage - Ferrailage de fondation (Semelle filante)		
Dossier ARCHITECTURE		
Echelle: 1/100		
Date: 09/2020		
PLANCHE N° : 1		

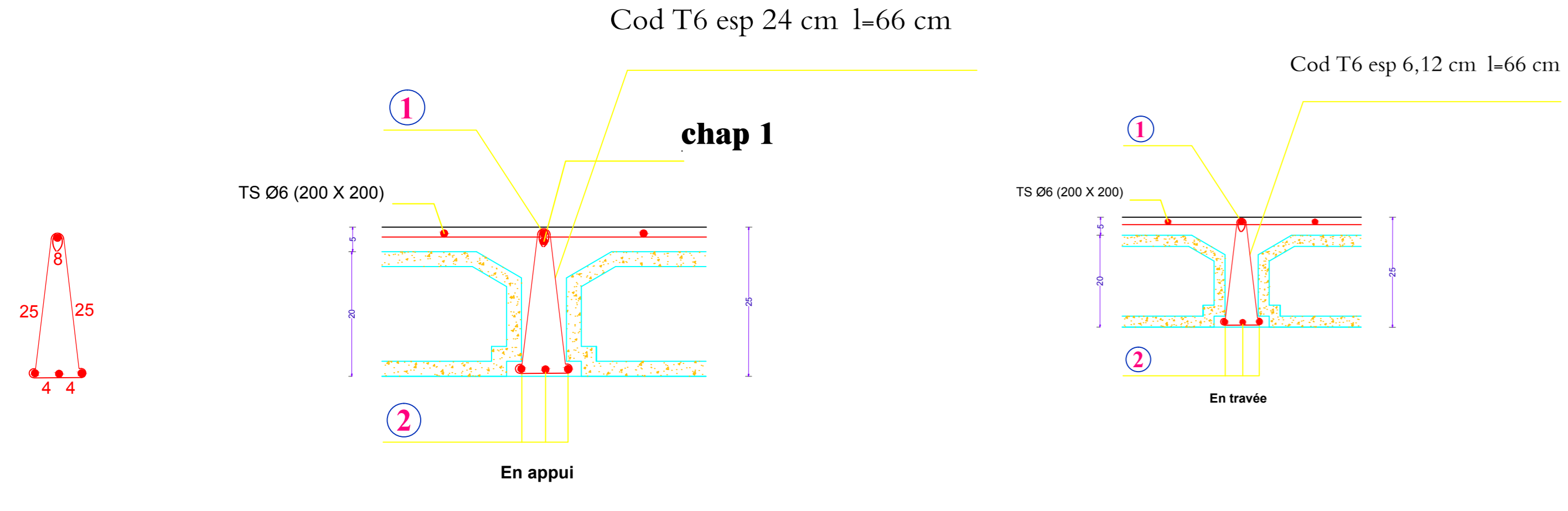
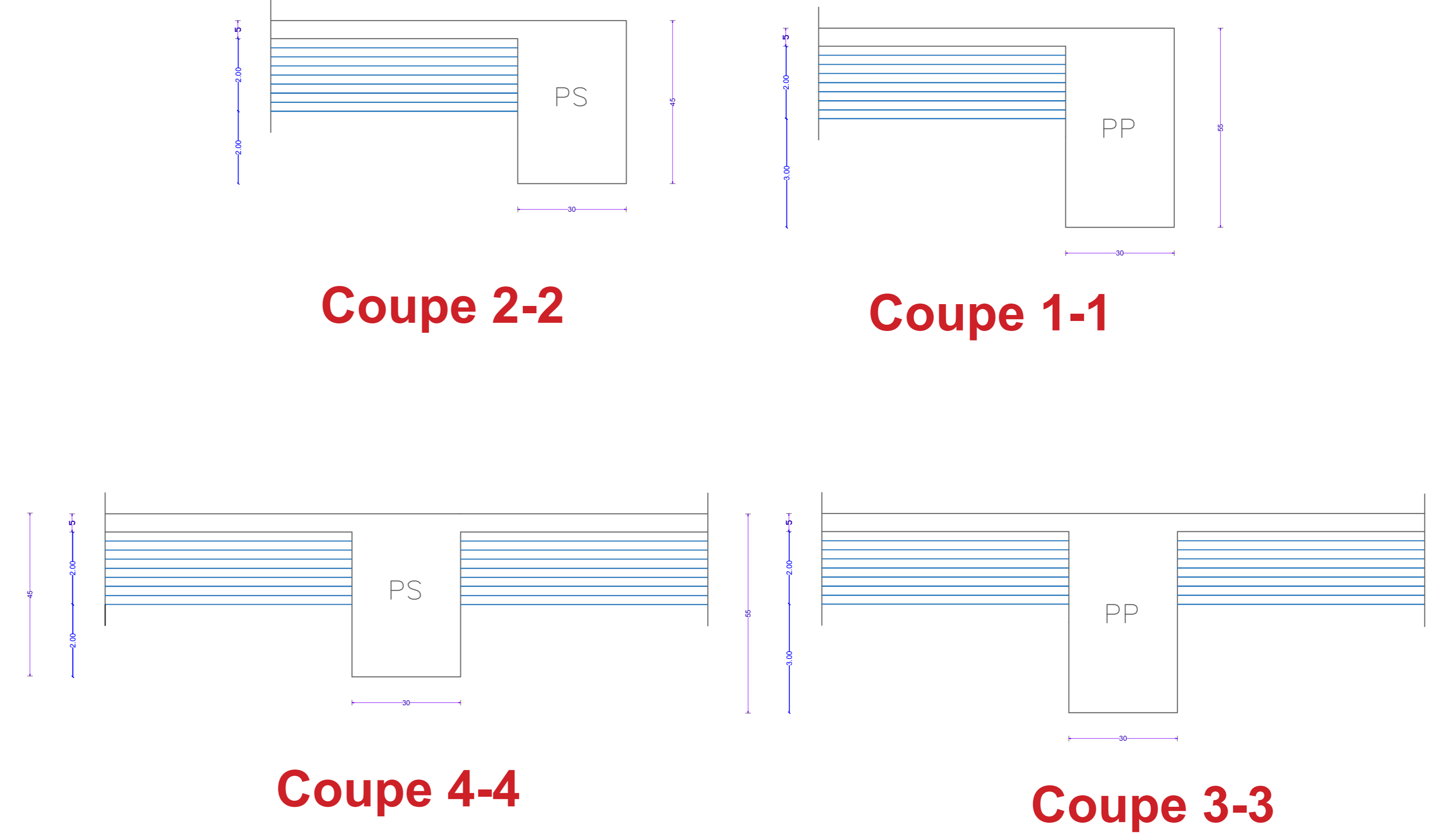
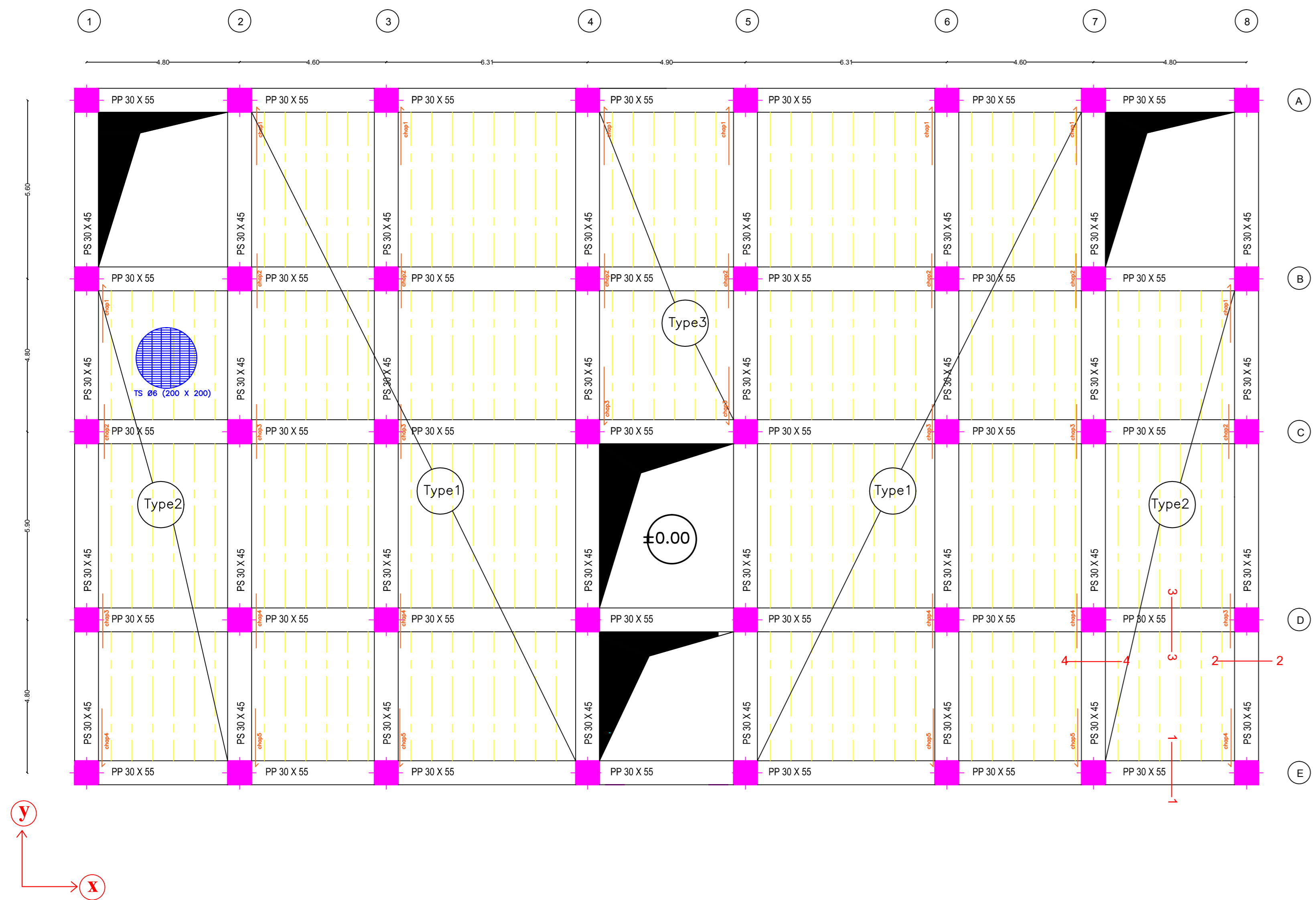


TABLEAU DES POUTRELLES							
REPERES	FERRAILLAGE						
	①	②	chap 1	chap 2	chap 3	chap 4	chap 5
Type1	1T20	3T14	1T16	1T16	1T16	1T16	1T16
Type2	1T16	3T12	1T16	1T16	1T16	1T16	/
Type3	1T20	3T14	1T20	1T20	1T20	/	/

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCEN BUREAU DE TLEMCEN COMMISSION DE TLEMCEN

Encadré PAR: **Mme KORSO.F**
Mr HISSAIN.N

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANDES Arch"
REALISE PAR:
Mr.BENARDELLAH Mohamed
Mr.BELAMRI Bouwarwar

PROJET
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC, COMMERCES R-1S

Coffrage - Ferrailage de planchers RDC.

Dossier ARCHITECTURE
Echelle: 1/100
Date: 09/2020
PLANCHE N° : 2

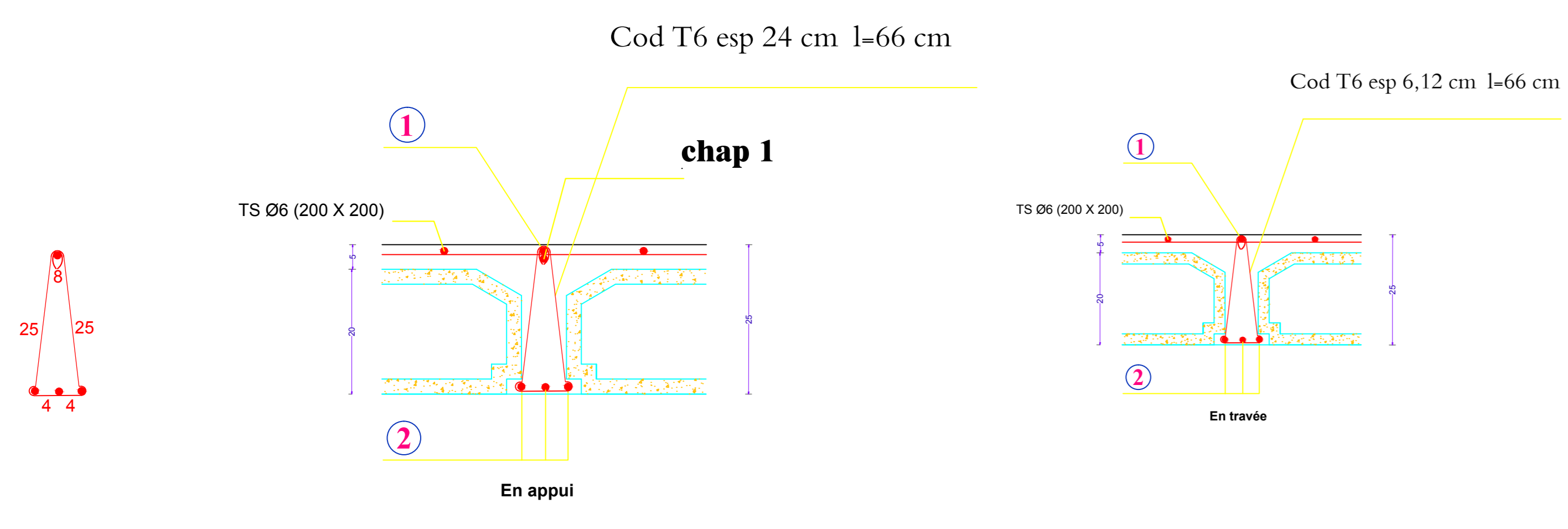
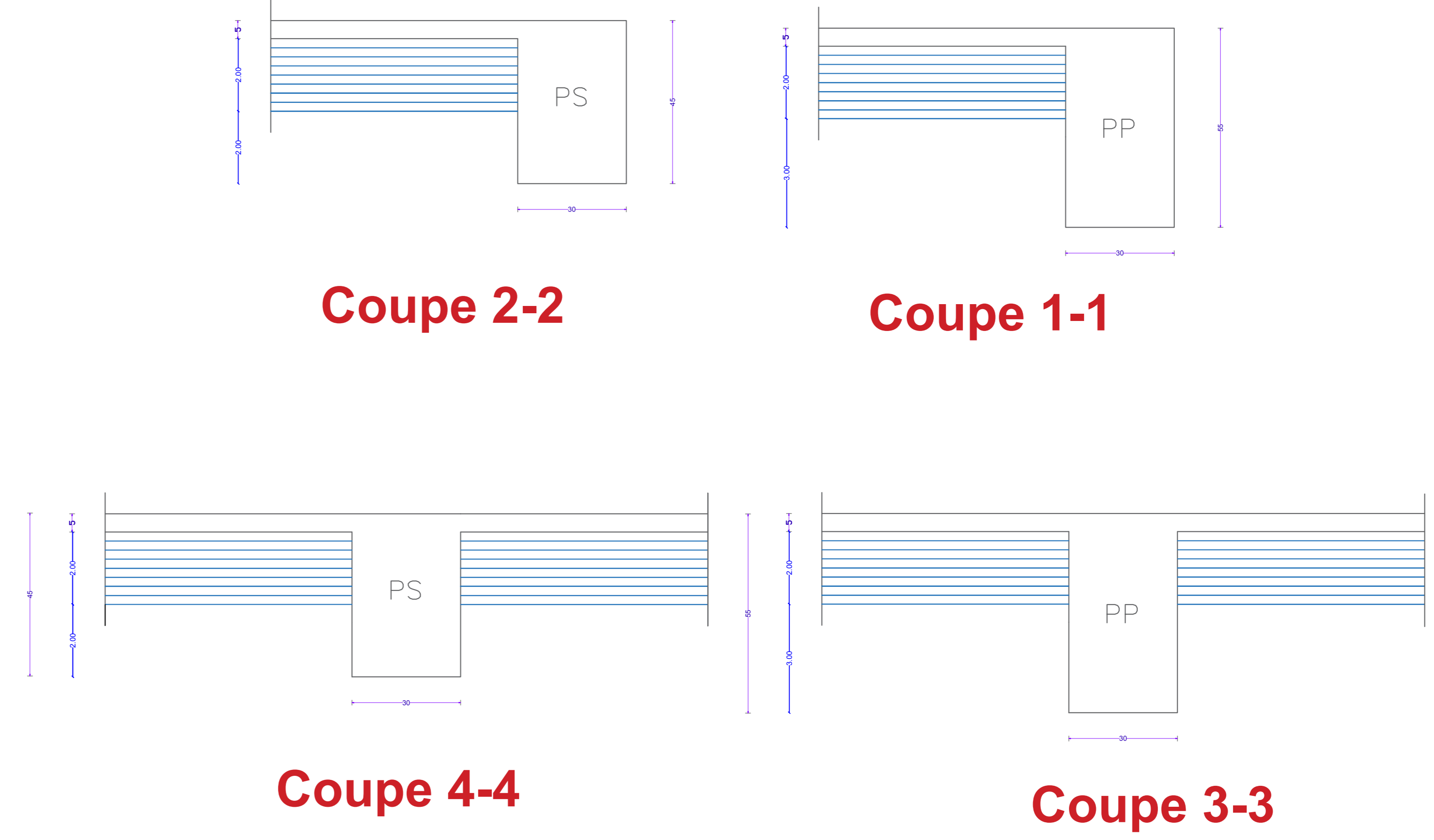
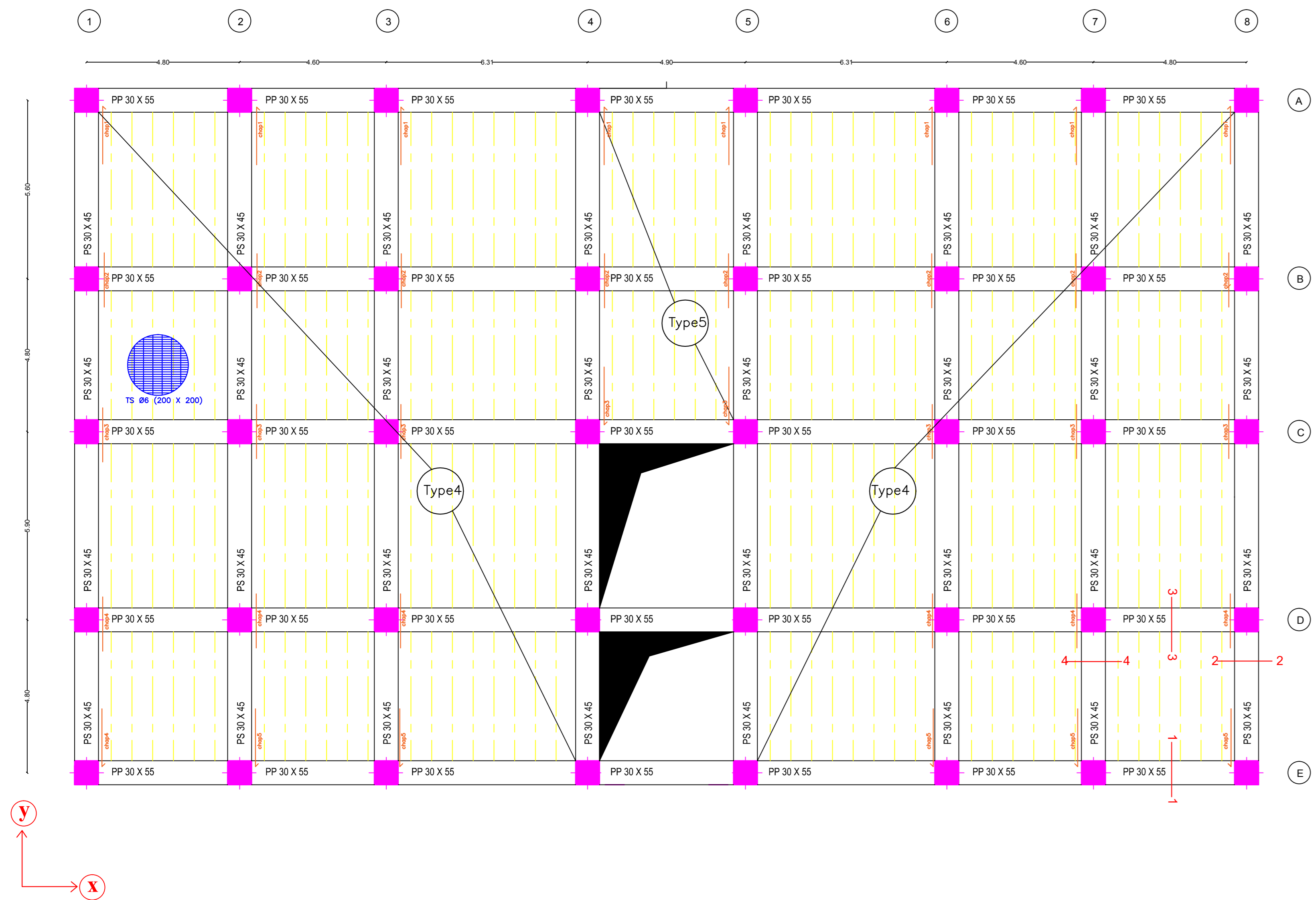


TABLEAU DES POUTRELLES							
REPERES	FERRAILLAGE						
	①	②	chap 1	chap 2	chap 3	chap 4	chap 5
Type 4	1T16	3T12	1T16	1T16	1T16	1T16	1T16
Type 5	1T20	3T12	1T16	1T16	1T16	/	/

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCEN BUREAU DE TLEMCEN COMMUNE DE TLEMCEN

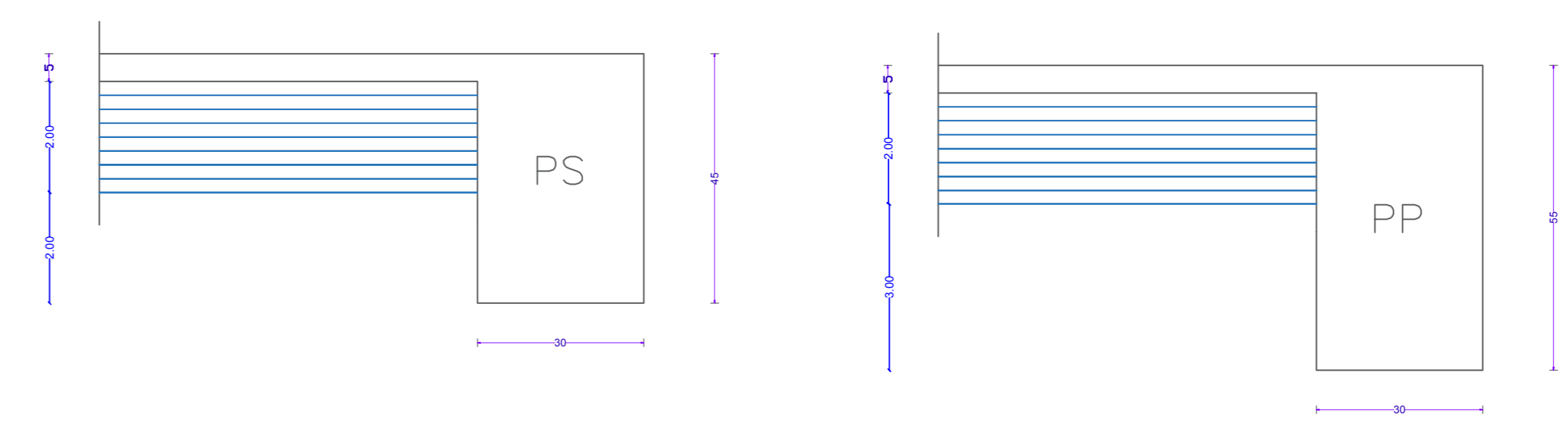
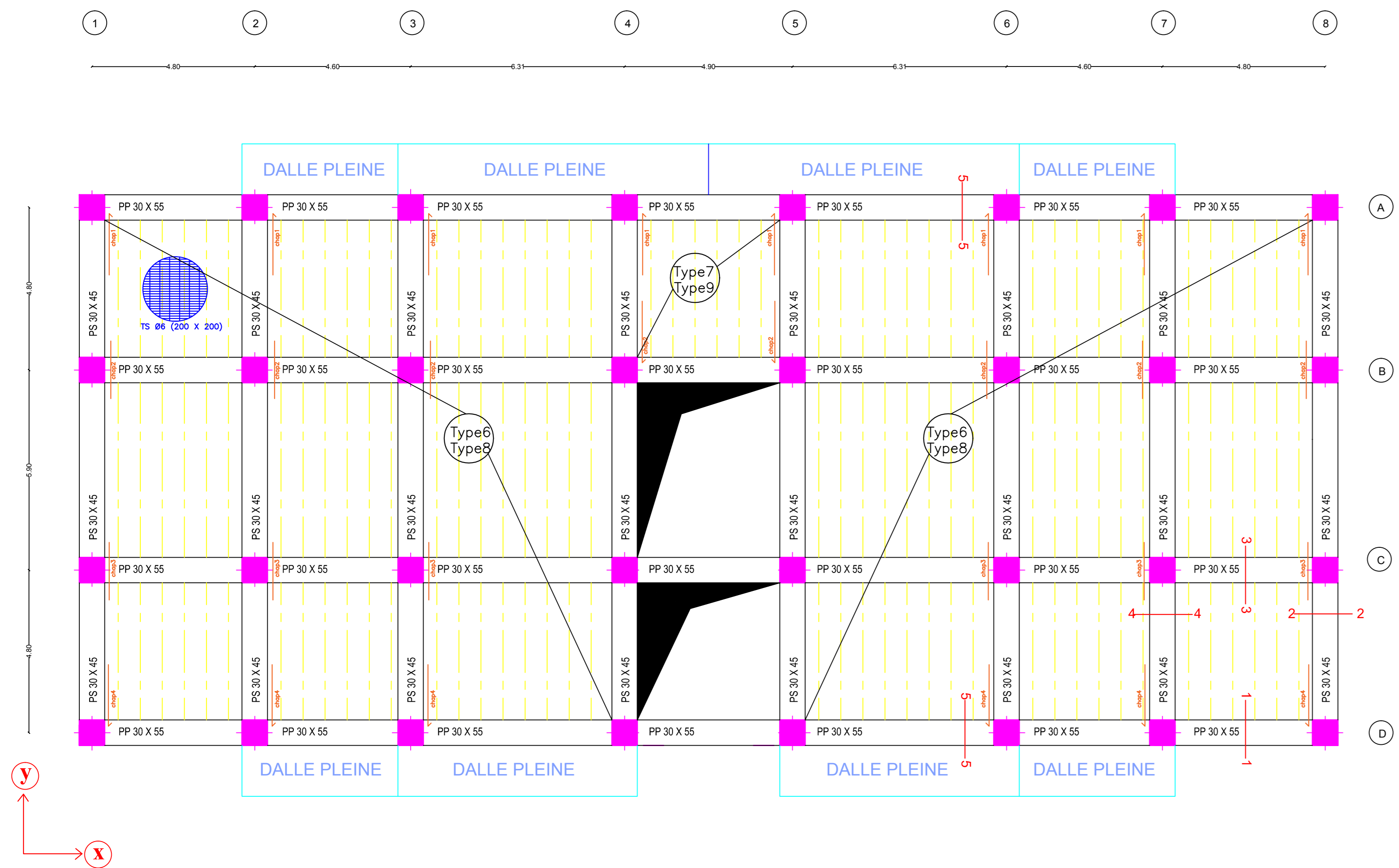
Encadré PAR: **Mme KORSO.F**
Mr HSSAIN.N

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANDES Arch"
REALISE PAR:
Mr.BENARDELLAH Mohamed
Mr.BELAMRI Bouwar

PROJET
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC , COMMERCES R-1S

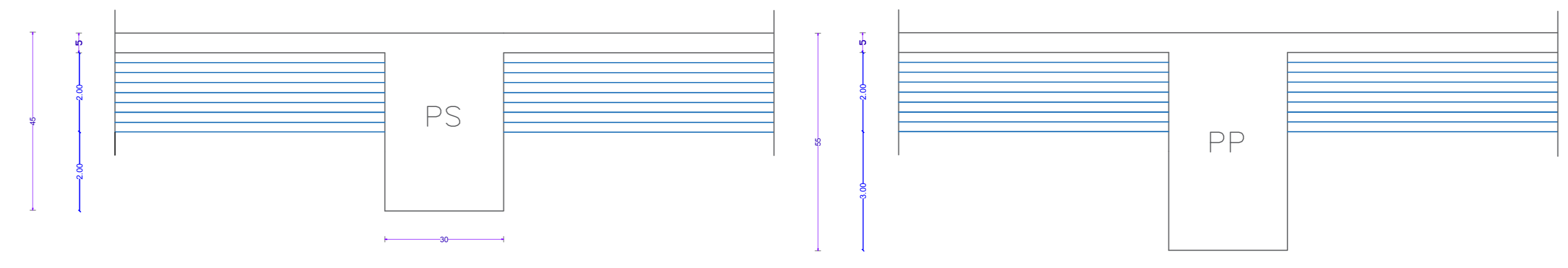
Coffrage - Ferrailage de 1^{ere} planchers.

Dossier ARCHITECTURE
Echelle: 1/100
Date: 09/2020
PLANCHE N° : 3



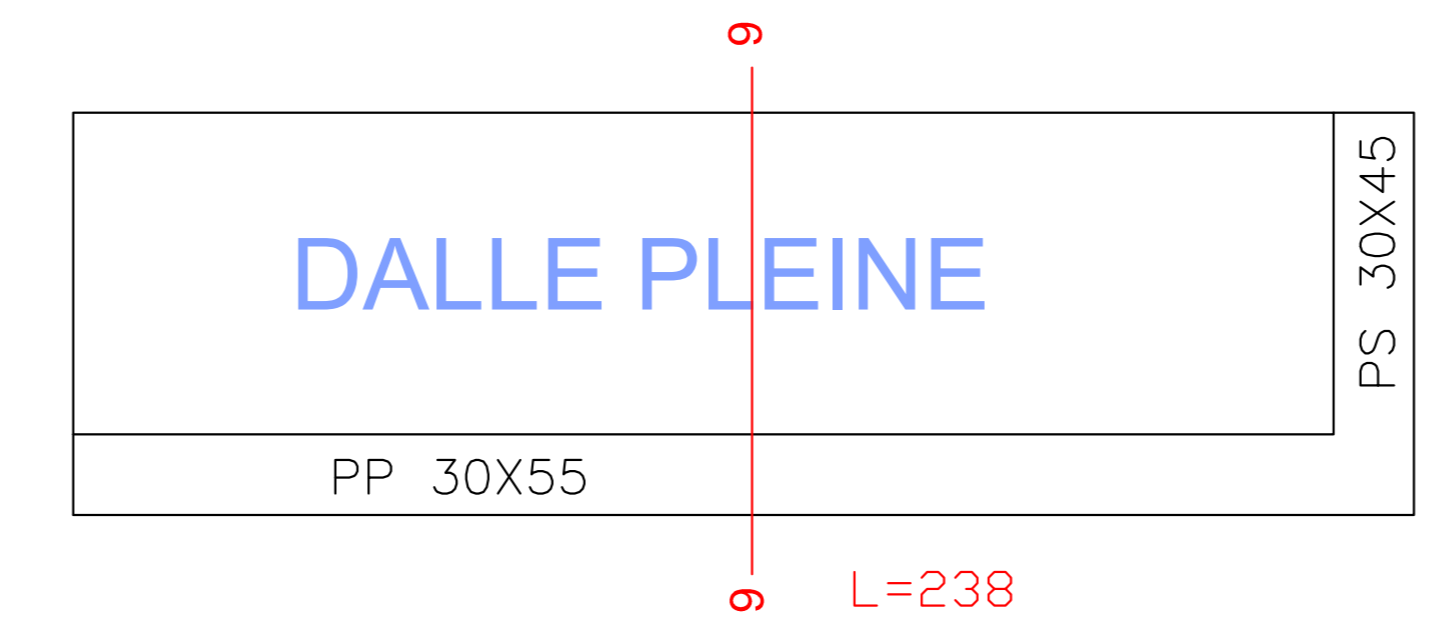
Coupe 2-2

Coupe 1-1

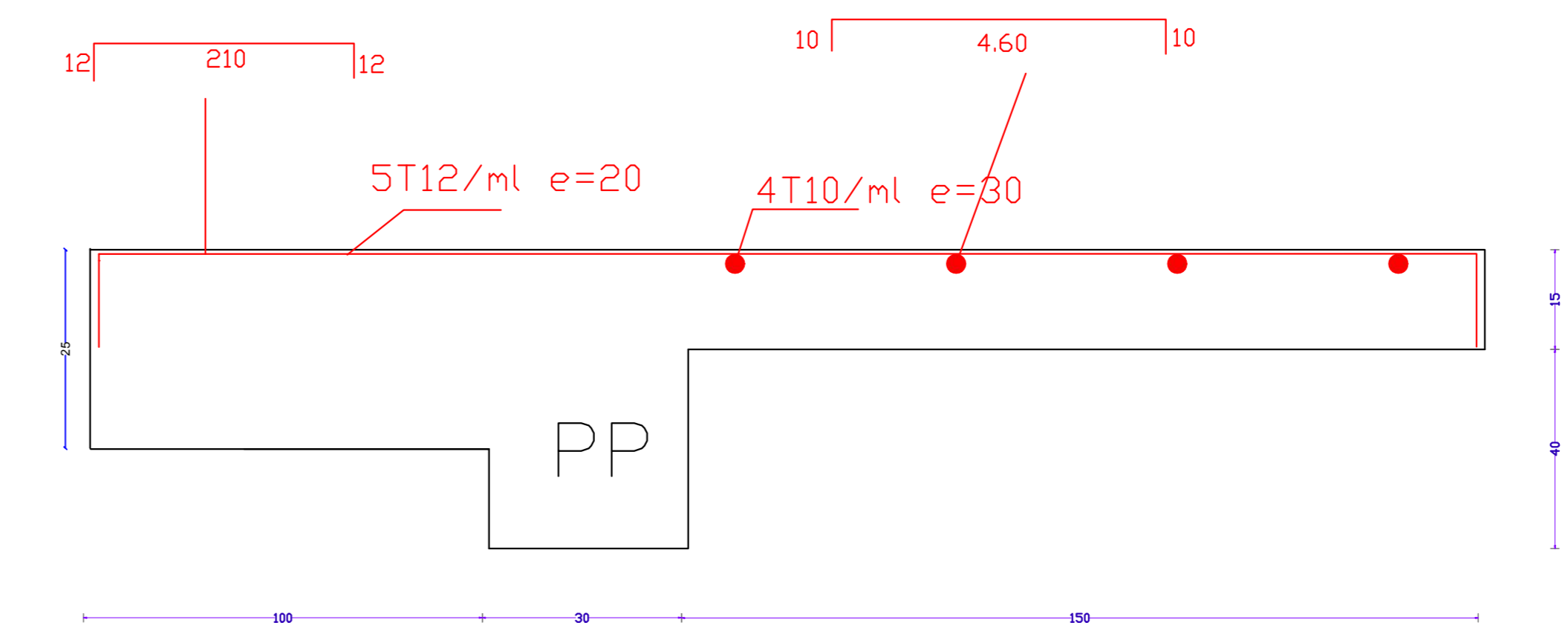


Coupe 4-4

Coupe 3-3



Coupe 5-5



Coupe 6-6

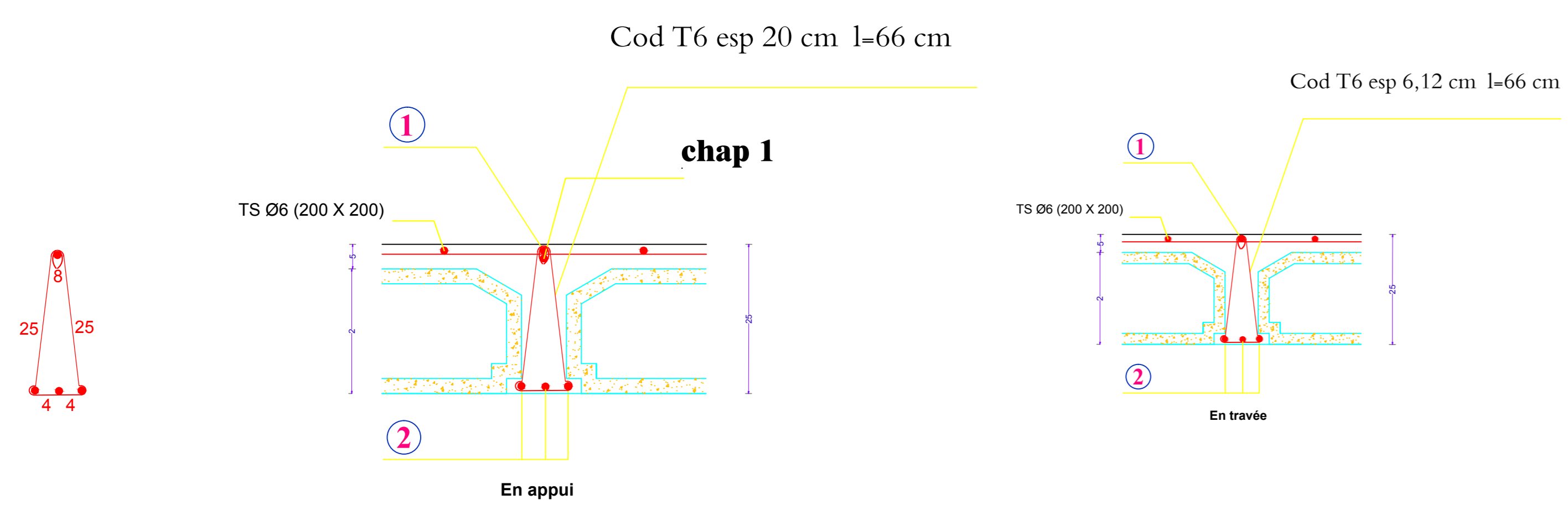


TABLEAU DES POUTRELLES

REPERES	FERRAILLAGE					
	①	②	chap 1	chap 2	chap 3	chap 4
Type6	1T14	2T12	1T14	1T14	1T14	1T14
Type8	14 21.10 14	12 21.10 12	14 1.13	— 3.10 —	— 3.10 —	— 1.13 14
Type7	1T12	3T14	1T12	1T12	/	/
Type9	12 4.80 12	14 4.80 14	12 1.13	— 1.13 12	/	/

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WELAYAH EL MASCARA DJEMAH EL TELERDJA COMMUNE DE TELERDJA

Encadré PAR: Mme KORSO.F / Mr HSSAIN.N

Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES Arch" REALISE PAR: Mr.BENARDELLAH Mohamed / Mr.BELAMRI Bouwar

PROJET: REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC , COMMERCES R-15

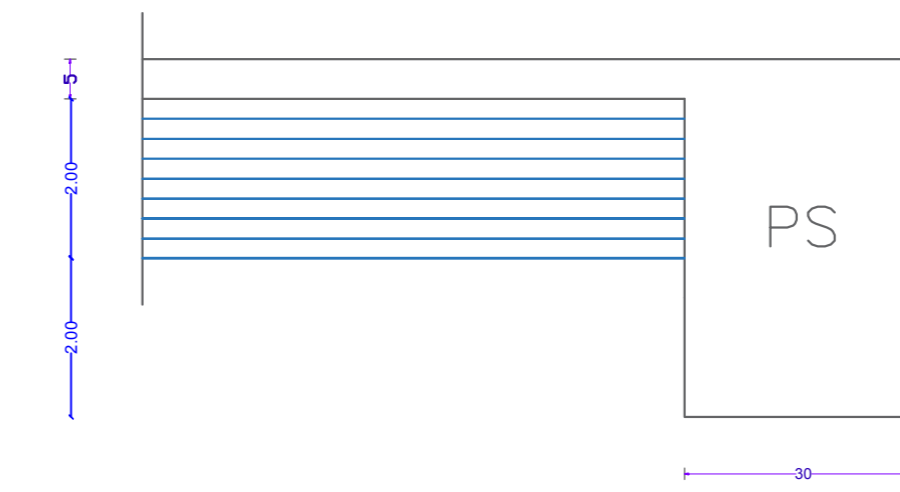
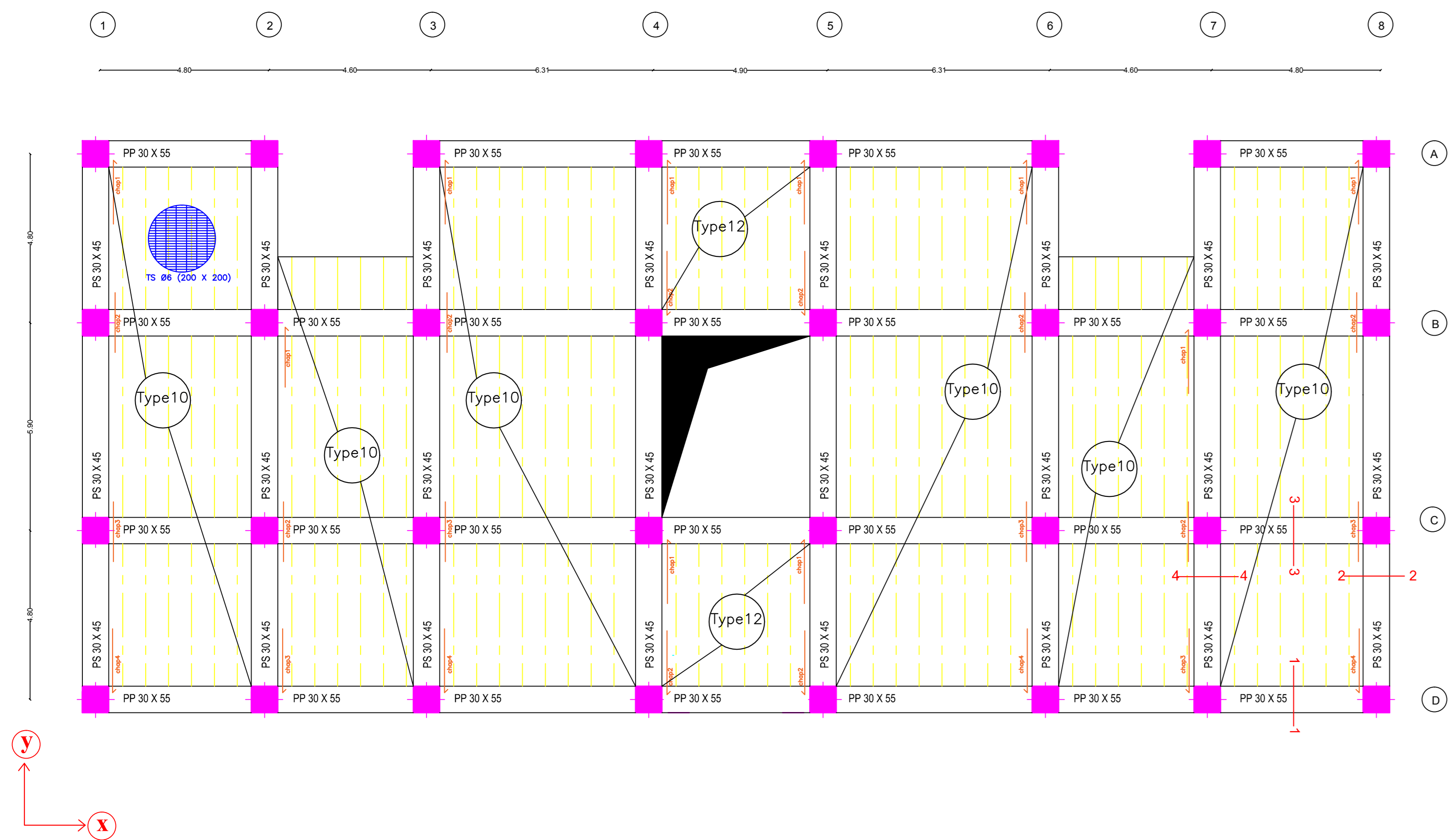
Coffrage - Ferrillage d'étage courant et 13 et 14 étage.

Dossier ARCHITECTURE

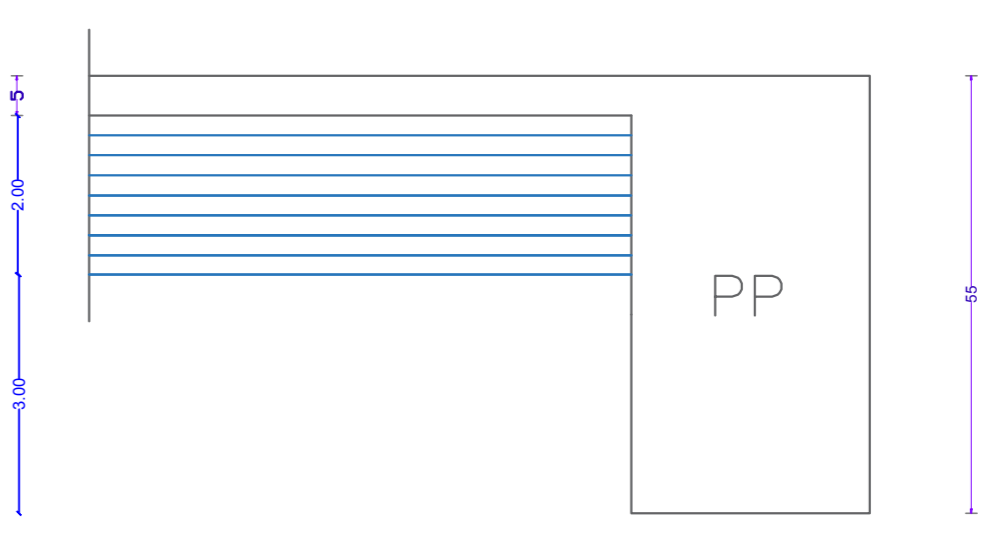
Echelle: 1/100

Date: 09/2020

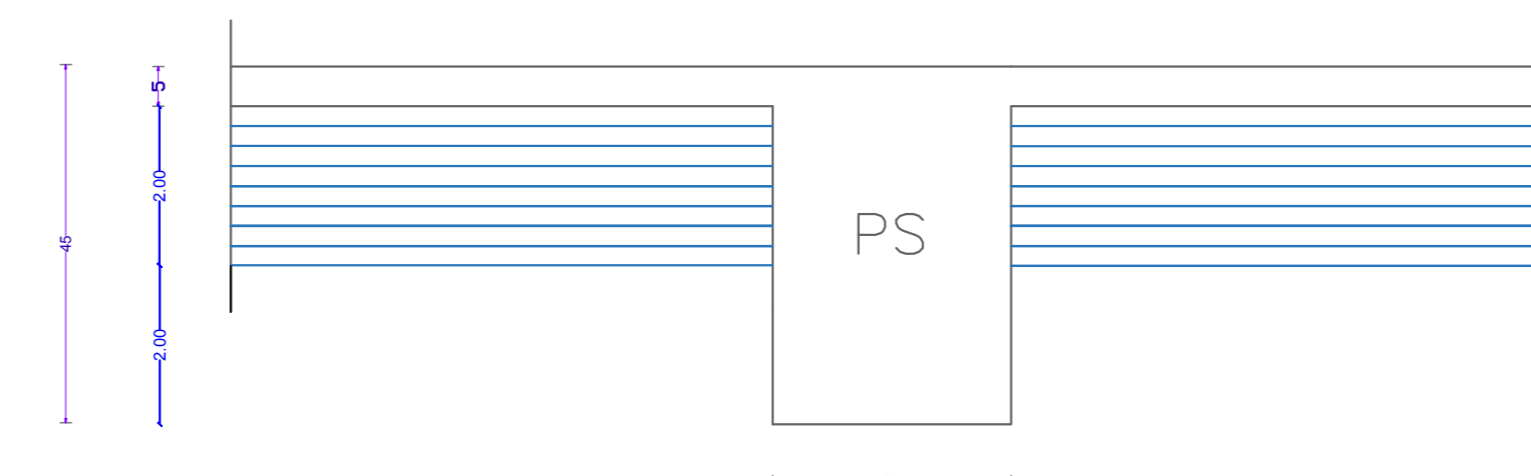
PLANCHE N° : 4



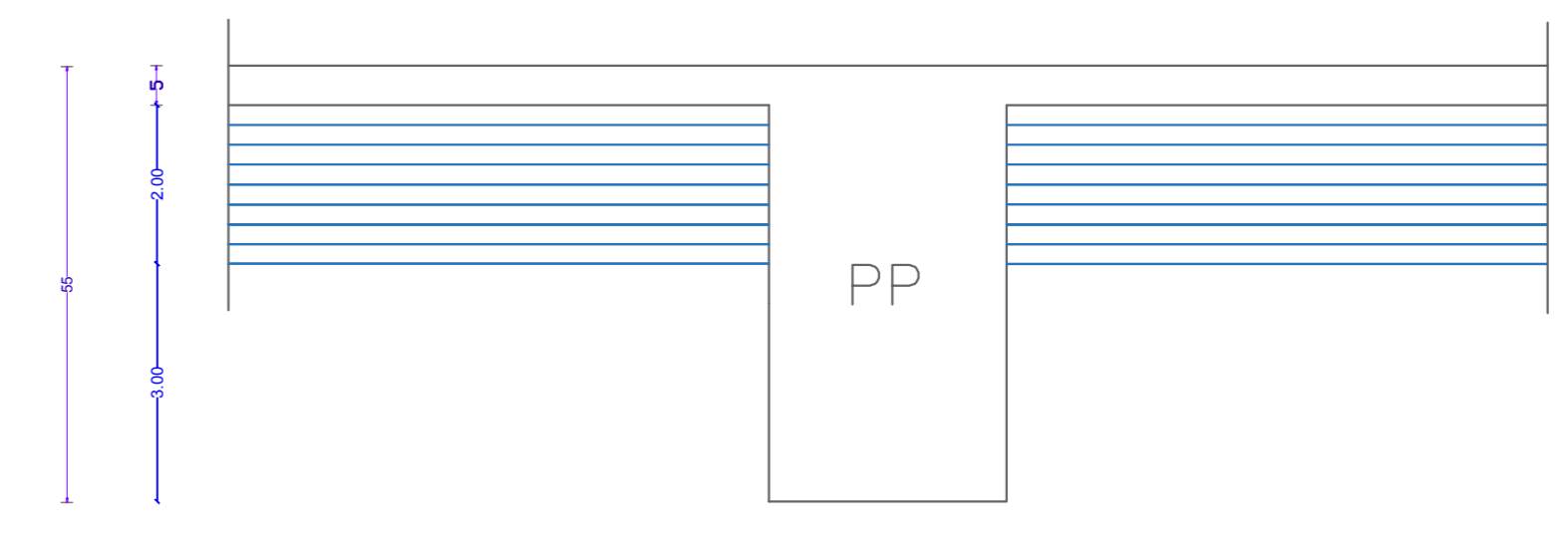
Coupe 2-2



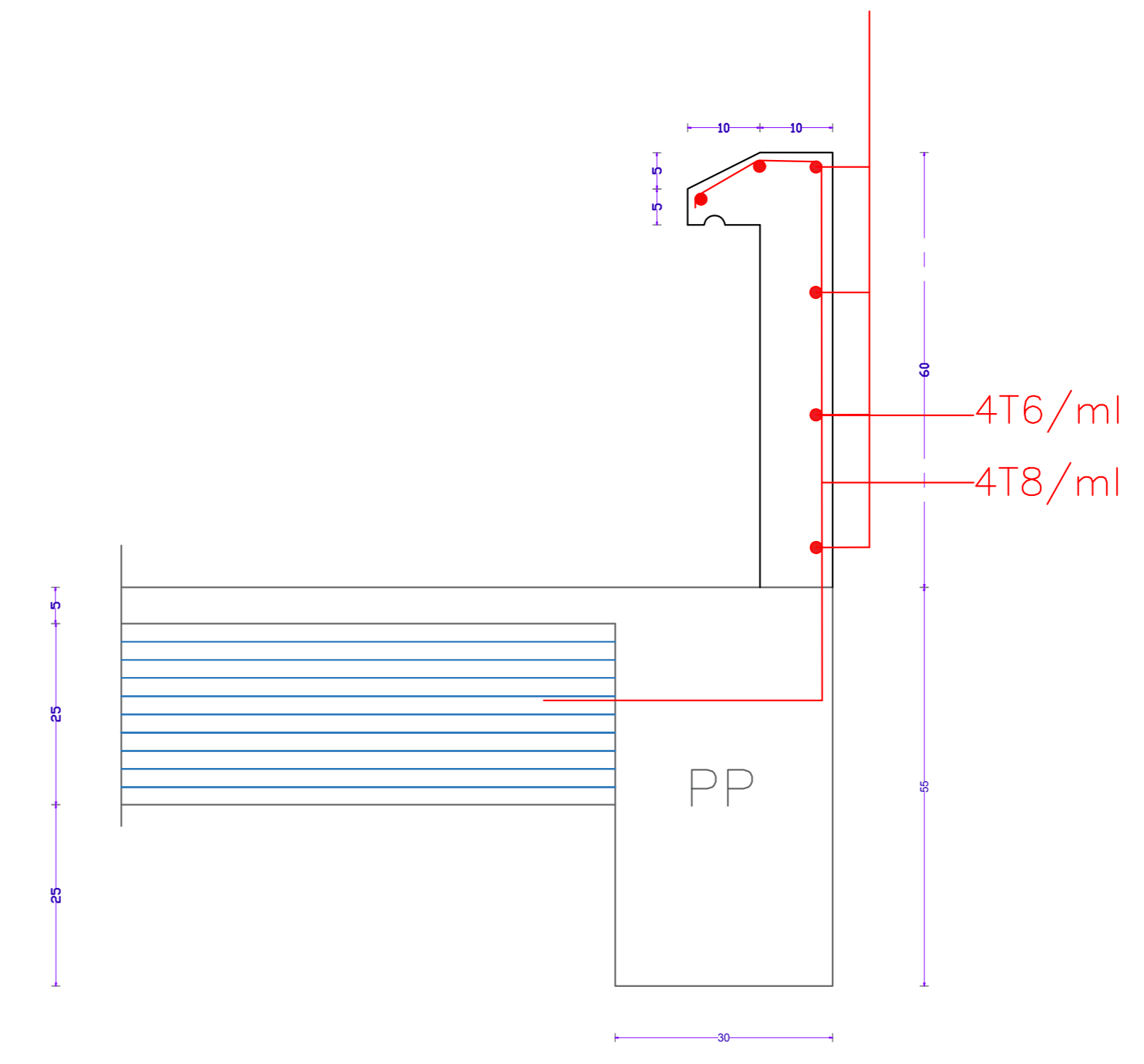
Coupe 1-1



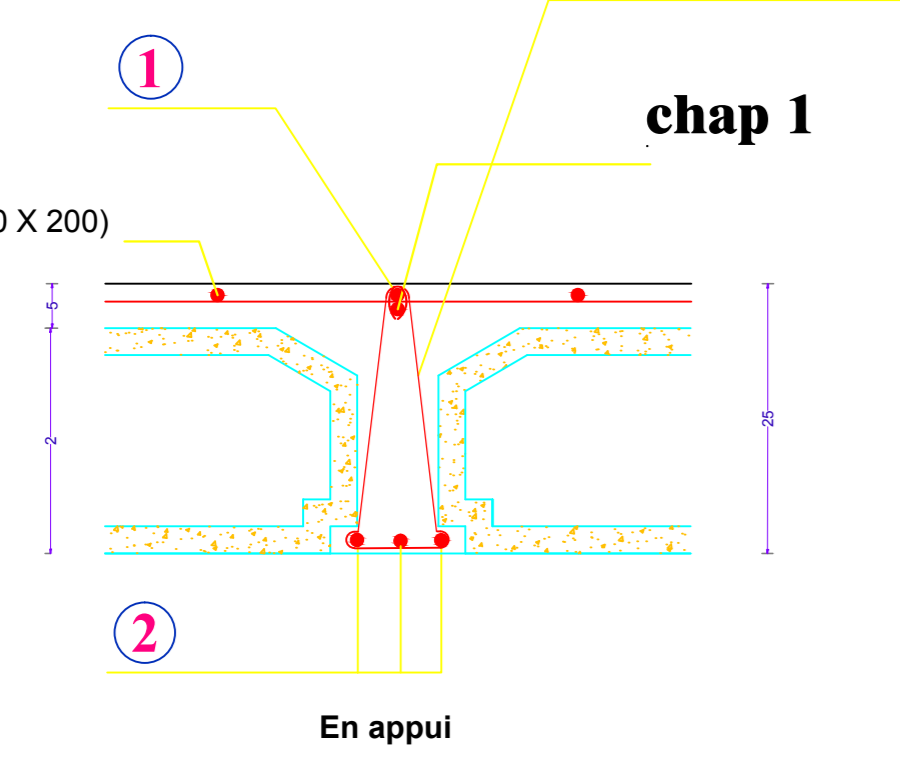
Coupe 4-4



Coupe 3-3



Cod T6 esp 20 cm l=66 cm



Cod T6 esp 6,12 cm l=66 cm

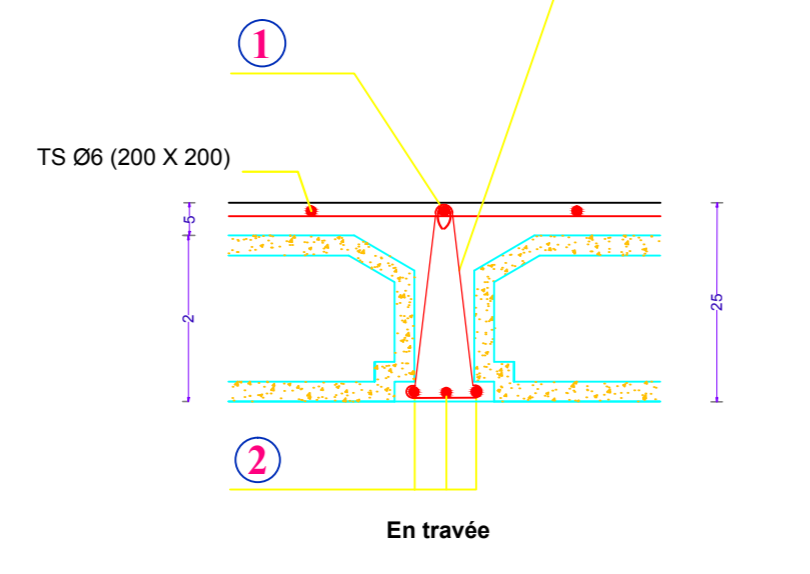


TABLEAU DES POUTRELLES

REPERES	FERRAILLAGE					
	①	②	chop 1	chop 2	chop 3	chop 4
Type10	1T14	2T12	1T14	1T14	1T14	1T14
Type11	1T14	3T12	1T14	1T14	1T14	/
Type12	1T12	3T12	1T12	1T12	/	/

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Énergie, du Commerce et de l'Industrie

Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES Arch"

Encadré PAR: M.me KORSO.F, M. HSSAIN.N

RÉALISÉ PAR: M. BENARDELLAH Mohamed, M. BELAMRI Bouwar

PROJET: RÉALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC, COMMERCES R+1S

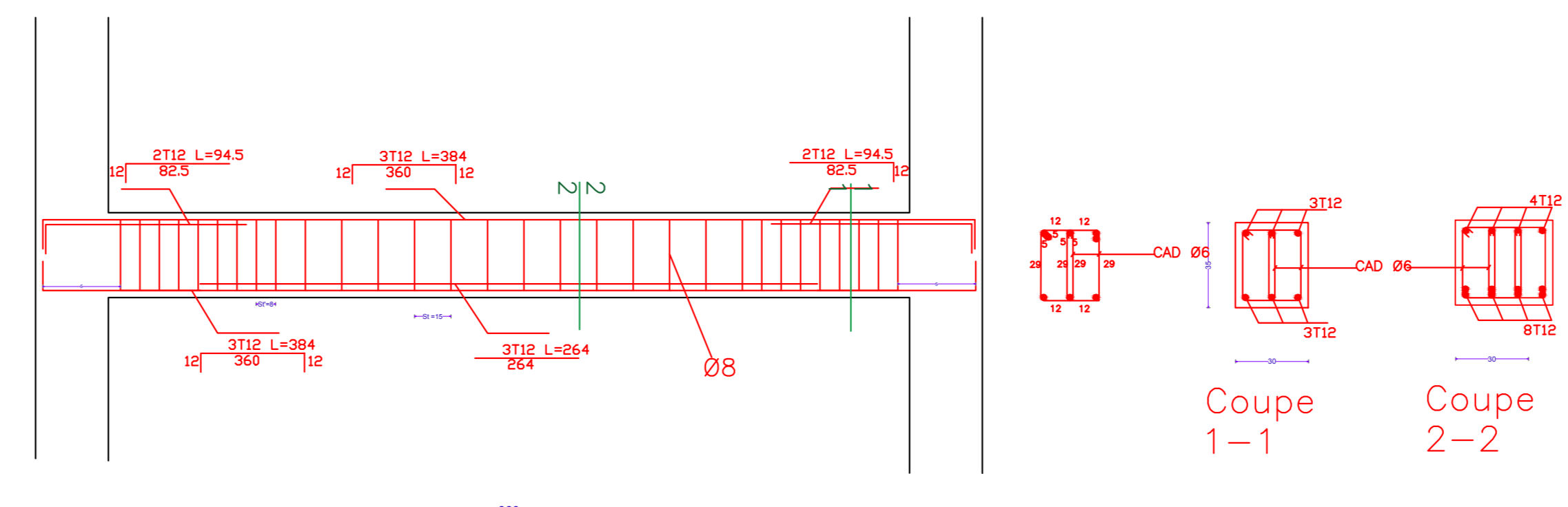
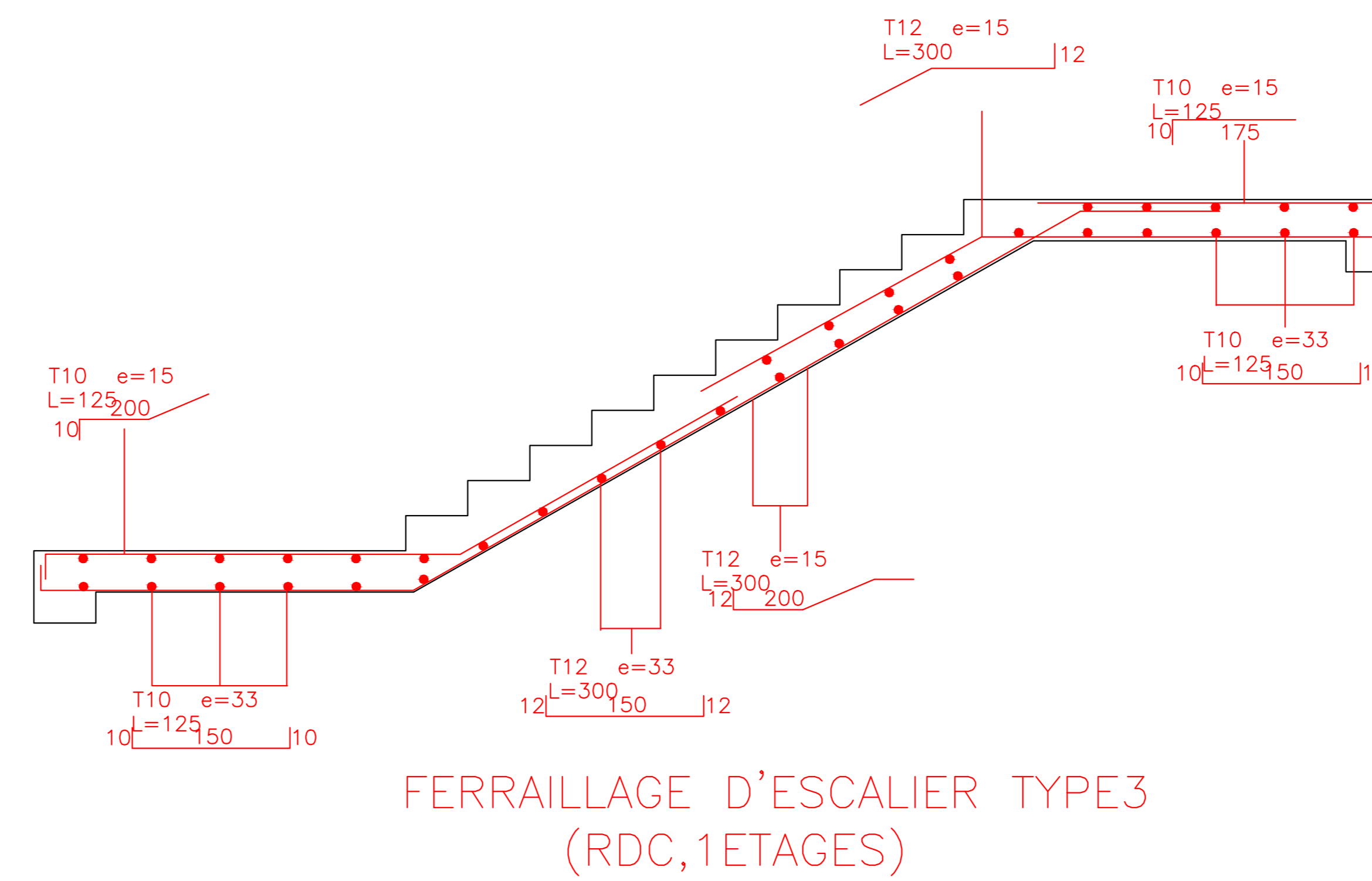
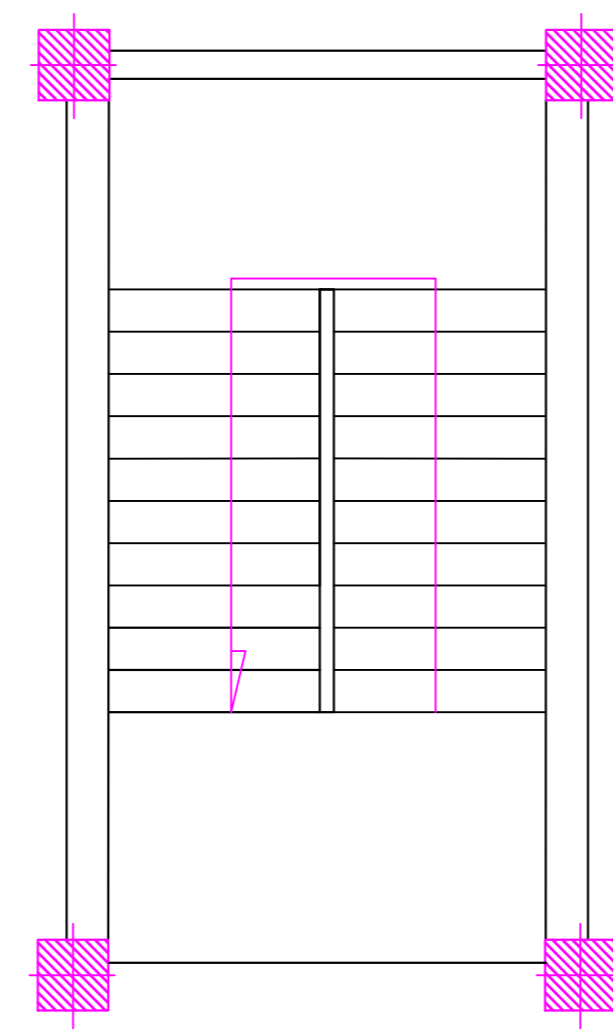
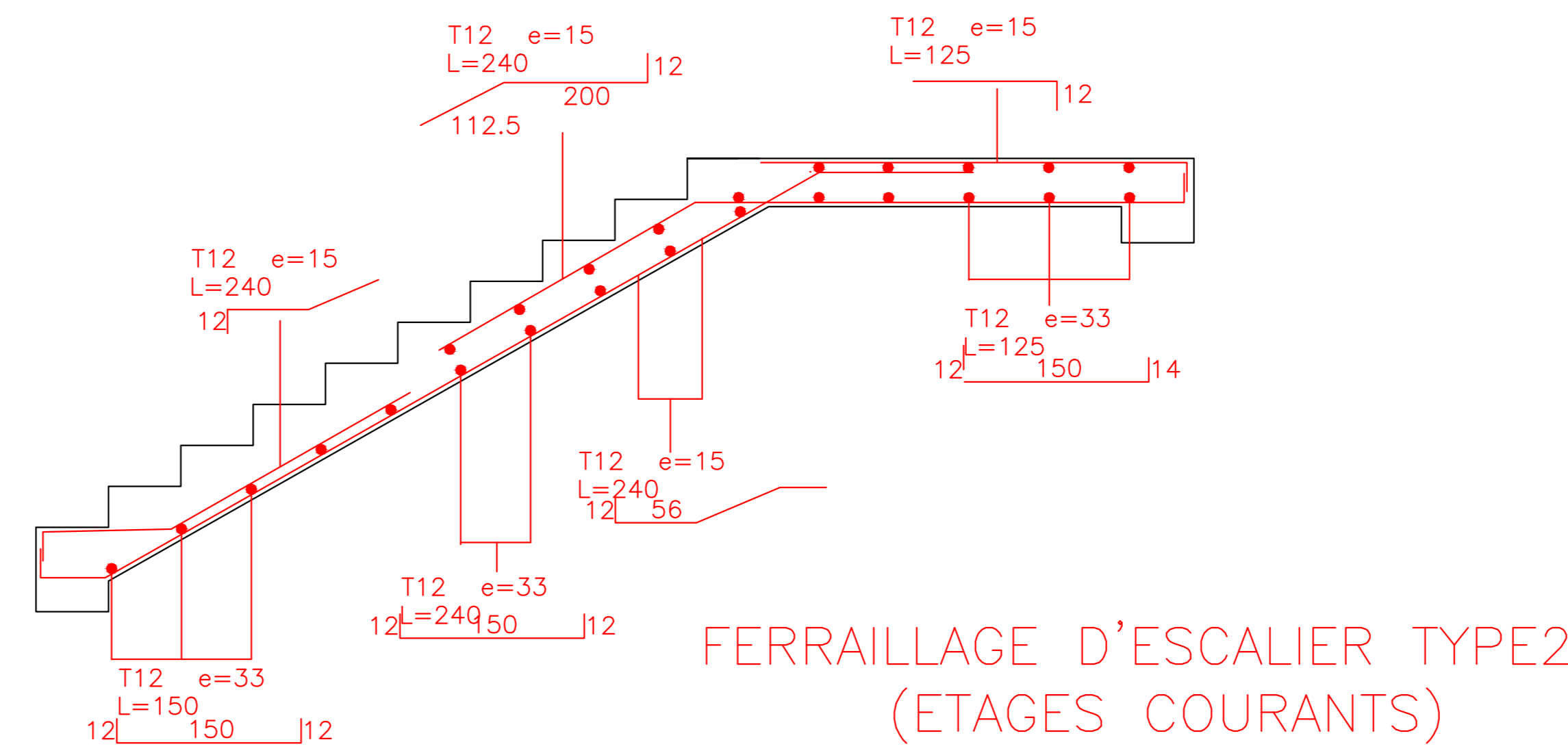
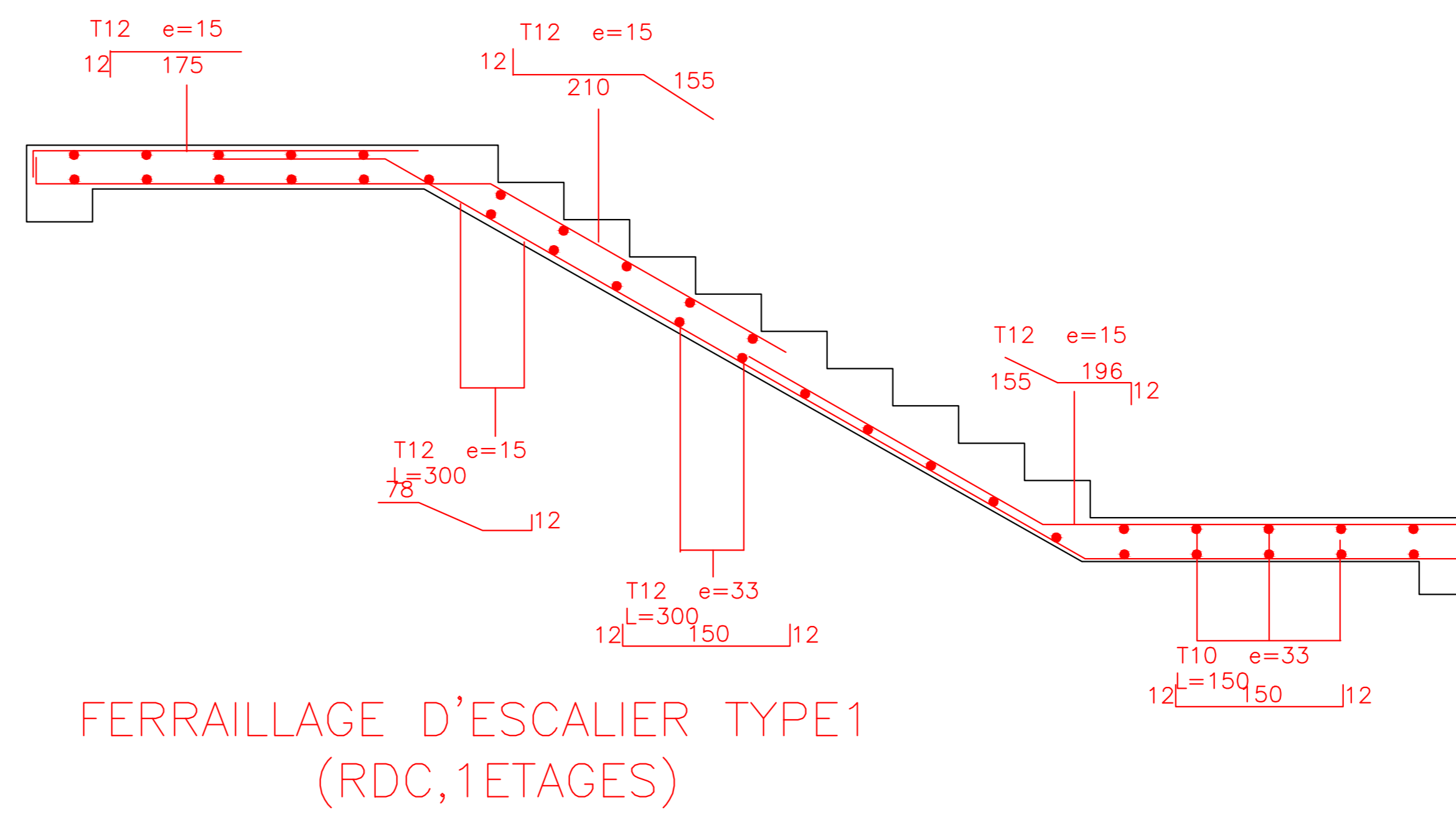
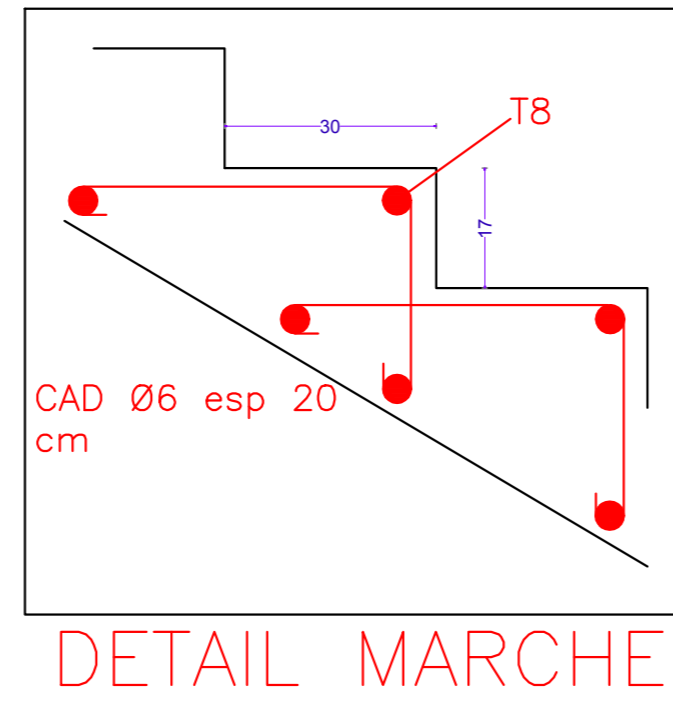
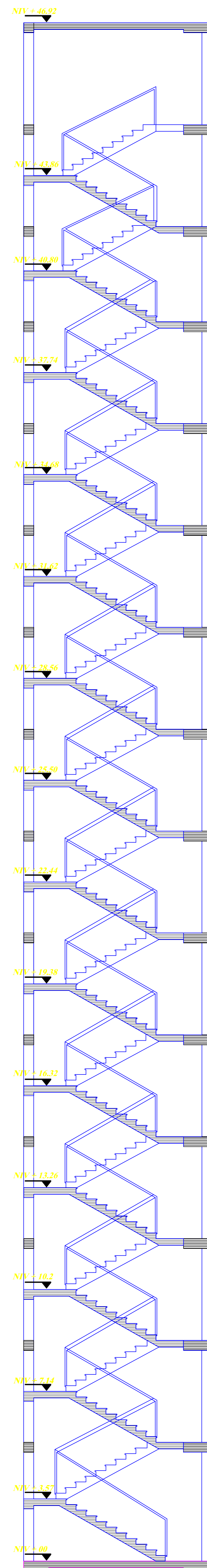
Coffrage - Ferrillage de planchers Toiture.

Dossier ARCHITECTURE

Echelle: 1/100

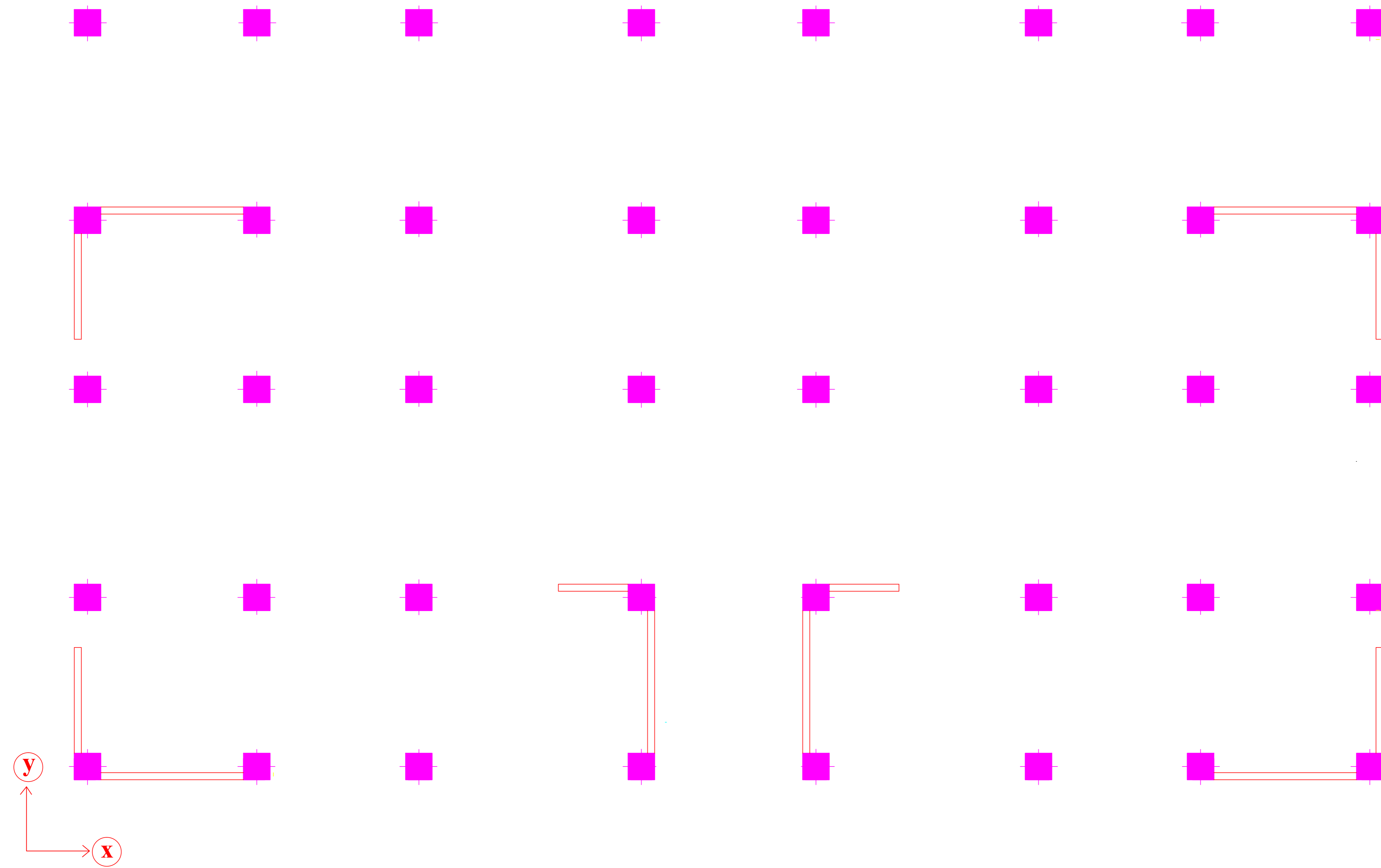
Date: 09/2020

PLANCHE N° : 5

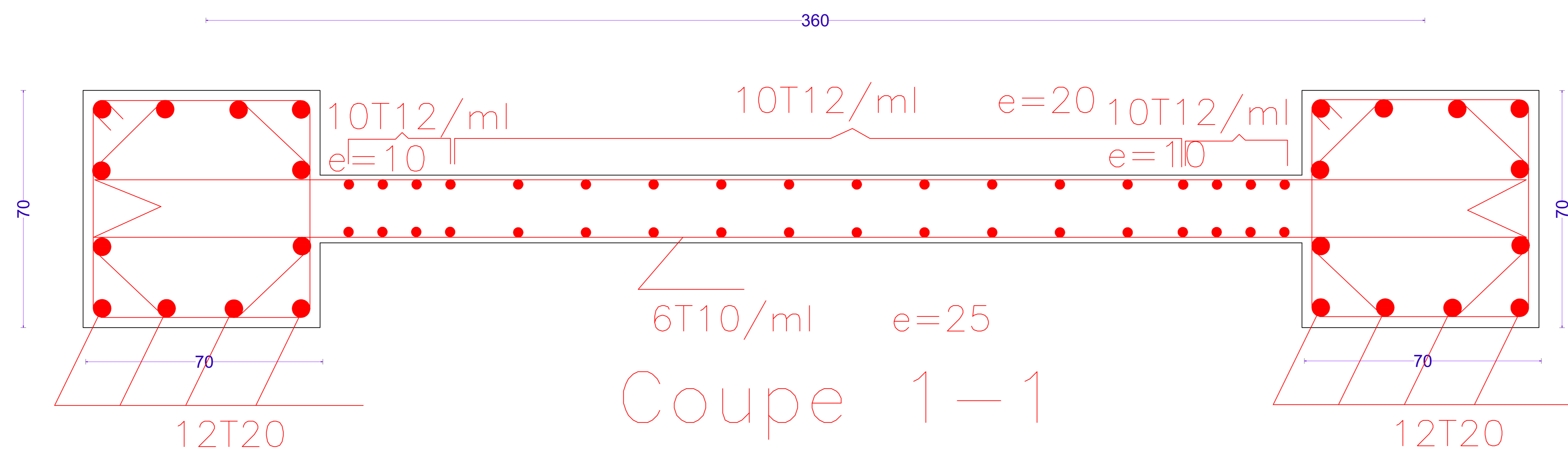


FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

PROJET	
PROJETANT	ALBERT ASSOCIÉS
DATE	10/2022
PROJET	ALBERT ASSOCIÉS
PROJETANT	ALBERT ASSOCIÉS
DATE	10/2022
PROJET	ALBERT ASSOCIÉS

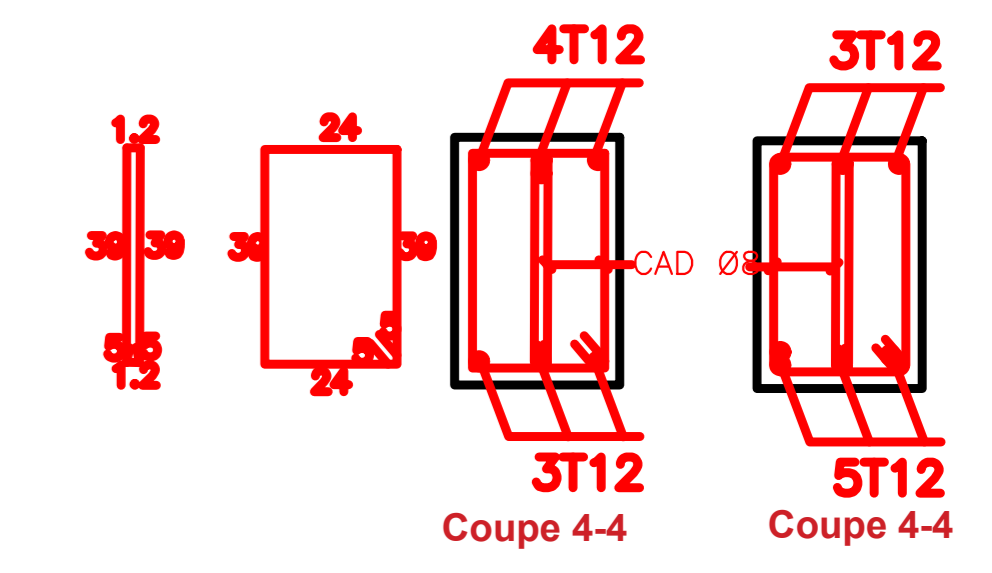
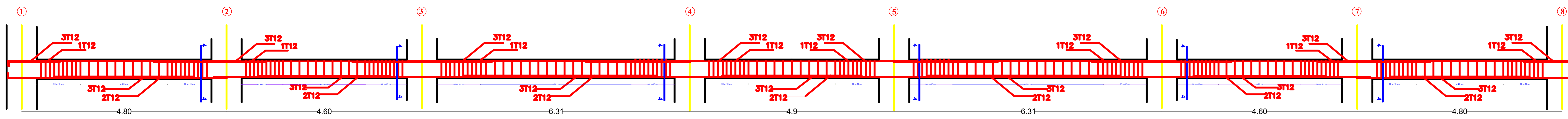


PLAN DE REPERAGE DES VOILES

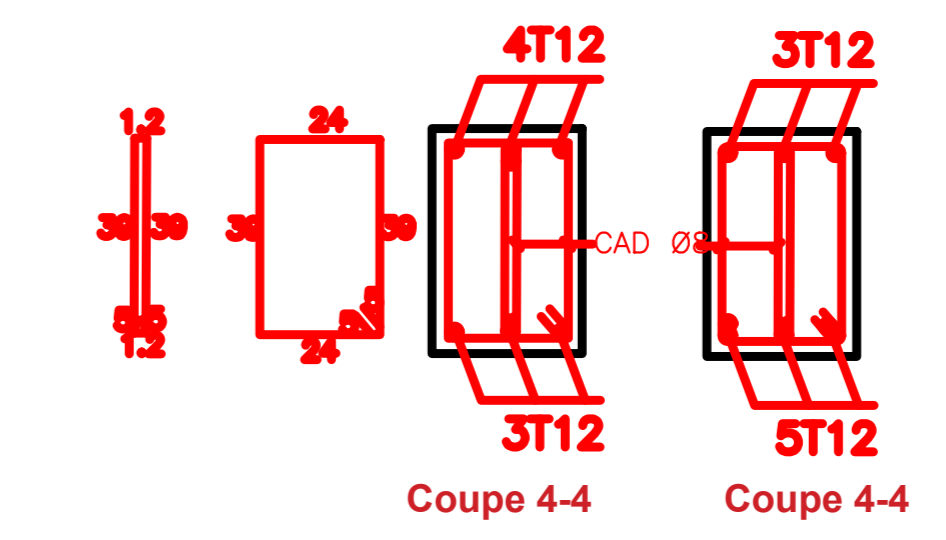
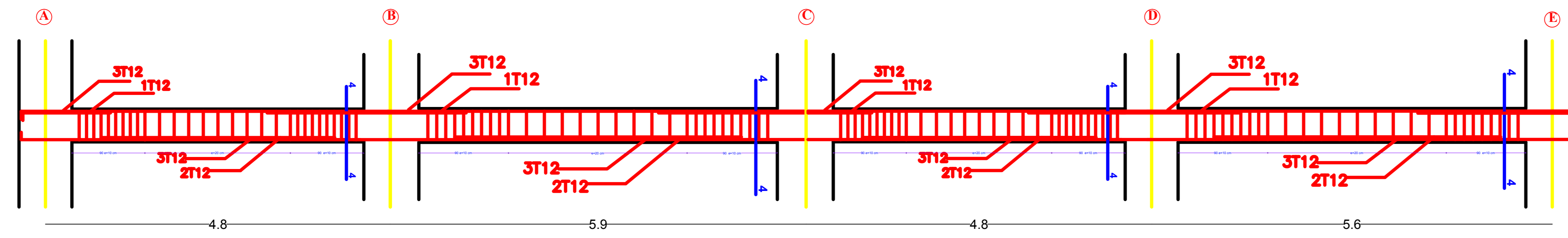


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA DE TLEMCEN	COMMUNE DE TLEMCEN
Encastré PAR: Mme KORSO.F Mr HSSAIN.N	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi" REALISER PAR: Mr.BENABDELLAH Mohamed Mr.BELAMRI Boumwar
PROJET REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC , COMMERCES R+15	
Plan de repérage des voiles	
Dossier ARCHITECTURE	
Echelle: 1/100	
Date: 09/2020	
PLANCHE N° : 7	

poutre principale (30 x 55)

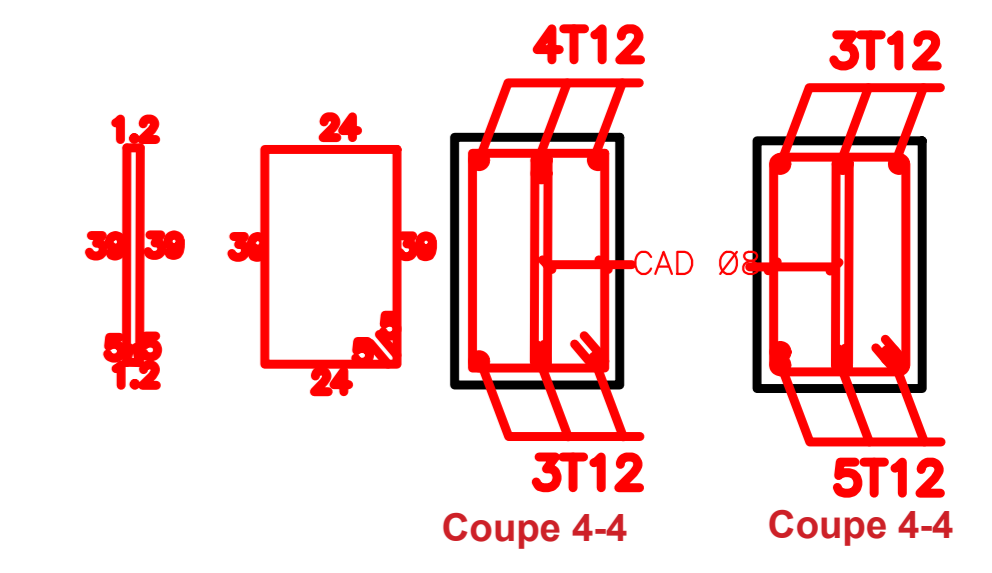
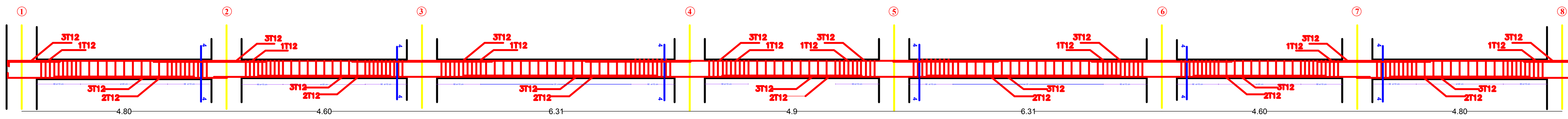


poutre secondaire (30 x 45)

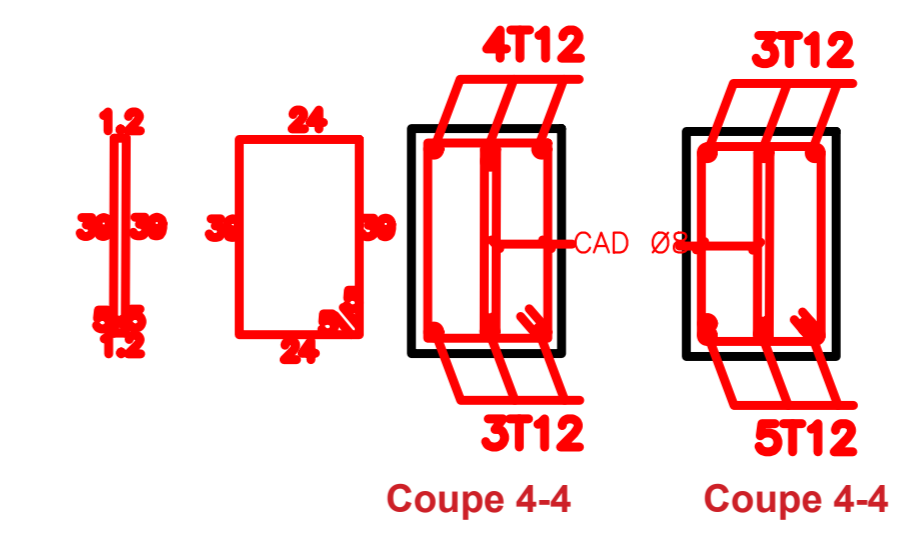
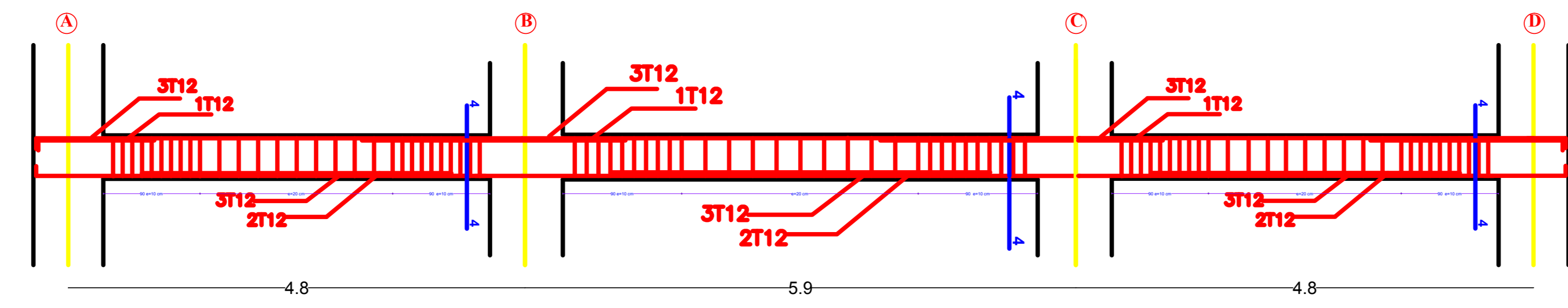


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Ministère de l'Énergie et du Développement Rural	Ministère de l'Équipement et de l'Hydraulique
Escadre P.A.E.	Bureau d'Etude d'Architecture "LES DANDIES ARCHIT"
Mme. KORBIO, F	REALISER P.A.E. M. BEN ABDELLAH M. HESJANNE, N
PROJET	
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 59 LOGEMENTS PROMOTIONNELS A.T.E.C., COMMERCE R+15	
Ferrailage des poutres principales et secondaires RDC / 1er étage	
Dessin ARCHITECTURE	
Echelle: 1/50	
Date: 09/2020	
PLANCHÉ N°: 8	

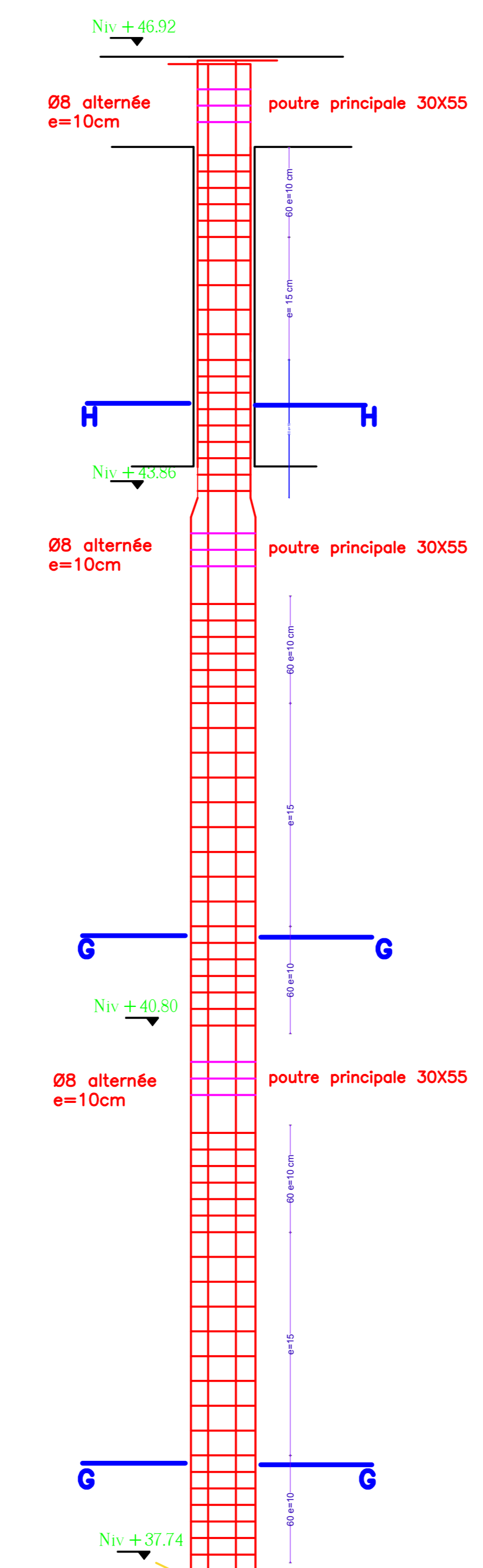
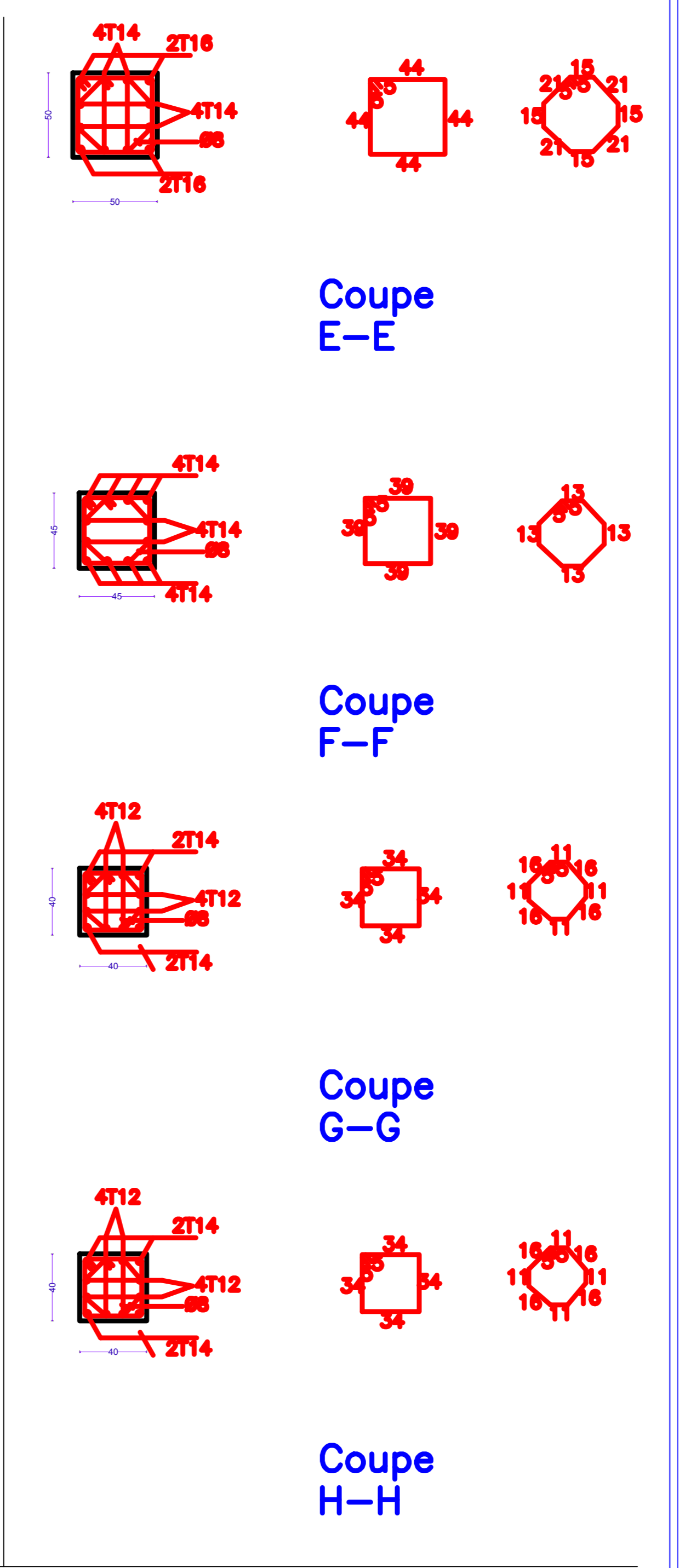
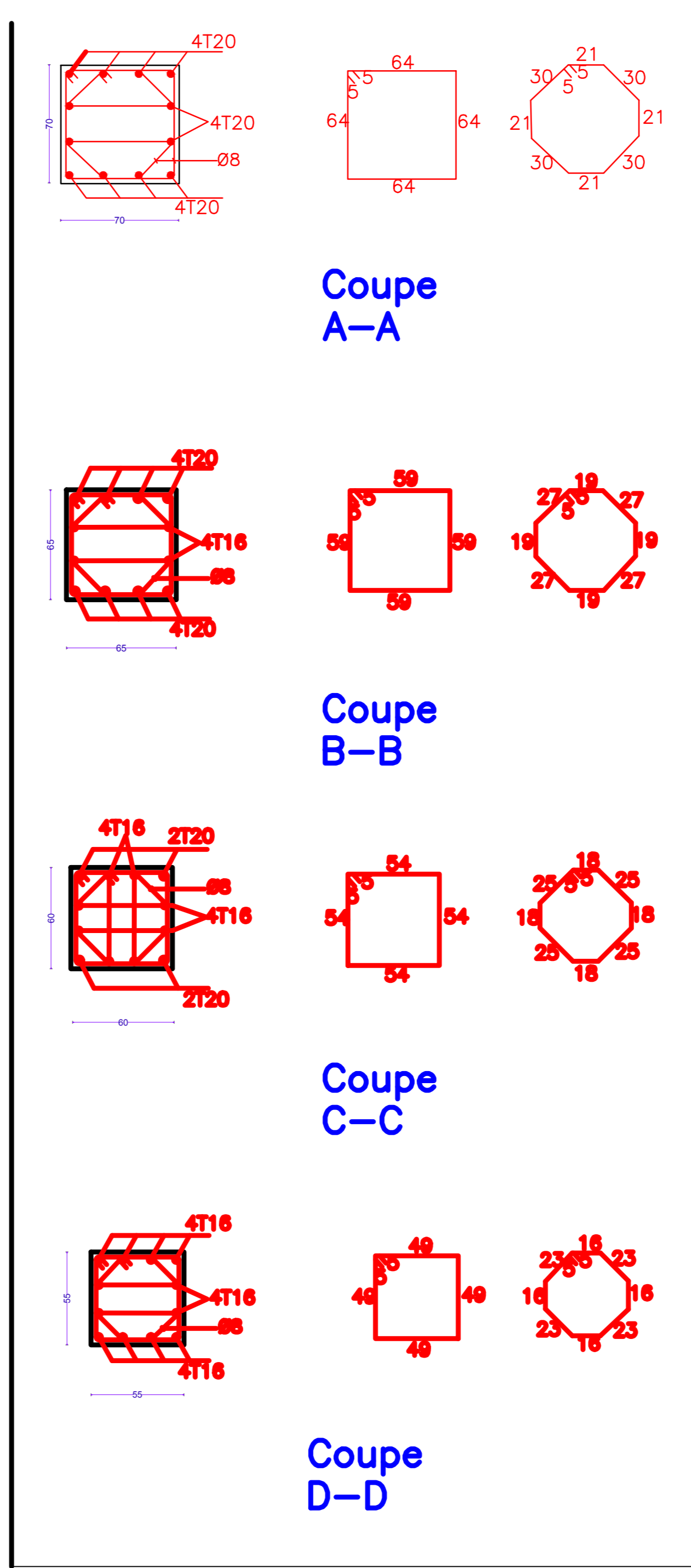
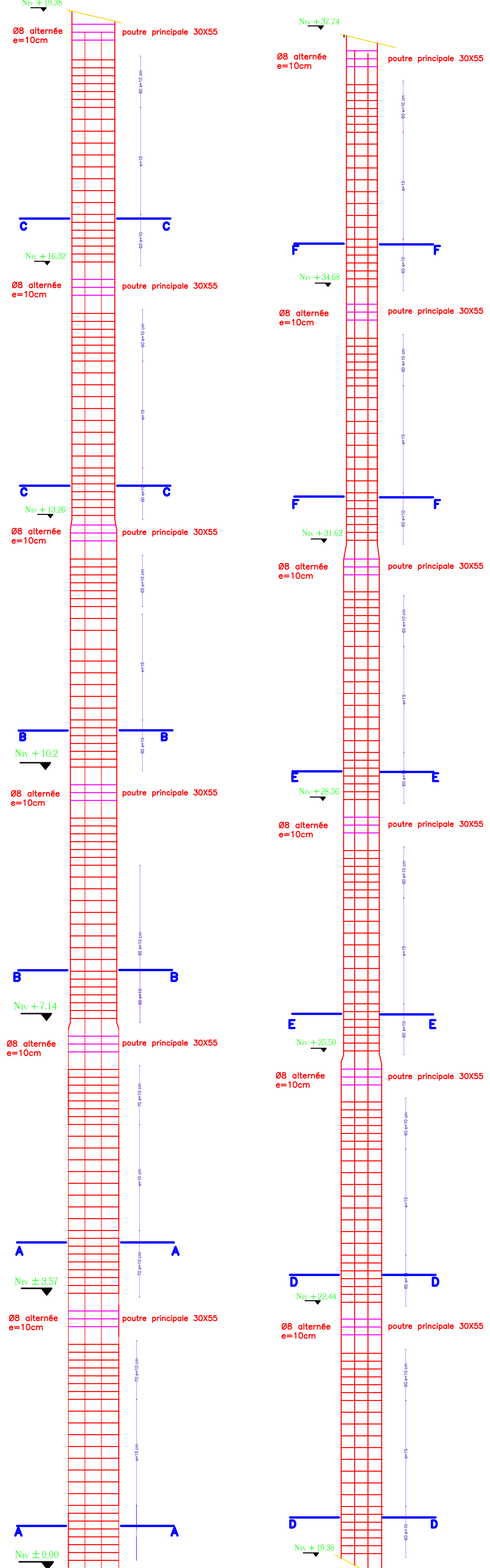
poutre principale (30 x 55)



poutre secondaire (30 x 45)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Ministère de l'Énergie et de l'Équipement Rural	Ministère de l'Équipement et de l'Énergie
Escadre P.E.E.	Bureau d'Étude d'Architecture "LES DANDIES ARCHIT"
Mme. KORSO F	REVISER P.E.E. M. BEN ABDELLAH Mehaneb
M. HISSAINE V	M. BEJAMRI Ezzouar
PROJET	
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 59 LOGEMENTS PROMOTIONNELS A.T.E.C., COMMERCE R-15	
Ferrailage des poutres principales et secondaires étage courant/Terrasse	
Dessiné ARCHITECTURE	
Echelle: 1/100	
Date: 09/2020	
PLANCHE N°: 9	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA DE TLEMCEN	COMMUNE DE TLEMCEN
Encadré PAR: Mme. KORSO F Mr. HSSAÏNE N	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Arch" REALISER PAR: Mr. BEN ABDELLAH Mohamed Mr. BELAMRI Boumwar
PROJET REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 50 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC COMMERCES R+1S	
Coffrage - ferrillage des poteaux	
Dossier ARCHITECTURE	
Echelle: 1/100	
Date: 09/2020	
PLANCHE N° : 10	