

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –



Faculté de TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Génie civil

Option : Structures



Présenté Par :

MOSTEGHANEMI Samia

MEGHRAOUI Achwak

Thème :

**Etude technique et managériale d'un bâtiment «2SS+RDC+9étages»
En béton armé à Sidi-Bel-Abbès.**

Présenté en septembre devant le jury composé de :

Mr. ABOU-BEKR N.	Président
Mme.SAIL L .	Examinatrice
Mr. HOUTI F.	Encadreur
Mr.HAMZAOUI F.	Encadreur

Année universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, Merci Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie nos encadreurs **Mr HOUDI F.B** et **Mr HAMZAOUI F.** pour son soutien, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

On remercie nos parents, nos frères, sœurs et toutes nos familles pour leur soutien.

Sans leurs encouragements, on n'aurait pu mener à bien ce travail.

On remercie également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Dédicaces

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Mon très cher frère et mes sœurs sont mes compagnons de vie.

Sans oublier mes neveux et mes beaux frères.

*Toute ma famille sans exception **MEGHRAOUI** et **ABDELLAOUI***

*Ma chère binôme : **SAMIA** et sa famille, merci pour tous les efforts que tu as fait pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagé ensemble.*

Tous ceux qui nous sont très chers.

MEGHRAOUI ACHWAK

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher papa.

A la femme qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère.

A ma chère sœur et mon cher frère, qui n'ont pas cessé de conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que dieu les protègent et leurs offre la chance et le bonheur.

*A ma grande mère **Rahma**, que dieu prolonge sa vie.*

A toute ma famille sans exception

MOSTEGHANEMI et CHETOUANE

*Sans oublier ma chère binôme **Achwak**, pour son soutien moral, sa patience et sa Compréhension tout au long de ce projet.*

MOSTEGHANEMI SAMIA

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol et entre sol et un rez-de-chaussée + 9 étages a SIDI-BELABESS ayant une forme irrégulière en plan.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de sept parties :

La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment.

Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges

La troisième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)

La quatrième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul SAP2000V14 et Safe afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).

La cinquième partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles)

La sixième partie concerne les fondations.

La dernière partie concerne l'étude managériale qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre bâtiment à accomplir afin de définir le délai et le coût global et l'identification des risques du projet.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, SAP2000V14, Safe, RPA99, CBA93, dimensions et ferrailage, calcul dynamique, mangement.

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building consisting of a basement and between ground and a ground floor + 9 in SIDI-BELABESS floors having a irregular shape in plan.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of five parts:

The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building.

Then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads

The third part concerns the study of secondary elements (acroteria, stairs, floors and solid slabs)

The forting part deals with the dynamic study of the structure made by the calculation software SAP2000V14 and Safe, in order to determine the different loads due to loads (permanent load, operating load and seismic load).

The fifteen part concerns the calculation of reinforcement of the different resistant elements of the structure (columns, beams, walls)

The sixteen part concerns foundations.

The last part concerns the study of management which concerns the identification of all the tasks of our building to be carried out to define the deadline and the global cost and the identification of risk the project.

Key words: Building, reinforced concrete, SAP2000V14, Safe, RPA99, CBA93, dimensions and reinforcement, calculation dynamic, management.

المُلخَص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الأغراض يتكون من طابق سفلي وبين الطابق الأرضي والطابق الأرضي + 9 طوابق في سيدي بلعباس ذات شكل غير منتظم في المخطط. باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و C.B. A 93)، تتكون هذه الدراسة من سبعة أجزاء:

يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى. ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال .

الجزء الثالث يتعلق بدراسة العناصر الثانوية (السلالم والأرضيات والألواح الصلبة) يتناول الجزء الرابع الدراسة الديناميكية للهيكل الذي قام به برنامج الحساب Safe و SAP2000V14 من أجل تحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال (الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي).

الجزء الخامس يتعلق بحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة، الحزم، الجدران) الجزء السادس يتعلق بالاساسات.

الجزء الأخير يتعلق بالدراسة الادارية الذي يحتوي على دراسة تسييرية لمشروعنا بغرض تحديد الأجل و التكلفة الإجمالية و المخاطر التي تهدد المشروع.

الكلمات المفتاحية: ألبناء الخرسانة المسلحة، SAP2000V14، Safe، RPA99، CBA93، الأبعاد، التسليح، حساب ديناميكي ، الدراسة الادارية .

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Abstract

الملخص

Chapitre I : Présentation du projet

I-1- Introduction	1
I-2- Présentation de l'ouvrage	1
I-2-1- Caractéristiques géométriques de la structure :	2
I-2-1-1- Dimensions en élévation :	2
I-2-1-2- Dimensions en plan :	2
I-3- Conception de la structure	2
I-3-1- Ossature de l'ouvrage	2
I-3-2- Plancher	2
I-3-3- Escaliers	3
I-3-4- Maçonnerie	3
I-3-5- Revêtement	3
I-3-6- Acrotère	3
I-4- Caractéristiques des matériaux	3
I-4-1- Béton	3
I-4-1-1- Les constituant du béton	4
I-4-1-2- Dosages	4
I-4-1-3- Résistance	4
I-4-1-5- Module de déformation longitudinale	5
I-4-1-6- Coefficient de poisson	5
I-4-1-7- Contrainte ultime de cisaillement du béton	6
I-4-1-8- La contrainte de compression à l'ELU	6
I-4-1-9- La contrainte de compression à l'ELS	7
I-4-2- L'acier	8
I-4-2-1- Définition	8

I-4-2-2- Caractéristiques des aciers utilisés	8
I-4-2-3- Contraintes limites des aciers	8
I-5- Les hypothèses de calcul	9
I-6- Caractéristiques géotechniques du sol	10

Chapitre II: descente des charges et pré-dimensionnement

II-1- Introduction	11
II-2- Pré dimensionnement des éléments non structuraux	11
II-2-1- Les planchers	11
II-2-1-1- Les planchers à corps creux	11
II-2-1-2- Les planchers à dalle pleine	13
II-2-2- Acrotère	15
II-3- Evaluation des charges et surcharges	15
II-3-1- Plancher RDC (usage de commerce)	16
II-3-1-1- Plancher à corps creux (16+5)	16
II-3-1-2- Plancher à Dalle pleine	16
II-3-2- Plancher Etage courant	17
II-3-3- Plancher Terrasse	17
II-3-3-1- Plancher Terrasse inaccessible	17
II-3-3-2- Plancher Terrasse accessible	18
II-3-4- Balcon	18
II-3-5- Murs	19
II-3-5-1- Mur Extérieur (double cloison)	19
II-3-5-2- Mur Intérieur (simple cloison)	20
II-4- Pré dimensionnement des éléments structuraux	20
II-4-1- Poutres	20
II-4-1-1- Poutres Principales	21
II-4-1-2- Poutres Secondaires	22
II-4-2- Poteaux	22
II-4-3- Voiles	25
II-5- Pré dimensionnement des éléments secondaire	26
II-5-1- Pré-dimensionnement de la rampe d'accès	26
II-5-1- Pré dimensionnement d'escaliers	27
II-5-1- Introduction	27

II-5-2- Terminologie	28
II-5-3- Dimensionnement des escaliers.....	28
II-5-4- Evaluation des charges et surcharges	34
II-6- Conclusion.....	37

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Introduction	38
III-1- Etude des planchers	38
III-1-1- Plancher à corps creux.....	38
III-1-1-1- Introduction.....	38
III-1-1-2- Combinaisons des charges	38
III-1-1-3-Types des poutrelles.....	39
III-1-1-4-Méthodes de calcul.....	41
III-1-1-5-Armatures longitudinales	48
III-1-1-6- Armatures transversales	53
III-1-1-7- Vérification des poutrelles au niveau des appuis	54
III-1-1-8- Vérification à l'état limite de service (ELS)	56
III-1-1-9-Vérification de la flèche.....	57
III-1-1-10- Ferrailage de la dalle de compression.....	58
III-1-2- Plancher à dalle pleine.....	59
III-1-2-1- Introduction.....	59
III-1-2-2- Combinaisons des charges	59
III-1-2-3 Calcul du Planchers sous-sol.....	59
III-1-2-3-1 Chargement.....	59
III-1-2-3-2 Détermination du sens de portée de la dalle.....	60
III-1-2-3-3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91).....	60
III-1-2-3-4 Les moments totaux appliqués sur la dalle	60
III-1-2-3-5 Calcul du ferrailage de la dalle	61
III-2- La dalle d'ascenseur	65
III-2-1- Introduction	65
III-2-2- Caractéristiques de la machine	65
III-2-3-Combinaisons des charges.....	66
III-2-4-Charges et surcharges supportées par la dalle	66
III-2-4-1-Charge et surcharge de la dalle.....	66
III-2-4-2-Charge et surcharge de la machine.....	67
III-2-5- Moments fléchissant.....	68

III-2-5-1- Sous la charge répartie : D'après C.B.A.9	68
III-2-5-2- Sous la charge concentrée	68
III-2-5-3- Superposition des moments fléchissant	70
III-2-5-4- Calcul des moments fléchissant réels.....	71
III-2-6- Armatures longitudinales : D'après le C.B.A.93	71
III-2-6-1- Calcule du ferrailage	71
III-2-6-2- Calcul des espacements.....	72
III-2-7- Vérification au poinçonnement	72
III-2-8- Vérification à l'état limite de service (ELS).....	73
III-2-9- Vérification de la nécessité d'armatures transversales	73
III-2-9-1- Calcul de la contrainte admissible.....	73
III-2-9-2- Calcul de l'effort tranchant	74
III-2-9-3- Superposition des efforts tranchants	74
III-2-9-4- La contrainte tangente	74
III-2- Étude des escaliers	75
III-2-1-Combinaison d'action.....	75
III-2-2- Diagrammes des moments et l'effort tranchant.....	76
III-2-3- Détermination du ferrailage.....	76
III-2-4- La poutre palière.....	84
III-3- Etude des balcons	86
III-3-1-Introduction	86
III-3-2- Combinaisons des charges.....	86
III-3-3- Types des balcons.....	87
III-3-4- Charges appliquées sur le balcon	87
III-3-5- Moments fléchissant et efforts tranchants	87
III-3-6- Armatures du balcon : D'après le C.B.A.93.....	88
III-3-6-1- Calcul des armatures longitudinales.....	88
III-4- Etude de l'acrotère.....	91
III-4-1- Introduction	91
III-4-2- Combinaisons des charges.....	91
III-4-3- Ferrailage de l'acrotère.....	91
III-4-3-1- Calcul des armatures longitudinales.....	91
III-5- Etude de la rampe d'accès.....	95
III-5- 1- Les charges appliquées sur la rampe d'accès	96
III-5- 2-Les combinaisons d'actions.....	96
III-5- 3-Calcul du moment de flexion	96

III-5- 4- Détermination du ferrailage	98
III-5- 5- Vérification de l'effort tranchant.....	101
III-5- 5- Schéma du ferrailage	103
III-6- Conclusion.....	104

Chapitre IV : Etude dynamique

IV-1- Introduction	105
IV-2- L'étude dynamique	105
IV-3- Définition du Sap.....	106
IV-4- Modélisation de la structure	106
IV-4-1- Modélisation de rigidité	106
IV-4-2- Modélisation de masse	106
IV-5- Les méthodes de calcul.....	107
IV-6- Combinaisons de calcul : D'après RPA99/Version2003	108
IV-7- La méthode statique équivalente	108
IV-7-1- Coefficient d'accélération de la zone A	111
IV-7-2- Coefficient de comportement R	111
IV-7-3- Facteur de qualité Q	112
IV-7-4- Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale	113
IV-7-5-Choix de système de contreventement	114
IV-7-6-Les conditions à vérifier	115
IV-7-7- La disposition des voiles	115
IV-7-8- Facteur d'amplification dynamique moyen D	118
IV-7-9- Détermination de l'effort tranchant à la base (v)	120
IV-8- Méthode d'analyse modale spectrale	120
IV-8- 1-Résultante des forces sismiques de calcul.....	121
V-9- Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	122
IV-9-1-Vérification de la résultante des forces sismiques	122
IV-9-2-Justification de l'interaction (Portiques-Voiles)	123
IV-9-2-1-Sous sollicitations verticales	123

IV-9-2-2-Sous sollicitations horizontales.....	124
IV-9-3-Justification de l'effort normal réduit	125
IV-9-4-Vérification vis-à-vis des déformations	126
IV-9-5-Vérification de l'effet P- Δ	127
IV-9-6-Justification de la largeur des joints sismiques	129
IV-10- Conclusion	129
IV-11- conclusion générale	129

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V-1- Etude des poteaux	130
V-1-1- Introduction	130
V-1-2- Combinaisons des charges.....	130
V-1-2-1- Selon (C.B.A.93)	130
V-1-2-2- Selon RPA99/version 2003	130
V.1.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	130
V-1-4- Sollicitations dans les poteaux	132
V-1-5- Calcul du ferrailage longitudinal	133
V-1-5-1- Armatures longitudinales	133
V-1-5-2- Armatures transversales	142
V-1-6- Vérification à l'état limite de service (ELS)	145
V-1-7- Vérification au flambement	149
V-2- Etude des poutres	151
V-2-1- Introduction	151
V-2-2- Combinaisons des charges.....	152
V-2-2-1- Selon (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91) : Les combinaisons fondamentales.	152
V-2-2-2- Selon RPA99/version 2003	152
V-2-3- Moments fléchissant	152
V-2-4- Ferrailage des poutres.....	154
V-2-4-1- Armatures longitudinales	154

V-2-4-2- Calcul des armatures transversales	164
V-2-5- Vérification à l'état limite de service (ELS)	167
V-2-6- Justification des poutres aux niveaux des appuis	169
V-2-6-1- Appui intermédiaire	169
V-2-6-2- Appui de rive	170
V-2-7- Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres)	171
V-2-7-1- Moment résistant dans les poteaux	172
V-2-7-2- Moment résistant dans les poutres	173
V-2-8- Vérification de la flèche	175
V-2-9- Règles concernant les arrêts des armatures	177
V-3- Etude des voiles	177
V-3-1- Introduction	177
V-3-2- Combinaisons des charges.....	178
V-3-2-1- Selon (C.B.A.93)	178
V-3-2-2- Selon RPA99/version 2003	178
V-3-3- Recommandation du RPA99/Version 2003	178
V-3-3-1- Armatures verticales (Principales)	178
V-3-3-2- Armatures horizontales (secondaires)	179
V-3-3-3- Armatures transversales	179
V-3-3-4- Règles communes	179
V-3-4- Disposition des voiles	180
V-3-5- Calcul des armatures	180
V-3-5-1- Armatures verticales	180
V-3-5-2- Armatures horizontales	183
V-3-5-3- Choix des armatures	201
V-4- Voiles périphériques (sous-sol)	214
V-4-1- Les caractéristiques du sol sont les suivantes	214
V-4-2-Dimensions du voile	214
V-4-3- Evaluation des charges et surcharges	214

V-4-4-Calcul de ferrailage	215
V-4-5 Valeur minimal à respecter	216
V-4-6 Armatures longitudinales	216
V-4-7- Effort tranchant.....	218
V-4-8- Vérification de l'effort tranchant	219
V-4-9 -Vérification à ELS	219
V-4-2-Pour le voile périphérique 02	220
V-4-2-1- Dimensions du voile.....	220
V-4-2-2- Evaluation des charges et surcharges	220
V-4-2-3 Calcul de ferrailage	220
V-4-2-4 -Valeur minimal à respecter	221
V-4-2-5- Armatures longitudinales	222
V-4-2-6- Sections minimales des armatures	222
V-4-2-7-Effort tranchant	223
V-4-2-8 Vérification à ELS	223
V-5-Conclusion	223

Chapitre VI : Etude L'infrastructure

VI-1- Introduction	224
VI-2- Contrainte admissible du sol	224
VI-3-Hypothèses de calcul	224
VI-4 -Combinaisons des charges.....	224
VI-5 -Choix du type de fondation	224
VI-5-2- Vérification de chevauchement entre semelles isolées	226
VI-5-3 Etudes des semelles filantes	226
VI-5-3-1 Pré dimensionnement des semelles filantes	226
VI-5-3-2 Vérification de chevauchement entre semelle filantes	227
VI-6- Etudes d'un radier	227
VI-6-1- Définition de radier	227

VI-6-2- Modélisation du radier	227
VI-6-3- Pré dimensionnement du radier dalle	228
VI-6-4- La modélisation	229
VI-6-5- Les vérifications nécessaires du radier.....	230
VI-6-6- Calcul le Ferrailage	232
VI-6-6-1- Ferrailage de la dalle de radier	232
VI-6-6-1-1- Schéma de ferrailage	236
VI-6-6-2-3-Schéma de ferrailage	240
VI-7- Conclusion.....	240

Chapitre VII : Etude managériale

VII-1 Introduction	241
VII-2 Présentation de projet	242
VII-2-1 Cycle de vie d'un projet de construction	242
VII-2-2 Partie prenante du projet	243
VII-3 Planification de notre projet	244
VII-3-1)- La matrice des priorités (MPP)	245
VII-3-2 Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS)	246
VII-3-2-1 Les avantages d'un projet clé en main	248
VII-3-2-2 Les limites d'un projet clé en main.....	248
VII-3-3 Works Breakdown Structure (WBS).....	249
VII-3-4 Organisationnel breakdown structure (OBS)	249
VII-3-5 Diagramme de Gantt (délai)	250
VII-3-5-1 MS Project	250
VII-3-5-3 Nombre des effectifs	251
VII-3-5-4 Estimation de nombre des éléments structuraux et ses quantités	252
VII-4 L'estimation du coût de projet	255
VII-4-1 Estimation par analogie (Descendante).....	255
VII-4-2 Estimation analytique (Ascendante; bottum-up)	255

VII-4-3 Estimation paramétrique	255
VII-4-4 Estimation par logiciels de gestion de projet	255
VII-5 Le management des risques	258
VII-5-1 Caractéristiques du risque	258
VII-5-2 La procédure de mise en place du management des risques de projet	258
VII-5-3 Classification des risques présentant dans notre projet	259
VII-5-4 Matrice de criticité	260
VII-6 Conclusion	261

CONCLUSION GENERALE.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES.

ANNEXE A : Diagramme de GANTT

ANNEXE B : WBS

ANNEXE C: Plans architecturaux

ANNEXE D : Plans génie civil

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I- 1: Plan de masse et de situation.....	1
Figure I- 2 : Diagramme des contraintes déformations du béton.....	7
Figure I- 3 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS	7
Figure I- 4 : Diagramme des contrainte-déformation pour les aciers	9

Chapitre II : descente des charges et pré-dimensionnement

Figure II-1 : Plancher à corps creux	12
Figure II- 2 : Types des poutrelles pour etage 01	12
Figure II- 3 : Dimensions d'une poutrelle.....	13
Figure II- 4 : Le plus grand panneau	14
Figure II- 5 : Plancher à dalle pleine	14
Figure II- 6 : Dimensions de l'acrotère.....	15
Figure II- 7 : Plancher corps creux RDC.....	16
Figure II- 8 : Plancher dalle pleine SS2	16
Figure II- 9 : Plancher corps creux terrasse inaccessible	17
Figure II- 10 : Dalle pleine de balcon.....	18
Figure II- 11 : Mur extérieur (double paroi)	19
Figure II- 12 : Mur intérieur (simple paroi)	20
Figure II- 13 : dimensions du poutre principale	21
Figure II- 14 : dimensions du poutre secondaire.....	22
Figure II- 15 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	23
Figure II- 16 : Coupe des murs voiles en élévation.....	25
Figure II- 17 : Schéma statique de la rampe d'accès	26
Figure II- 18 : Vue en plan de la rampe d'accès	27
Figure II- 19 : Types des escaliers	28

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Figure III- 1 : dimensions de la poutrelle	48
Figure III- 2 : Ferrailage de la dalle de compression	59
Figure III- 3 : Le panneau le plus sollicité	60
Figure III- 4 : Une bande de 1m pour le calcul de ferrailage.....	62
Figure III- 5 : La disposition des armatures de la dalle pleine.....	64
Figure III- 6 : Caractéristique de l'ascenseur.....	65
Figure III- 7 : Système de fonctionnement de l'ascenseur	66
Figure III- 8 : Zone d'impact	68
Figure III- 9 : Dimensions de la charge concentrée	69
Figure III- 10 : Ferrailage de la dalle machine.....	75
Figure III- 11 : Chargement supporter par le palier et la volée.....	75
Figure III- 12 : Moment fléchissant à EL et ELS.....	76
Figure III- 13 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier RDC.....	83

Figure III- 14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	85
Figure III- 15 : Schéma statique du balcon	87
Figure III- 16 : Ferrailage du balcon	90
Figure III- 17 –a : Vue en plan du balcon	91
Figure III- 17-b : Vue en coupe du balcon	91
Figure III- 18 : Section de calcul d'acrotère	92
Figure III- 19 : Ferrailage de l'acrotère	95
Figure III- 20 : Vue en plan de la rampe d'accées	96
Figure III- 21 : Section de calcul de la rampe d'accées	96
Figure III- 22 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS	97
Figure III- 23 : Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accées	103
Figure III- 24 : Nappe superieure du ferrailage de la rampe d'accés	104

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV-1 : Modèle initiale de la structure.	107
Figure IV-2 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement.....	111
Figure IV-3 : (Principe de l'interaction Voile - Portique).....	115
Figure IV-4 : Le modèle finale.....	116
Figure IV-5 : Le modèle finale (Portique-Voiles).....	117
Figure IV-6 : Courbe de spectre de réponse de RPA.	121
Figure IV-7 : diagramme de la justification de l'interaction due aux charges verticales.....	124
Figure IV-8 : diagramme de la justification de l'interaction due aux charges verticales.....	125
Figure VI-9 : Le joint sismique.	130

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).....	134
Figure V-2 : Ferrailage des poteaux (Etage 1).	150
Figure V-3 : La zone nodale (Poteau-Poutre).....	172
Figure V-4 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs.	177
Figure V-5 : Schéma de ferrailage de poutre principale sous-sol.	177
Figure V-6 : Disposition des voiles.....	180
Figure V-7: Voile soumis à la flexion composée.	180
Figure V-8 : Ferrailage du voile (4) au niveau du SS2.	212
Figure V-9 : Présentation du voile périphérique.	213
Figure V-10 : Répartition des contraintes sur le voile.....	214
Figure V-11 : Exemple ferrailage du Voile périphérique.	224

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI-1 : Dimensions de la semelle isolée.	225
Figure VI-2 Schéma d'une Semelle filante.	226
Figure VI-3: Dimensions du radier.	229
Figure VI-4: Modélisation et Déformations de radier.	229
Figure VI-5: réaction de la structure à l'ELS.	230
Figure VI-6: déplacement maximale Z_{max} de la structure à l'ELS.	231
Figure VI-7: Ferrailage de la dalle du radier.	236
Figure VI-8: Schéma de ferrailage des nervures « sens x »	240

Chapitre VII : Etude managérial

Figure VII-1 : cycle de vie du projet de construction.....	243
Figure VII-2 : les intervenants de notre projet.	244
Figure VII-3 : Outils utilisés planifier.	245
Figure VII-4: Les priorités du projet (PP).	245
Figure VII-5: Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS).	249
Figure VII-6 : Les modèles d'estimation des coûts.	256
Figure VII-7 : La matrice de criticité.	260

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I- 1 : Caractéristiques des aciers	8
--	---

Chapitre II : descente des charges et pré-dimensionnement

Tableau II- 1 : Charges et surcharges du RDC (corps creux)	16
Tableau II- 2 : Charges et surcharges du SS2(parking dalles pleines).....	17
Tableau II- 3 : Charges et surcharges d'étage courant (corps creux)	17
Tableau II- 4 : Charges et surcharges de la terrasse inaccessible.....	18
Tableau II- 5 : Charges et surcharges de la terrasse accessible.....	18
Tableau II- 6 : Charges et surcharges du balcon	19
Tableau II- 7 : Charges du au mur extérieur	19
Tableau II- 8 : Charges du au mur simple paroi.....	20
Tableau II- 9 : Dimensions et vérification des poteaux	24
Tableau II- 10 : Dimensions minimales des voiles	25
Tableau II- 11 : Epaisseur des escaliers	30
Tableau II- 12 : Charges et surcharges du palier.....	35
Tableau II- 13 : Charges et surcharges de la volée 1.....	35
Tableau II- 14 : Charges et surcharges de la volée 2.....	36
Tableau II- 15 : Charges et surcharges de la volée 3.....	36
Tableau II- 16 : Charges et surcharges de la volée 4.....	37
Tableau II- 17 : Charges et surcharges de la volée 5.....	37
Tableau II- 18 : Charges et surcharges de la volée 6.....	38

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Tableau III- 1 : Charges et surcharges supportée par les poutrelles.....	40
Tableau III- 2 : Moments fléchissants et efforts tranchants au niveau de RDC.....	45
Tableau III- 3 : Moments fléchissants et efforts tranchants au niveau de l'étage courant.....	46
Tableau III- 4 : Moment fléchissants et effort tranchant au niveau de la terrasse accessible ..	47
Tableau III- 5 : Moments fléchissants et efforts tranchants au niveau de la terrasse inaccessible.....	47
Tableau III- 6 : Ferrailage calculés pour les poutrelles de RDC.....	51
Tableau III- 7 : Ferrailage calculés pour les poutrelles de l'etage courant.....	51
Tableau III- 8 : Ferrailage calculé pour les poutrelles de la terrasse (acc et inacc)	52
Tableau III- 9 : Ferrailage adopté pour les poutrelles	53
Tableau III- 10 : les contrainte tangentielle	53
Tableau III- 11 : Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.....	55
Tableau III- 12 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives	56
Tableau III- 13 : Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.....	57
Tableau III- 14 : Les valeurs des flèches des poutrelles.....	58
Tableau III- 15 : Moment fléchissant de la dalle pleine.....	62

Tableau III- 16 : Les contraintes dans le béton	64
Tableau III- 17 : Charges et surcharges de la dalle	67
Tableau III- 18 : Charges et surcharges de la machine.....	68
Tableau III- 19 : Résultats de calcul.....	71
Tableau III- 20 : Moment fléchissant de la dalle pleine	72
Tableau III- 21 : Armatures longitudinales calculée et adoptée	73
Tableau III- 22 : Les contraintes dans le béton	74
Tableau III- 23 : Ferrailage calculé en appui et en travée	79
Tableau III- 24 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	85
Tableau III- 25 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	87

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV-1 : Récapitulatif des pénalités	112
Tableau IV-2 : Périodes et participation massique du modèle initial	113
Tableau IV-3 : Périodes et participation du modèle finale.....	117
Tableau IV-4 : Les poids de la structure.	119
Tableau IV-5 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.	121
Tableau IV-6 : La vérification de la résultante des forces sismique.....	121
Tableau IV-7 : Efforts tranchants nouveau obtenue par les combinaisons modales.....	122
Tableau IV-8 : La vérification nouveau de la résultante des forces sismique.....	122
Tableau IV-9 : Justification de l'interaction due aux charges verticales.	123
Tableau IV-10 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales (V_x).	124
Tableau IV-11 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales (V_y).	124
Tableau IV-12 : Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages.....	125
Tableau IV-13: Vérification des déformations.....	126
Tableau IV-14: Vérification de l'effet P- Δ suivant x.....	127
Tableau IV-14: Vérification de l'effet P- Δ suivant y.....	128

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V-1: Vérification des sollicitations tangentes	131
Tableau V-2 : Sollicitations maximales à ELU.....	132
Tableau V-3 : Sollicitations maximales à l'accidentel ($G+Q\pm E$)	132
Tableau V-4 : Sollicitations maximales à l'accidentel ($0,8G\pm E$).....	133
Tableau V-5: La longueur de la zone nodale.	134
Tableau V-6 : Les résultats de ferrailage à ELU sont récapitulés dans le tableau suivant : .	138
Tableau V-7 : Les résultats de ferrailage à ($G+Q\pm E$) sont récapitulés dans le tableau	139
Tableau V-8 : Les résultats de ferrailage à ($0,8G\pm E$) sont récapitulés dans le tableau :	140
Tableau V-9 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/v2003.....	141

Tableau V-10 : Ferrillages longitudinales adopté pour les poteaux.	142
Tableau V-10 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.	142
Tableau V-11 : Section calculée et adoptée des armatures transversales des poteaux.	144
Tableau V-12: Sollicitations maximales fondamentales à ELS.	145
Tableau V-13 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation N (max) ; M (corresp)	147
Tableau V-14 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation M (max) ; N (corresp)	148
Tableau V-15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation N (min) ; M (corresp)	149
Tableau V-16 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	151
Tableau V-17 : Sollicitations maximales dans les Poutres principales.....	153
Tableau V-18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.	154
Tableau V-19 : Ferrillages calculés pour la Poutre Principale « Sap »	157
Tableau V-20 : Ferrillages calculés pour la Poutre secondaire « Sap »	159
Tableau V-21 : Ferrillages calculés pour la Poutre Principale « manuel ».	160
Tableau V-22 : Ferrillages calculés pour la Poutre secondaire« manuel ».	161
Tableau V-23 : Ferrillages adopté pour les poutres principales et secondaires.	163
Tableau V-24 : la longueur calculée et choisie de l'ancrage pour chaque type d'acier.....	164
Tableau V-25 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.	165
Tableau V-26 : les valeurs des contraintes tangentielles.....	165
Tableau V-27 : Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.....	167
Tableau V-28 : Armatures transversales et espacements adoptés.....	168
Tableau V-29 : Contraintes dans le béton pour chaque type des poutres.	169
Tableau V-30 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis intermédiaire.....	171
Tableau V-31 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.	172
Tableau V-32 : Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau.	174
Tableau V-33 : Moments résistants ultimes des poutres principales et des poteaux.	175
Tableau V-34: Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) après l'augmentation des sections.	176
Tableau V-35 : Vérification la condition de flèche.....	177
Tableaux V-36 : Vérification des voiles au cisaillement	184
Tableaux V-37: Les sollicitations des voiles (du 1 à 13).	187
Tableaux V-38: Résumer de ferrillage des voiles du 1 à 13.....	202

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI-1 : Calcul surface semelles filante.	226
Tableau VI-2 : récapitulatif des moments exercés sur le radier.	232
Tableau VI-3: Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.	236
Tableau VI-4 : Récapitulatif des moments pour les nervures.	237
Tableau VI-5: Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.....	237

Chapitre VII : Etude managérial

Tableau VII-1 : Matrice de priorité de notre cas.	246
Tableau VII-2 : Facteurs et leurs scores.....	247
Tableau VII-3 : Score de chaque système.	247
Tableau VII-4 nombre des effectifs.	251
Tableau VII-5 : nombre des éléments structuraux et ses quantités	252
Tableau VII-6-1 : Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau.....	253
Tableau VII-6-2 : Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau.....	254
Tableau VII-7: Le prix de chaque catégorie des logements.....	257
Tableau VII-8: Le prix de chaque catégorie des locaux.....	257
Tableau VII-10 : Classification des risques.	259

LISTE DES NOTATIONS

A : coefficient d'accélération de zone
A_a : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
A_r : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
A_t : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
B_r : section réduite du béton
C_p : facteur de force horizontale
C_s : coefficient de sécurité
C_r : charge de rupture
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
H_A : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
L : longueur
L_e : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : moment fléchissant
M_a : moment fléchissant en appui
M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M_d : moment fléchissant de la droite
M_e : masse du câble ; moment au centre de la section
M_f : moment fléchissant totale
M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
M_t : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
M_w : moment fléchissant de la gauche

M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 P_r : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration
 j : nombre des jours

l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_P : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : Contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Introduction générale

Depuis l'indépendance, l'Algérie a subi des changements radicaux, qui touchaient tous les domaines, surtout ceux de construction urbaine, ces derniers temps elle tenait à construire plus des bâtiments de type collectif et plus des projets de ce thème (**AADL, CNEP...etc**) avec un taux de plus en plus élevé, **Pourquoi ?**

Tout d'abord notre pays a connu ces dernières années, une croissance démographique importante, par conséquent ceci a conduit vers la faible disponibilité de terrain de construction.

Dans ce cadre, afin de réduire l'effet de cette croissance, les constructions en élévation sont privilégiées, pour économiser la surface occupée au sol malgré les difficultés de la réalisation, et son coût élevé.

Malheureusement ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : **les séismes, les cyclones, les volcans...etc.**

Pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions. La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (**Règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003"**), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Actuellement l'utilisation des voiles en (B.A) c'est la solution la plus répondeue.

Le béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation

- Durabilité

- Résistance au feu - Economie d'entretien

- Résistance aux efforts

- Face à un environnement de plus en plus instable, les projets de construction subissent souvent des retards ou des dépassements de budget et ceci à cause d'une mauvaise planification et l'absence de gestion de projet.
- En effet dans ce secteur, les activités de construction caractérisés par la complexité et l'incertitude posent des problèmes qui influe sur le bon déroulement de projet, alors

l'atteinte des objectifs techniques et le succès de projet dépend du management de projet.

- Un bâtiment est soumis en permanence à des sollicitations extérieures (température) qui viennent perturber son état thermique. Pour cela il faut considérer l'effet de la variation de la température sur la réponse de la structure.

Dans ce contexte nous allons étudier un bâtiment constitué d'un sous-sol, entre sol, RDC, et 9 étages à **usage multiples**.

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.

Notre objectif n'est pas seulement de faire une **étude technique du bâtiment**, mais aussi de faire appel aux notions de **management** pour définir le délai, **le coût global et le management des risques** du projet.

Chapitre 1

Présentation du projet

I-1- Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I-2- Présentation de l'ouvrage

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+9+2 sous-sol) à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol est destiné comme un parking.
- L'entre sol est destiné comme un parking.
- Le rez-de-chaussée (RDC) est destiné comme un étage commercial.
- du 1^{er} au 9^{ème} étage à usage d'habitation comporte 5 appartements (F3a, F3b, F4a, F4b, F4c).
 - F3a : Surface habitable : 134,6224m²
 - F3b : Surface habitable : 142,5459m²
 - F4a : Surface habitable : 152,5638m²
 - F4b : Surface habitable : 163,1095m²
 - F4c : Surface habitable : 179,7561m²

Le bâtiment est implanté à la wilaya de Sidi Bel abas (SBA) commune de SBA (voire **figure 1.1**) classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version2003) comme une zone de faible sismicité (zone 1)

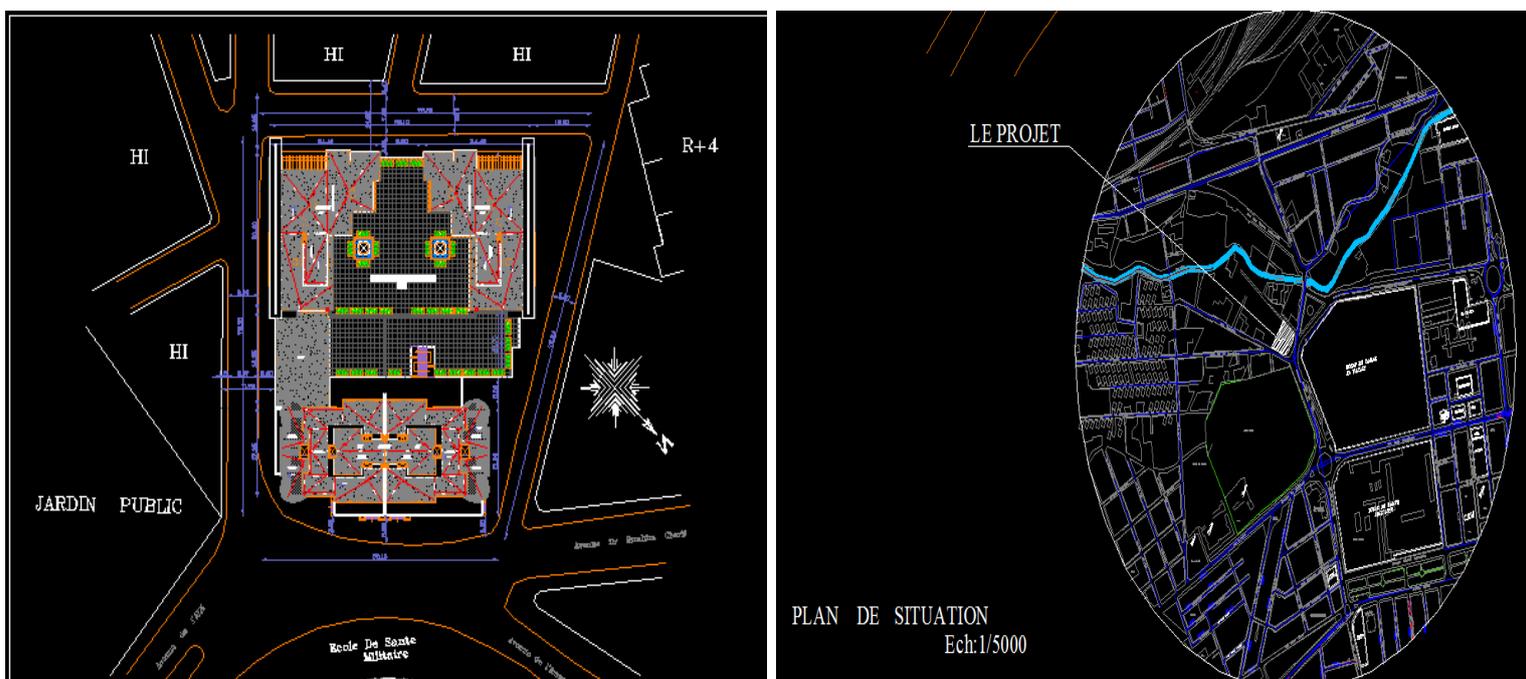


Figure I-1 : Plan de masse et de situation.

I-2-1- Caractéristiques géométriques de la structure :

I-2-1-1- Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment : 43,86 m

Hauteur du sous-sol : 3,06 m

Hauteur d'entre sol : 3,91 m

Hauteur du rez-de-chaussée : 4,59 m

Hauteur du 1^{er} au 9^{ème} étages : 3,06 m

I-2-1-2- Dimensions en plan :

La structure présente une forme irrégulière en (L), dont les dimensions en plan sont :

Longueur totale : 29,1m

Largeur totale : 21,8 m

La surface totale du bâtiment : 465 ,6725 m²

I-3- Conception de la structure

I-3-1- Ossature de l'ouvrage

C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau –poutre).

I-3-2- Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

- **Planchers dalle pleine**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis.

Le plancher du sous-sol est exceptionnellement en dalle pleine à cause de l'importance des charges (parking).

I-3-3- Escaliers

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire et 3 volées avec 2 paliers intermédiaire

I-3-4- Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

- **Murs extérieurs**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

- **Murs intérieurs**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-3-5- Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Chappe de ciment pour le parking

I-3-6- Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I-4- Caractéristiques des matériaux

I-4-1- Béton

➤ Définition

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

➤ **Les avantages du béton**

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

➤ **Les inconvénients du béton**

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m³
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

I-4-1-1- Les constituant du béton

➤ **Ciment**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ **Les granulats**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

I-4-1-2- Dosages

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

I-4-1-3- Résistance

➤ **Résistance mécanique à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa.....**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)**

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa}.....(1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40\text{MPa}.....(2) \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A. 2.1. 11)}$$

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ **Résistance à la traction**

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

I-4-1-5- Module de déformation longitudinale

➤ **Module de déformation instantanée**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A.2.2.21)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc: $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation différée**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A.2.1.22)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{vj} = 10818.86\text{MPa}$.

I-4-1-6- Coefficient de poisson

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0.2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré (ELS)} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré (ELU)} \end{array} \right\} \dots \text{CBA93 (Article A. 2. 1. 3)}$$

I-4-1-7- Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b; 5MPa) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b; 4MPa) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

Donc : $\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration préjudiciable.

I-4-1-8- La contrainte de compression à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Pour une situation courante} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h.

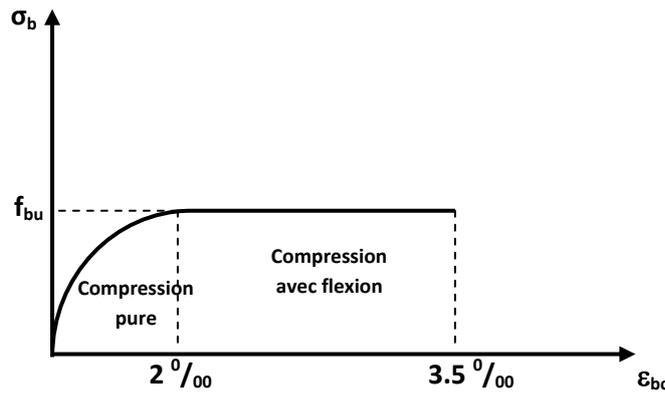


Figure I-2 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme **parabole rectangle** (Figure 1.2) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

I-4-1-9- La contrainte de compression à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Art A.4.5.2).}$$

Avec dans notre cas : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

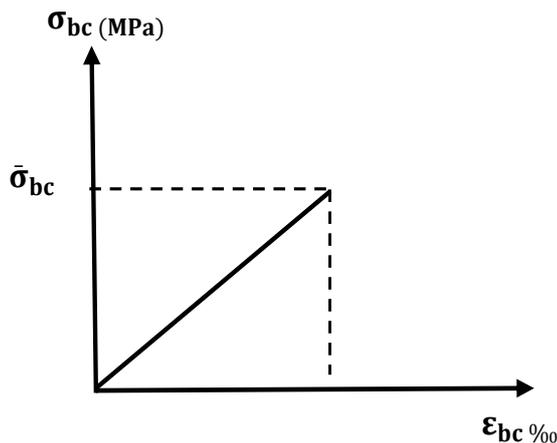


Figure I-3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I-4-2- L'acier

I-4-2-1- Définition

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E.

I-4-2-2- Caractéristiques des aciers utilisés μ

Tableau 1-1 : Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TLE520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

I-4-2-3- Contraintes limites des aciers

- L'état limite ultime

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \dots \text{ Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1. \dots \dots \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ En situation durable.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ En situation accidentelle.}$$

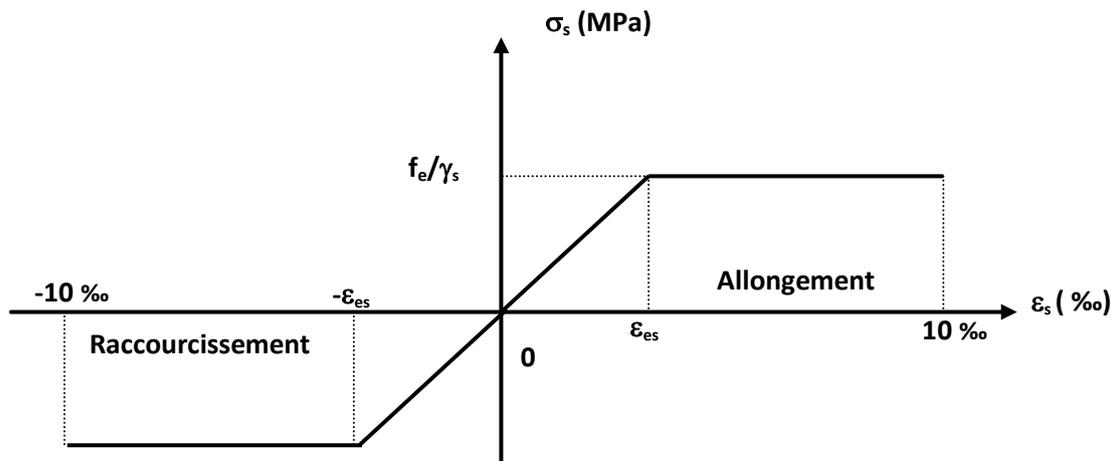


Figure 1-4: Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

• **L'état limite de service**

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
- Fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \\ \delta_{st} = f_e / \gamma_s \end{cases}$$

I-5-Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10819 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « fe. E400 » H.A $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
 - Transversales : on a choisi le : « fe. E235 » R.L
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe. E520 » T.S $f_e = 520$

I-6-Caractéristiques géotechniques du sol

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99 V 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (LTPO), le terrain prévu est composé de l'argile, de marne, de sable, et de calcaire, le tout est coiffé d'un remblai dans un contexte homogène. Nous adoptons l'emploi d'un radier général ancré dans le bon sol à une profondeur moyenne de 7,00 m /TN (réservée pour 02 sous-sol), tout en dépassant catégoriquement la couche de remblai et en assurant un encastrement suffisant pour la stabilité de l'ouvrage.
- La contrainte admissible du sol est = 1.8 bars.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

Chapitre 2

Pré-dimensionnement
des éléments

II-1- Introduction

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles). Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/version2003) et du (C.B.A.93) (B.A.E.L91).

Le pré dimensionnement est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Les sollicitations verticales sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

- **Sollicitations horizontales :**

Les sollicitations horizontales sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et ils peuvent être modifiés après les vérifications et les calculs.

2.2 Pré-dimensionnement

II-2- Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas à la stabilité et à la résistance de la structure.

II-2-1- Les planchers

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées (bâtiment à usage d'habitation).

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de gagner le temps pour la réalisation des poutrelles spéciales.

II-2-1-1- Les planchers à corps creux

Pour (Sous sol, RDC, Etage courant, Terrasse). Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

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

Nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire la flèche.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le C.B.A.93. L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h_p = \frac{L_{max}}{22,5}$

Avec : L_{max} : Présente la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

h_p : L'épaisseur du plancher

$$L_{max} = 445 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_p = \frac{445}{22,5} = 19,77 \text{ cm}$$

→ Donc on adoptera des planchers à corps creux de $(16 + 5) = 21 \text{ cm}$.

- Hauteur de corps creux = 16 cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 5 cm

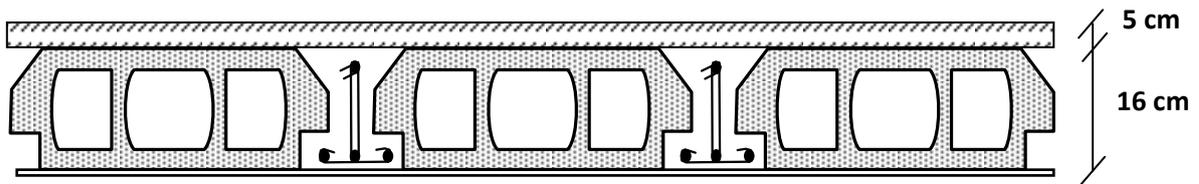


Figure II-1 : Plancher à corps creux

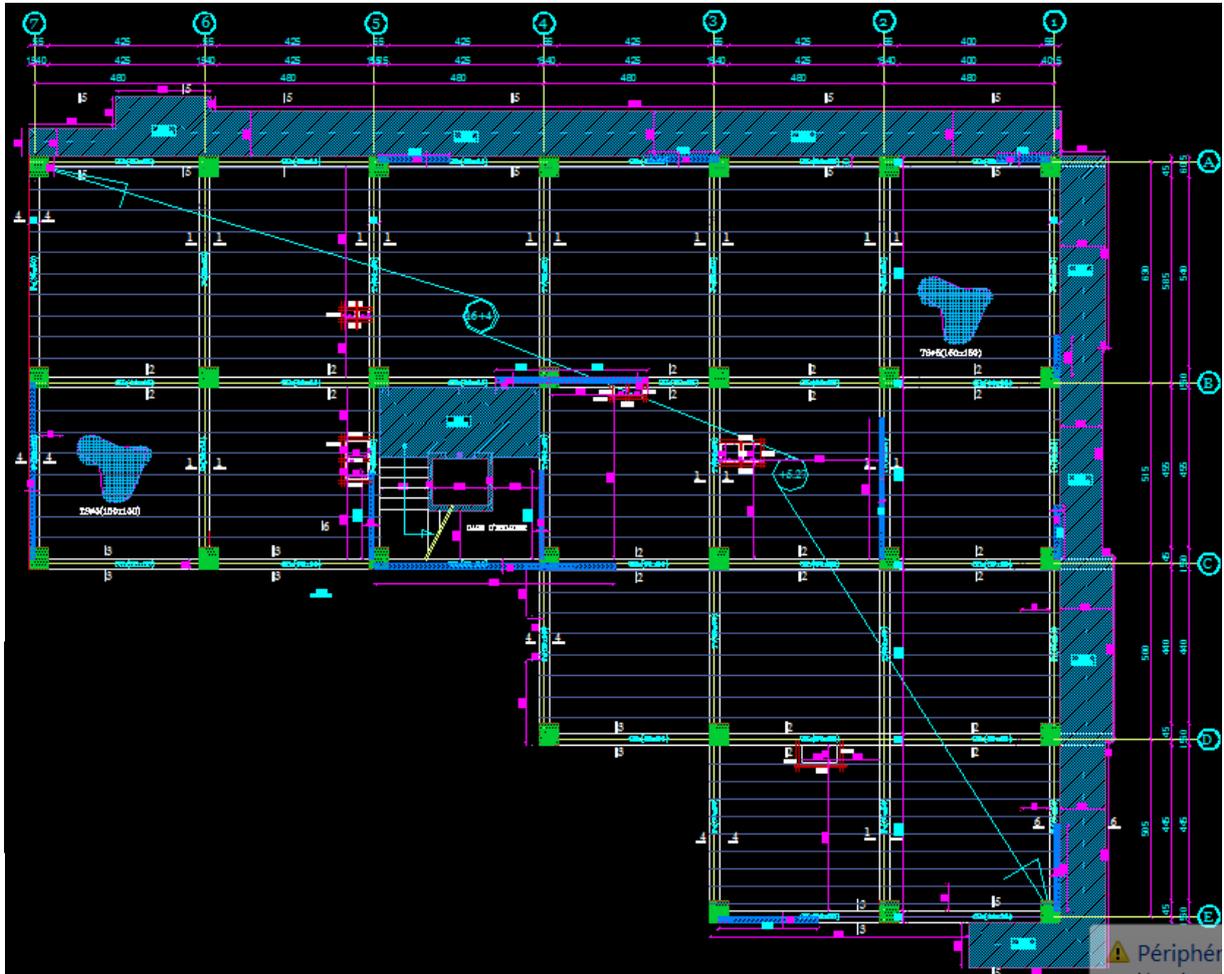


Figure II-2 : Types des poutrelles pour Etage 01.

Remarque : Les poutrelles dans la **figure II-2** représentés comme des fils horizontaux en bleux.

- **Dimensionnement des poutrelles :** Les poutrelles se calculent comme des sections en T a la flexion simple. Leur pré dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La largeur de la table de compression est définie par :

$b = b_0 + 2 \times b_1$ Avec : $8 \leq b_0 \leq 14$, on prend $b_0 = 12$ cm.

$$b_1 = \min \left(\frac{b - b_0}{22}; \frac{L_{\min}}{10} \right)$$

L : la plus petite portée des poutrelles

$b = 65$ cm; $b_0 = 12$ cm; $L_{\min} = 435$ cm

$$b_1 = \min\left(\frac{65-12}{2}; \frac{435}{10}\right)$$

$$b_1 = \min(26.5; 43.5)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Le minimum de b_1 doit être vérifié les conditions de RPA99V2003 suivantes:

-Première condition

$$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} \implies 26.5 \leq 65 - \frac{12}{2} = 59 \implies 26.5 < 59 \implies \text{condition vérifiée.}$$

-Deuxième condition

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \implies 26.5 \leq \frac{435}{10} < 43.5 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

-Troisième condition

$$b_1 \leq \min(6h_0; 8h_0) = \min(6 \times 5; 8 \times 5) = \min(30; 40) \implies 26.5 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Remarque : que toutes les conditions du RPA sont vérifiées.

Schéma de la section en T:

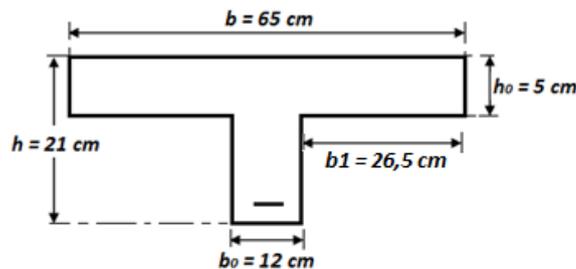


Figure II-3 : Dimensions d'une poutrelle.

II-2-1-2- Les planchers à dalle pleine

Pour certain zone à cause de leurs formes irrégulières au niveau du (Sous sol, RDC, Etage courant, Terrasse)

Leur pré-dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères donnés par le règlement (B.A.E.L.91) :

- Critère de résistance

$$h_e > \frac{L_x}{35} \implies \text{Pour les dalles qui portent dans un seul direction.}$$

$$h_e > \frac{L_x}{40} \implies \text{Pour les dalles qui portent dans les deux direction.}$$

- Critère de coupe-feu

$$h_e \geq 7 \text{ cm} \implies \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$h_e \geq 11 \text{ cm} \implies \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

$$h_e \geq 14 \text{ cm} \implies \text{Pour quatre heures de coupe-feu.}$$

Avec : L_x : La plus petite dimension du panneau.

Nous avons un seul type des dalles (reposit sur quatre appuis), donc on dimensionne par rapport le plus grand panneau :

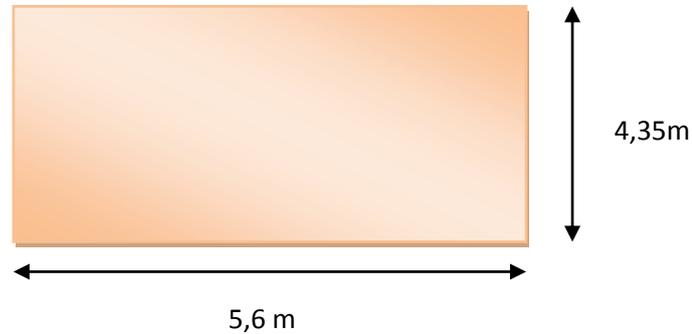


Figure II-4 : Le plus grand panneau.

Avec : ($L_x = 4,35 \text{ m}$) ; ($L_y = 5,6 \text{ m}$)

- **Sens de la dalle**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,35}{5,6} = 0,78 \geq 0,4 \rightarrow \text{Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.}$$

- **Condition de flèche**

$$h_e \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow h_e \geq \frac{4,35}{40} \rightarrow h_e \geq 10,88 \text{ cm}$$

- **Critère de coupe-feu**

. $h_e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow$ Pour quatre heures de coupe-feu.

Pour faciliter la mise en œuvre de coffrage et pour garder les mêmes dimensions que les plancher à corps creux, on adopte une épaisseur de 20cm

On prend: $h_e = 20 \text{ cm}$.

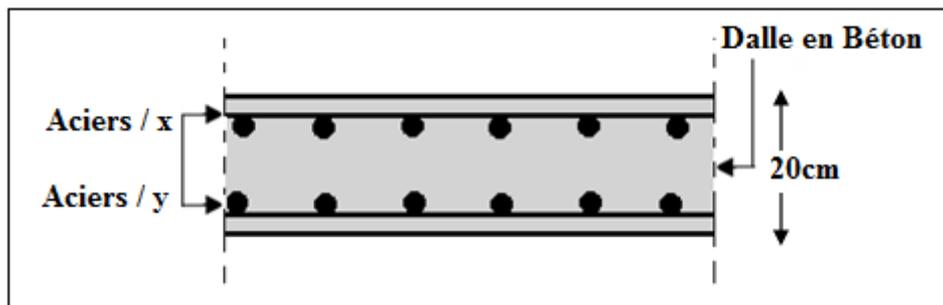


Figure II-5 : Plancher à Dalle pleine.

II-2-2- Acrotère

➤ Acrotère 45 cm

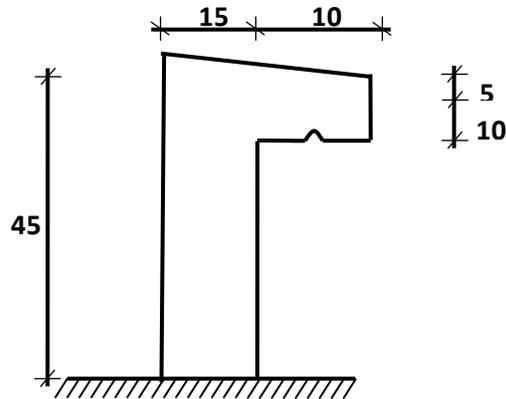


Figure II-6 : Dimensions de l'acrotère

- **Surface de l'acrotère**

$$S = 0.45 \times 0.1 + \frac{(0.15 + 0.1) \times 0.15}{2} \rightarrow S = 0.064 \text{ m}$$

- **Poids de l'acrotère**

$$G = S \times \gamma_{\text{béton}}$$

- **Charge horizontale**

D'après le RPA99/version2003 :

$$F_p = \pm 4 \times A \times C_p \times G$$

A : coefficient d'accélération de zone I, Groupe 2 (A=0,1)

G : le poids de l'acrotère (G=1.6 KN/m)

C_p : facteur de force horizontale (C_p=0,8 KN)

$$\rightarrow F_p = 0.5120 \text{ KN/ml}$$

➤ Acrotère 40 cm

$$\rightarrow G = 1.48 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow F_p = 0.47 \text{ KN/ml}$$

II-3- Evaluation des charges et surcharges

D'après DTR.B.C.2.2, 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.

II-3-1- Plancher RDC (usage de commerce)

II-3-1-1- Plancher à corps creux (16+5)

Tableau II-1 : Charges et Surcharges du RDC (Corps creux)

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
cloison d'intérieure	21	10	1
carrelage	2	20	0,4
mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher	21	25	3,10
Enduit en plâtre	2	10	0,2
			G
			5,46
Q : charges d'exploitation.			Q
			4,5

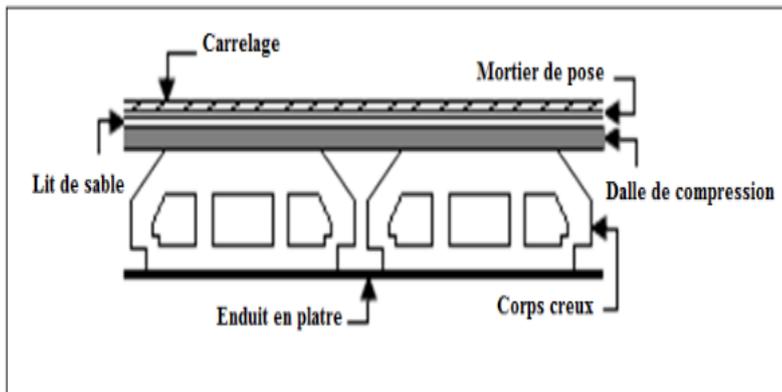


Figure II-7 : Plancher Corps creux RDC

II-3-1-2- Plancher à Dalle pleine

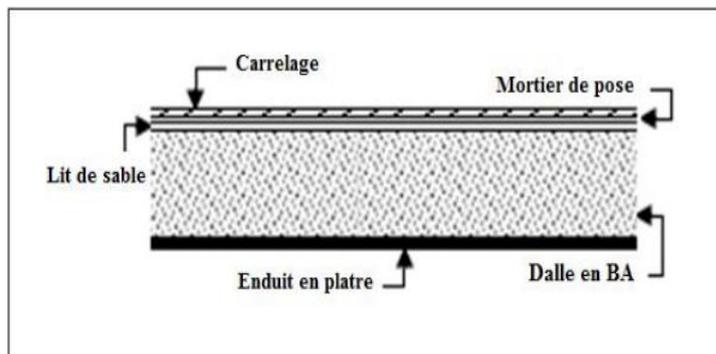


Figure II-8 : Plancher Dalle pleine SS2

Tableau II-2 : Charges et Surcharges du SS2<PARKING> (Dalles pleines).

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Chappe en béton	3	20	0,6
Dalle en BA	20	25	5
Enduit en ciment	2	18	0,36
Cloisons légère	/	/	1
			G
			6,96
			Q
			2,5

II-3-2- Plancher Etage courant

Tableau II-3 : Charges et Surcharges d'étage courant (Corps creux).

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
cloison d'intérieure	21	10	1
carrelage	2	20	0,4
mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher	21	25	3,10
Enduit en plâtre	2	10	0,2
			G
			5,46
			Q
			1,5

II-3-3-Plancher Terrasse

II-3-3-1- Plancher Terrasse inaccessible

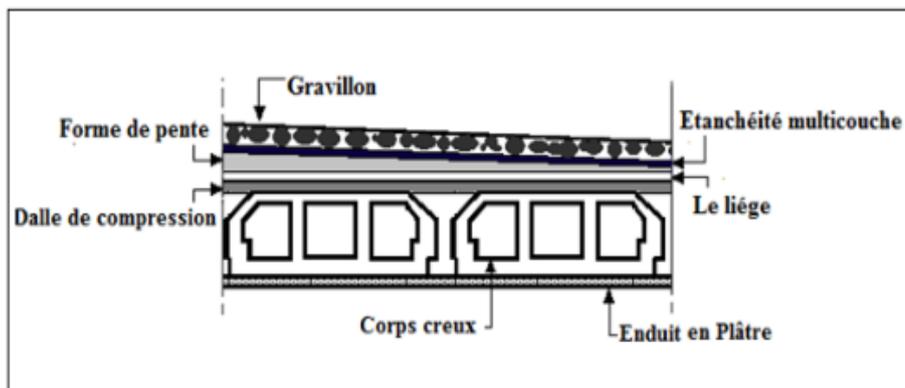

Figure II-9 : Plancher Corps creux Terrasse inaccessible

Tableau II-4 : Charges et Surcharges de la terrasse inaccessible

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	5	17	0,85
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente	4	22	0,88
Isolation thermique	4	4	0,16
Plancher	21	25	3,10
Enduit en plâtre	2	10	0,2
		G	5,31
		Q	1

II-3-3-2- Plancher Terrasse accessible

Tableau II-5 : Charges et Surcharges de la terrasse accessible

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Isolation thermique	4	4	0,16
Plancher	21	25	3,10
Enduit en plâtre	2	10	0,2
		G	4,62
		Q	1,5

II-3-4- Balcon

Pour le balcon, nous avons adopté une épaisseur de (15 cm).

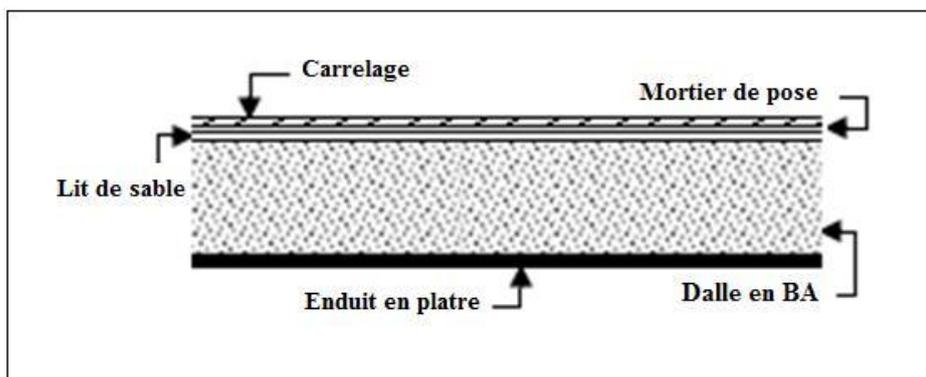
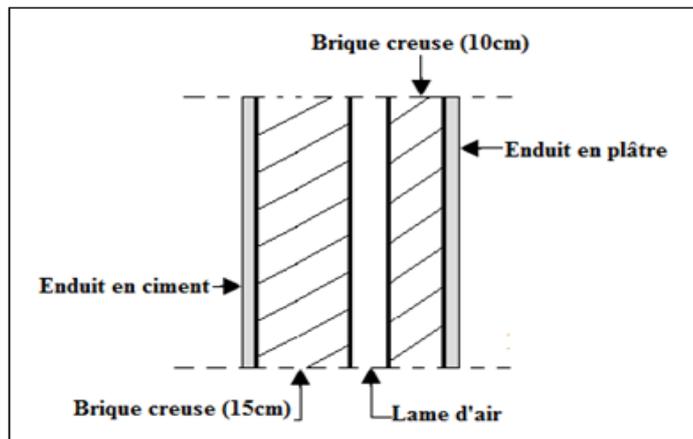

Figure II-10 : Dalle pleine de balcon.

Tableau II-6 : Charges et Surcharges du balcon.

élément	Ep(cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	2	0.4
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle pleine en béton	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	20	0.4
			G=5,31
			Q=3,5

II-3-5- Murs

II-3-5-1- Mur Extérieur (double cloison)


Figure II-11 : Mur extérieur (double paroi).
Tableau II-7 : Charges du au mur extérieur.

Elément	Ep(cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit en plâtre	2	12	0.24
Brique creuse	10	9	0.9
Brique creuse	15	9	1.35
Enduit en ciment	2	20	0.4
			G=2.89KN/m²

II-3-5-2- Mur Intérieur (simple cloison)

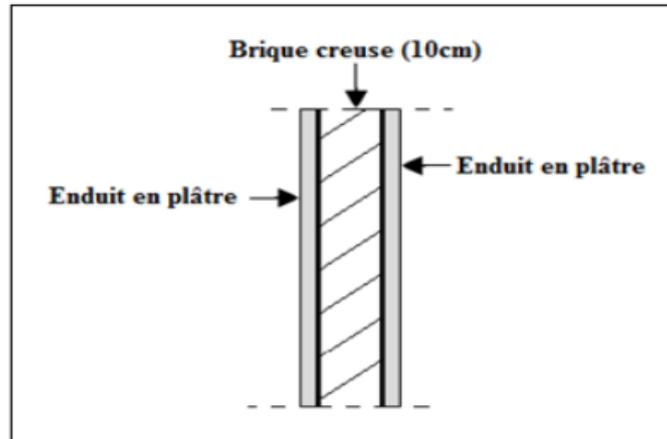


Figure II-12 : Mur intérieur (simple paroi).

Tableau II-8 : Charges du au mur simple paroi.

Elément	Ep(cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit intérieur (en plâtre)	2	10	0,2
Enduit extérieur (en plâtre)	2	10	0.2
			G=1,3 KN/m²

Remarque

- Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :
- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II-4- Pré dimensionnement des éléments structuraux

Le pré dimensionnement vise à un pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles), Il a pour but d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage et trouver aussi un meilleur compromis entre coût et sécurité.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles RPA99/version2003 et du (C.B.A.93) et (B.A.E.L91).

II-4-1- 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 répartissent 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.

❖ D'après le R.P.A99 et BAEL91 les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes:

- **BAEL91**

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

- **Vérification d'après RPA99V 2003**

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

II-4-1-1- Poutres Principales

D'après le B.A.E.L 91 on a

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 41.33 \leq h \leq 62 \rightarrow h=50\text{cm}$$

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h \rightarrow 0.3 * 50 \leq b \leq 0.7 * 50 \rightarrow 15 \leq b \leq 35 \rightarrow b=35\text{cm}$$

Avec : (L=6,2m : Distance entre axes pour les plus grandes portées).

(h : Hauteur de la poutre) ; (b : Largeur de la poutre).

Vérification d'après RPA99V 2003

⇒ $b \geq 20 \text{ cm}$	$35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$	CV
⇒ $h \geq 30 \text{ cm}$	$50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$	CV
⇒ $h/b \leq 4$	$1.43 \leq 4$	CV

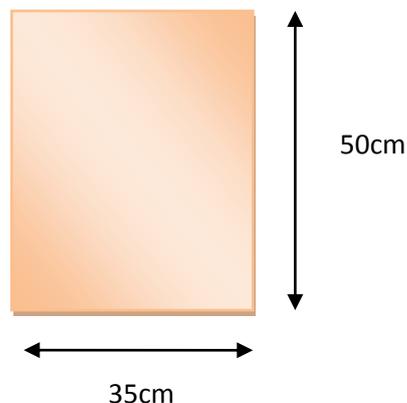


Figure II-13 : dimensions de poutre principale

II-4-1-2- Poutres Secondaires

D'après le B.A.E.L 91

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \text{avec: } L=480\text{cm}$$

$$\Rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

$$\Rightarrow h=35\text{cm}$$

$$0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

$$\rightarrow b=30\text{cm}$$

Vérification d'après RPA99V 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$	$30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$	CV
$h \geq 30 \text{ cm}$	$35\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$	CV
$h/b \leq 4$	$1.16 \leq 4$	CV

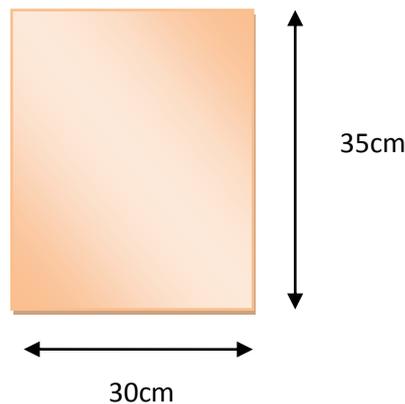


Figure II-14 : dimensions de poutre secondaire.

Remarque : puisque on a la poutre Palière est parallèle à la poutre secondaire donc on prend les mêmes dimensions

\Rightarrow poutre Palière est de dimensions (30*35).

II-4-2- Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations. Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes
Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central) :

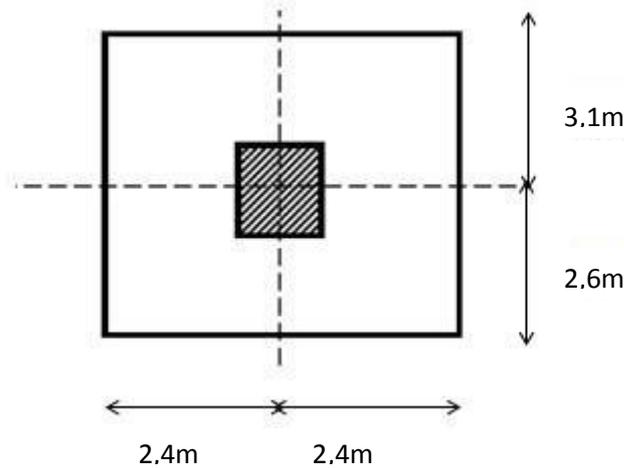


Figure II-15 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.

D'après les règles de (C.B.A.93) et (B.A.E.L .91)

S : Surface supporté par le poteau le plus sollicité :

$$S = 27.36 \text{ m}^2$$

On suppose une charge répartie moyenne P par étage : ($P = 1 \text{ t/m}^2$)

n : Nombre d'étage \rightarrow ($n = 13$).

Nu : Etant la charge verticale :

$$Nu = P \times S \times n = Nu = 1 \times 27.36 \times 13 = 355.68 \text{ ton.}$$

$$Nu = 3.556 \text{ MN.}$$

Section réduite :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{F_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times Fe}{100 \times \gamma_s}}$$

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

$$\beta = 1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = \frac{(0.85 * \lambda^2)}{1500} \text{ si } 50 < \lambda < 70$$

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

$$f_c = 400 \text{ MPa}$$

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

$$F_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

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

$$\gamma_s = 1.5$$

$$\Theta = 1 \text{ (charge } > 24 \text{h).}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 3.556}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \rightarrow Br \geq 0.228 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{Br}$$

$$a \geq 47 \text{ cm}$$

On prend $a = b = 70 \text{ cm}$

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003

$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow a = 70 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$\text{Min}(a, b) \geq h_e/20 \rightarrow a = 70 \text{ cm} \rightarrow 285 > /20 = 14,25 \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 1 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification du poteau au flambement :

Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{70^4}{12} = 2000833,333 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2000833,333}{70^2}} = 20,21 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i$$

Avec:

$$L_f = 0,7 * L_0 \text{ (cas générale)}$$

L_0 : Hauteur libre du poteau de SS2

$$L_0 = 2,85 \text{ m}$$

$$L_f = 2 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 200 / 20,21 = 9,9 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \rightarrow \text{Pas de flambement.}$$

Tableau II-9 : Dimensions et vérification des poteaux

Niveau	n	he [cm]	a, b [cm]	Nu [MN]	$I_x = I_y$ (m)	λ_x, λ_y [cm]	$\lambda < 50$
SS2	13	285	70	3.556	0.2021	9,9	CV
SS1	12	370	70	3.2832	0.2021	12.82	CV
RDC	11	438	65	3.0096	0.1876	16.34	CV
1	10	302	65	2.736	0.1876	11.27	CV
2	9	302	60	2.4624	0.1732	12 .21	CV
3	8	302	60	2.1888	0.1732	12 .21	CV
4	7	302	55	1.9152	0,1588	13,31	CV
5	6	302	55	1.6416	0,1588	13,31	CV
6	5	302	50	1.368	0.1443	14.65	CV
7	4	302	50	1.0944	0.1443	14.65	CV
8	3	302	45	0.8208	0,13	16 .27	CV
9	2	302	45	0.5472	0,13	16 .27	CV
Buanderie	1	302	40	0.2736	0.1135	18.31	CV

II-4-3- Voiles

Les voiles sont des éléments destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme).

Le R.P.A 99/version 2003 considère comme voiles de contreventement les voiles

satisfaisant les conditions suivantes : $L \geq 4a$ et $a \geq \max(he/20, 15 \text{ cm})$

Avec : (L : Longueur du voile) ; (a : L'épaisseur du voile) ; (he : Hauteur libre d'étage)

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he).

Exemple de calcul du voile en L :

Comme un exemple de calcul, on a choisi le voile du SS2.

he=370cm $\rightarrow a \geq 370/20 = 18.5 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur égale à 25 cm.

$L > 4 \times 25 = 125 \text{ cm}$

On adopte une longueur du voile égale à 125cm.

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

Tableau II-10 : Dimensions minimales des voiles

Niveau	he [cm]	a [cm]
SS1	370	25
SS2	285	25
RDC	438	25
Du 1 ^{er} a 9eme étage	302	25

∴

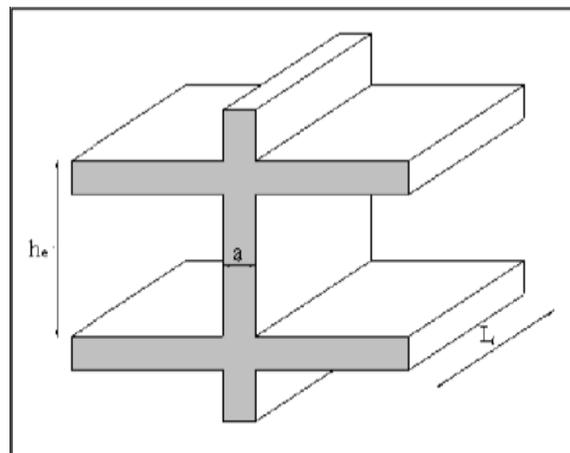


Figure II-16 : Coupe des murs voiles en élévation

II-5- Pré dimensionnement des éléments secondaire

II-5-1- Pré-dimensionnement de la rampe d'accès

- 1^{er} Type

La rampe d'accès est un plan incliné, permettant le passage d'un niveau à un autre. Cette rampe est en dalle pleine, et elle est appuyée sur les deux sens (x, y).
 Suivant x, elle repose sur 4 appuis (trois poutre et une longrine). Et suivant y, elle repose sur 2 appuis (deux poutre).

Pour dimensionner la rampe d'accès il faut d'abord :

- **L'angle d'inclinaison** $\tan \alpha = \frac{2.85}{14.4} = 0.20 \rightarrow \alpha = 11.23$
- **La longueur de la rampe d'accès** $\sin \alpha = \frac{2.85}{L} \rightarrow L = \frac{2.85}{\sin 11,23} \rightarrow L = 14,64\text{m}$

La coupe transversale de la rampe d'accès est illustrée sur la figure ci-dessous :

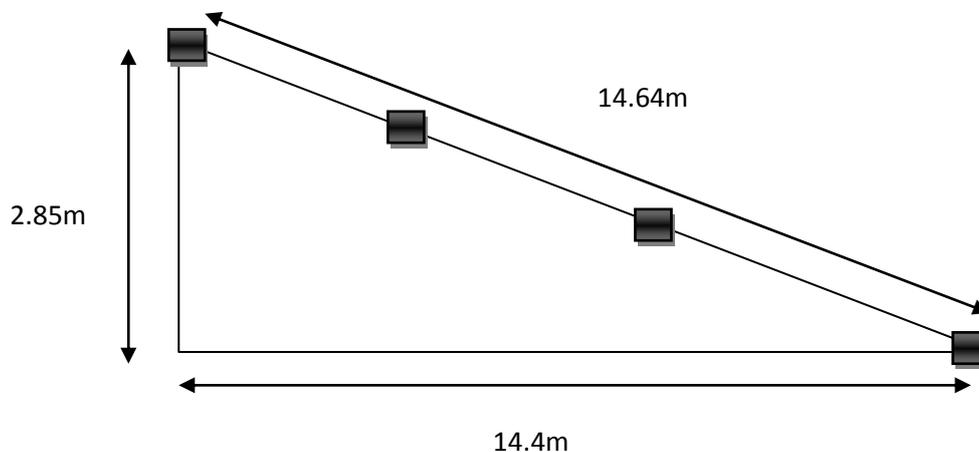


Figure II-17 : Schéma statique de la rampe d'accès.

- Dimensionner la poutre suivant y

Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \text{avec: } L=620\text{cm}$$

$$\Leftrightarrow 41.33 \leq h \leq 62$$

$$\Leftrightarrow h=50\text{cm}$$

Avec, L : C'est la portée entre les poteaux.

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule ;

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h$$

$$15 \leq b \leq 35$$

$$\rightarrow b=30\text{cm}$$

Où, h : étant la hauteur de la poutre.

- **Dimensionner la longrine**

Pour dimensionner la hauteur de la longrine, on utilise la même formule de la poutre:

$$\Rightarrow h=50\text{cm et } b=30\text{cm}$$

- **Dimensionner la poutre suivant x**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \text{avec: } L=480\text{cm} \rightarrow h=35$$

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h \rightarrow b=30\text{cm}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la dalle**

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{4.85}{6.2} = 0.78 \geq 0,4 \rightarrow \text{Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.}$$

L_x et L_y représente les dimensions mesurées entre les appuis de la rampe d'accès.

L_x et L_y sont représentés sur la figure suivante :

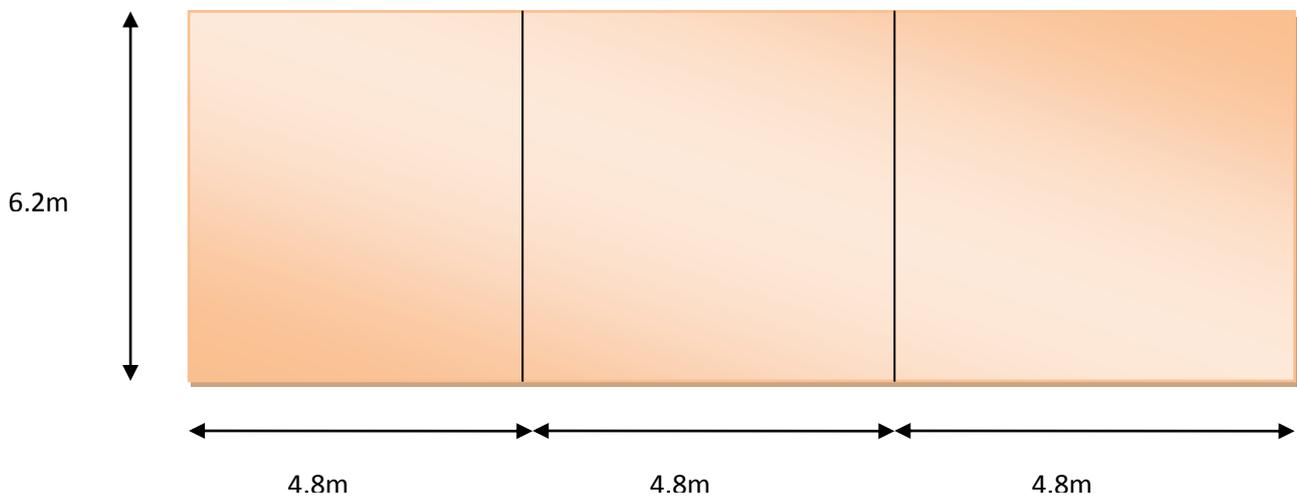


Figure II-18 : Vue en plan de la rampe d'accès.

Pour trouver la hauteur, on utilise la condition de la flèche :

$$h_e \geq \frac{Lx}{40} \rightarrow h_e \geq \frac{4.8}{40} \rightarrow h_e \geq 12\text{cm}$$

Critère de coupe-feu :

$$. h_e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour quatre heures de coupe-feu.}$$

Pour avoir la même épaisseur que la dalle pleine de sous-sol on prend: $h_e = 20 \text{ cm}$.

II-5-1- Pré dimensionnement d'escaliers

II-5-1- Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Nous avons pour notre projet deux types des escaliers :

- Un escalier à trois volées.
- Un escalier balancé

II-5-2- Terminologie

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- La cage d'escalier : Espace limité où les escaliers sont placés.
- Le palier intermédiaire : Il est inséré entre deux volées et situé entre deux étages, ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop.
- Le palier d'arrivée (d'étage): Appelé aussi parfois palier de communication, ce palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- La paillasse (volée) : Est une dalle inclinée qui soutient les gradins, elle comprend entre deux paliers consécutifs.
- La marche: Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre, on distingue deux types de marche :
 - La marche droite : De forme rectangulaire.
 - La marche balancée : De forme trapézoïdale, permet le changement de direction.
- La contremarche : La face verticale située entre deux marches consécutives.
- L'embranchement : Largeur utile de l'escalier.
- La ligne de foulée : Ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.

II-5-3- Dimensionnement des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contremarches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$.

h : Hauteur de contremarche, varie de [15 à 20cm] pour un bâtiment public.

g : Largeur de marche (giron), varie de [22 à 33cm] pour un bâtiment public.

n : Nombre des contres marches.

n-1 : Nombre des marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.

H : Hauteur de l'escalier.

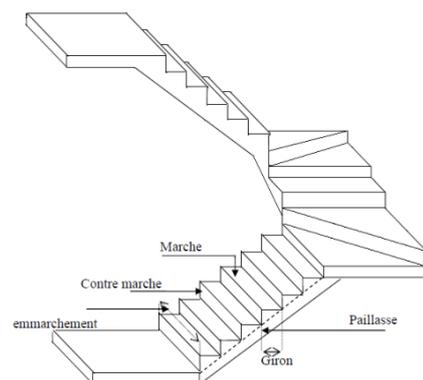
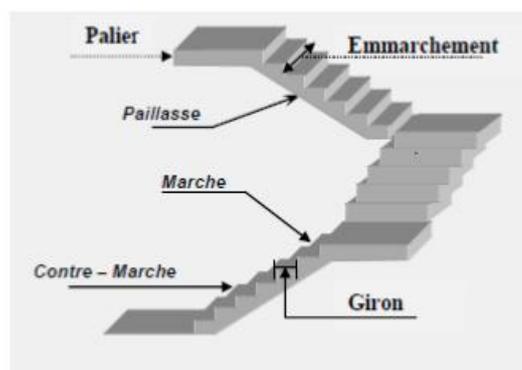


Figure II-19 : Types des escaliers

Remarque : Notre structure présente des hauteurs d'étage différentes, des types et des dimensions différents pour cela on distingue plusieurs types d'escalier.

Calcul de nombres des marches et des contremarches : Pour déterminer le nombre des marches et des contremarches (par exemple **Sous-sol 2**), on utilise :

Relation de Blondel

$$0.59 \leq 2 \cdot h + g \leq 0.66 \quad [\text{m}]$$

$$0.25 \leq g \leq 0.32$$

- Choix de la hauteur marches : $h = 17 \text{ cm}$

- le giron $g = 30 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h}$$

H : hauteur d'étage

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

➤ **Volé 1 :**

6 contre marche. → $n=6$

($n-1$) : marche → 5 marches.

La longueur de la ligne de foulée

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

$$L = 150 \text{ cm}$$

Calcul de l'épaisseur du volé

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h}{l} = \frac{0.85}{1.5} = 0.95 \rightarrow \alpha = 29.54$$

$$\frac{1}{20 \cos \alpha} \leq E_v \leq \frac{1}{15 \cos \alpha} \rightarrow \frac{150}{20 \cos 29.54} \leq E_v \leq \frac{150}{15 \cos 29.54} \rightarrow 8.62 \leq E_v \leq 11.49$$

On prend $E_v = 12 \text{ cm}$

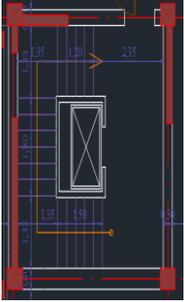
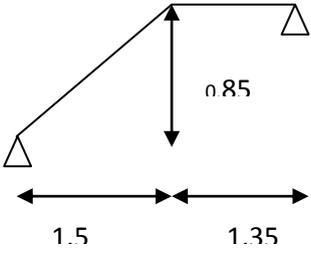
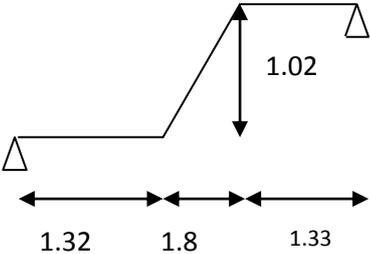
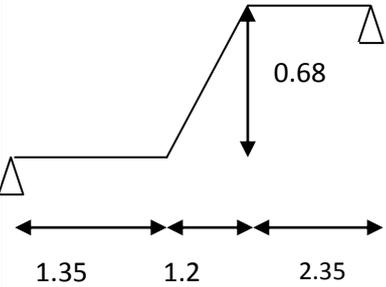
Calcul de l'épaisseur du palier

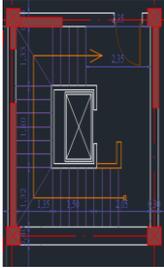
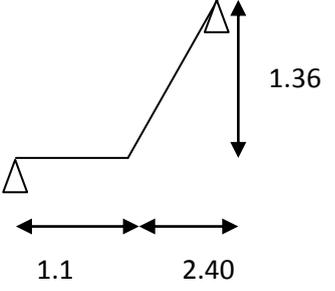
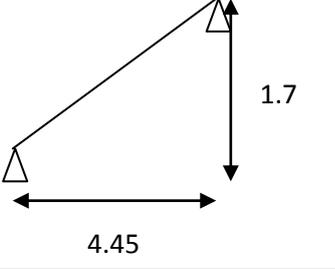
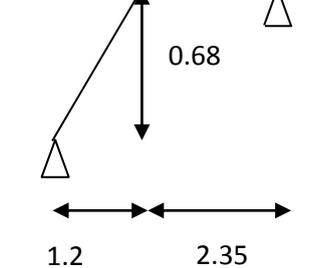
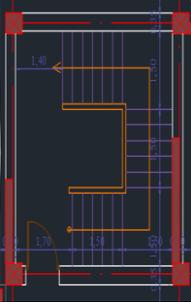
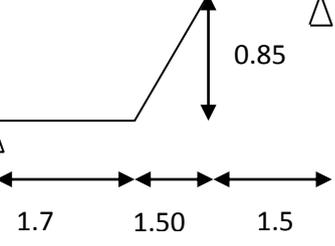
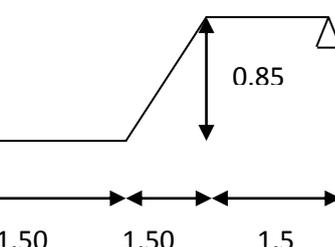
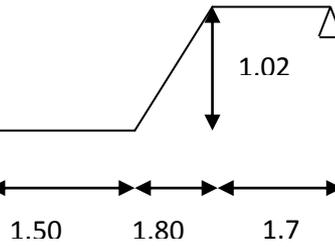
$$\frac{1}{20} \leq E_p \leq \frac{1}{15} \rightarrow \frac{135}{20} \leq E_p \leq \frac{135}{15} \rightarrow 6.75 \leq E_p \leq 9$$

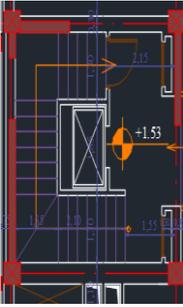
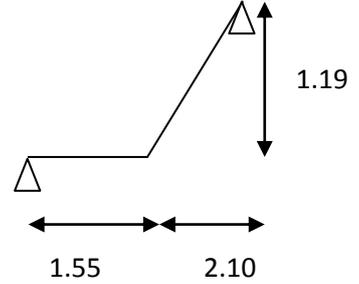
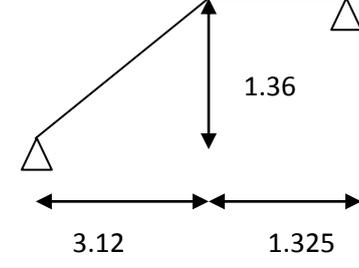
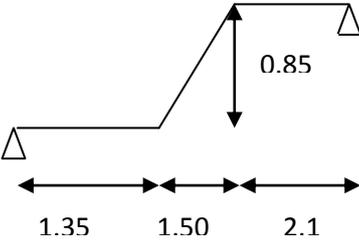
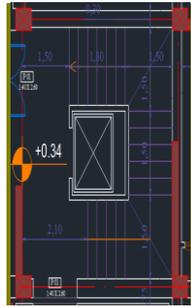
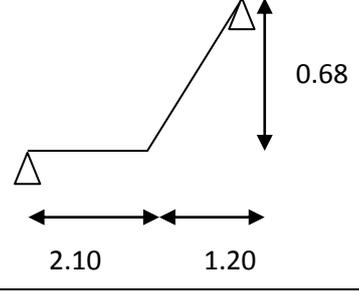
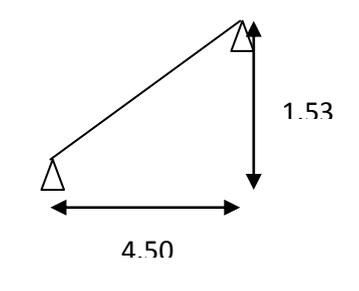
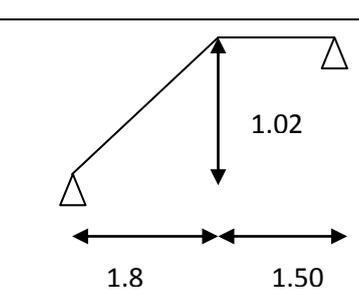
On prend $E_p = 12 \text{ cm}$

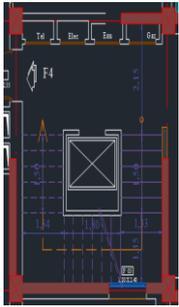
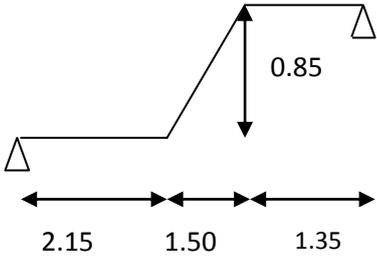
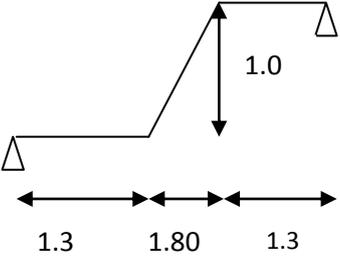
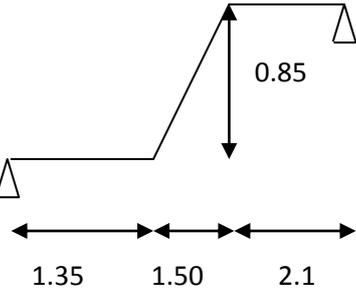
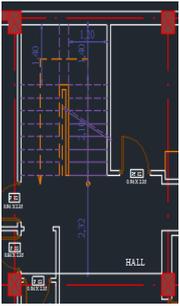
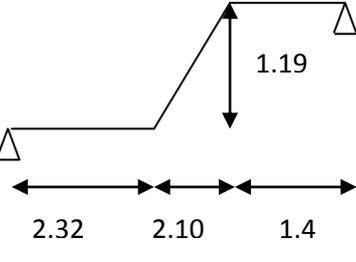
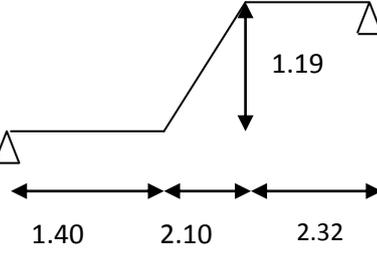
Le tableau suivant représente les dimensions des autres types :

Tableau-11 : Epaisseur d'escaliers

		Schémas statique	h	g	H	n	n-1	L	α	Ep	Ev
SS2			17	30	306	6	5	150	29.54	6.75 < Ep < 9 → 12	9 < Ev < 11.5 → 12
						7	6	180	29.54	6.73 < Ep < 9.2 → 12	10 < Ev < 14 → 12
						5	4	120	29.54	11.75 < Ep < 15.66 → 12	7 < Ev < 9 → 12

SS1			17	30	391	9	8	240	29.54	$5.8 < E_p < 7.7$ 3	$\rightarrow 12$ $\rightarrow 25$
						11	10	21	/	$23 < E_v < 31$ $\rightarrow 25$	
						5	4	120	29.54	12	$7 < E_v < 9$ $\rightarrow 25$
						6	5	150	29.54	$8.5 < E_p < 11$ $\rightarrow 12$	$8.6 < E_v < 11$ $\rightarrow 12$
						6	5	150	29.54	$7.5 < E_p < 10$ $\rightarrow 12$	12
						7	6	180	29.54	12	12

RDC			17	30	459	8	7	210	29.54	12	12 < Ev < 16 → Ev=20
						9	8	240	23.55	12	17 < Ev < 23 → Ev=20
						6	5	150	29.54	12	9 < Ev < 11.5 → Ev=20
						5	4	120	29.54	12	7 < Ev < 9 → Ev=25
						10	9	270	19	/	24 < Ev < 32 → Ev=25
						7	6	180	29.54	12	10 < Ev < 14 → Ev=25

du 1 ^{er} au 9eme étage			17	30	323	6	5	150	29.54	12	12
						7	6	180	29.54	12	12
						6	5	150	29.54	12	12
8 eme étage			17	30	323	8	7	210	29.54	11.6 <math>< Ep < 15.46 > \rightarrow 12</math>	12 <math>< Ev < 16 > \rightarrow 12</math>
						8	7	210	29.54	11.6 <math>< Ep < 15.46 > \rightarrow 12</math>	12 <math>< Ev < 16 > \rightarrow 12</math>

II-5-4- Evaluation des charges et surcharges

- $E_p=12\text{cm}$

Tableau II-12 : Charges et surcharge du palier.

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	carrelage	2	20	0,4
2	mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	poids propre du palier	12	25	3
5	Enduit en Ciment	2	20	0,4
				G=4,56
				Q=2.5

- $E_v=12\text{cm}$
- $\alpha=29.54$

Tableau II-13 : Charges et surcharge de la volée 1.

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	$20*0.17/0.3$	0,23
5	mortier de pose V	2	$20*0.17/0.3$	0,23
6	Poids propre des marches	0,17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	0.12	$25/\cos(29.54)$	3,44
8	Enduit en Ciment	2	$20/\cos(29.54)$	0,45
				G=8,02
				Q=2.5

- $E_v=20\text{cm}$
- $\alpha=29.54$

Tableau II-14 : Charges et surcharge de la volée 2

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	$20*0.17/0.3$	0,23
5	mortier de pose V	2	$20*0.17/0.3$	0,23
6	Poids propre des marches	17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	20	$25/\cos(29.54)$	5,74
8	Enduit en Ciment	2	$20/\cos(29.54)$	0,45
				G=10,32
				Q=2,5

- $E_v=25\text{cm}$
- $\alpha=29.54$

Tableau II-15 : Charges et surcharge de la volée 3

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	$20*0.17/0.3$	0,23
5	mortier de pose V	2	$20*0.17/0.3$	0,23
6	Poids propre des marches	17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	25	$25/\cos(29.54)$	7,18
8	Enduit en Ciment	2	$20/\cos(29.54)$	0,45
				G=11,76
				Q=2,5

- $E_v=25\text{cm}$
- $\alpha=21$

Tableau II-16 : Charges et surcharge de la volée 4

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	$20*0.17/0.3$	0,23
5	mortier de pose V	2	$20*0.17/0.3$	0,23
6	Poids propre des marches	17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	25	$25/\cos(21)$	6,69
8	Enduit en Ciment	2	$20/\cos(21)$	0,42
				G=11,24
				Q=2,5

- $E_v=20\text{cm}$
- $\alpha=23.55$

Tableau II-17 : Charges et surcharge de la volée 5

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	$20*0.17/0.3$	0,23
5	mortier de pose V	2	$20*0.17/0.3$	0,23
6	Poids propre des marches	17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	20	$25/\cos(23.55)$	5,45
8	Enduit en Ciment	2	$20/\cos(23.55)$	0,43
				G=10,01
				Q=2,5

- $E_v=25\text{cm}$
- $\alpha=19$

Tableau II-18 : Charges et surcharge de la volée 6

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	$20*0.17/0.3$	0,23
5	mortier de pose V	2	$20*0.17/0.3$	0,23
6	Poids propre des marches	17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	25	$25/\cos(19)$	6.61
8	Enduit en Ciment	2	$20/\cos(19)$	0,42
				G=11.15
				O=2.5

II-6- 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 3

Etude des éléments
secondaires

Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, des éléments principaux et des éléments secondaires.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III-1- Etude des planchers

Les planchers constituent la structure horizontale porteuse des bâtiments en prenant leurs appuis sur les poutres principales, Ils déterminent les niveaux d'un bâtiment et transmettent aux éléments porteurs les charges permanentes et les surcharges d'exploitation et ils servent aussi à transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement, Outre de leur fonction. Ils doivent assurer un certain nombre d'exigences liées à la thermique, l'acoustique, la sécurité et l'esthétique.

Dans notre structure, et vue l'irrégularité de notre plan, les planchers sont réalisés en deux types :

- Planchers en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

La hauteur du plancher a été déterminée précédemment dans le chapitre II. On a trouvé une hauteur de 21 cm pour le corps creux 16 cm et pour la dalle de 5 cm compression.

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

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

III-1-1- Plancher à corps creux

III-1-1-1- Introduction

Les planchers en corps creux sont les plus utilisés dans les bâtiments courants (habitation),

Ils sont composés de trois éléments principaux :

- Les corps creux qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- La dalle armée qui reprend les efforts de compression.

III-1-1-2- Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

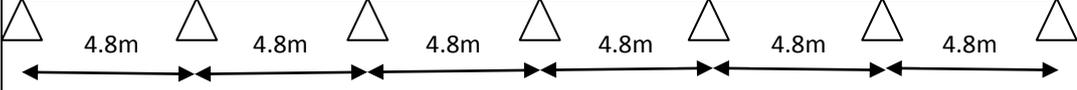
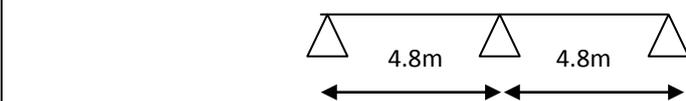
ELU → $1.35 G + 1.5 Q$

ELS → $G + Q$

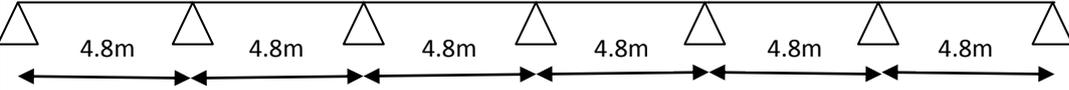
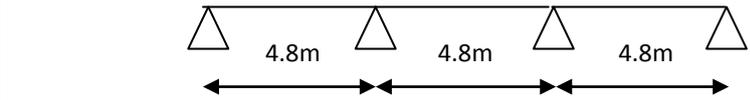
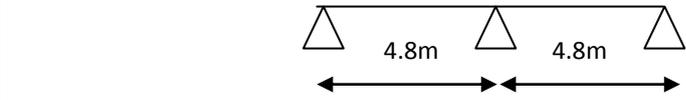
III-1-1-3-Types des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T_e en béton armé, calculées à la flexion simple.

Etage 02 ; 03 ; 04 ;05 ;06 et 07 + Terrasse accessible

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 01	
Type 02	
Type 03	

RDC + étage 01

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

Etage 09

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 02	
Type 03	
Type 04	

Terrasse inaccessible

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 04	

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 III-1- Charges et surcharges supportées par les poutrelles

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (1.35G+1.5Q)*b	ELS (G+Q)*b
				qu (KN/ml)	qs(KN/ml)
RDC	5.46	4	0.65	8.69	6.14
Etage courant	5.46	1.5	0.65	6.25	4.52
T. accessible	4.62	1.5	0.65	5.51	3.97
T.inaccessible	5.31	1	0.65	5.63	4.10

III-1-1-4-Méthodes de calcul

Il existe deux types des poutrelles :

- Poutrelles sur deux simples appuis qui sont encastrées partiellement..
- Poutrelles continues sur plusieurs appuis.

Il existe principalement Trois méthodes utilisées pour ce type de poutrelle :

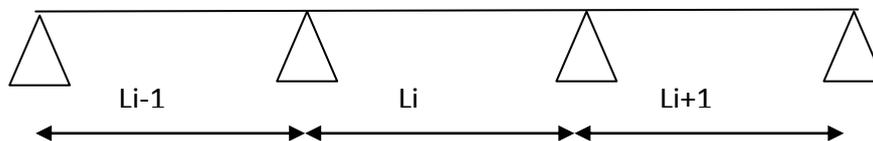
- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments (RDM).

Méthode de forfaitaire : D’après C.B.A.93 :

La méthode Forfaitaire de calcul des planchers à charge d’exploitation modérée s’applique dans le cas ou :

- 1) La charge d’exploitation doit vérifiée la condition suivante : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.
- 2) Les moments d’inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité : $(I = \text{constant})$.
- 3) Le rapport des travées successives doit vérifie la condition :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$$



- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
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 :(Pour les poutrelles continues).

Condition 1 : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.

Niveaux	Q (KN/m ²)	≤2G (KN/m ²)	≤5(KN/m ²)	
RDC	4	10.92	5	CV
Etage courant	1.5	10.92	5	CV
T. accessible	1.5	9.24	5	CV
T.inaccessible	1	10.62	5	CV

Condition 2 : La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux de notre structure, Les inerties sont constantes. (CV)

Condition 3 : Le rapport des travées successives doit vérifie :

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$, dans notre cas on a la même longueur pour toute les travées

$$\frac{4.8}{4.8} = \frac{4.8}{4.8} \dots = 1 \implies 0.8 \leq 1 < 1.25 \implies \text{(CV)}$$

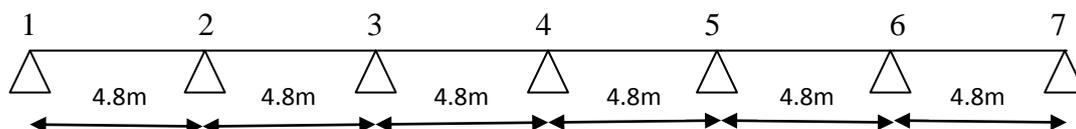
Condition 4 : La fissuration est considérée non préjudiciable dans ce type des éléments **sauf** au niveau de terrasse.

✚ **Conclusion :** Puisque, tous les conditions sont vérifiées, On calcul notre plancher (poutrelles) par la méthode forfaitaire.

Exemple de calcul : On va prendre comme des exemples de calcul :

Poutrelle type 01 de RDC à ELU :

Avec : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$; $G = 5.46 \text{ KN/m}^2$; $b = 0,65 \text{ m}$; $q_u = 8.69 \text{ KN/ml}$



$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.69 \cdot 4.8^2}{8} = 25.03 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4}{4+5.46} = 0.42$$

$$M_1 = M_7 = 0.2M_0 = 5.006 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.5M_0 = 12.51 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = 0.4M_0 = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} * M_0 \quad (\text{travée de rive})$$

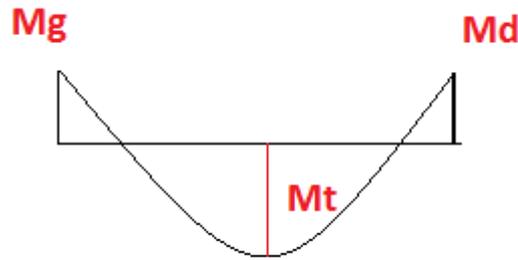
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} * M_0 \quad (\text{travée intermédiaire})$$

$$M_{t1} = M_{t6} = \frac{1.2 + 0.3 \cdot 0.42}{2} * 25.03 = 16.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = M_{t3} = M_{t4} = M_{t5} = \frac{1 + 0.3 \cdot 0.42}{2} * 25.03 = 14.09 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier cette condition : (travée par travée)

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$



Pour les travées 01 et 06 :

$$16.59 + \frac{5.006 + 12.51}{2} = 25.35 \geq (1 + 0.3 * 0.42) * 25.03 = 28.18 \quad (\text{CNV})$$

On doit augmenter les moments :

$$M_{t1} = M_{t6} = 0.75M_0 = 18.77 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.6M_0 = 15.02 \text{ KN.m}$$

$$18.77 + \frac{5.006 + 15.02}{2} = 28.78 \geq 28.18 \quad (\text{CV})$$

Pour travées 02 et 05 :

$$14.09 + \frac{15.02 + 10.01}{2} = 26.6 \geq 28.18 \quad (\text{CNV})$$

On augmente les moments :

$$M_{t2} = M_{t3} = M_{t4} = M_{t5} = 0.75M_0 = 18.77 \text{ KN.m}$$

$$18.77 + \frac{15.02 + 10.01}{2} = 31.28 \geq 28.18 \quad (\text{CV})$$

Pour travées 03 et 04 :

$$18.77 + \frac{10.01 + 10.01}{2} = 28.82 \geq 28.18 \quad (\text{CV})$$

Calcul des efforts tranchants dans les appuis

- **Travée 01 :**

$$V_1 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{8.69 \times 4.8}{2} = 20.85 \text{ KN}$$

$$V_2 = -1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = -22.94 \text{ KN}$$

- **Travée 02:**

$$V_2 = 1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = 22.94 \text{ KN}$$

$$V_3 = -\frac{qu \times l}{2} = -20.85 \text{ KN}$$

- **Travée 03:**

$$V_3 = \frac{qu \times l}{2} = 20.85 \text{ KN}$$

$$V_4 = -1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = -22.94 \text{ KN}$$

- **Travée 04 :**

$$V_4 = 1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = 22.94 \text{ KN}$$

$$V_5 = -\frac{qu \times l}{2} = -20.85 \text{ KN}$$

- **Travée 05 :**

$$V_5 = \frac{qu \times l}{2} = 20.85 \text{ KN}$$

$$V_6 = -1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = -22.94 \text{ KN}$$

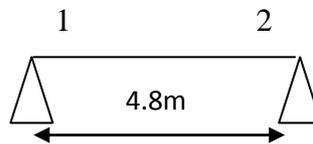
- **Travée 06 :**

$$V_6 = 1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = 22.94 \text{ KN}$$

$$V_7 = -\frac{qu \times l}{2} = -20.85 \text{ KN}$$

Poutrelle type 04 de RDC à ELU

Avec : $Q = 4$; KN/m^2 ; $G = 5.46$ KN/m^2 ; $b = 0.65$ m ; $qu = 8.69$ KN/ml



$$M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{8.69 \times 4.8^2}{8} = 25.027 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0.4M_0 = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.4M_0 = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 21.27 \text{ KN.m}$$

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition : $M_t + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1.25 M_0$

$$21.27 + \frac{10.01 + 10.01}{2} \geq 1.25 \times 25.027 \quad \Rightarrow \quad 31.28 = 31.28 \quad (\text{CV})$$

Efforts tranchants

$$V_1 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{8.69 \times 4.8}{2} = 20.85 \text{ KN}$$

$$V_2 = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{8.69 \times 4.8}{2} = -20.85 \text{ KN}$$

Moments fléchissant et effort tranchant

Les moments fléchissant et des efforts tranchant sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III-2: Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de RDC.

RDC		ELU		ELS	
Types	position	M (KN.m)	V(KN)	M (KN.m)	V(KN)
01	appui	15.02	22.94	10.62	16.21
	travée	18.77	/	13.28	/
02	appui	15.02	22.94	10.62	16.21
	travée	18.77	/	13.28	/
03	appui	15.02	22.94	10.62	16.21
	travée	18.77	/	13.28	/
04	appui	10.01	20.85	7.07	14.73
	travée	21.27	/	15.028	/

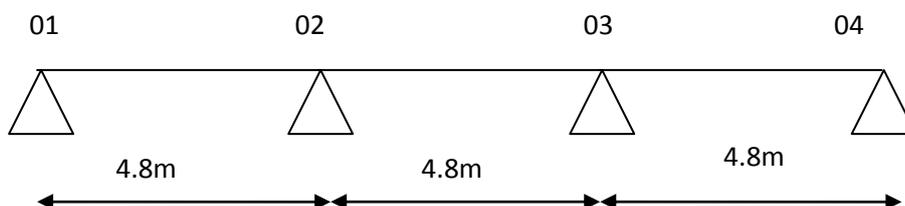
Tableau III-3: Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de l'étage courant.

Etage courant		ELU		ELS	
Types	position	M (KN.m)	V(KN)	M (KN.m)	V(KN)
01	appui	9.9	16.5	7.16	11.93
	travée	13.5	/	9.76	/
02	appui	9.9	16.5	7.16	11.93
	travée	13.5	/	9.76	/
03	appui	10.8	16.5	7.8	11.93
	travée	13.5	/	9.76	/
04 (étage 01)	appui	7.2	15	5.21	10.84
	travée	15.3	/	11.06	/
04' (étage 09)	appui	10.8	16.5	7.81	11.93
	travée	12.03	/	10.02	/

- Pour les poutrelles de terrasse on utilise la méthode de Caquot car la fissuration est préjudiciable, voici un exemple de calcul :

Poutrelle type 02 de terrasse accessible à ELU :

Avec : $Q = 1.5$; KN/m²; $G = 4.62$ KN/m²; $b = 0.65$ m ; $qu = 5.51$ KN/ml



➤ **Appuis**

$qu=5.51$ KN.m

$M1=M4=0$ KN.m

$$M2 = \frac{qg \cdot lg^3 + qd \cdot l'd^3}{8.5(lg + l'd)} = \frac{5.51 \cdot 4.8^3 + 5.51 \cdot 3.84^3}{8.5(4.8 + 3.84)} = 12.54 \text{KN.m}$$

$M2=M3=12.54 \text{ KN.m}$

➤ travées

$q_u=5.51 \text{ KN.m}$

$V1=q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M1-M2}{l} = 5.51 \cdot \frac{4.8}{2} + \frac{0-12.54}{4.8} = 10.61 \text{ KN}$

$Mt1=10.21 \text{ KN.m}$

$V2= q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M2-M3}{l} = 5.51 \cdot \frac{4.8}{2} + \frac{12.54-12.54}{4.8} = 13.22 \text{ KN}$

$Mt2=-M2 + \frac{V2^2}{2q} = -12.54 + \frac{13.22^2}{2 \cdot 5.51} = 3.32 \text{ KN.m}$

$Mt1=Mt3=10.21 \text{ KN.m}$

Les moments fléchissant et des efforts tranchant sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III-4: Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de la terrasse accessible.

Terrasse acc		ELU		ELS	
Types	position	M (KN.m)	V(KN)	M (KN.m)	V(KN)
01	appui	12.54	13.84	9.04	9.97
	travée	10.21	/	7.35	/
02	appui	12.54	13.22	9.04	9.53
	travée	10.21	/	7.35	/
03	appui	14.93	16.33	10.76	11.76
	travée	10.34	/	6.67	/

Tableau III-5: Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de la terrasse inaccessible.

Terrasse inacc		ELU		ELS	
Types	position	M (KN.m)	V(KN)	M (KN.m)	V(KN)
04	appui	0	13.51	0	9.84
	travée	16.21	/	11.8	/

III-1-1-5-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.

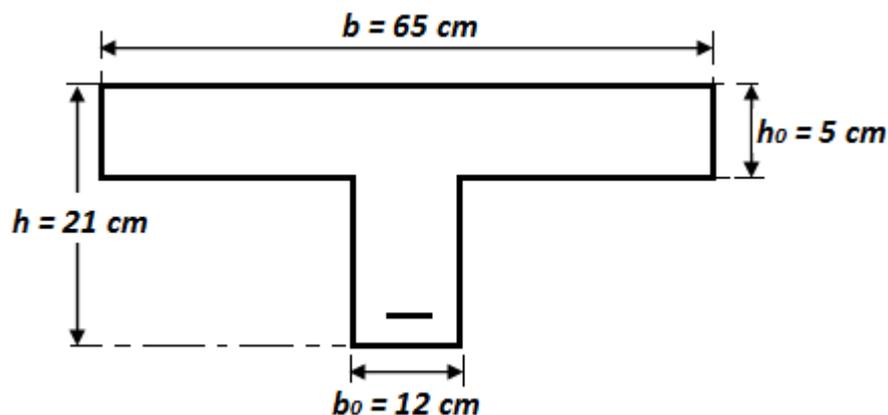


Figure III-1 : dimensions de la poutrelle

Pour le calcul de ferrailage, on prend le moment max dans chaque plancher.

- **Exemple de calcul :** On va prendre comme des exemples de calcul poutrelle 01 de RDC :

Travée

$$d = 0.9 \times h = 18.9 \text{ cm} ; Mu = 18.77 \text{ kN.m}$$

$$Mt = b \times ho \times F_{bc} \times \left(d - \frac{ho}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times (0.85 \times 25 / 1.5) \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) \\ = 0.075 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a } Mu = 0.0187 \text{ MN.m} < Mt = 0.075 \text{ MN.m}$$

→ Section rectangulaire (b×h)

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{0.0187 \cdot 1.5}{0.65 \cdot 0.189^2 \cdot 0.85 \cdot 25} = 0.057$$

$$\text{On a } \mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{Section à simple armatures.}$$

$$\text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.057}] = 0.073$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.189 (1 - 0.4 \times 0.073) = 0.183$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_{.ast}} = \frac{M_u \cdot \gamma_s}{Z_{.Fe}} = 2.93 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ (Choisie)} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$\rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$\rightarrow 3,39 \text{ cm}^2 > 1,483 \text{ cm}^2$$

\rightarrow Condition vérifiée.

Vérification à ELS

$$X = n \cdot \frac{A_{st}}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st}}{n A_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \cdot \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,65} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0,65 \cdot 0,189 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4}}{15 (3,39 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,047$$

$$\rightarrow x = 4,7 \text{ cm} \rightarrow x < h_0$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2 = 0,65 \cdot \frac{0,047^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} \cdot (0,189 - 0,047)^2$$

$$= 0,000125 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_s \cdot x / I = 0,01328 \cdot 0,047 / 0,000125 = 4,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc(adm)} \text{ (CV)}$$

Appuis

\rightarrow Section rectangulaire (b0×h)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{0,015 \cdot 1,5}{0,12 \cdot 0,189^2 \cdot 0,85 \cdot 25} = 0,247$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ Section à simple armatures.

Asc = 0

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,247}] = 0,360$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,189 (1 - 0,4 \cdot 0,36) = 0,161 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_{.sst}} = \frac{Mu \cdot \gamma_s}{Z_{.Fe}} = 2.678 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.678 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ (Choisie)} = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$\rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0.12 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\rightarrow 3.08 \text{ cm}^2 > 0.273 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée.

Vérification à ELS :

$$X = n \cdot \frac{A_{st}}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b d A_{st}}{n A_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \cdot \frac{3,08 \cdot 10^{-4}}{0.65} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0,65 \cdot 0,189 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4}}{15 \cdot (3,08 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0452$$

$$\rightarrow x = 4.52 \text{ cm} \rightarrow x < h_0$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2 = 0.65 * \frac{0.0452^3}{3} + 15 * 3,08 \cdot 10^{-4} \cdot (0.189 - 0.0452)^2$$

$$I = 0.000115 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_s \cdot x / I = 10.62 * 10^{-3} * 0.0452 / 0.000115 = 4.174 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc(adm)}$$

→ Condition vérifiée.

Les résultats des ferrailages calculés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-6 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de RDC.

RDC	Travée		Appui	
Types	A_{st} (cm ²)	A_{sc} (cm ²)	A_{st} (cm ²)	A_{sc} (cm ²)
01	2.94	0	2.34	0
02	2.94	0	2.34	0
03	2.94	0	2.34	0
04	3.35	0	1.55	0

Tableau III-7: Ferrailages calculés pour les poutrelles de l'étage courant.

Etage courant	Travée		Appui	
Types	A_{st} (cm ²)	A_{sc} (cm ²)	A_{st} (cm ²)	A_{sc} (cm ²)
01	2.10	0	1.53	0
02	2.10	0	1.53	0
03	2.10	0	1.67	0
04 (étage 01)	2.38	0	1.11	0
04' (étage 09)	1.86	0	1.67	0

Tableau III-8 : ferrailage calcule pour les poutrelles de la terrasse (acc et inacc)

Terrasse Acc	Travée		Appui	
Types	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)
	1.58	0	1.95	0
02	1.58	0	1.95	0
03	1.60	0	2.33	0
Terrasse Inacc	2.53	0	0	0

➤ **Choix des armatures longitudinales**

Dans le choix des armatures longitudinales, il faut prendre en compte la condition exigée par le (C.B.A.93) de **non fragilité** :

-En travée

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \quad \rightarrow \quad A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2$$

-En appui

$$A_{st} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_{st} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \quad \rightarrow \quad A_{st} \geq 0,27 \text{ cm}^2$$

Remarque : Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi un seul type de ferrailage pour chaque plancher, avec la vérification de toutes les conditions.

Tableau III-9: Ferrailages adopté pour les poutrelles.

		RDC	Etages : du 1 ^{er} au 9eme	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible
Choix de ferrailage	travée	3T12	3T12	3T12	3T12
	appui	2T14	2T12	2T12	2T14

III-1-1-6- Armatures transversales

D’après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\tau_u > \bar{\tau}_u$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow (b_0 = 0.12 \text{ m}) ; (d = 0.189 \text{ m}) ; (V_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ (fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} F_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

Tableaux III-10: contraintes tangentielles sont

	RDC		Etage courant		
Types	Tu (MN)	τ_u (MPa)	Tu (MN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
01	0.02294	1.01	0.0165	0.73	3.33
02	0.02294	1.01	0.0165	0.73	3.33
03	0.02294	1.01	0.0165	0.73	3.33
04	0.02085	0.92	0.015	0.66	3.33
04'			0.0165	0.73	3.33
	Terrasse acc		Terrasse inacc		
Types	Tu (MN)	τ_u (MPa)	Tu (MN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
01	0.01384	0.61			2.5
02	0.01322	0.58			2.5
03	0.01633	0.72			2.5
04			0.01351	0.60	2.5

Conclusion : La condition est vérifiée pour tous les types.

➤ **Choix des armatures transversales**

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutrelles donnée par :

$$\phi T \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi l \text{ min}\right)$$

$$\phi T \leq \text{Min}(6 ; 12 ; 12)$$

On prend : ($\phi T = 6 \text{ mm}$) ➔ Même choix pour tous les types des poutrelles.

$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ ➔ (Un cadre pour toutes les poutrelles).

D'après le (C.B.A.93) : $St = \text{min} [(1) ; (2)]$

$$St (1) \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t'})} \quad (1)$$

$$St (2) \leq \text{min} (0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0})$$

Avec : ($k = 1$ Pour flexion simple) ; $f_{t'} = \text{min} (28 ; 3,3\text{MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$;

($f_e = 235 \text{ MPa}$)

($\gamma_s = 1,15$) ; (τ_u : Contrainte tangentielle ➔ $\tau_u(\text{Max}) = 1.01 \text{ MPa}$) ;

($A_t = 0,57 \text{ cm}^2$)

$$(1) \rightarrow St (1) \leq \frac{0,9 \times 0,00057 \times 235}{0,12 \times 1,15 \times (1,01 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 0,229\text{m}$$

$$(2) \rightarrow St (2) \leq \text{min} (0,9 \times 0,189 ; 40\text{cm} ; \frac{0,00057 \times 235}{0,4 \times 0,12}) = 0,17\text{m}$$

On adopte un espacement de ➔ $St = 15 \text{ cm}$

III-1-1-7- Vérification des poutrelles au niveau des appuis

D'après (C.B.A.93) :

➤ **Appui intermédiaire**

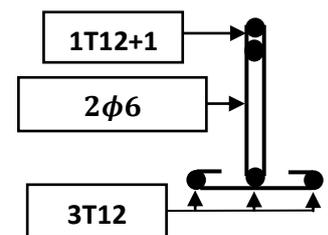
Si $|M_u| > 0,9 \times d \times V_u$ ➔ Il y a aucun risque de glissement, si non, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à : $V_u + \frac{M_u}{0,9d}$

Avec :

(M_u) : Moment fléchissant en appui intermédiaire vis-à-vis l'état ultime.

(V_u) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

($0,9 \times d$) : Bras de levier.



Tableaux III-11: Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.

types	RDC		Étage courant		Terrasse Acc		Terrasse Inacc	
	$ \mathbf{Mu} _{app}$ (MN.m)	$0.9 \times d \times Vu$ (MN.m)	$ \mathbf{Mu} _{app}$ (MN.m)	$0.9 \times d \times Vu$ (MN.m)	$ \mathbf{Mu} _{app}$ (MN.m)	$0.9 \times d \times Vu$ (MN.m)	$ \mathbf{Mu} _{app}$ (MN.m)	$0.9 \times d \times Vu$ (MN.m)
01	0.01502	0.0039	0.0099	0.0028	0.01254	0.023		
02	0.01502	0.0039	0.0099	0.0028	0.01254	0.022		
03	0.01502	0.0039	0.0108	0.0028	0.01493	0.027		
04 (étage 01+RDC)	0.01001	0.0035	0.0072	0.0025			0	0.023
04' (étage 09)			0.0108	0.0028				

Conclusion : Il n'y a aucun risque de glissement en appui intermédiaires.

➤ **Appui de rive**

Si $A_{S(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma_s}{f_e} < A_{st}$ (appui de rive) ➔ La section des armatures (A_{st} (appui de rive)) est suffisante.

Avec :

A_{st} (appui de rive) : Armatures choisis dans les appuis de rives.

$A_{S(Vu)}$: Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).

($f_e = 400$ MPa) ; ($\gamma_s = 1,15$).

Tableaux III-12: Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

types	RDC		Etage courant	
	As _(vu) (cm ²)	Ast _(a.rive) (cm ²)	As _(vu) (cm ²)	Ast _(a.rive) (cm ²)
01	0.659	3.08	0.447	2.26
02	0.659	3.08	0.447	2.26
03	0.659	3.08	0.447	2.26
04 (étage 01+RDC)	0.599	3.08	0.431	2.26
04' (étage 09)			0.447	2.26

types	Terrasse Acc		Terrasse Inacc	
	As _(vu) (cm ²)	Ast _(a.rive) (cm ²)	As _(vu) (cm ²)	Ast _(a.rive) (cm ²)
01	0.394	3.08		
02	0.380	3.08		
03	0.469	3.08		
04			0.388	2.26

Conclusion : La quantité des armatures choisis et placée au niveau des appuis de rive est suffisante.

III-1-1-8- Vérification à l'état limite de service (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.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a fait cette vérification dans l'exemple de calcul précédent.

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

Tableau III-13 : vérification des contraintes dans le béton à ELS :

		RDC	Etage courant	Tacc	T inacc	
Types	position	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
01	appui	4.17	3.2	3.5		15
	travée	4.99	3.7	2.8		15
02	appui	4.17	3.2	3.5		15
	travée	4.99	3.7	2.8		15
03	appui	4.17	3.5	4.2		15
	travée	4.99	3.7	2.5		15
04	appui	2.8	2.3		0	15
	travée	5.7	4.2		6.1	15
04'	appui		3.5			15
	travée		3.8			15

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

III-1-1-9-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 :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{21}{480} \geq \frac{1}{16} \quad (\text{CNV})$$

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 = $\frac{L}{500}$ Si la portée (L) est au plus égale à 5 m.

$$f_i : \text{Flèche sous chargement instantané} \rightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_f)}$$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \rightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_v \times I_f)}$$

Avec : $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$ et $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$

$\lambda_i = \frac{(0,05 \times ft_{28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$ et $\lambda_v = \frac{(0,02 \times ft_{28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$

$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + (n) \times (A_{st}) \times (d - d')^2$; $\varphi = \frac{A_{st}}{b \times d}$; $\mu = 1 - \frac{(1,75 \times ft_{28})}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + ft_{28}}$

($F_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($n = 15$)
 ($E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$) et ($E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa}$) et ($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-14: Les valeurs des flèches des poutrelles sont résumées dans le tableau :

Types	RDC		Etage courant		Tacc		T inacc		f _{adm}
	F _i (cm)	F _v (cm)							
01	0.0569	0.147	0.0418	0.108	0.0315	0.0815			0.96
02	0.0569	0.147	0.0418	0.108	0.0315	0.0815			0.96
03	0.0569	0.147	0.0418	0.108	0.0286	0.0739			0.96
04 (ETAGE 1)	0.0644	0.11	0.0474	0.123			0.0506	0.131	0.96
04' (ETAGE 9)			0.0429	0.111					0.96

Conclusion : Les valeurs des flèches ne dépassent pas les flèches admissibles qui sont exigées par le C.B.A.93.

III-1-1-10- Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement C.B.A.93 :

➤ **Armatures perpendiculaires aux nervures : (A1)**

$A_1 \geq \frac{4 \times L}{f_e}$

Avec :

L : distance entre -axe- des poutrelles (L=65 cm)

Fe = 500 MPa

➔ $A_1 \geq \frac{4 \times 65}{500}$ ➔ $A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Armatures parallèles aux nervures :(A2)**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \rightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➔ On adopte un treillis soudé de $\varnothing 5$ et un espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

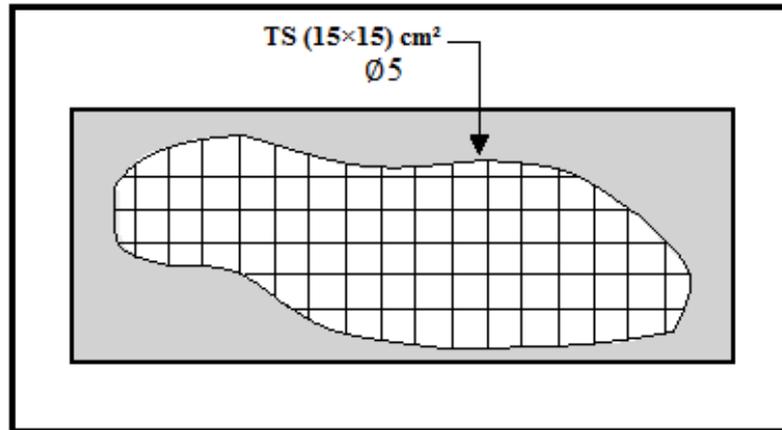


Figure III-2: Ferrailage de la dalle de compression.

III-1-2- Plancher à dalle pleine

III-1-2-1- Introduction

La dalle pleine est une plaque en béton armé qui peut reposer sur des appuis constitués par des poutres ou voiles, la dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface, le ferrailage est simple et facile à poser, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

III-1-2-2- Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU ➔ $1.35 G + 1.5 Q$

ELS ➔ $G + Q$

III-1-2-3 Calcul du Planchers sous-sol

III-1-2-3-1 Chargement

- Charge permanente $G=6.96 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q= 2.50 \text{ KN/m}^2$
- ELU : $P_u = 1,35 \times 6,96 + 1,5 \times 2,5 = 13,15 \text{ KN/ml}$
- ELS : $P_s = 9,46 \text{ KN/ml}$

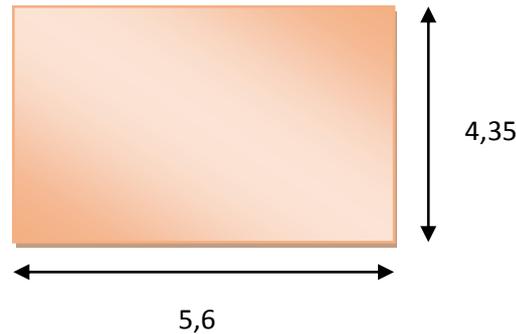


Figure III-3 : Le panneau le plus sollicité.

III-1-2-3-2 Détermination du sens de portée de la dalle

On a déjà calculé dans le chapitre II → $h_e = 20\text{cm}$

Avec h_e : épaisseur de la dalle.

III-1-2-3-3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91)

$$M_x = \mu_x P \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\mu_x = 0,0521 ; \mu_y = 0,5608$$

Coefficients μ_x et μ_y à l'ELS ($v = 0.2$)

$$\mu_x = 0,0650 ; \mu_y = 0,6841$$

- ELU : $M_x = 0,0521 \cdot 13,15 \cdot 4,35^2 = 12,96 \text{ KN.m}$
- $M_y = 7,28 \text{ KN.m}$
- ELS : $M_x = 11,63 \text{ KN.m}$
- $M_y = 7,96 \text{ KN.m}$

III-1-2-3-4 Les moments totaux appliqués sur la dalle

⇒ **Pour M_x**

- **ELU**

$$M_x = 12,96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_x = 10,37 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 3,888 \text{ KN.m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0.5 M_x = 6,48 \text{ KN.m (Les autres appuis)}$$

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 10,37 + \frac{6,48 + 3,888}{2} = 15,55 \quad \text{et} \quad 1,25 \cdot 12,96 = 16,2$$

$$15,55 \geq 16,2 \rightarrow \text{CV}$$

- **ELS**

$$M_x = 11,63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_x = 9,304 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 3,49 \text{ KN.m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0.5 M_x = 5,81 \text{ KN.m (Les autres appuis)}$$

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 9,304 + \frac{5,81 + 3,49}{2} = 13,95 \quad \text{et} \quad 1,25 * 11,63 = 14,53$$

$$13,95 \geq 14,53 \rightarrow \text{CNV} \quad \text{On augment } M_t = 0.85 M_x = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$14,53 \geq 14,53 \rightarrow \text{CV}$$

⇒ **Pour My :**

- **ELU :**

$$M_y = 7,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_y = 5,82 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 2,184 \text{ KN.m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0.5 M_y = 3,64 \text{ KN.m (Les autres appuis)}$$

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1,25 M_y \rightarrow 5,232 \geq 9,1 \rightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

$$M_y = 7,96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_y = 6,37 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 2,388 \text{ KN.m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0.5 M_y = 3,98 \text{ KN.m (Les autres appuis)}$$

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1,25 M_y \rightarrow 9,554 \geq 9,95 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{On augment } M_t = 0.85 M_y = 6,77 \text{ KN.m} \rightarrow 9,95 \geq 9,95 \rightarrow \text{CV}$$

Tableau III-15 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{amax} (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)
ELU	12,96	7,28	6,48	10,37
ELS	11,63	7,96	5,81	9,88

III-1-2-3-5 Calcul du ferrailage de la dalle

➤ **Armatures longitudinales :** D'après le C.B.A.93 :

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la dalle est donné par le C.B.A.93 (Condition de non-fragilité).

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions pour une bande 1 m en flexion simple.



Figure III-4: Une bande de 1m pour le calcul de ferrailage

- **ELU**

$M_{amax}(KN.m)$	$M_{tmax}(KN.m)$
6,48	10,37

Travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times F_{bc} \times d^2} = 0.023 < \mu_R = 0.392$$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,029$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * 0,029) = 0,18m$$

$$\sigma_{st} = 347.83MPa$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = 1,66 (cm^2)/ml$$

Donc, on adopte $A_{st} = 6T10 = 4,71 (cm^2)/ml$

Appui

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times F_{bc} \times d^2} = 0.014 < \mu_R = 0.392$$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,018$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * 0,018) = 0,17m$$

$$\sigma_{st} = 347.83MPa$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}} = 1,1 (cm^2)/ml$$

Donc, on adopte $A_{sa} = 6T10 = 4,71 (cm^2)/ml$

Condition de non-fragilité :

La section minimale : $A_{st \min} \geq 0,23 * b * d * f_{t28} / F_e$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,18 \times (2,1/400) 10^4 \geq 2,17 cm^2$$

$$A_{st} > A_{st \min}$$

Espacement :

St < min (3h ; 33 cm) Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

En travée :

St = 100 / 5 = 20 cm < min (60 ; 33 cm) → CV

En appui :

St = 100 / 4 = 25 cm < min (60 ; 33 cm) → CV

- **Vérification à l'ELS**

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \cdot x}}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Nous avons choisi le même ferrailage pour la dalle pleine, en travée et aussi en appui, par conséquent, la position de l'axe neutre et le moment d'inertie de la section homogènes restent constant.

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,18 m) ; (d' = 0,02 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

Position de l'axe neutre : (Asc = 0) ; (Ast = 6T10 = 4,71 (cm²/ml)

$$\frac{b \times x^2}{2} - 15A_{sa} \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30 \times x^2}{2} - 15 \times 4.52 \times (31.5 - x) = 0$$

$$\Leftrightarrow x = 4,39 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + 15 \times A_{sa} \times (d - x)^2$$

$$I = 15907 \text{ cm}^4 \rightarrow I = 1,5907 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Tableau III-16 : Les contraintes dans le béton.

	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Travée	2,71	15	CV
Appui	1,59	15	CV

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures d'âme si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} \quad (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU}) \text{ et } (b = 1 \text{ ml}) ; (d = 0,9h = 0,18 \text{ m})$$

Calcul de la contrainte admissible : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

Calcul de l'effort tranchant : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

- $(V_u x)$ au milieu du grand coté :

$$V_u = \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} * \frac{Pu * Lx}{2} \rightarrow V_u = 20.58 \text{ KN}$$

- $(V_u y)$ au milieu du petit coté :

$$V_u = \frac{Pu * Lx}{3} \rightarrow V_u = 19.07 \text{ KN}$$

Conclusion : Les contraintes tangentées sont inférieures à la contrainte exigée par le (C.B.A.93) et (B.A.E.L) \rightarrow Pas d'armatures d'âme pour la dalle.

Vérification de la flèche :

$$\frac{H}{L} = \frac{3.06}{4.34} = 0.70 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

h : la hauteur de la cage d'escalier

- En travée :

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{4.71 * 10^{-4}}{1 * 0.18} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$4.089 * 10^{-4} < 1.05 * 10^{-2} \quad \text{C.V}$$

Les mêmes résultats en appuis

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

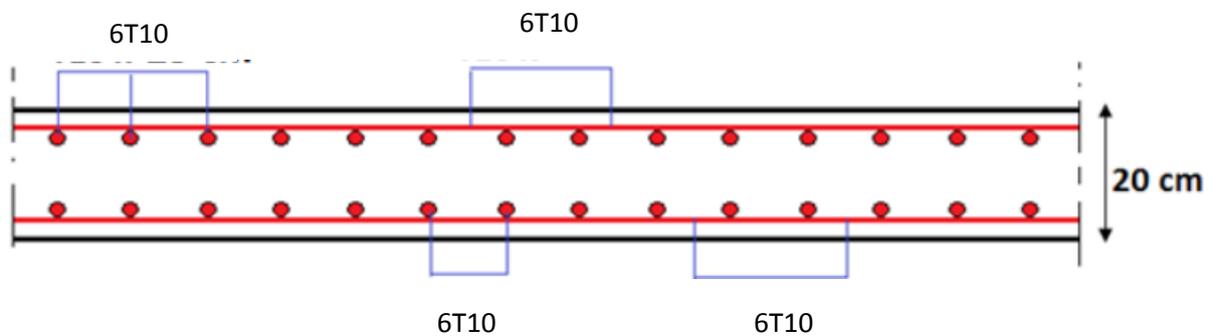


Figure III-5 : La disposition des armatures de la dalle pleine.

III-2- La dalle d'ascenseur

III-2-1- Introduction

La dalle d'ascenseur est une dalle pleine en béton armé destinée à reprendre la machine (Moteur ; Cabine ; Contre poids...)

Un ascenseur est un appareil de plus en plus courant dans la vie quotidienne d'un bâtiment, car il offre une solution plus efficace et pratique pour enregistrer les différentes hauteurs et les planchers, il est pratiquement obligatoire pour les bâtiments de Cinq étages et plus .Bien qu'il existe de nombreux types, qui varient en fonction de la vitesse, l'éclairage ou le style de la cabine, ils offrent tout le même but. Il est un système de transport composé de divers composants électriques, mécaniques et électroniques permet la mobilité des personnes entre les différents niveaux d'un bâtiment.

III-2-2- 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 :

Une cabine : La cabine est l'habitacle dans lequel les usagés voyagent, elle est disposée sur un noyau d'ascenseur et glisse verticalement sur des câbles. La cabine à une capacité de huit personnes. Leurs dimensions sont présentées dans la figure suivante :

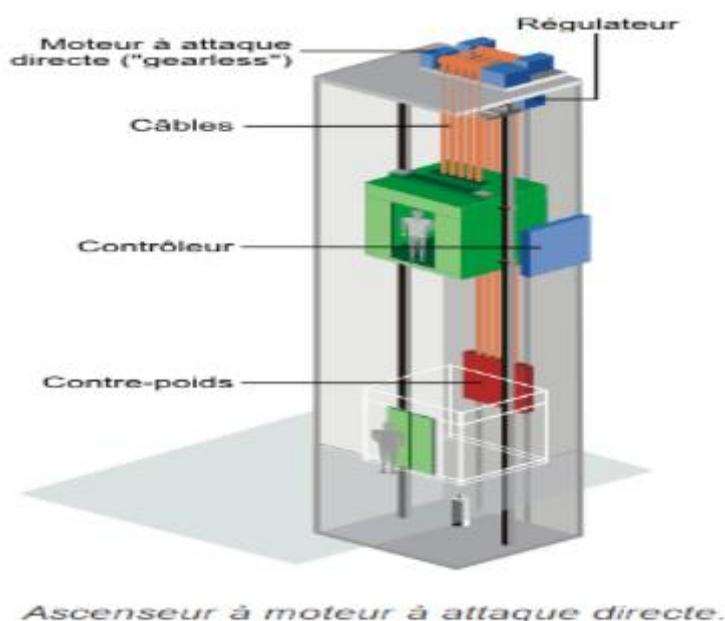


Figure III-6 : Caractéristique de l'ascenseur.

Un contreponds : Le contreponds est une masse inerte (Acier) posée sur un étrier, il est utilisé pour contrebalancer le poids de la cabine. Le contreponds facilite la manœuvre des charges lourdes dans la poulie. Il ce calcul par la formule suivante :

$$P (\text{Contreponds}) = P (\text{Cabine vide}) + \frac{P (\text{Charge nominale})}{2}$$

Une machine : La machine de l'ascenseur est constituée de plusieurs éléments : (Moteur ; Treuil ; Châssis ; Poulie ; Limiteur de vitesse ; Câbles ; Parachute...).

La machine repose sur un châssis de quatre pieds de $(10 \times 10) \text{ cm}^2 / 1 \text{ pied}$.

Accessoires : Y compris les armoires de commandes, les canalisations électriques. [12]

Le système de fonctionnement est présenté dans la figure suivante :

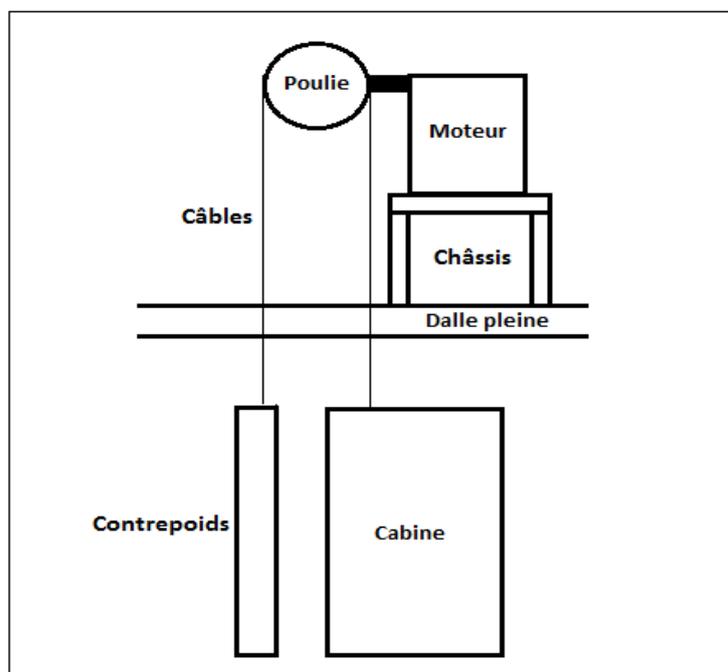


Figure III-7: Système de fonctionnement de l'ascenseur.

III-2-3-Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU $\rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$

ELS $\rightarrow G + Q$

III-2-4-Charges et surcharges supportées par la dalle

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

II-2-4-1-Charge et surcharge de la dalle

- **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyé sur leur pourtour avec : $(L_x = 4.35 \text{ m}) ; (L_y = 4.75 \text{ m})$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{4.75} = 0.91 > 0.4 \rightarrow$ (La dalle portant dans les deux sens)

- $h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{435}{40} \geq 11$ Selon la condition de résistance
- $h \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.
- $h \geq 15,00 \text{ cm} \rightarrow$ D'après C.B.A.93.

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement doivent vérifiées.

- Charges et surcharges de la dalle: D'après D.T.R.B.C :

Tableau III-17 : Charges et surcharge de la dalle

élément	Ep(cm)	ρ(kN/m3)	G (kN/m²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	3	2	0.6
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle pleine en béton	20	25	5
Enduit en plâtre	2	10	0.2
			G=6,60
			Q=1

Q : Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien).

$$P U' = (1,35 \times 6,60) + (1,5 \times 1,00) = 10,41 \text{ KN/m}^2$$

$$P S' = 6,60 + 1,00 = 7,60 \text{ KN/m}^2$$

III-2-4-2-Charge et surcharge de la machine

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 dans le tableau ci-dessous.

- La cabine à une capacité de huit personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (635 KG), une moyenne de (79,375 KG) pour une personne.

Le contrepoids est calculé comme suit : $P \text{ (Contrepoids)} = P \text{ (Cabine vide)} + \frac{635}{2}$

Tableau III-18 : Charges et surcharge de la machine.

Les composants	G (machines) (KN)
Moteur	3,00
Treuil	5,00
Châssis	1,00
Limiteur de vitesse	0,50
Cabine vide	7,00
Contre poids	10,175
Etrier	1,00
Câbles	0,50
Accessoires	0,50
G = 28,675	
Q = 6,35	

$$P U = (1,35 \times 28,675) + (1,5 \times 6,35) = 48,24 \text{ KN/m}^2$$

$$P S = 28,675 + 6,35 = 35,025 \text{ KN/m}^2$$

III-2-5- Moments fléchissant

III-2-5-1- Sous la charge répartie : D'après C.B.A.9

Avec: ($L_x = 4,35\text{m}$); ($L_y = 4,75 \text{ m}$); ($P U = 10,41 \text{ KN/m}^2$); ($P S = 7,60 \text{ KN/m}^2$).

$$M x' = \mu x P L_x^2$$

$$M y' = \mu y P L_y^2$$

Coefficients μx et μy à l'ELU ($v = 0$)

$$\mu x = 0,0521 ; \mu y = 0,5608$$

Coefficients μx et μy à l'ELS ($v = 0.2$)

$$\mu x = 0,0650 ; \mu y = 0,6841$$

- ELU: $M x' = 0,0521 * 10,41 * 4,35^2 = 10,26 \text{ KN.m}$
- $M y' = 5,76 \text{ KN.m}$
- ELS: $M x' = 9,35 \text{ KN.m}$
- $M y' = 6,40 \text{ KN.m}$

III-2-5-2- Sous la charge concentrée

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise l'une des méthodes PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

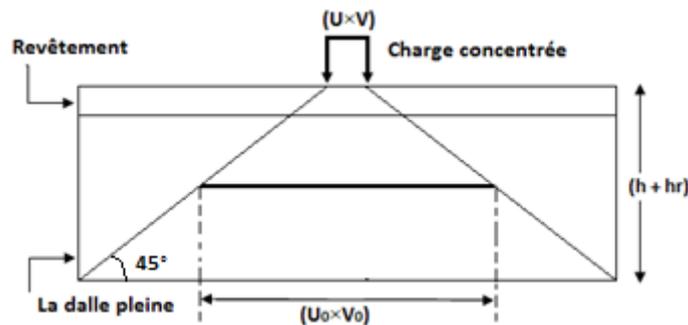


Figure III-8 : Zone d'impact.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

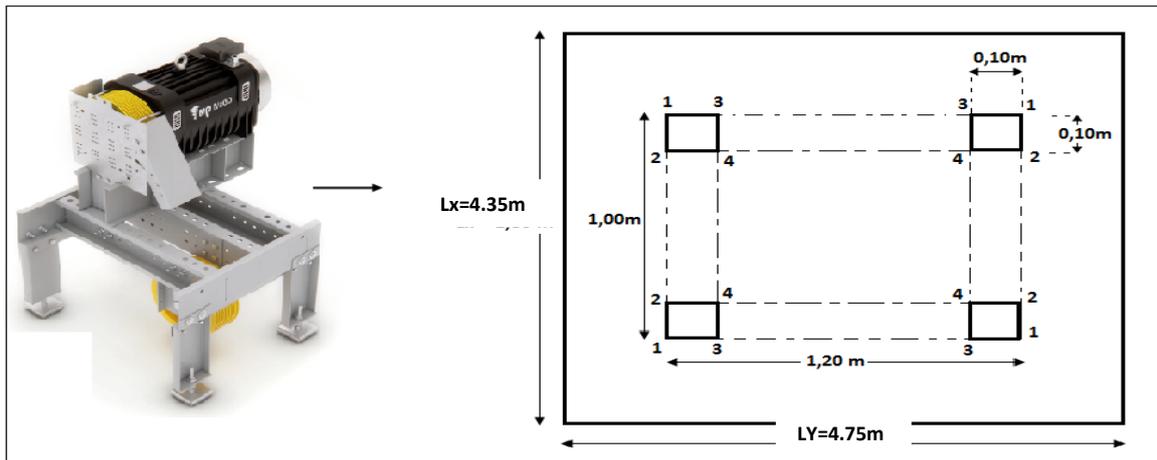
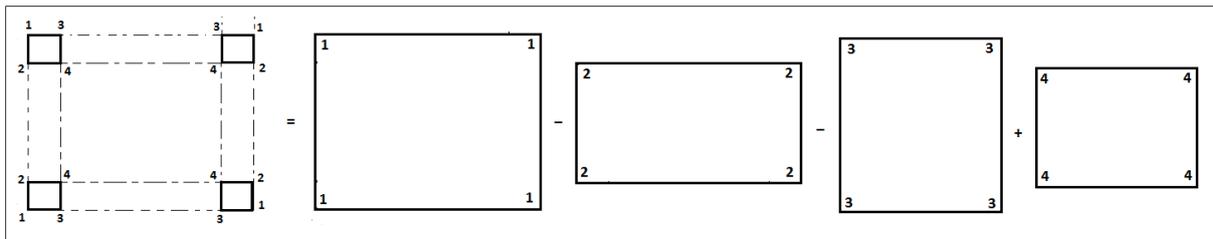


Figure III-9 : Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4)
 La valeur du moment fléchissant devient :



$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} \text{ et } M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$$

Exemple de calcul: On prend comme exemple de calcul le panneau (1-1).

- Calcul à ELU : (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h (La dalle) = 0,20 m) ; (h (Revêtement) = 0,05)

- P_u (La machine) = 48,24 KN / 4 Pieds → (Charge concentrée)

$$S \text{ (4 Pieds)} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

- P_u (La machine) = $\frac{P_u \text{ (La machine)}}{S(4\text{pieds})} = 1206 \text{ KN/m}^2$ → (Charge répartie)

$U_0 = U + h$ (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) → Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$V_0 = V + h$ (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) → Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,35}{4,75} = 0,91 \rightarrow M_1 \text{ et } M_2 \text{ à partir d'Abaque n}^\circ 3$$

$$\frac{U_0}{L_x} = 0,293 \rightarrow M_1 = 15,8 \times 10^{-2} \text{ et } v=0 \text{ à ELU.}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = 0,263 \rightarrow M_2 = 12 \times 10^{-2} \text{ et } v=0 \text{ à ELU.}$$

$$P_{u1} = P_u \times U \times V = 1206 \times 1,00 \times 1,20 = 1447,20 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times Pu1 = 0,158 \times 1447,20 = 228,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times Pu1 = 0,12 \times 1447,20 = 173,644 \text{ KN.m}$$

• Calcul à ELS : (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h (La dalle) = 0,20 m) ;
(h (Revêtement) = 0,05)

• Ps (La machine) = 35,025 KN / 4 Pieds → (Charge concentrée)

$$S (4 \text{ Pieds}) = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

• Pu (La machine) = $\frac{Ps (La \text{ machine})}{S(4\text{pieds})} = 875,625 \text{ KN/m}^2$ → (Charge répartie)

U0 = U + h (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) → Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

V0 = V + h (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) → Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4,35}{5,6} = 0,78 \rightarrow M_1 \text{ et } M_2 \text{ à partir d'Abaque n}^\circ 4$$

$$\frac{U_0}{Lx} = 0,293 \rightarrow M1 = 15,8 \times 10^{-2} \quad \text{et } v = 0,2 \text{ à ELS.}$$

$$\frac{V_0}{Ly} = 0,263 \rightarrow M2 = 12 \times 10^{-2} \quad \text{et } v = 0,2 \text{ à ELS.}$$

$$Ps1 = Ps \times U \times V = 875,625 \times 1,00 \times 1,20 = 1050,75 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times Ps = (0,158 + (0,2 \times 0,12)) \times 1050,75 = 191,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times Ps = (0,12 + (0,2 \times 0,158)) \times 1050,75 = 159,29 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III-19 : Résultats de calcul.

N°	u	v	uo	vo	uo/Lx	vo/Ly	M1*10 ⁻²	M2*10 ⁻²	ELU			ELS		
									P Ui KN	M xi KNm	M yi KN.m	P Si KN	M xi KN.m	M yi KN.m
(1-1)	1,00	1,20	1,275	1,475	0,293	0,263	0,158	0,12	1447,2	228,6	173,64	1050,75	191,24	159,29
(2-2)	0,8	1,20	1,075	1,475	0,247	0,263	0,17	0,12	1157,76	197	139	840,6	163,08	129,45
(3-3)	1,00	1,00	1,275	1,275	0,293	0,22	0,158	0,13	1206	191	157	875,625	161,12	141,5
(4-4)	0,80	1,00	1,075	1,275	0,247	0,22	0,17	0,13	964,8	164	125,4	700,5	137,3	114,88

ELU: $M_{xu} = M_{xu1} - M_{xu2} - M_{xu3} + M_{xu4} = 228,6 - 197 - 191 + 164 = 4,6 \text{ KN.m}$

$M_{yu} = M_{yu1} - M_{yu2} - M_{yu3} + M_{yu4} = 3,04 \text{ KN.m}$

ELS: $M_{xs} = M_{xs1} - M_{xs2} - M_{xs3} + M_{xs4} = 4,34 \text{ KN.m}$

$M_{ys} = M_{ys1} - M_{ys2} - M_{ys3} + M_{ys4} = 3,22 \text{ KN.m}$

III-2-5-3- Superposition des moments fléchissant

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on fait une superposition des moments fléchissant.

• **ELU :**

$$M_{xu} = M_{xu'} + M_{xu} = 14,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu'} + M_{yu} = 8,8 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**

$$M_{XS} = M_{XS'} + M_{XS} = 13,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{YS} = M_{YS'} + M_{YS} = 9,62 \text{ KN.m}$$

III-2-5-4- Calcul des moments fléchissant réels

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

• **ELU :**

Sens (x-x) : $M_{XU} = 14,86 \text{ KN.m}$

Moment en appuis : $M_{w,e,x} \geq (0,5 \times 14,86) \rightarrow M_{w,e,x} = 7,45 \text{ KN.m}$

Moment en Travée : $M_{t,x} \geq (0,85 \times 14,86) \rightarrow M_{t,x} = 12,65 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $12,65 + \frac{7,45 + 7,45}{2} \geq 1,25 * 14,86 \rightarrow 20,1 \geq 18,58 \rightarrow \text{CV}$

Sens (y-y) : $M_{YU} = 8,8 \text{ KN.m}$

$11,88 \geq 11 \rightarrow \text{CV}$

• **ELS :**

Sens (x-x) : $M_{XU} = 13,69 \text{ KN.m}$

$18,8 \geq 17,11 \rightarrow \text{CV}$

Sens (y-y) : $M_{YU} = 9,62 \text{ KN.m}$

$12,99 \geq 12,05 \rightarrow \text{CV}$

Tableau III-20 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

	ELU		ELS	
	M (Travée) (MN.m)	M (Appui) (MN.m)	M (Travée) (MN.m)	M (Appui) (MN.m)
-Sens-				
x-x	12,65	7,45	11,64	6,85
y-y	7,48	4,4	8,18	4,81

III-2-6- Armatures longitudinales : D'après le C.B.A.93

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures.

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{2} \rightarrow A_{st} \geq 2,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,08 \% B \text{ (HA)} \rightarrow A_{st} \geq 0,08 \% (1 \times 0,2) \rightarrow A_{st} \geq 1,60 \text{ cm}^2$$

III-2-6-1- Calcule du ferrailage : On calcul pour une bande de 1ml

(Sens x-x)

• **Travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = 0,028 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,035$$

$$Z = d*(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d*(1 - 0,4*0.035)=0.18m$$

$$\sigma_{st} = 347.83MPa$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = 2,02 (cm^2)/ml$$

Donc, on adopte A st = 6T10 = 4,71 (cm²)/ml

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-21 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.

-Sens-	Calculé		Adopté		CBA
	Ast (Appui) (cm²)/ml	Ast (Travée) (cm²)/ml	Ast (Appui) (cm²)/ml	Ast (Travée) (cm²)/ml	Ast (Min) (cm²)/ml
x-x	2,02	1,02	6T10 = 4,71	6T10 = 4,71	2,18
y-y	1,04	0,7	6T10 = 4,71	6T10 = 4,71	2,18

III-2-6-2- Calcul des espacements

D’après le C.B.A.93 :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
(X-X)	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	C.V
(Y-Y)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V

III-2-7- Vérification au poinçonnement

Le Châssis est posé (appuyé) sur quatre appuis, risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

La charge totale ultime de la machine est de (48,24 KN).

La charge appliquée sur chaque appui est : $Qu = \frac{48.2}{4} = 12,06$ KN

Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante : $Qu \leq 0,045 \times Pc \times h \times \frac{fc28}{\delta b}$

Avec : (h (Dalle) = 0,20 m) ; (h (Revêtement) = 0,05 m) ; (fc28= 25 MPa) ; ($\delta b = 1,50$)

(Pc : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen)

(U ; V): Dimensions du pied de châssis → (0,10 × 0,10) m²

$$U_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$V_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$Pc = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0,375 + 0,375) = 1,50 \text{ m}$$

$$\rightarrow 12,06 \leq 0,045 \times 1,50 \times 0,20 \times \frac{25000}{1.5} \rightarrow 12,06 \leq 225$$

Conclusion : Le risque de poinçonnement n’existe pas.

III-2-8- Vérification à l'état limite de service (ELS)

D'après (C.B.A.93)

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Même ferrailage adopté en appui et en travée, (x ; I) restent constants.

Avec : ($b = 1 \text{ m}$) ; ($h = 0,20 \text{ m}$) ; ($d = 0,18 \text{ m}$) ; ($d' = 0,02 \text{ m}$) ; ($F_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($n = 15$)

Position de l'axe neutre : ($A_{sc} = 0$) ; ($A_{st} = 6T10/ml = 4,71 \text{ cm}^2/ml$)

$$50x^2 + 70,65x - 1271,7 = 0 \rightarrow x = 4,38 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b \times x^3}{3} + 15 \times A_{sa} \times (d - x)^2 \rightarrow I = 15906,81 \text{ cm}^4$$

Contrainte du béton :

Tableau III-22 : Les contraintes dans le béton.

	Travée	Appui	$\overline{\sigma}_{bc}$
	σ_{bc}		
X-X	1,13	0,66	15
Y-Y	1,08	0,64	15

Conclusion : La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

III-2-9- Vérification de la nécessité d'armatures transversales

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

III-2-9-1- Calcul de la contrainte admissible

D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\overline{\tau}_u = \frac{0,07 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

III-2-9-2- Calcul de l'effort tranchant

D'après (B.A.E.L) :

Lorsqu'agissent simultanément des charges réparties et des charges concentrées, on admet : ($V_X = V_x + V_a$) et ($V_Y = V_y + V_b$)

Avec, (V_x ; V_y) : Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

(V_a ; V_b) : Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,35}{4,75} = 0,91 > 0,4 \rightarrow \text{(La dalle portant dans les deux sens)}$$

- **Charge répartie**

$$V_x = \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} * \frac{P'u * L_x}{2} \text{ avec } P'u = 10,41 \text{ KN/m}^2 \rightarrow V_x = 15,56 \text{ KN}$$

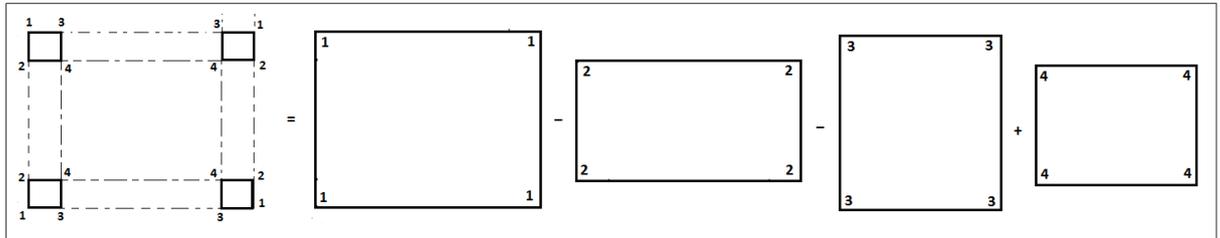
$$V_y = 17 \text{ KN}$$

• **Charge concentrée**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$(V_u = \frac{P}{2u+v}) \text{ et } (V_v = \frac{P}{3v} \leq V_a) \text{ avec } P=1206\text{KN/m}^2$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné par la formule suivante : $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$ et $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$



$$V_{1u} = 510,78 \text{ KN}$$

$$V_{2u} = 361,80 \text{ KN}$$

$$V_{3u} = 402 \text{ KN}$$

$$V_{4u} = 344,57 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_u = 510,78 - 361,80 - 402 + 344,57$$

$$\rightarrow V_u = 91,55 \text{ KN}$$

$$V_{1v} = 482,4 \text{ KN} \leq V_{1u}$$

$$V_{2v} = 321,6 \text{ KN} \leq V_{2u}$$

$$V_{3v} = 402 \text{ KN} = V_{3u}$$

$$V_{4v} = 321,60 \text{ KN} \leq V_{4u}$$

$$\rightarrow V_v = 482,4 - 321,6 - 402 + 321,60$$

$$\rightarrow V_v = 80,40 \text{ KN}$$

III-2-9-3- Superposition des efforts tranchants

$$V_X = V_x + V_u = 15,56 + 91,55 = 109,11 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_v = 17 + 80,40 = 97,4 \text{ KN}$$

III-2-9-4- La contrainte tangente

Avec : (b = 1ml) ; (d = 0,9h = 0,18 m)

$$\tau_{u,u} = \frac{109,11 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\tau_{u,v} = \frac{97,4 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Conclusion** : Les contraintes tangentées sont inférieures à la contrainte exigée par le (C.B.A.93) et (B.A.E.L) → Pas d'armatures transversales pour la dalle.

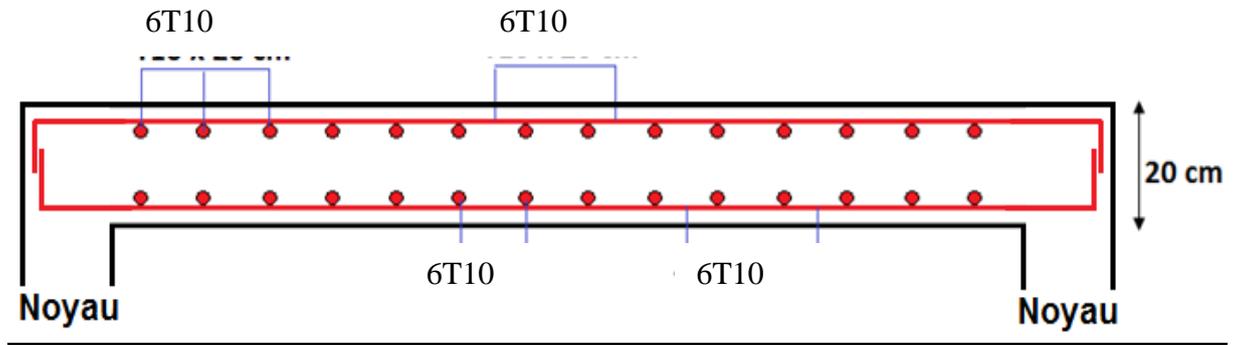


Figure III-10 : Ferrailage de la dalle machine.

III-2- Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés pour supporter toutes les charges d’exploitations et permanentes.

Le calcul se fait en flexion simple.

III-2-1-Combinaison d’action

- SS2

Volée

La charge permanente est égale à : $G = 8.02 \text{ KN/m}^2$

La charge d’exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 8.02 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.577 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (8.02 + 2.5) \times 1 = 10.52 \text{ KN/ml}$

Palier

$G=4,56 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

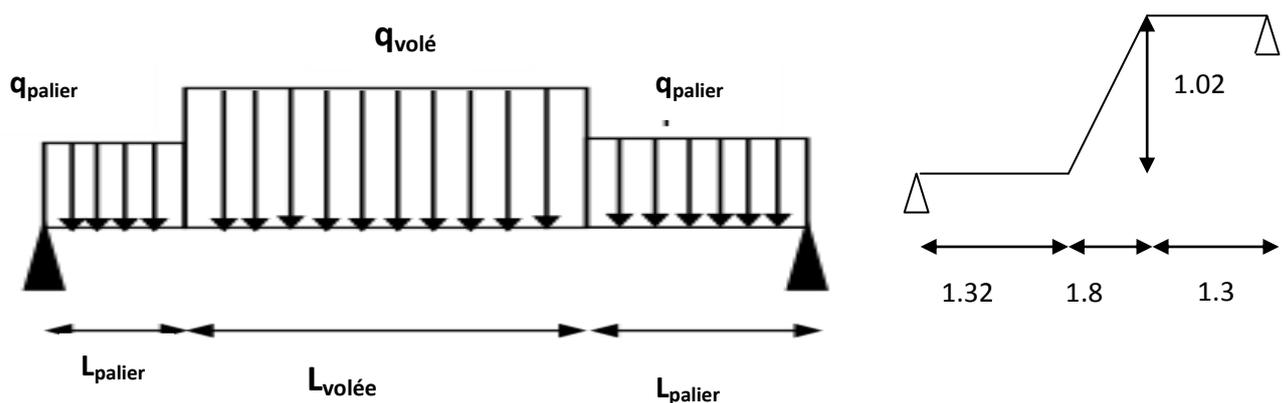


Figure III-11: Chargement supporter par le palier et la volée

III-2-2- Diagrammes des moments et l’effort tranchant

Les diagrammes des sollicitations, tirés à partir de SAP2000, sont illustrés sur les figures suivantes :

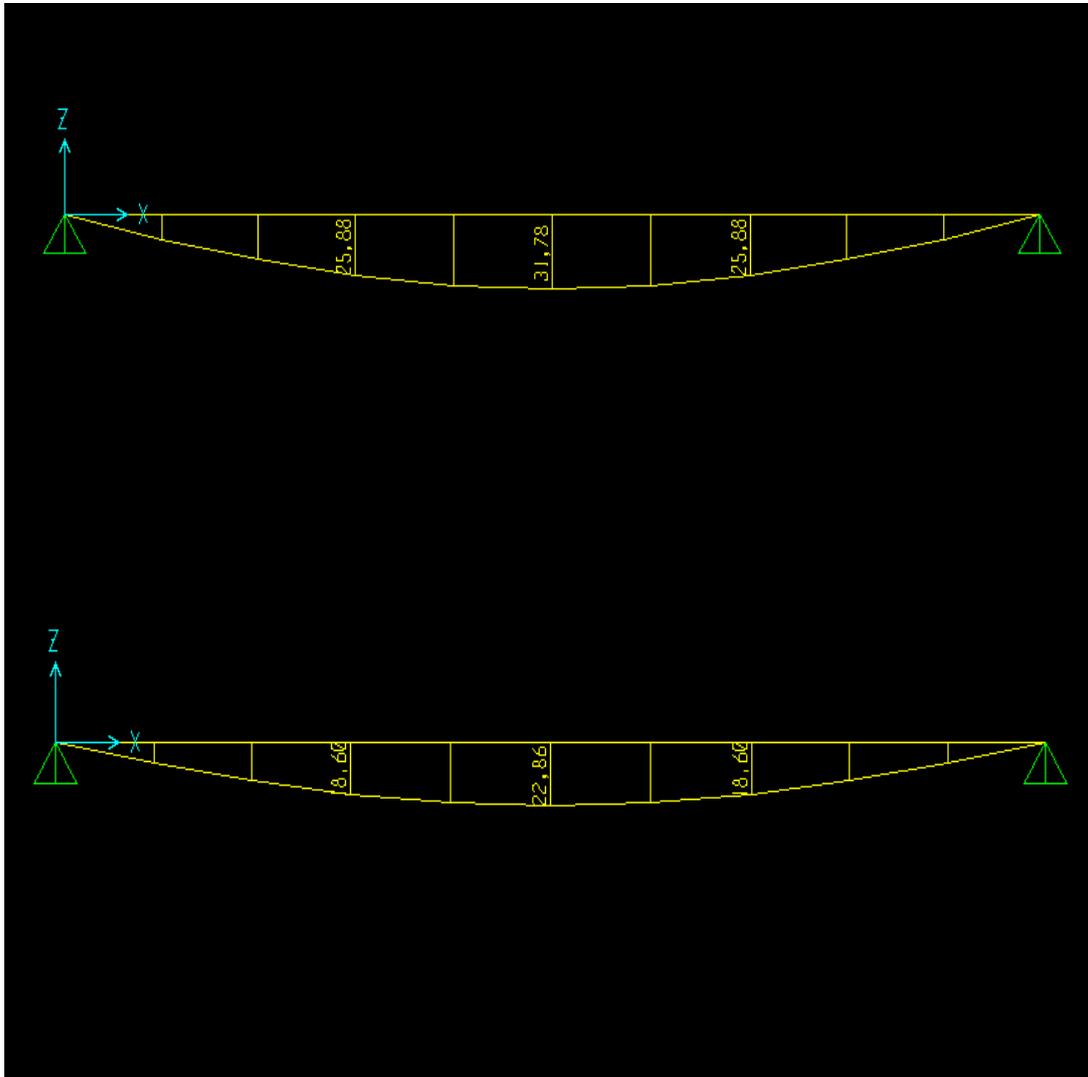


Figure III-12 : Moment fléchissant ELU et ELS.

III-2-3- Détermination du ferrailage

$h=0,12m$; $b= 1m$; $d= 0,9 *h= 0,108m$

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $f_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_{st}=347,83MPa$

➤ **ELU :**

$M_{tu} = 0,85 * M_{tu \max} \rightarrow M_{tu} = 0,85 * 31,78 \rightarrow M_{tu} = 27,013KN.m$

$M_{app u} = 0,5 * M_{tu \max} \rightarrow M_{app u} = 0,5 * 31,78 \rightarrow M_{app u} = 15,89 KN.m$

• **En travée :**

$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0,027013}{1 \times 14,17 \times 0,108^2} = 0,163 < \mu_R = 0,392$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,224$

$$Z = d^*(1 - 0,4\alpha) = Z = d^*(1 - 0,4*0.224) = 0.098$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.027013}{0.098 \times 347.83} = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **3T14+3T12** de section **8.01**cm²/ml.

Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st \text{ min}} > 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \rightarrow 8.01 > 1,3 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

- **En appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times F_{bc} \times d^2} = \frac{0.01589}{1 \times 14.17 \times 0.108^2} = 0.096 < \mu_R = 0.392$$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,126$$

$$Z = d^*(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d^*(1 - 0,4*0.126) = 0.103 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01589}{0.103 \times 347.83} = 4.35 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T12=5.65**cm²/ml

Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{sa \text{ min}} > 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \Rightarrow 5.65 > 1,3 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

L'espacement

$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq \min(36\text{cm} , 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33\text{cm}$ On prend $\Rightarrow e = 20\text{cm}$.

➤ ELS :

- **Vérification des contraintes en travée**

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{tra} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{tra} = 0.224 \text{ (calculé précédemment)}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{27.013}{19.431} = 1.39$$

$$\alpha_{tra} \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{tra} \leq 0.445$$

Donc la condition est vérifiée

- **Vérification des contraintes en appuis**

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{app} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{App} = 0.079 \text{ (calculé précédemment)}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{15.89}{11.43} = 1.39$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{app} \leq 0.445$$

Donc la condition est vérifiée

➤ Vérification au cisaillement

La fissuration est peu préjudiciable donc

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{0.02609}{1 \times 0.108} = 0.242 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{H}{L} = \frac{3.06}{4.8} = 0.64 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

h : la hauteur de la cage d'escalier

L : la distance entre appuis

• En travée

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{8.01}{100 * 0.9 * 12} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$7.42 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \quad \text{C.V}$$

• En appuis

$$\frac{A_{sa}}{b * d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{5.65}{100 * 0.9 * 12} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$5.23 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \quad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Armatures de répartition

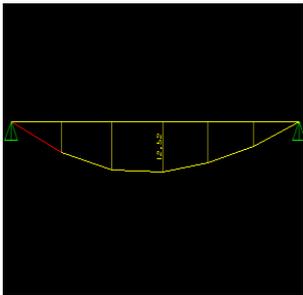
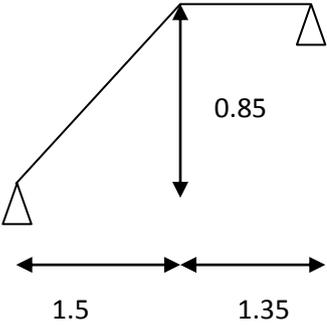
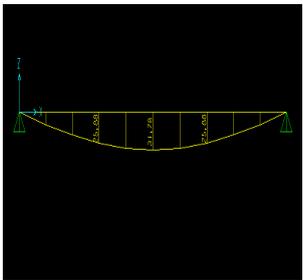
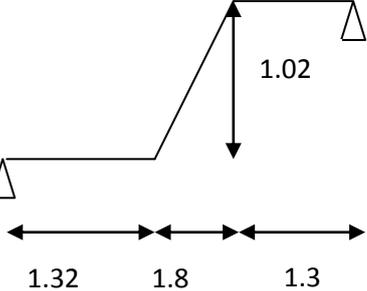
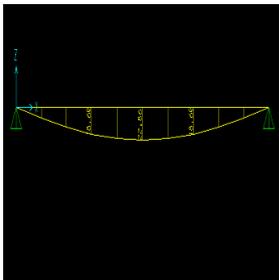
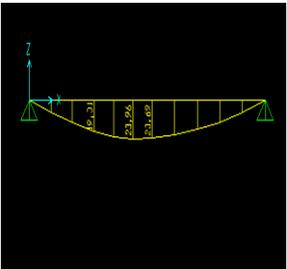
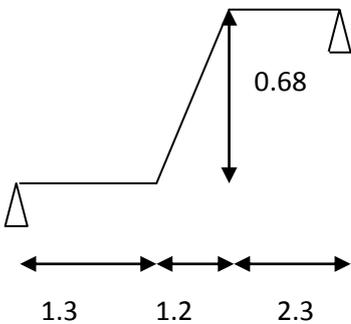
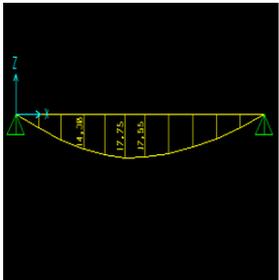
D'après le B.A.E.L.91 :

En travée : $A_r = 4T8/ml = 2,01 \text{ cm}^2/ml$

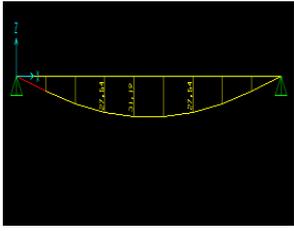
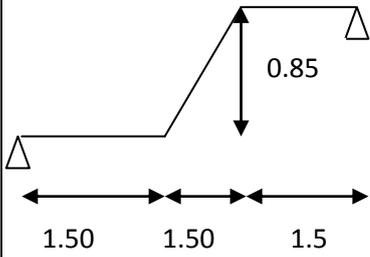
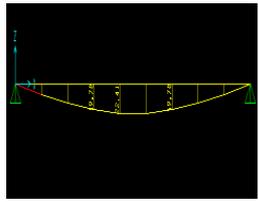
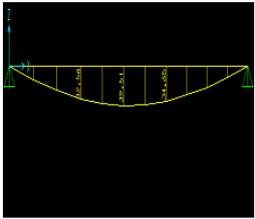
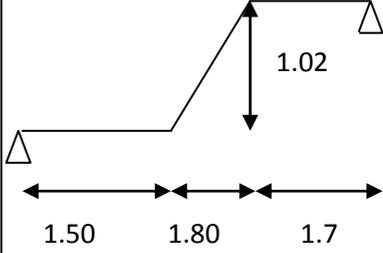
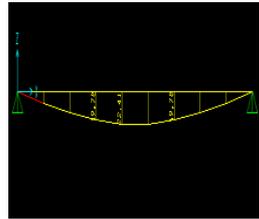
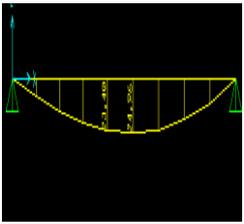
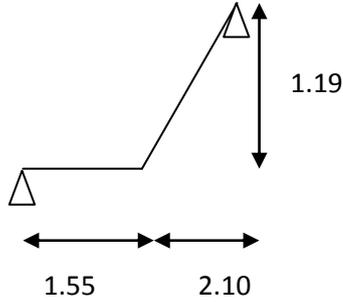
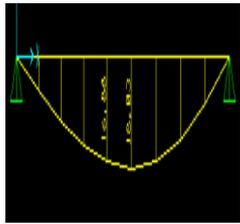
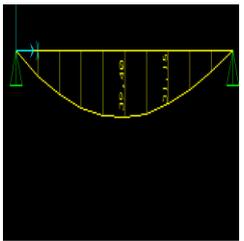
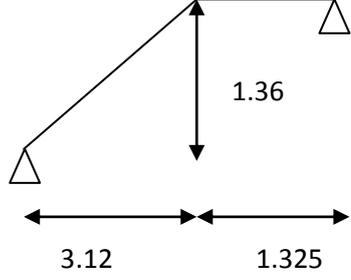
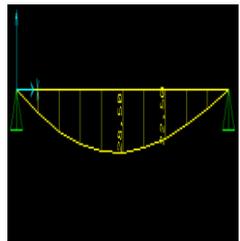
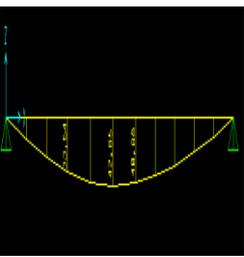
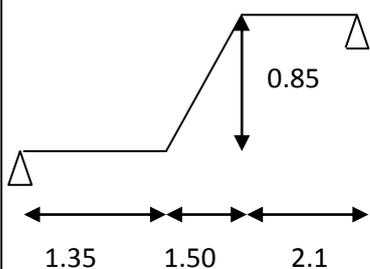
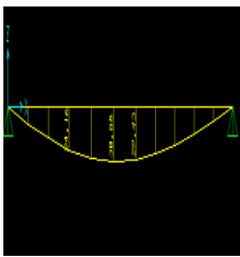
En appui : $A_r = 4T8/ml = 2,01 \text{ cm}^2/ml$

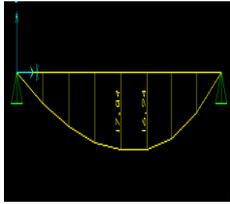
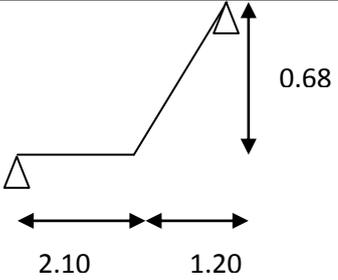
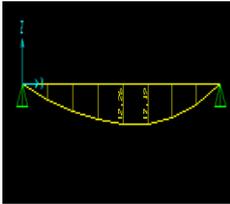
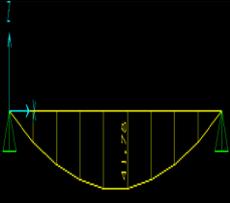
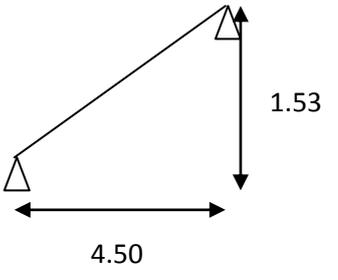
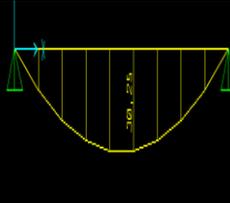
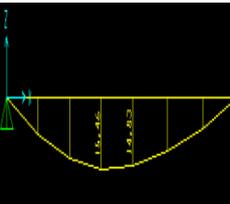
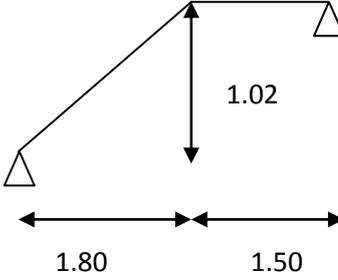
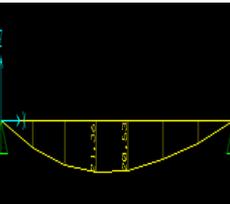
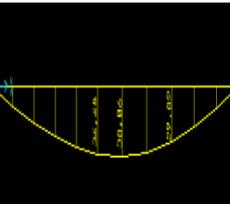
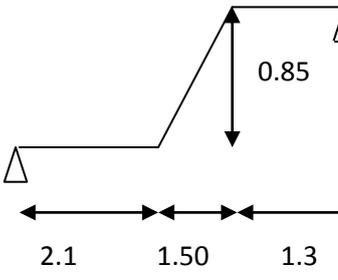
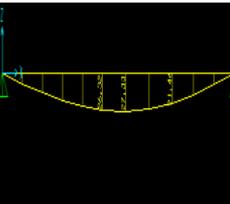
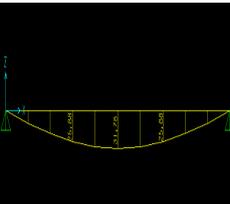
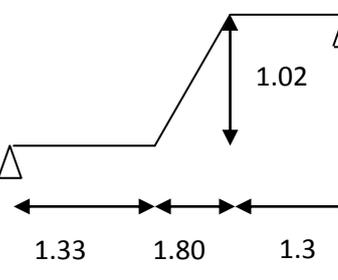
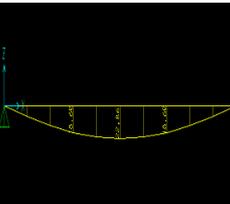
Le tableau suivant résume le ferrailage de tous les escaliers

Tableau III-23 : Ferrailage calculé en appui et en travée.

	Moment <ELU>KN.m	Schémas statique	Ast calculé	Ast choisie	Aap calculé	Aap choisie	Moment <ELS>KN.m
	SS2	12.52 		3.05	3T14=4.62	1.71	3t12=3.39
31.78 			7.92	3T14+3T12=8.01	4.35	5T12=5.65	22.86 
23.96 			5,78	6T12=6.79	3.31	4T12=4.52	17.75 

SS1	27.37		2.97	3T12=3.39	3.82	4T12=4.52	19.84
	46.26		5.14	5T12=5.65	6.72	6T12=6.79	33.59
	19.26		2.12	3T12=3.39	2.66	3T12=3.39	13.83
	34.04		8.52	8T12=9.03	4.79	4T14=6.16	24.45

	<p>31.19</p> 		7.78	8T12=9.03	4.35	4T12=4.52	<p>22.41</p> 
	<p>39.51</p> 		10.16	8T14=12.32	5.62	4T14=6.16	<p>28.4</p> 
RDC	<p>24.96</p> 		3.49	4T12=4.52	3.45	4T12=4.52	<p>18.03</p> 
	<p>39.40</p> 		6.05	6T12=6.79	6.09	6T12=6.79	<p>28.50</p> 
	<p>42.85</p> 		6.05	6T12=6.79	6.09	6T12=6.79	<p>30.88</p> 

	<p>17.04</p> 		1.86	3T12=3.39	2.33	3T12=3.39	<p>12.25</p> 
	<p>41.78</p> 		4.66	6T12=6.79	6	6T12=6.79	<p>30.25</p> 
	<p>21.36</p> 		2.35	3T12=3.39	2.89	3T12=3.39	<p>15.46</p> 
du 1 ^{er} au 9eme étage	<p>38.06</p> 		9.68	8T14=12.32	5.42	6T12=6.79	<p>27.33</p> 
	<p>31.78</p> 		7.92	3T14+3T12=8.01	4.35	5T12=5.65	<p>22.86</p> 

	38.06		9.68	8T14=12.32	5.42	6T12=6.79	27.33
8eme étage	53.03		14.24	8T12+4T14=15.19	7.74	8T12=9.03	38.12
	53.03		14.24	8T12+4T14=15.19	7.74	8T12=9.03	38.12

Remarque : Pour le ferrailage de sous sol et le RDC, on va choisir le cas le plus défavorable. Même chose pour le ferrailage des étages, on va choisir le cas le plus défavorable.

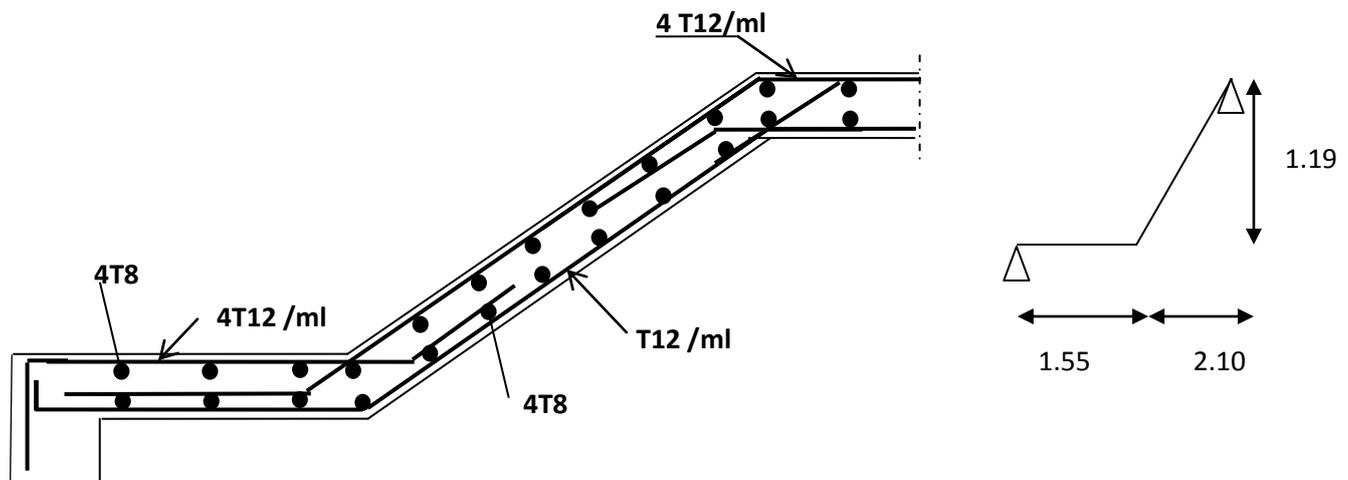


Figure III-13 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'Escalier RDC.

III-2-4- La poutre palière

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple

On a une poutre brisé dans le 8eme étage

- **Calcul des charges**

$$G_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m (Poids propre de la poutre).}$$

$$\text{ELU} \rightarrow R_B = 23.97 \text{ KN (réactions du palier au niveau de l'appui B).}$$

$$\text{ELS} \rightarrow R_B = 17.22 \text{ KN}$$

$$\text{A l'E.L.U : } P_U = 1.35 G_0 + R_B \quad P_U = 27.51 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des moments**

$$L=2.7\text{m}$$

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} = 25.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 21.31 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5M_0 = 10.66 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{P_U \times L}{2} = 37.14 \text{ KN}$$

- **Le ferrailage**

On a : b = 30 cm ; h = 35 cm

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferrailage.

Tableau III-24 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M (KN.m)	A socotec (cm ²)	A choisie (cm ²)	Barres choisies
Travée	21.31	2	3.39	3T12
Appui	10.66	0.99	3.39	3T12

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la section minimale exigée par le RPA**

$$3HA12 + 3HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} ; T_{u\max} = 37.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{37.14 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de l'espacement**

D'après CBA93 (l'article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

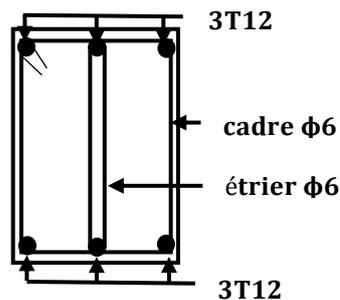


Figure III-14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

- **Calcul des armatures transversales**

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e}$$

$$A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{trans} \geq 0.287 \text{ cm}^2$$

$$A_{tran} = \max(0.45\text{cm}^2 ; 0.287\text{cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA6 = 0.57 cm² (1 cadre+1 étrier).

- **Vérification à L'ELS**

Tableau III-25 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

	Mser (KN.m)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	15.87	9	4.22	15	Vérifiée
Appui	7.94	9	2.11	15	Vérifiée

- **Vérification de l'état limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{2.7} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{15.87}{18 \times 18.08} = 0,06 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 31.5} = 0,001 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III-3- Etude des balcons

III-3-1-Introduction

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ils sont calculés comme des consoles encastées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur.

On adopte une épaisseur : (h =15 cm).

III-3-2- Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$ELU \rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$$

ELS → G + Q

III-3-3- Types des balcons

Dans notre structure, il y a deux types de balcon, balcon encastré à l'extrémité avec une console de 1,30 m. et d'autre de 1,15m

Pour faire les calculs, on va choisir un balcon qui a 1.30 m de longueur car c'est le plus défavorable.

On va prendre une épaisseur du balcon égale à 15 cm, puis on va faire des vérifications par la suite.

III-3-4- Charges appliquées sur le balcon

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

- Poids propre : $G = 5.31\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge des murs (simple paroi) : $P = 1.3\text{KN/m}^2$
- Hauteur de mur : $h = 0.85 \text{ m}$

$P = 1,30 * 0.85 * 1 \text{ ml} = 1.105 \text{ KN/ml}$

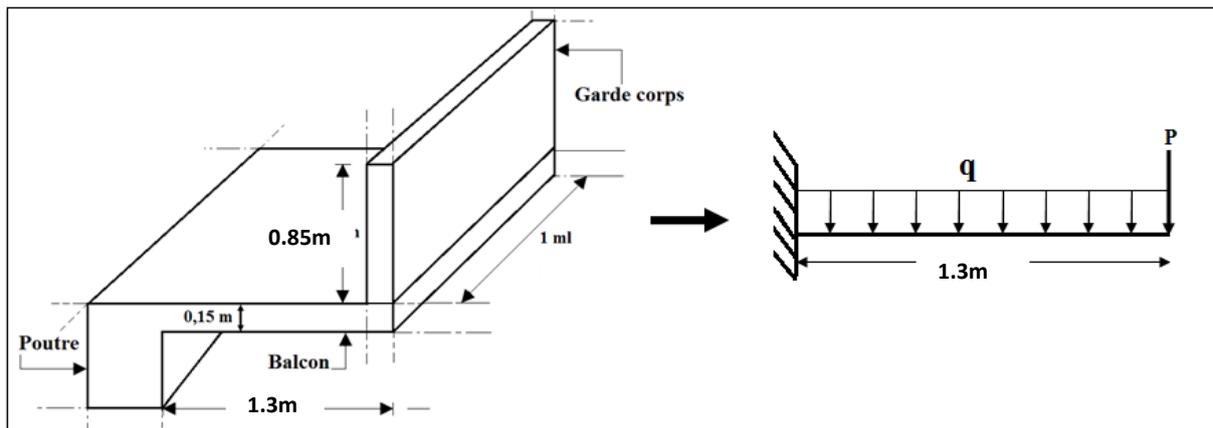


Figure III-15 : Schéma statique du balcon.

III-3-5- Moments fléchissant et efforts tranchants

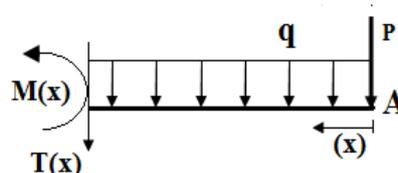
Le calcul des moments fléchissant se fait par le calcul RDM, on calcul pour une bande de 1ml.

• ELU

-Combinaisons d'actions :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 \rightarrow q_u = 12.42 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1.35 \times 1.105 \rightarrow P_u = 1.49 \text{ KN}$



-Calcul du moment :

$$M(x) = -q_u \times \frac{x^2}{2} - p_u x \quad M(0) = 0$$

$$M(1.65) = -20.09 \text{ KN.m}$$

-Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = q_u x + p_u \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 1.49 \text{ KN} \\ T(1.65) = 22.42 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• ELS

-Combinaisons d'actions :

$$q_s = G + Q = 5.31 + 3.5 \quad \longrightarrow \quad q_s = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1.105 \text{ KN}$$

-Calcul du moment :

$$M(x) = -q_s \times \frac{x^2}{2} - p_s x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.65) = -14.35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = q_u x + p_u \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 1.105 \text{ KN} \\ T(1.65) = 15.97 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III-3-6- Armatures du balcon : D'après le C.B.A.93

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales.

III-3-6-1- Calcul des armatures longitudinales

Le calcul se fait pour une bande de 1ml sous le moment fléchissant maximal.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{20.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.078$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.102$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.135(1 - 0.4 \times 0.102) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{20.09 \times 10^{-3}}{0.102 \times 347.23} = 5.67 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimum d'armature est calculée comme suit :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% \times 1 \times 0.15 \longrightarrow A_{\min} = 7.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on va choisir un ferrailage égal à :

$$A_{\text{st choisi}} = 7T12/1\text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Armature de répartition

Pour déterminer le ferrailage de répartition, on divise $A_{\text{st choisi}}$ par 4 :

$$A_r = \frac{A_{\text{st choisi}}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $A_r = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification à l'état limite de service (ELS): D'après (C.B.A.93)

Notre structure est située à SBA, elle est loin de la mer, donc on considère que les fissurations sont peu préjudiciables. Donc, il ne faut pas vérifier les contraintes dans les aciers.

Position de l'axe neutre

$$b/2x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_s(d - x) = 0 \text{ avec } A_{sc}(x - d') = 0$$

$$100/2 x^2 - 15 \times 7.7(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 1144.125x - 84.75 = 0$$

$$x = 4.50 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3.65 \text{ cm}$.

Calcul de l'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} = \frac{100 \times 4.5^3}{3} = 3037.5 \text{ cm}^4$$

$$I_t = A_{st}(d - x)^2 = 7.7 \times (13.5 - 4.5)^2 = 623.7 \text{ cm}^4$$

$$I = I + nI_t = 3037.5 + 15 \times 623.7 \longrightarrow I = 11504.87 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{14.35 \times 10^{-3} \times 4.5 \times 10^{-2}}{11504.87 \times 10^{-8}} = 5.61 \text{ Moa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad 5.61 < 15 \text{ (C.V)}$$

Vérification au cisaillement

La fissuration est peu préjudiciable donc

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{22.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.166 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u > \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Puisque τ_u est inférieur à $\bar{\tau}_u$, il n'y a pas un risque de cisaillement.

Zone de recouvrement

D’après le RPA99 version 2003, la zone de recouvrement minimale est égale à 40Φ , donc :

$$L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement est prise égale à $L_r = 50 \text{ cm}$.

Remarque

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.

$$P (\text{Balcon}) = e (\text{Balcon}) \times L (\text{Balcon}) \times \gamma_b = 0,15 \times 1,50 \times 25 = 5,2 \text{ KN/ml}$$

$$P (\text{Contrepoids}) = e (\text{Plancher}) \times L (\text{Plancher}) \times \gamma_b P (\text{Balcon})$$

$$P (\text{Contrepoids}) = 0,21 \times 25 \times L (\text{Plancher}) = 5,25 L (\text{Plancher})$$

$$P (\text{Balcon}) = P (\text{Contrepoids}) \rightarrow 5,625 \text{ KN/ml} = 5,25 L (\text{Plancher})$$

$$\rightarrow L (\text{Plancher}) = \frac{5,625}{5,25} = 1,07 \text{ m} \rightarrow \text{On adopte un contre poids de } 1,10 \text{ m}$$

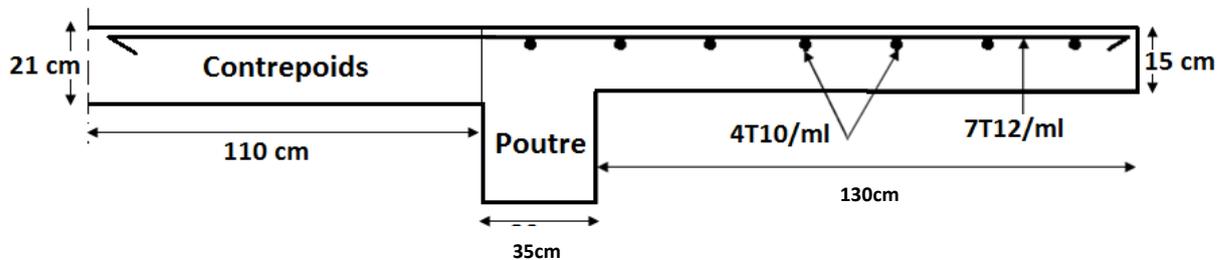


Figure III-16 : Ferrailage du balcon.

• **Schéma de ferrailage de balcon**

La vue en plan et en coupe du ferrailage du balcon, est représentée sur la figure ci-dessous :

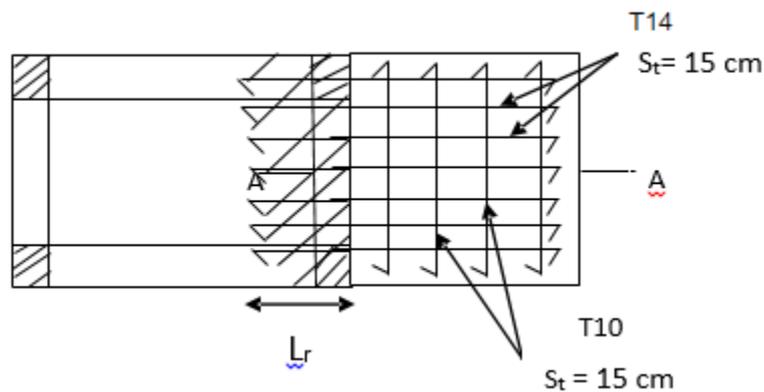


Figure III-17-a : Vue en plan du balcon

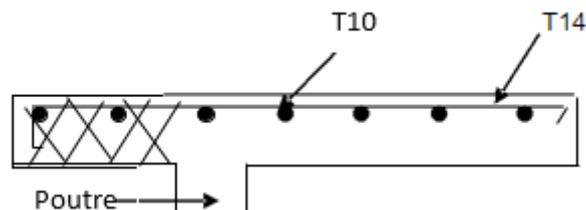


Figure III-17-b : Vue en coupe du balcon

III-4- Etude de l'acrotère

III-4-1- Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse, elle assure la sécurité totale des personnes, elle protège la bande haute du revêtement d'étanchéité des infiltrations pour que l'eau soit canalisée vers la couverture étanche du toit terrasse comme elle a un aspect architectural.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale dû au séisme.

L'étude de l'acrotère sera effectuée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le (RPA99/V2003 et C.B.A.93).

III-4-2- Combinaisons des charges

On a deux types de l'acrotère de 45cm et 40cm de hauteur donc on va faire l'étude sur le plus défavorable :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement

ELU :

$$N_u = 1.35 * G = 1.35 * 1.6 = 2.16 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = F_p * h^2/2 = 1.5 * 0.512 * 0.45^2/2$$

$$M_u = 0.078 \text{ kN.m}$$

ELS :

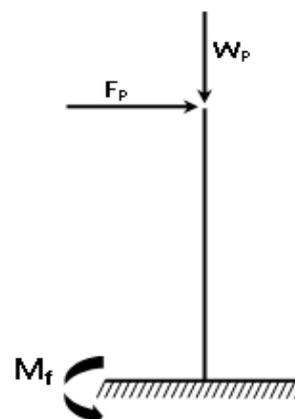
$$N_s = G = 1.6 \text{ kN/ml}$$

$$M = Q * l^2/2 = 0.512 * 0.45^2/2 = 0.052 \text{ kN.m}$$

III-4-3- Ferrailage de l'acrotère

III-4-3-1- Calcul des armatures longitudinales

On calcule les armatures nécessaires dans l'acrotère par les formules de la flexion composée.



Calcul de l'excentricité

C'est la distance entre le centre de pression-le centre de gravité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 3.61 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_0}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$3,61 > 1.67 \quad \text{CV}$$

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

Détermination du ferrailage

ELU

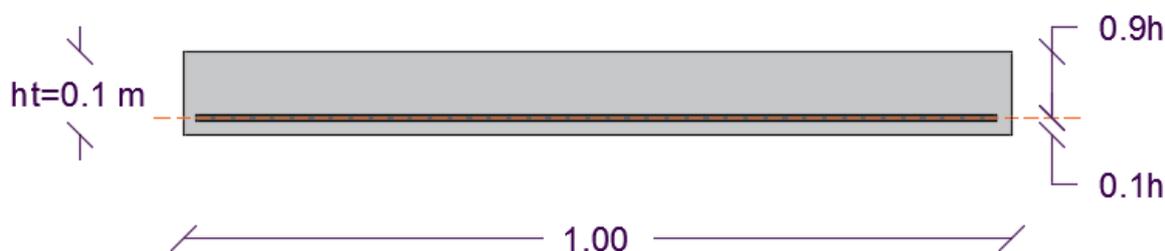


Figure III-18 : Section de calcul d'acrotère.

Moment de flexion fictif (M_a) :

$$M_a = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right)$$

$$M_a = 2.16 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0361 \right)$$

$$M_a = 0.164 \text{ Kn.m}$$

Moment réduit (μ_u) :

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

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{0.077 \times 10^{-3}}{1 \times 0.090^2 \times 14.17} = 0.000671$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)}$$

$$\rightarrow A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.000671})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.0008$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \rightarrow \quad Z = 0.135 (1 - 0.4 \times 0.0008) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) \quad (\text{N : compression (-)})$$

$$A_{sa} = \frac{1}{201.63} \times \left(\frac{0.164 \times 10^{-3}}{0.09} - 2.16 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{sa} = 0.016 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

$$1.25 \times 10^{-2} < 1.09$$

$$A_{st_{min}} \geq \max(1.25 \times 10^{-2}; 1.09) \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul d'espacement:

$$St = \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = \min(30; 33 \text{ cm})$$

$$St = 30 \text{ cm}$$

E.L.S

Vérification des contraintes

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - d')}{s}$$

$$\eta = 15$$

$$M_s = 0.052 \text{ Kn.m}$$

$$N_s = 1.6 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0.0325 \text{ m}$$

$$P = -3 \times \left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{6\eta \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)$$

$$P = -3 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.0325\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0325\right)$$

$$P = 3.92 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times \left(\frac{h}{2} - e\right)^3 - \frac{6\eta \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)^2$$

$$q = -2 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.0325\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0325\right)^2$$

$$q = -2.42 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

La méthode des itérations successives :

$$e = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

on prend $e_1 = 0.5 \text{ m}$

$$0.5 \rightarrow 0.288$$

$$0.288 \rightarrow 0.288$$

On prend la valeur de $e_1 = 0.288 \text{ m}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0.1}{2} + 0.288 - 0.0325$$

$$X = 3.05 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - \eta \times A_{st} \times (d - x)$$

$$S = \frac{100 \times 3.05^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (9 - 3.05)$$

$$S = 285.73 \text{ cm}^3$$

Calcul des contraintes

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.6 \times 10^{-3} \times 3.05 \times 10^{-2}}{285.73 \times 10^{-6}} = 0.171 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 - \frac{1.6 \times 10^{-3} \times (0.9 \times 0.1 - 3.05 \times 10^{-2})}{285.73 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_{st} = 14.66 \text{ Mpa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266.66; 201.63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} =$$

$$201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \text{ CV}$$

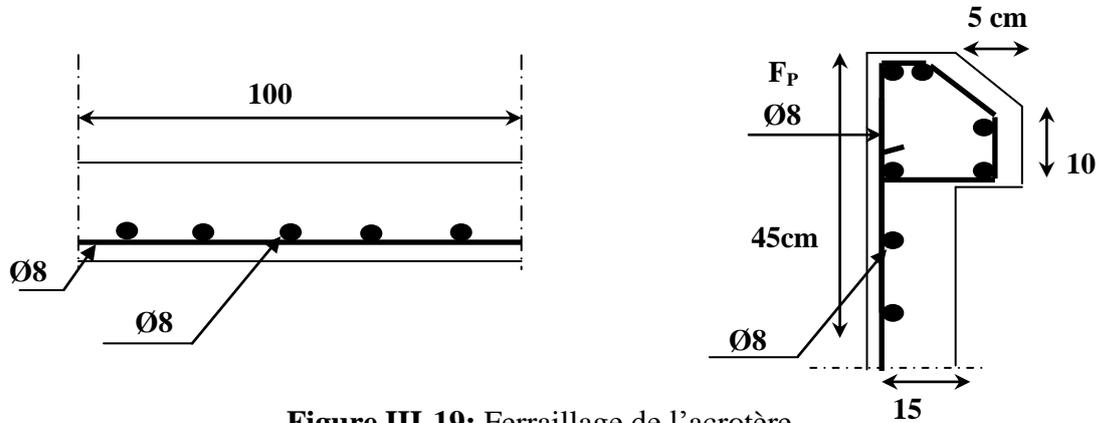


Figure III-19: Ferrailage de l'acrotère.

III-5- Etude de la rampe d'accès

Les dimensions de la rampe d'accès sont illustrées sur la figure suivante :

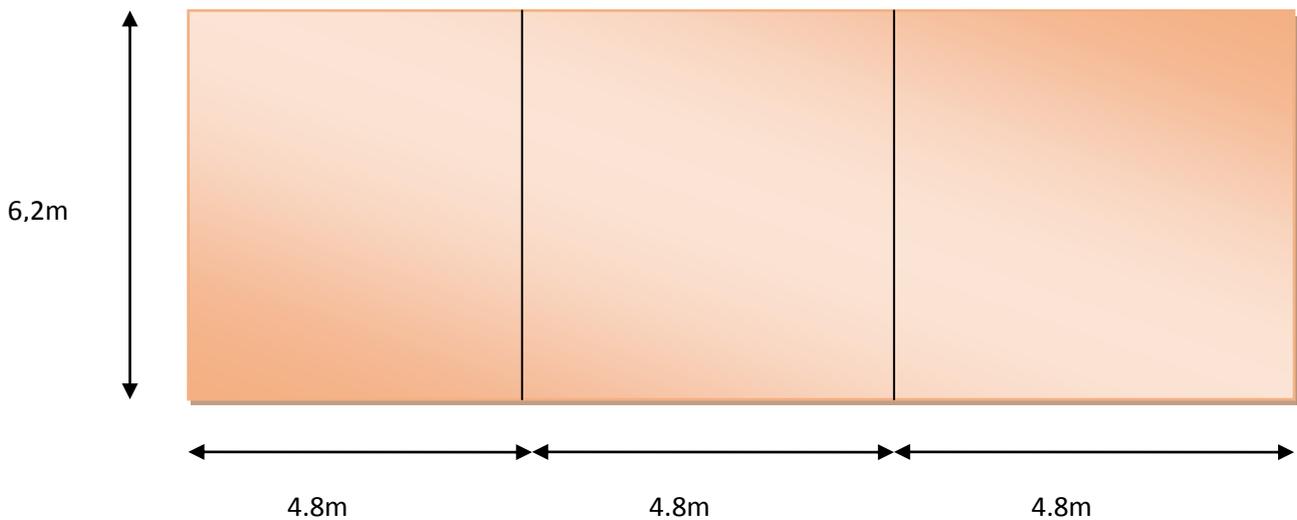


Figure III-20: Vue en plan de la rampe d'accès.

Les calculs se font sur une bande de 1 ml.

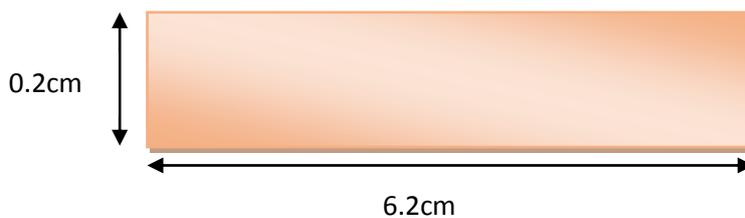


Figure III-21: Section de calcul de la rampe d'accès

III-5- 1- Les charges appliquées sur la rampe d'accès

On a deux types de charges appliquées sur la rampe d'accès :

Charge d'exploitation

Vue de la charge importante supportée par la rampe d'accès, on va prendre une charge d'exploitation égale à $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente (poids propre)

La charge permanente supportée par la rampe d'accès, c'est son poids propre :

$$\tan \alpha = \frac{2.85}{14.4} = 0.20 \Rightarrow \alpha = 11.23$$

$$G = \frac{E_p \times \gamma_{\text{beton}}}{\cos \alpha} = \frac{0.2 \times 25}{\cos 11.23} = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

III-5- 2- Les combinaisons d'actions

ELS :

$$P_s = G + Q = 5.1 + 2.5$$

$$P_s = 7.6 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.1) + (1.5 \times 2.5)$$

$$P_u = 10.64 \text{ KN/m}^2$$

III-5- 3- Calcul du moment de flexion

Pour le calcul du moment fléchissant on utilise la méthode B.A.E.L, puisque la dalle porte dans les deux sens, donc Le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\text{ELU} \quad v=0$$

$$\alpha=0.77$$

$$U_x=0.0596$$

$$U_y=0.5440$$

$$\text{ELS} \quad v=0.2$$

$$U_x=0.0661$$

$$U_y=0.6710$$

Où :

M_x : c'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : c'est le moment fléchissant suivant y.

P : la charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : la longueur de la rampe d'accès.

μ_x et μ_y : coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de α .

ELU

$$\begin{cases} M_{xu} = 0.0596 \times 10.64 \times 4.8^2 & \longrightarrow & M_{xu} = 14.61 \text{ KN.m/ml} \\ M_{yu} = 0.5440 \times 14.61 & \longrightarrow & M_{yu} = 7.95 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_{xs} = 0.0661 \times 7.6 \times 4.8^2 & \longrightarrow & M_{xs} = 11.57 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ys} = 0.6710 \times 11.57 & \longrightarrow & M_{ys} = 7.76 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

Pour déterminer les valeurs des moments en appuis ainsi qu'en travée, nous prendrons les coefficients suivants

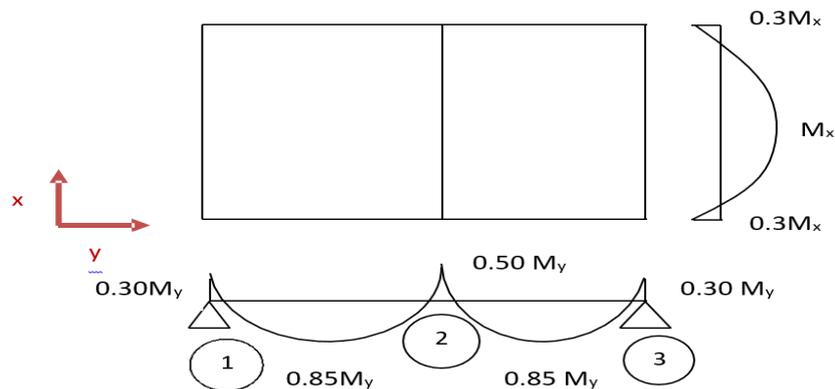


Figure III-22 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J. PERCHAT et all, 2007)

Dans le sens « y », les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

-Moment en appui

$$M_{ay u} = 0,50 \times 7.95 = 3.97 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ay s} = 0,50 \times 7.76 = 3.88 \text{ KN.m/ml}$$

-Moment en travée

$$M_{ty u} = 0,85 \times 7.95 = 6.76 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty s} = 0,85 \times 7.76 = 6.596 \text{ KN.m/ml}$$

Dans le sens « X », les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

-Moment en appui

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Max}_{u_1} = 0,30 \times 14,61 = 4,383 \text{ KN.m/ml} \\ \text{Max}_{s_1} = 0,30 \times 11,57 = 3,47 \text{ KN.m/ml} \\ \text{Max}_{u_2} = 0,50 \times 14,61 = 5,305 \text{ KN.m/ml} \\ \text{Max}_{s_2} = 0,50 \times 11,57 = 5,79 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

-Moment en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx \ u} = 0,85 \times 14,61 = 12,42 \text{ KN.m/ml} \\ M_{tx \ s} = 0,85 \times 11,57 = 9,83 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

Vérification

On doit vérifier que : $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M$ (pour les deux sens)

Soit M_w et M_e les valeurs absolues prises respectivement en compte, pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

- Suivant y :

$$8,775 > 8,125 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant x :

$$14,95 = 14,95 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5- 4- Détermination du ferrailage

⇒ **Ferrailage suivant y**

-Ferrailage en travée

Le calcul se fait en flexion simple. On calcule d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times F_{bc} \times d^2}$$

Où :

M_u : c'est le moment ultime max en travée

b : la largeur de la bande ($b=1\text{m}$)

d : distance entre la fibre supérieure et l'armature

f_{bc} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton ($F_{bc}=14,17\text{Mpa}$).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times F_{bc} \times d^2} = \frac{6,76 \times 10^{-3}}{1 \times 14,17 \times 0,135^2} = 0,026 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,033$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = Z = d * (1 - 0,4 * 0,033) = 0,133\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{6.76 \times 10^{-3}}{0.135 \times 347.83} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Ferrailage en appui

Le calcul se fait en flexion simple. On calcul d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times F_{bc} \times d^2}$$

Où :

M_u : c'est le moment ultime max en apuis.

b : la largeur de la bande ($b=1\text{m}$)

d : distance entre la fibre supérieur et l'armature

f_{bc} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton ($F_{bc}=14.17\text{Mpa}$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times F_{bc} \times d^2} = \frac{3.97 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2} = 0.0154 < \mu_R = 0.392$$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0194$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,40 * 0.0194) = 0.134\text{m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3.97 \times 10^{-3}}{0.134 \times 347.83} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ **Ferrailage suivant x**

-Ferrailage en travée

On calcul d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times F_{bc} \times d^2} = \frac{12.42 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2} = 0.048 < \mu_R = 0.392$$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,050$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = Z = d * (1 - 0,4 * 0.050) = 0.132\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{12.42 \times 10^{-3}}{0.132 \times 347.83} = 2.214 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Ferrailage en appui

On travail par le plus défavorable

On calcul d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times F_{bc} \times d^2} = \frac{5.78 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2} = 0.023 < \mu_R = 0.392$$

⇒ La section est de simple armature,

⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,029$$

$$Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = Z = d * (1 - 0,4 * 0.029) = 0.133\text{m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5.79 \times 10^{-3}}{0.133 \times 347.83} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale d'armatures :

La section minimale suivant les deux directions de calculs, est déterminée par cette formule :

Le sens de la plus grande portée y

$$A_{ymin} = 0.08\% B \text{ (CBA, 93)} \longrightarrow A_{ymin} = 0.08\% \times 15 \times 100 \longrightarrow A_{ymin} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Où : h_0 c'est l'épaisseur de la dalle

Le sens de la petite portée x

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} \longrightarrow A_{xmin} = \frac{3-0.77}{2} \times 1.2 \longrightarrow A_{xmin} = 1.338 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix de diamètre des barres

$$\phi < h_0/10$$

$$\phi < 150/10 = 15 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre des barres doit être inférieur à 15 mm.

⇒ Sens x-x

En travée

$$\text{On prend } A_{st}(x) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st \text{ choisi}}(x) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2.214 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appui

$$\text{On prend } A_{st}(x) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(x) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Longueur des chapeaux

$$l_{1x} = 0.4 \times l_x = 0.4 \times 4.8 \longrightarrow l_{1x} = 1.92 \text{ m}$$

⇒ Sens y-y

En travée

$$\text{On prend } A_{st}(y) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(y) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.19 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appui

$$\text{On prend } A_{st}(y) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(y) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Longueurs des chapeaux

$$\text{Appui de rive 1 : } l_{1y} = 0.25 \times l_y = 0.25 \times 6.2$$

$$l_{1y} = 1.55 \text{ m}$$

Disposition constructive

L'espacement max des barres d'une même nappe, est calculé comme suit :

• Suivant y

$$Sty \leq \min(4h_0; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33 \text{ cm})(\text{BAEL},91)$$

$$Sty \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte $Sty = 25 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 m.

• Suivant x

$$Stx \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm})(\text{BAEL},91)$$

$$Stx \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte $Stx = 25 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 m.

III-5- 5- Vérification de l'effort tranchant

Au milieu du grand côté

$$\tau_{adm} = \frac{0.07 * f_{c28}}{b * d} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b * d}$$

$$T_x = \frac{l_x * l_y * P_u}{2l_x + l_y} = \frac{6.2 * 4.8 * 10.64}{2 * 4.8 + 6.2} = 20.04 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{P_u * l_x}{3} = \frac{10.64 * 4.8}{3} = 17.024 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = \max(T_{ux}, T_{uy}) = 20.04 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b * d} = \frac{20.04 * 10^{-3}}{1 * 0.135} = 0.148 \text{ Mpa} < 1.16 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification à l'ELS

-Suivant x en travée

-Position de l'axe neutre

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$b/2x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_s(d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad A_{sc}(x - d') = 0$$

$$100/2 x^2 - 15 * 3.14(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 47.1x - 635.85 = 0$$

$$x = 3.12 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3.12 \text{ cm}$.

-Calcul de l'inertie

$$I = \frac{b \times x^3}{3} = \frac{100 \times 3.12^3}{3} = 1012.38 \text{ cm}^4$$

$$I_t = A_{st}(d - x)^2 = 3.14 \times (13.5 - 3.12)^2 = 338.32 \text{ cm}^4$$

$$I = I + nI_t = 1012.38 + 15 \times 338.32 \quad \longrightarrow \quad I = 6087.18 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes dans le béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{11.57 \times 10^{-3} \times 3.12 \times 10^{-2}}{6087.2 \times 10^{-8}} = 5.93 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \end{array} \right. \quad 5.93 < 15 \text{ C.V}$$

-Calcul des contraintes dans l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M \times \eta \times (d - x)}{I} = \frac{11.57 \times 10^{-3} \times 15 \times (13.5 - 3.12) \times 10^{-2}}{6087.2 \times 10^{-8}} = 295.94 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$295.94 < 201.63 \rightarrow \text{CNV}$$

On augmente $A_{st} \rightarrow A_{st} = 6T10$

$$X = 3.65 \text{ cm} \quad I = 8199 \rightarrow 156.95 < 201.63 \text{ CV}$$

Suivant y en travée**-Position de l'axe neutre**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$b/2x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_s(d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad A_{sc}(x - d') = 0$$

$$100/2 x^2 - 15 \times 3.14(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 47.1x - 635.85 = 0$$

$$x = 3.13 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3.65 \text{ cm}$.

-Calcul de l'inertie

$$I = \frac{b \times x^3}{3} = \frac{100 \times 3.13^3}{3} = 1022.14 \text{ cm}^4$$

$$I_t = (d - x)^2 = 3.14 \times (13.5 - 3.13)^2 = 337.66 \text{ cm}^4$$

$$I = I + nI_t = 1022.14 + 15 \times 337.66 \quad \longrightarrow \quad I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes dans le béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{4.81 \times 10^{-3} \times 2.56 \times 10^{-2}}{6087.13 \times 10^{-8}} = 2.02 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \end{array} \right. \quad 2.02 < 15 \text{ C.V}$$

-Calcul des contraintes dans l'acier

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M \times \eta \times (d-x)}{I} = \frac{4.81 \times 10^{-3} \times 15 \times (13.5 - 3.13) \times 10^{-2}}{6087.13 \times 10^{-8}} = 122.91 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} &= \min(2/3f; 110\sqrt{\eta f_{28}}) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa} \end{aligned} \right.$$

122.91 < 201.63 CV

III-5- 5- Schéma du ferrailage

Le ferrailage de la rampe d'accès est constitué de deux nappes, une inférieure suivant y, et un autre supérieur suivant x.

Ce ferrailage est représenté sur les deux figures suivantes :

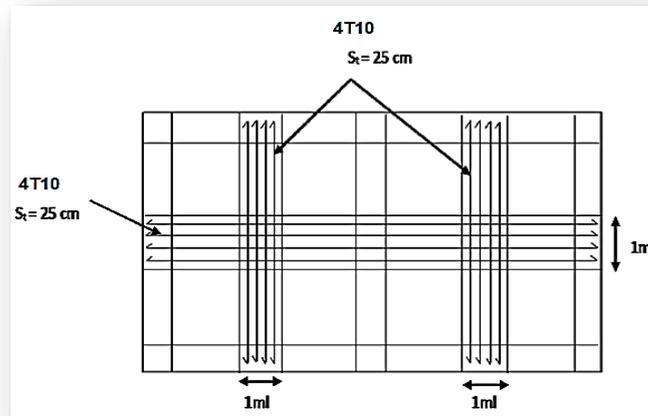


Figure III-23: Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès

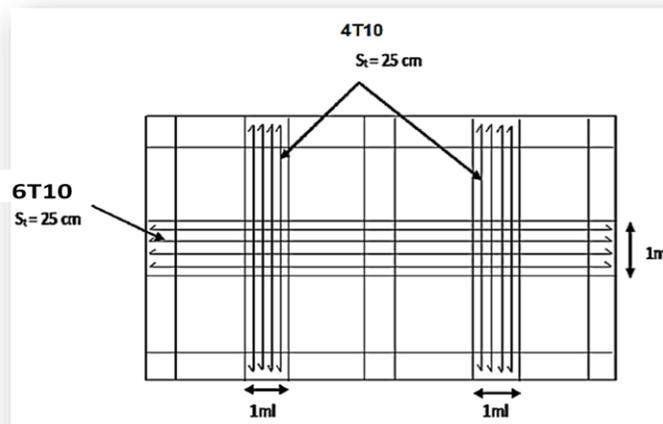


Figure III-24: Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès

III-6- Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminer les armatures nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Nous avons plusieurs types de poutrelles et plusieurs types des dalles pleines, ils ont été étudiées et ferrillées suivant les règles du C.B.A.93 et B.A.E.L.91.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrillage de ces dernières a été fait à la flexion simple.

L'acrotère a été calculé à la flexion composée.

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.

Chapitre 4

Etude dynamique

IV-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.

IV-2- L'étude dynamique

L'étude du comportement dynamique des bâtiments est importante, pour la détermination des caractéristiques dynamique de la structure, et aussi pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique de la structure. L'utilisation des connaissances peut permettre de réduire les conséquences des séismes pour la population.

But

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe, c'est pour cette raison qu'on fait recours à la modélisation.

Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini tout en respectant la précision des paramètre du système d'origine à savoir (la masse, la rigidité et l'amortissement), autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacement nodaux. Ce chapitre pour objectif de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

Pour l'étude de ce bâtiment on va utiliser le SAP2000.

IV-3- Définition du Sap

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.

IV-4- Modélisation de la structure

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.version2014), Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines données liées à la structure, (La géométrie, Les matériaux utilisées, Les dimensions des éléments, Le chargement, Les combinaisons de calcul).

IV-4-1- Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments structuraux et non structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (Poteaux-Poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède Six degrés de libertés (trois translations et trois rotations).
- Les voiles, les planchers et les escaliers ont été modélisés par des éléments surfaciques type (Shell) à quatre nœuds. A tous les planchers, nous avons attribué une (Contrainte) de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

IV-4-2- Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation ($G + \beta \times Q$) imposée par le RPA99/V2003 avec ($\beta = 0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres, les voiles et les escaliers est prise égale à celle du béton à savoir ($\gamma_{\text{béton}}=25\text{KN/m}^3$)
- La masse des murs extérieurs ou intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres et chainages.
- La masse de l'acrotère a été répartie aux niveaux des poutres et chainages qui se trouvent sur le périmètre du plancher terrasse.

Le modèle initiale a été fait suivant les plans architecturaux et le pré dimensionnement qu'on a déjà fait dans les chapitres précédents. Ce modèle contient que des portiques (Poteaux-Poutres), des planchers

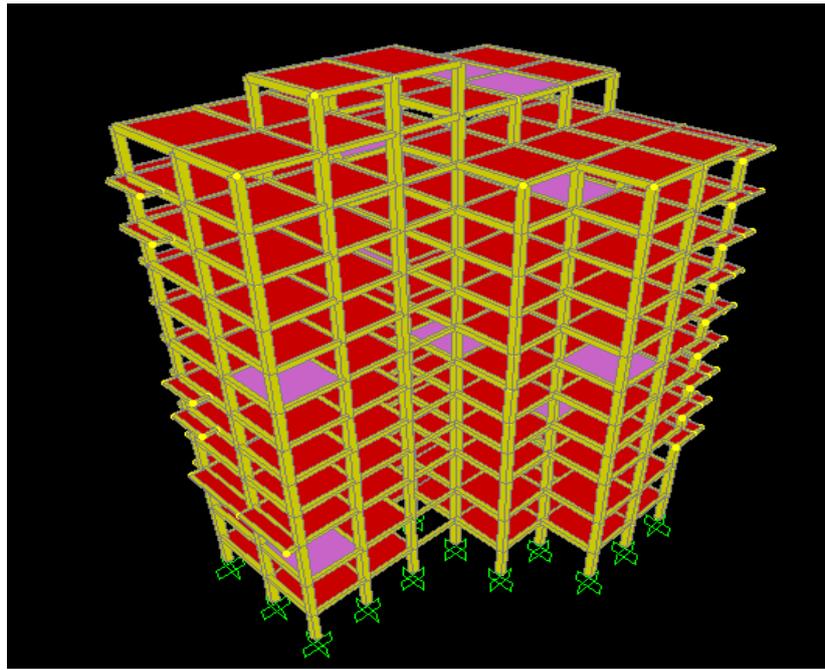


Figure IV-1 : Modèle initiale de la structure.

IV-5- Les méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

a) La méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

A) - Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III).

B) - Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncé en (A), les conditions complémentaires :

Zone (I) : Tous groupe.

Zone (II) : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, avec $H \leq \min(7 \text{ Niveaux} ; 23 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux} ; 10 \text{ m})$.

Zone (III) : Groupe d'usage 2 et 3, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17\text{m})$.

Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux} ; 10 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(2 \text{ Niveaux} ; 8\text{m})$.

b) La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont par

la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

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.

IV-6- Combinaisons de calcul : D'après RPA99/Version2003

Les actions sismiques sont considérées comme des actions accidentelles au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites, Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E \quad \text{et} \quad 0,8 G \pm E$$

Où : E c'est l'action du séisme

Et pour combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

IV-7- La méthode statique équivalente

Malgré qu'on a une structure irrégulière (L) mais on va vérifier les critères suivants :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement

Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- **Sens x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5 \\ \dots \\ \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

- **Sens-y :** On a 4 travées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{5.1}{5} = 1.02 < 1.5 \\ \frac{5}{5.2} = 0.96 < 1.5 \\ \frac{5.2}{6.2} = 0.84 < 1.5 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

Puisque la condition est vérifiée suivant les deux directions (x et y), donc $p_{x1}=p_{y1}=0$ (observé).

b) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

➤ **Sens-x**

Dans le sens x on a 7 files, dont la valeur maximale égale à 4.8 m, et la valeur minimale égale à 3.8m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5$

Donc la deuxième condition est vérifiée.

Donc $p_{x2} = 0$

➤ **Sens-y**

Dans le sens x on a 5 files, dont la valeur maximale égale à 6.2 m, et la valeur minimale égale à 5m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{6.2}{5} = 1.24 < 1.5$

Donc la deuxième condition est vérifiée.

Donc $p_{y2} = 0$

c) Régularité en plan

Un bâtiment est classé régulier en plan, si tous les critères de régularité en plan (a_1 à a_4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

a_1 . Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique, vis à vis de deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Puisque notre bâtiment présente une dissymétrie, donc cette condition n'est pas vérifiée. Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc on n'est pas obligé de vérifier les autres conditions → $p_{x3} = p_{y3} = 0.05$ (n'est pas observé).

d) Régularité en élévation

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation ($d1$ à $d4$) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait. (RPA 99 version 2003 P 35).

$d1$. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Critère observé **CV.**

$d2$. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment Dans notre cas la condition n'est pas vérifiée.

Puisque le critère n'est pas vérifié suivant les deux directions, ce n'est pas nécessaire de vérifier les autres critères, donc $P_{qx4} = P_{qy4} = 0.05$ (critère non observé).

e) Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On va supposer qu'il n'y a pas des essais pour contrôler la qualité des matériaux. Donc $P_{qx5} = P_{qy5} = 0.05$ (critère non observé)

f) Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet sur toutes les journées hivernales donc **CNV.**

Critère non observé $P_q = 0.1$

IV-7-1- Coefficient d'accélération de la zone A

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de SBA ➡ zone I

Ouvrage d'importance moyenne ➡ groupe 2

D'après le tableau 4-1 du RPA99 V2003, le coefficient d'accélération égal à $A = 0,10$.

IV-7-2- Coefficient de comportement R

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) du (RPA99/V2003) en fonction du système de contreventement,

Pour notre structure, on a ajouté des voiles aux portiques pour avoir un bon comportement sous l'action sismique, et avoir aussi une bonne ductilité et bonne capacité de dissipation.

Pour cela, le règlement parasismique algérien contient trois systèmes différents de contreventement avec voiles :

- Systèmes (2) : C'est un système constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles doivent être reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Système (4.a) : C'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles, Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Système (4.b) : C'est un système de contreventement par des voiles en béton armé.

Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Ce système limite les bâtiments en hauteur de 33 m ou 10 niveaux au maximum.

Pour choisir le système qui s'adapte à notre structure et notre disposition, il faut vérifier l'effort normal des voiles, car celui-ci affecte fortement les voiles.

Voici un organigramme qui nous montre, comment choisir le système de contreventement.

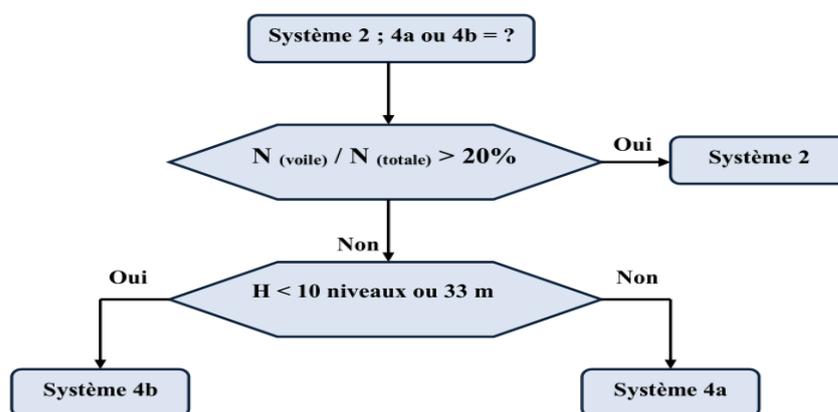


Figure IV-2 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Système 2 ; 4a et 4b). [11]

IV-7-3- Facteur de qualité Q

La valeur du facteur de qualité est déterminée par cette formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Où :

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité, sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 (RPA99 version 2003).

Tableau IV-1 : Récapitulatif des pénalités

		P_q	
		Sens-x	Sens-y
a	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
b	Redondance en plan	0	0
c	Régularité en plan	0.05	0.05
d	Régularité en élévation	0.05	0.05
e	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
f	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
$\sum P_q$		0.25	0.25

Alors le facteur de qualité égal à :

$$Q_x = 1 + 0.25 \longrightarrow Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 1 + 0.25 \longrightarrow Q_y = 1.25$$

- **Période empirique**

D'après le RPA 99 version 2003, on doit calculer la période empirique de la structure en utilisant 2 formules, et on prend la plus petite valeur, puis on la compare avec la période numérique.

➤ **1^{ère} formule**

$$T1 = CT \times h_n^{3/4}$$

Où :

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (RPA99 V2003). Puisque notre bâtiment est assuré partiellement par des voiles en béton armé, donc CT égale à 0.050.

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Notre bâtiment est égal à 43.86 m.

➤ **2^{ème} formule**

$$T2 = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

Où :

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **La période dans le sens x**

-1^{ère} formule :

➔ $T1 = 0.05 \times 43.86^{3/4}$

➔ $T1 = 0.852s$

-2^{ème} formule :

$D = 28.8m$

$T_{x2} = \frac{0.09 \times 43.86}{\sqrt{28.8}} = 0.74 s$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est : $T_x = \min(T_{x1} ; T_{x2}) = 0.74 s$

$T_{x(majoré)} = 1.3 * T_x = 0.96s$

➤ **La période dans le sens y**

1^{ère} formule

➔ $T1 = 0.05 \times 43.86^{3/4}$

➔ $T1 = 0.852s$

2^{ème} formule

$T_{y2} = \frac{0.09 \times 43.86}{\sqrt{21.5}} = 0.851 s$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est : $T_y = \min(T_{y1} ; T_{y2}) = 0.851 s$

$T_{y(majoré)} = 1.3 * T_y = 1.106s$

➔ $T = \min(T_{x(majoré)} , T_{y(majoré)}) = 0.96s$

IV-7-4- Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

Tableau IV-2 : Périodes et participation massique du modèle initial :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2,475742	78%	0%	0,000001977	78%	0%
MODAL	Mode	2	1,914993	0%	10%	0,00000131	78%	10%
MODAL	Mode	3	1,766788	0%	70%	0,000005459	78%	80%
MODAL	Mode	4	0,767913	8%	0%	0,0000136	86%	80%
MODAL	Mode	5	0,611029	0%	2%	0,00001194	86%	81%
MODAL	Mode	6	0,560794	0%	6%	0,00004426	86%	88%
MODAL	Mode	7	0,410695	3%	0%	9,101E-07	89%	88%
MODAL	Mode	8	0,330879	0%	1%	0,000003664	89%	88%
MODAL	Mode	9	0,306579	0%	2%	0,00001424	89%	91%
MODAL	Mode	10	0,264651	2%	0%	0,00001042	91%	91%
MODAL	Mode	11	0,220688	0%	1%	0,00006229	91%	91%
MODAL	Mode	12	0,206506	0%	1%	0,00011	91%	93%

D'après ce tableau, on constate que :

- La période fondamentale du premier mode est égale à $(T \text{ (analytique)}) = 2,48 \text{ s}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.
- Mode (1) est un mode de Translation suivant l'axe (X).
- Mode (2) est un mode de translation suivant l'axe (Y).
- Mode (3) est un mode de translation suivant l'axe (Y).

IV-7-5-Choix de système de contreventement

Les règles parasismiques algériennes se basent sur le principe qu'un bâtiment, face à des séismes faisables mais plus fréquent, doit être capable de contrôler les dommages des éléments non-structuraux par un comportement essentiellement élastique, Cependant, face à des séismes forts et moins fréquents, le bâtiment doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grande déplacements sans ou avec peu de perte de capacité. Le système de contreventement mixte en voile et portique peut assurer ces deux fonctions, En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage, Dans ce cas la déformée du portique est celle donnée par la figure ii et les planchers resteraient pratiquement horizontaux. [11]

En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux un moment de renversement à ce niveaux et la déformé sera celle d'une console (figure VI-3). Cependant, si on couple le voile et le portique, chacun des deux essayera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre, et en conséquence une redistribution des forces entre les deux s'opère. Comme montre la figure ii, le portique retiendra ou retirera l'effet du voile dans les étages supérieurs, alors que dans les étages inférieurs l'opposé se produira et c'est le voile qui retiendra les portiques d'avoir une grande déformation latérale dans les étages intermédiaires, Il est donc clair que l'interaction

Voile-Portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyenne et grande hauteur. [11]

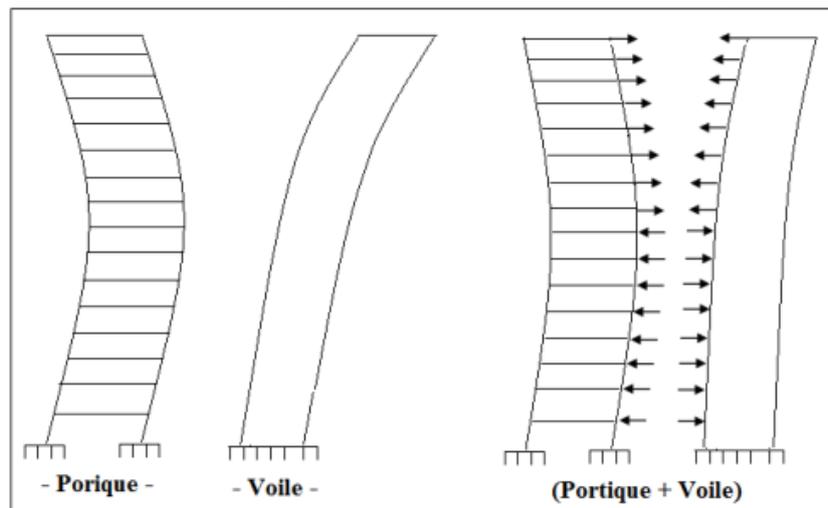


Figure IV-3 : (Principe de l'interaction Voile - Portique).

Conclusion : On couple les portiques avec les voiles pour une bonne ductilité, c'est-à-dire pour pouvoir subir de grande déplacements sans ou avec peu de perte de capacité.

IV-7-6-Les conditions à vérifier

D'après le RPA99/version2003 :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de Trois dans chaque direction considérée.
- la résultante des forces sismiques à la base obtenue par l'analyse modale spectrale ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

IV-7-7- La disposition des voiles

Les règlements parasismiques et les experts du Génie civil préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventements pour éviter les phénomènes suivants :

- La torsion d'ensemble : La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité, Sous l'action sismique, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. [12]
- L'oscillation différentielle : Elle se produit lorsque deux ailes d'un bâtiment ont des inerties différentes, Leur périodes propres de vibration dans le même plan vertical sont alors différentes, Les angles rentrants vont subir des concentrations des contraintes et par la suite le bâtiment va s'effondre. [12]
- Notre structure est en forme de (L), elle irrégulière en plan, Donc il faut prendre ces phénomènes en considération pour la disposition des voiles de contreventement.
Il faut ajouter des voiles au niveau de la zone souple pour compenser la mauvaise distribution de rigidité en plan, et on renforce aussi l'angle rentrant.

Remarque : Notre structure est irrégulière et elle contient un nombre important des ouvertures ; donc on a essayé plusieurs disposition jusqu'à obtenir la disposition qui vérifie la période.

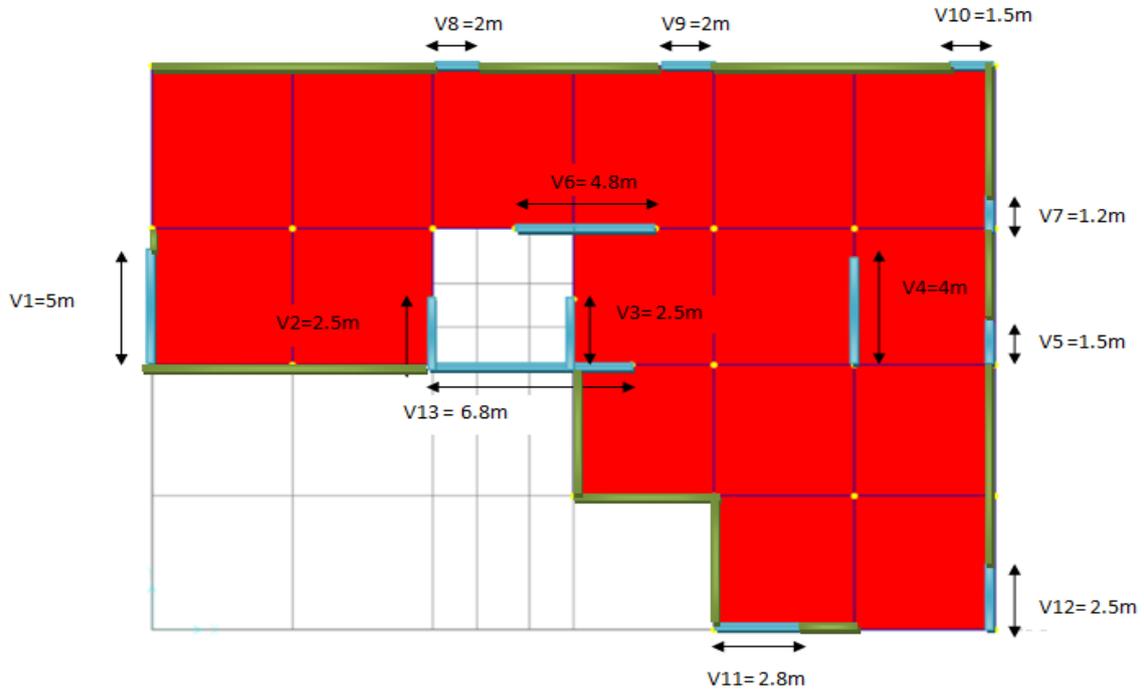


Figure IV-4 : Le modèle finale.

Remarque :

- Les voiles de contreventement
 → Tous les niveaux → V25cm
- Les voiles périphériques
 → Les 2 sous-sol → V25cm

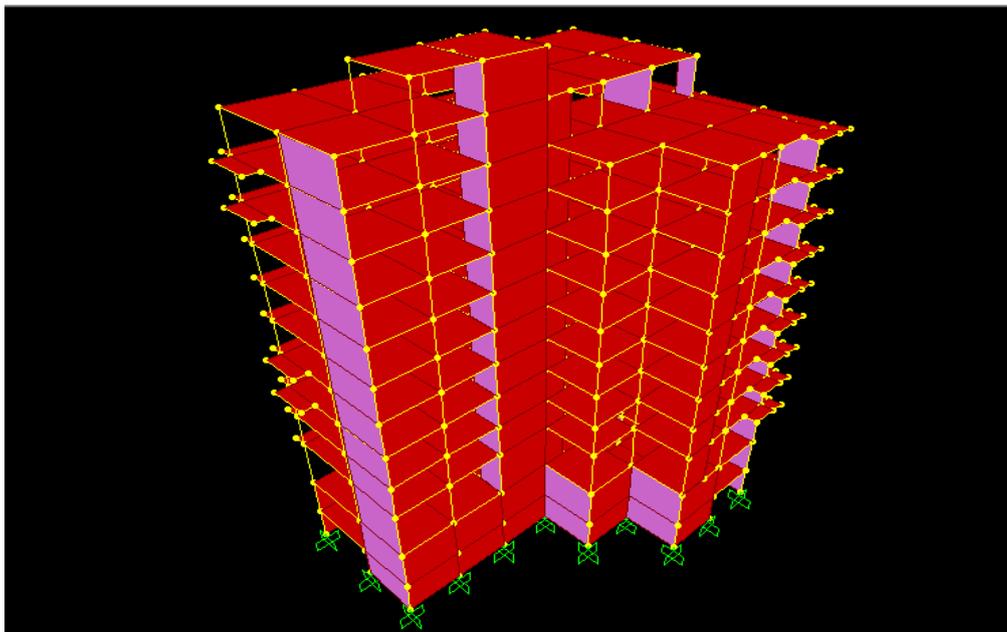


Figure IV-5 : Le modèle finale (Portique-Voiles).

La période de la disposition est représentée sur le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Périodes et participation du modèle finale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,9336	50%	0%	0,000009239	49%	0%
MODAL	Mode	2	0,879839	0%	61%	0,00015	50%	61%
MODAL	Mode	3	0,772717	10%	1%	0,000000853	60%	62%
MODAL	Mode	4	0,245732	2%	9%	0,000001597	62%	71%
MODAL	Mode	5	0,227512	10%	4%	0,00008487	72%	75%
MODAL	Mode	6	0,189749	4%	2%	0,00024	76%	77%
MODAL	Mode	7	0,113463	0%	4%	0,00664	76%	81%
MODAL	Mode	8	0,110866	0%	0%	0,07469	76%	81%
MODAL	Mode	9	0,102044	4%	1%	0,00147	80%	82%
MODAL	Mode	10	0,100915	0%	0%	0,02058	80%	82%
MODAL	Mode	11	0,094804	0%	0%	0,21257	80%	82%
MODAL	Mode	12	0,060743	11%	0%	0,0018	91%	82%
MODAL	Mode	13	0,05841	0%	11%	0,00472	91%	93%
MODAL	Mode	14	0,080589	0%	0%	0,44805	91%	93%

D’après le RPA99 version 2003, il faut comparer Tnum avec 1.3Temp.

Tel que :

***il faut**

Tanalytique < 1,3Temp

→ 0,93s < 0.96s donc la condition est vérifiée.

IV-7-8- Facteur d’amplification dynamique moyen D

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement η, et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = 2,5 \eta \quad \text{si } 0 < T < T_2$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{si } T_2 < T < 3s$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \quad \text{si } T \geq 3s$$

Où :

T₂ : C’est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA99 version2003.

T : C’est la période fondamentale de la structure

η : C’est le coefficient de correction d’amortissement, il est donné par cette formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 7%

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 > 0.7 \text{ (RPA99 version 2003)}$$

D'après le rapport fournis par le laboratoire LTPO, le sol est meuble (S3), donc $T1 = 0.15s$ et $T2 = 0.50s$.

Puisque la période fondamentale de la structure T , est comprise entre $T2$ et $3s$ ($T2 < T < 3.0 s$), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$$D = 2.5 \eta (T2/T)^{2/3}$$

Sens x

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times (0.5/0.74)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.697$$

Sens y

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \times (0.5/0.85)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.548$$

- **Poids totale de la structure**

D'après le RPA99 version 2003 (page 30), il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations. Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum_1^6 W_i$$

Où :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le tableau 4.5 du RPA99, il est pris égal à 0.2 (bâtiment d'habitation).

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

A partir du logiciel SAP 2000, on peut avoir les différents poids de chaque étage, ces poids sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Les poids de la structure.

Niveau	Poids « Wi » en (ton)	Hi(m)
Sous sol	791.140913	3.06
RDC	719.079340	6.97
Etage 1	689.842309	11.56
Etage 2	628.370659	14.79
Etage 3	625.242817	18.02
Etage 4	620.990724	21.25
Etage 5	607.908651	24.48
Etage 6	601.856508	27.71
Etage 7	595.804365	30.94
Etage 8	594.405707	34.17
Etage 9	559.850287	37.4
Terrasse accessible	292.223688	40.63
Terrasse inaccessible	67.723111	43.86
$\Sigma=7394,43908\text{ton}$		

IV-7-9- Détermination de l'effort tranchant à la base (v)

Remarque : N (voile)/N (totale)>20% → CV

Donc on choisie « système 2 → R=3.5 ».

Pour calculer l'effort tranchant à la base, on utilise la formule suivante :

$$V_{x_{base}} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.697 \times 1.25}{3.5} \times 73944,3908$$

$$V_{x_{base}} = 4481,56 \text{ KN}$$

$$V_{y_{base}} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.548 \times 1.25}{3.5} \times 73944,3908$$

$$V_{y_{base}} = 4088.07 \text{ KN}$$

IV-8- Méthode d'analyse modale spectrale

D'après le RPA99/Version2003 :

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable pratiquement dans tous les cas, elle donne une interprétation réaliste du comportement d'une structure soumise à une action sismique. Elle servira au calcul des structures dont la configuration est simple ou complexe.

Avec cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{Q}{R} \right) & T \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T}{T_2} \right)^{2/3} & T \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 s \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Vrsion2003,

Avec

T : Période fondamentale de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site. Le site de notre bâtiment est ferme (S2).

Sa : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

Après avoir introduit les informations nécessaires (R, site, Q, amortissement, groupe et zone) dans le spectre du RPA 99 version 2003, on va introduire les combinaisons suivantes dans le SAP 2000 :

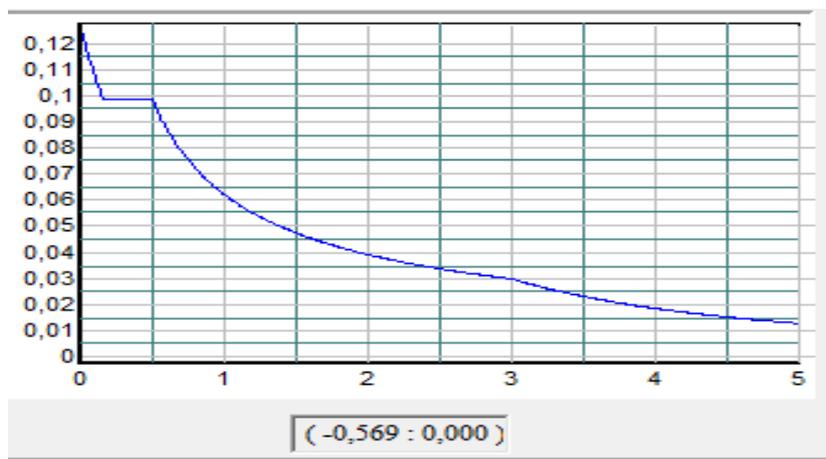


Figure IV-6 : Courbe de spectre de réponse de RPA.

IV-8- 1-Résultante des forces sismiques de calcul

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

(V(x) Dynamique ; V(y) Dynamique : Les efforts tranchants à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales suivant les axes (x ; y)

Tableau IV-5 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EX SPECTR	LinRespSpec	Max	3186,554	443,395
EY SPECTR	LinRespSpec	Max	457,814	3530,025

V-9- Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV-9-1-Vérification de la résultante des forces sismiques

D’après le RPA99/version2003, La résultante des forces sismiques à la base V (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 (Statique) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\frac{V(\text{dynamique})}{V(\text{statique})} \geq 80\%$$

Tableau IV-6 : La vérification de la résultante des forces sismique.

	<i>V_{dynamique}</i> (KN)	<i>V_{statique}</i> (KN)	$\frac{V(\text{dynamique})}{V(\text{statique})} \geq 80\%$	
Direction X	3186,554	4481,56	71%	CNV
Direction Y	3530,025	4088,07	86%	CV

Remarque : La condition suivant x est n’est pas vérifiée donc on doit faire une correction linéaire.

D’après RPA 99 version 2003 :

-Si $V_d < 80\% V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s / V_d$.

$0,8 V_s / V_d = 1.125 \rightarrow 1.125 * 9.81 = 11.04$

Les nouveaux résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Efforts tranchants nouveau obtenue par les combinaisons modales.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EX SPECTR	LinRespSpec	Max	3586,091	498,988
EY SPECTR	LinRespSpec	Max	457,814	3530,025

Tableau IV-8 : La vérification nouveau de la résultante des forces sismique.

	<i>Vdynamqie</i> (KN)	<i>Vstataique</i> (KN)	$\frac{V(dynamique)}{V(statique)} \geq 80\%$	
Direction X	3586,091	4481,56	80%	CV
Direction Y	3530,025	4088,07	86%	CV

Conclusion : La condition est vérifiée.

IV-9-2-Justification de l'interaction (Portiques-Voiles)

D'après le RPA99/Version2003, Pour le système (2 → R= 3,5) de contreventement mixte assuré par des voiles ou des voiles et des portiques.

Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (ELS) ou bien (ELU).

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles

IV-9-2-1-Sous sollicitations verticales

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$$\% \text{portique} = \frac{P(\text{portique})}{P(\text{portique+voile})} \leq 80\%$$

$$\% \text{voile} = \frac{P(\text{voile})}{P(\text{portique+voile})} \geq 20\%$$

Tableau IV-9 : Justification de l'interaction due aux charges verticales.

Niveaux (KN)	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
	P(KN)	P (KN)	%≤80%	%≥20%
SS2	33807,887	49025,175	40,8144842	59,1855158
SS1	29904,192	44747,531	40,0582743	59,94172566
RDC	43970,2	21634,208	67,0232403	32,97675973
1	36258,334	21549,565	62,72211	37,27789
2	31250,107	19633,216	61,4152244	38,58477561
3	26535,054	17044,308	60,8890373	39,11096266
4	21600,012	15591,62	58,0776127	41,92238727
5	17438,757	13099,62	57,1044001	42,89559985
6	13074,838	10810,284	54,7405117	45,25948831
7	9271,539	8079,031	53,4365096	46,56349042
8	5372,44	5392,647	49,9061457	50,09385433
9	1943,813	2550,317	43,2522646	56,74773538
Buanderie	274,79	604,345	31,2568604	68,74313956

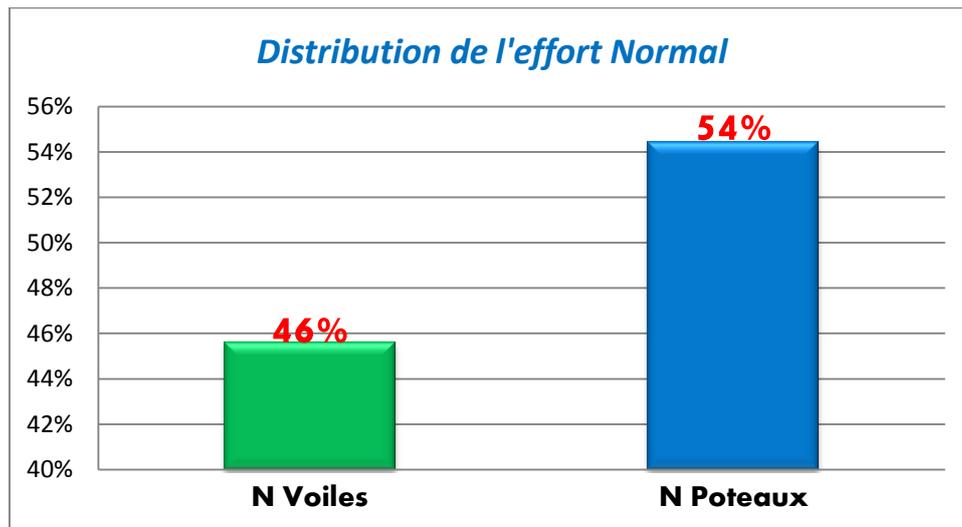


Figure IV-7 : diagramme de la justification de l'interaction due aux charges verticales.

Conclusion : La condition est vérifiée dans tous les niveaux de la structure.

IV-9-2-2-Sous sollicitations horizontales

$$\% \text{ portique} = \frac{P(\text{portique})}{P(\text{portique} + \text{voile})} = 0\%$$

$$\% \text{ voile} = \frac{P(\text{voile})}{P(\text{portique} + \text{voile})} = 100\%$$

Sens x :

Tableau IV-10 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales (V_x).

Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
V(KN)	V (KN)	=0%	=100%
254,77	3332,949	7,101169294	92,89883

Sens-y :

Tableau IV-11 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales (V_y).

Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
V(KN)	V (KN)	=0%	=100%
301,385	3228,889	8,537156039	91,46284

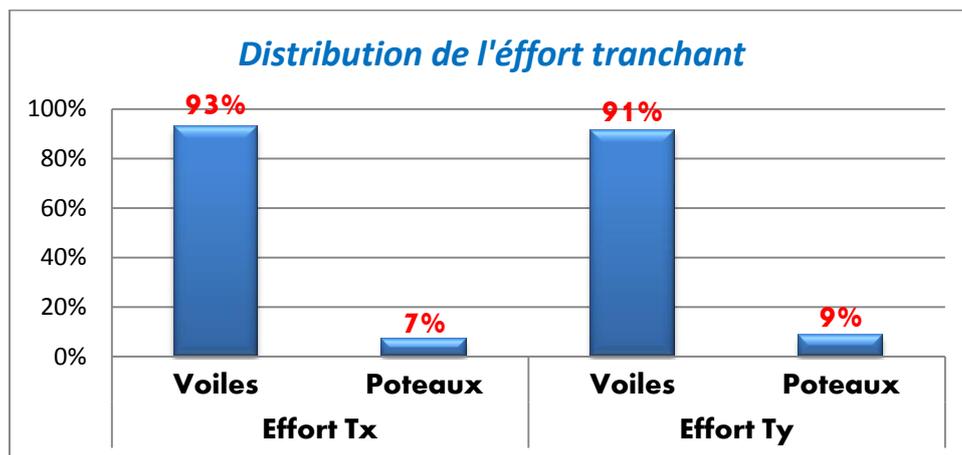


Figure IV-8 : diagramme de la justification de l'interaction due aux charges verticales.

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, on constate que les voiles reprennent presque la totalité des charges horizontales.

Puisque l'effort tranchant reprise par les voiles dépasse les 90%, on peut considère que la totalité des efforts horizontales est reprise par des voiles. Puisque c'est impossible d'avoir les 100%.

Cela implique que la condition est vérifiée, donc on garde le coefficient de comportement $R=3,5$.

IV-9-3-Justification de l’effort normal réduit

D’après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l’effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{\beta \times f_{c28}} \leq 0.3$$

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums.

Avec :

N : L’effort normal de calcul s’exerçant sur le poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B : L’aire (la section brute) du poteau.

fc28 : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Pour trouver la valeur de l’effort normal maximal, qui s’exerce sur le poteau le plus sollicité, on utilise ces combinaisons :

- 0.8 G ± Ex (1)
- 0.8 G ± Ey
- G + Q ± Ex (2)
- G + Q ± Ey

Les résultats sont illustrés sur le tableau récapitulatif ci-dessous :

Tableau IV-12 : Justification de l’effort normal réduit dans tous les étages

Niveau	N(KN)	B (cm ²)	v	Vérification v ≤ 0.3
SS2	2990,53	70*70	0.24	CV
SS1	2674,492	70*70	0.22	CV
RDC	2524,687	65*65	0.24	CV
1	2214,889	65*65	0.21	CV
2	1940,299	60*60	0.22	CV
3	1672,98	60*60	0.19	CV
4	1407,181	55*55	0.19	CV
5	1150,979	55*55	0.15	CV
6	925,858	50*50	0.15	CV
7	705,997	50*50	0.11	CV
8	486,327	45*45	0.10	CV
9	271,755	45*45	0.05	CV
BUANDERIE	76,747	40*40	0.02	CV

Conclusion : La condition est vérifiée.

IV-9-4-Vérification vis-à-vis des déformations

Selon le **RPA99 V2003**, Les déplacements relatifs latéraux d’un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage. Et selon l’article [RPA99 V2003, 5.10] :

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

$$\Delta k_{adm} = 0.01 h$$

$$\Delta k_{,x} = \delta_{k,x} - \delta_{k-1,x} \text{ et } \Delta k_{,y} = \delta_{k,y} - \delta_{k-1,y}$$

$$\delta_{k,x} = R \times \delta_{ekx} \quad \text{et} \quad \delta_{k,y} = R \times \delta_{eky}$$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

δ_{ekx} : Déplacement absolu selon x (à partir de SAP2000).

δ_{eky} : Déplacement absolu selon y (à partir de SAP2000).

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible.

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV-13: Vérification des déformations

Niveau	$\delta_{ek,x}$ (cm)	$\delta_{ek,y}$ (cm)	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	$\Delta k_{,x}$ (cm)	$\Delta k_{,y}$ (cm)	1%he (cm)	Δk $\leq 0.01he$
Sous-sol	0,0079	0,015	0,02765	0,0525	0,02765	0,0525	3,06	C.V
RDC	0,027	0,059	0,0945	0,2065	0,0669	0,154	3,91	C.V
1	0,24	0,24	0,84	0,84	0,745	0,6335	4,59	C.V
2	0,46	0,44	1,61	1,54	0,77	0,7	3,23	C.V
3	0,71	0,67	2,485	2,345	0,875	0,805	3,23	C.V
4	0,98	0,89	3,43	3,115	0,945	0,77	3,23	C.V
5	1,26	1,12	4,41	3,92	0,98	0,805	3,23	C.V
6	1,55	1,35	5,425	4,725	1,05	0,85	3,23	C.V
7	1,83	1,55	6,405	5,425	0,98	0,70	3,23	C.V
8	2,10	1,75	7,35	6,125	0,945	0,70	3,23	C.V
9	2,37	1,93	8,295	6,755	0,945	0,63	3,23	C.V
T accessible	2,55	2,07	8,925	7,245	0,63	0,49	3,23	C.V
T inaccessible	2,38	2,02	8,33	7,07	0,595	0,175	3,23	C.V

Conclusion : Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99/Version2003.

IV-9-5-Vérification de l’effet P-Δ

D’après le RPA99/Version2003 :

L’effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l’effet P-Delta

dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ), peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Où :

p_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitations, associées au-dessus du niveau (k) $p_k = \sum Wi$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

V : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V = \sum_{i=k} F_i$

h_k : Hauteur de l'étage (k).

- Si $\theta_k \leq 0.1$: l'effet P-Δ peut être négligé.
- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens x et y est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau IV-14: Vérification de l'effet P-Δ suivant x

Sens x-x							
Niveau	hk (m)	V (KN)	Δk, x (cm)	Masse (KN)	Pk (KN)	θ	θ ≤ 0.1
Sous-sol	3,06	3587,719	0,0276	7911,40913	73944,3908	0,00185	C.V
RDC	3,91	3536,363	0,0669	7190,79340	66032,98167	0,00319	C.V
1	4,59	3020,721	0,745	6898,42309	58842,18827	0,03161	C.V
2	3,23	2899,094	0,77	6283,70659	51943,76518	0,04271	C.V
3	3,23	2742,418	0,875	6252,42817	45660,05859	0,0451	C.V
4	3,23	2538,218	0,945	6209,90724	39407,63042	0,04542	C.V
5	3,23	2309,436	0,98	6079,08651	33197,72318	0,04361	C.V
6	3,23	2055,849	1,05	6018,56508	27118,63667	0,04288	C.V
7	3,23	1762,107	0,98	5958,04365	21100,07159	0,03633	C.V
8	3,23	1424,614	0,945	5944,05707	15142,02794	0,03109	C.V
9	3,23	1009,917	0,945	5598,50287	9197,97087	0,02664	C.V
T accessible	3,23	569,284	0,63	2922,23688	3599,468	0,01233	C.V
T inaccessible	3,23	122,823	0,595	677,23111	677,23112	0,010157	C.V

Tableau IV-14: Vérification de l'effet P-Δ suivant y.

Sens y-y							
Niveau	hk (m)	V (KN)	Δk, y (cm)	Masse (KN)	Pk (KN)	θ	θ ≤ 0.1
Sous-sol	3,06	3530,274	0,0525	7911,40913	73944,3908	0,0035936	C.V
RDC	3,91	3448,957	0,154	7190,79340	66032,9816	0,0075407	C.V
1	4,59	3151,854	0,6335	6898,42309	58842,1882	0,0257665	C.V
2	3,23	3036,603	0,7	6283,70659	51943,7651	0,0370715	C.V
3	3,23	2871,269	0,805	6252,42817	45660,0585	0,0396329	C.V
4	3,23	2530,492	0,77	6209,90724	39407,6304	0,0371247	C.V
5	3,23	2418,036	0,805	6079,08651	33197,7231	0,0342167	C.V
6	3,23	2137,394	0,85	6018,56508	27118,6366	0,0333887	C.V
7	3,23	1807,06	0,70	5958,04365	21100,0715	0,0253050	C.V
8	3,23	1435,473	0,70	5944,05707	15142,0279	0,0228604	C.V
9	3,23	996,638	0,63	5598,50287	9197,97087	0,0180008	C.V
T accessible	3,23	515,448	0,49	2922,23688	3599,468	0,0105936	C.V
T inaccessible	3,23	115,703	0,175	677,23111	677,23112	0,0031712	C.V

Conclusion :

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que la condition est vérifiée, ce la veut dire que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

IV-9-6-Justification de la largeur des joints sismiques

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

D'après le RPA99/Version2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante :

$$d \text{ (min)} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

(δ 1 ; δ 2) : Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Par manque de données, On considère que le déplacement de notre bloc est le même dans les blocs adjacent.

Avec : (δ 1 = 25 ,5 mm) et (δ 2 = 20,7 mm)

$$dx \text{ (min)} = 15 \text{ mm} + (25,5 + 25,5) \text{ mm} = 66 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$dy \text{ (min)} = 15 \text{ mm} + (20,7 + 20,7) \text{ mm} = 56,4 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Finalement, On prend une largeur de \rightarrow ($d = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$)

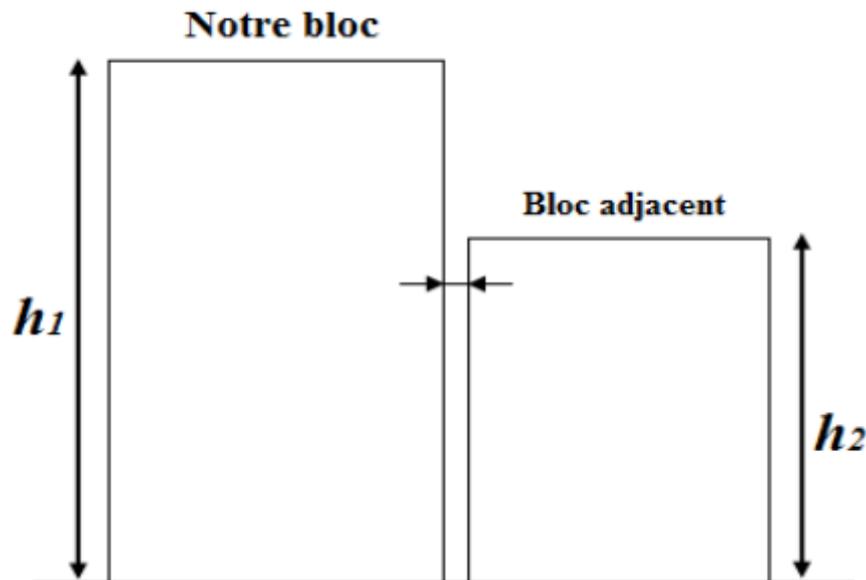


Figure VI-9 : Le joint sismique.

IV-10- Conclusion

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre, On va prendre ce modèle final pour étudier les éléments structuraux, car il vérifie pratiquement tous les conditions qui ont été exigé par le règlement algérien parasismique (RPA99/Version2003).

IV-11- conclusion générale

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 elle est stable.

Chapitre 5

Étude des
éléments
structuraux

V-1- Etude des poteaux

V-1-1- Introduction

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants, On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants.

L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (**SAP2000 v14**), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le :

RPA99/version 2003 et du **(C.B.A.93)**.

V-1-2- Combinaisons des charges

V-1-2-1- Selon (C.B.A.93)

Les combinaisons fondamentales.

- ELU → 1.35 G + 1.5 Q
- ELS → G + Q

V-1-2-2- Selon RPA99/version 2003

Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex
- G + Q ± Ey
- 0,8 G ± Ex
- 0,8 G ± Ey

V.1.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

T: L'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0,9b

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \quad \text{RPA 99V2003, (P51)}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \text{ RPA 99V2003, [7.4.2.2] (P66)}$$

Avec, a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et Lf longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 * L_0$$

$$\left. \begin{matrix} L_0=3.06m \\ L_f=2.142m \end{matrix} \right\} \text{ SS2}$$

$$\left. \begin{matrix} L_0=3.91m \\ L_f=2.737m \end{matrix} \right\} \text{ SS1}$$

$$\left. \begin{matrix} L_0=4.59m \\ L_f=2.213m \end{matrix} \right\} \text{ RDC}$$

$$\left. \begin{matrix} L_0=3.23m \\ L_f=2.261m \end{matrix} \right\} \text{ Du 1 er à 9 ème étage}$$

Tableau V-1: Vérification des sollicitations tangentes

Nivea	T (MN)	B (cm ²)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPa)	Vérification
SS2	0.0176	70×70	0.039	3.06	0.04	1	C.V
SS1	0.0513	70×70	0.116	3.91	0.04	1	C.V
RDC	0.0478	65×65	0.125	4.94	0.04	1	C.V
1	0.0482.	65×65	0.126	3.47	0.04	1	C.V
2	0.0408	60×60	0.126	3.76	0.04	1	C.V
3	0.0491	60×60	0.151	3.76	0.04	1	C.V
4	0.0416	55×55	0.152	4.11	0.04	1	C.V
5	0.0495	55×55	0.181	4.11	0.04	1	C.V
6	0.0403	50×50	0.179	4.52	0.04	1	C.V
7	0.0501	50×50	0.222	4.52	0.04	1	C.V
8	0.0453	45×45	0.248	5.02	0.075	1.875	C.V
9	0.0718	45×45	0.394	5.02	0.075	1.875	C.V
Buanderie	0.0302	40×40	0.209	5.65	0.075	1.875	C.V

Conclusion :

D’après le **tableau V-1**, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n’y a pas de rupture par cisaillement.

V-1-4- Sollicitations dans les poteaux

Le ferrailage des poteaux 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 (correspondant))
- Moment fléchissant maximal avec l’effort normal correspondant (M (max) ;N (correspondant))
- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N (min) ; M (correspondant))

N: Sera compté positif dans le cas d'une compression.

N : Sera compté négatif dans le cas d'une traction.

Tableau V-2 : Sollicitations maximales à ELU

niveau	B (cm ²)	Nmax → M cor		M max → N cor		Nmin → M cor	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
SS2	70×70	4117.62	-1.6217	-38.63	2925.902	572.34	-10.68
SS1	70×70	3681.202	19.7357	-125.01	2568.675	381.26	23.16
RDC	65×65	3467.612	-97.3794	-133.06	3099.004	685.84	-6.02
1	65×65	3042.99	-72.82	-81.56	1652.52	478.59	18.14
2	60×60	2665.963	-64.75	-70.98	1437.337	387.63	14.16
3	60×60	2298.813	-75.65	-83.609	1232.631	326.55	17.64
4	55×55	1933.76	-64.235	-71.07	1040.914	239.05	15.03
5	55×55	1581.21	11.96	-82.29	857.404	187.33	17.82
6	50×50	1272.034	9.29	-68.084	684.82	120.083	14.56
7	50×50	969.997	11.35	-84.87	413.65	76.78	17.84
8	45×45	668.223	7.42	-86.18	148.23	30.64	12.85
9	45×45	373.386	12.889	139.22	165.98	0.352	18.09
Buanderie	40×40	104.901	41.926	-55.63	87.459	4.39	0.55

Tableau V-3 : Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E)

niveau	B (cm ²)	Nmax → M cor		M max → N cor		Nmin → M cor	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
SS2	70×70	2990.53	1.06	-27.29	2127.708	420.51	-7.8
SS1	70×70	2674.5	13.86	-88.91	1867.62	280.46	16.92
RDC	65×65	2524.69	-69.75	-95.74	2255.84	506.54	-4.45
1	65×65	2214.89	-53.22	-59.13	1205.83	354.713	13.39
2	60×60	1940.3	47.01	-51.42	1048.78	287.213	10.44
3	60×60	1672.98	-54.97	-60.58	899.31	241.96	13
4	55×55	1407.81	-46.69	-51.5	759.414	177.202	11.075
5	55×55	1150.78	8.61	-60.37	625.47	138.86	13.12
6	50×50	925.86	6.68	-49.36	499.55	89.075	-10.72
7	50×50	706	8.17	-61.61	300.85	56.98	13.12
8	45×45	486.33	5.33	-62.48	108.146	22.82	9.84
9	45×45	271.755	9.28	100.83	120.38	0.29	13.22
Buanderie	40×40	76.75	30.37	-40.43	63.83	-3.065	0.4

Tableau V-4 : Sollicitations maximales à l'accidentel (0,8G±E)

niveau	B (cm ²)	Nmax → M cor		M max → N cor		Nmin → M cor	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
SS2	70×70	1963.59	-0.23	18.3	720.26	311.57	-5.43
SS1	70×70	1762.86	5.61	48.33	469.844	210.35	11.87
RDC	65×65	1703.56	-38.66	-60.32	1307.72	394.54	-3.44
1	65×65	1489.81	-37.4	-39.02	1160.56	285.23	10.34
2	60×60	1303.92	-30.77	-32.76	724.37	230.33	7.97
3	60×60	1123.50	-36.52	-38.76	620.25	194.07	9.91
4	55×55	944.07	-30.91	-33	523.77	142.67	8.42
5	55×55	774.73	-5.14	-38.73	430.96	111.81	9.96
6	50×50	622.69	3.93	-31.77	293.19	72.16	8.14
7	50×50	474.66	4.79	40.23	200.89	46.40	9.83
8	45×45	326.76	3.05	-40.22	74.59	19.11	7.30
9	45×45	182.65	5.54	64.16	77.82	0.42	9.28
Buanderie	40×40	54.505	19.35	-26.79	44.17	-1.126	0.25

V-1-5- Calcul du ferrailage longitudinal

D'après le **RPA 99/version2003** (article 7.5.2.1)

V-1-5-1- Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- 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 :

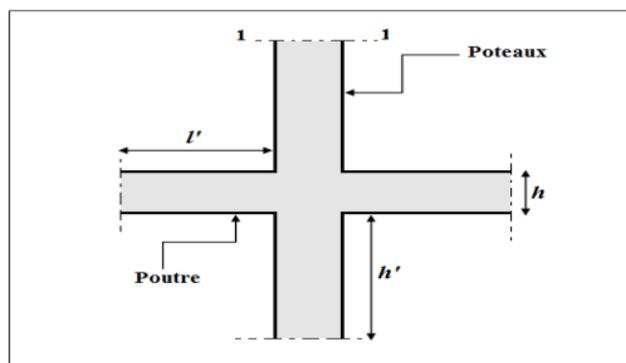


Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

Poteau: $h' = \max (he/6 ; b1 ; h1 ; 60\text{cm})$

Avec : (b1;h1: dimensions du poteau) ; (he : La hauteur de l'étage)

Poutre : $l' = 2 \times h$ Avec : (h : Hauteur de la poutre)

Tableau V-4: La longueur de la zone nodale.

Poteaux					
(a = b) (cm)	He (cm)	h' (cm)	(a = b) (cm)	He (cm)	h' (cm)
70	306	70	55	323	60
70	391	70	55	323	60
65	459	80	50	323	60
65	323	65	50	323	60
60	323	60	45	323	60
60	323	60	45	323	60
			40	323	60

poutre	
h (cm)	l' (cm)
50	100
35	70

a) Calcul de ferrailage

On calcule les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion composée.

La première chose à faire est de chercher la position du centre de pression (C), (point d'application de l'effort).

Si (N) est un effort de compression, (C) sera posé au dessus de (G).

Si (N) est un effort de traction, (C) sera posé au dessous de (G).

La deuxième chose est de déterminer l'excentricité (e) et calculer le moment au centre de gravité des armatures inférieures (Ma) et puis définir le domaine de fonctionnement.

Il ya 5 domaines de fonctionnement :

- Domaine 1 : Section entièrement tendue (Section du béton surabondante).
- Domaine 2 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues.
- Domaine 3 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.
- Domaine 4 et 5 : Section entièrement comprimée

On va prendre l'exemple de poteau de **Sous-sol 2**, car il est le plus sollicité.

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort Normal N et un moment fléchissant M.

Exemples de calcul : On va prendre comme des exemples de calcul :

- Le poteau le plus sollicité du sous-sol 2 à **ELU** : Avec (**N (max) ; M (correspondant)**)

(N (max) ; M (correspondant))		
Sous Sol 2	N (max) (MN)	M (correspondant) (MN.m)
ELU	4.1176	-0.001621

$N \text{ (max)} = 4.1176 \text{ MN}$

$M \text{ (correspondant)} = -0,001621 \text{ MN.m}$

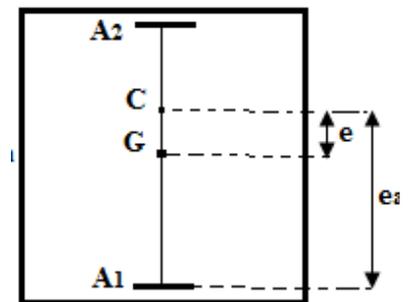
$a = b = 0,70 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5$

$F_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; d = 0,63 \text{ m} ; d' = 0,07 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{-0.001621}{4.1176} = -0.000393 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.116 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0.63 - 0.35 + 0.000393 = 0.28 \text{ m}$$

$$Ma = Nu \times ea = 4.1176 \times 0.28 = 1.152 \text{ MN.m}$$



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 :

Les conditions des domaines 4-5 sont :

$$Nu \times (d - d') - Ma < (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$4.1176 \times (0.63 - 0.07) - 1.152 < (0.5 \times 0.7 - 0.07) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.17$$

$1.153 < 1.94 \rightarrow$ Domaine 4 est vérifié \rightarrow La section est entièrement comprimée.

Détermination des armatures

Si la section est entièrement comprimée (Domaine 4) \rightarrow Les armatures inférieure (A1 = 0).

Les armatures supérieures (A2) sont calculées par la formule :

$$A2 = \frac{Nu - (1 - \psi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec:
$$\psi = \left(\frac{0,5h - d'}{h} - \frac{(d - d') \times Nu - Ma}{b \times h^2 \times f_{bc}} \right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{d'}{h} \right)$$

$$\psi = \left(\frac{0,5 \times 0.7 - 0.07}{0.7} - \frac{(0.63 - 0.07) \times 4.1176 - 1.152}{0.7 \times 0.7^2 \times 14.17} \right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{0.07}{0.7} \right)$$

$$\psi = 0.2147$$

$$A2 = \frac{4.1176 - (1 - 0.2147) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.17}{348}$$

$$A2 = -0.003836 \text{ m}^2 = -38.36 \text{ cm}^2$$

→ La section non ferrailé résiste aux efforts appliqués

- Le poteau le plus sollicité du 1^{er} étage à l'accidentel (G + Q ± E) : Avec (N (max) ; M (correspondant)) :

		(N (max) ; M (correspondant))	
Etage 1		N (max) (MN)	M (correspondant) (MN.m)
(G + Q ± E)		2.21489	-0.05322

$$a = b = 0,65 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} ; d = 0,585 \text{ m} ; d' = 0,065 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$$

(N : Effort de compression, donc C sera posé en haut de G)

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.05322}{2.21489} = 0.02402 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.108 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0.585 - 0.325 + 0.02402 = 0.28 \text{ m}$$

$$Ma = Nu \times ea = 2.21489 \times 0.28 = 0.62 \text{ MN.m}$$

→ 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 :

$$Nu \times (d - d') - Ma < (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$2.21489 \times (0.585 - 0.065) - 0.62 < (0.5 \times 0.65 - 0.065) \times 0.65 \times 0.65 \times 18.48$$

0.531 < 2.03 → Domaine 4 est vérifié → La section est entièrement comprimée.

Détermination des armatures

Si la section est entièrement comprimée (Domaine 4) → Les armatures inférieure (A1 = 0).

Les armatures supérieures (A2) sont calculées par la formule :

$$A2 = \frac{Nu - (1 - \psi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \left(\frac{0,5h - d'}{h} - \frac{(d - d') \times Nu - Ma}{b \times h^2 \times f_{bc}} \right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{d'}{h} \right)$$

$$\psi = \left(\frac{0,5 \times 0.65 - 0.065}{0.65} - \frac{(0.585 - 0.065) \times 2.21489 - 0.62}{0.65 \times 0.65^2 \times 18.48} \right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{0.065}{0.65} \right)$$

$$\psi = 0.389$$

$$A2 = \frac{2.21489 - (1 - 0.389) \times 0.65 \times 0.65 \times 18.48}{400}$$

$$A2 = -0.006389 \text{ m}^2 = -63.89 \text{ cm}^2$$

→ La section non ferrailé résiste aux efforts appliqués.

- Le poteau le plus sollicité du sous sol 2 à l'accidentel (0,8 G ± E) : Avec (N (min) ; M (correspondant)) :

	(N (min) ; M (correspondant))	
SS2	N (min) (MN)	M (correspondant) (MN.m)
(0,8 G ± E)	0.31157	-0.00543

$$a = b = 0,70 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} ; d = 0,63 \text{ m} ; d' = 0,07 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$$

(N : Effort de compression, donc C sera posé au dessus de G)

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.00543}{0.31157} = 0.0174 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.116 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0.63 - 0.35 + 0.0174 = 0.297 \text{ m}$$

$$Ma = Nu \times ea = 0.31157 \times 0.297 = 0.092 \text{ MN.m}$$

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 :

Les conditions des domaines 4-5 sont :

$$Nu \times (d - d') - Ma < (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$0.31157 \times (0.63 - 0.07) - 0.092 < (0.5 \times 0.7 - 0.07) \times 0.7 \times 0.7 \times 18.48$$

$$0.082 < 2.535 \rightarrow \text{Domaine 4 est vérifié} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

Détermination des armatures

Si la section est entièrement comprimée (Domaine 4) → Les armatures inférieure (A1 = 0).

Les armatures supérieures (A2) sont calculées par la formule :

$$A2 = \frac{Nu - (1 - \psi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \left(\frac{0,5h - d'}{h} - \frac{(d - d') \times Nu - Ma}{b \times h^2 \times f_{bc}} \right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{d'}{h} \right)$$

$$\psi = \left(\frac{0,5 \times 0.7 - 0.07}{0.7} - \frac{(0.63 - 0.07) \times 0.31157 - 0.092}{0.7 \times 0.7^2 \times 18.48} \right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{0.07}{0.7} \right)$$

$$\psi = 0.511$$

$$A2 = \frac{0.31157 - (1 - 0.511) \times 0.7 \times 0.7 \times 18.48}{400}$$

$$A2 = -0.01029 \text{ m}^2 = -102.9 \text{ cm}^2$$

→ La section non ferrailé résiste aux efforts appliqués

Tableau V-5 : Les résultats de ferrailage à ELU sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N(correspondant))			(N (min) ; M (correspondant))		
	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section
SS2	-38.38	0	E-C	-56.54	0	E-C	-89.94	0	E-C
SS1	-43.14	0	E-C	-66.07	0	E-C	-87.69	0	E-C
RDC	-39.89	0	E-C	-46.91	0	E-C	-72.21	0	E-C
1	-44.15	0	E-C	-63.51	0	E-C	-73.6	0	E-C
2	-37.1	0	E-C	-54.15	0	E-C	-63	0	E-C
3	-42.77	0	E-C	-57.73	0	E-C	-63.6	0	E-C
4	-36.32	0	E-C	-48.89	0	E-C	-53.82	0	E-C
5	-35.84	0	E-C	0	-18.35	P-C	-54.33	0	P-C
6	-30.07	0	E-C	0	-15.18	P-C	0	-0.95	P-C
7	-34.01	0	E-C	0	-12.03	P-C	0	-0.06	P-C
8	-29.21	0	E-C	0	-8.37	P-C	0	0.43	P-C
9	-32.75	0	E-C	0	8.4	P-C	0	1.29	P-C
Buanderie	0	1.88	P-C	0	-5.75	P-C	0	-0.026	P-C

Tableau V-6 : Les résultats de ferrailage à (G+Q±E) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N(correspondant))			(N (min) ; M (correspondant))		
	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section
SS2	-82.16	0	E-C	-95.4	0	E-C	-117.48	0	E-C
SS1	-92.32	0	E-C	-97.37	0	E-C	-116.14	0	E-C
RDC	-75.67	0	E-C	-80.86	0	E-C	-99.24	0	E-C
1	-64.03	0	E-C	-92.96	0	E-C	-100.26	0	E-C
2	-60.91	0	E-C	-79.23	0	E-C	-85.64	0	E-C
3	-70.99	0	E-C	-81.83	0	E-C	-86.09	0	E-C
4	-59.92	0	E-C	-69.05	0	E-C	-72.62	0	E-C
5	-59.59	0	E-C	0	-11.67	P-C	0	-1.25	P-C
6	-49.57	0	E-C	0	-9.64	P-C	0	-1.83	P-C
7	-52.44	0	E-C	0	-7.60	P-C	0	-0.053	P-C
8	-43.69	0	E-C	0	-5.32	P-C	0	0.29	P-C
9	-46.27	0	E-C	0	4.63	P-C	0	0.82	P-C
Buanderie	0	1.11	P-C	0	-3.66	P-C	0	0.7	P-C

Tableau V-7 : Les résultats de ferrailage à (0,8G±E) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	(N (max) ; M(correspondant))			(M (max) ; N(correspondant))			(N (min) ; M(correspondant))		
	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	Section
SS2	-96.15	0	E-C	-112	0	E-C	-102.83	0	E-C
SS1	-98.56	0	E-C	-113.77	0	E-C	-119.27	0	E-C
RDC	-85.01	0	E-C	-91.64	0	E-C	-100.7	0	E-C
1	-87.84	0	E-C	-92.4	0	E-C	-101.38	0	E-C
2	-74.46	0	E-C	-82.45	0	E-C	-86.57	0	E-C
3	-77.27	0	E-C	-84.24	0	E-C	-86.93	0	E-C
4	-65.12	0	E-C	-70.96	0	E-C	-73.27	0	E-C
5	-64.93	0	E-C	-72.62	0	E-C	-73.58	0	E-C
6	-53.89	0	E-C	0	-5.83	P-C	0	-0.54	P-C
7	-55.83	0	E-C	0	-0.45	P-C	0	-0.092	P-C
8	-46.05	0	E-C	0	-3.5	P-C	0	0.19	P-C
9	-47.79	0	E-C	0	3.03	P-C	0	0.57	P-C
Buanderie	0	0.62	P-C	0	-2.46	P-C	0	0.0017	P-C

b) Vérification des armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 :

$$A (\text{min}) = 0,7\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 4\% \times S \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Tableau V-8 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/v2003

Types	Section (cm ²)	A min (cm ²)	Z.C	Z.R
			A max (cm ²)	A max (cm ²)
Poteaux (70×70)	4900	34.30	196	294
Poteaux (65×65)	4225	29.575	169	253.50
Poteaux (60×60)	3600	25.20	144	216
Poteaux (55×55)	3025	21.175	121	181.50
Poteaux (50×50)	2500	17.5	100	150
Poteaux (45×45)	2025	14.175	81	121.50
Poteaux (40×40)	1600	11.2	64	96

c) **Choix des armatures longitudinales**

Remarque : Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions. On a ferrillé par le minimum exigé par le RPA99/Version2003.

Tableau V-9 : Ferrailages longitudinales adopté pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Armatures adopté		S sap (cm ²) ELU	S sap (cm ²) SISMIQUE
		N × Ø	S (cm ²)		
Sous sol 2	(70×70)	12T16+4T20	36.7	17.76	35.015
Sous sol 1	(70×70)	12T16+4T20	36.7	17.76	35.015
RDC	(65×65)	16T16	32,17	15	39.89
1	(65×65)	16T16	32,17	15	39.89
2	(60×60)	14T16	28.14	11.5	24.43
3	(60×60)	14T16	28.14	11.5	24.43
4	(55×55)	12T16	24.12	9.1	11.75
5	(55×55)	12T16	24.12	9.1	11.75
6	(50×50)	12T14	18.48	7.5	15.76
7	(50×50)	12T14	18.48	7.5	15.76
8	(45×45)	6T16+2T14	15.14	18.5	17.27
9	(45×45)	6T16+2T14	15.14	18.5	17.27
Buanderie	(40×40)	6T16	12.06	11.41	14.31

d) Calcule des longueurs de recouvrement

D’après le RPA99/version2003 :

$L_r \geq (40\varnothing) \rightarrow$ Zone (I)

Tableau V-10 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d’acier.

Ø max (mm)	RPA99 /V2003	Lr (choix)
	(mm)Lr	(mm)Lr
14Ø	560	600
16Ø	640	650
20Ø	800	820

V-1-5-2- Armatures transversales**D'après RPA99/version2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule $\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h f_e}$

Avec:

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : 400 MPa

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$\rho_a = 2,50 \rightarrow$ Si $\lambda g \geq 5$

$\rho_a = 3,75 \rightarrow$ Si $\lambda g < 5$

a) L'espace des armatures transversales

- Zone nodale : $St \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \rightarrow$ Zone (I).
- Zone courante : $St' \leq 15\phi_l$

Avec : (ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

\rightarrow On adopte les espacements suivant :

- **Zone nodale** : $St \leq \text{Min}(10 \times 1.4 ; 15\text{cm})$
 $St \leq 14\text{cm}$

On prend : $St = 10\text{ cm}$

- **Zone courante** : $St' \leq 15\phi_l$
 $St' \leq 15 \times 1.4$

$St' \leq 21\text{cm}$

On prend : $St' = 20\text{cm}$

b) Diamètres des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales est déterminé par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \phi_l\right)$$

c) Vérification des armatures transversales selon RPA99/Version2003

La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{A_t}{St \times b}\right)$ est donnée comme suit :

Si $\lambda g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{A_t}{St \times b}\right) = 0,3 \%$

Si $\lambda g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{A_t}{St \times b}\right) = 0,8 \%$

Si $3 \leq \lambda g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

On prend : $F(xa) = Ya \rightarrow F(5) = 0,3 \%$ et $F(xb) = Yb \rightarrow F(3) = 0,8 \%$

$$(X) = \frac{ya-yb}{xa-xb} \times (X) + \frac{(xa*yb)-(xb*ya)}{xa-xb}$$

Remarque : Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum)

Le choix de l’espacement ainsi que la vérification du diamètre de ferrailage transversal, sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau V-11 : Section calculée et adoptée des armatures transversales des poteaux.

Niveaux	Vmax (MN)	(H=b) (cm)	λg	ρa	St (cm²)	St' (cm²)	Øl min (cm)	At Cal (cm²)	At (RPA) (cm²)	N×Ø	At (cm²)
SS2	0.0176	70	3.06	3.75	10	20	2.0	0.236	5.5	8Ø10	6.26
SS1	0.0513	70	3.91	3.75	10	20	2.0	0.687	4.01	8Ø8	4.02
RDC	0.0478	65	4.94	3.75	10	20	1.6	0.689	2.05	6Ø8	3.02
1	0.0482	65	3.47	3.75	10	20	1.6	0.695	4.44	8Ø10	6.26
2	0.0408	60	3.76	3.75	10	20	1.6	0.64	3.7	8Ø8	4.02
3	0.0491	60	3.76	3.75	10	20	1.6	0.77	3.7	8Ø9	4.02
4	0.0416	55	4.11	3.75	10	20	16	0.71	2.9	6Ø8	3.02
5	0.0495	55	4.11	3.75	10	20	16	0.84	2.9	6Ø8	3.02
6	0.0403	50	4.52	3.75	10	20	14	0.76	2.1	6Ø8	3.02
7	0.0501	50	4.52	3.75	10	20	14	0.94	2.1	6Ø8	3.02
8	0.0453	45	5.02	2.25	10	20	14	0.63	1.33	4Ø8	2.01
9	0.0718	45	5.02	2.25	10	20	14	1	1.33	4Ø8	2.01
buanderie	0.0302	40	5.65	2.25	10	20	16	0.47	0.55	4Ø8	2.01

V-1-6- Vérification à l’état limite de service (ELS)

D’après le (C.B.A.93)

Notre structure est située à SBA, On considère que les fissurations sont peu nuisibles. Donc, on vérifie seulement la contrainte de béton.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times Fc28 = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V-12: Sollicitations maximales fondamentales à ELS.

niveau	Nmax → M cor		M max → N cor		Nmin → M cor	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
SS2	2990.53	1.06	-27.29	2127.708	420.505	-7.8
SS1	2674.492	13.86	-88.91	1867.62	280.464	16.92
RDC	2524.69	-69.75	-95.75	2255.84	506.541	-4.45
1	2214.89	-53.22	-59.13	1205.83	354.71	13.39
2	1940.30	-47.01	-51.42	1048.77	287.21	10.44
3	1672.98	-54.97	-60.58	899.331	241.96	13
4	1407.18	-46.69	-51.5	759.41	177.2	11.075
5	1150.97	8.61	-60.37	625.47	138.86	13.12
6	925.86	6.68	-49.36	499.55	89.08	10.72
7	706	8.17	-61.61	300.85	56.98	13.12
8	486.33	5.33	-62.48	108.15	22.82	9.48
9	271.76	9.28	-67.39	136.73	0.288	13.22
Buanderi	76.75	30.37	-40.43	63.83	-3.07	0.4

➤ **Exemple de calcul**

Le poteau le plus sollicité du sous-sol 1, Avec (N (max) ; M (correspondant))
 (a = b = 70 cm) ; (n = 15) ; (A1 = A2 = 18,35 cm²) ; (d = 63 cm) .

Ns (max) = 2.67449 MN

Ms (correspondant) = 0,01386 MN.m

La section sera entièrement comprimée si l’effort est un effort de compression et si le point (C) est à l’intérieur du noyau central de la section de la section totale homogène.

a) Calcul de l’excentricité

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,01386}{2.67449} = 0.00518m < \frac{h}{6} = 0.116m$$

b) Position de l’axe neutre

$$e_1 = \frac{-\left[\frac{bh^3}{12} + bhe^2 + nA_2\left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + nA_1\left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2\right]}{-bhe + nA_2\left(-e + \frac{h}{2} - d'\right) + nA_1\left(-e + \frac{h}{2} - d\right)}$$

e₁ = X = 8.62m → e₁ > $\frac{h}{2}$ + e = 0.355m

→ L’axe neutre est en dehors de la section, donc elle est entièrement comprimée.

c) Calcul du moment statique

S = (b × h) × (x - e) - (n × A2) × (x - e - d' + h²) + (n × A1) × (x - e - d + h²)
 S = 4.205 m⁴

d) Calcul de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \left(x - e + \frac{h}{2} \right)}{S}$$

$\sigma_{bc} = 5.701 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

e) Calcul de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{A1} = \frac{n \times N_s \left(x - e - d + \frac{h}{2} \right)}{S}$$

$\sigma_{A1} = 79.517 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$$\sigma_{A2} = \frac{n \times N_s \left(x - e - d' - \frac{h}{2} \right)}{S}$$

$\sigma_{A2} = 78.181 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-13 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation N (max) ; M (corresp)

Niveaux	N (max) ; (M(correspondant))		Section	σ_{bc} (MPa)	σ_{A1} (MPa)	σ_{A2} (MPa)	
	Ns (MN)	Ms (MN.m)					
Sous sol 2	2.99053	0.00106	E-C	6.12	87.38	86.01	CV
Sous sol 1	2.6744	0.01386	E-C	5.7	79.74	78.41	CV
RDC	2.52469	-0.06975	E-C	4.45	73.97	71.81	CV
1	2.21489	-0.05322	E-C	4.08	66.13	64.15	CV
2	1.9403	-0.04701	E-C	4.08	66.42	63.86	CV
3	1.67298	-0.05497	E-C	3.12	54.40	51.78	CV
4	1.40718	-0.04669	E-C	2.97	52.44	49	CV
5	1.15097	0.00861	E-C	4.12	55.11	52.29	CV
6	0.92586	0.00668	E-C	4.03	53.01	49.2	CV
7	0.706	0.00817	E-C	3.22	41.51	37.72	CV
8	0.48633	0.00817	E-C	2.94	36.21	30.96	CV
9	0.27176	0.00928	E-C	1.95	22.55	17.34	CV
buanderie	0.07675	0.03037	P-C	2.74	18.43	163.32	CV

Tableau V-14 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation M (max) ;N (corresp)

Niveaux	M (max) ; N (correspondent)		Section	σ_{bc} (MPa)	σ_{A1} (MPa)	σ_{A2} (MPa)	
	Ns (MN)	Ms (MN.m)					
Sous sol 2	2.127708	-0.02729	E-C	3.86	58.71	57.25	CV
Sous sol 1	1.86762	-0.08891	E-C	2.26	43.52	41.85	CV
RDC	2.25584	-0.09575	E-C	3.25	60.91	58.72	CV
1	1.20583	-0.05913	E-C	1.56	31.32	29.31	CV
2	1.04877	-0.05142	E-C	1.48	30.73	28.14	CV
3	0.899331	-0.06058	E-C	0.82	23.07	20.41	CV
4	0.75941	-0.0515	E-C	1.32	21.43	17.94	CV
5	0.62547	-0.06037	P-C	1.88	26.89	15.99	CV
6	0.49955	-0.04936	P-C	1.74	24.83	15.16	CV
7	0.30085	-0.06161	P-C	0.58	10.58	164.56	CV
8	0.10815	-0.06248	P-C	4.3	40.71	149.42	CV
9	0.13673	-0.06739	P-C	4.48	41.08	167.44	CV
buanderie	0.06383	-0.04043	P-C	4.08	40	130.81	CV

Tableau V-15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation N (min) ;M (corresp)

Niveaux	N (min) ; M (correspondant)		Section	σ_{bc} (MPa)	σ_{A1} (MPa)	σ_{A2} (MPa)	
	Ns (MN)	Ms (MN.m)					
Sous sol 2	0.420505	-7.8	E-C	0.69	10.47	8.76	CV
Sous sol 1	0.280464	16.92	E-C	0.7	10.11	8.78	CV
RDC	0.506541	-4.45	E-C	1.02	15.35	13.28	CV
1	0.35471	13.39	E-C	0.93	13.67	11.95	CV
2	0.28721	10.44	E-C	0.89	13.07	10.81	CV
3	0.24196	13	E-C	0.82	11.96	9.76	CV
4	0.1772	11.075	E-C	0.77	11.11	8.19	CV
5	0.13886	13.12	E-C	0.44	6.22	3.56	CV
6	0.08908	10.72	P-C	0.31	4.39	2.71	CV
7	0.05698	13.12	P-C	0.3	0.31	32.99	CV
8	0.02282	9.48	P-C	0.6	5.24	24.69	CV
9	0.000288	13.22	P-C	1.05	11.30	24.86	CV
buanderie	-0.00307	0.4	P-C	0.01	0.21	0.14	CV

Conclusion : Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

V-1-7- Vérification au flambement

D’après (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91) :

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 (Nu) 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 : $N_d \leq N(\text{Ultime}) = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_{e}}{\gamma_s} \right]$

Avec : Nu : L’effort normal ultime que peut supporter un poteau.

Nd : L’effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

As : La section d’acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Br : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d’épaisseur sur toute sa périphérie → $Br = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$

α : Est un coefficient fonction de l’élancement mécanique λ_g .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \rightarrow \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \rightarrow \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : $\left(\alpha = \left(\frac{\alpha}{1,10}\right)\right)$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau. } \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

$$i(\min) : \text{Rayon de giration } \rightarrow i(\min) = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}} \quad (\text{Pour une section carrée}).$$

l_f : La longueur de flambement du poteau. $\rightarrow l_f = 0,7 \times l_0$ (Déjà calculé).

l_0 : La hauteur libre du poteau . (Déjà calculé).

(a) : La dimension du poteau.

$(f_{c28} = 25 \text{ MPa}) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (\gamma_b = 1,5) ; (\gamma_s = 1,15)$.

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 V-16 : Vérification du flambement pour les poteaux..

Niveau	b=a (m)	Br (m ²)	L0 (m)	l' (m)	i min (m)	λg	$\frac{\alpha}{1.10}$	As (cm ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	
Sous sol 2	0.7	0.4761	3.06	2.142	0.20207	10.60	0.76	36.7	7.670	4.2	CV
Sous sol 1	0.7	0.4761	3.91	2.737	0.20207	13.544	0.75	36.7	7.670	3.7	CV
RDC	0.65	0.4096	4.59	2.213	0.1876	17.126	0.74	32,17	5.879	3.3	CV
1	0.65	0.4096	3.23	2.261	0.1876	12.052	0.755	32,17	5.998	2.9	CV
2	0.60	0.3481	3.23	2.261	0.1732	13.054	0.751	28.14	5.576	2.54	CV
3	0.60	0.3481	3.23	2.261	0.1732	13.054	0.751	28.14	5.576	2.22	CV
4	0.55	0.2916	3.23	2.261	0.1587	14.247	0.75	24.12	4.679	1.9	CV
5	0.55	0.2916	3.23	2.261	0.1587	14.247	0.75	24.12	4.679	1.59	CV
6	0.50	0.2401	3.23	2.261	0.1443	13.356	0.751	18.48	3.821	1.28	CV
7	0.50	0.2401	3.23	2.261	0.1443	13.356	0.751	18.48	3.821	0.97	CV
8	0.45	0.1936	3.23	2.261	0.1299	17.059	0.74	15.14	3.042	0.67	CV
9	0.45	0.1936	3.23	2.261	0.1299	17.059	0.74	15.14	3.042	0.38	CV
buanderie	0.40	0.1521	3.23	2.261	0.1154	19.202	0.73	12.06	2.64	0.098	CV

Conclusion : Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

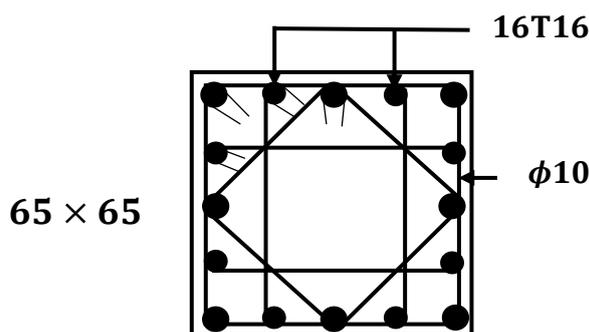


Figure V-2 : Ferrailage des poteaux (Etage 1).

V-2- Etude des poutres

V-2-1- Introduction

On distingue dans notre structure deux types des poutres :

❖ Poutres principales

Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Nous avons dans notre structure deux types des poutres principales :

→ Poutre principale → $(35 \times 50) \text{ cm}^2$

❖ Poutres secondaires

Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Nous avons un seul type de poutre secondaire :

→ Poutre secondaire → $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Les poutres 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.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le :

RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93),(B.A.E.L91).

V-2-2- Combinaisons des charges

V-2-2-1- Selon (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

V-2-2-2- Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

V-2-3- Moments fléchissant

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V-17 : Sollicitations maximales dans les Poutres principales.

Niveaux	ELU		ELS		ACCIDENTEL	
	M appui (MN.m)	M travée (MN.m)	M appui (MN.m)	M travée (MN.m)	M appui (MN.m)	M travée (MN.m)
sous-sol	0.12675	0.05851	0.08952	0.04121	0.08952	0.04121
RDC	0.24114	0.11455	0.1717	0.08136	0.1717	0.08136
1	0.19669	0.08382	0.14163	0.06081	0.14263	0.06081
2	0.19768	0.08426	0.14339	0.06112	0.14339	0.06112
3	0.19903	0.08464	0.14435	0.0614	0.14435	0.0614
4	0.19981	0.08511	0.14491	0.06174	0.14491	0.06328
5	0.20066	0.088	0.14552	0.06214	0.14552	0.088
6	0.20056	0.08637	0.14544	0.06265	0.14544	0.0647
7	0.20052	0.08712	0.14541	0.0632	0.14541	0.0653
8	0.19781	0.08868	0.14344	0.06433	0.14344	0.066
9	0.20336	0.08723	0.14743	0.06329	0.14743	0.06563
T accessible	0.15332	0.0961	0.1111	0.06952	0.10291	0.06884
T inaccessible	0.05818	0.0544	0.0423	0.03971	0.0423	0.0405

Tableau V-18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.

Niveaux	ELU		ELS		ACCIDENTEL	
	M appui (MN.m)	M travée (MN.m)	M appui (MN.m)	M travée (MN.m)	M appui (MN.m)	M travée (MN.m)
sous-sol	0.03868	0.0193	0.02865	0.01428	0.02864	0.01428
RDC	0.03844	0.01942	0.0285	0.01438	0.02847	0.01438
1	0.04613	0.01932	0.03405	0.01431	0.03405	0.01431
2	0.03868	0.01421	0.0285	0.01052	0.0285	0.01052
3	0.0422	0.01420	0.03102	0.01052	0.03106	0.01052
4	0.04507	0.01419	0.03315	0.01051	0.03315	0.01051
5	0.04801	0.01421	0.03529	0.01053	0.03529	0.01053
6	0.05053	0.01417	0.03712	0.0105	0.03712	0.0124
7	0.05258	0.01423	0.03861	0.01054	0.03861	0.0128
8	0.05456	0.01413	0.04007	0.0105	0.04007	0.01301
9	0.05517	0.01804	0.0405	0.01326	0.0405	0.0133
T accessible	0.04025	0.01707	0.02932	0.01231	0.02932	0.01231
T inaccessible	0.02809	0.01318	0.02043	0.0096	0.02754	0.0097

V-2-4- Ferrailage des poutres

D’après les règles de RPA99/version2003 :

V-2-4-1- Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : A (min) = (0,5% × Section du béton)
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

A (max) = (4% × Section du béton) (Zone courante).

A (max) = (6% × Section du béton) (Zone de recouvrement)..

- La longueur minimale de recouvrement est de :

Lr (min) = 40 × Ø (Zone (I))

Avec : (Ø) 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°.

A) Calcul de ferrailage

On calcule les armatures nécessaires dans les poutres à l’état limite ultime et à l’état accidentel par les formules de la flexion simple.

Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul une poutre principale situé au plancher du RDC.

Niveaux	ELU		ACCIDENTEL	
	M appui (MN.m)	M travée (MN.m)	M appui (MN.m)	M travée (MN.m)
RDC	0.19669	0.08382	0.14263	0.06081

Avec : (b = 0,35 m) ; (h = 0,50 m) ; (fc28= 25 MPa) ; (fe = 400 MPa) ;

$$fbc = \frac{0,85 \times fc28}{\gamma_b} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; d = 0,9 \times h = 0,45 \text{ m}$$

En appui

- **ELU**

(γs = 1,15) ; (γb = 1,5) ; (fbc=14.17 MPa) ; (σst=348 MPa)
(μR= 0,392 → Cas général)

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0.19669}{0.35 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.195 < \mu_R = 0,392 \rightarrow (Asc = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.273$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) = 0.4008 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.19669}{0.4008 \times 348} = \mathbf{14.10 \text{ cm}^2}$$

- **ACCIDENTEL**

(γs = 1,00) ; (γb = 1,15) ; (fbc=18.48 MPa) ; (σst=400 MPa)

(μR= 0,379 → Cas accidentel)

$$\mu_a = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0.14263}{0.35 \times 0.45^2 \times 18.48} = 0.1088 < \mu_R = 0,379 \rightarrow (Asc = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) = 0.143$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) = 0.424 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.14263}{0.424 \times 400} = \mathbf{8.40 \text{ cm}^2}$$

-En travée

- **ELU**

(γs = 1,15) ; (γb = 1,5) ; (fbc=14.17 MPa) ; (σst=348 MPa)
(μR= 0,392 → Cas général)

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.08382}{0.35 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.083 < \mu_R = 0,392 \rightarrow (Asc = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.108$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) = 0.430\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.08382}{0.430 \times 348} = 5.60 \text{ cm}^2$$

- **ACCIDENTEL**

$$(\gamma_s = 1,00) ; (\gamma_b = 1,15) ; (f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}) ; (\sigma_{st} = 400 \text{ MPa})$$

$$(\mu_R = 0,379 \rightarrow \text{Cas accidentel})$$

$$\mu_a = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.06081}{0.35 \times 0.45^2 \times 18.48} = 0.046 < \mu_R = 0,379 \rightarrow (Asc = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) = 0.058$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) = 0.439\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.06081}{0.439 \times 400} = 3.46 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage (Ferrailage sur Sap et manuellement) sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- D'après le Sap:

Tableau V-19: Ferrailages calculés pour la Poutre Principale « Sap »

Poutre principal		ELU		ACCIDENTEL	
Niveaux	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
sous-sol	Appui	8.2	0	4.88	0
	Travée	6.05	0	2.49	0
RDC	Appui	16.81	0	9.69	0
	Travée	14.82	0	8.85	0
1	Appui	13.36	0	7.98	0
	Travée	6.9	0	3.4	0
2	Appui	13.37	0	8	0
	Travée	6.91	0	3.42	0
3	Appui	13.48	0	8.05	0
	Travée	6.97	0	3.48	0
4	Appui	13.6	0	8.11	0
	Travée	7.02	0	3.5	0
5	Appui	13.74	0	8.2	0
	Travée	7.09	0	3.6	0
6	Appui	13.81	0	8.24	0
	Travée	7.16	0	3.6	0
7	Appui	13.93	0	8.3	0
	Travée	7.25	0	3.66	0
8	Appui	13.71	0	8.18	0
	Travée	7.35	0	3.74	0
9	Appui	14.37	0	8.55	0
	Travée	7.37	0	3.75	0
T accessible	Appui	11	0	6.63	0
	Travée	7.46	0	3.94	0
T inaccessible	Appui	5.6	0	3.47	0
	Travée	3.63	0	2.49	0

Tableau V-20 : Ferrillages calculés pour la Poutre secondaire « Sap »

Poutre Secondaire		ELU		ACCIDENTEL	
Niveaux	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
sous-sol	Appui	3.64	0	2.3	0
	Travée	1.78	0	1.46	0
RDC	Appui	3.79	0	2.38	0
	Travée	3.4	0	2.48	0
1	Appui	4.48	0	2.78	0
	Travée	3.56	0	2.19	0
2	Appui	4.49	0	2.75	0
	Travée	4.19	0	2.57	0
3	Appui	5.48	0	3.33	0
	Travée	5.11	0	3.11	0
4	Appui	6.15	0	3.72	0
	Travée	5.76	0	3.49	0
5	Appui	7.12	0	4.28	0
	Travée	6.63	0	4	0
6	Appui	7.73	0	4.62	0
	Travée	7.21	0	4.32	0
7	Appui	8.64	0	5.13	0
	Travée	7.94	0	4.73	0
8	Appui	8.98	0	5.32	0
	Travée	8.24	0	4.9	0
9	Appui	9.81	0	5.77	0
	Travée	8.86	0	5.24	0
T accessible	Appui	9.06	0	5.36	0
	Travée	7.61	0	4.55	0
T inaccessible	Appui	3.84	0	2.38	0
	Travée	2	0	1.46	0

Manuellement :

Tableau V-21 : Ferrailages calculés pour la Poutre Principale « manuel ».

Poutre Principale		ELU		ACCIDENTEL	
Niveaux	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm) ²	Asc (cm ²)
sous-sol	Appui	8.686	0	5.156	0
	Travée	3.854	0	2.327	0
RDC	Appui	17.905	0	10.263	0
	Travée	7.792	0	4.67	0
1	Appui	14.12	0	8.41	0
	Travée	5.6	0	3.461	0
2	Appui	14.200	0	8.458	0
	Travée	5.63	0	3.479	0
3	Appui	14.312	0	8.581	0
	Travée	5.657	0	3.495	0
4	Appui	14.377	0	8.365	0
	Travée	5.69	0	3.605	0
5	Appui	14.447	0	8.592	0
	Travée	5.893	0	5.065	0
6	Appui	14.438	0	8.587	0
	Travée	5.778	0	3.688	0
7	Appui	14.435	0	8.585	0
	Travée	5.831	0	3.72	0
8	Appui	14.212	0	8.461	0
	Travée	5.941	0	3.764	0
9	Appui	14.67	0	8.712	0
	Travée	5.839	0	3.742	0
T accessible	Appui	10.685	0	5.961	0
	Travée	6.466	0	3.931	0
T inaccessible	Appui	3.831	0	2.389	0
	Travée	3.575	0	2.286	0

Tableau V-22 : Ferrailages calculés pour la Poutre secondaire« manuel ».

Poutre Secondaire		ELU		ACCIDENTEL	
Niveaux	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	(² cm)Ast	Asc (cm ²)
sous-sol	Appui	3.709	0	2.335	0
	Travée	1.804	0	1.148	0
RDC	Appui	3.685	0	2.321	0
	Travée	1.815	0	1.157	0
1	Appui	4.47	0	2.792	0
	Travée	1.806	0	1.151	0
2	Appui	3.709	0	2.324	0
	Travée	1.32	0	0.843	0
3	Appui	4.066	0	2.539	0
	Travée	1.319	0	0.843	0
4	Appui	4.361	0	2.715	0
	Travée	1.318	0	0.842	0
5	Appui	4.665	0	2.897	0
	Travée	1.32	0	0.844	0
6	Appui	4.927	0	3.053	0
	Travée	1.316	0	0.995	0
7	Appui	5.143	0	3.18	0
	Travée	1.321	0	1.028	0
8	Appui	5.352	0	3.305	0
	Travée	1.312	0	1.045	0
9	Appui	5.416	0	3.342	0
	Travée	1.683	0	1.069	0
T accessible	Appui	3.868	0	2.393	0
	Travée	1.591	0	0.988	0
T inaccessible	Appui	2.655	0	2.243	0
	Travée	1.222	0	0.777	0

B) Vérification des armatures longitudinales :**Selon le RPA99/version 2003 :**

$$A (\text{min}) = 0,5\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 4\% \times S \quad (\text{Zone courante}).$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \quad (\text{Zone de recouvrement}).$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Z.C	Z.R
			A (max) (cm ²)	A (max) (cm ²)
Poutre principal	(35×50)=1750	8.75	70	105
Poutre secondaire	(30×35)=1050	5.25	42	63

❖ Selon le (C.B.A.93).(B.A.E.L91) :

→Condition de non-fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}) \text{ et } (f_e = 400 \text{ MPa}).$$

Types	b (cm)	d (cm)	A (min) (cm ²)
Poutre principal	35	45	1.90
Poutre secondaire	30	31.5	1.141

C) Choix des armatures**Remarque :**

- Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.
- On a augmenté la section des armatures en appuis et parfois en travée a fin de satisfaire la condition à l'état limite de service (ELS).

Tableau V-23 : Ferrailages adopté pour les poutres principales et secondaires.

Niveaux	Ast(Choisi)	Poutre principale		Poutre secondaire	
		Ast(appui)	Ast (travée)	Ast(appui)	Ast (travée)
sous-sol	N × Ø	6T14	6T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	9.24	6.79	6.79	6.79
RDC	N × Ø	9T16	8T16	6T12	6T12
	S (cm ²)	18.10	16.08	6.79	6.79
1	N × Ø	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16.08	8.01	6.79	6.79
2	N × Ø	10T14	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	15.39	8.01	6.79	6.79
3	N × Ø	10T14	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	15.39	8.01	6.79	6.79
4	N × Ø	10T14	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	15.39	8.01	6.79	6.79
5	N × Ø	10T14	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	15.39	8.01	6.79	6.79
6	N × Ø	10T14	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	15.39	8.01	6.79	6.79
7	N × Ø	10T14	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	15.39	8.01	6.79	6.79
8	N × Ø	10T14	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	15.39	8.01	6.79	6.79
9	N × Ø	10T14	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	15.39	8.01	6.79	6.79
T accessible	N × Ø	6T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	12.06	8.01	6.79	6.79
T inaccessible	N × Ø	6T12	6T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	6.79	6.79	6.79	6.79

D) Calcule des longueurs d’ancrage et de recouvrement

- **La longueur d’ancrage** : D’après le (C.B.A.93)

La longueur d’ancrage : $L \geq 12 \frac{\phi}{2} + r$

Avec : r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \phi$ pour les aciers (HA).

ϕ : Diamètre d’armature.

$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$

$(l_1 ; l_2)$: Longueurs rectilignes.

l_s : Longueur de scellement droit. $\rightarrow l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_s}$

τ_s : Contrainte d’adhérence $\rightarrow \tau_s = 0.6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$

(ψ) : Coefficient d’ancrage $\rightarrow \psi = 1,5$ pour les aciers (HA).

L_D : Longueur développée de l’ancrage $\rightarrow L_D \geq l_2 + (r \times \theta) + l_1$

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 135^\circ$) ; ($\theta = 2.36$ rad).

$\rightarrow (\alpha = 2.57) ; (\beta = 3.92) ; (l_1 = 6 \times \phi) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa})$

Tableau V-24 : la longueur calculée et choisie de l’ancrage pour chaque type d’acier.

ϕ (mm)	L_s (mm)	L_1 (m m)	r (mm)	L_2 (mm)	L calculé (mm)	Ld calculé (mm)	L (mm) choisis	Ld choisis (mm)
Ø12	423.28	72	66	-20.48	72	100.32	200	250
Ø14	493.827	84	77	-23.90	84	117.04	200	250
Ø16	564.38	96	88	-27.31	96	133.76	200	250
Ø20	705.46	120	110	-34.14	120	167.20	200	250

- **La longueur de recouvrement**

\rightarrow D’après le (C.B.A.93) : $L_r \geq (L_s) + \phi \rightarrow (\phi > 5 \text{ mm})$

\rightarrow D’après les règles de RPA99/version2003 : $L_r \geq (40 \times \phi) \rightarrow$ Zone (I)

Tableau V-26 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d’acier.

	(C.B.A.93)	RPA99 /V2003	Lr (choix)
ϕ max (mm)	Lr (mm)	Lr (mm)	Lr (mm)
Ø12	435,28	480	500
Ø14	507,82	560	600
Ø16	580.38	640	700
Ø20	725.46	800	850

V-2-4-2- Calcul des armatures transversales

A) Vérification au cisaillement : D’après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2F_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \text{Pour une fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

Tableau V-25 : les valeurs des contraintes tangentielles.

Niveaux	Poutre principale		Poutre secondaire		$\bar{\tau}_u$ (MPa)
	Tu (MN)	τ_u (MPa)	Tu (MN)	τ_u (MPa)	
sous-sol	0.11683	0.953	0.048739	0.464	3.33
RDC	0.224015	1.280	0.04844	0.461	3.33
1	0.1717	0.981	0.051371	0.489	3.33
2	0.17216	0.983	0.03977	0.378	3.33
3	0.17272	0.986	0.041233	0.392	3.33
4	0.173123	0.989	0.04243	0.404	3.33
5	0.17358	0.991	0.04366	0.416	3.33
6	0.17377	0.992	0.0447	0.425	3.33
7	0.174	0.994	0.045573	0.434	3.33
8	0.17363	0.992	0.046366	0.441	3.33
9	0.17495	0.999	0.046663	0.444	3.33
T accessible	0.14898	0.851	0.026762	0.255	3.33
T inaccessible	0.08215	0.469	0.025751	0.245	3.33

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

B) Choix des armatures transversales

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \text{ min} \right)$$

Poutre principale: $\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{500}{35}; \frac{350}{10}; 12 \right)$
 $\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} (14.28 ; 35 ; 12)$

Poutre secondaire : $\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right)$
 $\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} (10 ; 30 ; 12)$

On prend : ($\phi_T = 8 \text{ mm}$) \rightarrow Même choix pour tous les types des poutres.

$A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (Un cadre plus un étrier pour les poutres principales)

$A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (Un cadre pour les poutres secondaires).

C) Calcul des espacements des cadres

- D'après le (C.B.A.93) : $St = \text{min} [(1) ; (2)]$

$$St (1) \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t'})} \rightarrow (1)$$

$$St (2) \leq \text{min} (0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}) \rightarrow (2)$$

- D'après les règles de RPA99/version2003 :

Zone nodale $\rightarrow St \leq \text{min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l (\text{min}); 30 \text{ cm} \right)$

$$\rightarrow L (\text{zone nodal}) = (2 \times h) + St_0$$

$S_{t0} = 5 \text{ cm}$ (Selon RPA99/V2003).

Zone courante $\rightarrow St' \leq (h/2)$

Avec : ($k = 1$ Pour la flexion simple sans reprise de bétonnage) ; (τ_u : contrainte tangentielle).

$$f_{t'} = \text{min} (f_{t28}; 3,3\text{MPa}) = 2,1 \text{ MPa} ; (\gamma_s = 1,15).$$

Poutre principales

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.280 \text{ MPa}$$

Poutre secondaires

$A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

$F_e = 235 \text{ MPa}$

$h = 35 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

$\tau_u = 0.489 \text{ MPa}$

Tableau V-27 : Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.

	(C.B.A.93)	RPA99 /V2003			(Adopté)		
		Zone Nodale		Zone courante	Zone Nodale		Zone courante
Types	St (min) (cm)	L(cm)	St (cm)	St (cm)	L(cm)	St (cm)	St (cm)
Poutres principales	27.6	105	12.5	25	110	10	20
Poutre secondaire	19.77	75	8.75	17,5	80	10	15

→D’après le RPA99/version 2003 : La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par :
 $A_t (\text{min}) = 0.003 \times St \times b$

Poutre secondaire

$A_t (\text{min}) = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < A_t (\text{adopté}) = 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

Poutre principale

$A_t (\text{min}) = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_t (\text{adopté}) = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau V-28 : Armatures transversales et espacements adoptés.

Types	Armatures transversales	Zone Nodale		Zone Courante
	$A_t (\text{cm}^2)$	L (cm)	St (cm)	St (cm)
Poutres Principales	2,01 = 4T8	110	10	20
Poutres Secondaires	1,01 = 2T8	80	10	15

V-2-5- Vérification à l'état limite de service (ELS)

D'après le (C.B.A.93)

Puisque notre structure est loin de la mer 'SBA'. Donc, on vérifie seulement les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

- ❖ **Exemple de calcul** : On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale situé au plancher du RDC.

(M_s (appui) = 0,14163 MN.m) ; ($b = 35\text{cm}$) ; ($h = 50\text{cm}$) ; ($d = 45\text{cm}$) ; ($d' = 5\text{cm}$)

($n = 15$ (coefficient d'équivalence)) ; ($F_e = 400\text{MPa}$) ; ($A_{sc} = 0$) ; ($A_{st} = 8T16 + 2T14 = 19.16\text{cm}^2$)

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{35}{2} \times (x)^2 - (15) \times (19.16) \times (45 - x) = 0$$

$$17.5 x^2 + 287.4 x - 13230 = 0$$

$$\Delta = (287.4)^2 - 4 \times (17.5) \times (-13230) = 1008698.76$$

$$\sqrt{\Delta} = 1004.339$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-287.4 + 1004.339}{2 \times 17.5} = 20.48\text{cm} \rightarrow x = 20.48\text{ cm} = 0.2048\text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times (x)^3 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d')^2 + (n) \times (A_{st}) \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{35}{3} \times (20.48)^3 + (15) \times (19.16) \times (45 - 20.48)^2$$

$$\rightarrow I = 273009.5205\text{ cm}^4 = 27.3009 \times 10^{-4}\text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0.14163 \times 0.2048}{27.3009 \times 10^{-4}} = 10.62\text{ MPa}$$

- Contrainte admissible du béton :

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

- Vérification de contrainte :

$$\sigma_{bc} = 10.62\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V-29 : Contraintes dans le béton pour chaque type des poutres.

Niveaux	Position	Poutre Principale	Poutre Secondaire	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
		$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	
sous-sol	Appui	8.37	5.951	15
	Travée	4.3	2.97	15
RDC	Appui	11.77	5.92	15
	Travée	6.34	2.99	15
1	Appui	10.48	7.072	15
	Travée	5.98	2.972	15
2	Appui	10.61	5.92	15
	Travée	6.01	2.185	15
3	Appui	10.68	6.443	15
	Travée	6.03	2.185	15
4	Appui	10.72	6.885	15
	Travée	6.07	2.183	15
5	Appui	10.76	7.33	15
	Travée	6.11	2.187	15
6	Appui	10.76	7.71	15
	Travée	6.16	2.181	15
7	Appui	10.76	7.263	15
	Travée	6.21	2.1891	15
8	Appui	10.61	7.537	15
	Travée	6.321	2.181	15
9	Appui	10.91	7.62	15
	Travée	6.22	2.754	15
T accessible	Appui	8.78	6.09	15
	Travée	6.5	2.557	15
T inaccessible	Appui	40.51	4.243	15
	Travée	4.141	1.994	15

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

Remarque : la fissuration est non préjudiciable, donc la vérification des contraintes dans l'acier n'est pas nécessaire.

V-2-6- Justification des poutres aux niveaux des appuis

D'après (C.B.A.93) :

V-2-6-1- Appui intermédiaire

Si $|Mu| < 0,9 \times d \times Vu \rightarrow$ 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 :

$$Vu + \frac{Mu}{0.9d}$$

Si $|Mu| > 0,9 \times d \times Vu \rightarrow$ Il y a aucun risque de glissement.

Avec :

(Mu) : Moment fléchissant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

(Vu) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

(0,9 × d) : Bras de levier.

Tableau V-30 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis intermédiaire.

Niveaux	Poutre principale		Poutre secondaire	
	$ Mu $ appui (MN.m)	$0.9 \times d \times Vu$ (MN.m)	$ Mu $ appui (MN.m)	$0.9 \times d \times Vu$ (MN.m)
SS2	0.12675	0.0473	0.03868	0.0138
SS1	0.24114	0.00907	0.03844	0.0137
RDC	0.19669	0.0695	0.04613	0.01456
1	0.19768	0.0697	0.03868	0.0112
2	0.19903	0.0699	0.0422	0.01168
3	0.19981	0.0701	0.04507	0.0120
4	0.20066	0.0702	0.04801	0.0123
5	0.20056	0.0703	0.05053	0.0126
6	0.20052	0.07047	0.05258	0.0129
7	0.19781	0.0703	0.05456	0.0131
8	0.20336	0.0708	0.05517	0.0132
9	0.15332	0.0603	0.04025	0.00758
Buanderie	0.05818	0.0332	0.02809	0.0073

Conclusion : Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.

V-2-6-2- Appui de rive

Si $As_{(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma_s}{f_e} > Ast$ (appui de rive) → On doit prolonger au-delà du bord de l'appui de rive (coté travée) et y ancrer une section d'armatures $As_{(Vu)}$ longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant (Vu)

Si $As_{(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma_s}{f_e} < Ast$ (appui de rive) → La section des armatures (Ast (appui de rive)) est suffisante.

Avec :

(Vu) : Effort tranchant en appui vis-à-vis l'état ultime.

Ast (appui de rive) : Armatures choisies dans les appuis de rives.

$As(Vu)$: Armatures nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).

($f_e = 400$ MPa) ; ($\gamma_s = 1,15$).

Tableau V-31 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

Niveaux	Poutre principale		Poutre secondaire	
	As(Vu)(cm ²)	As.a(rive)(cm ²)	As(Vu)(cm ²)	As.a(rive)(cm ²)
SS2	3.358	9.24	0.1827	6.79
SS1	6.440	18.10	0.1816	6.79
RDC	4.936	16.08	0.1926	6.79
1	4.949	15.39	0.149	6.79
2	4.965	15.39	0.1546	6.79
3	4.977	15.39	0.1591	6.79
4	4.990	15.39	0.1637	6.79
5	4.995	15.39	0.1676	6.79
6	5.002	15.39	0.1708	6.79
7	4.992	15.39	0.1738	6.79
8	5.029	15.39	0.1749	6.79
9	4.283	12.06	0.1003	6.79
Buanderie	2.361	6.79	0.0965	6.79

Conclusion : La quantité des armatures choisies et placées au niveau des appuis de rive est suffisante. Il n'est pas nécessaire de prolonger une autre section des armatures longitudinales.

V-2-7- Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres)

D'après les règles de RPA99/version2003, Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultime des extrémités des poteaux 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 majorateur de 1,25 :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|) \rightarrow \text{Sens (X)}$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 \times (|M'_w| + |M'_e|) \rightarrow \text{Sens (Y)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

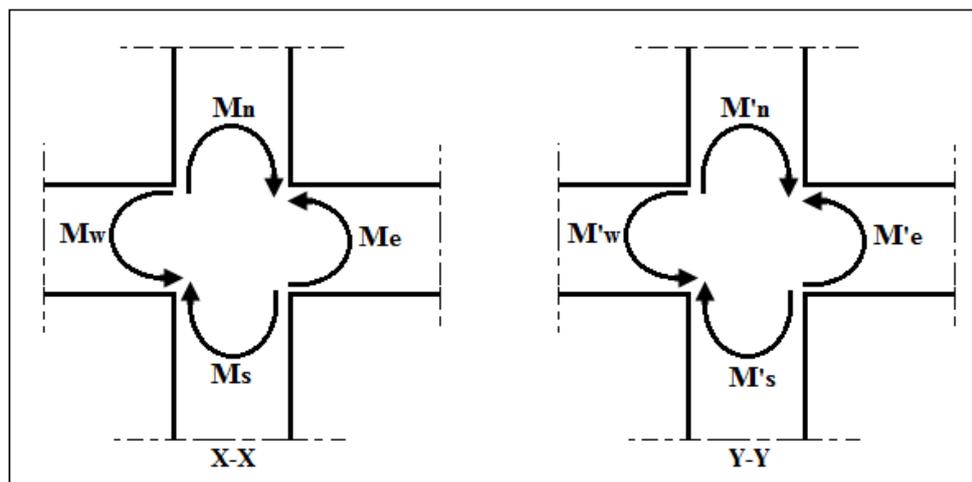


Figure V-3 : La zone nodale (Poteau-Poutre).

V-2-7-1- Moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant d'une section de béton dépend essentiellement des dimensions de la section du béton, la quantité d'armatures longitudinale et la contrainte limite élastique des aciers.

On prend : $MR (\text{poteaux}) = \Sigma (|M_n| + |M_s|)$

$$(M_s ; M_n) = A_s \times Z \times \sigma_{st}$$

Avec :

A_s : La section d'armature adoptée sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z : Bras de levier de la section du béton $\rightarrow Z = 0,9 \times h$

$$\sigma_{st} : \text{Contrainte limite des aciers} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-32 : Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau.

Niveaux	Moment résistant (Ms)			Moment résistant (Mn)			M _R (MN.m)
	As (m ²)	d (m)	Ms(MN.m)	As(m ²)	d (m)	Mn (MN.m)	
SS2	0.00367	0.63	0.8046	0.00367	0.63	0.8046	1.6092
SS1	0.00367	0.63	0.8046	0.00367	0.63	0.8046	1.6092
RDC	0.003217	0.585	0.6549	0.003217	0.585	0.6549	1.3098
1	0.003217	0.585	0.6549	0.003217	0.585	0.6549	1.3098
2	0.002814	0.54	0.5288	0.002814	0.54	0.5288	1.0576
3	0.002814	0.54	0.5288	0.002814	0.54	0.5288	1.0576
4	0.002412	0.495	0.4155	0.002412	0.495	0.4155	0.831
5	0.002412	0.495	0.4155	0.002412	0.495	0.4155	0.831
6	0.001848	0.45	0.2893	0.001848	0.45	0.2893	0.5786
7	0.001848	0.45	0.2893	0.001848	0.45	0.2893	0.5786
8	0.001514	0.405	0.2133	0.001514	0.405	0.2133	0.4266
9	0.001514	0.405	0.2133	0.001514	0.405	0.2133	0.4266
Buanderie	0.001206	0.36	0.1511	0.001206	0.36	0.1511	0.3022

V-2-7-2- Moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, On prend le cas le plus défavorable entre les poutres → (Poutre principales)

$$MR (\text{poutre}) = 1,25 \times \Sigma (|Me|+|Mw|) \text{ et } |Mw| = |Me|$$

Tableau V-33 : Moments résistants ultimes des poutres principales et des poteaux.

Niveaux	As (m ²)	d(m)	Me (MN.m)	Mw (MN.m)	M _R (poutre) MN.m	M _R (poteau) (MN.m)	
SS2	0.000924	0.45	0.1446	0.1446	0.3615	1.6092	C.V
SS1	0.001810	0.45	0.2834	0.2834	0.7085	1.6092	C.V
RDC	0.001608	0.45	0.2518	0.2518	0.6295	1.3098	C.V
1	0.001539	0.45	0.2410	0.2410	0.6025	1.3098	C.V
2	0.001539	0.45	0.2410	0.2410	0.6025	1.0576	C.V
3	0.001539	0.45	0.2410	0.2410	0.6025	1.0576	C.V
4	0.001539	0.45	0.2410	0.2410	0.6025	0.831	C.V
5	0.001539	0.45	0.2410	0.2410	0.6025	0.831	C.V
6	0.001539	0.45	0.2410	0.2410	0.6025	0.5786	C.N.V
7	0.001539	0.45	0.2410	0.2410	0.6025	0.5786	C.N.V
8	0.001539	0.45	0.2410	0.2410	0.6025	0.4266	C.N.V
9	0.001206	0.45	0.188	0.188	0.47	0.4266	C.N.V
Buanderie	0.000679	0.45	0.1063	0.1063	0.265	0.3022	C.V

Conclusion : Les moments résistants dans les poteaux dans les derniers niveaux sont inférieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux directions.

Donc les formations des rotules plastiques se fera aux niveaux des poteaux et non pas dans les poutres dans les derniers niveaux.

Donc, on va augmenter la section d'acier ainsi que le coffrage des poteaux des derniers étages, les nouvelles sections sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-34: Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) après l'augmentation des sections.

Niveaux	Section (cm ²)	N×Ø	As (cm ²)	Ms (MN.m)	MR POUTRE (MN.m)	MR POTEAU (MN.m)	
SS2	70×70	12T16+4T20	36.7	0.8046	0.3615	1.6092	C.V
SS1	70×70	12T16+4T20	36.7	0.8046	0.7085	1.6092	C.V
RDC	65×65	16T16	32,17	0.6549	0.6295	1.3098	C.V
1	65×65	16T16	32,17	0.6549	0.6025	1.3098	C.V
2	60×60	14T16	28.14	0.5288	0.6025	1.0576	C.V
3	60×60	14T16	28.14	0.5288	0.6025	1.0576	C.V
4	55×55	12T16	24.12	0.4155	0.6025	0.831	C.V
5	55×55	12T16	24.12	0.4155	0.6025	0.831	C.V
6	50×50	14T14	21.56	0.3376	0.6025	0.6752	C.V
7	50×50	14T14	21.56	0.3376	0.6025	0.6752	C.V
8	45×45	14T14	21.56	0.3038	0.6025	0.6076	C.V
9	45×45	14T14	21.56	0.3038	0.47	0.6076	C.V
Buanderie	40×40	6T16	12.06	0.1511	0.265	0.3022	C.V

Remarque

Les nouvelles sections d'aciers et les coffrages poteaux sont mentionnés dans le tableau précédemment (Tableau V-36).

V-2-8- Vérification de la flèche

D'après (C.B.A.93)

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f$ admissible

Avec : f admissible = $\frac{L}{500}$ Si la portée (L) est au plus égale à 5 m.

$$f \text{ admissible} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \quad \text{Si la portée (L) est supérieur à 5 m.}$$

$$f_i : \text{Flèche sous chargement instantané} \rightarrow f_i = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \rightarrow f_v = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times E_v \times I_{fv})}$$

Avec : $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$ et $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$

$\lambda_i = \frac{(0,05 \times ft_{28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$ et $\lambda_v = \frac{(0,02 \times ft_{28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$

$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + (n) \times (A_{st}) \times (d - x)^2$; $\varphi = \frac{A_{st}}{b \times d}$; $\mu = 1 - \frac{(1,75 \times ft_{28})}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + ft_{28}}$

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($ft_{28} = 2,1 \text{ MPa}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($n = 15$)

($E_i = 32164,2 \text{ MPa}$) et ($E_v = 10818,9 \text{ MPa}$) et ($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$)

Tableau V-35 : Vérification la condition de flèche.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	Fi (cm)	Fv (cm)	\bar{f} (cm)	Fi (cm)	Fv (cm)	\bar{f} (cm)
sous-sol	0.261	0.434	1.06	0.129	0.227	0.87
RDC	0.260	0.481	1.06	0.131	0.228	0.87
1	0.338	0.585	1.06	0.130	0.227	0.87
2	0.385	0.588	1.06	0.0956	0.167	0.87
3	0.350	0.591	1.06	0.0956	0.167	0.87
4	0.352	0.594	1.06	0.0956	0.167	0.87
5	0.354	0.598	1.06	0.0956	0.167	0.87
6	0.357	0.603	1.06	0.0954	0.167	0.87
7	0.360	0.608	1.06	0.0958	0.168	0.87
8	0.367	0.619	1.06	0.0954	0.167	0.87
9	0.361	0.609	1.06	0.120	0.211	0.87
T accessible	0.396	0.669	1.06	0.112	0.196	0.87
T inaccessible	0.173	0.288	0.93	0.0873	0.152	0.87

V-2-9- Règles concernant les arrêts des armatures

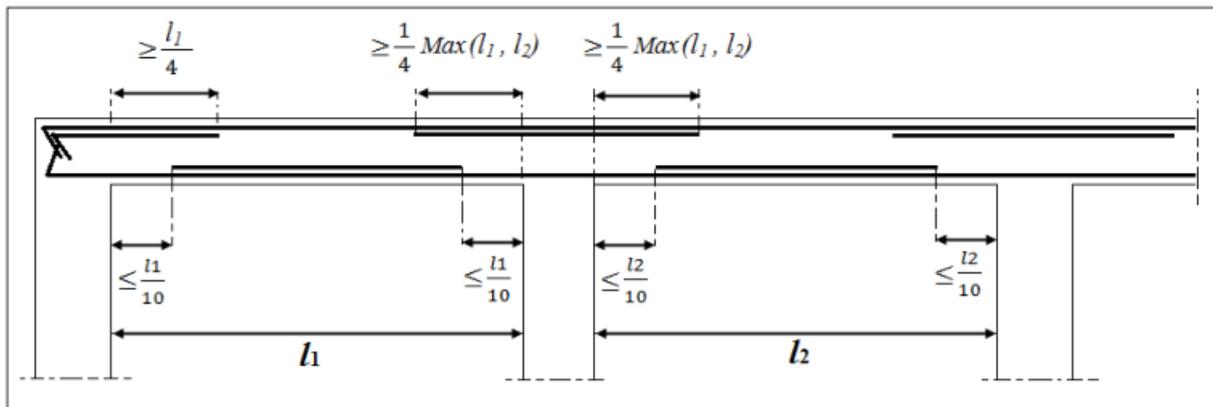


Figure V-4 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs.

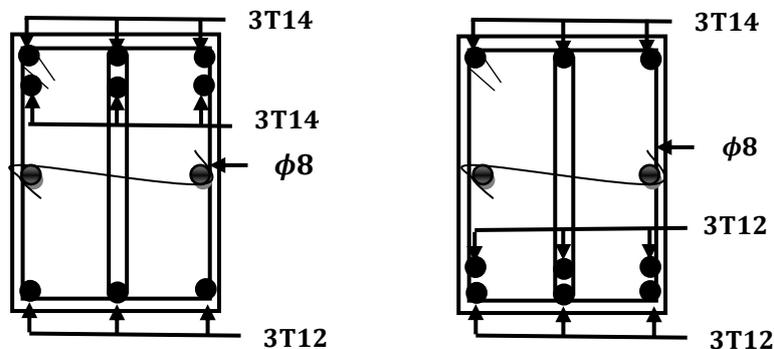


Figure V-5 : Schéma de ferrailage de poutre principale sous-sol.

V-3- Etude des voiles

V-3-1- Introduction

Le RPA99/Version 2003 exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone I.a (faible sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Les voiles présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui nécessite une disposition des armatures dans les deux directions.

Les voiles sont sollicités en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

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 :

RPA99/version 2003 et du (**C.B.A.93**)

V-3-2- Combinaisons des charges

V-3-2-1- Selon (C.B.A.93)

Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

V-3-2-2- Selon RPA99/version 2003

Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

V-3-3- Recommandation du RPA99/Version 2003

D'après le RPA99/Version2003 :

Il y a trois types d'armature nécessaire pour qu'un voile puisse reprendre les efforts qui lui sont appliqués : (Armatures verticales ; Armatures horizontales ; Armatures transversales).

V-3-3-1- Armatures verticales (Principales)

D'après RPA99/Version2003 :

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 RPA99/Version2003.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est : $A (\text{Min}) = 0,2\% \times lt \times e$

Avec : (lt) : 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 ($St < e$) → (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).

V-3-3-2- Armatures horizontales (secondaires)

D'après RPA99/Version2003 :

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 $10 \varnothing$.

V-3-3-3- Armatures transversales

D'après RPA99/Version2003 :

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.

V-3-3-4- Règles communes

D'après RPA99/Version2003 :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :
 - A (Min) = 0,15 % ($e \times l$) → Dans la section globale de voile.
 - A (Min) = 0,10 % ($e \times l$) → 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 → $\varnothing l \leq \frac{e}{10}$
- ❖ 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.

V-3-4- Disposition des voiles

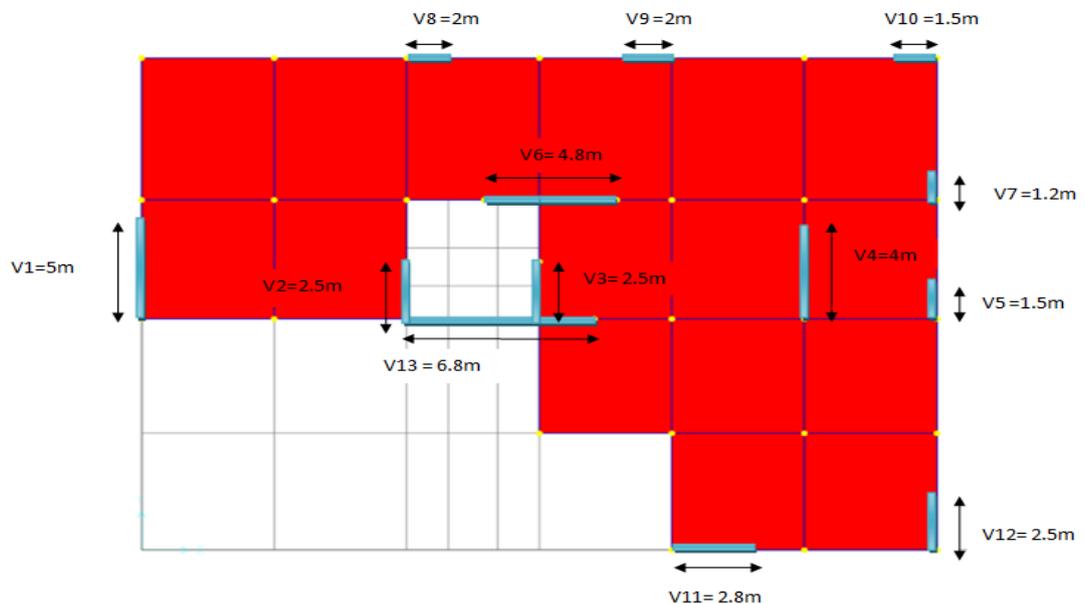


Figure V-6 : Disposition des voiles

V-3-5- Calcul des armatures

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon les règlements (C.B.A.93) et (BAEL91) et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003).

V-3-5-1- 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 (correspondant))
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M (max);N(correspondant))
- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N (min) ; M (correspondant))

N: Sera compté négatif dans le cas d'une compression.

N : Sera compté positif dans le cas d'une traction.

❖ A) Méthode de calcul

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

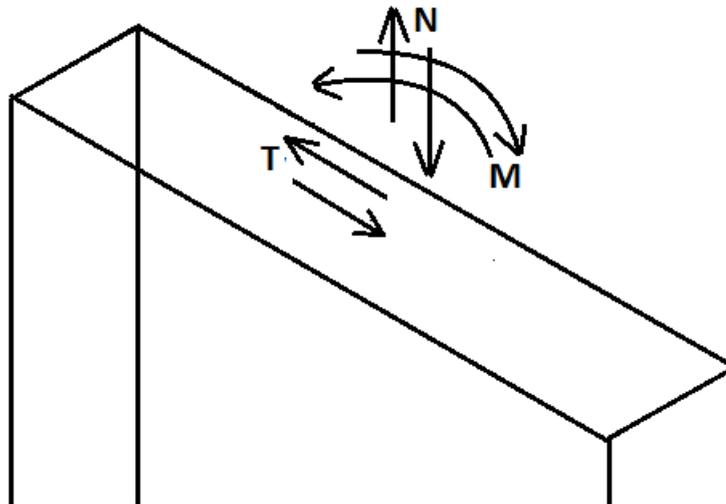


Figure V-7: Voile soumis à la flexion composée.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

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.

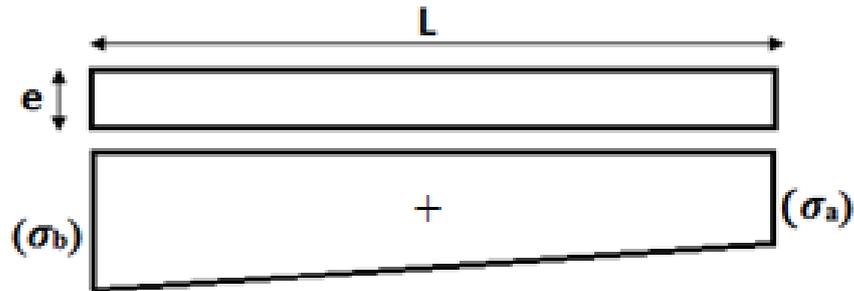
(I) : Le moment d'inertie du voile.

Remarque : On distingue trois cas :

- Si (σ_a) et (σ_b) sont des signes négatifs → La section du voile est entièrement comprimée (SEC)
→ Pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003.



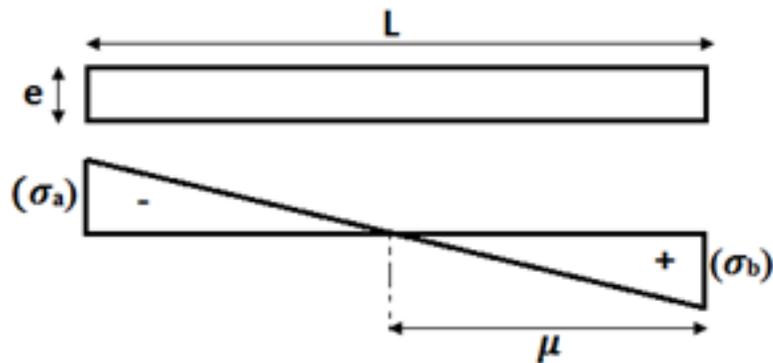
- Si (σ_a) et (σ_b) sont des signes positifs → La section du voile est entièrement tendue, (SET)



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 : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

- Si (σ_a) et (σ_b) sont des signes contraires → La section du voile est partiellement comprimée (SPC).



La longueur de la zone tendue : $\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right)}$

L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{\sigma_b \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

❖ **B) Exemple de calcul :** On va prendre deux exemples de calcul :

Le voile (V9) du RDC: Avec (N (max) ; M (correspondant)) :

$N_{max} = 1796.947 \text{ KN}$; $M_{corr} = 1667.7591 \text{ KN.m}$

($e = 0.25 \text{ m}$) ; ($F_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\gamma_s = 1$) ; ($\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$) ; ($l = 2 \text{ m}$)

N : Effort de compression.

$$V = \frac{l}{2} = 1 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times (l)^3}{12} = \frac{0.25 \times 2^3}{12} = 0.166 \text{ m}^4$$

$$A = e \times l = 0.25 \times 2 = 0.5 \text{ m}^2$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1.7969}{0.5} + \frac{1.6677 \times 1}{0.166} = 13.64 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1.7969}{0.5} - \frac{1.6677 \times 1}{0.166} = -6.507 \text{ Pa} < 0$$

Puisque σ_a est positif et σ_b est négatif, alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).

$$\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a} + 1\right)} = \frac{2}{\left(\frac{6.507}{13.64} + 1\right)} = 1.354 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_b \times \mu \times e}{2} = \frac{6.507 \times 1.354 \times 0.25}{2} = 1.101$$

$$A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}} = \frac{1.101}{400} = 27.52 \text{ cm}^2$$

V-3-5-2- Armatures horizontales

❖ A) Vérification sous les sollicitations tangentes : D'après RPA99/Version2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 \times f_{c28} \rightarrow \tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 \times 25000 \rightarrow \tau_b \leq \overline{\tau_b} = 5000 \text{ KPa}$$

$$\text{Avec: } \tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d} \rightarrow V = 1,4 \times \bar{V}$$

V : L'effort tranchant maximum.

b_0 : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile $\rightarrow d = 0,9 h$

h : Hauteur totale de la section brute.

$$f_{c28} = 25000 \text{ KPa}$$

Tableaux V-36 : Vérification des voiles au cisaillement

	VOILE 1		VOILE 2		VOILE 3		VOILE 4		
Niveaux	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	$\frac{>}{\tau_b}$
SS2	/	/	18,915	38.46 2	24,266	49.34 2	68,438	139.162	C.V
SS1	/	/	247,402	393.70 5	311,10 8	495.0 8	672,39 2	1070.02	C.V
RDC	552,888	749.49	43,757	59.31 7	233,95 2	317.1 46	913,38 8	1238.19	C.V
1	90,935	175.17	93,732	180.5 6	22,615	43.56 5	100,4	193.409	C.V
2	18,89	36.30	83,075	160.03 4	25,556	49.23 0	21,784	41.964	C.V
3	6,639	12.78	86,567	166.7 6	28,754	55.39 1	13,961	26.374	C.V
4	5,36	10.32	86,911	167.4 2	40,565	78.14 4	24,821	47.814	C.V
5	3,944	7.597	90,629	174.5 8	47,463	91.43 2	24,466	47.131	C.V
6	0,144	0.277	92,319	177.84	54,907	105.7 7	28,591	55.077	C.V
7	14,352	27.647	96,77	186.41 6	56,262	108.3 82	26,259	50.58	C.V
8	19,103	36.799	96,683	186.2 5	67,953	130.9 03	39,423	75.94	C.V
9	7,597	14.634	167,836	323.3 2	9,342	17.99 6	33,335	64.22	C.V
Buanderie	/	/	10,128	19.51 0	48,049	92.56 0	/	/	C.V
	VOILE 5		VOILE 6		VOILE 7		VOILE 8		
Niveaux	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	$\frac{>}{\tau_b}$
SS2	/	/	7,321	14.88 6	/	/	/	/	C.V
SS1	/	/	33,753	53.713	/	/	/	/	C.V

RDC	325,422	441.143	82,379	111.67 3	288,99	88.145	662,302	897.81 9	C.V
1	107,355	206.81	48,225	92.89 9	75,438	145.32 3	273,344	526.56 5	C.V
2	20,123	38.76	11,446	22.049	64,931	125.08 2	1,698	3.271	C.V
3	10,839	20.88	4,412	8.499	19,977	38.483	44,279	85.298	C.V
4	9,835	18.945	9,944	19.15 6	28,596	55.086	37,334	71.919	C.V
5	17,74	34.174	6,358	12.24 7	18,972	36.547	48,845	94.094	C.V
6	22,211	42.786	11,645	22.433	17,967	34.611	48,171	92.795	C.V
7	24,121	46.466	11,269	21.708	12,584	24.241	57,894	111.52 6	C.V
8	49,866	96.061	2,923	5.631	7,056	13.592	61,039	117.58 4	C.V
9	7,076	13.631	34,814	67.06 5	4,968	9.570	58,433	112.56	C.V
Buanderie	/	/	30,051	57.88 9	/	/	/	/	C.V

	VOILE 9		VOILE 10		VOILE 11		
Niveaux	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	$> \frac{V}{\tau_b}$
RDC	548,079	742.978	309,553	419.63	1,153	1.563	C.V
1	158,163	304.682	115,66	222.80	10,511	20.248	C.V
2	3,364	6.480	31,135	59.97	14,509	27.949	C.V
3	15,324	29.519	0,421	0.811	13,604	26.206	C.V
4	12,401	23.889	8,562	16.493	17,143	33.024	C.V
5	16,779	32.322	4,381	8.439	13,943	26.859	C.V
6	17,429	33.574	5,434	10.467	18,117	34.900	C.V
7	26,142	50.359	1,897	3.654	17,273	33.274	C.V
8	17,48	33.673	5,229	10.07	37,082	71.434	C.V
9	25,076	48.306	15,165	29.213	/	/	C.V

Niveaux	VOILE 12		VOILE 13		$\frac{>}{\tau b}$
	V (KN)	τb (KPa)	V (KN)	τb (KPa)	
RDC	428,485	580.85	285,902	387.56	C.V
1	13,805	26.593	97,353	187.53	C.V
2	20,378	39.255	73,981	142.51	C.V
3	2,013	3.877	78,129	150.506	C.V
4	2,054	3.956	79,934	153.98	C.V
5	10,328	19.895	91,615	176.48	C.V
6	14,673	28.265	90,092	173.55	C.V
7	20,743	39.958	93,062	179.27	C.V
8	5,832	11.234	111,693	215.16	C.V
9	/	/	19,697	37.943	C.V
Buanderie	/	/	67,323	129.68	C.V

- **Détermination des sollicitations**

On regroupe les sollicitations obtenues par le logiciel (**SAP2000**) :

Tableaux V-37: Les sollicitations des voiles (du 1 à 13).

Voile 01	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-3014,569	-882,8116	-882,8116	-3014,569	- 1629,879	-519,7337
1	-2924,087	1221,2756	1221,2756	-2924,087	- 1570,373	567,1294
2	-2695,145	972,2517	972,2517	-2695,145	- 1447,072	444,1214
3	-1749,982	636,9672	636,9672	-1749,982	- 1278,424	404,2058
4	-2122,285	787,8912	787,8912	-2122,285	- 1136,449	358,7641
5	-1782,796	689,9106	689,9106	-1782,796	-952,742	315,1836
6	-1479,874	583,9427	583,9427	-1479,874	-788,877	264,8406
7	-1114,383	447,7385	447,7385	-1114,383	-592,058	203,7987
8	-753,493	309,8829	309,8829	-753,493	-398,186	139,3123
9	-370,154	204,2593	204,2593	-370,154	-193,484	93,0331
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 02	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	-1360,51	31,1841	31,1841	-1360,51	-735,547	16,3369
SS1	-1430,59	-273,0162	-273,0162	-1430,59	-771,845	-128,09
RDC	-1498,362	239,319	239,319	-1498,362	-821,601	110,417
1	-1296,878	-85,3148	-85,3148	-1296,878	-716,142	-42,7983
2	-1230,892	-68,314	-68,314	-1230,892	-677,507	-34,3634
3	-1125,687	-67,0311	-67,0311	-1125,687	-617,884	-31,8231
4	-1024,844	-77,4321	-77,4321	-1024,844	-560,891	-37,046
5	-904,766	-85,3774	-85,3774	-904,766	-493,333	-39,9421
6	-790,971	-101,4495	-101,4495	-790,971	-429,301	-47,6665
7	-665,806	-113,2551	-113,2551	-665,806	-358,723	-52,63
8	-547,558	-123,4813	-123,4813	-547,558	-291,591	-57,5551
9	-478,56	-200,5613	-200,5613	-478,56	-245,873	-92,0303
Buanderie	-348,79	82,2952	82,2952	-348,79	-173,839	35,5076

Voile 03	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	-1664,172	22,3016	22,3016	-1664,172	-876,899	11,5525
SS1	-1877,253	-372,0275	-372,0275	-1877,253	-980,572	-178,1362
RDC	-1899,146	668,2409	668,2409	-1899,146	-999,788	322,5918
1	-1495,99	-14,6718	-14,6718	-1495,99	-792,18	-9,0531
2	-1397,964	83,6243	83,6243	-1397,964	-738,1	37,0178
3	-1248,752	97,4576	97,4576	-1248,752	-659,165	44,6895
4	-1102,966	108,7213	108,7213	-1102,966	-582,229	50,1389
5	-933,653	121,1925	121,1925	-933,653	-493,298	56,7012
6	-765,065	123,1273	123,1273	-765,065	-404,965	57,8684
7	-585,408	124,4559	124,4559	-585,408	-310,802	58,9601
8	-405,894	132,3055	132,3055	-405,894	-216,834	-216,834
9	-272,312	53,9406	53,9406	-272,312	-144,899	25,9676
Buanderie	-166,787	124,5581	124,5581	-166,787	-86,207	56,557

Voile 04	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	-4736,623	152,6756	152,6756	-4736,623	-2344,093	69,2847
SS1	-4695,992	-237,631	-237,631	-4695,992	-2334,858	-113,5072
RDC	-4266,66	2774,3273	2774,3273	-4266,66	-2146,776	1360,9957
1	-3591,946	-293,3494	-293,3494	-3591,946	-1804,417	-157,4011
2	-3410,981	12,6216	12,6216	-3410,981	-1712,74	-8,8026
3	-3045,826	105,3478	105,3478	-3045,826	-1528,686	40,1985
4	-2712,405	82,6343	82,6343	-2712,405	-1361,152	29,7791
5	-2274,742	135,3095	135,3095	-2274,742	-1141,027	57,3777
6	-1857,497	93,0261	93,0261	-1857,497	-931,912	37,4641
7	-1377,791	124,5554	124,5554	-1377,791	-691,018	53,9765
8	-901,116	124,3695	124,3695	-901,116	-452,407	54,3538
9	-372,314	45,8928	45,8928	-372,314	-188,857	20,4221
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 05	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-1533,409	-921,0021	-921,0021	-1533,409	-766,726	-447,0513
1	-1782,168	219,732	219,732	-1782,168	-882,19	104,7686
2	-1562,838	-53,93	-53,93	-1562,838	-775,125	-26,82
3	-1402,707	25,5258	25,5258	-1402,707	-695,362	11,827
4	-1251,487	8,4937	8,4937	-1251,487	-620,407	3,4645
5	-1041,197	35,0694	35,0694	-1041,197	-516,285	16,4429
6	-850,646	31,1604	31,1604	-850,646	-422,139	14,3941
7	-615,611	45,724	45,724	-615,611	-305,981	21,6275
8	-367,787	73,3132	73,3132	-367,787	-184,255	34,3271
9	-133,972	9,6662	9,6662	-133,972	-68,373	5,0512
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 06	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcrr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcrr (KN.m)
SS2	-4688,982	692,9478	692,9478	-4688,982	-2393,011	349,255
SS1	-4370,453	697,7552	697,7552	-4370,453	-2232,854	350,5058
RDC	-4099,739	752,5603	752,5603	-4099,739	-2110,289	372,9831
1	-3712,549	1039,7179	1039,7179	-3712,549	-1906,499	493,2284
2	-3440,182	772,26	772,26	-3440,182	-1764,27	369,1
3	-3071,833	701,1381	701,1381	-3071,833	-1574,066	336,5933
4	-2749,592	578,7732	578,7732	-2749,592	-1407,853	277,1903
5	-2343,838	475,1606	475,1606	-2343,838	-1199,505	227,2274
6	-1968,049	336,6898	336,6898	-1968,049	-1006,926	160,8518
7	-1527,39	213,6024	213,6024	-1527,39	-781,735	101,9867
8	-1101,395	76,2742	76,2742	-1101,395	-564,283	35,5468
9	-628,773	-94,6085	-94,6085	-628,773	-323,73	-46,3213
Buanderie	-150,252	60,3789	60,3789	-150,252	-81,016	28,2707

Voile 07	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-1378,475	-763,3435	-763,3435	-1378,475	-683,036	-360,464
1	-1589,81	158,6	158,6	158,6	-776,32	71,6
2	-1371,105	-122,4535	-122,4535	-1371,105	-672,851	-57,9388
3	-1248,086	-24,841	-24,841	-1248,086	-611,399	-12,5748
4	-1116,951	-51,9933	-51,9933	-1116,951	-547,338	-25,2197
5	-938,092	-25,8598	-25,8598	-938,092	-459,64	-12,7743
6	-778,974	-32,5108	-32,5108	-778,974	-381,842	-15,9979
7	-574,737	-16,4119	-16,4119	-574,737	-282,032	-8,195
8	-372,602	-13,1508	-13,1508	-372,602	-183,587	-6,8082
9	-140,992	-6,2397	-6,2397	-140,992	-70,856	-3,2379
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 08	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-1941,695	67,9285	67,9285	-1941,695	-969,749	-915,4022
1	-2365,751	630,9157	630,9157	-2365,751	-1176,761	307,1079
2	-2010,206	6,0742	6,0742	-2010,206	-999,625	-3,7719
3	-1804,1	118,5959	118,5959	-1804,1	-896,471	53,4794
4	-1605,579	74,2007	74,2007	-1605,579	-797,387	31,4838
5	-1345,909	108,1016	108,1016	-1345,909	-668,157	48,3573
6	-1107,094	82,1937	82,1937	-1107,094	-549,586	35,754
7	-815,61	105,91	105,91	-815,61	-404,982	47,7767
8	-527,948	91,3293	91,3293	-527,948	-262,566	40,6078
9	-211,356	93,9632	93,9632	-211,356	-105,942	42,291
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 09	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-1796,947	1667,7591	1667,7591	-1796,947	-900,234	841,885
1	-2179,804	-314,3943	-314,3943	-2179,804	-1089,649	-159,4984
2	-1914,816	67,7535	67,7535	-1914,816	-955,026	35,0174
3	-1709,778	-6,9298	-6,9298	-1709,778	-852,397	3,0232
4	-1526,872	19,5618	19,5618	-1526,872	-760,782	10,5798
5	-1276,932	-16,1303	-16,1303	-1276,932	-636,213	-7,1591
6	-1049,073	9,9603	9,9603	-1049,073	-522,756	4,8034
7	-764,2	-39,62	-39,62	-764,2	-381,46	-18,28
8	-490,491	-28,3357	-28,3357	-490,491	-245,693	-12,9717
9	-217,576	-44,7297	-44,7297	-217,576	-108,825	-21,4856
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 10	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-1284,334	874,1265	874,1265	-1284,334	-648,243	443,9251
1	-1533,918	-226,853	-226,853	-1533,918	-770,252	-112,1507
2	-1318,168	84,635	84,635	-1318,168	-660,51	45,6286
3	-1195,714	4,2166	4,2166	-1195,714	-598,827	4,5433
4	-1070,378	32,2481	32,2481	-1070,378	-535,593	19,1127
5	-899,474	10,1775	10,1775	-899,474	-449,952	8,0636
6	-744,66	19,547	19,547	-744,66	-372,447	12,9614
7	-548,18	8,7831	8,7831	-548,18	-274,41	4,3435
8	-349,955	9,2928	9,2928	-349,955	-176,158	4,2717
9	-144,422	13,7603	13,7603	-144,422	-72,733	7,0886
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 11	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-1172,121	-1423,6034	-1423,6034	-1172,121	-646,596	-793,2746
1	-1367,358	-42,8595	-42,8595	-1367,358	-751,399	-19,3216
2	-1269,999	-68,7565	-68,7565	-1269,999	-695,223	-40,4733
3	-1119,46	-35,2979	-35,2979	-1119,46	-612,263	-20,906
4	-957,359	-63,2206	-63,2206	-957,359	-703,499	-46,5776
5	-775,567	-41,7576	-41,7576	-775,567	-422,764	-22,9995
6	-601,719	-64,4251	-64,4251	-601,719	-327,968	-34,2239
7	-397,918	-54,5298	-54,5298	-397,918	-217,029	-28,2059
8	-200,616	-74,9083	-74,9083	-200,616	-109,503	-38,4811
9	/	/	/	/	/	/
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 12	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-1742,573	-1631,756	-1631,756	-1742,573	-879,113	-805,8238
1	-1992,557	-72,0984	-72,0984	-1992,557	-995,09	-40,6816
2	1893,053	1,2996	1,2996	1893,053	944,877	4,7835
3	-1674,802	14,2906	14,2906	-1674,802	-835,45	4,9511
4	-1479,345	-9,9873	-9,9873	-1479,345	-737,316	-6,4152
5	-1209,92	2,4815	2,4815	-1209,92	-602,508	0,4196
6	-951,832	-21,9358	-21,9358	-951,832	-473,49	-11,1489
7	-646,116	-14,3589	-14,3589	-646,116	-321,01	-7,0953
8	-331,228	-5,1678	-5,1678	-331,228	-164,122	-2,4776
9	/	/	/	/	/	/
Buanderie	/	/	/	/	/	/

Voile 13	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr	
	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)
SS2	/	/	/	/	/	/
SS1	/	/	/	/	/	/
RDC	-3942,35	-298,5247	-298,5247	-3942,35	-2162,948	-284,6779
1	-3639,331	-959,1569	-959,1569	-3639,331	-1980,461	-617,1046
2	-3335,765	-962,1696	-962,1696	-3335,765	-1816,869	-613,6355
3	-2923,026	-824,4204	-824,4204	-2923,026	-1592,009	-526,5368
4	-2606,788	-817,5113	-817,5113	-2606,788	-1420,276	-513,4305
5	-2191,93	-701,3407	-701,3407	-2191,93	-1194,513	-438,1023
6	-1841,85	-704,5035	-704,5035	-1841,85	-1004,445	-426,4756
7	-1417,511	-616,1076	-616,1076	-1417,511	-774,143	-364,653
8	-1024,39	-596,8492	-596,8492	-1024,39	-561,484	-340,6081
9	-514,825	-448,9174	-448,9174	-514,825	-290,925	-253,7373
Buanderie	-158,124	-161,5294	-161,5294	-158,124	-99,281	-75,3141

- **prescriptions pour calcul les voiles**

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99V2003 :

a) Pour les aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé, de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile, doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Pour les aciers horizontaux

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces, entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochet 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) règles communes

- Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a$$

$$S \geq 30a$$
 Où a : c'est l'épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about), ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales à :
 - 40 \varnothing pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20 \varnothing pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ B) Méthode de calcul des armatures horizontales

$$D'après le (C.B.A.93) : A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times ft)}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) → Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci après.

($\gamma_s = 1,15$ → Cas général) ; ($f_e = 400$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ$ → Armatures droites)

D'après le RPA99/Version2003 : $St \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm})$

❖ C) Exemple de calcul

* **Le voile (V10) du RDC** : D'après SAP2000, (V (max) = 309.553 KN)

Avec : ($e = 0,25$ m) ; ($l = 1.5$ m) ; ($d = 1.35$ m)

$\tau_b = 419.63$ KPa = 0.41963 MPa

$St \leq \min(1.5 \times 25 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Calcul de la section d'armature horizontale :

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times ft)}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))} \rightarrow A_h \geq \frac{0,25 \times 1,15 \times 0,2 \times 0,41963}{0,9 \times 400} \times 10^4$$

$$A_h (\text{calculé}) \geq 0,670 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/Version2003

$$A_{h (min-RPA)} = 0.0015 \times 25 \times 150 = 5.625 \text{ cm}^2 > A_{h (calculé)} = 0.670 \text{ cm}^2$$

V-3-5-3- Choix des armatures

Pour le ferrailage vertical et horizontal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Tableaux V-38: Résumer de ferrailage des voiles du 1 à 13.

Voile 1	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	St (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.E.C	1,1692044	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
1	S.E.C	0,2732652	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
2	S.E.C	0,056628	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
3	S.E.C	0,0199368	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
4	S.E.C	0,016068	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
5	S.E.C	0,011856	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
6	S.E.C	0,00043212	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
7	S.E.C	0,043134	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
8	S.E.C	0,057408	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
9	S.E.C	0,02282904	19,125	19T12=21.47	19T12=21.47	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 2	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	St (cm)
SS2	S.E.C	0,06000072	13,43	17T10	17T10	20
SS1	S.E.C	0,6141798	13,43	17T10	17T10	
RDC	S.E.C	0,09253452	13,43	17T10	17T10	
1	S.E.C	0,2816736	13,43	17T10	17T10	
2	S.E.C	0,24965304	13,43	17T10	17T10	
3	S.E.C	0,2601456	13,43	17T10	17T10	
4	S.E.C	0,2611752	13,43	17T10	17T10	
5	S.E.C	0,2723448	13,43	17T10	17T10	
6	S.E.C	0,2774304	13,43	17T10	17T10	
7	S.E.C	0,29080896	13,43	17T10	17T10	
8	S.E.C	0,29055	13,43	17T10	17T10	
9	S.P.C(0.0355)	0,5043792	13,43	17T10	17T10	
buanderie	S.E.C	0,0304356	13,43	17T10	17T10	

Voile 3	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	St (cm)
SS2	S.E.C	0,07697352	13,43	17T10	17T10	20
SS1	S.E.C	0,7723248	13,43	17T10	17T10	
RDC	S.E.C	0,494754	13,43	17T10	17T10	
1	S.E.C	0,0679692	13,43	17T10	17T10	
2	S.E.C	0,0767988	13,43	17T10	17T10	
3	S.E.C	0,08640996	13,43	17T10	17T10	
4	S.E.C	0,12190464	13,43	17T10	17T10	
5	S.E.C	0,14263392	13,43	17T10	17T10	
6	S.E.C	0,1650012	13,43	17T10	17T10	
7	S.E.C	0,16907592	13,43	17T10	17T10	
8	S.E.C	0,20420868	13,43	17T10	17T10	
9	S.E.C	0,02807376	13,43	17T10	17T10	
buanderie	S.P.C (1.33)	0,1443936	13,43	17T10	17T10	

Voile 4	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	St (cm)
SS2	S.E.C	0,21709272	16.97	15T12	15T12	20
SS1	S.E.C	0,16692312	16.97	15T12	15T12	
RDC	S.E.C	1,9317324	16.97	15T12	15T12	
1	S.E.C	0,30171804	16.97	15T12	15T12	
2	S.E.C	0,06546384	16.97	15T12	15T12	
3	S.E.C	0,00411434	16.97	15T12	15T12	
4	S.E.C	0,07458984	16.97	15T12	15T12	
5	S.E.C	0,08592012	16.97	15T12	15T12	
6	S.E.C	0,0789048	16.97	15T12	15T12	
7	S.E.C	0,1184664	16.97	15T12	15T12	
8	S.E.C	0,1184664	16.97	15T12	15T12	
9	S.E.C	0,1001832	16.97	15T12	15T12	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 5	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.P.C(19.05)	0,68818308	9,48	19T12=21.47	12T10	
1	S.E.C	0,3226236	9,48	12T10	12T10	
2	S.E.C	0,0604656	9,48	12T10	12T10	
3	S.E.C	0,0325728	9,48	12T10	12T10	
4	S.E.C	0,0295542	9,48	12T10	12T10	
5	S.E.C	0,05331144	9,48	12T10	12T10	
6	S.E.C	0,06674616	9,48	12T10	12T10	
7	S.E.C	0,07248696	9,48	12T10	12T10	
8	S.E.C	0,14985516	9,48	12T10	12T10	
9	S.E.C	0,02126436	9,48	12T10	12T10	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 6	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	S.E.C	0,02322216	21,47	19T12	19T12	20
SS1	S.E.C	0,08379228	21,47	19T12	19T12	
RDC	S.E.C	0,17420988	21,47	19T12	19T12	
1	S.E.C	0,14492244	21,47	19T12	19T12	
2	S.E.C	0,00343964	21,47	19T12	19T12	
3	S.E.C	0,01325844	21,47	19T12	19T12	
4	S.E.C	0,02988336	21,47	19T12	19T12	
5	S.E.C	0,01910532	21,47	19T12	19T12	
6	S.E.C	0,03499548	21,47	19T12	19T12	
7	S.E.C	0,03386448	21,47	19T12	19T12	
8	S.E.C	0,00878436	21,47	19T12	19T12	
9	S.E.C	0,1046214	21,47	19T12	19T12	
buanderie	S.E.C	0,00903068	21,47	19T12	19T12	

Voile 7	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.P.C(20.83)	0,1375062	9,48	19T12	12T10	
1	S.E.C	0,22670388	9,48	12T10	12T10	
2	S.E.C	0,19512792	9,48	12T10	12T10	
3	S.E.C	0,06003348	9,48	12T10	12T10	
4	S.E.C	0,08593416	9,48	12T10	12T10	
5	S.E.C	0,05701332	9,48	12T10	12T10	
6	S.E.C	0,05711316	9,48	12T10	12T10	
7	S.E.C	0,03781596	9,48	12T10	12T10	
8	S.E.C	0,02120352	9,48	12T10	12T10	
9	S.E.C	0,0149292	9,48	12T10	12T10	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 8	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.E.C	1,40059764	9,48	12T10	12T10	
1	S.E.C	0,8214414	9,48	12T10	12T10	
2	S.E.C	0,00510276	9,48	12T10	12T10	
3	S.E.C	0,133068	9,48	12T10	12T10	
4	S.E.C	0,11232	9,48	12T10	12T10	
5	S.E.C	0,146796	9,48	12T10	12T10	
6	S.E.C	0,144768	9,48	12T10	12T10	
7	S.E.C	0,1739868	9,48	12T10	12T10	
8	S.E.C	0,1834404	9,48	12T10	12T10	
9	S.P.C (0.77)	0,1755936	9,48	12T10	12T10	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 9	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.P.C(27.26)	1,1590488	9,48	24T12=27,47	12T10	
1	S.E.C	0,4753008	9,48	12T10	12T10	
2	S.E.C	0,0101088	9,48	12T10	12T10	
3	S.E.C	0,0460512	9,48	12T10	12T10	
4	S.E.C	0,0372684	9,48	12T10	12T10	
5	S.E.C	0,05042232	9,48	12T10	12T10	
6	S.E.C	0,05237544	9,48	12T10	12T10	
7	S.E.C	0,0785616	9,48	12T10	12T10	
8	S.E.C	0,05252988	9,48	12T10	12T10	
9	S.E.C	0,0753636	9,48	12T10	12T10	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 10	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.P.C(18.90)	0,6546228	9,48	19T12=21.47	12T10	
1	S.E.C	0,347568	9,48	12T10	12T10	
2	S.E.C	0,0936	9,48	12T10	12T10	
3	S.E.C	0,00126516	9,48	12T10	12T10	
4	S.E.C	0,02574	9,48	12T10	12T10	
5	S.E.C	0,01316484	9,48	12T10	12T10	
6	S.E.C	0,0163332	9,48	12T10	12T10	
7	S.E.C	0,00570024	9,48	12T10	12T10	
8	S.E.C	0,0157092	9,48	12T10	12T10	
9	S.E.C	0,04557228	9,48	12T10	12T10	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 11	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.P.C(16.25)	0,00243828	13,43	15T12=16,97	17T10	
1	S.E.C	0,03159	13,43	17T10	17T10	
2	S.E.C	0,043602	13,43	17T10	17T10	
3	S.E.C	0,0408876	13,43	17T10	17T10	
4	S.E.C	0,0518544	13,43	17T10	17T10	
5	S.E.C	0,0419016	13,43	17T10	17T10	
6	S.E.C	0,054444	13,43	17T10	17T10	
7	S.E.C	0,05190744	13,43	17T10	17T10	
8	S.E.C	0,11143704	13,43	17T10	17T10	
9	S.E.C	/	13,43	17T10	17T10	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 12	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.P.C(21.99)	0,906126	13,43	21T12=23,73	17T10	
1	S.E.C	0,041496	13,43	17T10	17T10	
2	S.E.C	0,0612456	13,43	17T10	17T10	
3	S.E.C	0,00604812	13,43	17T10	17T10	
4	S.E.C	0,0061776	13,43	17T10	17T10	
5	S.E.C	0,031044	13,43	17T10	17T10	
6	S.E.C	0,0441012	13,43	17T10	17T10	
7	S.E.C	0,0623376	13,43	17T10	17T10	
8	S.E.C	0,01752504	13,43	17T10	17T10	
9	S.E.C	/	13,43	17T10	17T10	
buanderie	/	/	/	/	/	

Voile 13	Av calculé (cm ²)	Ah calculé (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Av choisis (cm ²)	Ah choisis (cm ²)	S (cm)
SS2	/	/	/	/	/	20
SS1	/	/	/	/	/	
RDC	S.E.C	0,6045936	27,47	24T12	24T12	
1	S.E.C	0,2925468	27,47	24T12	24T12	
2	S.E.C	0,2223156	27,47	24T12	24T12	
3	S.E.C	0,23478936	27,47	24T12	24T12	
4	S.E.C	0,2402088	27,47	24T12	24T12	
5	S.E.C	0,2753088	27,47	24T12	24T12	
6	S.E.C	0,270738	27,47	24T12	24T12	
7	S.E.C	0,2796612	27,47	24T12	24T12	
8	S.E.C	0,3356496	27,47	24T12	24T12	
9	S.E.C	0,05919108	27,47	24T12	24T12	
buanderie	S.E.C	0,2023008	27,47	24T12	24T12	

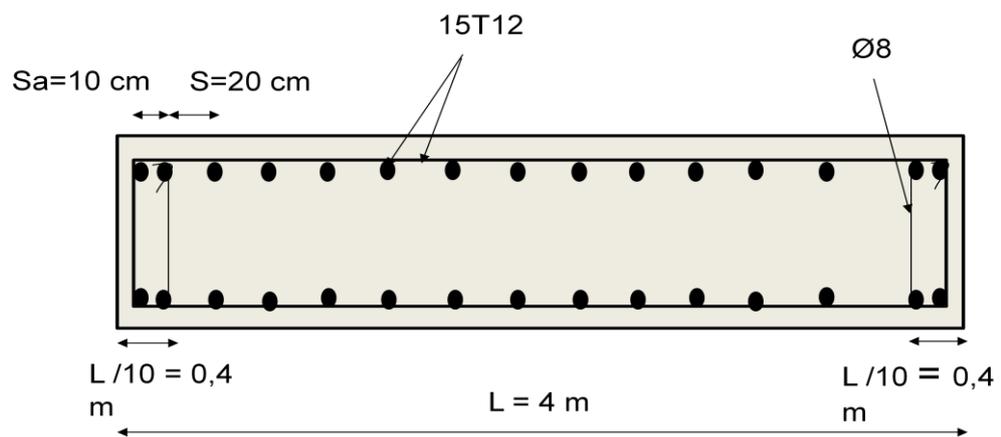


Figure V-8 : Ferrailage du voile (4).

V-4- Voiles périphériques (sous-sol)

Le voile périphérique est destiné à bloquer les terres remblayées issues de l'exécution. A cet effet il sera calculé comme un mur de soutènement supportant le poids du remblai.

D'après le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- * L'épaisseur minimale est de 25 cm.
- * Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- * Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

V-4-1- Les caractéristiques du sol sont les suivantes

D'après le rapport du sol :

- * Poids volumique : $\gamma=19.4\text{KN/m}^3$
- * Angle de frottement interne : $\varphi=30^\circ$
- * Cohésion : $C=0.39\text{ KN/m}^2$

V-4-2-Dimensions du voile

$l=6.2\text{m}$; $e=0.25\text{m}$; $h=3.06\text{m}$; la surcharge: $q=10\text{KN/m}^2$

On va faire les calculs pour une bande de 1ml.

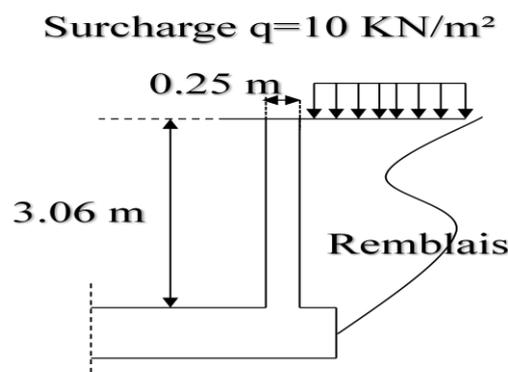


Figure V-9 : Présentation du voile périphérique.

V-4-3- Evaluation des charges et surcharges

$$G = \gamma \times h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 19.4 \times 3.06 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) - 2 \times 0.39 \times \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 19.34 \text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 3.33 \text{KN/m}^2$$

V-4-4-Calcul de ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

APELU :

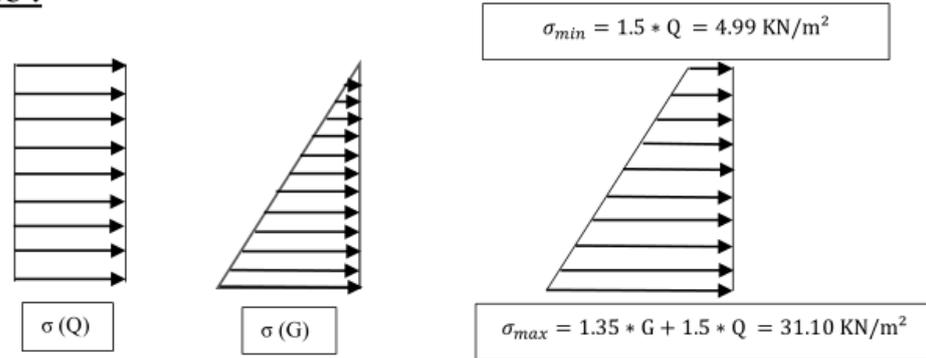


Figure V-10 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 31.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 24.57 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 24.57 \text{ KN/ml}$$

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{6.2} = 0.49 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle portée dans les deux sens.}$$

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times p \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

M_x : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : C'est le moment fléchissant suivant y.

p : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : la hauteur du voile

L_y : La plus grande portée

μ_x, μ_y : Coefficients obtenues à partir du tableau de BAEL, en fonction de α .

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xu}=0.0980 \times 24.57 \times 3.06^2=22.546 \text{ KN.m} \\ M_{yu}=0.25 \times 22.546=5.636 \text{ KN.m} \\ M_{txu}=0.85 \times M_{xu}=19.16 \text{ KN.m} \\ M_{a1xu}=0.3 \times M_{xu}=6.76 \text{ KN.m} \\ M_{a2xu}=0.5 \times M_{xu}=11.27 \text{ KN.m} \\ M_{tyu}=0.85 M_{yu}=4.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

V-4-5 Valeur minimal à respecter

- **En travée**

$$M_{tyu} \geq \frac{M_{txu}}{4} = 4.79 \text{ KN.m} \quad (CV)$$

- **En appuis**

$$M_{a1yu} = M_{a1xu} = 6.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2yu} = M_{a2xu} = 11.27 \text{ KN.m}$$

V-4-6 Armatures longitudinales

- **aciers en travée (sens Lx)**

$$\mu_u = \frac{M_{txu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01916}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.0267 < \mu_R \quad \text{Section simple armature.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0267}) = 0.0338$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.194 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{txu}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01916}{0.194 \times \frac{400}{1.15}} = 2.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **aciers en travée (sens Ly)**

$$\mu_u = \frac{M_{tyu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.00479}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.00667 < \mu_R \quad \text{Section simple armature.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00667}) = 0.00836$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{tyu}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.00479}{0.224 \times \frac{400}{1.15}} = 0.614 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **aciers en appuis**

$$\mu_u = \frac{Ma_{1xu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.00676}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.00942 < \mu_R \quad \text{Section simple armature.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00942}) = 0.0118$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.223 \text{ m}$$

$$A_{a1x} = \frac{Ma_{1xu}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.00676}{0.223 \times \frac{400}{1.15}} = 0.871 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a1y} = A_{a1x} = 0.871 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_u = \frac{Ma_{2xu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01127}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.0157 < \mu_R \quad \text{Section simple armature.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0157}) = 0.0197$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.223 \text{ m}$$

$$A_{a2x} = \frac{Ma_{2xu}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01127}{0.223 \times \frac{400}{1.15}} = 1.452 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a2y} = A_{a2x} = 1.452 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sections minimales des armatures**

D'après le **B.A.E.L9**, on va utiliser :

• **selon Ly :**

$$A_{ymin} = 8 \times h = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{pour HA400})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0.614 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} \quad \underline{\text{donc}} : A_{ty} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1y} = 0.871 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} \quad \underline{\text{donc}} : A_{a1y} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2y} = 1.452 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} \quad \underline{\text{donc}} : A_{a2y} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

• **selon Lx**

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2.83 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} \quad (\text{CV}) \\ A_{a1x} = 0.871 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} \quad \underline{\text{donc}} : A_{a1x} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2x} = 1.452 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} \quad \underline{\text{donc}} : A_{a2x} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

D'après le **RPA99 V2003**, on va utiliser :

$$A_{x\min}=0.1\%B=0.01\times 0.25\times 1=0.00025\text{m}^2=2.5 \text{ cm}^2/\text{ ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx}=2.83\text{cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1x}= A_{a1y}=2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty}=2.5 \text{ cm}^2/\text{ ml} \\ A_{a2x}= A_{a2y}=2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

➤ **choix des aciers**

1) En travé

- Selon L_x :

$$A_{tx}=2.83\text{cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A_{tx} \text{ choisis} = 8\text{T}10/\text{ml}$$

$$St \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq \min(50\text{cm} ; 25\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

- Selon L_y :

$$A_{ty}=2.5 \text{ cm}^2/\text{ ml} \quad \longrightarrow \quad A_{tx} \text{ (choisis)} = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$St \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq \min(75\text{cm} ; 33\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq 33\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

2) En appuis

$$A_{a1x}= A_{a1y}=2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A_{a1x}(\text{choisis}) = A_{a1y}(\text{choisis}) = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$St \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq \min(50\text{cm} ; 25\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

$$A_{a2x}= A_{a2y}=2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A_{a2x}(\text{choisis}) = A_{a2y}(\text{choisis}) = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$St \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq \min(50\text{cm} ; 25\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

V-4-7- Effort tranchant

Si $\alpha=0.49 > 0.4$ alors :

$$V_{ux} = \frac{qu \times lx \times ly}{lx + 2ly} = \frac{24.57 \times 3.06 \times 6.2}{3.06 + 2 \times 6.2} = 30.15 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = qu \times \frac{lx}{3} = 24.57 \times \frac{3.06}{3} = 25.06 \text{ KN}$$

V-4-8- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

avec : $V_u = \min(V_{ux}; V_{uy}) = \min(30.15 ; 25.06) = 25.06 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{25.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{Fc28}{\gamma b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (CV)}$$

V-4-9 -Vérification à ELS

$$\sigma_{max} = G + Q = 19.34 + 3.33 = 22.67 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3.33 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 22.67 + 3.33}{4} = 17.83 \text{ KN /m}^2$$

$$qs = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 17.83 \text{ KN /ml}$$

$$M_{xs} = 0.1013 \times 17.83 \times 3.06^2 = 16.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = 0.3580 \times 16.91 = 6.053 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{txs} = 0.85 M_{xs} = 14.37 \text{ KN.m} \\ M_{a1xs} = 0.3 M_{xs} = 5.073 \text{ KN.m} \\ M_{a2xs} = 0.5 M_{xs} = 8.455 \text{ KN.m} \\ M_{tyy} = 0.85 M_{ys} = 5.145 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

a) Positon de l'axe neutre

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + A_{sc}(x - d') - n A_{st}(d - x) = 0 \text{ avec : } A_{sc}(x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 4.71(22.5 - x) = 0 \quad \longrightarrow \quad 50x^2 + 70.65x - 1589.625 = 0$$

$$X=4.88\text{cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $X=4.88\text{cm}$

b) Calcul de l'inertie

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 3.87 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d-x)^2 = 1.46 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + n I_{st} = 2.57 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

c) calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{14.37 \times 10^{-3} \times 0.0488}{2.57 \times 10^{-4}} = 2.72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ donc la condition est vérifiée.

d) calcul des contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 14.37 \times 10^{-3} (0.225 - 0.0488)}{2.57 \times 10^{-4}} = 147.78 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} F_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ donc la condition est vérifiée.

Remarque : puisque le voile est encasté en pied dans le radier, et en tête dans la poutre, donc ce n'est pas la peine de vérifier le glissement et le renversement.

V-4-2-Pour le voile périphérique 02

V-4-2-1- Dimensions du voile

$$l=6.2\text{m}; \quad e=0.25\text{m}; \quad h=3.91\text{m}; \quad \text{la surcharge: } q=10\text{KN/m}^2$$

On va faire les calculs pour une bande de 1ml.

V-4-2-2- Evaluation des charges et surcharges

$$G = \gamma \times h \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 19.4 \times 3.06 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) - 2 \times 0.39 \times \tan\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 19.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

V-4-2-3 Calcul de ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 31.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 24.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 24.57 \text{ KN/ml}$$

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.91}{6.2} = 0.63 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle portée dans les deux sens.}$$

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times p \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

M_x : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : C'est le moment fléchissant suivant y.

p : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : la hauteur du voile

L_y : La plus grande portée

μ_x, μ_y : Coefficients obtenues à partir du tableau de BAEL, en fonction de α .

$$\begin{cases} M_{xu} = 29.26 \text{ KN.m} \\ M_{yu} = 9.766 \text{ KN.m} \\ M_{txu} = 24.871 \text{ KN.m} \\ M_{a1xu} = 8.778 \text{ KN.m} \\ M_{a2xu} = 14.63 \text{ KN.m} \\ M_{tyu} = 8.301 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V-4-2-4 -Valeur minimal à respecter

- **En travée**

$$M_{tyu} \geq \frac{M_{txu}}{4} = 6.217 \text{ KN.m} \quad (\text{CV})$$

- **En appuis**

$$M_{a1yu} = M_{a1xu} = 8.778 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2yu} = M_{a2xu} = 14.63 \text{ KN.m}$$

V-4-2-5- Armatures longitudinales

- **aciers en travée (sens Lx)**

$$\mu_u = \frac{M_{txu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.024871}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.0346 < \mu_R \quad \text{Section simple armature.}$$

$$\alpha = 0.044 \quad \longrightarrow \quad z = 0.221 \text{ m}$$

$$A_{tx} = 3.235 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **aciers en travée (sens Ly)**

$$\mu_u = \frac{M_{tyu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.006217}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.00866 < \mu_R \quad \text{Section simple armature.}$$

$$\alpha = 0.01087 \quad \longrightarrow \quad z = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{tyu}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.006217}{0.224 \times \frac{400}{1.15}} = 0.797 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **aciers en appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{a1xu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.008778}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.0122 < \mu_R \quad \text{Section simple armature.}$$

$$\alpha = 0.0153 \quad \longrightarrow \quad z = 0.223 \text{ m}$$

$$A_{a1x} = 1.132 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a1y} = A_{a1x} = 1.132 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a2xu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01463}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.0204 < \mu_R \quad \text{Section simple armature.}$$

$$\alpha = 0.0257 \quad \longrightarrow \quad z = 0.202 \text{ m}$$

$$A_{a2x} = \frac{M_{a2xu}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01463}{0.202 \times \frac{400}{1.15}} = 2.082 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a2y} = A_{a2x} = 2.082 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V-4-2-6- Sections minimales des armatures

D'après le **B.A.E.L9**, on va utiliser :

- **selon Ly**

$$A_{ymin}=8 \times h=2 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (pour HA400)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty}=0.797 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} \text{ donc : } A_{ty}=2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1y}=1.132 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} \text{ donc : } A_{a1y}=2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2y}=2.082 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ymin} \text{ (C.V)} \end{array} \right.$$

- **selon Lx**

$$A_{xmin}=\frac{3-\alpha}{2} A_{ymin}=2.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx}=3.235 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} \text{ (CV)} \\ A_{a1x}=1.132 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} \text{ donc : } A_{a1x}=2.37 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2x}=2.082 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} \text{ donc : } A_{a2x}=2.37 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

D'après le **RPA99 V2003**, on va utiliser :

$$A_{xmin}=0.1\%B=0.01 \times 0.25 \times 1=0.00025 \text{ m}^2=2.5 \text{ cm}^2/\text{ ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx}=3.235 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1x}= A_{a1y}=2.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty}=2.5 \text{ cm}^2/\text{ ml} \\ A_{a2x}= A_{a2y}=2.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

- **choix des aciers**

1) En travée

- **Selon Lx**

$$A_{tx}=3.235 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{tx} \text{ choisis} = 8T10/\text{ml}$$

$$St \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \longrightarrow St \leq \min(50\text{cm} ; 25\text{cm}) \longrightarrow St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

- **Selon Ly**

$$A_{ty}=2.5 \text{ cm}^2/\text{ ml} \longrightarrow A_{ty} \text{ (choisis)} = 4T10/\text{ml}$$

$$St \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(75\text{cm} ; 33\text{cm}) \rightarrow St \leq 33\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

2) En appuis

$$A_{a1x} = A_{a1y} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{a1x}(\text{choisis}) = A_{a1y}(\text{choisis}) = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$St \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(50\text{cm} ; 25\text{cm}) \rightarrow St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

$$A_{a2x} = A_{a2y} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{a2x}(\text{choisis}) = A_{a2y}(\text{choisis}) = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$St \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(50\text{cm} ; 25\text{cm}) \rightarrow St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

V-4-2-7-Effort tranchant

Si $\alpha=0.63 > 0.4$ alors :

$$V_{ux} = \frac{qu \times lx \times ly}{lx + 2ly} = \frac{24.57 \times 3.91 \times 6.2}{3.91 + 2 \times 6.2} = 36.51 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = qu \times \frac{lx}{3} = 24.57 \times \frac{3.91}{3} = 32.02 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

avec : $V_u = \min(V_{ux} ; V_{uy}) = \min(36.51 ; 32.02) = 32.02 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{32.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ (CV)}$$

V-4-2-8 Vérification à ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 19.34 + 3.33 = 22.67 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.33 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 22.67 + 3.33}{4} = 17.83 \text{ KN /m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 17.83 \text{ KN /ml}$$

$$M_{xs} = 0.0831 \times 17.83 \times 3.91^2 = 22.652 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys}=0.5004 \times 22.652=11.335 \text{ KN.m}$$

$$M_{txs}=0.85 M_{xs}=19.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1xs}=0.3 M_{xs}=6.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2xs}=0.5 M_{xs}=11.326 \text{ KN.m}$$

$$M_{tys}=0.85 M_{ys}=9.63 \text{ KN.m}$$

a) Position de l'axe neutre

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + A_{sc}(x-d') - n A_{st}(d-x) = 0 \quad \text{avec : } A_{sc}(x-d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 4.71(22.5-x) = 0 \quad \longrightarrow \quad 50x^2 + 70.65x - 1589.625 = 0$$

$$X = 4.88 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $X = 4.88 \text{ cm}$

b) Calcul de l'inertie

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 3.87 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d-x)^2 = 1.46 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + n I_{st} = 2.57 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

c) calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{14.37 \times 10^{-3} \times 0.0488}{2.57 \times 10^{-4}} = 2.72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ donc la condition est vérifiée.

d) calcul des contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 14.37 \times 10^{-3} (0.225 - 0.0488)}{2.57 \times 10^{-4}} = 147.78 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta f t 28} \right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ donc la condition est vérifiée.

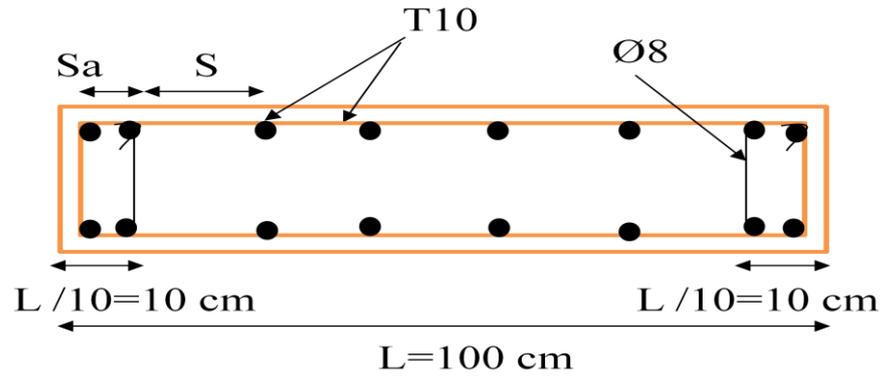


Figure V-11 : Exemple ferrailage du Voile périphérique.

V-5-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 le B.A.EL.91.

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.

Chapitre 6

Etude de
l'infrastructure

VI-1- Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol et limitent les tassements différentiels dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La transmission des charges au sol peut être directement (Semelles et radiers), ou par l'intermédiaire d'autres organes (Semelles sur pieux).

VI-2- Contrainte admissible du sol

La capacité portante d'un sol est tributaire des performances mécaniques caractéristiques de la composition du sol (Terres végétales, Sables, Argiles, Roches). Elle se caractérise par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes et elle se mesure en bar.

La capacité portante d'un sol est une performance technique spécifique qu'il est indispensable de connaître pour établir le système de fondation d'un ouvrage. La mesure de cette performance s'acquiert par des essais de sol superficiels ou par des sondages.

D'après le rapport du sol qu'on a reçu, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (Filante ou Radier) à une profondeur de 7 m de la cote du terrain naturel.

Le taux de travail de sol étant de 1.8 bars.

VI-3-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.

VI-4 -Combinaisons des charges

- Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.
- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$
-

VI-5 -Choix du type de fondation

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

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.

VI-5-1- Etudes des semelles isolées

Les fondations superficielles sont dimensionnées à ELS.

VI-5-1-1 Pré dimensionnement des semelles isolées

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et ($a = b = 70$ cm)

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec :

(N_s) : Effort normal maximal à ELS $\rightarrow N_s = 2.99053$ MN

($a ; b$) : Les dimensions du poteau $\rightarrow (a = b = 70$ cm)

($\bar{\sigma}_{\text{Admissible}}$) : Contrainte admissible du sol $\rightarrow \bar{\sigma}_{\text{Admissible}} = 1.8 \text{ bars} = 0.18$ MPa

($A ; B$) : Les dimensions de la semelle isolée $\rightarrow (A = B)$ Semelle carrée.

Les dimensions de la semelle isolée ($A ; B$) :

$$\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}} \rightarrow \frac{2.99053}{A^2} \leq 0.18 \rightarrow A^2 \geq 16.614 \rightarrow A \geq 4.076 \text{ m}$$

On prend : $A = 4.10$ m

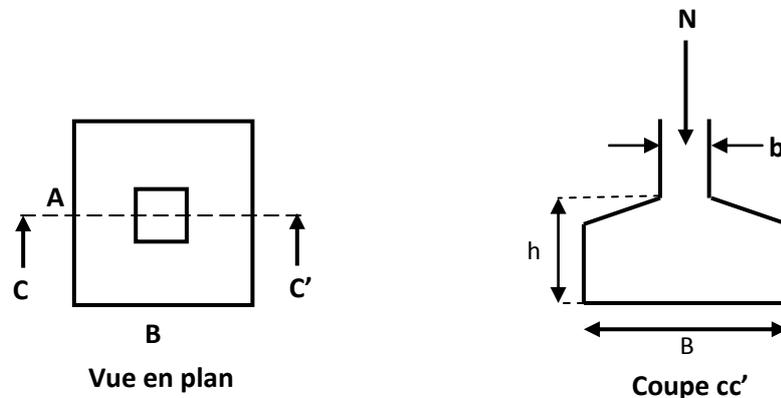


Figure VI-1 : Dimensions de la semelle isolée.

VI-5-2- Vérification de chevauchement entre semelles isolées

Si on adopte les mêmes dimensions pour toutes les semelles de la structure, la surface totale des semelles égales à :

$$S_{(\text{Semelles})} = (A \times B) \times n = (4.10 \times 4.10) \times 28 = 470.68 \text{ m}^2$$

(n) : Nombre des poteaux dans la structure.

La surface totale de la structure est de : $S_{(\text{Bâtiment})} = 465.6767 \text{ m}^2$

On remarque que la surface des semelles est supérieure à la surface totale de la structure.

$$S_{(Semelles)} = 470.68 > S_{(Bâtiment)} = 465.6767 \text{ m}^2$$

Conclusion

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

VI-5-3 Etudes des semelles filantes

Nous proposons en deuxième lieu des semelles filantes.

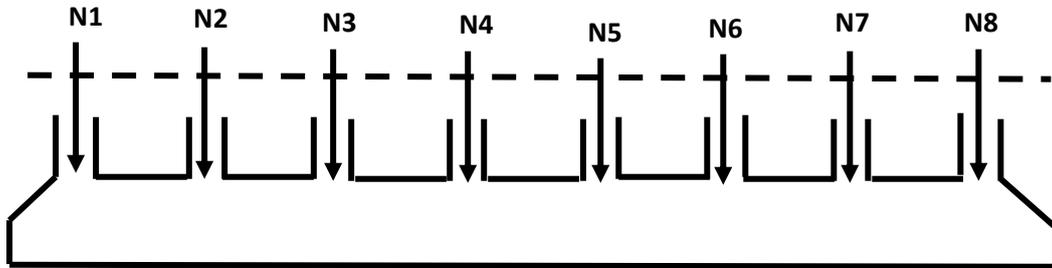


Figure VI-2 Schéma d'une Semelle filante.

VI-5-3-1 Pré dimensionnement des semelles filantes

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum Ns}{(B \times L)} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$$

$\sum Ns$: La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L : La longueur de la file considérée

B : La largeur de la semelle filante.

Tableau VI-1 : Calcul surface semelles filante.

semelles	Ns (MN)	L (m)	σ_{adm} (MPa)	S (m ²)	B (m)
01	6.461033	28.8	0.18	35.89463	1.246341
02	13.021613	28.8	0.18	72.34229	2.511885
03	7.506288	28.8	0.18	41.7016	1.447972
04	4.338178	14.4	0.18	24.10099	1.67368
05	2.480775	9.6	0.18	13.78208	1.435634
06	4.551057	21.5	0.18	25.28365	1.175984
07	7.614959	21.5	0.18	42.30533	1.96769
08	7.158251	21.5	0.18	39.76806	1.849677
09	3.52296	16.4	0.18	19.572	1.193415
10	3.573337	11.4	0.18	19.85187	1.741392
11	4.596521	11.4	0.18	25.53623	2.24002
12	2.790803	11.4	0.18	15.50446	1.036004
$\sum s$				375.6432	

VI-5-3-2 Vérification de chevauchement entre semelle filantes

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{total}}} = \frac{375.6432}{465.7575} = 0.81\% \leq 50\%$$

La condition n'est pas vérifiée, car la surface des semelles filantes est déjà plus grande que la surface de bâtiment. Donc, on va aller à une conception en radier.

VI-6- Etudes d'un radier

VI-6-1- Définition de radier

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui aura pour rôle de soutenir la construction. Ce système permet une bonne répartition des charges sur une surface plus grande du bâtiment et permet aussi une réduction des tassements différentiels.

Le radier général est en ce moment très courant, surtout pour la construction des grands édifices comme les bâtiments et les habitations résidentielles. Le radier est facile à utiliser, il donne de bons résultats en termes de stabilité de l'assise de la construction.

Le radier par simplification est toujours considéré comme infiniment rigide par rapport à sa superstructure. En d'autre terme, l'intersection des poteaux et les voiles avec le radier sont considérés comme des appuis à leur base.

Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol.

VI-6-2- Modélisation du radier

- Notre fondation de type radier a été modélisée avec le logiciel de calcul

(SAFE12), Ce logiciel permet l'analyse du radier par simple introduction de certaines données liées à la superstructure, (La charge appliquée) et liée aussi à la nature de sol et à la capacité portante de sole.

- Le radier a été modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- Les nervures ont été modélisées par des éléments type (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède six degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant le radier est prise égale à celle du béton à savoir ($\gamma_{\text{(béton)}} = 25 \text{ KN/m}^3$).
- La taille moyenne des mailles est de (0.5*0.5), et le coefficient de raideur du sol $K=3,6 \text{ bar}$.

VI-6-3- Pré dimensionnement du radier dalle

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

D'après (**DTR BC 2.33.1**) : Le pré dimensionnement du radier dalle se fait par satisfaction des conditions suivantes :

- **La dalle du radier**

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{6.2}{20} = 31 \text{ cm}$$

(L (max)) : Distance maximale entre deux files successives

- **Les nervures**

- **La condition de coffrage**

$$h_N \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{6.2}{10} = 62 \text{ cm}$$

- **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol $\rightarrow K=2 * \bar{\sigma}_{\text{admissible}}=3.6 \text{ kg/cm}^3=3.6 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_N^3}{12} \quad \text{et} \quad h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_N \geq 0.94 \text{ m}$. on prend $h_N=95 \text{ cm}$

$\rightarrow I=0.071 \text{ m}^4 \rightarrow l_e=3.97 \text{ m}$ et $L_{\max} \leq 6.24 \rightarrow 6.2 < 6.24 \rightarrow$ condition vérifier

Donc on a un radier rigide

A partir de ces conditions précédentes on prend :

- La dalle : $h_d = 65 \text{ cm}$
- La nervure : $(bxh) = (95 \times 100) \text{ cm}^2$

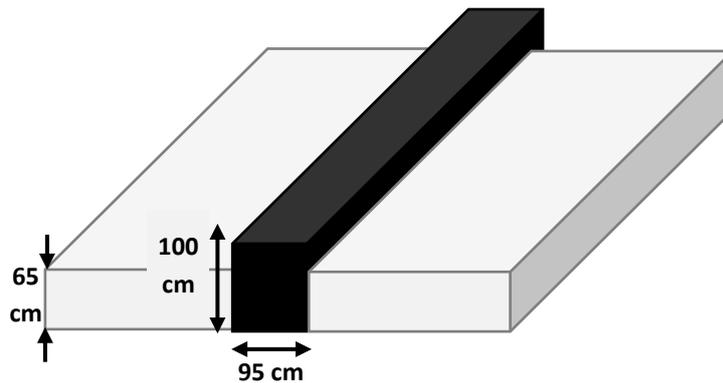


Figure VI-3: Dimensions du radier.

VI-6-4- La modélisation

Après le pré dimensionnement de radier on doit le modéliser en utilisant le logiciel 'SAFE', cette étape est schématisée dans la figure ci-dessous :

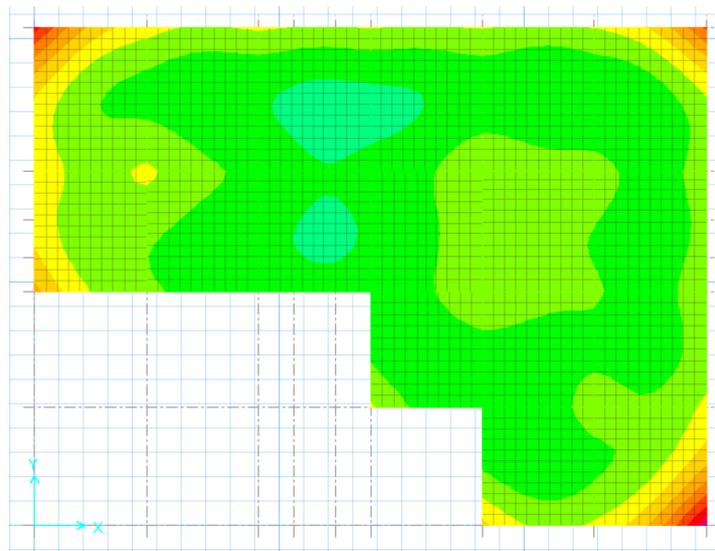


Figure VI-4: Modélisation et Déformations de radier.

VI-6-5- Les vérifications nécessaires du radier

a) Vérification de la contrainte du sol

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$

- 1^{ère} vérification

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

$$\bar{\sigma}_{sol} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol}$: Réaction totale de la structure à l'ELS.

L'utilisation du logiciel « SAFE » nous a donné la valeur de la réaction :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 179.49 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 179.49 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$$

➔ Condition vérifiée

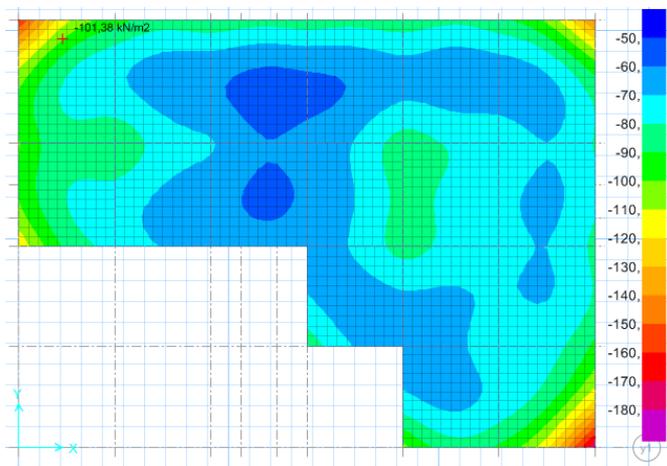


Figure VI-5: réaction de la structure à l'ELS.

• **2^{ème} vérification**

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{Pz}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : Pz : réaction totale de la structure à l'ELS.

S_r : surface totale du radier.

En utilisant le programme « Safe », on obtient : $Pz=82833,062\text{KN}$

Donc : $\frac{82833,062}{465.7575} = 177.85 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

• **3^{ème} vérification**

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis au déplacement maximal suivant l'axe « Z ».

La condition exige que : $Z_{max} \times K \leq \sigma_{sol}$

Avec :

- Z_{max} : déplacement maximale « Uz » à L'ELS obtenu par SAFE

→ « $Z_{max} = 0.4985 \text{ cm}$ »

- K : coefficient de raideur du sol (le coefficient de ballast) ;

→ $K=3,6 \text{ Kg/cm}^3$

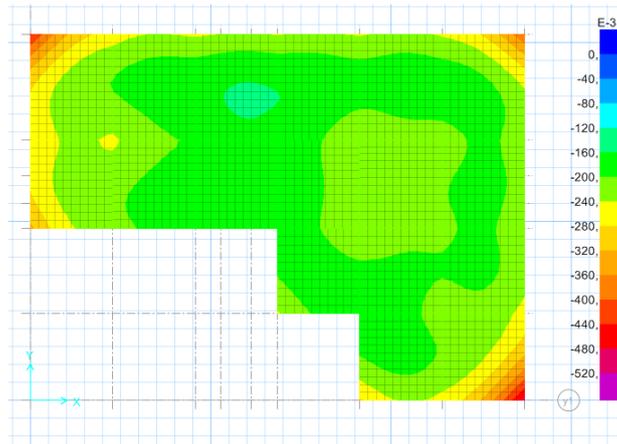


Figure VI-6: déplacement maximale Z_{max} de la structure à l'ELS

→ $0.004985 \times 3.6 \times 10^4 = 179,28 \text{ KN/m}^2 \leq 180 \text{ KN/m}^2$ → condition vérifiée.

b) Vérification au poinçonnement

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu \leq Qu = 0,045 \times \mu_x \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité (KN).

On a : $N_u = 2990.053 \text{ KN}$.

Q_u : Charge de calcul du poteau (KN)

μ_x : Périmètre d'impact de la charge (m) : $\mu_x = 2 [(a + b) + 2 h]$

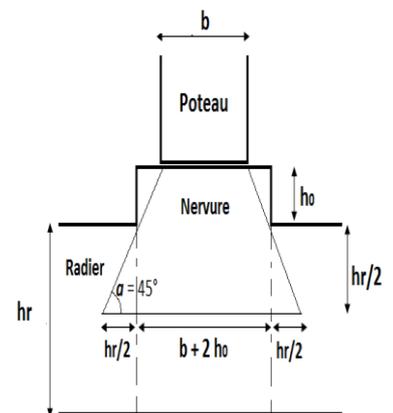
a, b : Dimension du poteau (m).

h : Hauteur de la nervure.

$$\mu_x = 2 [(0.70 + 0.70) + 2 \times 0.95] = 6.6 \text{ m}$$

$$Q_u = 0,045 \times 6.6 \times 0.95 \times \frac{25}{1.5} = 4.70 \text{ MN}$$

$N_u = 2.99053 \text{ MN} \leq Q_u = 4.70 \text{ MN}$ → Condition vérifiée.



VI-6-6- Calcul le Ferrailage

VI-6-6-1- Ferrailage de la dalle de radier

Après la modélisation, on a pu extraire les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier selon les deux directions X et Y, ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

Tableau VI-2 : récapitulatif des moments exercés sur le radier.

	ELU		ELS	
	M _{appuis} (kn. m)	M _{travées} (kn. m)	M _{appuis} (kn. m)	M _{travées} (kn. m)
Sens (x-x)	630.18	436.36	456.93	319.39
Sens (y-y)	546.46	470.60	397.20	343.16

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux directions, l'une suivant (x-x) et l'autre suivant (y-y)

On a: $b = 1\text{ m}$; $h = 0.65\text{ m}$; $d = 0,9 (h) = 0.585\text{ m}$.

Sens x-x

- **En travées**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{436.36 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,585)^2 \times 1} = 0,0899 < \mu R = 0,392$$

⇒ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,12$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,56$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{436.36 \times 10^{-3}}{0,56 \times 348} = 22.39 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 10T20 = 31.40 \text{ cm}^2$

- **En appuis**

$$\mu = \frac{630.18 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,585)^2 \times 1} = 0,13 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,175$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,55$$

$$A_{st} = \frac{630.18 \times 10^{-3}}{0,55 \times 348} = 32.92 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 14T16 + 2T20 = 34,43 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 1 \times 0.585 = 7.06 \text{ cm}^2$$

En travées : $31.40 \text{ cm}^2 > 7.06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

En appuis : $34,43 \text{ cm}^2 > 7.06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

- **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée**

$$M_u = 436.36 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 319.39 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0,12$$

$$\gamma = \frac{436.36}{319.39} = 1.37$$

$$\rightarrow \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$\alpha = 0,12 < 0.44 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

➤ **En appuis**

$$M_u = 630.18 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 456.93 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.175$$

$$\gamma = \frac{630.18}{456.93} = 1.38$$

$$\rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0,175 < 0.44 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

Sens y-y

• **En travées**

$$\mu = \frac{470.60 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,585)^2 \times 1} = 0,097 < \mu R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,130$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,55$$

$$A_{st} = \frac{470.60 \times 10^{-3}}{0,55 \times 348} = 24.59 \text{ cm}^2$$

On adopte **A_{st} : 14T16 = 28,13 cm²**

• **En appuis**

$$\mu = \frac{546.46 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,585)^2 \times 1} = 0,11 < \mu R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,55$$

$$A_{st} = \frac{546.46 \times 10^{-3}}{0,55 \times 348} = 28.55 \text{ cm}^2$$

On adopte **A_{st} : 16T16 = 32,17cm²**

• **Condition de non fragilité**

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 1 \times 0.585 = 7.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travées : } 28,13 \text{ cm}^2 > 7.06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } 32,17 \text{ cm}^2 > 7.06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{470.60}{343.16} = 1.37$$

$$\rightarrow \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0,130 < 0.44 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis**

$$\alpha = 0,15 < 0.44 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Calcul de l'espacement**

On prend de façon arbitraire un espacement idéal égale à :

$$St = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$St = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

- **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: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable .}$$

➤ **Sens -x**

$$V_{u \max} = 686.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{686.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.585} = 1.17 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens -y**

$$V_{u \max} = 646.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{646.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.585} = 1.11 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on a :

Tableau VI-3: Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

	Travée			Appui		
	A calculer (cm ²)	A choisie	A adopter (cm ²)	A calculer (cm ²)	A choisie	A adopter (cm ²)
Sens (x-x)	22.39	10T20	31.40	32.92	14T16 + 2T20	34,43
Sens (y-y)	24.59	14T16	28,13	28.55	16T16	32,17

VI-6-6-1-1- Schéma de ferrailage

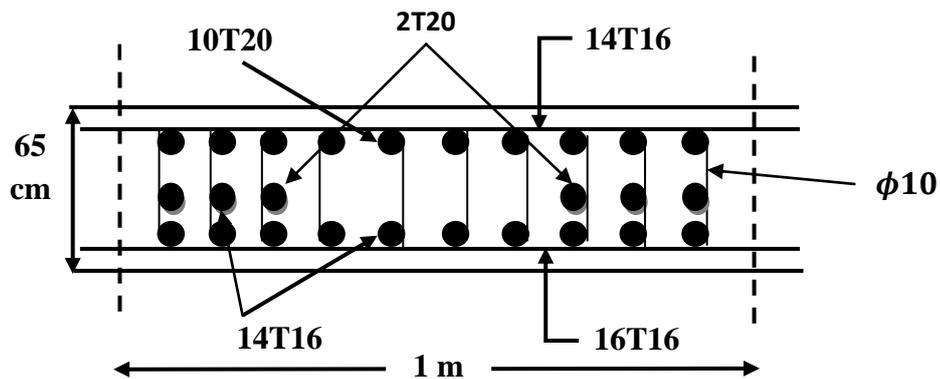


Figure VI-7: Ferrailage de la dalle du radier.

VI-6-6-2- Ferrailage des nervures

A partir du logiciel SAFE, les valeurs des moments en travées et en appuis des nervures sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-4 : Récapitulatif des moments pour les nervures.

	ELU		ELS	
	M_{appuis} (kn. m)	M_{travées} (kn. m)	M_{appuis} (kn. m)	M_{travées} (kn. m)
Sens (x-x)	702.91	647.24	509	473.33
Sens (y-y)	932.49	684.19	675.40	500.17

VI-6-6-2-1-Ferrailage longitudinal

Le calcul de ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire de (0,95 x 1) m²/ml à l'aide de logiciel « SOCOTEC ».

Tableau VI-5: Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures

	Appui			Travée		
	A socotec (cm²)	A choisie	A adopter (cm²)	A socotec (cm²)	A choisie	A adopter (cm²)
Sens (x-x)	23.25	8T20	25.12	21.35	8T20	25.12
Sens (y-y)	31.23	16T16	32.17	22.61	8T20	25.12

• **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.855 = 10.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens- x**

En travées : 25.12 cm² > 10.32 cm² ➔ Condition vérifiée

En appuis : 25.12cm² > 10.32 cm² ➔ Condition vérifiée

➤ **Sens-y**

En travées : 25.12cm² > 10.32 cm² ➔ Condition vérifiée

En appuis : 32.17cm² > 10.32 cm² ➔ Condition vérifiée

• **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens -x**

➤ **En travée**

$$M_u = 647.24 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 473.33 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.081$$

$$\gamma = \frac{647.24}{473.33} = 1.37$$

$$\rightarrow \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0,081 < 0.435 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis**

$$M_u = 456.36 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 509 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.056$$

$$\gamma = \frac{456.36}{263.02} = 1.73$$

$$\rightarrow \frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.61$$

$$\alpha = 0,056 < 0.61 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens -y**

➤ **En travée**

➔ *Condition vérifiée*

➤ **En appuis**

➔ *Condition vérifiée*

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Vérification au cisaillement**

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable .}$$

➤ **Sens -x**

$$V_{u \max} = 667.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{667.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.855} = 0.78 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens -y**

$$V_{u \max} = 734.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{734.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.855} = 0.86 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-6-6-2-2-Calcul des armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; Q_{L\min}; \frac{b}{10}\right) \text{ Selon le CBA93}$$

$Q_{L\min} = 1,4 \text{ cm}$ (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{90}{35}; 1.4; \frac{50}{10}\right) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures transversales**

D'après le RPA 99 :

$$St < \min(h/4, 12\phi_{L\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm (pour la zone nodale).}$$

$$St < h/2 = 47.5 \text{ cm (pour la zone courante).}$$

Donc on prend :

$$St = 10 \text{ cm (pour la zone nodale)}$$

$$St = 15 \text{ cm (pour la zone courantes)}$$

VI-6-6-2-3-Schéma de ferrailage

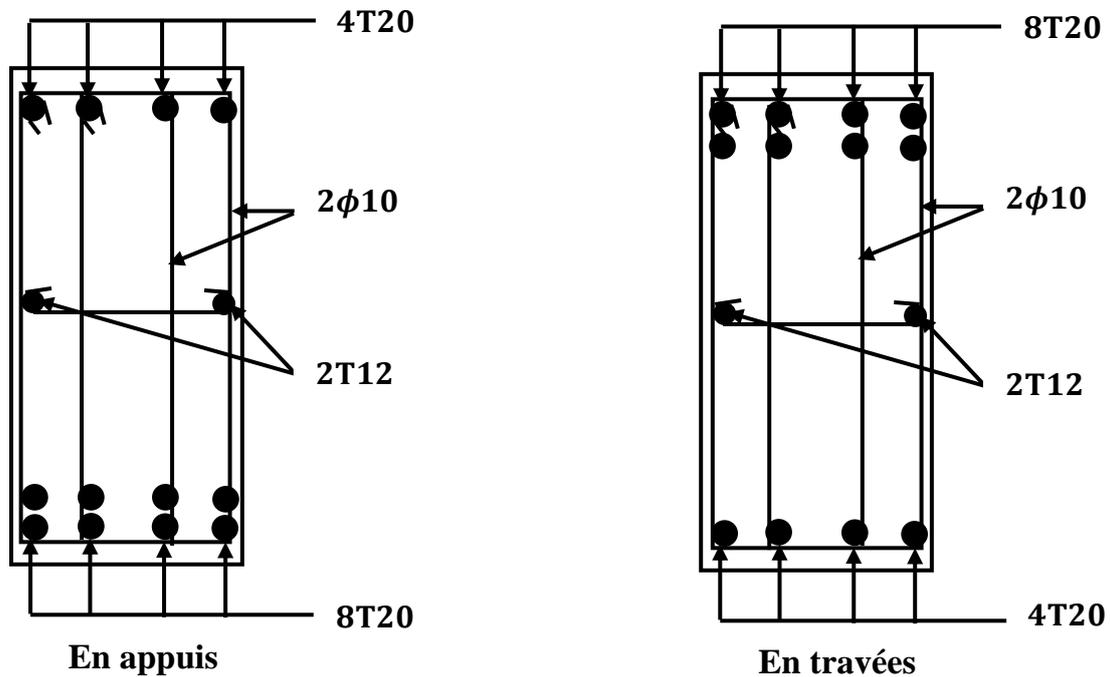


Figure VI-8: Schéma de ferrailage des nervures « sens x »

Remarque : Vu l'importance de la hauteur des nervures ($h > 50\text{cm}$), il est nécessaire de mettre des armatures de peau.

VI-7- Conclusion

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon plusieurs critères comme la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes et ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur nervuré, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Chapitre 7

Etude Managériale

VII-1 Introduction

Les projets des constructions en Algérie connaissent un décalage considérable entre le plan et la réalité, en termes de coût, délais et parfois même de qualité. Les délais sont très souvent prolongés, les coûts sont toujours en augmentation et la qualité n'est pas souvent à la hauteur des attentes des usagers.

Un projet est généralement considéré comme réussi s'il atteint les objectifs prédéfini dans les délais et avec le budget convenu. Et pour cela on utilise le management de projet dans le but d'avoir une plus grande probabilité d'obtenir un résultat souhaité. Dans sa forme moderne, le management de projet est né au début des années 1950, bien que ses racines remontent beaucoup plus loin dans le temps, à la fin du 19ème siècle. Dès lors que les entreprises ont découvert les avantages de l'organisation du travail autour de projets, en reconnaissant l'importance fondamentale de communiquer et de coordonner efficacement le travail entre les individus, une méthode précise de gestion de projet a en effet émergé.

Le but principal de tout ça est de réaliser le logement, qui est un lieu d'habitation, un local, un appartement ou une maison, et plus généralement tout endroit où une ou plusieurs personnes peuvent s'abriter, en particulier pour se détendre, dormir et manger en privé.

La crise du logement en Algérie a suscité l'attention d'universitaires et de divers intervenants appartenant à divers secteurs. De par son rôle socio-économique et de son caractère stratégique, le logement, a fait l'objet d'une multitude d'interventions, s'est étalé sur plusieurs secteurs et a été appréhendé par plusieurs disciplines.

—Il existe plusieurs types de logements en Algérie :

- AADL (logement location-vente) Algérie
- Cession des biens de l'état et des OPGI en Algérie
- LLP (logement locatif promotionnel)
- Logement rural en Algérie
- Logement social LPL (logement public locatif)
- LPA (logement promotionnel Aidé) Algérie
- LPP (logement promotionnel public) Algérie
- LPP (logement promotionnel public) pour les étrangers

—On distingue plusieurs entreprises de construction des bâtiments en Algérie :

Publiques

- ENPI (Entreprise Nationale de la Promotion Immobilière).
- OPGI (Offices de Promotion et de Gestion Immobilières).
- GCB (la société Nationale de Génie Civil et Bâtiment).
- HR (Habitat Rural).

Privées

- GAMA PRO
- SARI AZIZ
- HAMDOUN
- ETB LALAOUI MAHMOUD

VII-2 Présentation de projet

Un projet est un « processus unique d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences telles que les contraintes de délais, de coûts et de ressources. ». Dans le secteur du bâtiment, définir un projet de construction est essentiel afin d'éviter des erreurs lors de la réalisation.

Nous avons étudié un bâtiment (R+9), à usage multiple situé à la wilaya de Sidi-Bel-Abbès, commune Sidi-Bel-Abbès, Rue MOUALID TAHAR, partie 174. Il occupe une surface de (465.677 m²) sur terrain, il est composé de 02 parkings sous terrain, 05 locaux commerciaux au niveau du RDC et deux catégories de logements (F3 et F4) répartie sur 09 étages.

VII-2-1 Cycle de vie d'un projet de construction

Chaque projet pris en charge par votre équipe semble radicalement différent, que ce soit au niveau des membres d'équipe, des échéances, des besoins ou des objectifs.

Cependant, ces divers projets ont plus en commun que ce que vous pensez. Ils ont tous un début, un milieu et une fin qui suivent un processus reproductible.

(PMBOK) définit le cycle de vie d'un projet comme suit : « série de phases par lesquelles passe un projet de son lancement à sa clôture. » [1]

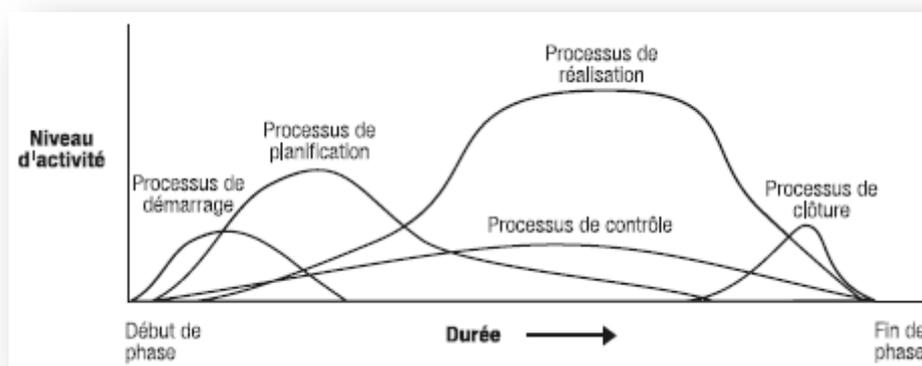


Figure VII-1 : cycle de vie du projet de construction.

Le diagramme standard du cycle de vie d'un projet comprend 5 phases, qui sont généralement réalisées dans cet ordre lorsqu'un nouveau projet démarre, mais ce n'est pas obligatoire. Par exemple, si un changement vient légèrement modifier le cours de votre projet, vous retournerez probablement à la phase de planification pour prendre en compte ce changement, mais sans revenir à la phase de lancement.

Cet ensemble de phases peut sembler être une formalité, mais celles-ci peuvent être très utiles. Elles offrent une approche structurée de gestion d'un projet de A à Z. Vous bénéficiez ainsi de rôles et de responsabilités plus clairs, d'une communication rationalisée et, au final, d'une formule reproductible qui mène à la réussite des projets (avec moins d'oublis et de passes manquées).

VII-2-2 Partie prenante du projet

–Le maitre de l’ouvrage

Le commanditaire du projet c'est l'entreprise **EURL BB promotion**, qui définit le cahier des charges et par conséquent les besoins, le budget, le calendrier prévisionnel ainsi que les objectifs à atteindre.

–Le maitre d’œuvre

La mission de la maîtrise d'œuvre est faite par **Mr. Bounoua Ahmed** et **BET GC– Sidhoum Kadda**. Ils ont élaboré le cahier des clauses techniques particulières (CCTP), contrôler la bonne exécution des travaux et jouer un rôle d'interface entre le client et les entreprises chargées d'exécuter les travaux.

–Architectes

les trois architectes concepteurs de ce bâtiment sont : **Sabri Kada, Merabet Karim** et **Sbai Farouk**

–Organisme de contrôle (CTC – Sidi-Bel-Abbès)

L'organisme est chargé du contrôle technique de la construction de bâtiment pour s'assurer de la stabilité et de la durabilité des ouvrages, fondation viabilité ayant un impact sur la stabilité de l'ouvrage, d'ossature de clos et couvert en vue de réduire les risques à la prévention des différents aléas techniques susceptible d'être rencontrés dans la réalisation.

–Laboratoire LNHC (Sidi-Bel-Abbès)

Le Laboratoire doit offrir un service public aux particuliers consistant en des essais de sols et des matériaux et en des conseils techniques. Ce service doit s'étendre à tous les acteurs, de la société civile et de l'Etat exprimant des demandes d'informations techniques et scientifiques

pour les besoins de leur propre programme dans le domaine de la géotechnique ou des matériaux de construction.

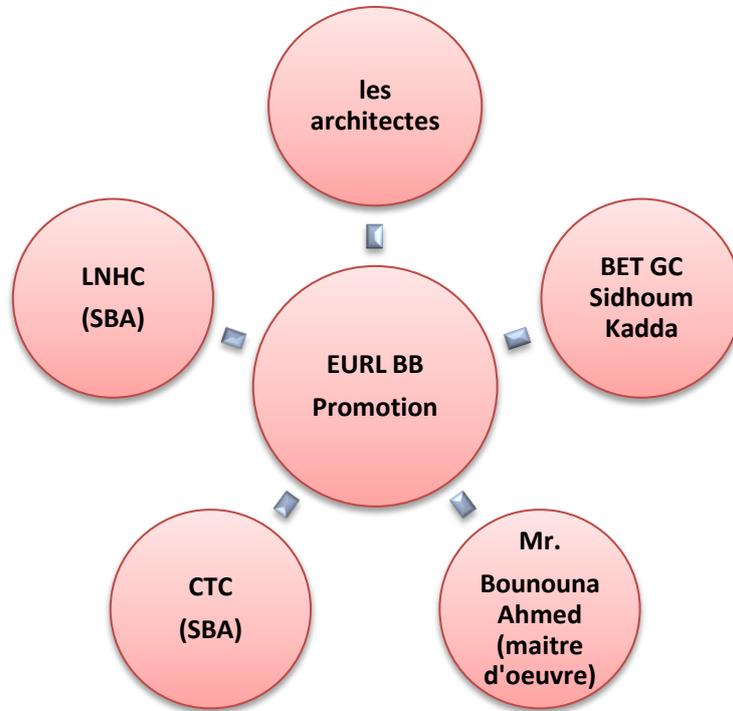


Figure VII-2 : les intervenants de notre projet.

VII-3 Planification de notre projet

La gestion de projet couvre l'ensemble des **outils, techniques et méthodes** qui permettent au chef de projet et à l'équipe plus ou moins nombreuse, qui lui est directement associée, de **conduire, coordonner et harmoniser** les diverses tâches exécutées dans le cadre du projet, afin qu'il satisfasse aux besoins explicites et implicites pour les quels il a été entrepris.[2]

Pour cela, il faut savoir mettre en œuvre les outils de l'analyse fonctionnelle, de planification (WBS, Gantt), gérer un budget, motiver et animer l'équipe du projet, maîtriser les risques. Tout cela en conciliant les intérêts du propriétaire et des parties prenantes.

Pour notre Projet de Fin d'étude, nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai, le coût et les risques.

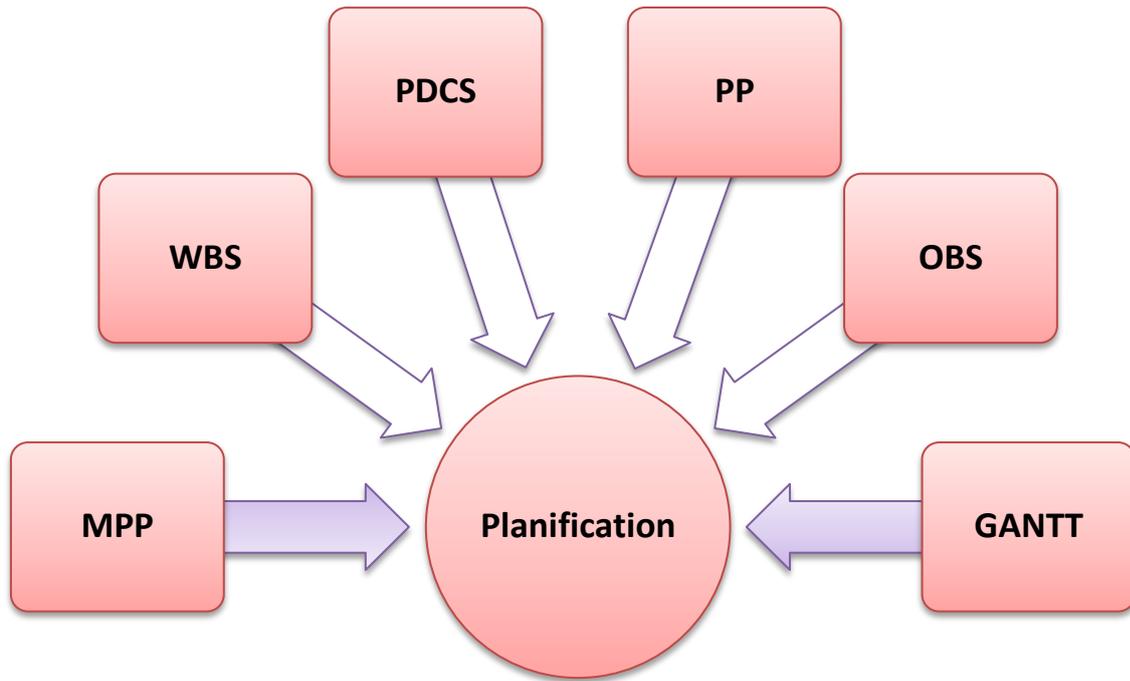


Figure VII-3 : Outils utilisés planifier.

VII-3-1)- La matrice des priorités (MPP)

Quand on doit choisir la manière d'aborder un projet, il existe 3 notions fondamentales qu'il faut connaître et évaluer : la qualité, le coût et le délai.

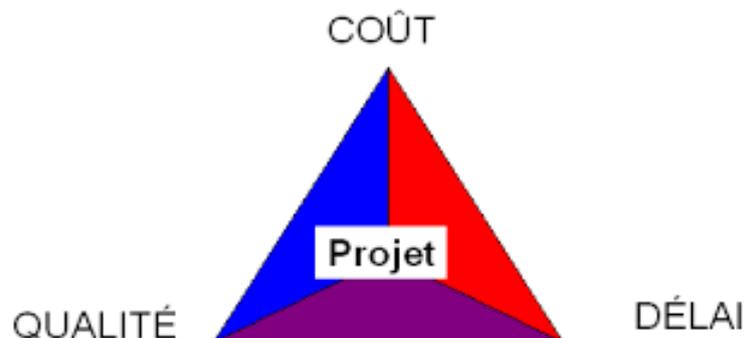


Figure VII-4: Les priorités du projet (PP).

Les chefs de projet sont confrontés en permanence à des choix dans leurs actions ou leurs décisions :

- ❖ Réaliser le projet dans les délais, mais avec un coût supplémentaire.
- ❖ Faire moins cher mais peut être au détriment de la qualité.
- ❖ Gagner sur les coûts ou les délais mais en dégradant les conditions de travail.

Pour notre étude, nous avons fixé la performance du projet comme contrainte, et nous avons optimisé le coût et le délai.

Tableau VII-1 : Matrice de priorité de notre cas.

	Performance	Délai	Coût
contraindre			
améliorer			
accepter			

VII-3-2 Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS)

PDCS outil informatique (Excel), très utilisé dans le domaine de management. Il est développé par « Construction Industry Institute ». (Organisation des propriétaires) (CII) (Environ 100 membres du CII versent \$40000 par an pour les recherches en construction)

Le but est de satisfaire au maximum les objectifs des propriétaires. (Généralement d'importance différente, coût, durée, confidentialité etc....) et de résoudre les problèmes en suivant 04 phases (planifier, réaliser, vérifier et agir).

Les critères de sélection sont basés sur les objectifs du propriétaire. (Facteurs tirés de l'industrie).

Dans le PDCS, il existe 12 types d'élaboration de projet et de stratégie de contrat.

La procédure de ce système regroupe dans trois(03) grandes parties :

- Choix des 03 alternatives avec le total de points les plus élevés (points définis suivant les objectifs et les conditions du projet 20).
 - Utilisation de l'approche de compensation par défaut associé à chacune des 03 alternatives.
 - Utilisation du système de compensation plus efficace pour la décision finale.
- D'après les besoins du propriétaire, on va définir les facteurs importants dans ce projet et leurs scores.

- 2. Le coût minimum est critique pour le succès du projet → On a choisi un score de 60%.
- 5. Le propriétaire assume un risque financier minimal dans le projet. → On a choisi un score de 70%.
- 7. Achèvement avant les délais est critique pour le succès du projet. → On a choisi un score de 70%.
- 14. Le propriétaire veut un degré moins élevé de control et d'influence sur l'exécution du projet. → On a choisi un score de 60%.
- 16. Propriétaire veut une utilisation minimale de ses ressources pour l'exécution du projet. → On a choisi un score de 80%.
- 20. Conception/engineering du projet ou bien construction très complexe, non standards ou innovées.. → On a choisi un score de 60%.

Tableau VII-2 : Facteurs et leurs scores.

Table A-1: Compute Preference Weights			
Factor Action Statement	Preference Rank	Preference Scores	Normalized Preference Weight
2. Ensure lowest cost	3	60	0,15
5. Reduce risks or transfer risks to contractor	4	70	0,18
7. Ensure shortest schedule	2	70	0,18
14. Minimize Owner's controlling role	6	60	0,15
16. Minimize Owner's involvement	1	80	0,20
20. Efficiently coordinate project complexity	5	60	0,15
		400	

Tableau VII-3 : Score de chaque système.

Table A-2: Compute Aggregate Scores									
PDCS Relative Rank	PDCS Alternatives	Factor	2	5	7	14	16	20	Aggregate Score
		Preference Weight	0,15	0,18	0,18	0,15	0,20	0,15	
6	PDCS 01	Predetermined Effectiveness Values (Table EV-1)	90	80	0	10	20	70	43,50
6	PDCS 02		100	50	50	0	10	60	43,50
7	PDCS 03		70	60	10	30	20	50	38,75
9	PDCS 04		70	60	0	20	20	40	34,00
10	PDCS 05		60	20	40	20	20	40	32,50
4	PDCS 06		40	70	80	40	60	70	60,75
2	PDCS 07		80	90	100	90	90	100	91,75
3	PDCS 08		80	80	90	80	70	80	79,75
12	PDCS 09		0	10	90	10	0	0	19,00
11	PDCS 10		0	0	60	50	70	0	32,00
1	PDCS 11		80	100	100	100	100	90	95,50
8	PDCS 12		40	0	100	0	0	80	35,50

Le résultat de travail élaboré est représenté comme suit :

PDCS Relative	PDCS Alternatives	Types de contrat
01	11	Clé en main (TurnKey)
02	07	Conception/construction (DB)
03	08	Multiple Conception/construction

D'après les résultats obtenus, on va choisir :

PDCS 11	Clé en main	<p>* Chevauchement entre les phases de conception et de construction.</p> <p>* Acquisition commence pendant la conception.</p> <p>* Propriétaire signe un contrat avec l'entrepreneur pour la livraison clé en main.</p>
---------	-------------	---

- ✚ **Interprétation** : Un projet **clé en main** est un projet qui, une fois réalisé, est immédiatement prêt à être utilisé.

VII-3-2-1 Les avantages d'un projet clé en main

- **Le confort** : le propriétaire n'a effectivement pas à se préoccuper des contacts avec les artisans, des relances, de l'organisation du chantier ni de son suivi, ainsi que des aléas inévitables lors de la mise en œuvre d'un tel projet.
- **Le prix est définitif** : avec un bâtiment clé en main, le prix est convenu à l'avance. Ce qui signifie que si le coût d'un matériau augmente, cela n'aura pas de répercussion sur le prix.
- **La garantie** : Le constructeur est par ailleurs tenu de respecter les termes du contrat, ce qui suppose qu'aucune (mauvaise) surprise n'est possible et que les nouveaux propriétaires mettront les pieds dans le logement dont ils ont rêvé aux prémices du projet.

VII-3-2-2 Les limites d'un projet clé en main

- **Le manque de souplesse** : avec des délais et un budget à tenir, un contrat de maison clé en main présente forcément moins de flexibilité que celui d'une maison traditionnelle. Le propriétaire, qui n'est pas maître d'œuvre, dispose de moins de marge de manœuvre pendant la construction et peut difficilement faire changer des plans ou modifier des solutions d'aménagement en cours de travaux.
- **Une maison standard** : bien que l'on puisse adapter un petit peu les plans à ses souhaits et ses goûts personnels, les maisons clé en main laissent très peu de liberté quant à la personnalisation de la maison. Les plans sont en effet moins flexibles et le sur mesure reste très limité.

- **Le prix :** Comme le propriétaire n'intervient absolument pas dans les travaux de construction d'une maison clé en main, il n'est pas possible de faire des économies sur les finitions. Le prix de ce type de maison est donc beaucoup plus cher.

VII-3-3 Works Breakdown Structure (WBS)

WBS Est une décomposition hiérarchique des travaux nécessaires pour réaliser les objectifs d'un projet.

Elle a pour but d'aider à organiser le projet, en définissant la totalité de son contenu et en servant de référence pour planifier les activités et établir le budget prévisionnel. Elle est également utilisée pour guider la gestion des risques, ou identifier les acquisitions nécessaires. Elle permet également de déléguer et de contractualiser la mission confiée à chaque acteur. [3]

Le WBS de notre bâtiment est dans [Annexe B] .

VII-3-4 Organisationnel breakdown structure (OBS)

Est un schéma qui représente les responsabilités de chaque membre pour chaque tâche d'un projet. [3]



Figure VII-5: Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS). [10]

VII-3-5 Diagramme de Gantt (délai)

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble. [4]

Diagramme de Gantt est particulièrement facile à mettre en œuvre avec un simple tableur plus connu est **Microsoft Project**. [Annexe A]

VII-3-5-1 MS Project

Ms Project est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets. [3]

VII-3-5-2 La notion tâche

Dans un projet, les tâches sont effectuées dans un ordre déterminé. Très souvent, on notera qu'une tâche doit être achevée avant que la tâche suivante ne puisse débiter. Ces deux tâches ont une **liaison** de fin à début. Cela signifie que :

-la seconde tâche doit être effectuée après la première ; c'est ce que l'on appelle une **séquence**.

-la seconde tâche ne peut être accomplie qu'une fois que la première est achevée ; c'est ce que l'on appelle une **interdépendance**.

Dans Microsoft Project, la première tâche est appelée le **prédécesseur** car elle précède les tâches qui en dépendent. La seconde tâche est appelée **successeur**, car elle succède à des tâches dont elle dépend.

Microsoft Project offre quatre types de relations entre les tâches :

Fin-début (FD) : La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.

Début-début (DD) : La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé.

Fin-fin (FF) : La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.

Début-fin (DF) : La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé. [5]

VII-3-5-3 Nombre des effectifs

Le gestionnaire de projet ou le chef d'équipe examine les compétences du personnel et les compare avec les rôles et les responsabilités nécessaires à chaque phase; il tient compte à la fois des tâches nouvelles et existantes. Le centre d'expertise doit entretenir les compétences de base, tandis que les responsables de projet doivent donner une formation ou fournir une possibilité de perfectionnement adaptée au projet, en fonction des besoins opérationnels. Le nombre des effectifs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-4 nombre des effectifs.

Les effectifs	Nombre des personnes
Chef de chantier	01
Coffreurs	08
Ferrailleurs	08
Maçons	10
Manœuvres	08
Electriciens	03
Plombiers	03
peintres	06
menuisiers	02

VII-3-5-4 Estimation de nombre des éléments structuraux et ses quantités**Tableau VII-5 : nombre des éléments structuraux et ses quantités**

Les niveaux	Nombre de poteau	Nombre de voile	Nombre de poutre principale	Nombre de poutre secondaire
Sous sol 02	28	22		
Sous sol 01	28	22	21	23
RDC jusqu'a étage 08	28	13	21	23
Etage 09	21	11	14	18
Buanderie	6	04	3	4

Tableau VII-6-1 : Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau.

Les niveaux	volume des poteaux (m³)	Volume des voiles (m³)	surface des murs intérieurs (m²)	surface des murs extérieurs (m²)
SS02	41.98	77.571	296.73	
SS01	53.65	99.13	368.74	
RDC	54.30	44.867	441.086	277.13
01	38.21	31.573	296.382	186.96
02	32.56	31.573	296.382	186.96
03	32.56	31.573	296.382	186.96
04	27.36	31.573	296.382	186.96
05	27.36	31.573	296.382	186.96
06	22.61	31.573	296.382	186.96
07	22.61	31.573	296.382	186.96
08	18.31	31.573	296.382	186.96
09	13.74	27.294	211.114	162.183
Buanderie	3.10	10.74	7.371	57.86

Tableau VII-6-2 : Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau.

Les niveaux	Volume des poutres.P (m ³)	Volume des poutres.S (m ³)	Surface des planchers (m ²)
SS01	12.14	11.592	440.717
RDC	12.14	11.592	416.717
01	12.14	11.592	490.63
02	12.14	11.592	518.38
03	12.14	11.592	529.73
04	12.14	11.592	529.73
05	12.14	11.592	519.37
06	12.14	11.592	519.37
07	12.14	11.592	519.37
08	12.14	11.592	529.73
09	12.14	11.592	499.076
T.A	8.38	9.072	328.32
T.Inacc	1.64	2.016	49.92

Sur la base de ces informations, on a effectué un calcul automatique grâce au logiciel **MS Project** qui nous a permis d'obtenir les résultats ci-après :

- La durée du projet est de **611 jours** de travail.
- La durée du projet en mois est d'environ **20 mois**.
- Le début du projet est prévu le : **23/02/2020**.
- La fin du projet est prévu le : **26/06/2022**.

VII-4 L'estimation du coût de projet

Parmi les différentes étapes de gestion d'un projet, l'évaluation du coût du projet est la plus importante et la plus délicate. En effet, cette phase nécessite beaucoup de rigueur et doit être la plus exhaustive possible afin de fournir un chiffrage précis, fiable et pertinent. Le but est d'établir le coût potentiel du projet, de son lancement jusqu'à sa clôture. Cette phase n'est pas simple et il est essentiel d'impliquer l'ensemble des parties prenantes pour nous aider. [5]

Il existe plusieurs méthodes d'estimation de coûts :

VII-4-1 Estimation par analogie (Descendante)

Le principe de la méthode analogique consiste à effectuer une extrapolation à partir des cas similaires (cas source) au cas présent (cas cible). Les cas source sont extraits de la base de données historique des projets. La structure du cas-cible peut être sensiblement différente des cas sources. le résultat obtenu demande à être interprété par un deviseur expérimenté.

VII-4-2 Estimation analytique (Ascendante; bottum-up)

Elle permet d'évaluer le coût d'un projet à partir de la décomposition du travail à réaliser en tâches élémentaires. C'est à la fois la plus ancienne, la plus classique et la plus répandue de toutes les méthodes rationnelles d'estimation de coût.

Elle nécessite la connaissance de la structure exacte du produit et du descriptif détaillé des travaux (WBS). La mise en œuvre de la méthode analytique est longue et donc coûteuse, cependant, elle est la plus fiable.

VII-4-3 Estimation paramétrique

Elle est fondée sur le retour d'expérience, elle fait appel à des calculs plus complexes que dans la méthode analogique. Elle ne fonctionne que sur une famille de projets de structure identique ne différant que par la taille. Les calculs sont automatisables sur un simple tableau comme par exemple Excel.

L'utilisation des applications de chiffrage paramétrique est à la portée d'un opérateur inexpérimenté. Par contre l'élaboration de la formule d'estimation des coûts est complexe et nécessite un expert rompu au calcul statistique. [7]

VII-4-4 Estimation par logiciels de gestion de projet

Cette (Figure VII-6) nous explique la pertinence des différentes méthodes par rapport au cycle de vie de notre projet :

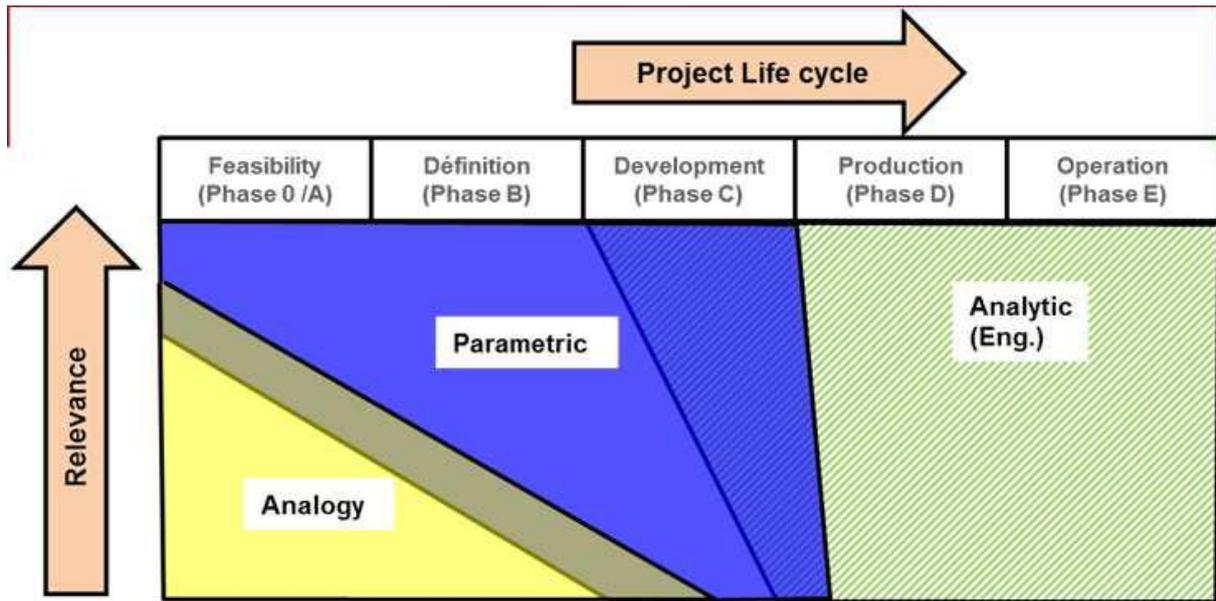


Figure VII-6 : Les modèles d'estimation des coûts. [8]

✚ Détermination de coût par estimation paramétrique

Notre projet est classé comme logement Promotionnel aidé (LPA) :

D'après le Site du ministère du logement (mhuv.gov.dz), le Ministre a donné en détails les prix d'un nouveau programme des logements LPA. Ainsi le prix de F3 Avec Taxe coûtera environ de 3.100.000DA, et F4 coûtera environ 3.900.000DA.

Et d'après un promoteur qui est entrain de réalisé un programme de logements promotionnels aidés pareil à SBA :

- ❖ Notre bâtiment est de logement de type (F3 et F4), le prix de mètre carré d'habitation est varié entre 35000.00 DA et 55000.00 DA.
- ❖ le RDC contient 05 locaux commerciaux le prix du mètre carré est égale à 35000.00 DA.
- ❖ Le parking est destiné comme sous-sol le prix du mètre carré est égale à 20000.00 DA.

Une fois que nous nous sommes fixés les paramètres nous pouvons donc estimer le coût de revient de notre projet suivant les tableaux ci-dessous :

➤ **Logements**

On spécifie 5 types de logements selon la superficie :

Tableau VII-7: Le prix de chaque catégorie des logements.

Types	Surfaces (m²)	Prix unitaire (DA)	Prix de logement (DA)
F3a	134.6224	55000	7404232
F3b	142.5459	55000	7840024.5
F4a	152.5638	55000	8931009
F4b	163.1095	55000	8971022.5
F4c	179.7561	55000	9886585.5

➤ **Locaux**

Dans notre bâtiment, il y a 05 locaux au niveau du RDC, qu'ils ont la même surface:

Tableau VII-8: Le prix de chaque catégorie des locaux

Surfaces (m²)	Prix unitaire (DA)	Prix de local (DA)	Prix des locaux (DA)
14.96	35000	523600.00	2618000.00

Alors, le coût global de la réalisation de notre projet avec Taxe sera représenté comme suit :

Tableau VII-9: Le prix estimatif global avec taxe de notre structure.

Usage	Prix de 1 m²	Prix de logement A.T (DA)
Parking	20000	18627080
Commerce	35000	2618000
Habitation	55000	218038727
		∑ 239283807

D'après plusieurs études managériales similaires, notre coût est dans les normes standards.

VII-5 Le management des risques

La management des risques de projet, est la discipline qui s'attache à identifier, évaluer et prioriser les risques relatifs aux activités d'une organisation, quelles que soient la nature ou l'origine de ces risques, pour les traiter méthodiquement de manière coordonnée et économique, de manière à réduire et contrôler la probabilité des événements redoutés, et réduire l'impact éventuel de ces événements dans le cadre de projet. [3]

VII-5-1 Caractéristiques du risque

La probabilité d'apparition : Cette probabilité peut être évaluée de manière qualitative ou quantitative. L'évaluation qualitative consiste à affecter une valeur sur une échelle ordinale (par exemple : très faible, faible, forte et très forte). L'évaluation quantitative quant à elle, affecte une valeur numérique à cette probabilité.

L'impact ou gravité : Cette caractéristique donne une estimation des conséquences du risque. On peut considérer un impact sur les coûts, sur les délais et la qualité. On peut aussi, si l'on travaille en évaluation qualitative, considérer un impact global en lui attribuant une valeur sur une échelle ordinale (par exemple : très faible, faible, fort et très fort). Si l'on considère un impact quantitatif sur les coûts ou les délais, on peut donner une fonction de répartition statistique de l'impact (loi constante, normale, β , ...).

DéTECTABILITÉ ou probabilité de détection : On peut considérer cette caractéristique soit comme binaire (facilement détectable, difficilement détectable) soit comme une probabilité que l'on peut évaluer qualitativement ou quantitativement.

L'exposition ou criticité : Cette caractéristique est déterminée en fonction de la probabilité, de l'impact et/ou de la détectabilité du risque.

Elle permet de hiérarchiser les risques, en distinguant les risques acceptables de ceux qui sont inacceptables pour le projet et devront donc être traités en priorité. [9]

$$\text{Criticité} = \text{gravité} \times \text{fréquence}$$

VII-5-2 La procédure de mise en place du management des risques de projet

Les processus de gestion des risque se fait en quatre étape :

- 1- Identification des risques :** Identifier les risques, c'est attribuer à un risque un libellé, mais aussi mettre en exergue ses causes et ses conséquences. On lui attribue alors une classe, un propriétaire et éventuellement un processus lié et d'autres caractéristiques comme sa période active.

- 2- Évaluation des risques :** Le but de cette activité est de donner une évaluation ou estimation de certaines caractéristiques du risque telles que la probabilité d'apparition, l'impact ou la détectabilité.
- 3- Hiérarchisation des risques :** L'objectif de cette activité est de classer les risques en fonction de leur dangerosité. Pour ce faire, on utilise la caractéristique d'exposition. L'exposition est une caractéristique calculée à partir de la probabilité d'apparition, de l'impact et parfois de la détectabilité.
- 4- Traitement des Risques :** L'objectif de cette phase est de déterminer, pour chaque risque jugé inacceptable, le type de réponse ou stratégie permettant de le maîtriser et de définir les actions à mettre en œuvre. Différentes stratégies peuvent être choisies :
- Transfert ou partage du risque .
 - Élimination du risque (en supprimant ses causes) .
 - Réduction du risque par des actions visant soit à diminuer sa probabilité (actions préventives), soit à diminuer son impact s'il se réalise, soit à combiner les deux approches.

VII-5-3 Classification des risques présentant dans notre projet

Notre projet est soumis aux risques, on a estimé et identifié les principaux risques, ensuite on a évalué la criticité dans le but de les gérer manager et les maîtriser.

Tableau VII-10 : Classification des risques.

	Événement à risque	Probabilité	Gravité	Criticité	Action à entreprendre
R1	Manque de matériaux	03	02	06	-Utiliser les stocks.
R2	chutes, glissades et trébuchements attribuables à des débris ou à des surfaces de plancher inégales	03	04	12	- Installation des filets de sécurité, des gardes corps, des plateformes élévatrices. -L'obligation de porter un casque de sécurité.
R3	incidents mettant en cause des véhicules ou d'autre équipement mobile	03	04	12	Un chauffeur professionnel et prudent, en particulier lors du transport des matériaux de construction.
R4	séisme	01	03	03	-suivre les exigences du RPA. -partagé le risque avec une assurance (SAA).

VII-5-4 Matrice de criticité

La matrice de criticité est évaluée souvent sur une échelle de 1 à 5. Elle est liée à l’intensité de l’accident lorsqu’il se produit, et elle est conçue pour aider les entreprises à déterminer le niveau de risque. [1]

On a élaboré une matrice de criticité représenté comme suit :

Probabilité d'occurrence	Quasiment certain 5					
	Probable 4					
	Possible 3		R1		R2; R3	
	Peu-probable 2					
	Rare 1			R4		
		Limité 1	Mineur 2	Modéré 3	Majeur 4	Très significatif 5
		Gravité				

- Risque acceptable
- Risque modéré
- Risque majeur
- Risque inacceptable

Figure VII-7 : La matrice de criticité.

VII-6 Conclusion

Une bonne gestion de projets représente beaucoup plus qu'une livraison de projet respectant les délais, la portée et le budget. Elle rapproche les clients et les équipes, crée une vision de réussite et permet à tous de rester concentrés sur ce qui est requis afin de demeurer sur la voie de la réussite. Un projet bien géré aura une incidence positive qui s'étend bien au-delà de la livraison.

Et dans ce chapitre, nous avons essayé de montrer l'importance de Management de projet et comment il facilite le travail et le rendre plus organisé.

Nous avons constaté aussi que la planification du projet par le diagramme de Gantt permet de rendre un projet plus simple et plus clair à travers la (WBS) et facilite le suivi du projet au fur et à mesure de son avancement.

L'estimation du coût global de notre projet a été faite par la méthode paramétrique.

Enfin, la bonne gestion permettra le bon déroulement de projet et assurera le bon pilotage.

Conclusion générale

C'est grâce à ce projet de fin d'étude, que nous avons eu l'opportunité de cumuler les connaissances théorique avec celle de la pratique. Ceci permet également de rentrer dans la vie active et de découvrir plus précisément le milieu professionnelle et d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation. Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des logiciels SAP 2000V14 ; Safe ; Auto CAD ; MS Project ; MindView permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteinte des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour nous. Il nous a fourni les moyens nécessaires qui nous aident à affronter la vie professionnelle.

En espérant que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants chercheurs.

Références bibliographiques

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mougins, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[RPA, 99/V2003] Règles Parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.Document technique réglementaire. D.T.R B.C.2.48. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[DTR B.C. 2.2] MELLAK, Hachemi. Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire. DTR.B.C 22. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S. Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[CBA 93] Mr. BELAZOUGUI, M (président du groupe). Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A.93.Document technique règlementaire.D.T.R.-B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Rue Kaddour Rahim (Prolongée) B.P 2 52 Hussein-Dey-Alger.

[1] PMBOK, Guide du corpus des connaissances en management de projet. Quatrième édition, ANSI/MPI 99-001-2008.

[2] AFNOR , L'Association française de normalisation a été créée en 1926 .

[3] <https://www.wikipedia.org>

[4] <https://www.gantt.com>

[5] <https://stratex-afrique.com>

[6] <https://www.planzone.fr>

[7] <https://fr.linkedin.com>

[8] PH. GASTINEL/ J FRANCK. Approche paramétrique d'estimation des couts appliquée au projet IFMIF

[9] ICSSEA 2002 Assises n°10 Chauveau. Bien caractériser les risques

[10] HAROUAT, A et RAMDANI, M. Etude technico-managériale d'un bâtiment à usage multiple «2 sous sol+RDC+12 étages » en béton armé implanté à Tlemcen. Mémoire d'obtention du diplôme du Master en Génie civil, soutenue en juin 2019, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 210 p

[11] Rafik Taleb, Règles Parasismiques Algérienne RPA99/Version 2003 pour les structures de bâtiments en béton armé, interprétation et proposition, 24/09/2017

[12] MESSAOUDEN, S et HALHALI, A. Étude technique et managériale d'un bâtiment « sous sol + RDC +10 étages » à Oran. Mémoire d'obtention du diplôme du Master en Génie civil, soutenue en juin 2018, Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 233 p.

ANNEXE A

Diagramme de GANTT

ANNEXE B

WBS

Bâtiment 2 SS Plus R+09

1. Installation de chantier

- 1.1 Création de l'accès.
- 1.2 Mur de clôture.
- 1.3 Baraque de chantier.
- 1.4 approvisionnement

2. Infrastructure.

2.1 Terrassement

- 2.1.1 Décapage de la terre végétale
- 2.1.2 Evacuation
 - 2.1.2.1 Fouille de radier

2.2 Assainissement

- 2.2.1 Creusement des regards
 - 2.2.1.1 Pose des canalisations
 - 2.2.1.2 Remblais

2.3 Radier général.

- 2.3.1 Réglage de fouille
- 2.3.2 Ferrailage
- 2.3.3 Coffrage
- 2.3.4 Bétonnage
- 2.3.5 Décoffrage
- 2.3.6 Plate forme.
 - 2.3.6.1 Pose gravier
 - 2.3.6.1.1 Pose treillis soudés
 - 2.3.6.1.2 Coulage plate forme

3. Superstructure.

3.1 Sous Sol

3.1.1 Sous sol2

- 3.1.1.1 Poteaux et voiles de soutènement et contreventement
 - 3.1.1.1.1 Ferrailage des poteaux de sous sol2
 - 3.1.1.1.2 Coffrage des poteaux sous sol2
 - 3.1.1.1.3 Ferrailage des voiles
 - 3.1.1.1.4 Coffrage des voiles
 - 3.1.1.1.5 Bétonnage des poteaux sous sol2+ voiles
- 3.1.1.2 Planchers dalles pleins et escalier
 - 3.1.1.2.1 Ferrailage des poutres et chainages sous sol1
 - 3.1.1.2.2 Ferrailage et coffrage de la dalle pleine de sous sol1 + escalier
 - 3.1.1.2.3 Coulage de la dalle de sous sol1 + poutres et escalier

3.1.2 Sous sol 1

- 3.1.2.1 Poteaux et voiles de soutènement et contreventement
 - 3.1.2.1.1 Ferrailage des poteaux de sous sol 1
 - 3.1.2.1.2 Coffrage des poteaux sous sol 1
 - 3.1.2.1.3 Ferrailage des voiles
 - 3.1.2.1.4 Coffrage des voiles
 - 3.1.2.1.5 Bétonnage des poteaux sous sol 1 + voiles
- 3.1.2.2 Planchers dalles pleins et escalier
 - 3.1.2.2.1 Ferrailage des poutres et chainages RDC
 - 3.1.2.2.2 Ferrailage des poutrelles
 - 3.1.2.2.3 Coffrage de la dalle de RDC
 - 3.1.2.2.4 La pose d'hourdis
 - 3.1.2.2.5 Coulage de la dalle RDC+poutres+chainages.

3.1.3 RDC

- 3.1.3.1 Poteaux et voiles de contreventement
 - 3.1.3.1.1 Ferrailage des poteaux de RDC
 - 3.1.3.1.2 Coffrage des poteaux RDC
 - 3.1.3.1.3 Ferrailage des voiles
 - 3.1.3.1.4 Coffrage des voiles
 - 3.1.3.1.5 Bétonnage des poteaux RDC + voiles
- 3.1.3.2 Plancher corps creux et escalier
 - 3.1.3.2.1 Ferrailage d'escalier RDC
 - 3.1.3.2.2 Coffrage d'escalier RDC
 - 3.1.3.2.3 Ferrailage des poutrelles
 - 3.1.3.2.4 Coffrage de la dalle
 - 3.1.3.2.5 La pose d'hourdis
 - 3.1.3.2.6 Bétonnage de l'ensemble escaliers / dalle

3.1.4 Etage 01 jusqu'a étage 09

- 3.1.4.1 Les poteaux
 - 3.1.4.1.1 Ferrailage des poteaux de 1 étage
 - 3.1.4.1.2 Coffrage des poteaux
- 3.1.4.2 Les voiles
 - 3.1.4.2.1 Ferrailage des voiles
 - 3.1.4.2.2 Coffrage des voiles
- 3.1.4.3 Bétonnage des poteaux et voiles
- 3.1.4.4 Plancher corps creux et escalier
 - 3.1.4.4.1 Ferrailage
 - 3.1.4.4.1.1 Ferrailage des poutres et chainages de l'étage suivant
 - 3.1.4.4.1.2 Ferrailage des poutrelles
 - 3.1.4.4.1.3 Ferrailage d'escalier
 - 3.1.4.4.2 Coffrage
 - 3.1.4.4.2.1 Coffrage d'escalier
 - 3.1.4.4.2.2 Coffrage de la dalle d'étage
 - 3.1.4.4.3 La pose d'hourdis
 - 3.1.4.4.4 Coulage de l'ensemble dalle / escalier

3.1.5 Terrasse accessible

- 3.1.5.1 Poteaux et voiles de contreventement
 - 3.1.5.1.1 Les poteaux
 - 3.1.5.1.1.1 Ferrailage des poteaux
 - 3.1.5.1.1.2 Coffrage des poteaux
 - 3.1.5.1.2 Les voiles
 - 3.1.5.1.2.1 Ferrailage des voiles
 - 3.1.5.1.2.2 Coffrage des voiles
- 3.1.5.1.3 Bétonnage

4. Corps d'etats techniques et secondaires

4.1 Partie technique

- 4.1.1 Maçonnerie
 - 4.1.1.1 Murs extérieur
 - 4.1.1.2 Murs intérieur
- 4.1.2 Electricité
 - 4.1.2.1 Filerie
 - 4.1.2.2 Equipement
- 4.1.3 Reseaux humides
 - 4.1.3.1 Plomberie
 - 4.1.3.2 Chauffage
- 4.1.4 Finition des murs
- 4.1.5 Ascenseur
 - 4.1.5.1 Fourniture
 - 4.1.5.2 Pose

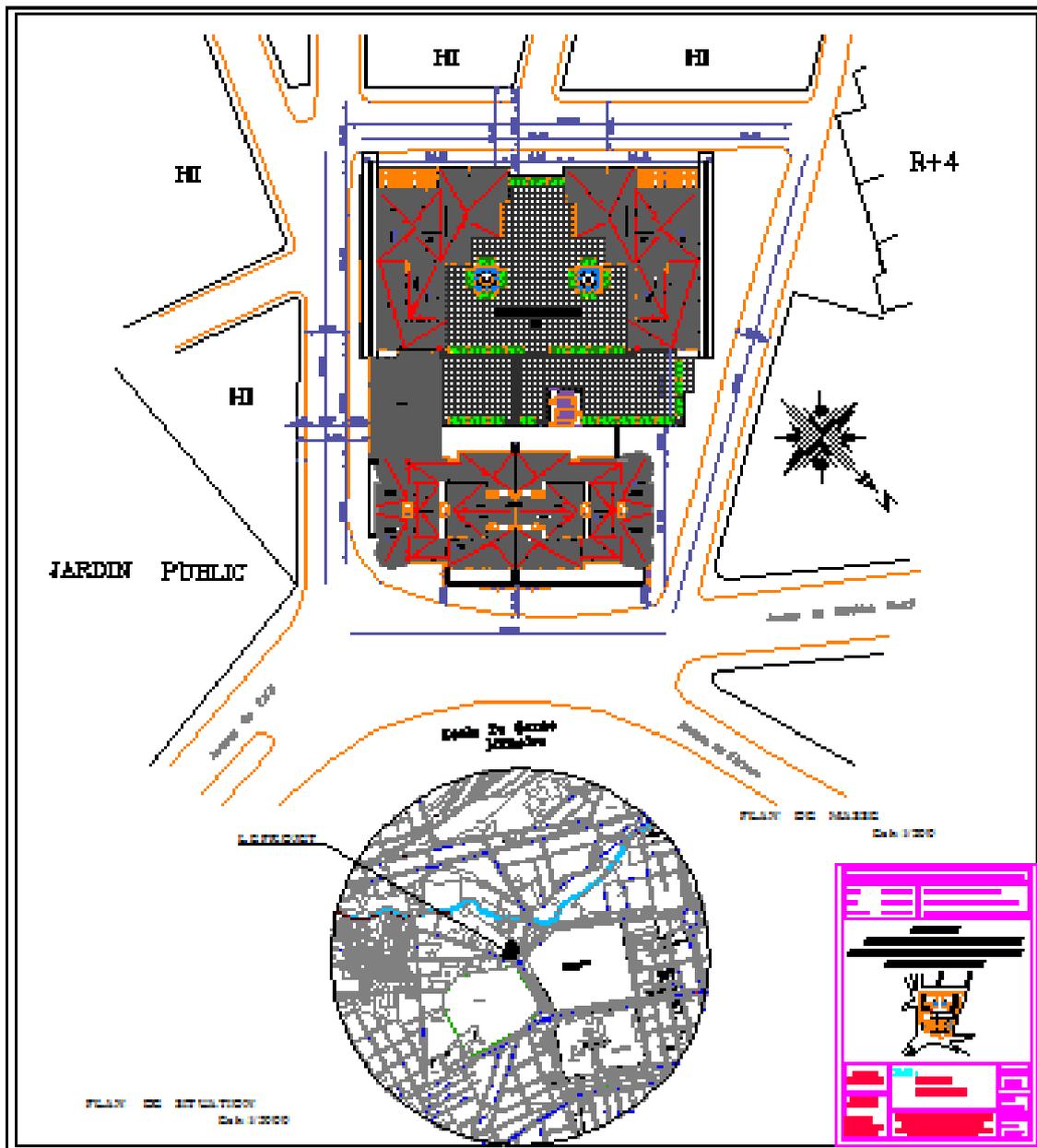
4.2 Partie secondaire

- 4.2.1 Menuiserie
 - 4.2.1.1 Menuiserie métallique
 - 4.2.1.2 Menuiserie en bois
- 4.2.2 Revêtement
 - 4.2.2.1 Revêtement de sol
 - 4.2.2.2 Revêtement Mureaux
- 4.2.3 Peinture et platerie
- 4.2.4 Nettoyage

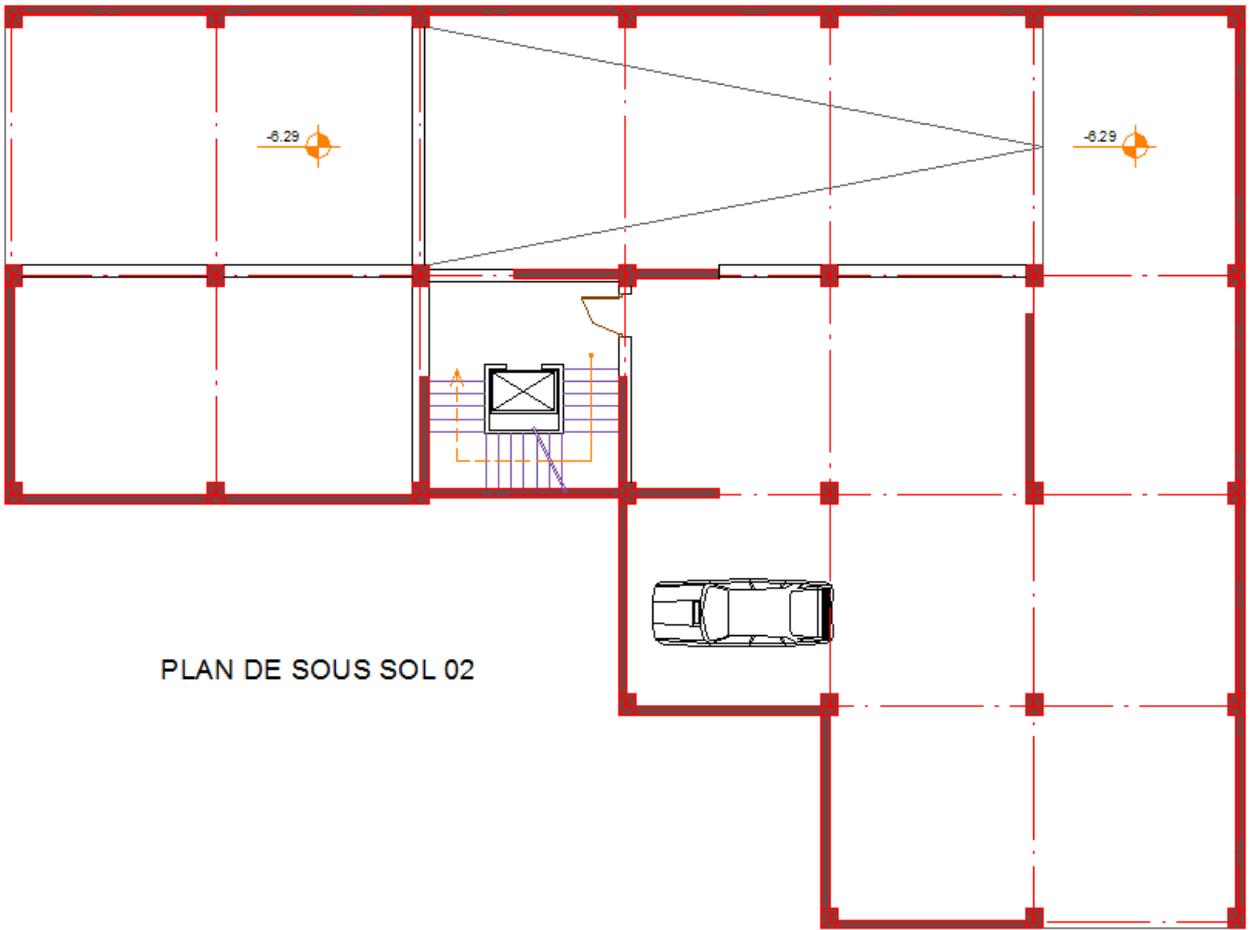
5. Repliment du chantier

ANNEXE C

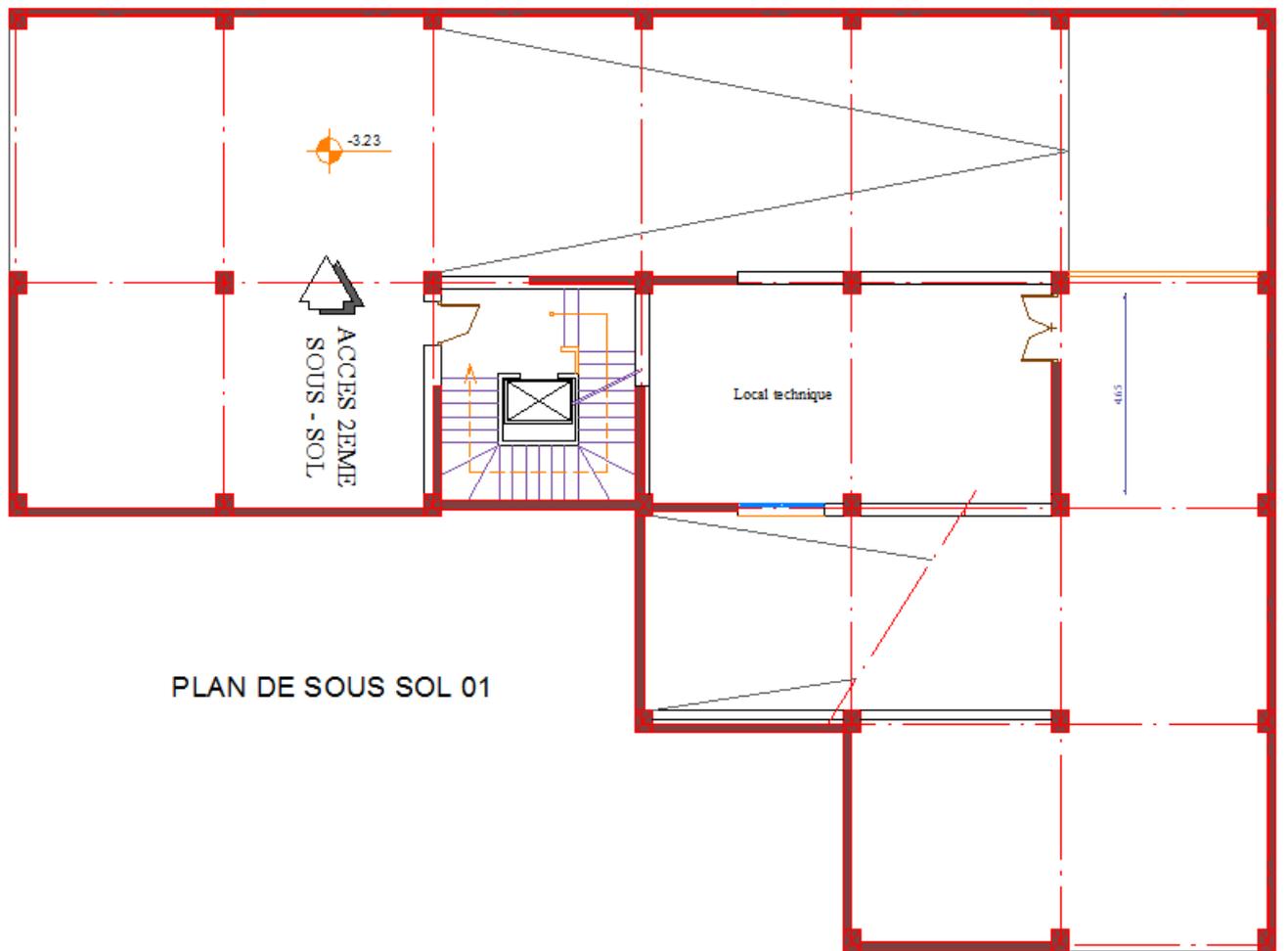
Plans architecturaux



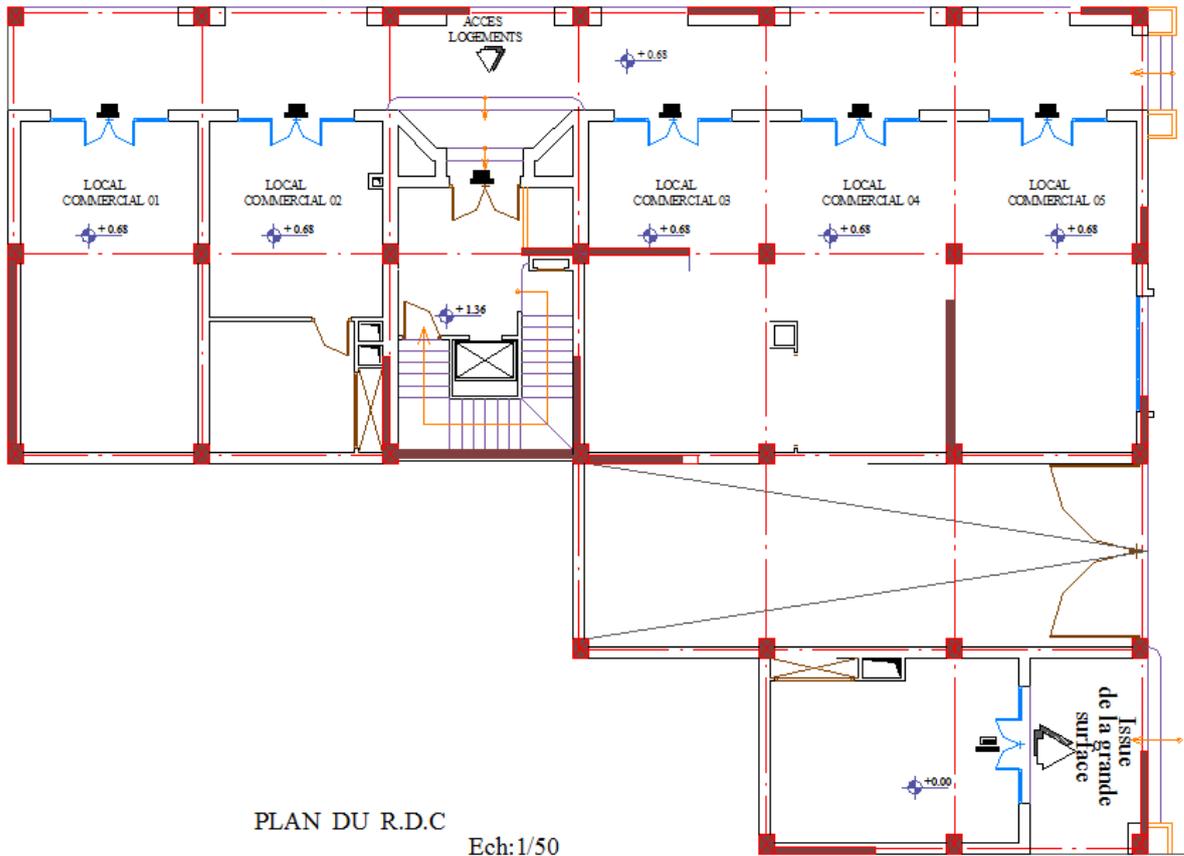
PLAN DE MASSE ET DE SITUATION



PLAN DE SOUS SOL 02



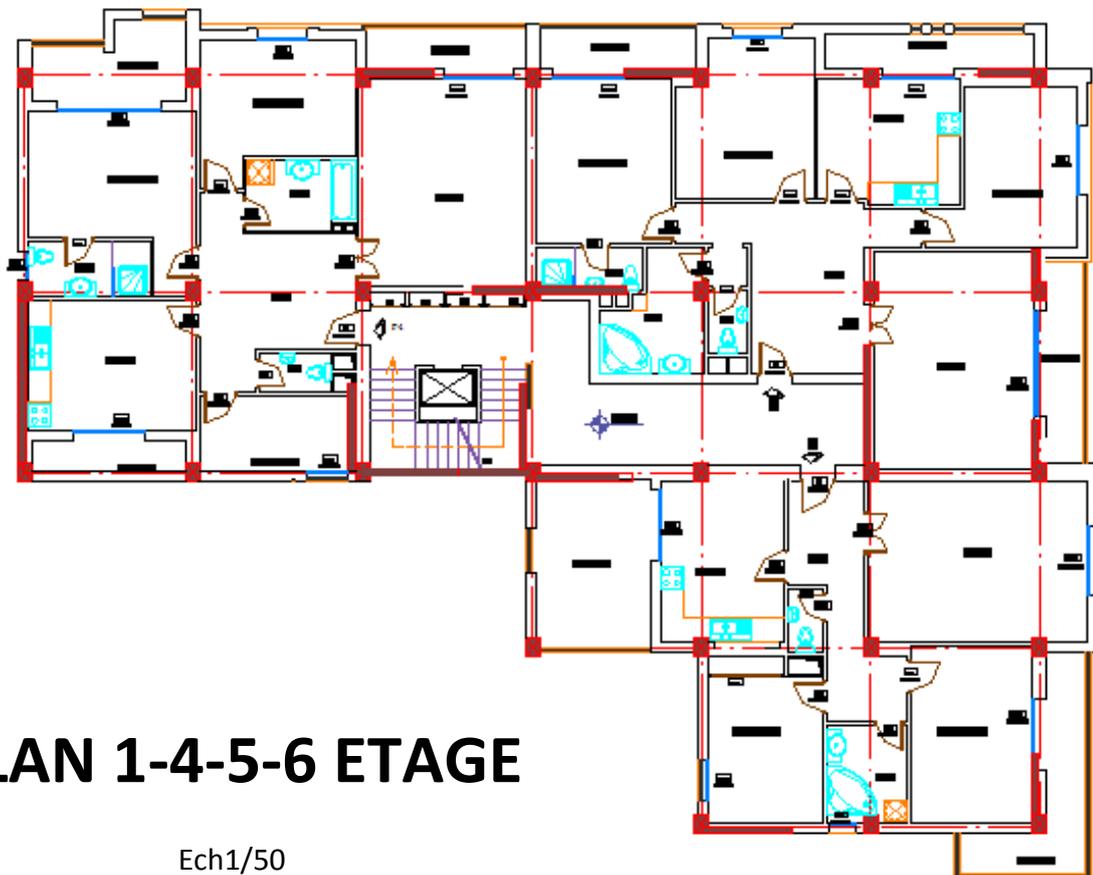
PLAN DE SOUS SOL 01



PLAN DU R.D.C

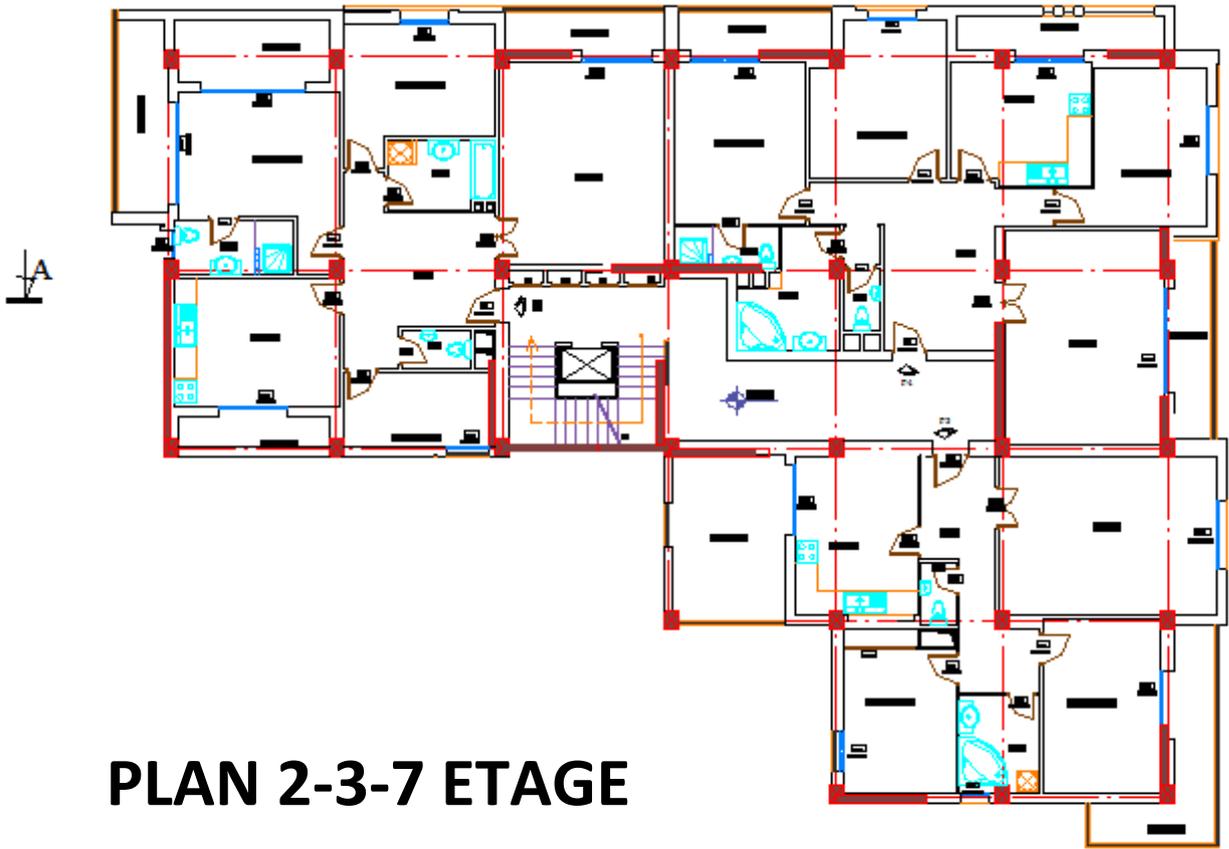
Ech:1/50

A



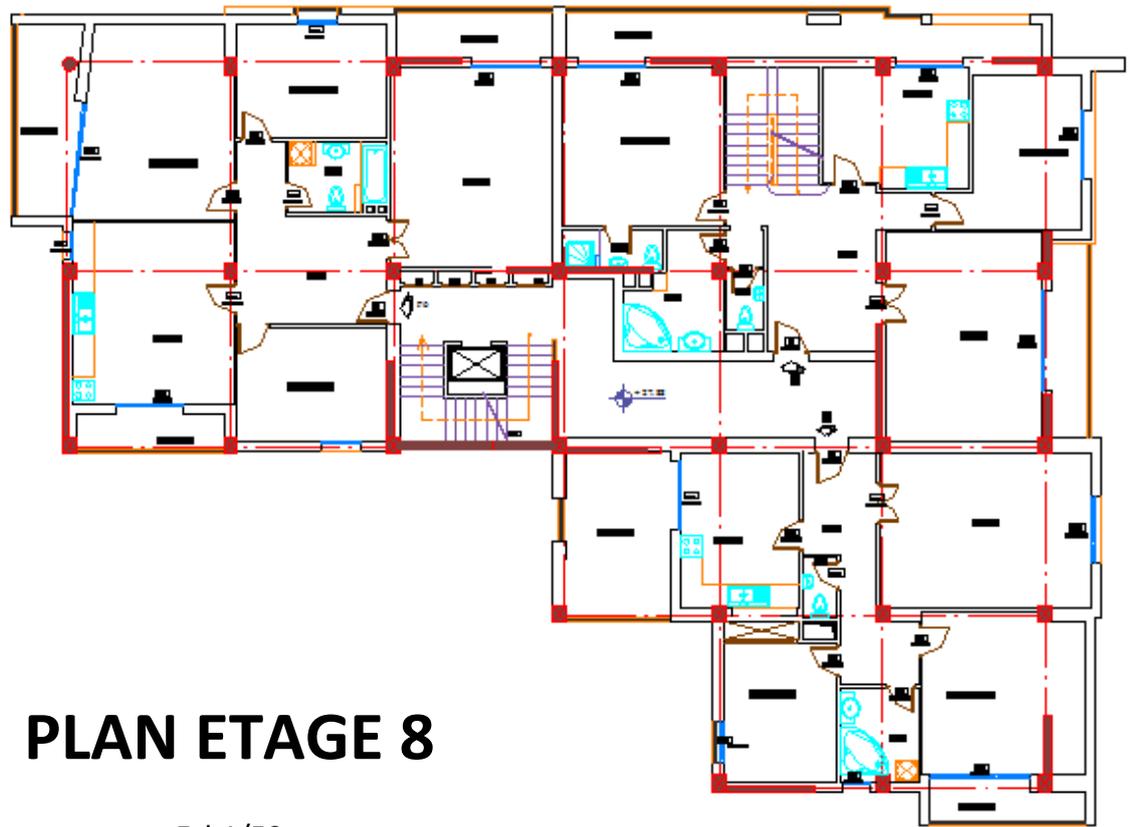
PLAN 1-4-5-6 ETAGE

Ech1/50



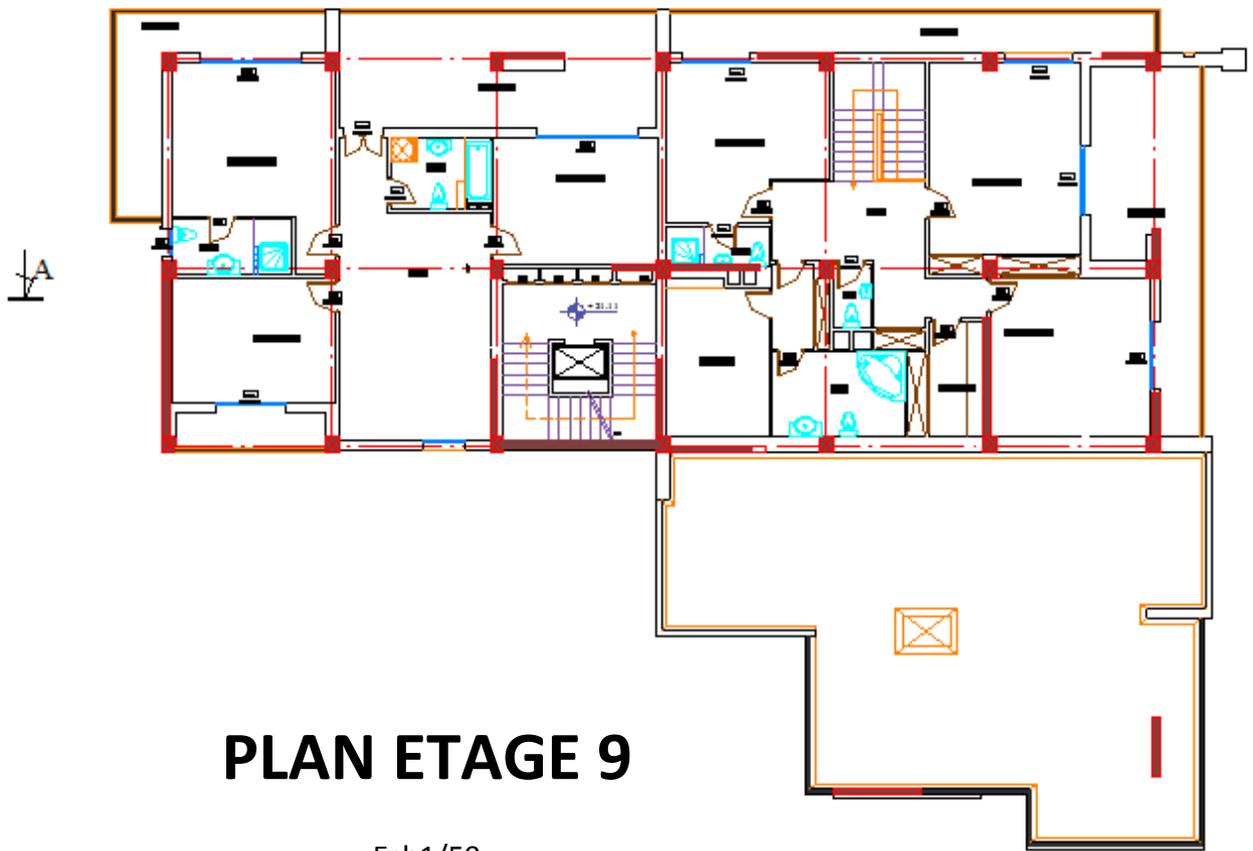
PLAN 2-3-7 ETAGE

Ech1/50



PLAN ETAGE 8

Ech1/50



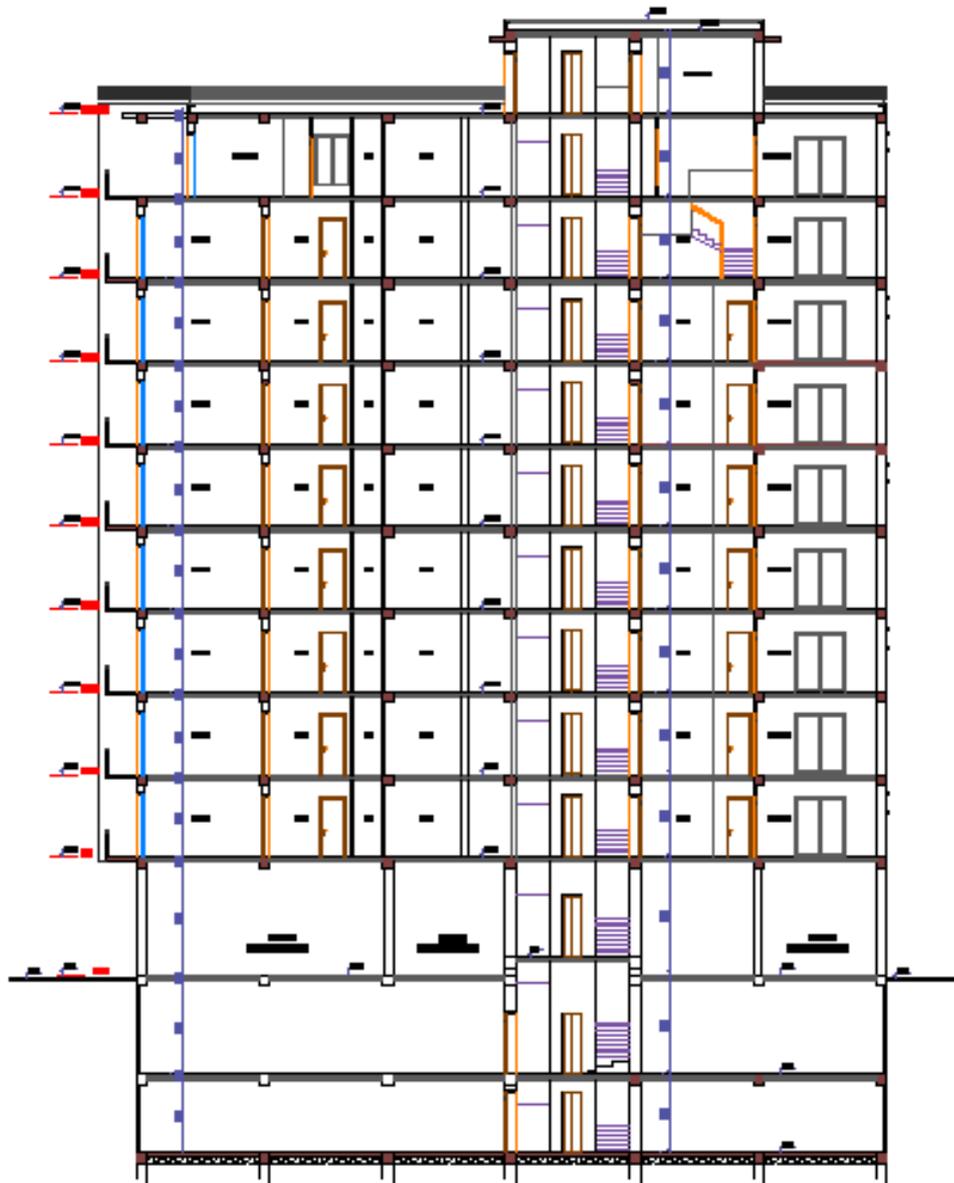
PLAN ETAGE 9

Ech1/50



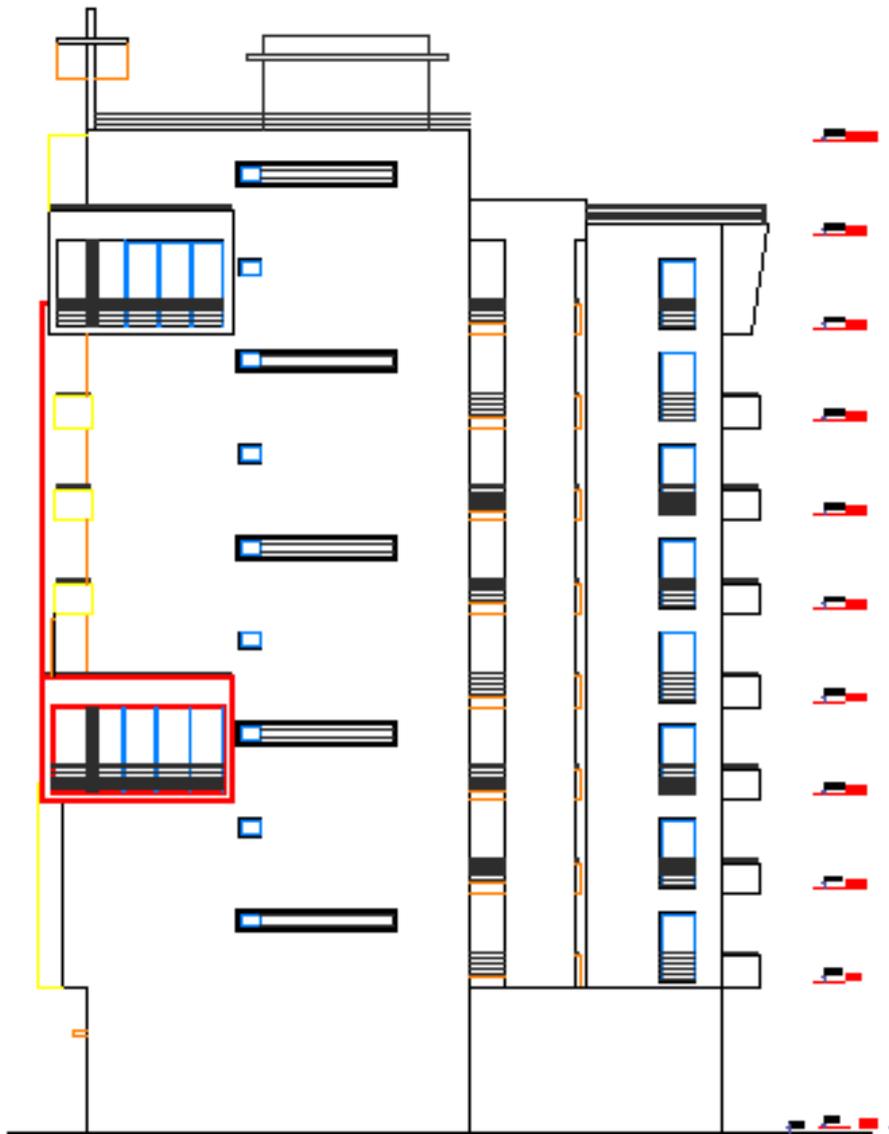
FACADE OUEST

Ech1/50



COUPE A-A

Ech1/50



FACADE EST



Ech1/50





FACADE NORD

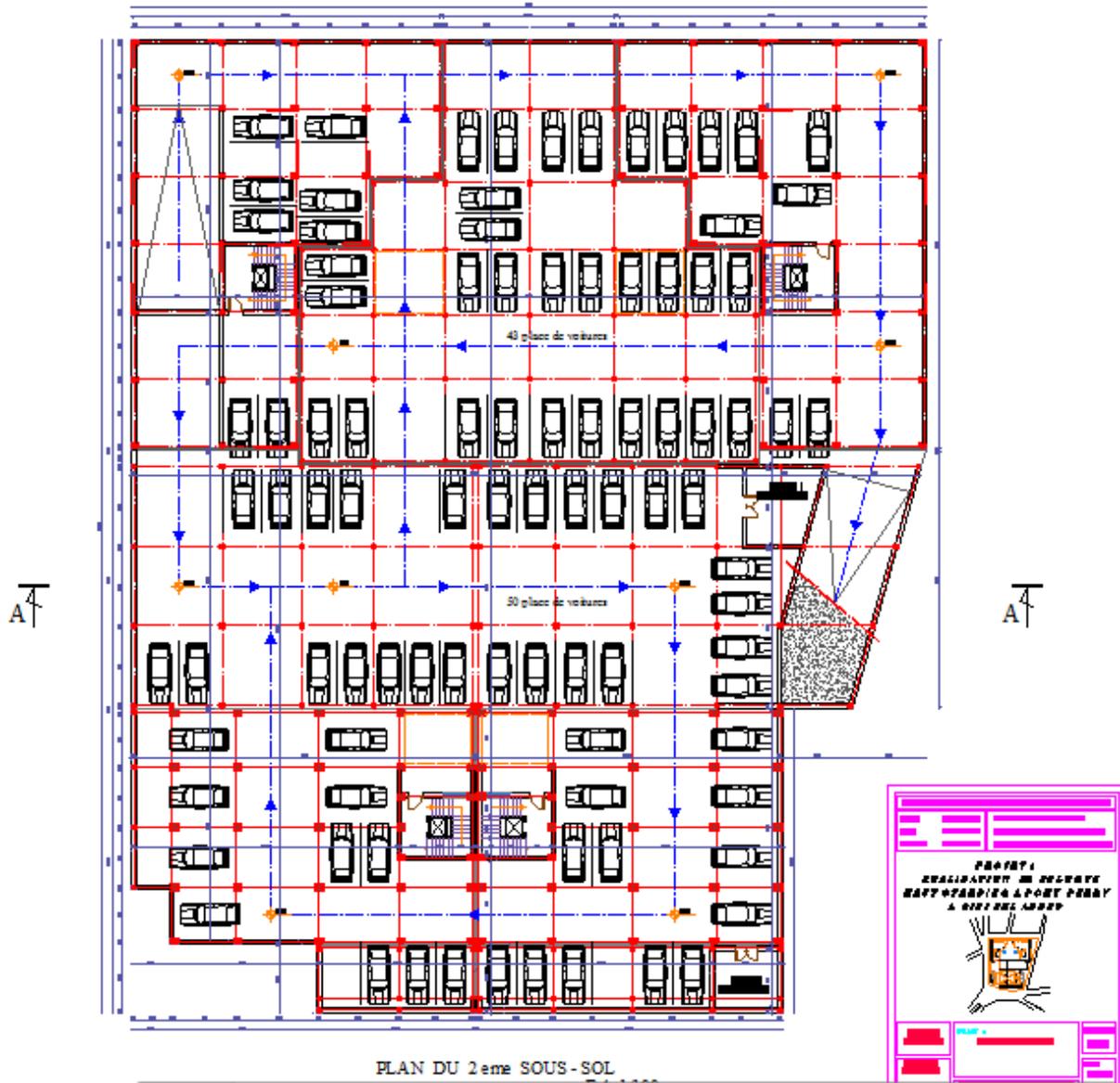
Ech1/50

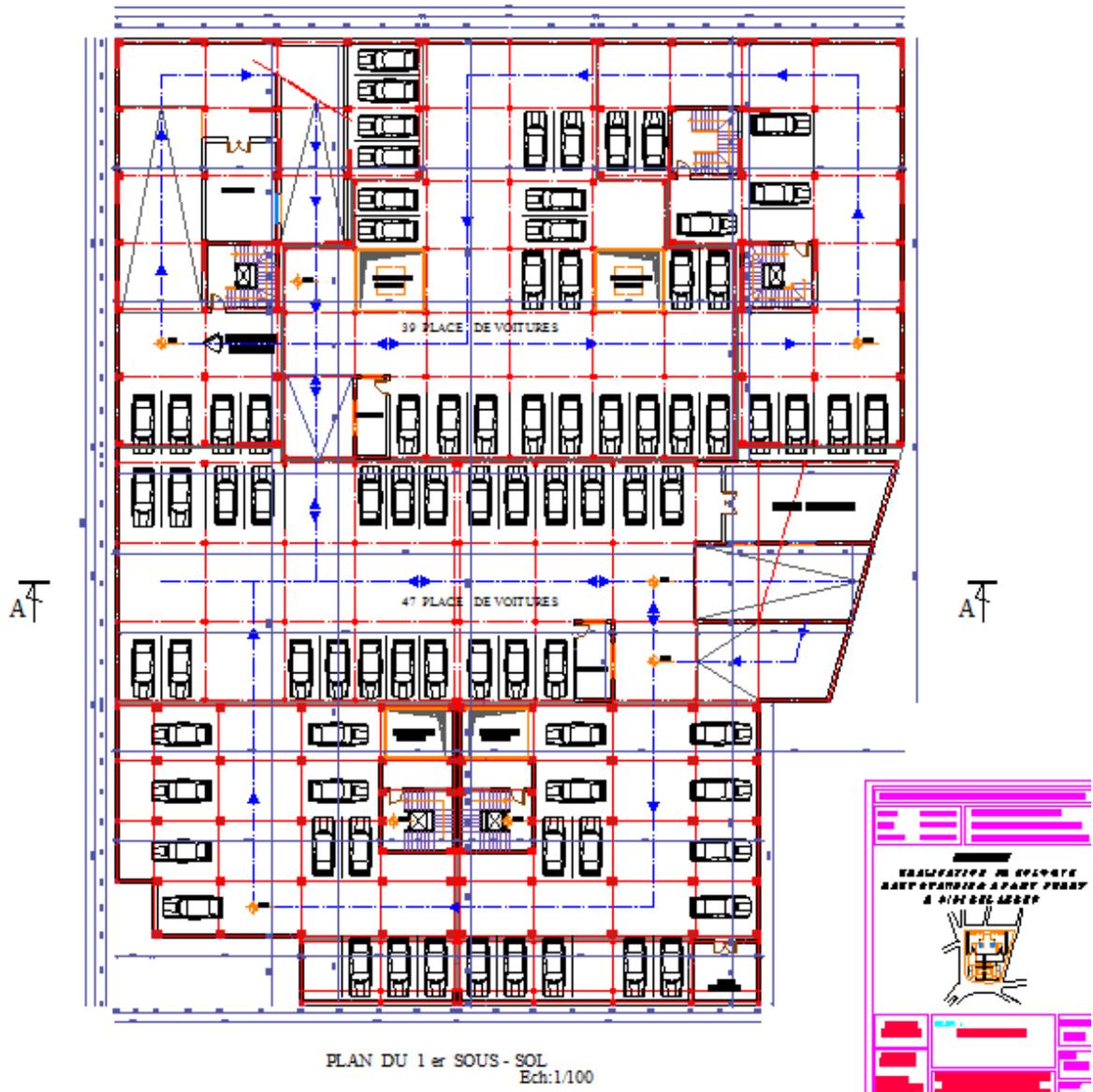


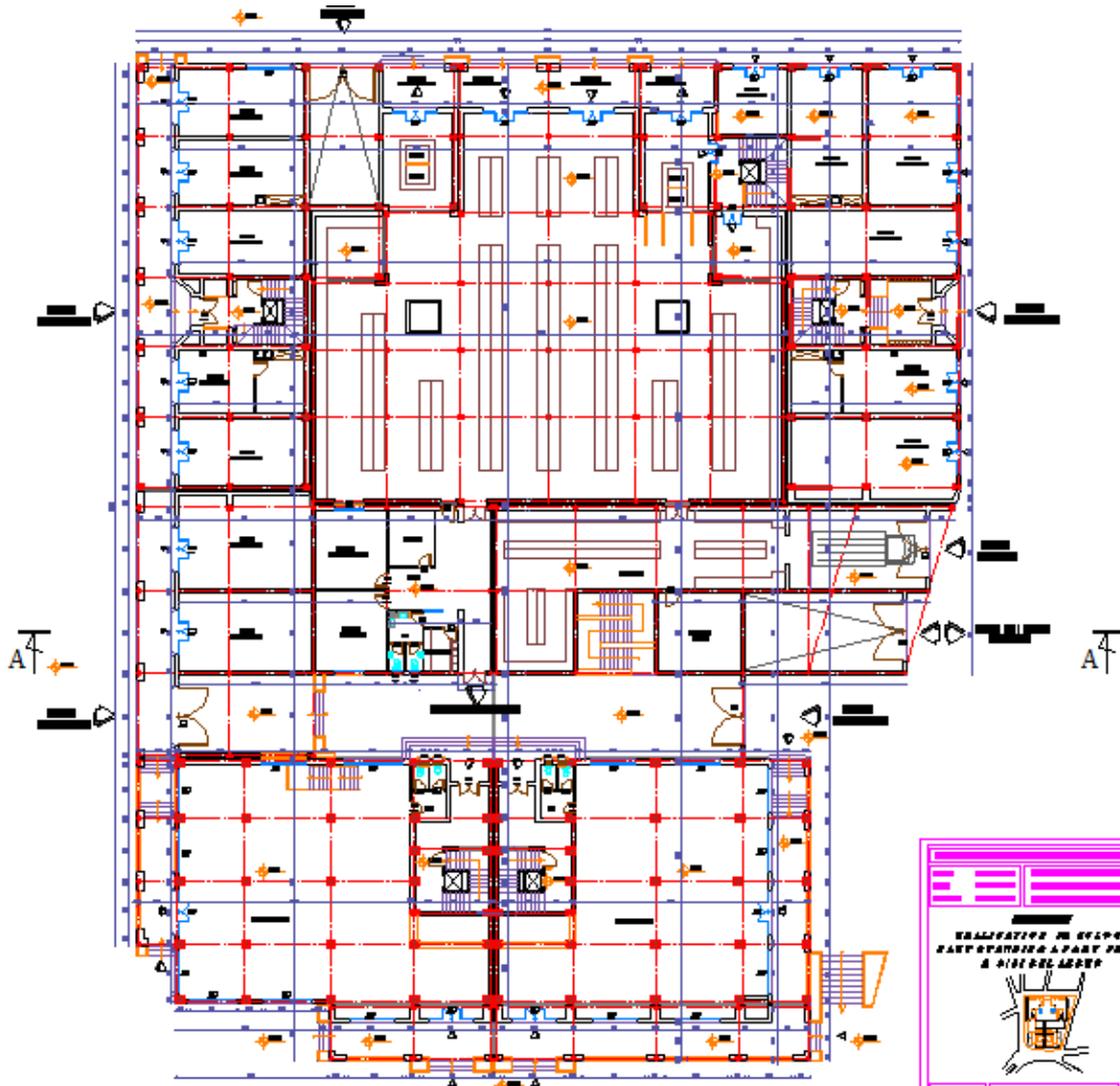
FACADE SUD

Ech1/50

PLAN D'ASSEMBLAGE

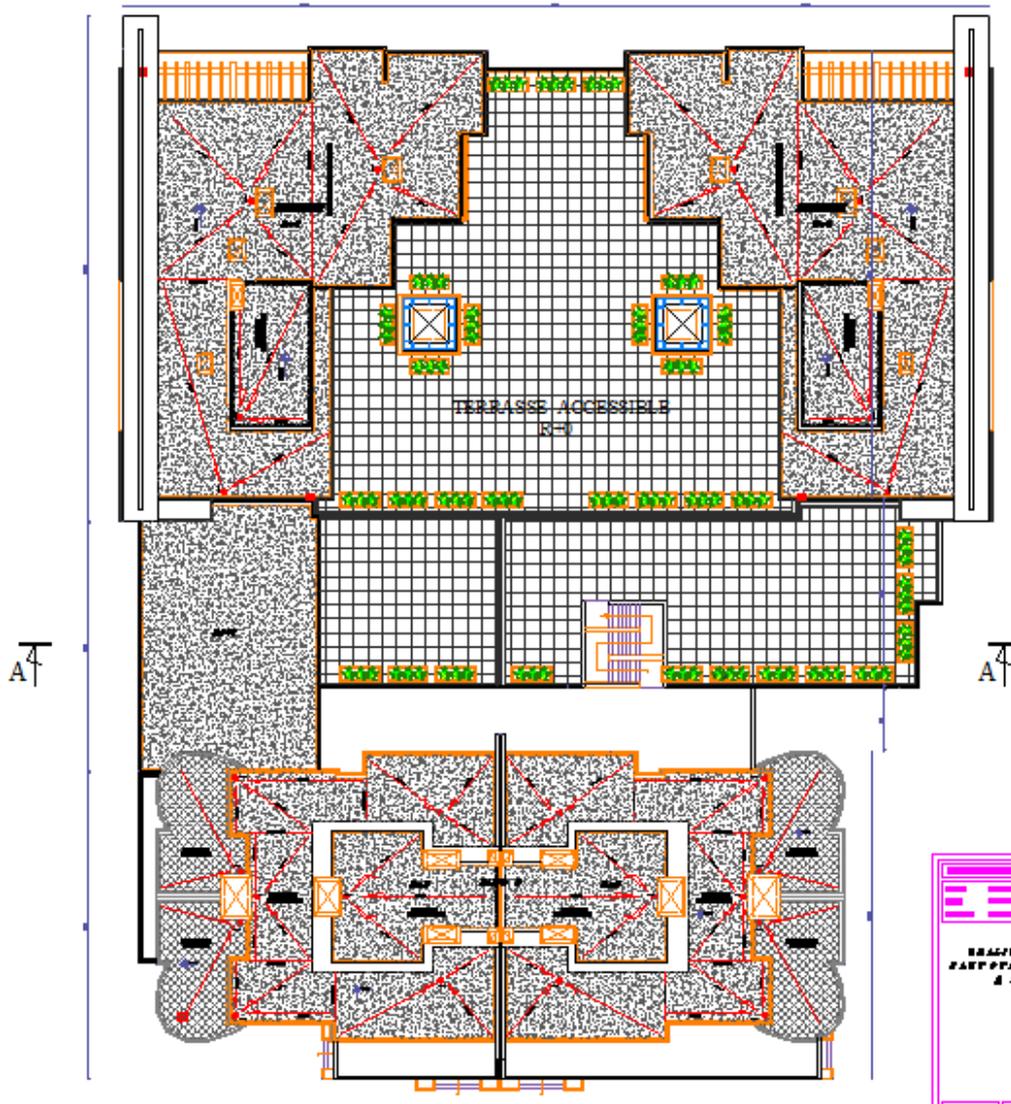






PLAN DU R.D.C
Ech: 1/100

<p>LEGENDA</p> <p>RECAPITULATIU DE ELEMENTE PENTRU SPANZIE SI PENTRU PERETI SI PENTRU ACOPERSE</p>	
	PERETI
	ACOPERSE



PLAN TERRASSE
Ech:1/100

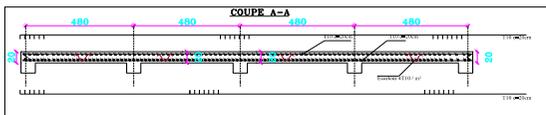
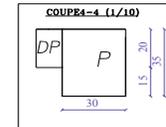
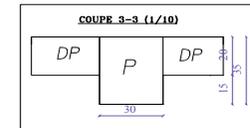
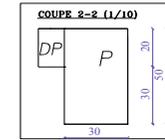
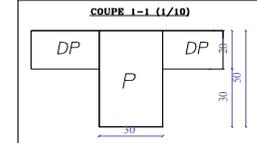
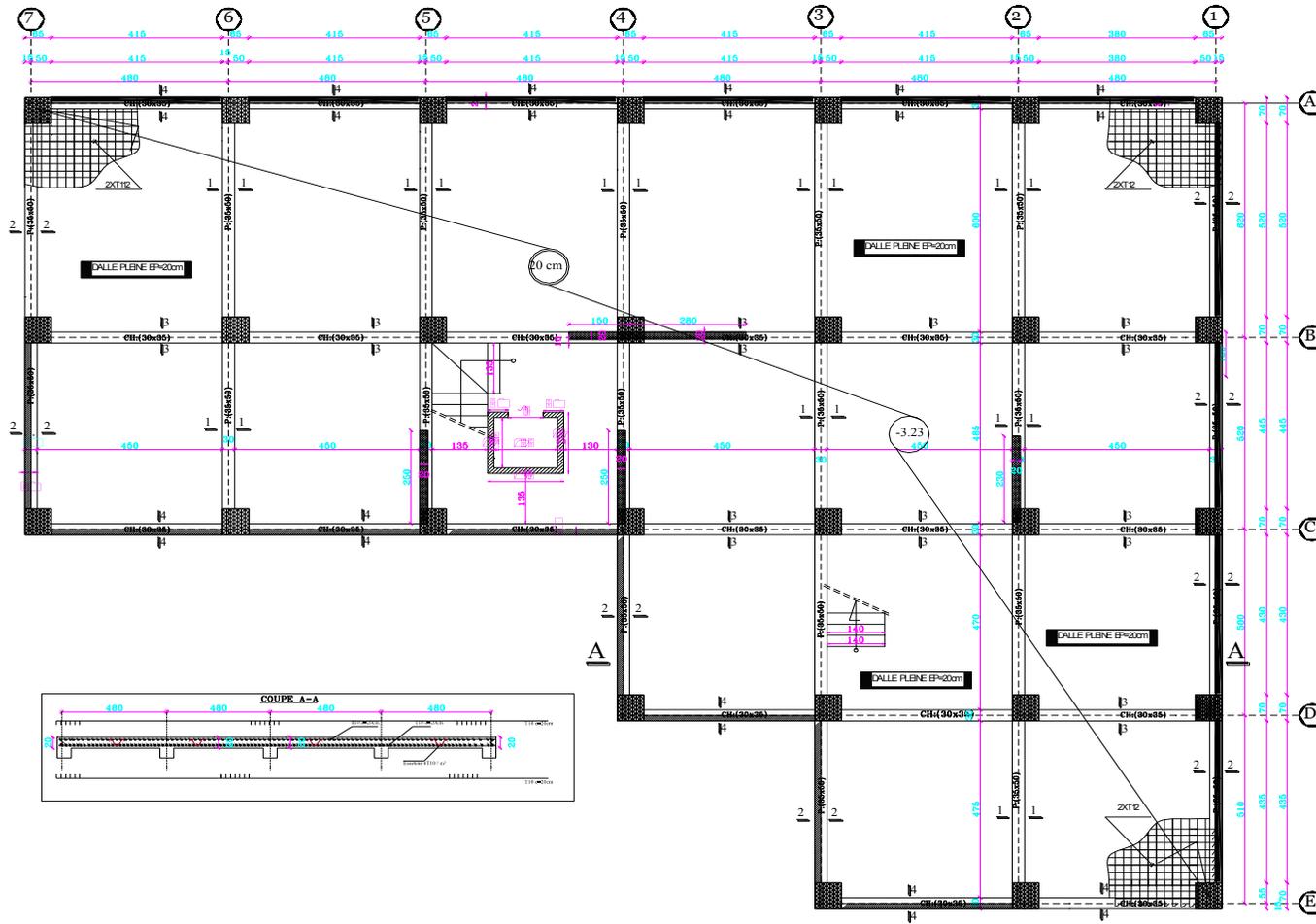
[Title Block with fields for project name, date, and author]
PROJET DE MAINTIEN DE LA QUALITE
ENVIRONNEMENTALE ET PATRIMOINE
ET D'ACCESSIBILITE

 [Legend with colored boxes and text]
 [Legend with colored boxes and text]

ANNEXE D

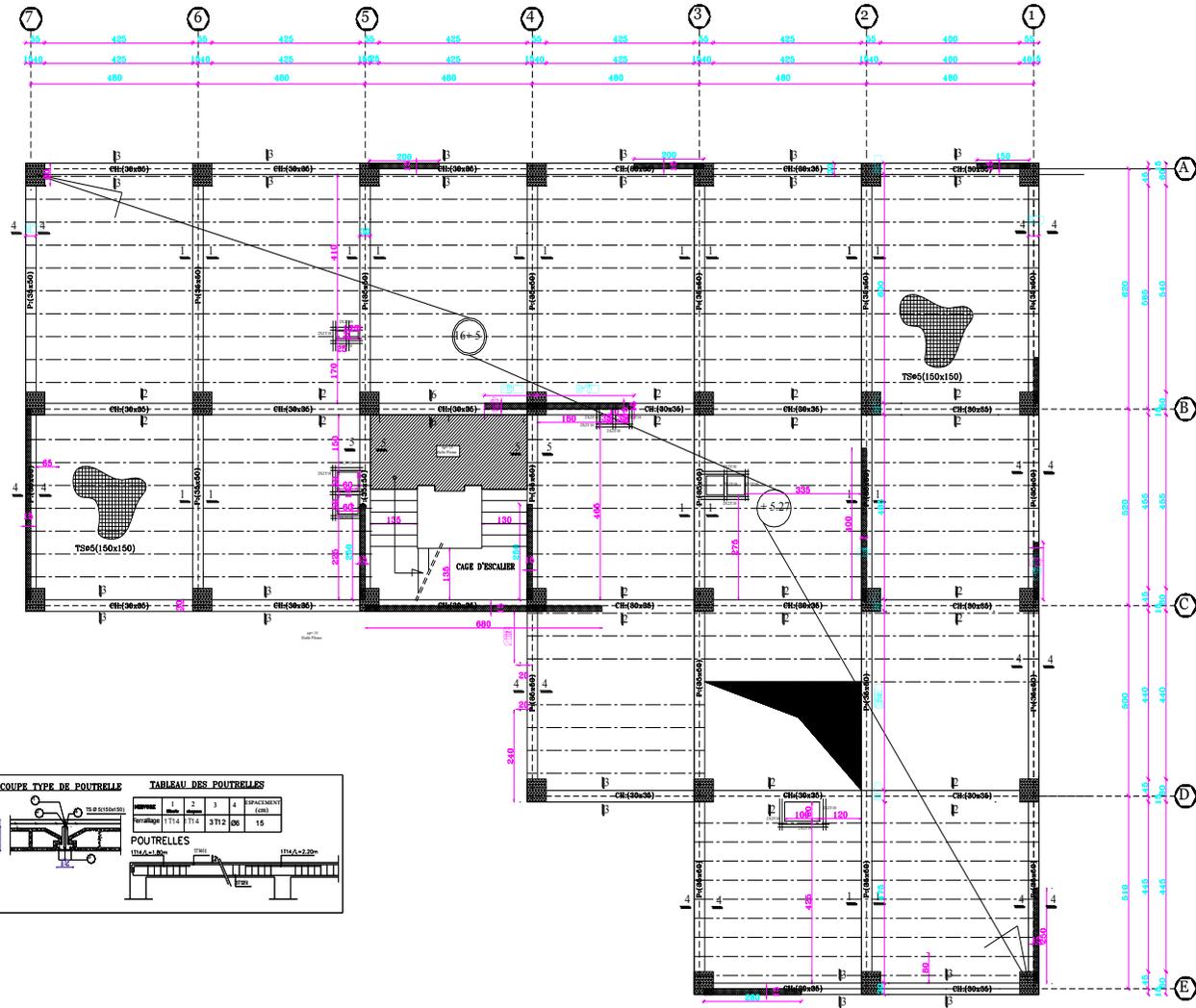
Plans génie civil

PLANCHER HAUT HAUT SOUS SOL 2 NIV:-3.06 ech 1/50°



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET:	
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT	
R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR:	PLAN DE :
MOSTEGHANEMI.S	PLANCHER HAUT SS2
MEGHRAOUI.A	
ECH: 1/50	DATE:09/2020

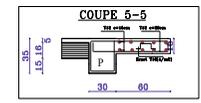
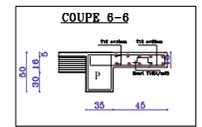
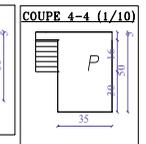
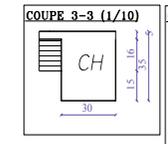
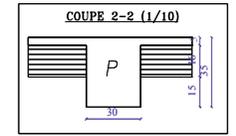
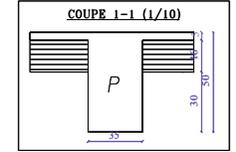
PLANCHER HAUT HAUT SS1 NIV:+0.34 ech 1/50°



COUPE TYPE DE POUTRELLE

TABLEAU DES POUTRELLES				
NO	PROFIL	HAUTEUR (cm)	ESPACEMENT (cm)	REMARQUES
1	T14	20	15	
2	T14	20	15	
3	T12	16	15	
4	T12	16	15	
5	T12	16	15	

POUTRELLES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR

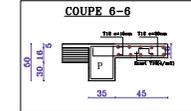
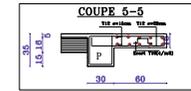
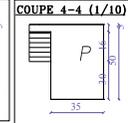
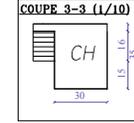
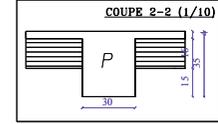
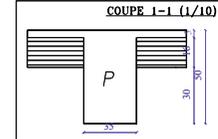
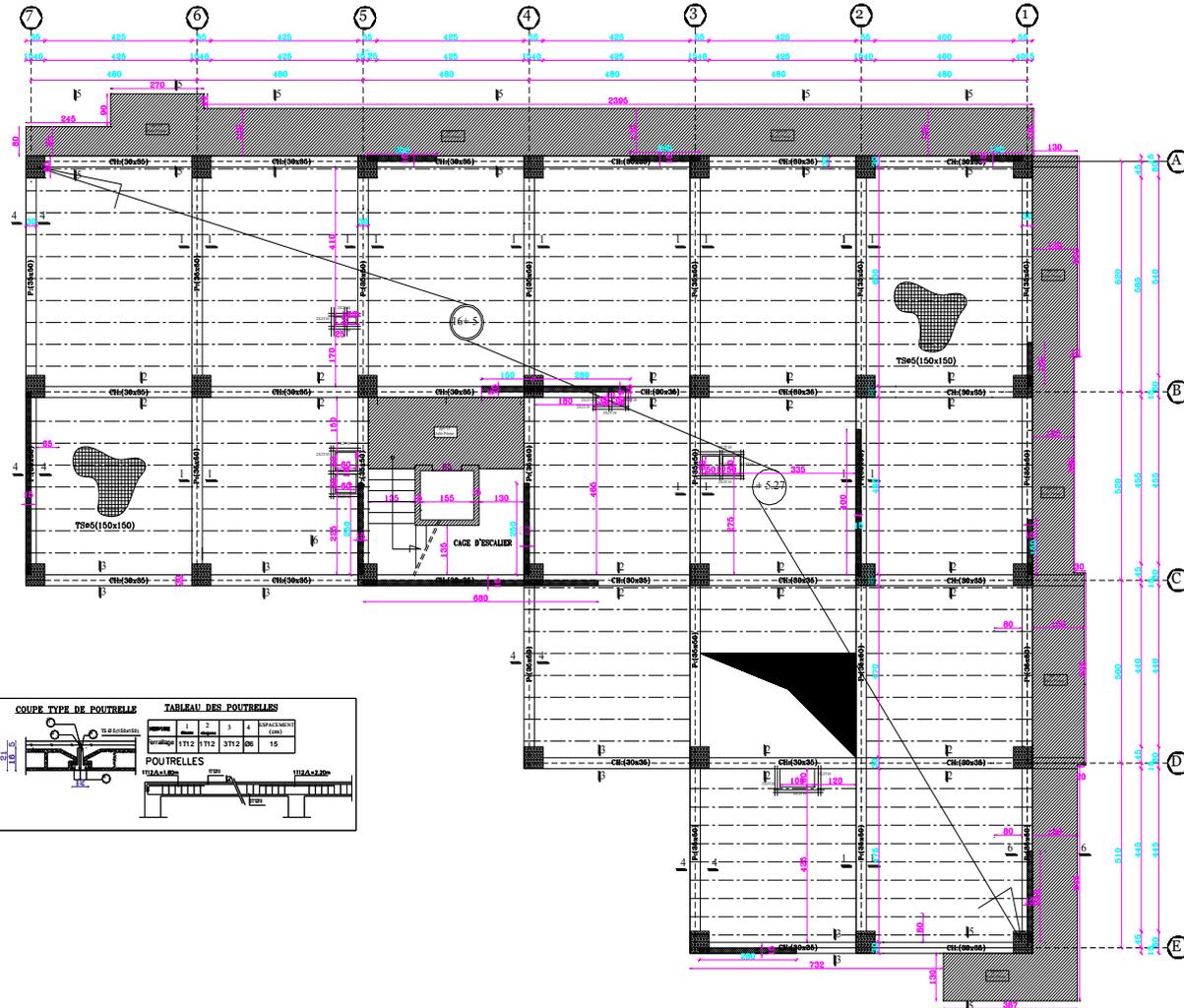
PROJET:
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT
R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S
MEGHRAOULA

PLAN DE :
PLANCHER HAUT SS1

ECH: 1/50 DATE:09/2020

PLANCHER HAUT HAUT RDC NIV:+5.27 ech 1/50°



COUPE TYP. DE POUTRELLE

TABLEAU DES POUTRELLES				
Ordre	1	2	3	REMARQUES (cm)
Largeur	1712	1712	3712	200
Hauteur	15	15	15	15

POUTRELLES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR

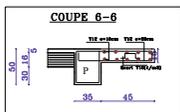
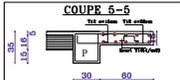
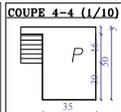
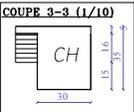
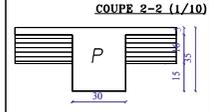
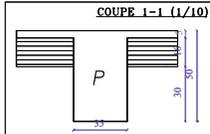
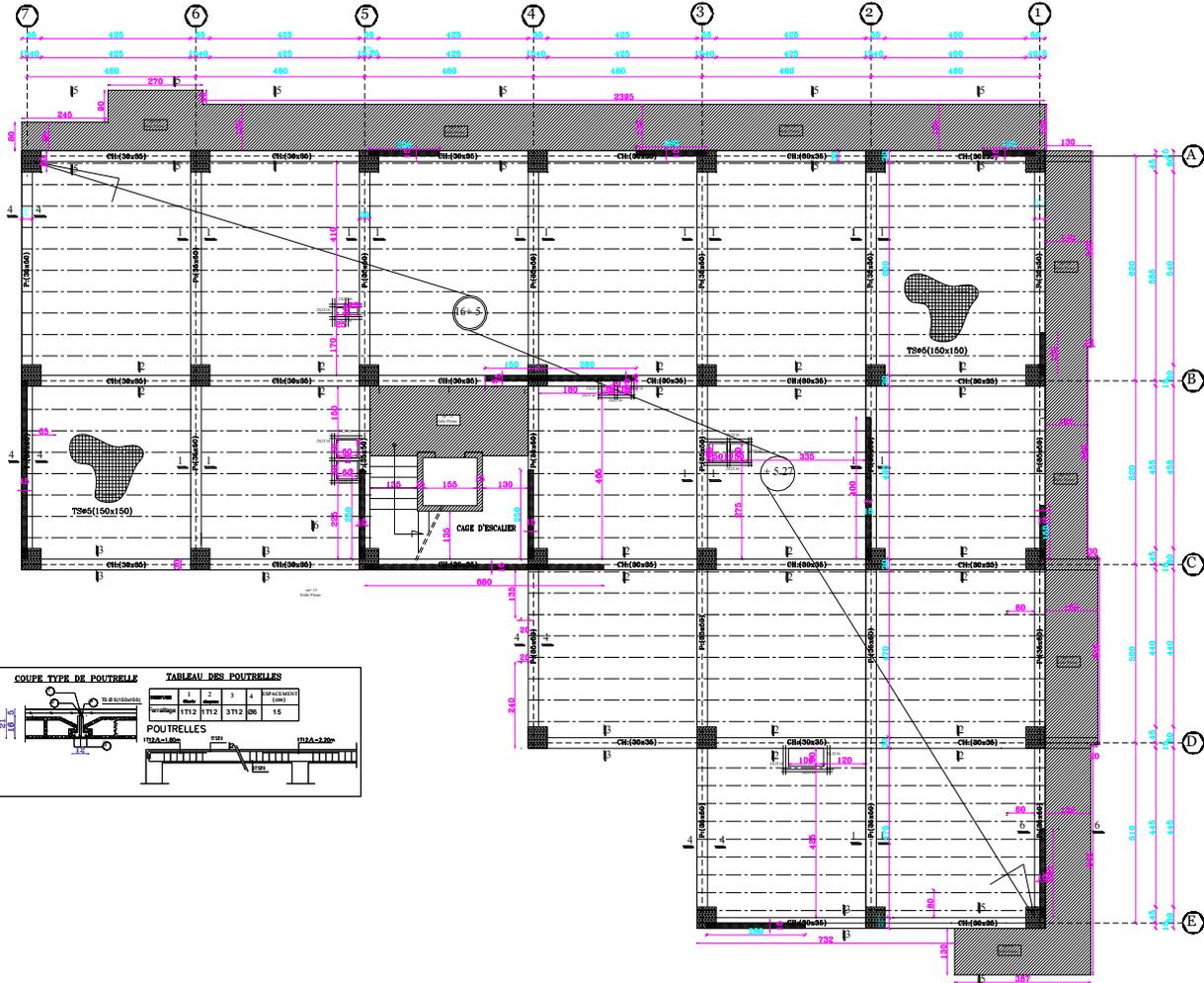
PROJET:
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT
R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:
MOSTEGHANEM.S
MEGHRAOULA

PLAN DE :
PLANCHER HAUT RDC

ECH: 1/50 DATE:09/2020

PLANCHER HAUT HAUT 1er;4;5et6eme étages ech 1/50°



COUPE TYPE DE POUTRELLE

TABLEAU DES POUTRELLES				
Ordre	1	2	3	4
Largeur (cm)	1712	1712	3712	208
Epaisseur (cm)	18			
POUTRELLES				
112A-120				

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR

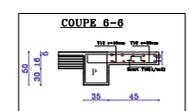
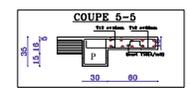
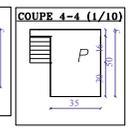
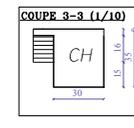
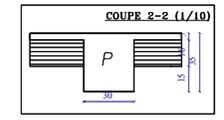
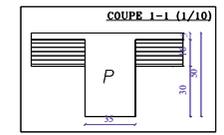
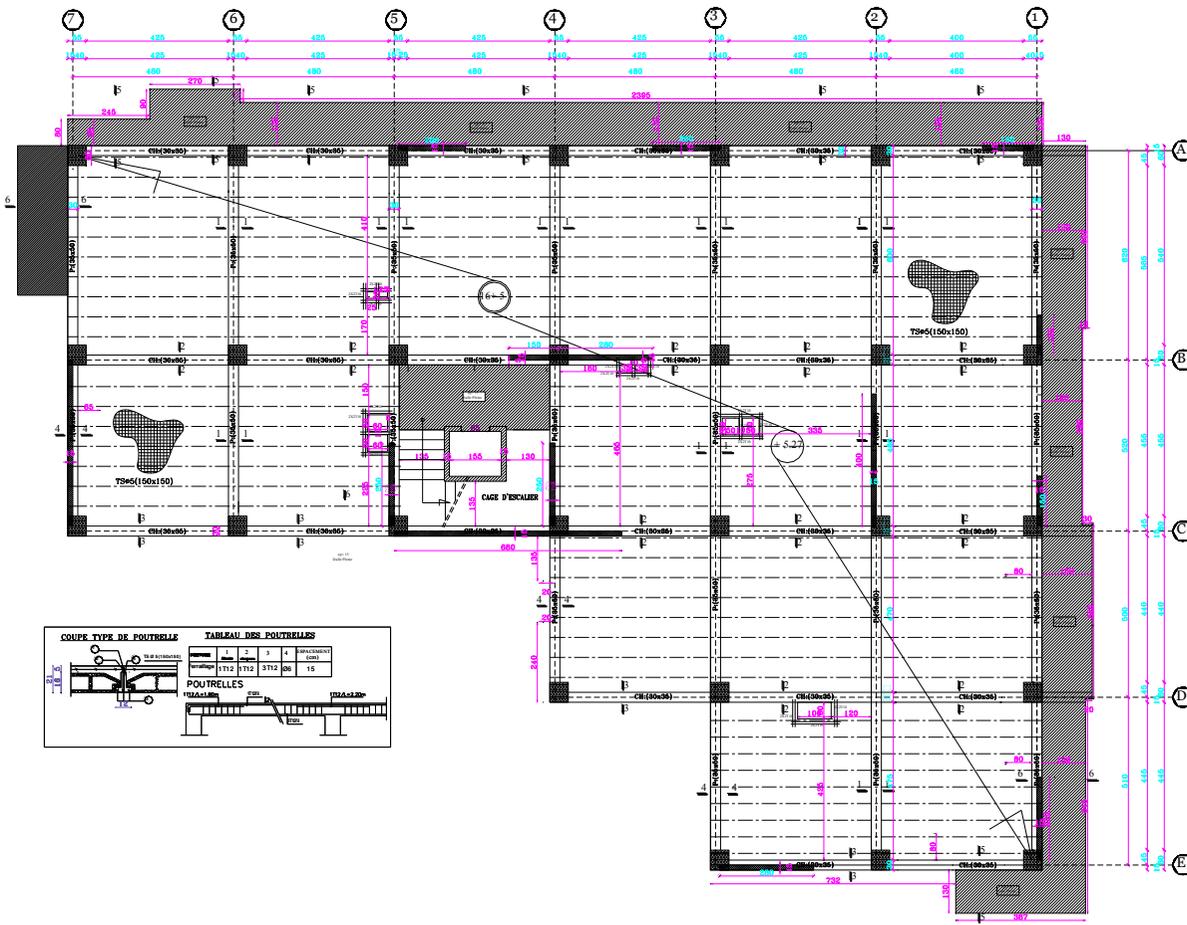
PROJET:
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT
R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S
MECHRAOULA

PLAN DE :
PLANCHER HAUT 1;4;5 ET 6eme ETAGE

ECH: 1/50 DATE:09/2020

PLANCHER HAUT HAUT 2;3et7eme etage ech 1/50°



COUPE TYPE DE POUTRELLE

TABLEAU DES POUTRELLES			
NO	HA	SPACIEMENT	NO
1	1712	1712	20
2	1712	1712	15

POUTRELLES
TOTALLES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIERIE

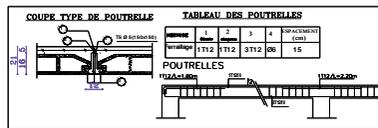
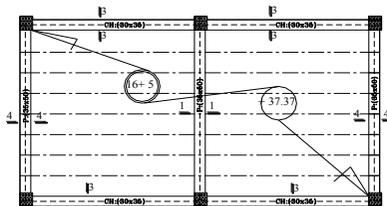
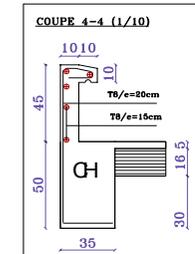
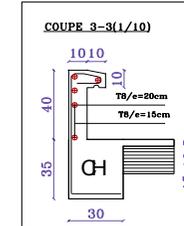
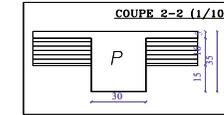
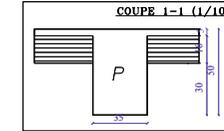
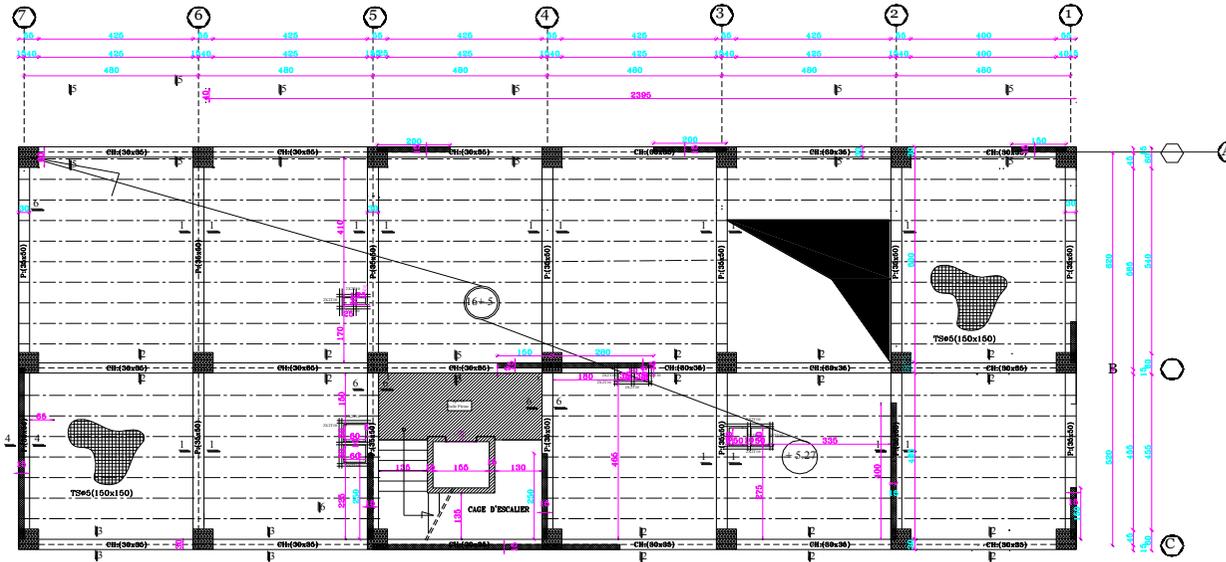
PROJET:
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT
R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR: MOSTEGHANEMI
MEGHRAOULA

PLAN DE :
PLANCHER HAUT 2;3 ET 7eme ETAGE

Ech: 1/50 DATE:09/2020

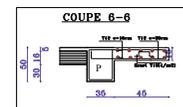
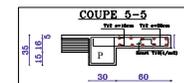
PLANCHER HAUT HAUT 9 eme etage ech 1/50°



COUPE TYPE DE POUTRELLE

TABLEAU DES POUTRELLES				
NO	1	2	3	4
PROFILS (cm)	1112	1112	3112	3112
PROFILS (cm)	1112	1112	3112	3112
PROFILS (cm)	1112	1112	3112	3112

POUTRELLES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT
R+9+2SS EN BETON ARME

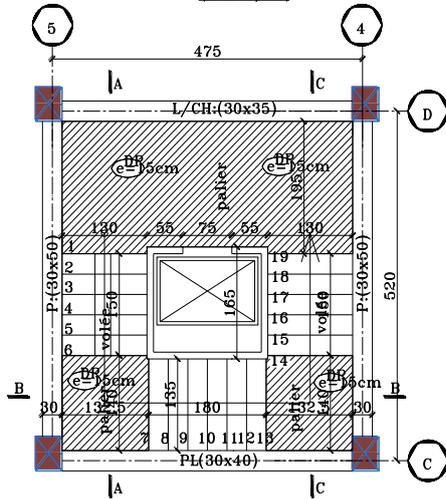
REALISER PAR:
MOSTEGHANEMIS
MEGHRAOULA

PLAN DE :
PLANCHER HAUT 9eme ETAGE

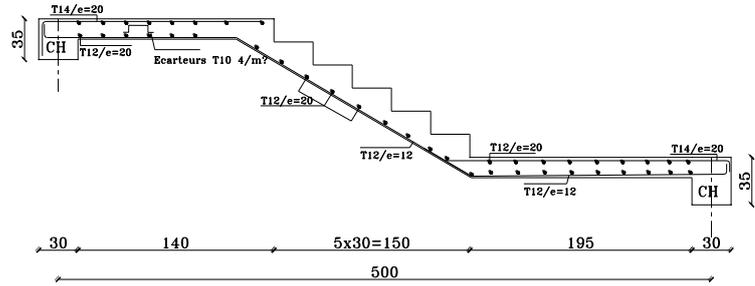
ECH: 1/50 DATE:09/2020

COFFRAGE-FERRAILLAGE DES ESCALIERS SS1+RDC

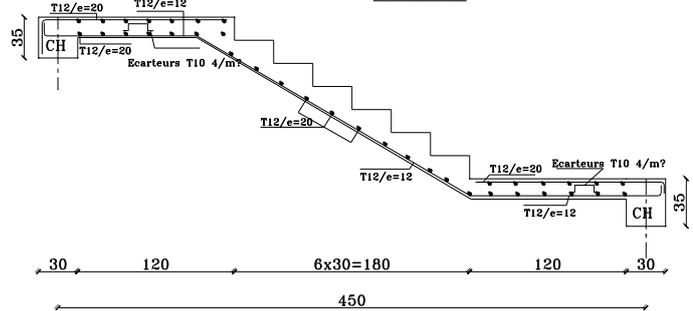
VUE EN PLAN DES ESCALIERS
(Ech 1/25)



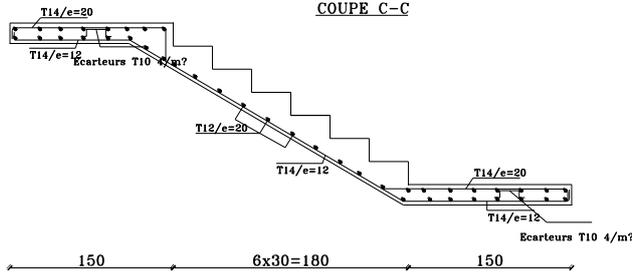
COUPE A-A



COUPE B-B

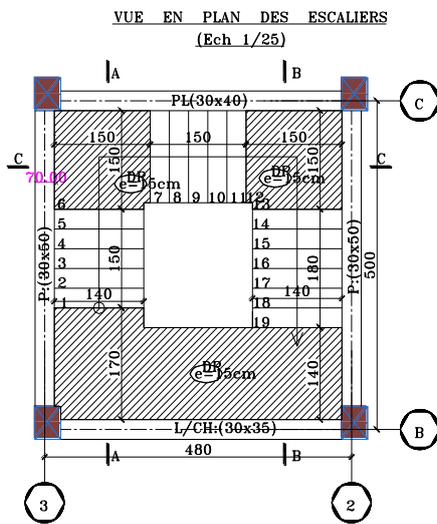


COUPE C-C

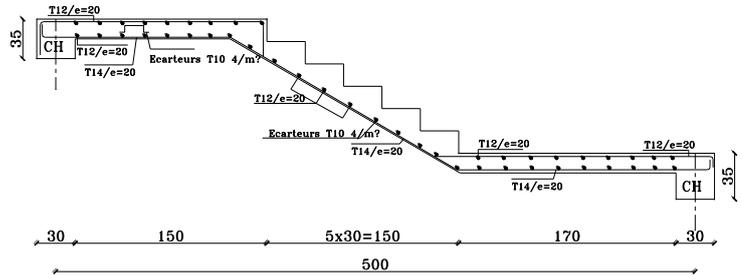


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET:	
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT	
R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR:	PLAN DE:
MOSTEGHANEMLIS	COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS (SS1+RDC)
MEGHRAOULA	ECH: 1/50
	DATE:09/2020

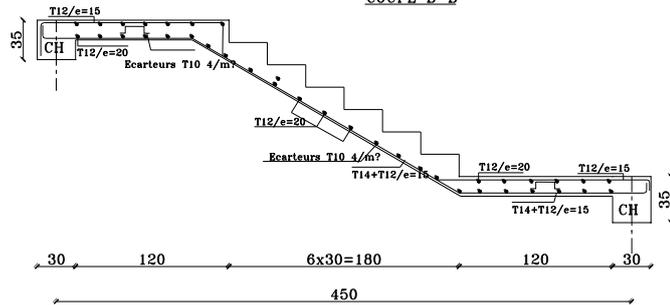
COFFRAGE-FERRAILLAGE DES ESCALIERS SS2+SS1+RDC



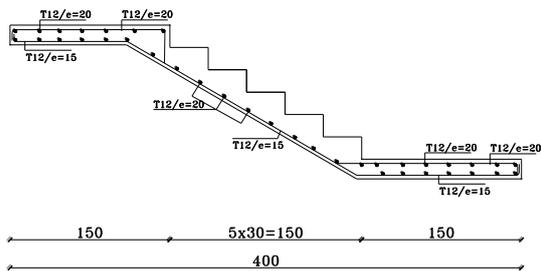
COUPE A-A



COUPE B-B



COUPE C-C

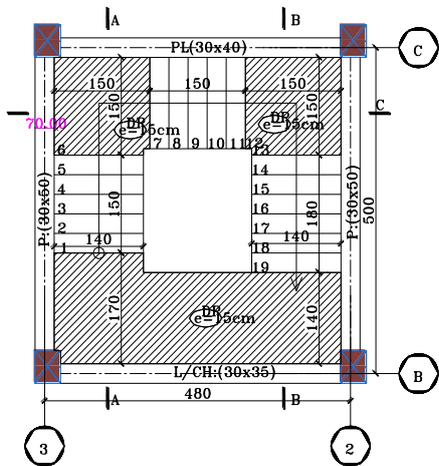


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEMLS MEGHRAOUIA	PLAN DE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS (SS2+SS1+RDC)
ECH: 1/50	DATE:09/2020

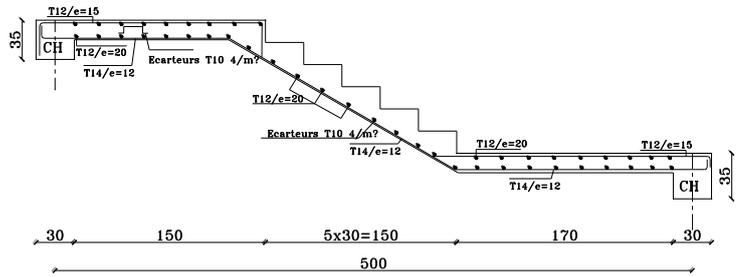
COFFRAGE-FERRAILLAGE DES ESCALIERS DES ETAGES COURANTS

C

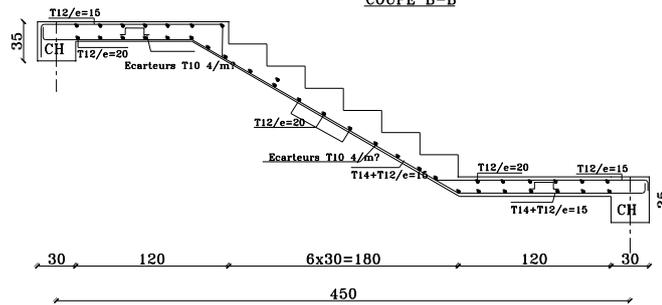
VUE EN PLAN DES ESCALIERS
(Ech 1/25)



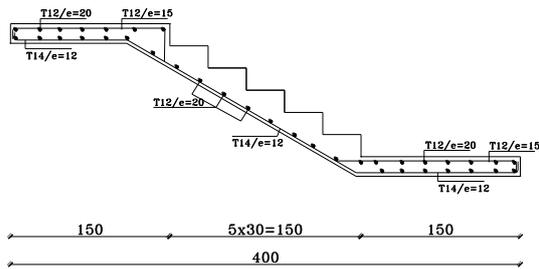
COUPE A-A



COUPE B-B



COUPE C-C



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT

R+0+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MECHRAOULA

PLAN DE:

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES

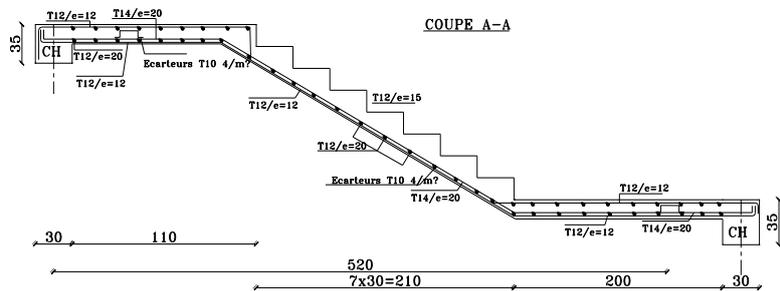
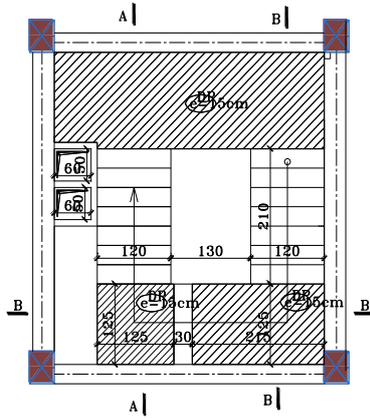
ESCALIERS (ETAGES COURANTS)

ECH: 1/50

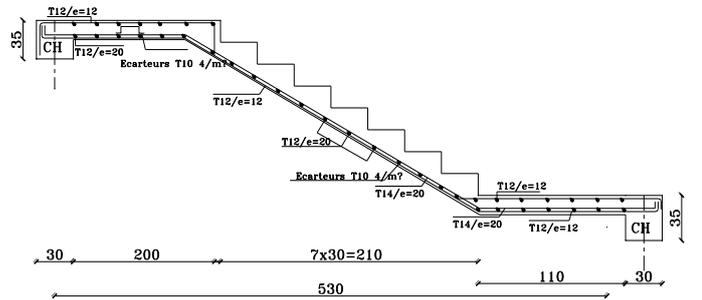
DATE:09/2020

COFFRAGE-FERRAILLAGE DES ESCALIERS 8eme ETAGE

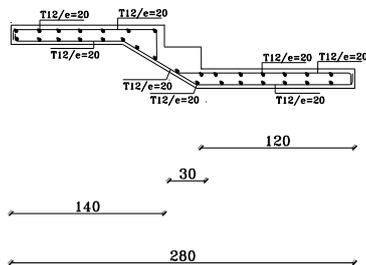
VUE EN PLAN DES ESCALIERS
(Ech 1/25)



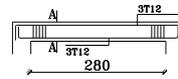
COUPE B-B



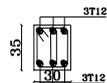
COUPE C-C



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



COUPE A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT
R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S
MEGHRAOULA

PLAN DE:

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES
ESCALIERS (8eme ETAGE)

ECH: 1/50

DATE:09/2020

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

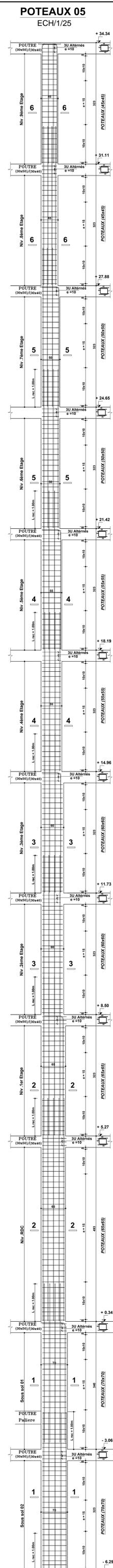
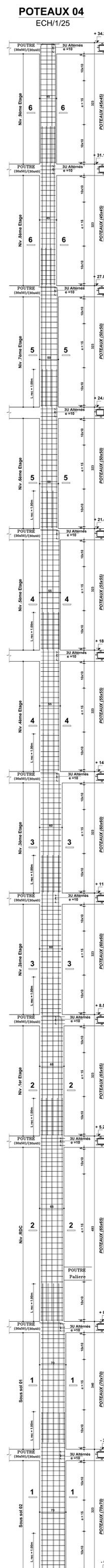
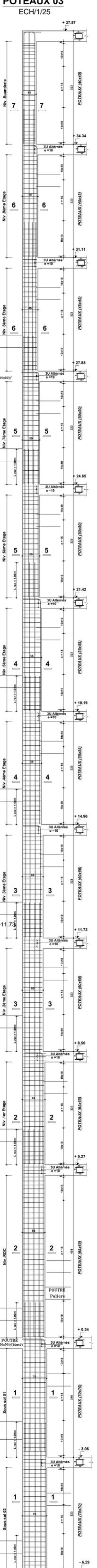
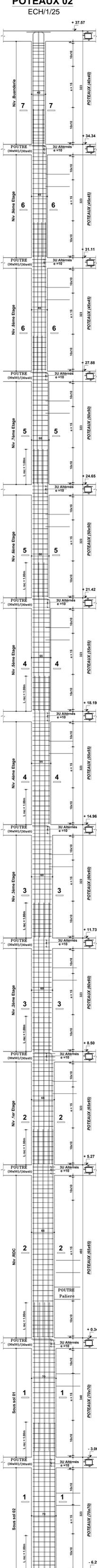
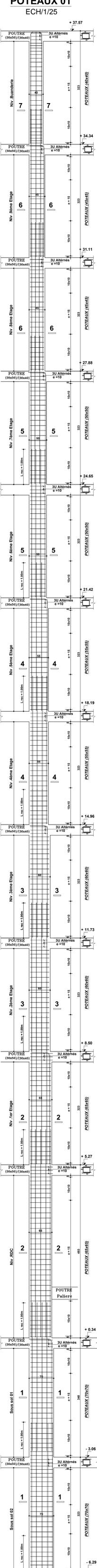
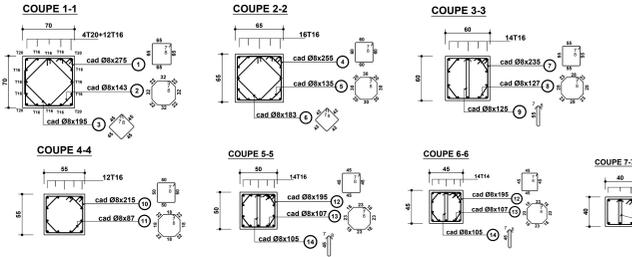
WILAYA SIDI BEL ABES PROPRIETAIRE : BOUTKILIL BRAHIM
 DAIRA SIDI BEL ABES ADRESSE : PARTIE 14, RUE MOULID TAHAR
 COMMUNE SIDI BEL ABES MAITRE DE L'OUVRAGE: EURL BB PROMOTION

PROJET :
 REALISATION DE 80 LOGTS
 A SIDI BEL ABES

BLOC A-1

DOSSIER: BETON PLAN : plan poteaux bloc A PLANCHE N° 01
 Architectes concepteurs: ECH: - 1/25
 Bureau d'etudes: BET GC Gerant : salhoum kadda Adresse : 18 rue de la meta sbs 22000 wil bel abes

NOTA 2
 - Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.
 - Les dés sont interdits.
 - Barres a Haute Adherence (HA) Fe400
 - Dosage Beton Elements Structuraux: 350kg/m³
 - ESPACEMENT DES CADRES e=10cm SUR TOUTE LA HAUTEUR DES POTEAUX DE LA CAGE D'ESCALIERS



PROJET :
REALISATION DE 80 LOGTS

A SIDI BEL ABES



BLOC A-1

DOSSIER : BETON	PLAN : plan poteaux bloc A	PLANCHE N° 01
Architectes concepteurs:	Bureau d'etudes BET GC Gerant : sidhoum kadda Adresse : 18 rue de la machaba 22000 sidi bel abes	ECH : - 1/25 - 1/20 Date : Aout 2020

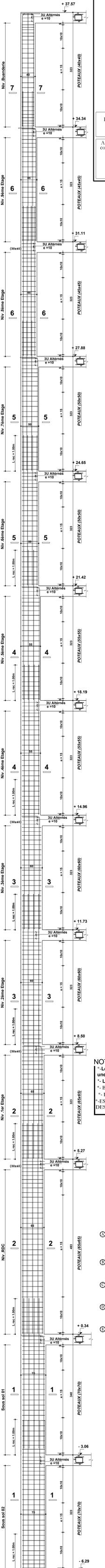
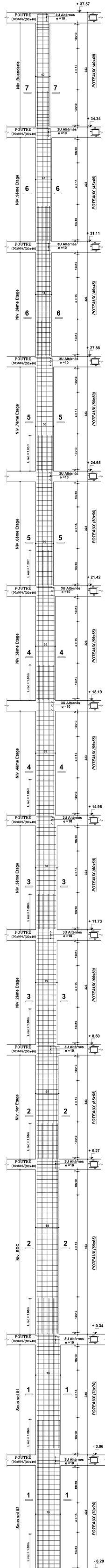
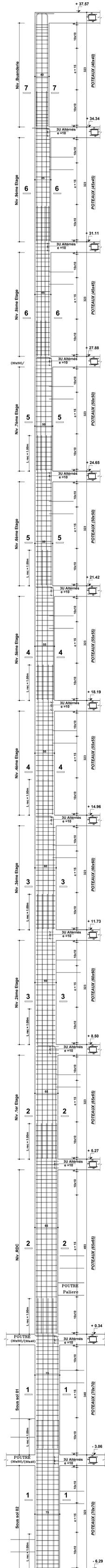
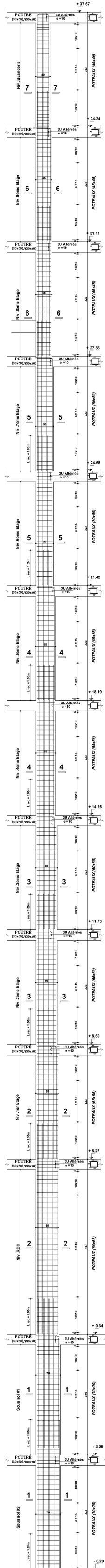
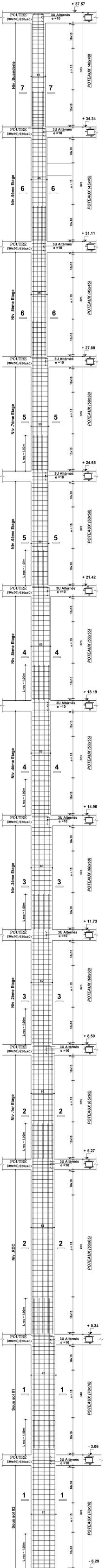
POTEAUX 06
ECH/1/25

POTEAUX 07
ECH/1/25

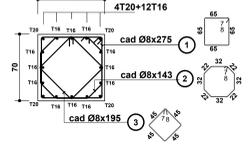
POTEAUX 08
ECH/1/25

POTEAUX 09
ECH/1/25

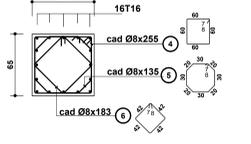
POTEAUX 10
ECH/1/25



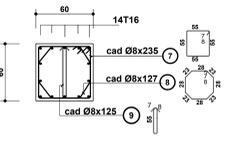
COUPE 1-1



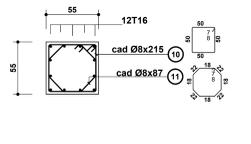
COUPE 2-2



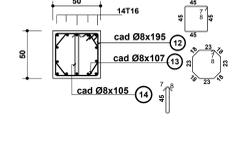
COUPE 3-3



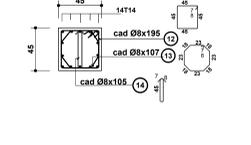
COUPE 4-4



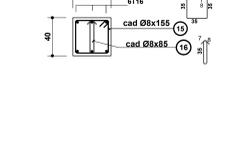
COUPE 5-5



COUPE 6-6

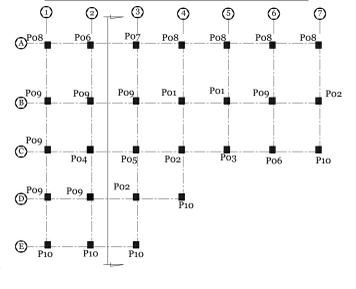


COUPE 7-7



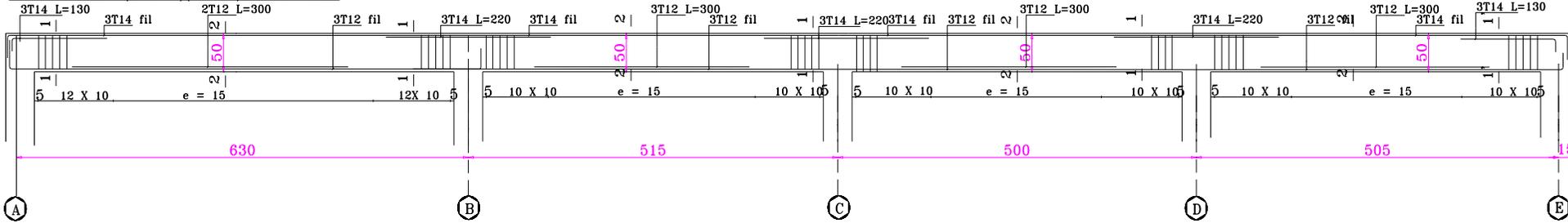
NOTA 2
 * Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (ht) en une seule fois
 * Les dés sont interdits
 * Barres à Haute Adherence (HA) FeE400
 * Dosage Béton Eléments Structuraux : 350kg/m3
 * ESPACEMENT DES CADRES e=10cm SUR TOUTE LA HAUTEUR DES POTEAUX DE LA CAGE D'ESCALIERS

PLAN DE REPERAGE DES POTEAUX

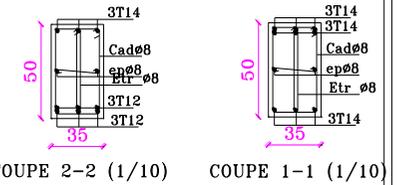
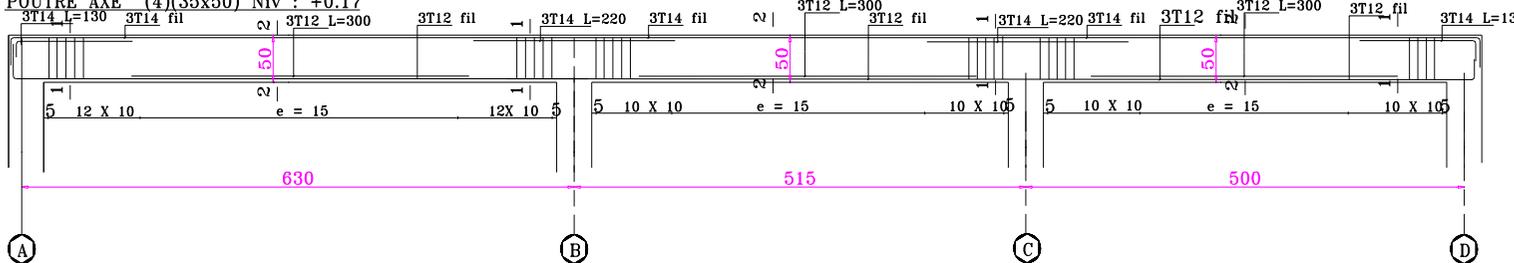


FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU S-S

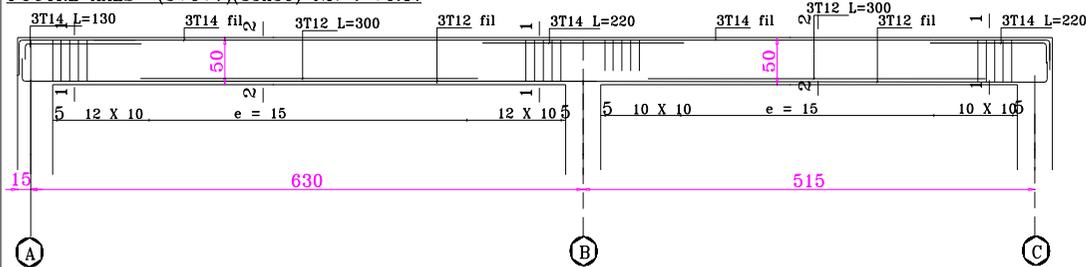
POUTRE AXE (1+2+3)(35x50) Niv : +0.17



POUTRE AXE (4)(35x50) Niv : +0.17



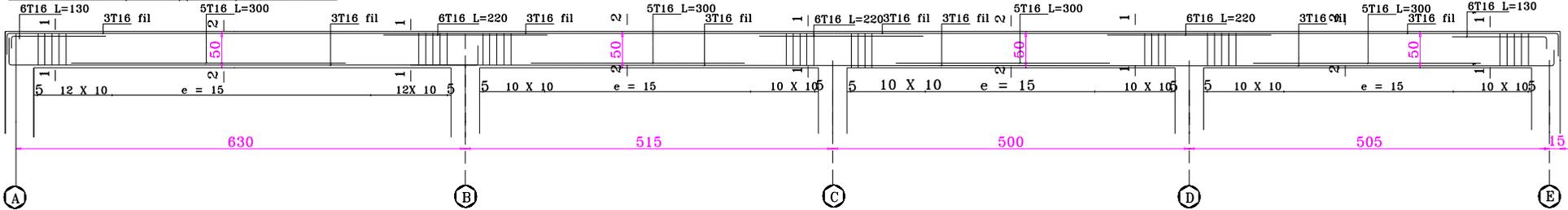
POUTRE AXES (5+6+7)(35x50) Niv : +0.17



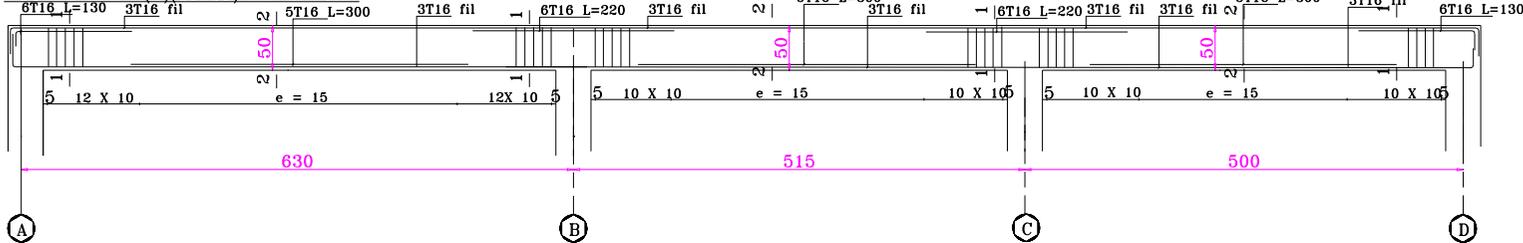
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEMLS MEGHRAOUIA	PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU S-S ECH: 1/50 DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU RDC

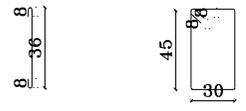
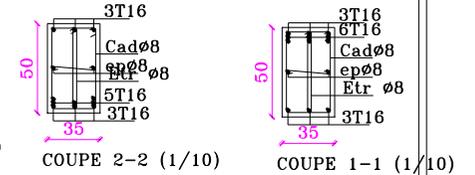
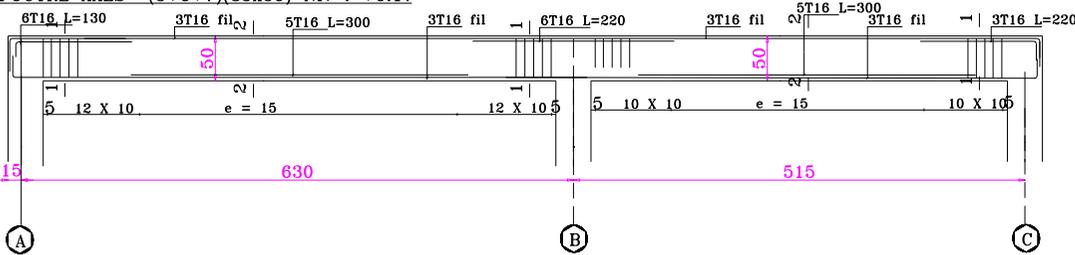
POUTRE AXE (1+2+3)(35x50) Niv : +0.17



POUTRE AXE (4)(35x50) Niv : +0.17



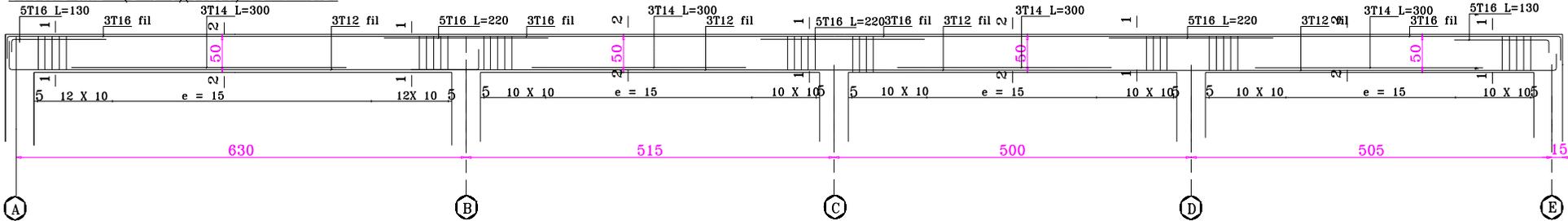
POUTRE AXES (5+6+7)(35x50) Niv : +0.17



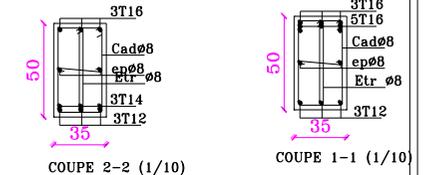
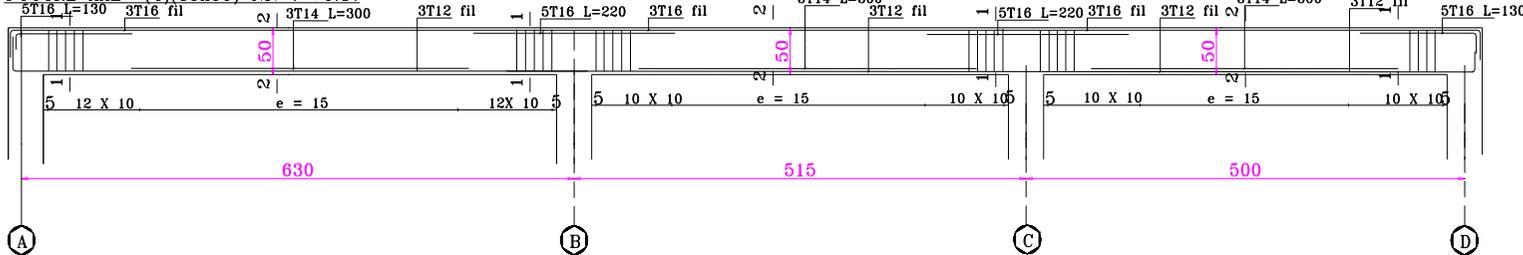
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEM.S MEGHRAOUI.A	PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU RDC ECH: 1/50 DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU 1ere ETAGE

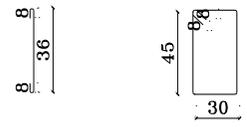
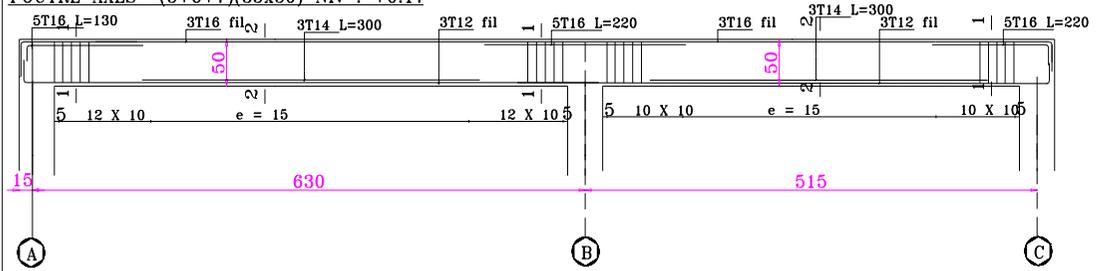
POUTRE AXE (1+2+3)(35x50) Niv : +0.17



POUTRE AXE (4)(35x50) Niv : +0.17



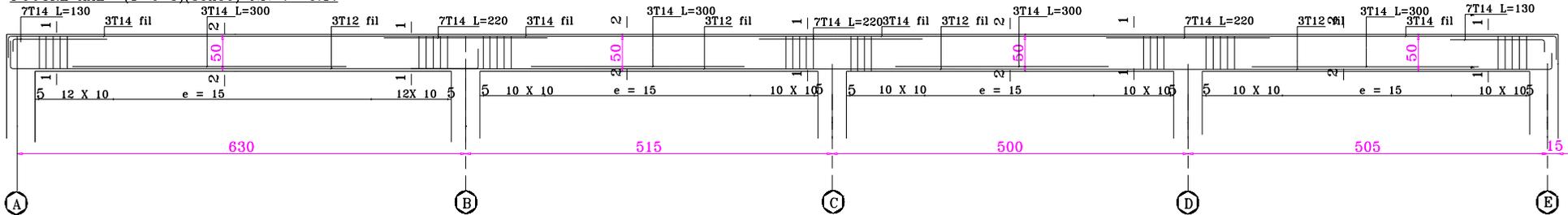
POUTRE AXES (5+6+7)(35x50) Niv : +0.17



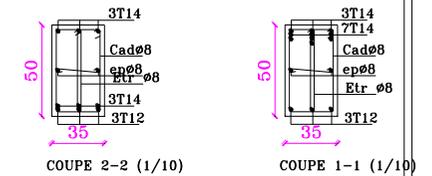
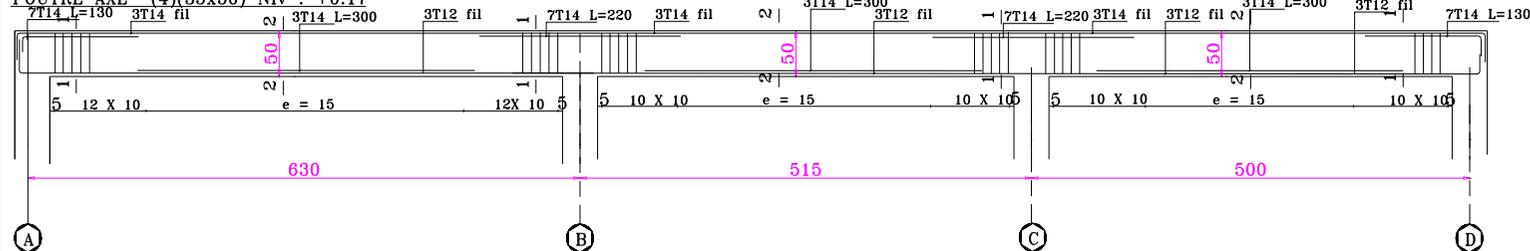
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEMIS MEGHRAOULA	PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU 1er ETAGE ECH: 1/50 DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DES ETAGES COURANTS

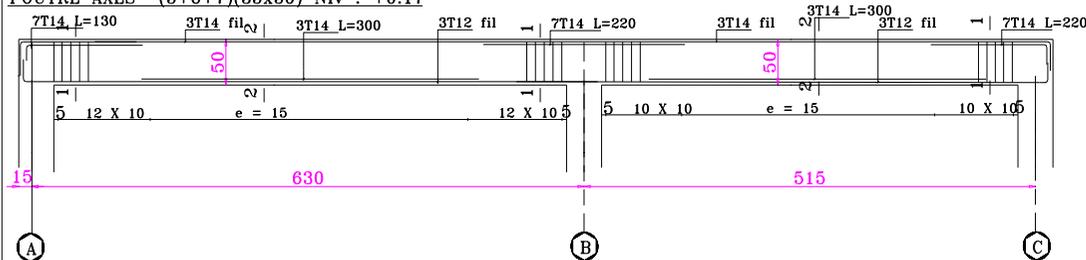
POUTRE AXE (1+2+3)(35x50) Niv : +0.17



POUTRE AXE (4)(35x50) Niv : +0.17



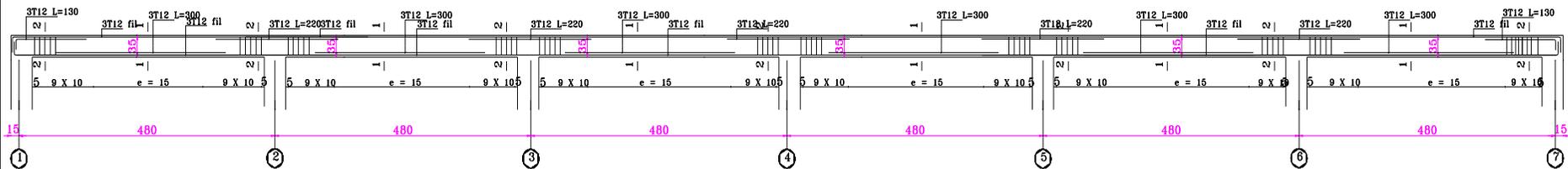
POUTRE AXES (5+6+7)(35x50) Niv : +0.17



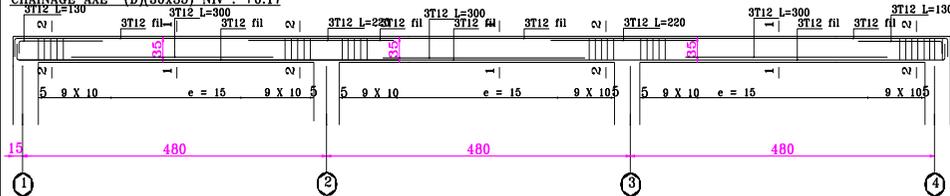
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEMLS MEGHRAOULA	PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DES ETAGES COURANTS ECH: 1/50 DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU S-S

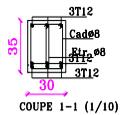
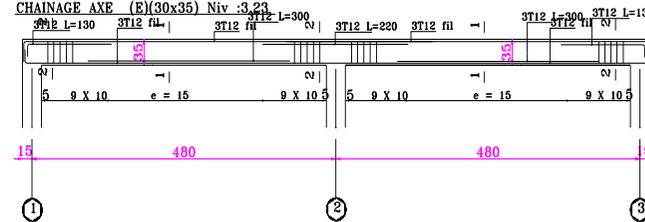
CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv : +0.17.



CHAINAGE AXE (D)(30x35) Niv : +0.17



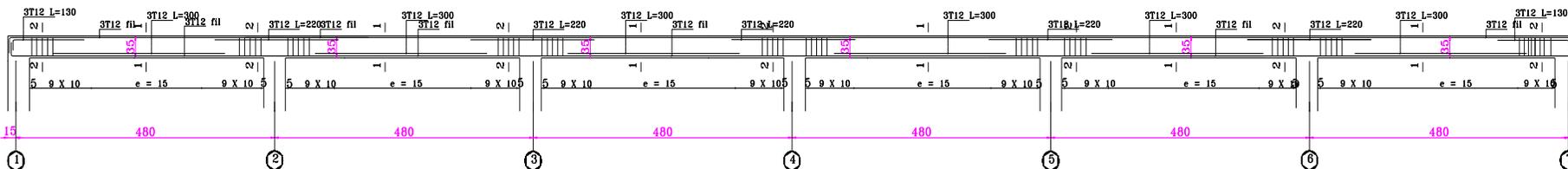
CHAINAGE AXE (E)(30x35) Niv : 3.23



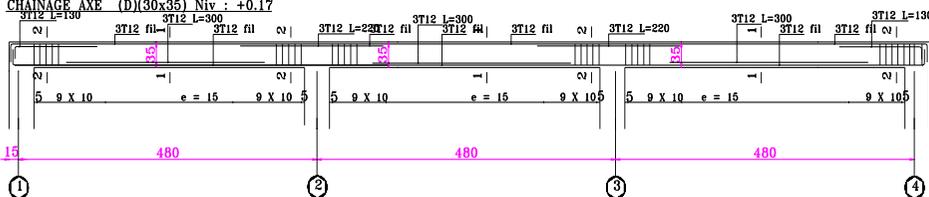
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIERE	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEM.S MEGHRAOULA	PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU S-S ECH: 1/50 DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU RDC

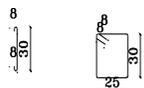
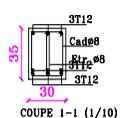
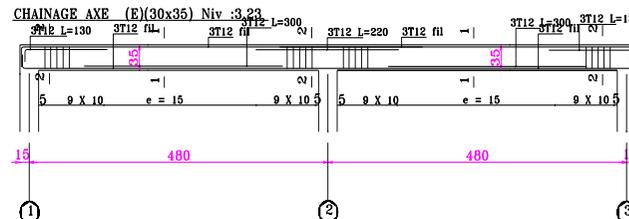
CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv :+0.17



CHAINAGE AXE (D)(30x35) Niv : +0.17



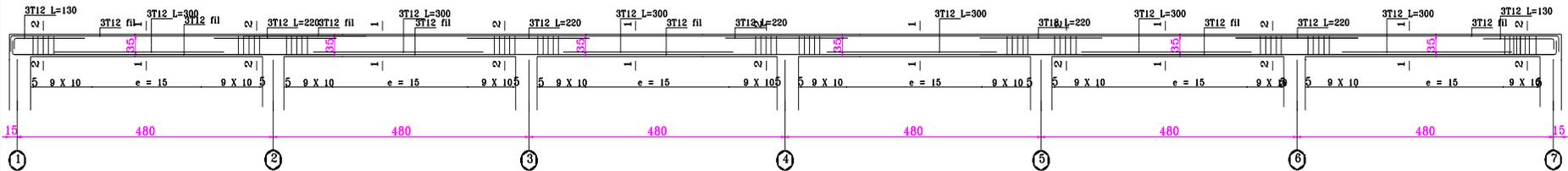
CHAINAGE AXE (E)(30x35) Niv :3.23



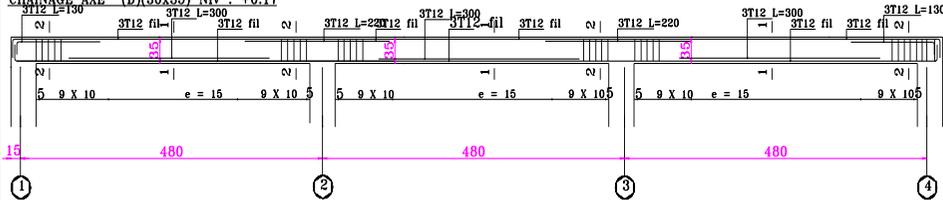
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEM.S MEGHRAOULA	PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU RDC ECH: 1/50 DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU 1ere ETAGE

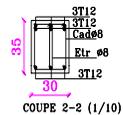
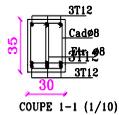
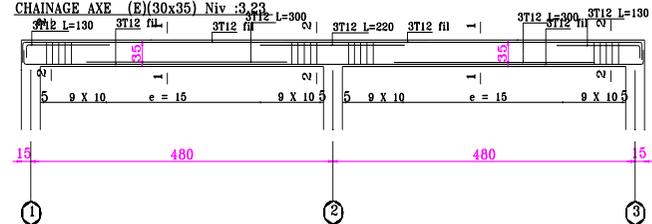
CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv : +0.17



CHAINAGE AXE (D)(30x35) Niv : +0.17



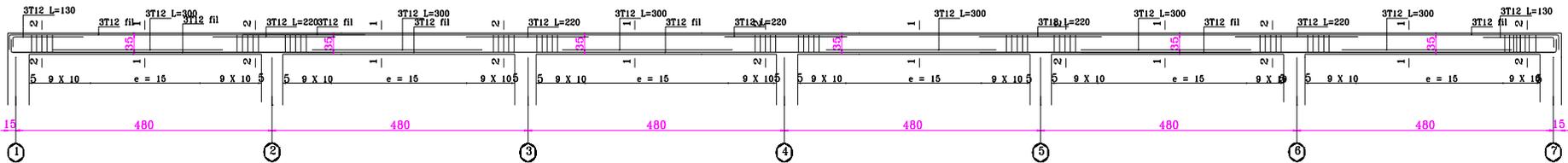
CHAINAGE AXE (E)(30x35) Niv : -3.23



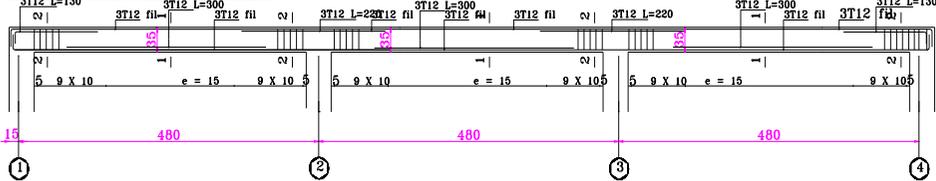
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIERE	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEMIS MEGHRAOUIA	PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU 1er ETAGE
ECH: 1/50	DATE:09/2020

FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES DES ETAGES COURANTS

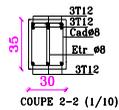
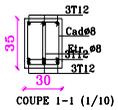
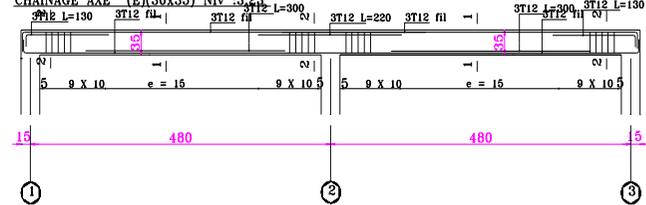
CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv :+0.17



CHAINAGE AXE (D)(30x35) Niv : +0.17



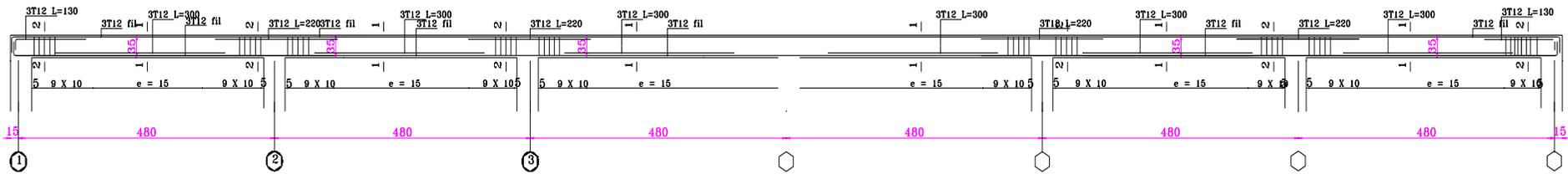
CHAINAGE AXE (E)(30x35) Niv : 0.23



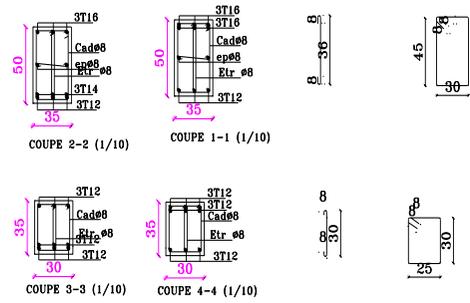
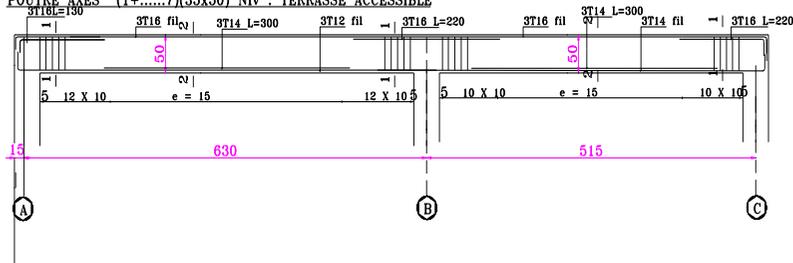
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET:	
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT	
R+0+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR:	PLAN DE :
MOSTEGHANEMIS	FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES DES ETAGES COURANTS
MEGHRAOUIA	ECH: 1/50 DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES POUTRES DU TERRASSE ACCESSIBLE

CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv : +0.17



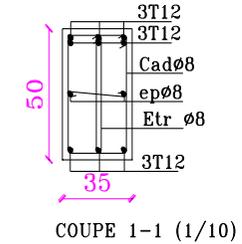
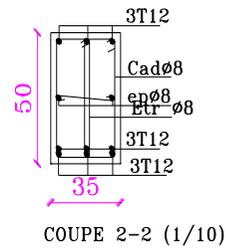
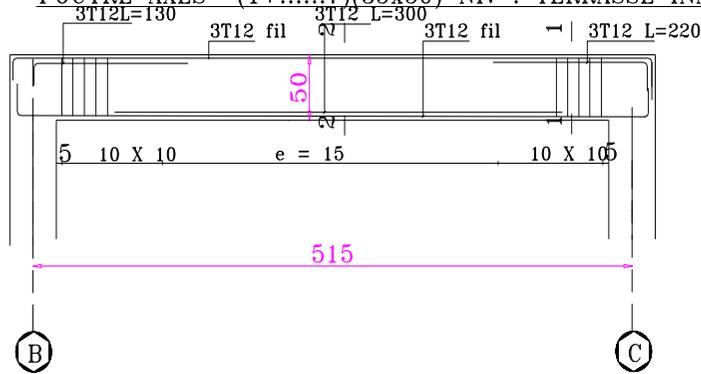
POUTRE AXES (1+.....7)(35x50) Niv : TERRASSE ACCESSIBLE



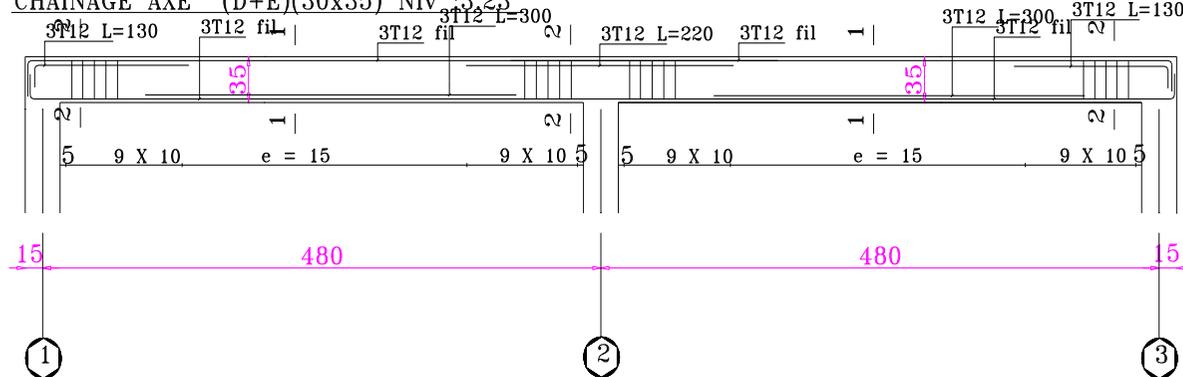
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIERIE	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+0+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEMLS MEGHRAOULA	PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES DU TERRASSE ACCESSIBLE ECH: 1/50 DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES POUTRES DU TERRASSE INACCESSIBLE

POUTRE AXES (1+.....7)(35x50) Niv : TERRASSE INACCESSIBLE



CHAINAGE AXE (D+E)(30x35) Niv : 3,23



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME A USAGE
D'HABITATION

REALISER PAR:

MOSTEGHANEM.S

MEGHRAOULA

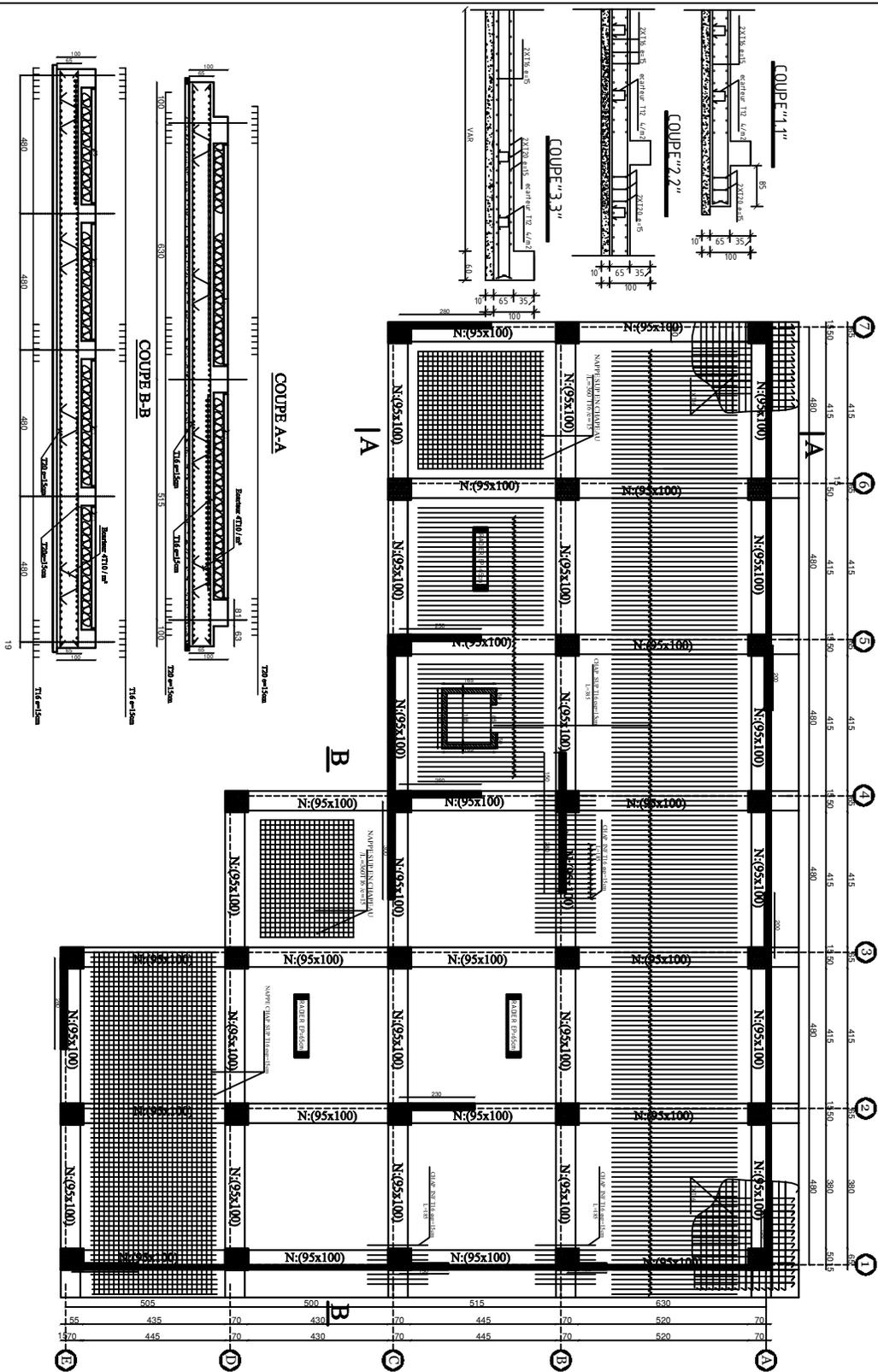
PLAN DE :

FERRAILLAGE DES POUTRES DU
TERRASSE INACCESSIBLE

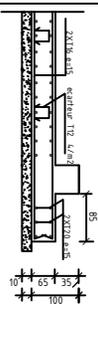
ECH/

DATE:09/2020

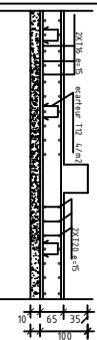
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER / ech 1/50°



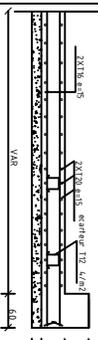
COUPE "1"



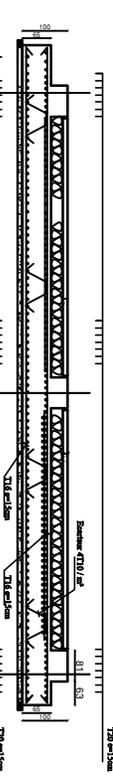
COUPE "2"



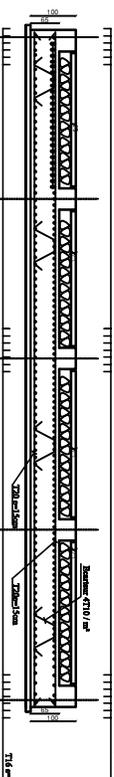
COUPE "3"



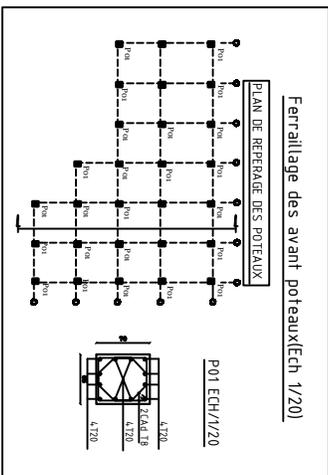
COUPE A-A



COUPE B-B



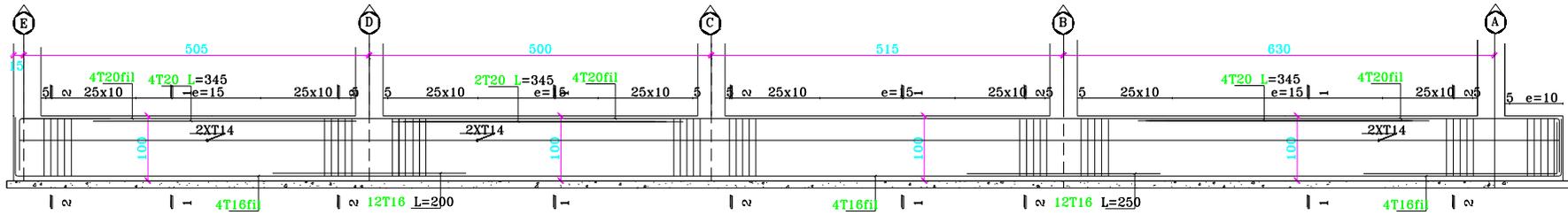
Ferrillage des avant poteaux Ech 1/20



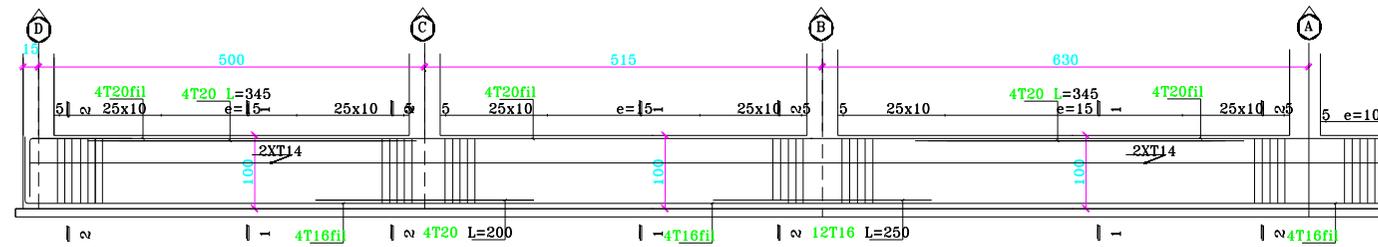
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURIE	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANE M.S. MEGHRAOUJA	PLAN DE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU RADIER
ECH: 1/50	DATE: 09/2020

FERRAILLAGE DES NERVURES

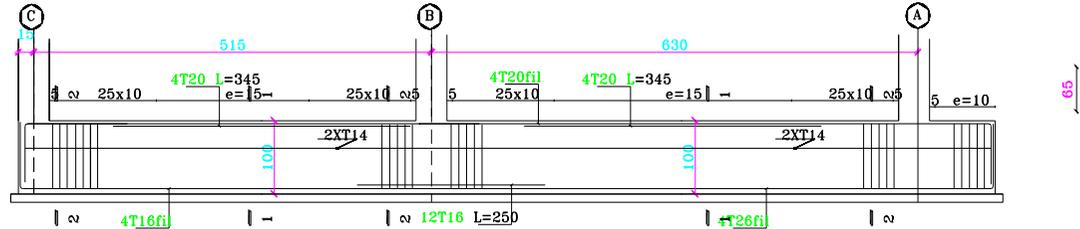
NERVURE AXE (1+2+3)



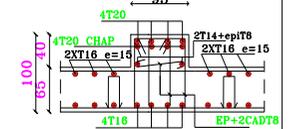
NERVURE AXE (4+5+6)



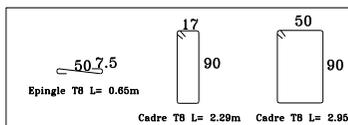
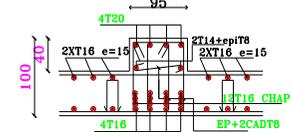
NERVURE AXES (7)



COUPE 1-1

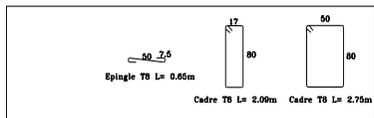
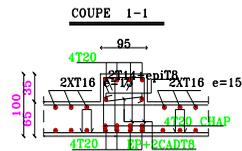
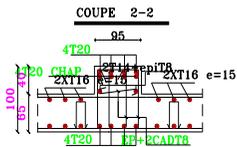
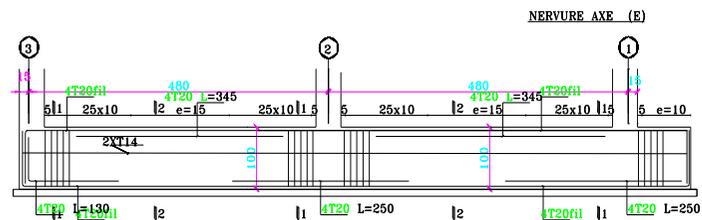
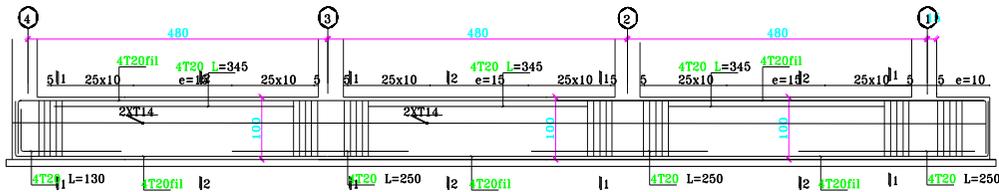
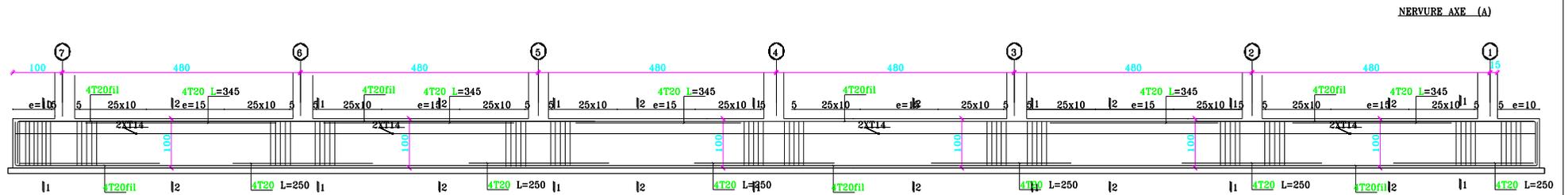


COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DES SIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEUR	
PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME	
REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S MEGHRAOUI.A	PLAN DE: FERRAILLAGE DES NERVURES
ECH: 1/50	DATE:09/2020

FERRAILLAGE DES NERVURES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT
R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:
MOSTEGHANEMI.S
MEGHRAOUI.A

PLAN DE:
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES NERVURES

ECH: 1/50

DATE:09/2020