

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

pour l'obtention du diplôme de MASTER

En Génie civil

Option : Structures

Thème

**Etude technique et estimative d'un bâtiment SS+RDC+12 Etages
à usage d'habitation et commercial à REMCHI -Tlemcen**

Soutenu le 25 juin 2018 par :

OTMANI Nabil

SALHI Fouad

Devant le jury composé de :

Mr. ALLAL M.A

Professeur

Président

Mr. MEDJAHED L.

CC

Examineur

M^{elle}. SAIL L.

MCA

Examinatrice

Mr. TALEB O.

MCB

Encadrant

Mr. HOUTI F.B.

MAA

Encadrant

Année universitaire 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, tous nos louanges à ALLAH, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos chaleureux remerciements vont à nos chers encadreurs **Mr. TALEB** et **Mr. HOUTI** pour avoir accepté de nous diriger avec une grande attention et pour leurs disponibilités, conseils et orientations.

Nos remerciements s'adressent aussi au **Pr ALLAL** qui nous fait l'honneur de présider le jury.

Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude au **Dr SAIL** et à **Mr MEDJAHED** qui ont bien voulu expertiser notre travail.

Nous souhaitons aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation durant toutes les années précédentes.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui nous ont aidé et encouragé dans ce travail en particulier **Mr BENYAKOUB**, **Mr BENAMMAR**, **Dr BOUCIF** et **Dr ROUISSET**. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

OTMANI N. & SALHI F.

Dédicace :

La rédaction de cet essai représente la dernière étape de la réussite de mes études. Tout au long du processus :

Tout d'abord je remerciés avant tous, dieu le tout puissant qui ma donné le courage, pour atteindre mon objectif.

Je dédis ce modeste travail a :

Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

Mes frères pour leur support constant

Toute ma famille OT'MANI et la famille RAHMANI.

Tous personnes qui m'ont supporté et encouragé, mes proches, petits et grands sans exception.

Mon cher binôme « SALHI FOUAD » et à toute sa famille.

Mon aimable amie M^{elle} NEMRAOUI, mes collègues d'étude promotion 2017/2018 « structure ».

Finalement, je voudrais également remercier mes encadreurs, qui ont me guider et m'encourager avec une touche d'humour, tout en me laissant l'autonomie pour optimiser mes apprentissages tout au long de ce projet ultime, sans oublier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

OT'MANI NABIL.

DÉDICACE :

A mes très chers parents 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.

A mes très chers frères et mes sœurs.

A toute ma famille SALHI et TALHI sans exception, et la famille de mon binôme OTMANI.

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.

A toute mes amis et toute la promotion sortante de génie civil« Ingénieur de la structure ».

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

SALHI Fouad

Résumé :

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude technique et économique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Sous sol, d'un Rez de chaussée plus 12 étages se situant à Tlemcen, en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé BAEL 91 modifié 99.

Le bâtiment est réalisé dans une zone sismique modéré, raison pour laquelle une étude dynamique est nécessaire en utilisant le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 V2003.

La première entame la description générale du projet avec un pré dimensionnement de la structure.

Après avoir évalué les différentes descentes de charges, une étude détaillée des éléments secondaires est présentée.

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements. Cette partie est suivie par l'étude des éléments résistants de la structure et de la fondation.

Une étude estimative du projet clôture ce mémoire.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, BAEL99, MS Project.

ملخص:

يركز مشروع التخرج هذا على الدراسة التوثيقية والاقتصادية للمبنى السكني والتجاري المكون من طابق تحت أرضي وطابق أرضي بالإضافة إلى 12 طابقا يقع بالرمشي ولاية تلمسان، بإتباع قوانين حساب الخرسانة المسلحة BAEL 91 المعدل 99.

تم بناء المبنى في منطقة زلزالية معتدلة، وهذا هو السبب في ضرورة إجراء دراسة ديناميكية باستخدام النظام الجزائري للزلازل RPA 99 V2003.

تعتمد الدراسة على وصف عام للمشروع وحساب الأبعاد المسبقة للهيكل وبهذا يتم تقييم النسب المختلفة للأحمال لتقديم دراسة تفصيلية للعناصر الثانوية وحساب كمية التسليح.

أما الجزء الثالث فقد تناول الدراسة الديناميكية للهيكل انطلاقا من برنامج SAP2000 من أجل تحديد قدرة مقاومة المبنى ضد الزلازل من مختلف الاتجاهات، وانطلاقا من هذا الأخير تتم دراسة العناصر المقاومة للهيكل والأساس.

الكلمات المفتاحية: بناء، الخرسانة المسلحة، SAP2000، BAEL99، MsProject.

Summary:

This graduation project focuses on the technical and economic study of a residential and commercial building consisting of a basement, a ground floor plus 12 floors located in Tlemcen, using the calculation regulations and verifications of reinforced concrete BAEL 91 modified 99.

The building is built in a moderate seismic zone, which is why a dynamic study is necessary using the Algerian parasismic Regulation RPA 99 V2003.

The first starts the general description of the project with a pre-dimensioning of the structure.

After having evaluated the different descents of loads, a detailed study of the secondary elements is presented.

The dynamic study of the structure was started in the third part by SAP2000 software in order to determine the different loads due to loading. This part is followed by the study of the resistant elements of the structure and the foundation.

Keywords: Building, Reinforced Concrete, SAP2000, BAEL99, MS Project.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation d'ouvrage

I.1	Présentation de l'ouvrage :	1
I.2	Description de l'ouvrage :	1
I.2.1	Caractéristique géométrique :	1
I.2.2	Ossature et système de contreventement adopté :	1
I.3	Caractéristique des matériaux de construction :	2
I.3.1	Le béton :	2
I.3.2	Résistances mécaniques du béton :	3
I.3.3	Acier :	5
I.3.4	Contrainte limite :	5
I.4	Les hypothèses de calcul:	6

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

II.1	Introduction :	7
II.2	Pré dimensionnement des poteaux:	7
II.2.1	Calcul de la section réduite (Br) :	8
II.2.2	Vérifications de la condition du RPA 99 V 2003 :	9
II.2.3	Vérification au flambement :	9
II.3	Pré dimensionnement des poutres :	9
II.3.1	Poutres principales :	9
II.3.2	Poutres secondaires (Chaînages) :	10
II.4	Prédimensionnement du plancher :	11
II.5	Les Voiles :	11
II.6	Descente des charges de la structure :	12
II.6.1	Terrasse inaccessible :	12
II.6.2	Plancher SS, RDC et étage courant :	13

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1	Etude du planché :	15
III.1.1	Introduction :	15
III.1.2	Méthode de calcul :	15
III.1.3	Descente des charges :	16

III.1.4	Calcul des poutrelles :	16
III.1.5	Calcul du ferrailage longitudinal :	22
III.1.6	Vérification de la flèche :	27
III.1.7	Calcul des armatures transversales :	28
III.1.8	Calcul d'espacement des cadres.....	28
III.1.9	Ferrailage de la dalle de compression :	28
III.1.10	Arrêt des armatures principales :	28
III.2	Etude des Escaliers	32
III.2.1	Introduction :	32
III.2.2	Les caractéristiques des Escalier :	35
III.2.3	Les descentes des charges :	36
III.2.4	Calcul des efforts internes :	37
III.3	Calcul de ferrailage :	42
III.3.1	Calcul à ELU :	42
III.3.2	Vérification à ELS :	45
III.3.3	Vérification de flèche :	48
III.3.4	Etude de la poutre palière :	49
III.4	Etude de l'acrotère :	58
III.4.1	Introduction :	58
III.4.2	Principe de calcul :	58
III.4.3	Le calcul des charges et la sollicitation :	58
III.4.4	Calcul de ferrailage :	60
III.5	ETUDE DE L'ASCENSEUR :	64
III.5.1	Introduction :	64
III.5.2	Calcul d'ascenseur :	65
III.5.3	Vérification au poinçonnement :	66
III.5.4	Evaluation des moments dux aux charges concentrées:	66
III.5.5	Détermination du ferrailage de la dalle :	71
III.5.6	Armatures finales :	77
 Chapitre IV : Etude dynamique		
IV.1	Introduction :	78
IV.2	Objectif de l'étude dynamique :	78
IV.3	Présentation de logiciel SAP2000 :	78

IV.4	Modélisation de la structure :	78
IV.5	Combinaison d'action :	79
IV.6	Les méthodes de calcul :	79
IV.6.1	Méthode statique équivalente :	80
IV.6.2	Méthode dynamique modale spectrale :	80
IV.7	Analyse spectrale	80
IV.7.1	Coefficient d'accélération de zone (A) :	81
IV.7.2	Facteur de correction d'amortissement (η) :	81
IV.7.3	Période T_1 et T_2 :	81
IV.7.4	Estimation de la période fondamentale de la structure :	81
IV.7.5	Coefficient de comportement global de la structure (R) :	86
IV.7.6	Facteur de qualité (Q) :	86
IV.8	Calcul de la force sismique totale V :	89
IV.8.1	Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :	89
IV.9	La vérification par la méthode statique équivalente :	90
IV.9.1	Poids total de la structure W :	90
IV.9.2	Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) de chaque niveau :	91
IV.9.3	Vérification du coefficient de comportement R :	92
IV.10	Résultante des forces sismiques de calcul :	92
IV.11	Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	93
IV.11.1	Centre de torsion :	93
IV.11.2	Centre de masse :	94
IV.12	Evaluation de l'excentricité :	94
IV.12.1	Excentricité théorique :	94
IV.12.2	Excentricité accidentelle :	94
IV.13	Vérification vis-à-vis des déformations :	95
IV.14	Vérification de l'effet P-Delta :	96
IV.15	Vérification de la stabilité au renversement :	97
 Chapitre V : Etude des éléments structuraux		
V.1	Introduction :	100
V.2	Les poutres principales :	100
V.2.1	Les combinaisons de calcul :	100

V.2.2	Ferraillage longitudinal :	100
V.3	Exemple de calcul poutre secondaire :	105
V.3.1	Les différentes sollicitations des poutres secondaires :	105
V.3.2	Exemple d'application :	105
V.3.3	Ferraillage longitudinal :	105
V.4	LES POTEAUX :	108
V.4.1	Combinaisons spécifiques de calcul :	108
V.4.2	Vérification spécifique sous sollicitations normales :	109
V.4.3	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	109
V.4.4	Calcul du Ferraillage longitudinales :	111
V.4.5	Calcul des armatures transversales :	113
V.4.6	Dessin de ferraillage du poteau :	114
V.5	LES VOILES :	115
V.5.1	Vérification des contraintes tangentielles :	115
V.5.2	Les sollicitations des voiles :	116
V.5.3	Calcul des armatures des voiles :	117

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1	Introduction :	120
VI.2	Choix de type de fondation :	120
VI.3	Hypothèses de calcul :	120
VI.4	Semelle isolée :	120
VI.5	Semelle filante :	122
VI.6	Radier général :	122
VI.6.1	Pré dimensionnement :	122
VI.6.2	Epaisseur du radier :	122
VI.6.3	Vérification au poinçonnement :	123
VI.6.4	Débordement « D » :	123
VI.6.5	Vérification de la contrainte du sol :	124
VI.6.6	Les différentes sollicitations :	125
VI.6.7	Calcul du ferraillage de la dalle :	126
VI.6.8	Les armatures transversales :	131
VI.6.9	Espacement S_t :	131
VI.7	Calcul du ferraillage de la poutre nervure :	131

VI.7.1 Calcul à ELU :	131
VI.7.2 Vérification à ELS :	133
VI.7.3 Armatures transversales A_t :	134
VI.7.4 Espacement S_t :	134
VI.8 MUR DE SOUTÈNEMENT :	136
VI.8.1 Définition de murs de soutènement :	136
VI.8.2 Predimensionnement :	136
VI.8.3 Calcul statique :	137
VI.8.4 Calcul des forces (F) :	139
VI.8.5 Vérification de la Stabilité :	140
VI.8.6 Vérification au poinçonnement :	140
VI.8.7 Moment de la semelle :	141
VI.8.8 Ferrailage :	141

Chapitre VII : Etude économique

VII.1 Introduction :	144
VII.2 Le management de projet :	144
VII.2.1 Le projet :	144
VII.2.2 Le cycle de vie de projet :	145
VII.2.3 Les différents intervenants du projet :	146
VII.2.4 Objectif :	147
VII.3 Etude économique :	147
VII.3.1 Définition :	147
VII.3.2 Le WBS (work breakdown structures):	148
VII.3.3 Définition des ressources :	149
VII.3.4 Devis estimative et quantitative :	150
VII.3.5 Diagramme de GANTT :	150
VII.3.6 Chemin critique :	151
VII.3.7 La courbe en « S » :	151
VII.4 Conclusion :	153

Conclusion générale

Bibliographiques

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Annexe D

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation d'ouvrage

Figure I. 1: Plancher corps creux.....	1
Figure I. 2 : mur extérieure.....	2
Figure I. 3: Diagramme parabole rectangle des contraintes déformations du béton.	3
Figure I. 4: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.	4
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation d'acier.....	5

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

Figure II. 1 : Vue en plan de poteau central le plus sollicités	7
Figure II. 2 : Coupe de poutre principale.	9
Figure II. 3: Coupe de poutre secondaire	10
Figure II. 4: Coupe de voile en élévation	12
Figure II. 5: Elément constituant le planché terrasse inaccessible	12
Figure II. 6: mur extérieure	13

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III. 1: dimensionnement des poutrelles	15
Figure III. 2: Schéma statique d'une poutrelle.	16
Figure III. 3: poutrelle sur quatre appuis à l'ELU.....	16
Figure III. 4: Diagramme des moments à l'ELU.....	18
Figure III. 5: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	19
Figure III. 6: poutrelle sur quatre appuis à l'ELS	19
Figure III. 7: Diagramme des moments à l'ELS	21
Figure III. 8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	21
Figure III. 9: ancrage des armatures.	29
Figure III. 10 : Ferrailage des poutrelles (type1 sous-sol)	31
Figure III. 11 : Les éléments d'un escalier	32
Figure III. 12: 1 ^{er} escalier et les types de volées	33
Figure III. 13: 2 ^{ème} escalier et les types de volées	33
Figure III. 14 : 3 ^{ème} escalier et les types de volées	33
Figure III. 15 : 4 ^{ème} escalier et les types de volée.....	33
Figure III. 16 : 5 ^{ème} escalier et les types de volées	35

Figure III. 17: Schéma statique d'une volée d'escalier à ELU.	37
Figure III. 18: Diagramme des moments à l'ELU.....	39
Figure III. 19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	39
Figure III. 20: Schéma statique d'une volée d'escalier à ELS.	39
Figure III. 21: Diagramme des moments à l'ELS	41
Figure III. 22: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	41
Figure III. 23: Ferrailage d'une volée des escaliers	48
Figure III. 24: Schéma statique de poutre palière	49
Figure III. 25 : schéma de la distribution des charges pour la poutre palière	49
Figure III. 26: Coupe A-A	57
Figure III. 27 : Ferrailage de poutre palière	57
Figure III. 28: Schéma du l'acrotère	58
Figure III. 29: Section à considérer dans les calculs.	59
Figure III. 30: Les charges appliquées sur l'acrotère.	59
Figure III. 31: Schéma pour le ferrailage de l'acrotère	63
Figure III. 32: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	64
Figure III. 33: Schéma des appuis d'ascenseur.	66
Figure III. 34: Les dimensions des rectangles	68
Figure III. 35: Evaluation de sollicitation appliqué à la dalle	69
Figure III. 36: Section de calcul de la dalle pleine	71

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV. 1: Modélisation 3D de la structure sur le SAP 2000	79
---	----

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V. 1: Ferrailage de la poutre principale en travée.....	104
Figure V. 2: Ferrailage de la poutre principale en travée.....	104
Figure V. 3: Ferrailage de la poutre secondaire.	108
Figure V. 4: Section d'un poteau de RDC.....	111
Figure V. 5: Ferrailage des poteaux de RDC	114
Figure V. 6: Sollicitations exercée sur le voile	116
Figure V. 7: Ferrailage des voiles	119

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1: Schéma de semelle isolé.....	121
Figure VI. 2: dimension du radier.....	123
Figure VI. 3: Débordement du radier.....	124
Figure VI. 4: Déplacement U_z	125
Figure VI. 5: Moments M_{11} a l'ELU.....	126
Figure VI. 6: Moments M_{22} a l'ELU.....	126
Figure VI. 7: Dimension de la nervure.....	132
Figure VI. 8 : ferrailage de la nervure.....	135
Figure VI. 9: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé.....	136
Figure VI. 10: La géométrie des murs.....	137
Figure VI. 11: Les caractéristiques du sol.....	137
Figure VI. 12: Le poids et leurs points d'applications.....	138
Figure VI. 13: Diagramme des contraintes.....	138
Figure VI. 14: Représentation de la force.....	139
Figure VI. 15:ferrailage de mur de soutènement.....	143

Chapitre VII : Etude économique

Figure VII. 1: Management de projet.....	144
Figure VII. 2: Objectifs principal d'un projet.....	145
Figure VII. 3: Cycle de vie d'un projet.....	146
Figure VII. 4: Diagramme de GANTT.....	151
Figure VII. 5: Chemin critique.....	151
Figure VII. 6: La courbe en « S ».....	152

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation d'ouvrage

Tableau I. 1: les caractéristiques géométriques de bâtiment.	1
Tableau I. 2: Exemple d'acier.	5

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

Tableau II. 1: Dimension des poteaux.....	8
Tableau II. 2: Descente des charges du plancher terrasse	13
Tableau II. 3: Charge permanent (SS, RDC et étage courant)	13
Tableau II. 4 : Charge d'exploitation (SS, RDC et étage courant).....	13
Tableau II. 5: mur extérieure	14

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III. 1: Combinaison d'action.....	16
Tableau III. 2: Récapitulatif des efforts internes	22
Tableau III. 3: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles (En appuis) :	30
Tableau III. 4: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles (En travée) :.....	31
Tableau III. 5: Les caractéristiques des volées.....	35
Tableau III. 6 : La descente des charges pour le palier.	36
Tableau III. 7: La descente des charges pour le paillasse.	36
Tableau III. 8: Les efforts internes	42
Tableau III. 9: Récapitulation du ferrailage des escaliers :	47
Tableau III. 10: Vérification des contraintes :.....	48
Tableau III. 11: Les efforts internes	50
Tableau III. 12: Détermination de la flèche.	55
Tableau III. 13: Moment isostatique des rectangles.....	67
Tableau III. 14: Moment isostatique des rectangles.....	68
Tableau III. 15: Moment isostatique des rectangles.....	70
Tableau III. 16: Les armatures finales de la dalle d'ascenseur.	77

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1: Vérification des masses modales	85
--	----

Tableau IV. 2: Pénalité correspondante au critère.	88
Tableau IV. 3: Poids des différents niveaux.....	91
Tableau IV. 4: Forces sismiques et efforts tranchants	91
Tableau IV. 5: Vérification de la résultante des forces sismiques	93
Tableau IV. 6: Centre de torsion de chaque étage.....	94
Tableau IV. 7: Centre de masse de chaque étage	94
Tableau IV. 8: Excentricités théoriques et accidentelles.....	95
Tableau IV. 9: Vérification des déplacements	95
Tableau IV. 10: Vérification des effets P-Delta.....	96
Tableau IV. 11: Vérification des effets P-Delta.....	97
Tableau IV. 12: Stabilité de la structure au renversement (selon x-x).....	98
Tableau IV. 13: Stabilité de la structure au renversement (selon y-y).....	98

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V. 1: sollicitation des poutres principales.....	100
Tableau V. 2: les sollicitations de la poutre principal (sous sol).....	101
Tableau V. 3: Récapitulatif des résultats de ferrailage des poutres principales.	104
Tableau V. 4: Les sollicitations des poutres secondaires	105
Tableau V. 5: Les sollicitations de la poutre secondaire (sous sol)	105
Tableau V. 6: Récapitulatif des résultats de ferrailage des poutres secondaires.....	108
Tableau V. 7: vérification des poteaux sous sollicitation normales	109
Tableau V. 8: longueur de flambement du poteau	110
Tableau V. 9: Vérification spécifique sous sollicitation tangentes	110
Tableau V. 10: sollicitation de poteau suivant la combinaison plus sollicitée.....	111
Tableau V. 11: Ferrailage calculer des poteaux	112
Tableau V. 12: Récapitulation du ferrailage des poteaux	113
Tableau V. 13: vérification des contraintes.....	115
Tableau V. 14: Les sollicitations des voiles	116
Tableau V. 15: Vérification des contraintes	118
Tableau V. 16: Récapitulation du ferrailage des voiles	119

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI. 1: Les différentes surfaces des semelles isolées sous poteaux.....	121
--	-----

Tableau VI. 2: Les surfaces des semelles filantes revenantes à chaque voile.....	122
Tableau VI. 3:Récapitulatif ferrailage de la dalle	131
Tableau VI. 4: Récapitulation du ferrailage de nervure	135
Tableau VI. 5: Pré-dimensionnement des murs.	137
Tableau VI. 6 : Résultats des calculs manuels.	139

Chapitre VII : Etude économique

Tableau VII. 1: Ressources matérielles et matériaux	149
Tableau VII. 2: Coût estimatif des travaux de réalisation.....	152

NOTATION :

G :	Action permanente
Q :	Action d'exploitation
E :	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$:	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$:	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$:	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc} :	Contrainte du béton
σ_{st} :	Contrainte d'acier
τ_u :	Contrainte de cisaillement
f_{bc} :	Contrainte de calcul
f_{cj} :	Résistance à la compression
f_{tj} :	Résistance à la traction
f_{c28} :	Résistance caractéristique a 28jours
A_{st} :	Section d'armature
A_r :	Armature de répartition
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton
γ_s :	Coefficient de sécurité d'acier
Θ :	Coefficient d'application
η :	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y :	Moment d'inertie
i_x, i_y :	Rayon de giration
μ_u :	Moment ultime réduite
α :	Position relative de la fibre neutre
z :	Bras de levier
d :	Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d' :	Distance entre les armatures et la fibre neutre
C_p :	Facteur de force horizontal
B_r :	Section réduite
M :	Moment fléchissant
T :	Effort tranchant
N :	Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone
 D : Facteur d'amplification dynamique
 R : Coefficient de comportement global de la structure
 Q : Facteur de qualité
 W : Poids total de la structure
 V : Force sismique total
 W_i : Poids sismique au niveau « i »
 C_T : Coefficient de période
 β : Coefficient de pondération

INTRODUCTION GENERALE :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays notamment l'Algérie et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, surtout des nouvelles techniques qui assurent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que le séisme.

Quel que soit les types des structures en béton armé, on rencontre de nombreuses difficultés pendant l'étude technique car la stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteau, poutre, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) et dont la résistance de ces éléments est en fonction des types des matériaux utilisés et de leurs caractéristiques. Le calcul des éléments résistants des ouvrages repose sur des règlements (**BAEL, RPA99 V 2003**) qui se basent d'ailleurs sur la connaissance des caractéristiques des matériaux de construction.

Notre mémoire est répartie en sept chapitres précédés par une introduction générale.

Le premier chapitre consiste à donner une présentation générale du projet.

Le deuxième chapitre traite le pré-dimensionnement des éléments de la structure et l'évaluation des charges et surcharges agissant sur le bâtiment.

Le troisième chapitre comporte une étude sur les éléments secondaires y- compris planché, ascenseur, les escaliers et l'acrotère.

Le chapitre quatre est réservé à l'étude du comportement dynamique du bâtiment sous l'effet sismique.

Le cinquième chapitre est consacré à la détermination du ferrailage des éléments résistants de la structure : poteaux, poutres et voiles.

Le sixième chapitre traite l'étude de la fondation sur laquelle se repose le bâtiment étudié.

Enfin le dernier chapitre est consacré à une petite étude estimative du projet grâce à une application par MS Project.

Une conclusion générale clôture le mémoire.



Chapitre I :
Présentation du
projet

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment **R+12** avec sous-sol à usage commercial multifonctionnelle, des locaux commerciaux avec des logements. Le projet de forme irrégulière situé à REMCHI wilaya de TLEMCEM classé zone1 (faible sismicité) selon la classification du **RPA99V2003**.

Le sous-sol est utilisé comme des dépôts pour les magasins du RDC et 1^{er} étage et les autres étages utilisés comme des logements.

I.2 Description de l'ouvrage :

I.2.1 Caractéristique géométrique :

Tableau I. 1: les caractéristiques géométriques de bâtiment.

Longueur totale du bâtiment	22,2 m
Largeur totale du bâtiment	14,15 m
La hauteur de totale du bâtiment	43,54 m
La hauteur de sous-sol	3,76 m
La hauteur de RDC	3,06m
La hauteur d'étage	3,06m
La surface	260,71 m ²

I.2.2 Ossature et système de contreventement adopté :

I.2.2.1 Structure de l'ossature :

- La stabilité de l'ouvrage est assurée par :
- Des portiques auto stables (poteau poutre).
- Des murs voiles parasismiques.

I.2.2.2 Le plancher :

Les plancher généralement en corps creux d'épaisseur 16 cm et une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur reposant sur des poutrelles coulées sur place.

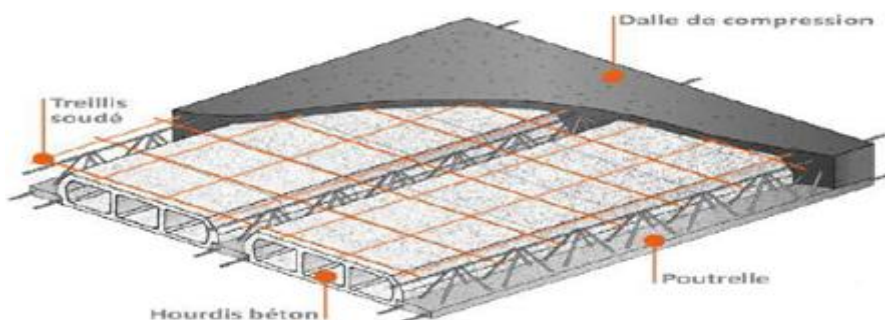


Figure I. 1: Plancher corps creux.

I.2.2.3 Escalier :

Le bâtiment est muni de plusieurs cages d'escaliers et ce dernier y- composé par différents type.

I.2.2.4 Ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment l'ascenseur devient obligatoire pour faciliter le déplacement entre les étages.

I.2.2.5 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en double parois en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparés par une l'âme d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

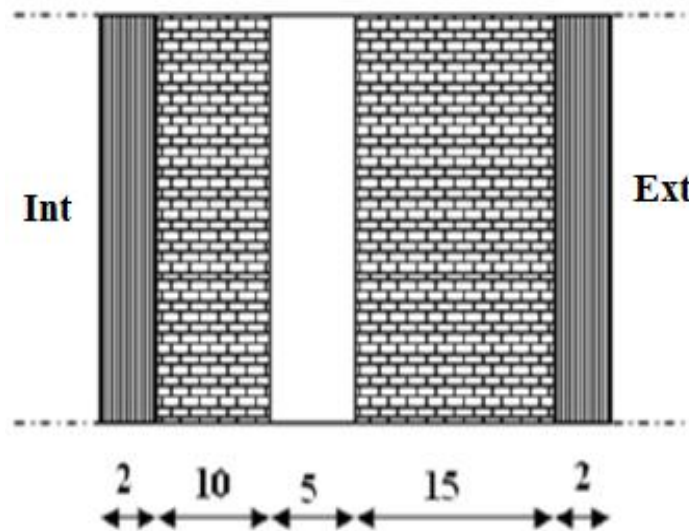


Figure I. 2 : mur extérieure

I.2.2.6 Revêtement :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures, intérieures et les plafonds.
- Revêtement a carrelage pour les plancher.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable pour éviter la pénétration des eaux pluviales.

I.2.2.7 Les fondations :

Pour notre bâtiment, la contrainte admissible du sol est de 2 bar, et la fondation préconisée a la forme d'un radier générale. Le site du projet est caractérisé par un sol meuble.

I.3 Caractéristique des matériaux de construction :

I.3.1 Le béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.3.2 Résistances mécaniques du béton :

I.3.2.1 Résistance à la compression :

La résistance considérée dans notre projet est de 25MPa à 28 jours

I.3.2.2 Résistance à la traction :

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

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

I.3.2.3 Contrainte limite :

I.3.2.3.1 État limite ultime (ELU) :

Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

- Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MPa.} \\ \text{Min}(4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{MPa.} \end{cases}$$

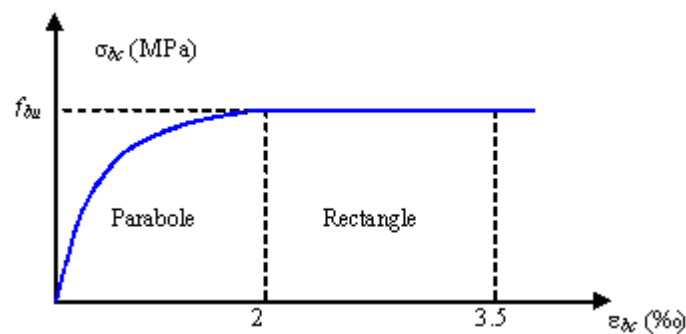


Figure I. 3: Diagramme parabolique rectangle des contraintes déformations du béton.

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression. $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$.

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ pour les combinaisons normales.} \\ 1,15 \text{ pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est} \\ & \text{supérieure à 24 h.} \\ 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.} \\ 0,85 & \text{lorsqu'elle est inférieure à 1 h.} \end{cases}$$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

-La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$.

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

I.3.2.3.2 Etat limite de service (ELS):

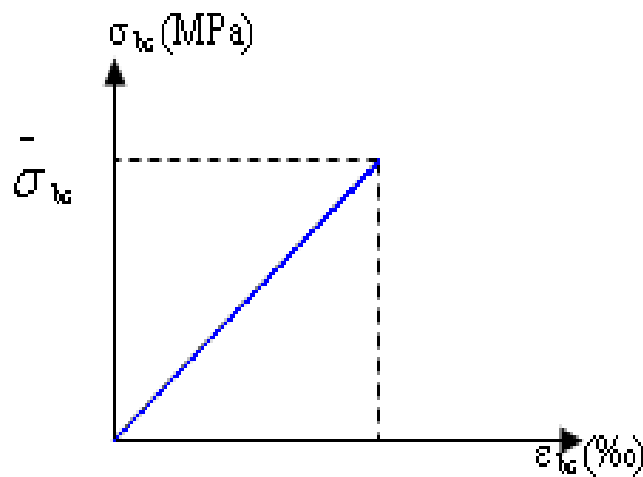


Figure I. 4: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

I.3.2.4 Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0,20$ dans le cas d'états limite de services.
- $\nu = 0$ dans le cas d'états limite ultimes.

I.3.3 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 % de teneur en carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40 % de teneur en carbone.
- La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le tableau suivant nous donne quelque exemple d'aciers :

Tableau I. 2: Exemple d'acier.

Type d'acier	Nuances	F_e (MPa)	Utilisation
H.A	FeE400	400	Cadre, étriers épingle poteau poutre.
R.L	FeE235	235	Tous travaux en béton armé.
T.S	FeE500	500	Plancher.

I.3.4 Contrainte limite :

I.3.4.1 État limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la **figure 4**.

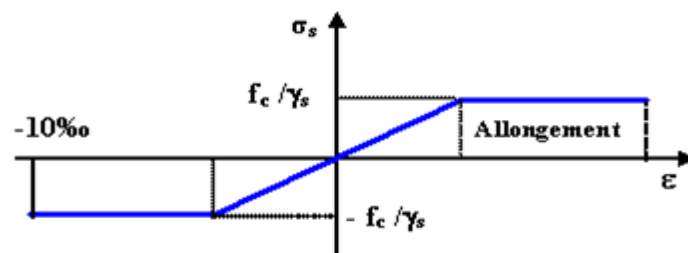


Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

I.3.4.2 Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{nf_{ij}})$.

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min (1/2f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
 η : Coefficient de fissuration.
 $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
 $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

I.4 Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.195$ Mpa.
- Pour les armatures de l'acier:
 - Longitudinales : on a choisi le F_cE 400 H.A
 - Transversale on a choisi le F_cE 235 R.L.
 - Treillis soudés pour la dalle de compression F_cE 500 H.A.



Chapitre II :
Prédémensionnement
et descente des
charges

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à déterminer les dimensions économique afin d'éviter un pré dimensionnement en béton ou en acier.

II.2 Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure.

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S. (Figure II. 1)

$$N_u = S \cdot n \cdot Q \cdot P_u$$

Sachant que :

S : surface.

n : nombre de plancher (dalle)

P_u : charge moyenne de répartition.

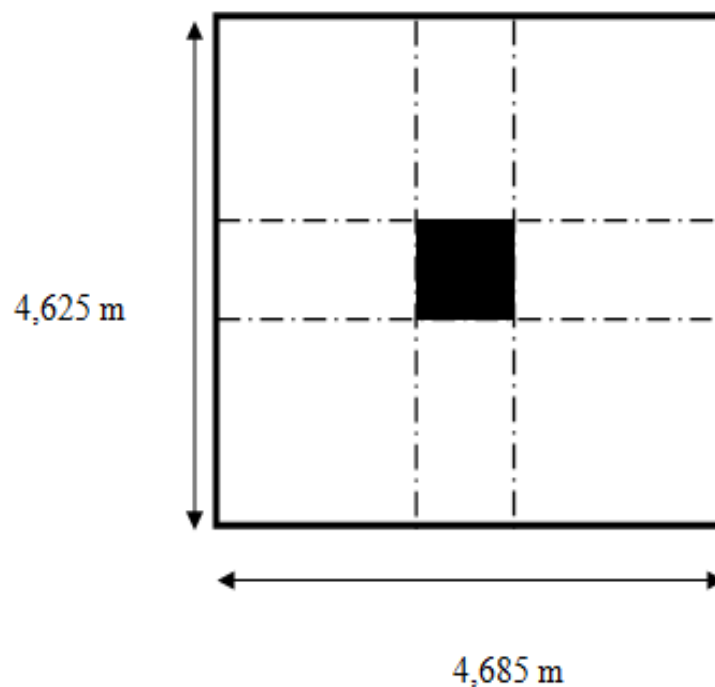


Figure II. 1 : Vue en plan de poteau central le plus sollicités

On suppose une charges moyenne de : $Q=1t/m^2$

$$S = 4,685 \times 4,625$$

$$S = 21,66m^2$$

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

$$N_u = 21,66 \times 14 \times 1$$

$$N_u = 303,24 \text{ t} = 3,03 \text{ MN.}$$

II.2.1 Calcul de la section réduite (B_r) :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc} + 0,85 \times \frac{f_e \times A_s}{\gamma_s}}{0,9} \times \frac{A_s}{B_r}}$$

d'après le B.A.E.L, il est préférable de prendre : $\lambda=35$

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{car : } \lambda \leq 50$$

$$= 1 + 0,2 \times (35/35)^2$$

$$\beta = 1,2$$

$$F_e = 400 \text{MPa} ; f_{bc} = 14,17 ; \gamma_s = 1,15$$

$$B_r \geq 1,20 \times 3,03 / (14,17/0,9 + 0,0085 \times 400/1,15) = 0,1944 \text{m}^2$$

$$B_r \geq 0,1944 \text{m}^2$$

On suppose que le poteau est d'une section carré.

$$(a - 0,02)^2 \geq B_r$$

$$\sqrt{B_r} \leq a - 0,02$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0,02 \quad \Longrightarrow \quad a \geq 44,11 \text{ cm.}$$

On prend : $a = b = 70 \text{ cm}$ pour les poteaux du sous sol.

Le tableau suivant regroupe les dimensions des poteaux à chaque niveau.

Tableau II. 1: Dimension des poteaux

POTEAU	B_C (cm ²)
Sous-sol	70 × 70
RDC	70 × 70
1 ^{er} étage	65 × 65
2 ^{ème} étage	65 × 65
3 ^{ème} étage	60 × 60
4 ^{ème} étage	60 × 60
5 ^{ème} étage	55 × 55
6 ^{ème} étage	55 × 55
7 ^{ème} étage	50 × 50
8 ^{ème} étage	50 × 50
9 ^{ème} étage	45 × 45
10 ^{ème} étage	45 × 45
11 ^{ème} étage	40 × 40
12 ^{ème} étage	40 × 40

II.2.2 Vérifications de la condition du RPA 99 V 2003 :

Min (a ; b) \geq 25cm \longrightarrow Zone 1.....condition vérifier.

Min (a; b) $\geq \frac{He}{20}$ \longrightarrow 55cm $\geq \frac{376}{20} = 18,8$ cm.condition vérifier.

0, 25 <a/b<4 \longrightarrow 0,25<1<4.condition vérifier.

II.2.3 Vérification au flambement :

II.2.3.1 Calcul du moment d'inertie I_x et I_y :

$$I_y = I_x = a \cdot b^3 / 12 \Rightarrow 55^4 / 12 = 762552,0833 \text{cm}^4$$

II.2.3.2 Rayon de gyration : i_x , i_y

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

B : section du poteau = 3025cm².

$i_x = i_y = 15,87$ cm.

II.2.3.3 Calcule de l'élancement :

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

L_0 : hauteur de l'étage (m).

L_f : longueur du flambement.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \times 376}{15,87} = 16,58.$$

$\lambda_x = \lambda_y < 70 \Rightarrow 16,58 < 70$ Condition vérifié.

Donc : il n'y a pas risque de flambement.

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**.

II.3.1 Poutres principales :

➤ **D'après le BAEL91:**

- $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximale de poutre.

Nous avons : $L = 4,75\text{m} = 475\text{ cm}$

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

$$\Rightarrow \frac{475}{15} \leq h_t \leq \frac{475}{10}$$

$$\Rightarrow 31,66\text{ cm} \leq h_t \leq 47,5\text{ cm}.$$

On prend: $h = 45\text{ cm}.$

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$\Rightarrow 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$\Rightarrow 13,5\text{ cm} \leq b \leq 31,5\text{ cm}.$$

On prend : $b = 35\text{ cm}$

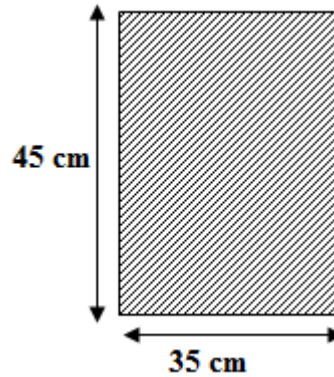


Figure II. 2 : Coupe de la poutre principale.

II.3.1.1 Vérifications de la condition du RPA 99 V 2003 article 7.5.1 de RPA 99 :

- $b \geq 20\text{ cm}.$ $\Rightarrow b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifié.
- $h \geq 30\text{ cm}.$ $\Rightarrow h = 45\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifié.
- $h/b \leq 4$ $\Rightarrow h/b = 1,5 < 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifié.

II.3.2 Poutres secondaires (Chaînages) :

➤ **D après le BAEL91:**

- $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
- $0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximale de poutre.

Nous avons : $L = 4,75\text{ m} = 475\text{ cm}$

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

$$\Rightarrow \frac{475}{15} \leq h_t \leq \frac{475}{10}$$

$$\Rightarrow 31,66\text{ cm} \leq h_t \leq 47,5\text{ cm}.$$

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

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$\Rightarrow 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$\Rightarrow 12\text{ cm} \leq b \leq 28\text{ cm}.$$

On prend : $b = 30\text{ cm}.$

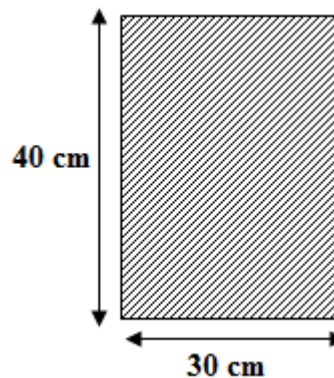


Figure II. 3: Coupe de poutre secondaire

II.3.2.1 Vérifications de la condition du RPA 99 V 2003 article 7.5.1 de RPA 99 :

- $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ Condition vérifié.
- $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ Condition vérifié.
- $h/b \leq 4$ $\Rightarrow h/b = 1.33 < 4$ Condition vérifié.

Donc :

Poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 45)$ cm².

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40)$ cm².

II.4 Prédimensionnement du plancher :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est déterminé par : $h \geq \frac{l}{22,5}$

l : plus grande portée dans le sens des poutrelles = 4,45m.

$h \geq \frac{4,45}{22,5} = 19,77$ cm donc on prend $h = 21$ cm.

$h = (16 + 5)$ cm.

- 16 cm pour le corps creux.
- 5 cm pour la dalle de compression.

II.5 Les Voiles :

Le redimensionnement des murs en béton armé justifié par **RPA99 version 2003 l'article 7.7**

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (Séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA99 version 2003 article 7.7.1** les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

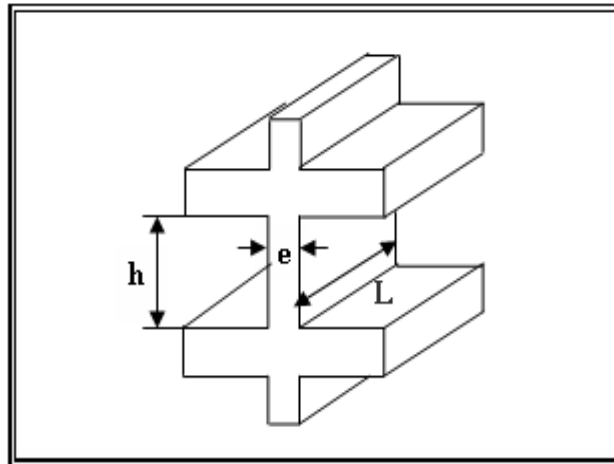


Figure II. 4: Coupe de voile en élévation

$$e \geq h_e/22$$

$$L \geq 4e$$

On à :

$$h_e = 3.76 \text{ m} \rightarrow e \geq 376/22 = 17,1 \text{ cm} \quad \text{pour sous sol.}$$

$$h_e = 3.06 \text{ m} \rightarrow e \geq 306/22 = 13,9 \text{ cm} \quad \text{pour RDC et étage courant.}$$

Donc l'épaisseur des voiles :

$$e = 20\text{cm pour sous sol.}$$

$$e = 15 \text{ cm pour RDC et étages.}$$

II.6 Descente des charges de la structure :

II.6.1 Terrasse inaccessible :

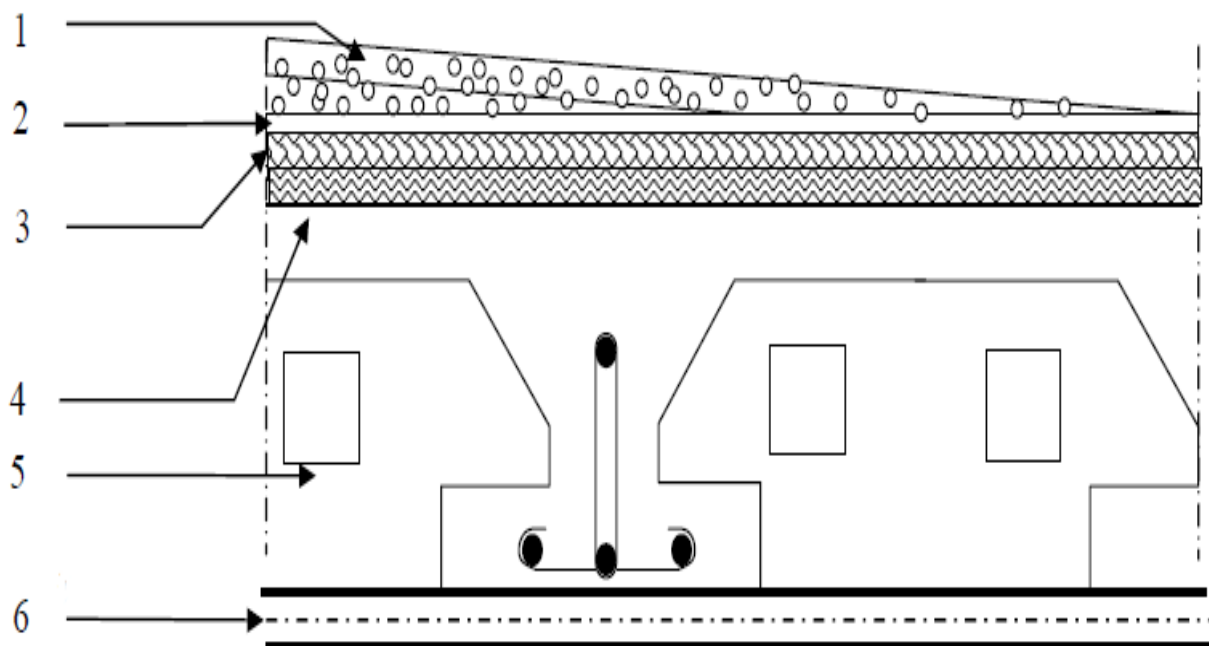


Figure II. 5: Elément constituant le plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 2: Descente des charges du plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Lamasse volumique (KN/m ³)	Le poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.20
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Plancher corps creux	16+5	/	3
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20

$$G = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

II.6.2 Plancher SS, RDC et étage courant :

II.6.2.1 Charge permanente :

Tableau II. 3: Charge permanente (SS, RDC et étage courant)

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	La masse volumique (KN/m ³)	Le poids (KN/m ²)
1	Cloison	/	/	0,9
2	Carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Lit de sable	2	18	0.36
5	plancher corps creux	16+5	/	3
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20

$$G = 5.30 \text{ KN/m}^2$$

II.6.2.2 Charge d'exploitation :

Tableau II. 4 : Charge d'exploitation (SS, RDC et étage courant)

Niveau	Type	Q(KN/m ²)
RDC-1 ^{ER} étage	commerce	4,00
2 ^{ER} étage-12 ^{EME} étage	habitation	1,50

II-7-1-2. Maçonnerie :

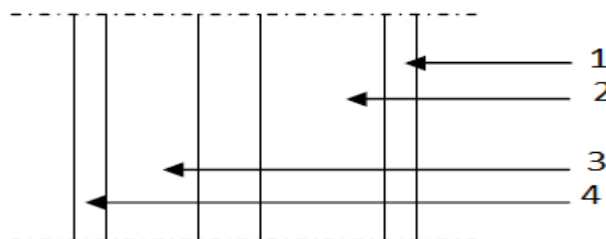


Figure II. 6: mur extérieure

Tableau II. 5: mur extérieure

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	La masse volumique (KN/m³)	Le poids (KN/m²)
1	Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
2	Brique creux	15	9	1.35
3	Brique creux	10	9	0.9
4	Enduit intérieur en plâtre	2	10	0.20

$$G = 2.81 \text{ KN/m}^2$$



Chapitre III:
Etude des éléments
secondaires

III.1 Etude du planché :

III.1.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes séparant entre les différents étages en assurant une double fonction:

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.

- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

-L'espace des poutrelles est : 65 cm.

-La largeur de la nervure est : 12cm

-La hauteur du planché est : 21 cm.

-La hauteur du la table est : 5 cm.

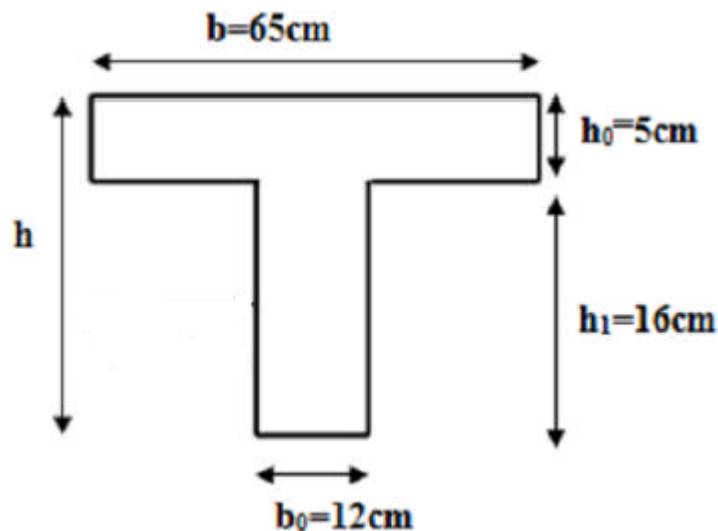


Figure III. 1: dimensionnement des poutrelles

III.1.2 Méthode de calcul :

D'après le **B.A.E.L91** il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles on a :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- La méthode des trois moments.

Nous allons calculer une poutrelle par la méthode des trois moments et en utilisant le **SAP2000** pour les autres types.

III.1.3 Descente des charges :

Tableau III. 1: Combinaison d'action

niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (1,35G+1,5Q)×b	ELS (G+Q)×b
SOUS SOL	5,3	4	0,65	8,55	6,045
RDC	5,3	1,5	0,65	6,11	4,42
TERRASSE	6,53	1	0,65	6,70	4,90

III.1.4 Calcule des poutrelles :

On prend un exemple de calcul « type1 plancher sous sol »

Schéma statique (annexe A)

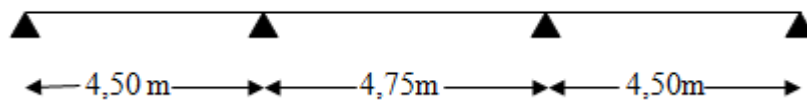


Figure III. 2: Schéma statique d'une poutrelle.

-Pour déterminer les efforts internes (moment et effort tranchant) on a utilisé la méthode de trois moments.

✚ ELU :

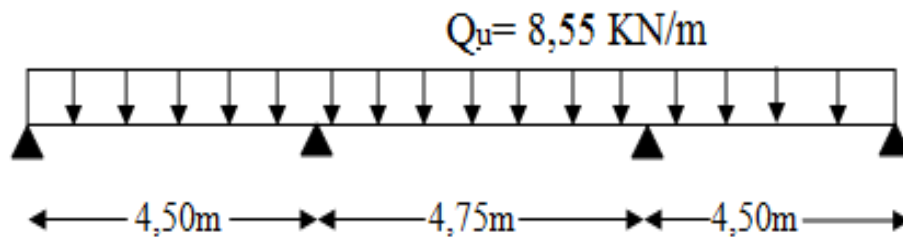
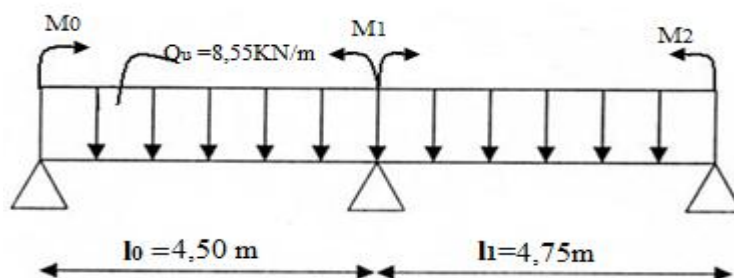


Figure III. 3: poutrelle sur quatre appuis a L'ELU

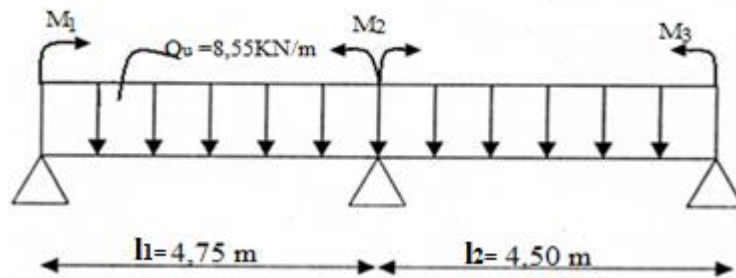
- Travée 0-1-2 :

$$L_0M_0 + (L_0 + L_1)2M_1 + L_1M_2 + 6A_1 = 0$$



- **Travée 1-2-3 :**

$$L_1 M_1 + (L_1 + L_2) \times 2M_2 + L_2 M_3 + 6A_2 = 0$$

**Analyse numérique :**

$$4,5M_0 + (4,5 + 4,75)2M_1 + 4,5M_2 + 6A_1 = 0$$

$$4,75M_1 + (4,75 + 4,5)2M_2 + 4,75M_3 + 6A_2 = 0$$

$$M_0 = M_3 = 0$$

Donc :

$$18,5M_1 + 4,50M_2 = -6A_1$$

$$4,75M_1 + 18,5M_2 = -6A_2$$

$$A_1 = R_{g1} + R_{d1} = \frac{q_u l_0^3}{24} + \frac{q_u l_1^3}{24}$$

$$A_2 = R_{g2} + R_{d2} = \frac{q_u l_1^3}{24} + \frac{q_u l_2^3}{24}$$

$$A_1 = A_2 = 70,63 \text{ KN}$$

$$18,5M_1 + 4,50M_2 = -423,78$$

$$4,75M_1 + 18,5M_2 = -423,78$$

$$M_1 = -18,49 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -18,15 \text{ KN.m}$$

- **Travée (0-1) :**

$$R_0 + R_1 = q_u L_0$$

$$R_0 + R_1 = 38,47 \text{ KN}$$

$$\sum M /_1 = R_0 L_0 + q_u L_0^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = 15,12 \text{ KN.}$$

$$R_1 = 23,35 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(4,50) = -18,52 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x$$

$$T(0) = -15,12 \text{ KN}$$

$$T(4,50) = 23,35 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{dM(x)}{dx} \quad x=1,76$$

$$M(1,76) = 13,79 \text{ KN.m}$$

- **Travée (1-2)**

$$R_1 + R_2 = q_u L_1$$

$$R_1 + R_2 = 40,61 \text{ KN}$$

$$\sum M /_2 = R_1 L_1 + q_u L_1^2 / 2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = 20,37 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 20,24 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1 \quad M(0) = -18,49 \text{ KN.m}$$

$$M(4,75) = -18,49 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x \quad T(0) = -20,37 \text{ KN}$$

$$T(4,75) = 20,24 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{dM(x)}{dx} \quad x=2,38 \text{ m}$$

$$M(2,38) = 5,78 \text{ KN.m}$$

- **Travée (2-3) :**

$$R_2 + R_3 = q_u L_2$$

$$R_2 + R_3 = 38,47 \text{ KN}$$

$$\sum M /_1 = R_2 L_2 + q_u L_2^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$R_2 = 23,01 \text{ KN.}$$

$$R_3 = 15,45 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_2 x - q_u x^2 / 2 + M_2 \quad M(0) = -18,50 \text{ KN.m}$$

$$M(4,50) = -0,145 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_2 - q_u x \quad T(0) = -24,01 \text{ KN}$$

$$T(4,50) = 5,46 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{dM(x)}{dx} \quad x=1,76$$

$$M(2,69) = 13,83 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments par SAP 2000 :

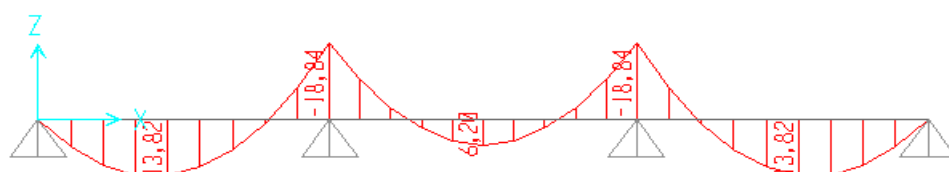


Figure III. 4: Diagramme des moments à l'ELU

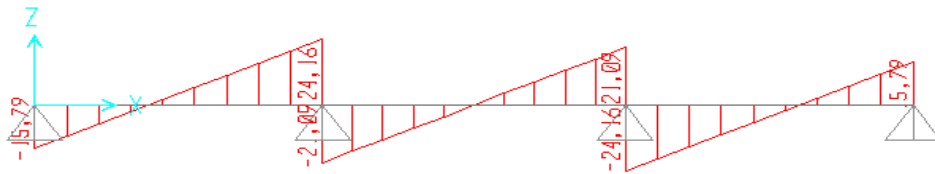


Figure III. 5: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

✚ **ELS :**

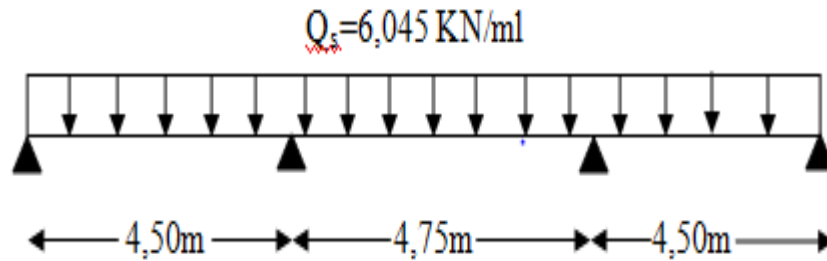
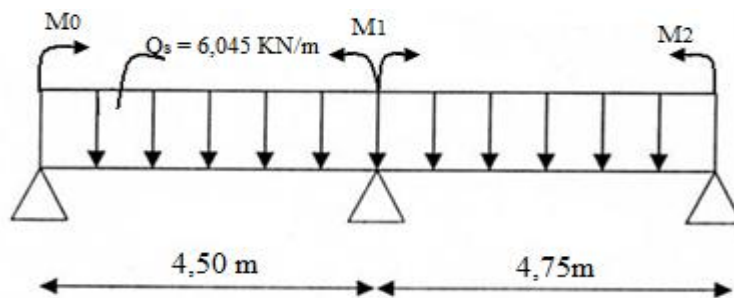


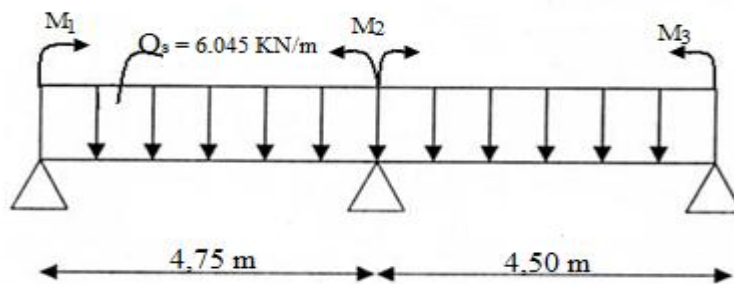
Figure III. 6: poutrelle sur quatre appuis à l'ELS

- **Travée 0-1-2 :**

$$L_0 M_0 + (L_0 + L_1) 2M_1 + L_1 M_2 + 6A_1 = 0$$



- **Travée 1-2-3 :**



$$L_1 M_1 + (L_1 + L_2) 2M_2 + L_2 M_3 + 6A_2 = 0$$

AN:

$$4,5M_0 + (4,5 + 4,75) 2M_1 + 4,5M_2 + 6A_1 = 0$$

$$4,75M_1 + (4,75 + 4,5) 2M_2 + 4,75M_3 + 6A_2 = 0$$

$$M_0 = M_3 = 0$$

Donc :

$$18,5M_1 + 4,50M_2 = -6A_1$$

$$4,75M_1 + 18,5M_2 = -6A_2$$

$$A_1 = R_{g1} + R_{d1} = \frac{qsl_0^3}{24} + \frac{qsl_1^3}{24}$$

$$A_2 = R_{g2} + R_{d2} = \frac{qsl_1^3}{24} + \frac{qsl_2^3}{24}$$

$$A_1 = A_2 = 50,00 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} 18,5M_1 + 4,50M_2 = -300 \\ 4,75M_1 + 18,5M_2 = -300 \end{cases}$$

$$M_1 = 13 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -12,82 \text{ KN.m}$$

- **Travée (0-1) :**

$$R_0 + R_1 = q_s L_0$$

$$R_0 + R_1 = 27,20 \text{ KN}$$

$$\sum M /_1 = R_0 L_0 + q_s L_0^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = -10,71 \text{ KN.}$$

$$R_1 = 37,91 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_0 x - q_s x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(4,50) = -13,25 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x$$

$$T(0) = -10,71 \text{ KN}$$

$$T(4,50) = 16,49 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{dM(x)}{dx} \quad x = 1,76$$

$$M(1,76) = 9,59 \text{ KN.m}$$

- **Travée (1-2) :**

$$R_1 + R_2 = q_s L_1$$

$$R_1 + R_2 = 28,71 \text{ KN}$$

$$\sum M /_2 = R_1 L_1 + q_s L_1^2 / 2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = -14,31 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 43,02 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1$$

$$M(0) = -13 \text{ KN.m}$$

$$M(4,75) = 13,25 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x$$

$$T(0) = -14,29 \text{ KN}$$

$$T(4,75) = 14,44 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{dM(x)}{dx} \quad x=2,38 \text{ m}$$

$$M(2,38)=3,78 \text{ KN.m}$$

- Travée (2-3) :

$$R_2 + R_3 = q_u L_2$$

$$R_2 + R_3 = 38,47 \text{ KN}$$

$$\sum M /_1 = R_2 L_2 + q_u L_2^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$R_2 = 23,01 \text{ KN.}$$

$$R_3 = 15,45 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_2 x - q_u x^2 / 2 + M_2$$

$$M(0) = -12,82 \text{ KN.m}$$

$$M(4,50) = -0,111 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u$$

$$T(0) = -16,49 \text{ KN}$$

$$T(4,50) = 10,46 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{dM(x)}{dx} \quad x=1,76$$

$$M(2,69) = 9,59 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments par SAP 2000 :

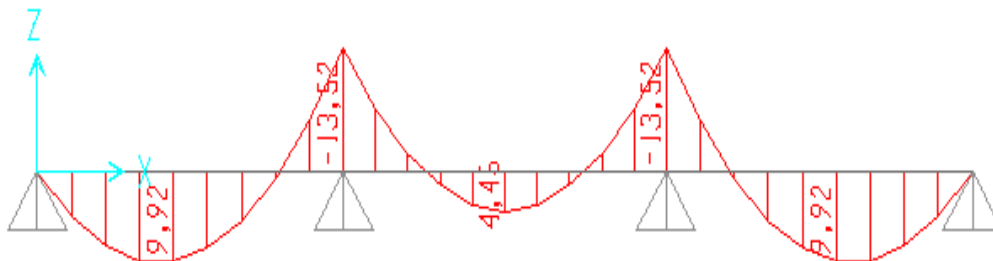


Figure III. 7: Diagramme des moments à l'ELS

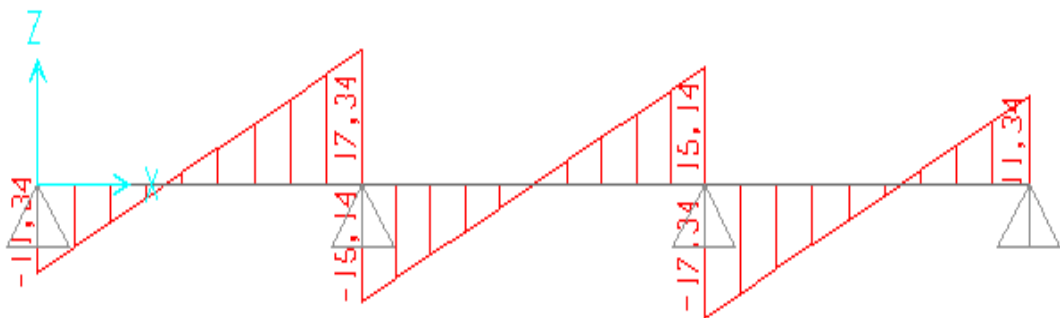


Figure III. 8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Tableau III. 2: Récapitulatif des efforts internes

PLANCHE	TYPE	ELU			ELS		
		M _{max} travée (KN.m)	M _{max} Appui (KN.m)	T _{max} (KN.m)	M _{max} travée (KN.m)	M _{max} Appui (KN.m)	T _{max} (KN.m)
RDC	1	13,82	18,84	24,16	9,92	13,52	17,34
	2	22,20	0	19,98	15,93	0	14,34
	3	18,6	8,09	21,77	13,35	5,81	15,63
	4	11,84	0	14,65	8,50	0	10,52
	5	13,09	20,66	24,57	9,40	14,83	17,64
	6	12,97	21,02	24,65	9,31	15,09	17,69
	7	10,51	17,74	22,46	7,54	12,74	16,12
1 ^{er} ETAGE (commerciale)	1	13,82	18,84	24,16	9,92	13,52	17,34
	2	22,20	0	19,98	15,93	0	14,34
	3	18,6	8,09	21,77	13,35	5,81	15,63
	4	10,51	17,74	22,46	7,54	12,74	16,12
2 ^{eme} -12 ^{eme} ETAGE	1	10,03	13,66	17,52	7,39	10,07	12,92
	2	13,29	6,31	15,89	9,80	4,65	11,72
	3	16,10	0	14,49	11,87	0	10,68
	4	7,62	12,87	16,29	5,82	9,94	12,01
TERRASSE	1	10,94	14,91	19,13	8,14	11,09	14,23
	2	8,32	14,04	17,78	6,19	10,45	13,23
	3	11,67	13,27	18,67	8,68	9,87	13,96

III.1.5 Calcul du ferrailage longitudinal :**III.1.5.1 Calcul à l'ELU :**

$$d = 0,9 \times h_t$$

$$d = 0,9 \times 21$$

$$d = 18,9 \text{ cm}$$

 **En travée :**

$$M_{\max} = 13,82 \text{ KN.m} = 0,01382 \text{ MN.m}$$

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

$$b = 0,65 \text{ m}, h_0 = 0,05 \text{ m}, h = 0,21 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,189 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 (0,189 - 0,05/2) = 0,0755261 \text{ MN.m} \rightarrow \text{moment qui équilibre la table.}$$

$$M_U < M_t \text{ (l'axe neutre sera à l'intérieur de la table)}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire.

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01318}{0,65 \times (0,189)^2 \times (14,17)} = 0,0400$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0400)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0512$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,0512)$$

$$\Rightarrow Z = 0,185$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,01382 \times 1,15}{0,185 \times 400} = 2,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 2,70 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \mathbf{1T12+2T10}$$

► **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✚ **En appuis :**

$$M_{max} = 18,84 \text{ KN.m} = 0,01884 \text{ MN.m}$$

$M_{max} < M_t \Rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire b_0

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01884}{0,12 \times (0,189)^2 \times (14,17)} = 0,310$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,310)}) \Rightarrow \alpha = 0,479$$

$$Z=d(1-0,4\alpha)=0,189\times(1-0,4\times0,479) \quad \Rightarrow Z = 0,152$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,01884 \times 1,15}{0,184 \times 400} = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 4,02 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{2T16}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.1.5.2 Vérification à l'ELS :

🚦 **En Travée :**

$$M_{\max} = 9,92 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$n = 15$$

$$A_{st} = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sc} (y - d) - 15 A_{st} (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_{sc} = 0$$

donc :

$$\frac{b}{2} y^2 - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$32,5y^2 + 40,5y - 765,45 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (46,2)^2 + 4 \times 32,5 \times 881,685$$

$$\sqrt{\Delta} = 318,04$$

$$y = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -5,52 \text{ cm}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4,26 \text{ cm} \quad \text{Donc : } y = \mathbf{4,26 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{65}{2} \times (4,26)^3 + 15 \times 2,70 \times (18,9 - 4,26)^2 \quad \text{Donc : } I = \mathbf{1,119 \text{ m}^4}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

❖ Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,92 \times 10^{-3} \times 4,26 \times 10^{-2}}{0,0001119} = \mathbf{3,77 \text{ Mpa}}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{9,92 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,0426)}{0,0001119} = \mathbf{194,67 \text{ Mpa}}$$

❖ Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

Acier

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_t} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201,63 \text{ Mpa}}$$

❖ Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3,77 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ \sigma_{st} = 194,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

-le ferrailage qui sera disposé au niveau de la travée est : $A_{st} = 2,70 \text{ cm}^2$ **1T12+2T10**

En appui :

$$M_{\max} = 13,52 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$n = 15$$

$$A_{st} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 A_{sc}(y - d) - 15 A_{st}(d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\text{Donc : } \frac{b_0}{2} y^2 - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

$$6y^2 + 60,3y - 1139,67 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (60,3)^2 + 4 \times 6 \times 1139,67$$

$$\sqrt{\Delta} = 176,03$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -19,69 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 9,64 \text{ cm}$$

Donc $y = 9,64 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0}{2} y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{12}{2} \times (9,64)^3 + 15 \times 4,02 \times (18,9 - 9,64)^2$$

$$I = 1,054 \text{ m}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

❖ Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13,52 \times 10^{-3} \times 9,64 \times 10^{-2}}{0,0001054} = 1,23 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{13,52 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,0954)}{0,0001054} = 178,17 \text{ Mpa}$$

❖ Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1,23 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \sigma_{st} = 178,17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

le ferrailage qui sera disposé au niveau de la travée est : $A_{st} = 4,02 \Rightarrow 2\text{T}16$

➤ Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{avec } b_0 = 0,12 \text{ m, } d = 0,189 \text{ m, } V_u = 24,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,06 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,27 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,27 \times 25}{15}; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ (condition vérifiée).

➤ **Vérification au glissement :**

En appui :

$$T_{u \max} - \frac{Mu}{0,9 \times d} \leq 0 \Rightarrow -57,08 < 0 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Avec : $M_u = 13,82 \text{ KN.m}$; $T_{u \max} = 24,16 \text{ KN.m}$

III.1.6 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{admissible}$$

avec : $f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$ Ou bien : $f_{admissible} = \frac{L}{500}$

$$f_{admissible} = 0,95 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche f :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 3,11 \times 10^{-4} \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 8,93 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,11 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} \Rightarrow \varphi = 0,01371$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = 3,00$$

- $\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}} = 1,17$
- $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 2,17 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
- $\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{9,92 \times 10^{-3}}{32164,2 \times 2,17 \times 10^{-4}} = 1,42 \times 10^{-3}$.

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,75^2}{10} \times \frac{1}{704,22}$$

$$\Rightarrow f = 0,00320 \text{ m} < f_{admissible} = 0,0095 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

III.1.7 Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \phi_{\min}; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,6; 1,2; 1,2) \longrightarrow \phi_t = 6\text{mm.}$$

III.1.8 Calcul d'espacement des cadres

-D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(5,25; 14,4; 30 \text{ cm}) \longrightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{4} \longrightarrow S_t \leq \frac{21}{4}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

III.1.9 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$F_e = 500 \text{ MPa}$$

$$L = 65 \text{ cm}$$

$$A_1 \geq \frac{4L}{F_e} \longrightarrow A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

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

Donc : On adopte un treillis soudé de diamètre 5 mm espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

III.1.10 Arrêt des armatures principales :

D'après le **BAEL 91**, les chapeaux sur appuis doivent déborder du nœud de l'appui d'au moins :

- $\frac{L}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine pour les appuis n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{L}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine, si l'appui appartient à une travée de rive.

III.1.10.1 L'ancrage des armatures :

- Contrainte limite d'adhérence (τ_{su}):

Longueur d'ancrage c est la longueur nécessaire pour équilibrer la force axiale exercée sur la barre sur cette longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence égale à :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

Avec :

ψ_s Coefficient d'ancrage

($\psi = 1,5$ pour les armatures à haute adhérence).

$$\Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times (2,1) \Rightarrow \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Longueur de scellement droit (l_s):

$$l_s = \frac{\sigma \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835}$$

$$\Rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm}$$

- Ancrage par courbure des barres tendues :

III.1.10.2 Rayon de courbure :

On adopte un croche à 90° : $\alpha = 1,87$; $\beta = 2,19$

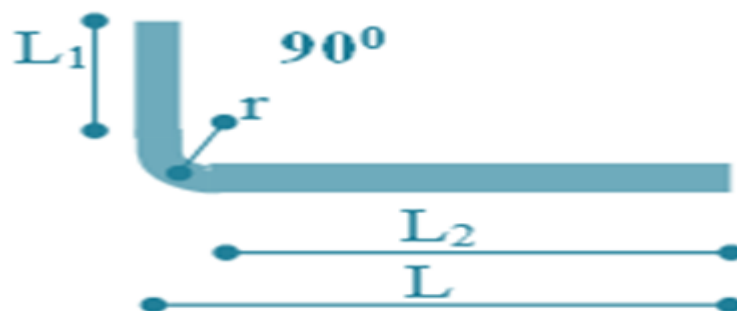


Figure III. 9: ancrage des armatures.

$$r \geq 5,5 \cdot \phi \Rightarrow r \geq 5,5 \cdot 1,2 \Rightarrow r \geq 6,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow r = 6,6 \text{ cm (rayon de courbure).}$$

$$L_1 = 10 \times \phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_1 = 12 \text{ cm.}$$

$$L_2 = l_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r \Rightarrow L_2 = 42 - 1,87 \times 12 - 2,19 \times 6,6$$

$$\Rightarrow L_2 = 6 \text{ cm.}$$

$$L = L_2 + r + \phi/2 = 6 + 6,6 + 1,2/2 = 13,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = 13,2 \text{ cm.}$$

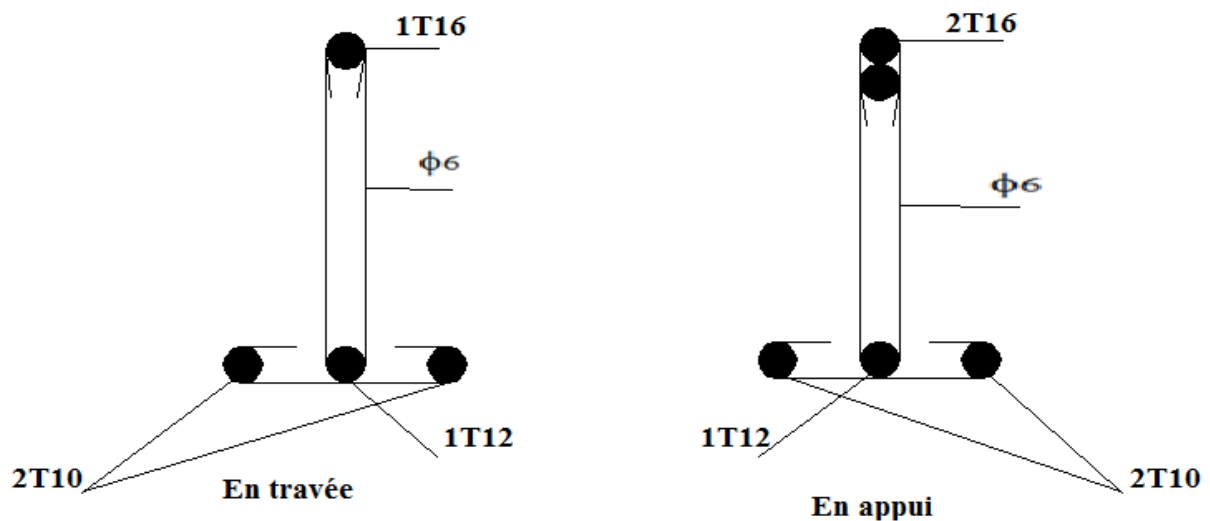
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 3: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles (En travée) :

Niveau	Type	Mu _{max} KN.m	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisit (cm ²)	Ferrailage	Cadre (mm)	Esp
RDC	1	13,82	2,15	2,70	2T10+1T12	ϕ6	Zone nodale= 5 cm
	2	21,64	3,4	3,80	1T14+2T12		
	3	18,60	2,9	3,11	2T10+1T14		
	4	11,84	1,84	2,36	3T10		
	5	13,09	2,03	2,36	3T10		
	6	12,97	2,03	2,36	3T10		
	7	10,51	1,63	2,36	3T10		
Etage 1 (Commerciale)	1	13,82	2,15	2,70	2T10+1T12		
	2	21,64	3,4	3,80	1T14+2T12		
	3	18,60	2,9	3,11	2T10+1T14		
	4	10,51	1,63	2,36	3T10		
Etage (Habitation)	1	10,03	1,55	2,36	3T10		Zone courante =10 cm
	2	13,29	2,06	2,36	3T10		
	3	16,10	2,51	2,70	1T12+2T10		
	4	7,62	1,17	2,36	3T10		
Terrasse	1	10,94	1,70	2,36	3T10		
	2	8,32	1,28	2,36	3T10		
	3	11,67	1,81	2,36	3T10		

Tableau III. 4: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles (En appui) :

Niveau	Type	Mu _{max} KN.m	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisie (cm ²)	Ferrailage	Cadre (mm)	Espacement
RDC	1	18,84	3,54	4,02	2T16	φ6	Zone nodale= 5 cm
	2	0	/	3,80	1T14+2T12		
	3	8,09	1,32	2,26	2T12		
	4	0	/	2,36	3T10		
	5	20,66	4,01	4,02	2T16		
	6	20,77	4,01	4,02	2T16		
	7	17,74	3,29	3,55	1T14+1T16		
Etage 1 (Commerciale)	1	18,84	3,54	4,02	2T16		
	2	0	/	3,80	1T14+2T12		
	3	8,90	1,32	2,26	2T12		
	4	17,74	3,29	3,55	1T14+1T16		
Etage (Habitation)	1	13,66	2,39	2,67	1T14+1T12		Zone courante =10 cm
	2	6,31	1,01	2,26	2T12		
	3	0	/	2,67	1T12+2T10		
	4	12,87	2,21	2,26	2T12		
Terrasse	1	14,91	2,64	2,67	1T14+1T12		
	2	14,04	2,47	2,67	1T14+1T12		
	3	13,27	2,31	2,67	1T14+1T12		

**Figure III. 10 : Ferrailage des poutrelles (type1 sous-sol)**

III.2 Etude des Escaliers

III.2.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant d'accéder aux différents niveaux du bâtiment.

On appelle « marche » la partie horizontale (m) des gradins constituant l'escalier, et « contremarche » la partie verticale (c.m) de ces gradins

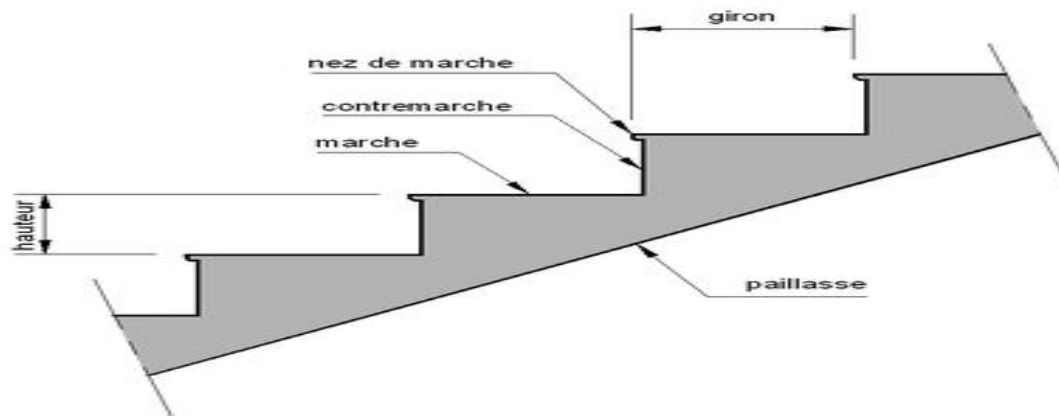


Figure III. 11 : Les éléments d'un escalier

Pour le dimensionnement des marches (g), et des contremarches (h) on utilise la formule de « BLONDEL ».

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

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir

$$2h + g = 64 \text{ cm}$$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$n \times h = H$$

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

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche (giron).

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec : n : La solution de l'équation

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

$$g=30\text{cm}, h=17\text{cm}$$

Dans notre ouvrage, nous avons plusieurs types d'escaliers.

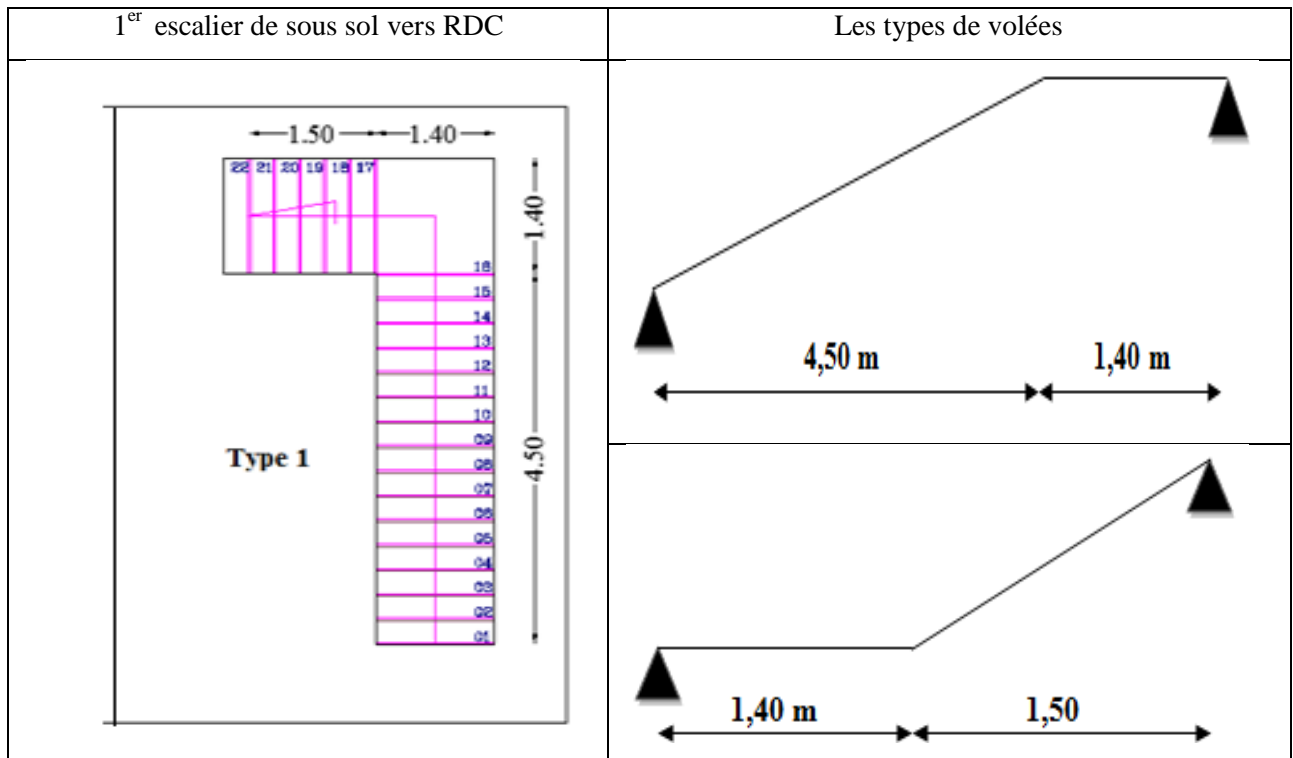


Figure III. 12: 1^{er} escalier et les types de volées

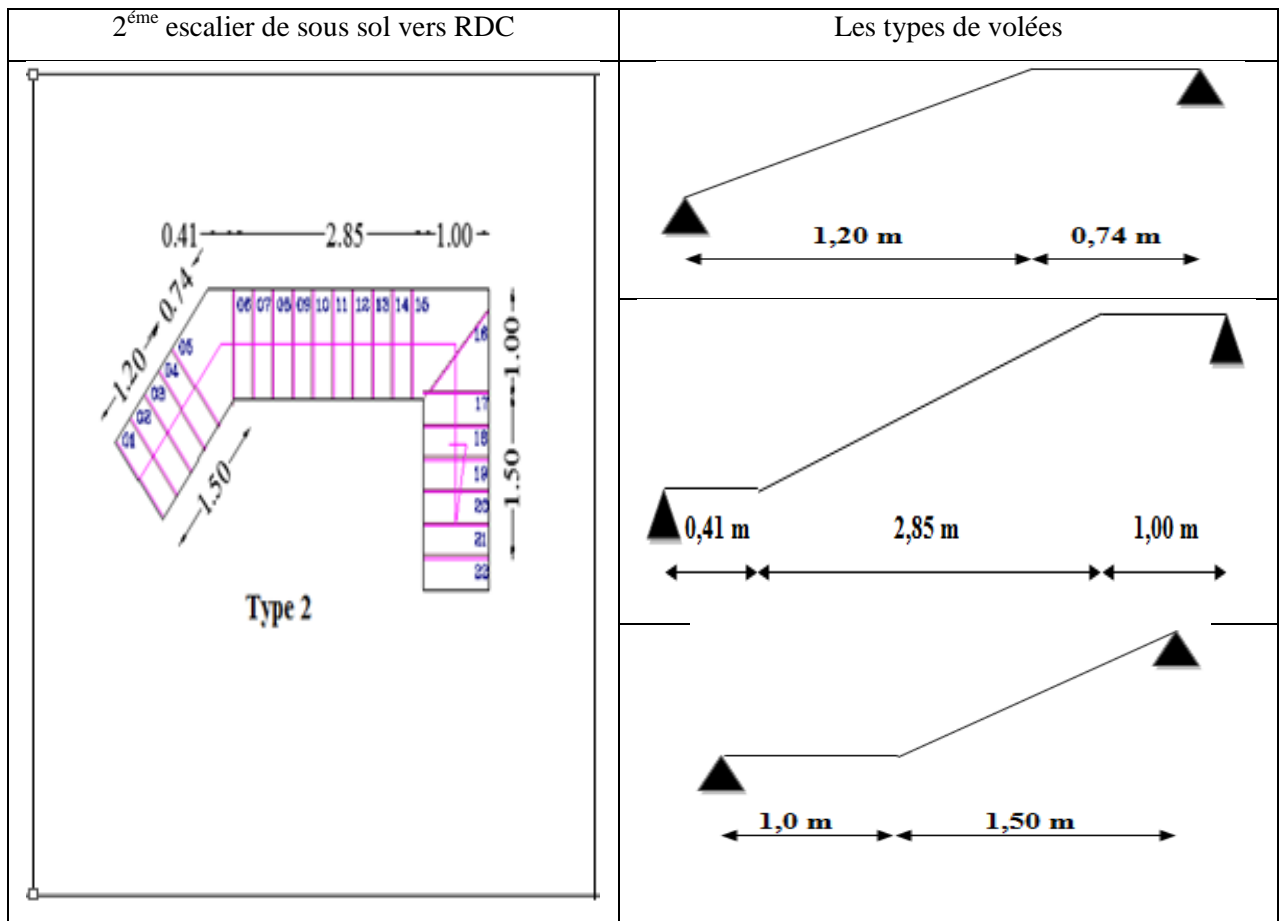


Figure III. 13: 2^{ème} escalier et les types de volées

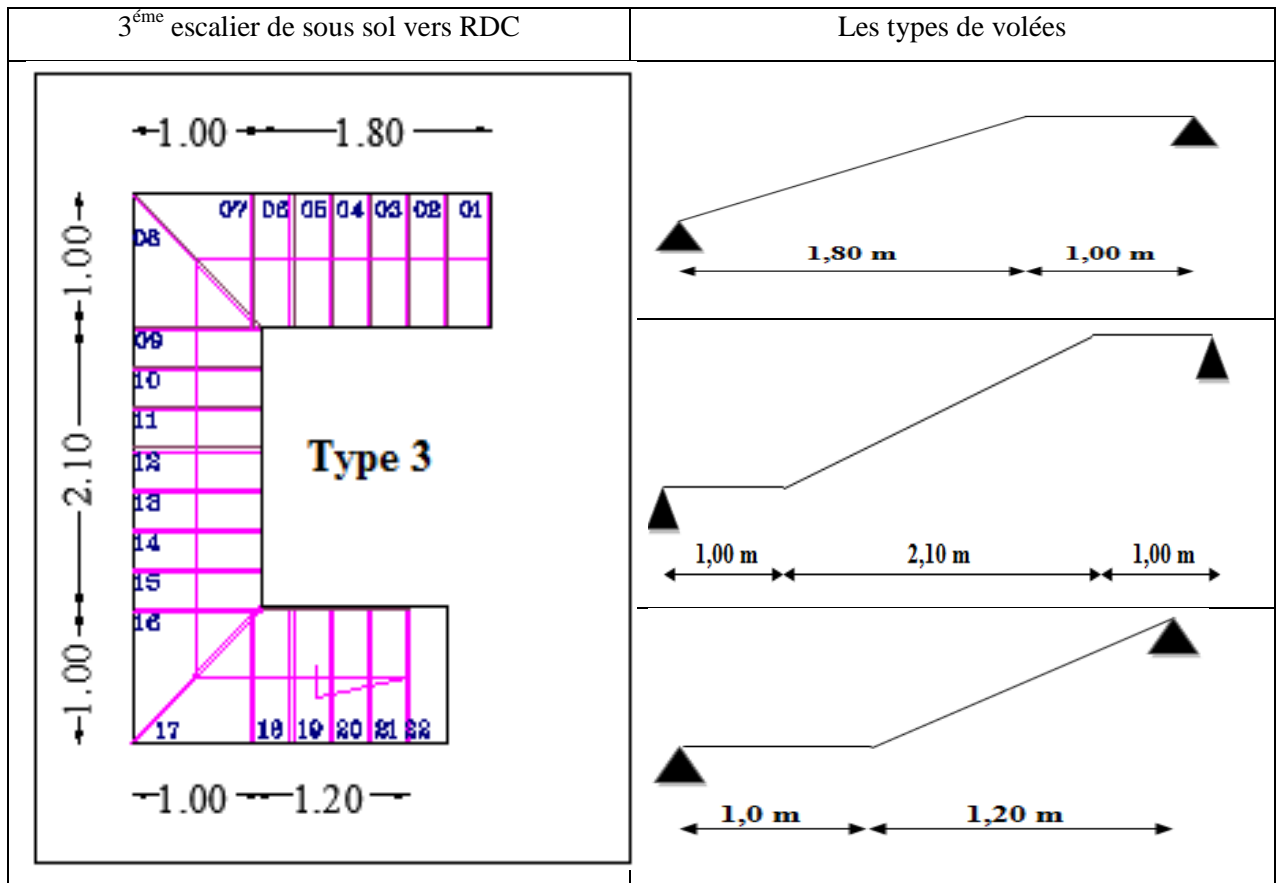


Figure III. 14 : 3^{ème} escalier et les types de volées

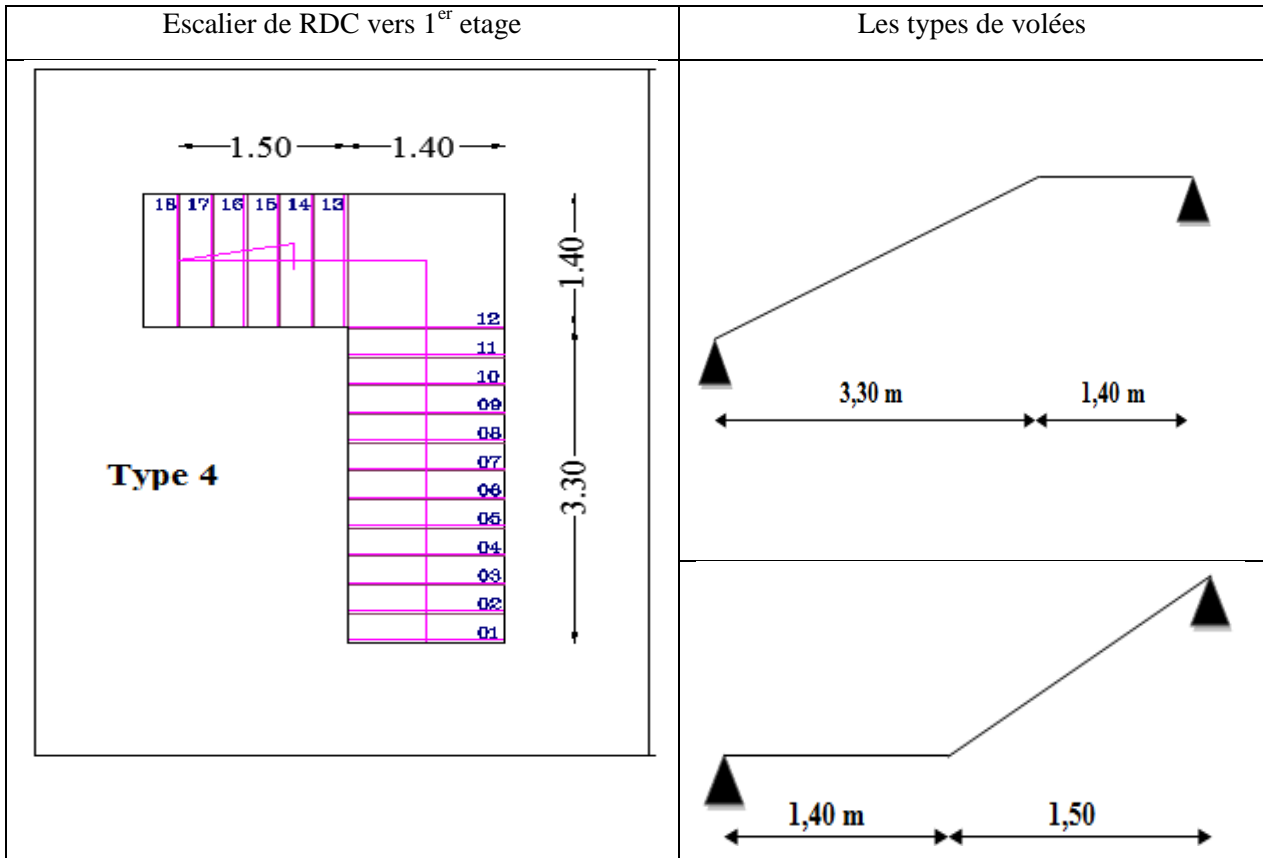


Figure III. 15 : 4^{ème} escalier et les types de volée

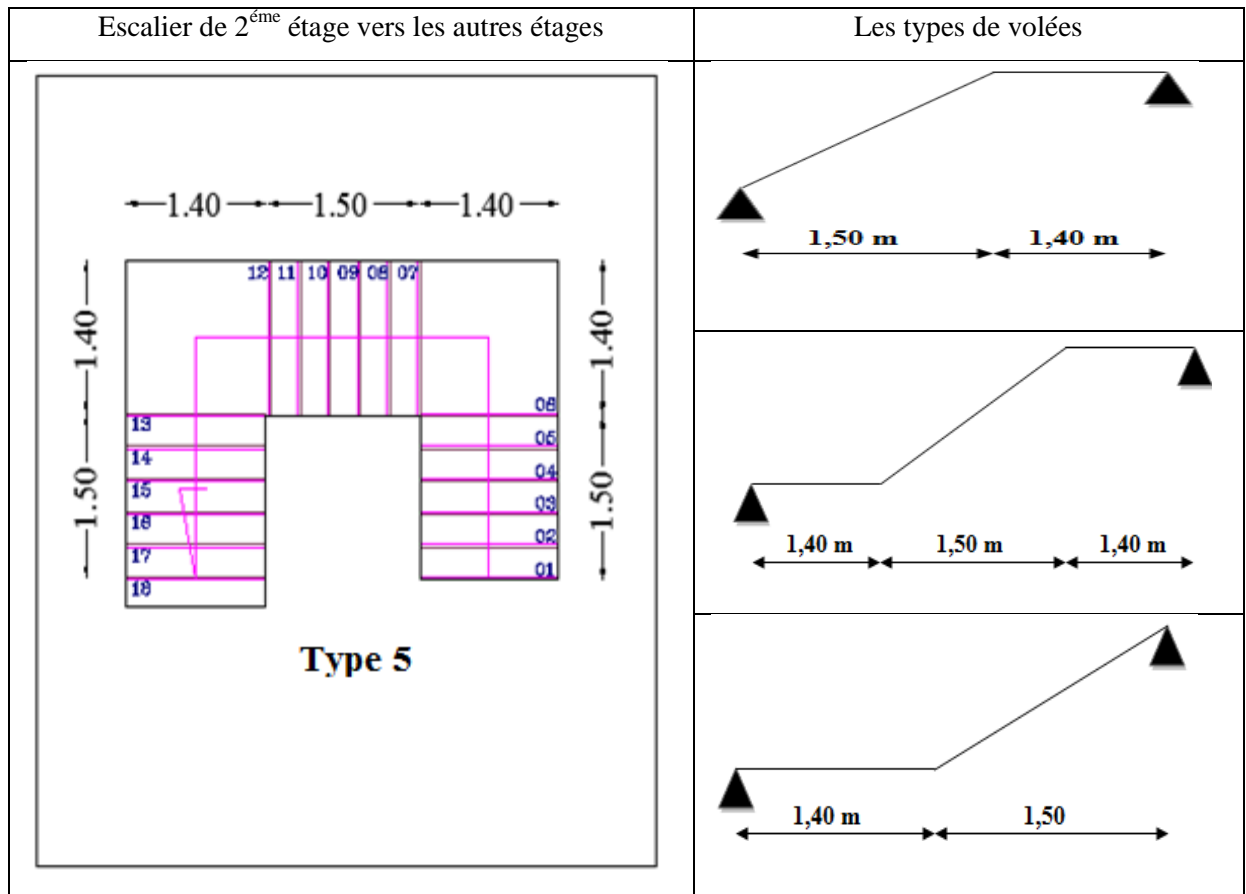


Figure III. 16 : 5^{ème} escalier et les types de volées

III.2.2 Les caractéristiques des Escalier :

Tableau III. 5: Les caractéristiques des volées.

Niveau	N° volée	L (m)	H (m)	n=H/h	n'=n-1	ev (cm)	ep (cm)	α (°)
Sous sol	1	4,50	2,72	16	15	15	15	31,15
Sous sol	2	1,50	1,02	6	5	15	15	34,22
Sous sol	1	1,20	0,85	5	4	17	17	35,31
Sous sol	2	2,70	1,70	10	9	15	15	32,20
Sous sol	3	1,50	1,02	6	5	15	15	34,22
Sous sol	1	1,80	1,19	7	6	15	15	33,47
Sous sol	2	2,10	1,36	8	7	15	15	34,08
Sous sol	3	1,20	0,85	5	4	15	15	35,31
RDC	1	3,30	2,04	12	11	15	15	31,72
RDC	2	1,50	1,02	6	5	15	15	34,22
ETAGE 1	1	2,40	1,53	9	8	15	15	32,52
ETAGE 1	2	1,50	1,02	6	5	15	15	34,22
ETAGE 1	3	0,60	0,51	3	2	15	15	40,36

ETAGE 2-12	1	1,50	1,02	6	5	15	15	34,22
ETAGE 2-12	2	1,50	1,02	6	5	15	15	34,22
ETAGE 2-12	3	1,50	1,02	6	5	15	15	34,22

III.2.2.1 L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{L} \Rightarrow \alpha = \operatorname{arctg} \frac{h}{L}$$

III.2.2.2 Épaisseur de palier et de paillasse :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

III.2.3 Les descentes des charges :

III.2.3.1 Palier :

Tableau III. 6 : La descente des charges pour le palier.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	La masse volumique (KN/m ³)	Le poids (KN/m ²)
1	poids propre de palier	15	25	3,75
2	Carrelage	2	22	0,44
3	Mortier de pose	2	20	0,4
4	Lit de sable	2	18	0,36
5	Enduit en plâtre	2	10	0,20

$$G=5,15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

III.2.3.2 Paillasse :

Tableau III. 7: La descente des charges pour le paillasse.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	La masse volumique (KN/m ³)	Le poids (KN/m ²)
1	poids propre de paillasse	15	25/cos α	/
2	Carrelage horizontal	2	22	0,44
3	Mortier de pose horizontal	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2 × 0,17/0,3	22	0,25
5	Mortier de pose vertical	2 × 0,17/0,3	20	0,23
6	Poids propre des Marche	17/2	22	1,87
7	Gard corps	/	/	0,10
8	Enduit en plâtre	2	10/cos α	/

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

III.2.4 Calcul des efforts internes :

On prend l'exemple de type (5-2) pour calculer les efforts internes. On considère la volée comme poutre rectangulaire isostatique simplement appuyée.

III.2.4.1 ELU :

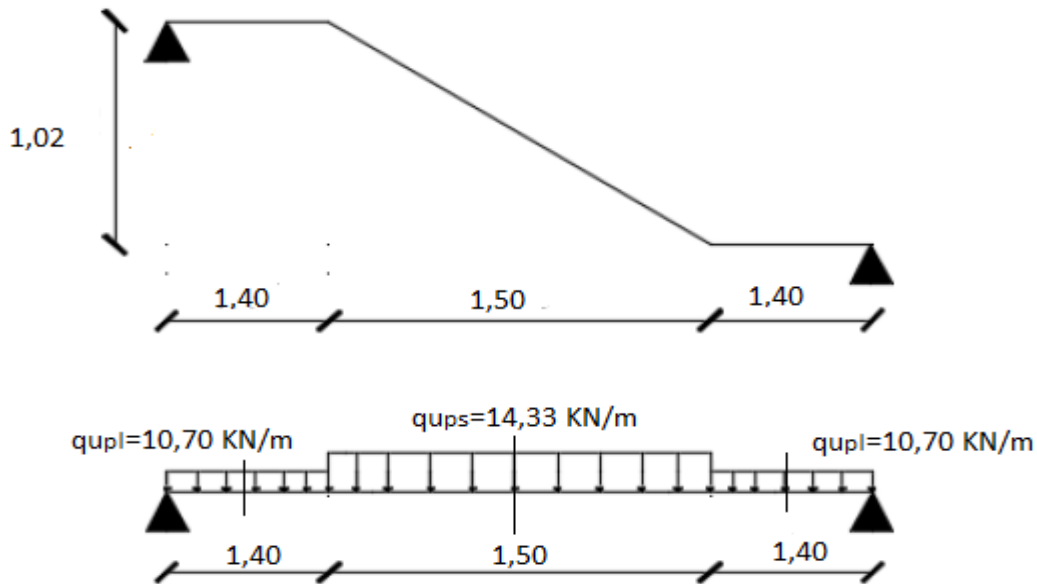


Figure III. 17: Schéma statique d'une volée d'escalier à ELU.

$$q_{ups} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$q_{ups} = 1,35 \times 7,84 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{ups} = 14,33 \text{ KN/m}$$

$$q_{upl} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$q_{upl} = 1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{upl} = 10,70 \text{ KN/m}$$

$$\sum F_V = R_A + R_B - q_{upl} \times l_1 - q_{ups} \times l_2 - q_{upl} \times l_3 = 0$$

$$R_A + R_B = 10,70 \times 1,4 + 14,33 \times 1,5 + 10,70 \times 1,4$$

$$R_A + R_B = 51,46 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M/B = R_A \times (l_1 + l_2 + l_3) - q_{upl} \times l_1 \times \left(\frac{l_1}{2} + l_2 + l_3\right) - q_{ups} \times l_2 \times \left(\frac{l_2}{2} + l_3\right) \\ - q_{upl} \times l_3 \times \left(\frac{l_3}{2}\right) \end{aligned}$$

$$\sum M/B = R_A \times 4,3 - 14,98 \times 3,6 - 21,50 \times 2,15 - 14,98 \times 0,7$$

$$R_A = 25,73 \text{ KN}$$

$$R_B = 51,46 - R_A$$

$$R_B = 25,73 \text{ KN}$$

✚ Section 1-1 :

$$0 < x < 1,4$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{\text{upl}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,4) = 25,54 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_{\text{upl}} \cdot x$$

$$T(0) = 25,73 \text{ KN}$$

$$T(1,4) = 10,75 \text{ KN}$$

$$T(x) = R_A - q_{\text{upl}} \cdot x = 0$$

$$x = 2,15 \text{ m}$$

✚ Section 2-2 :

$$1,4 < x < 2,9$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{\text{upl}} \times l_1 \left(x - \frac{l_1}{2} \right) - q_{\text{ups}} \frac{(x - l_1)^2}{2}$$

$$M(1,4) = 25,54 \text{ KN.m}$$

$$M(2,9) = 25,54 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_{\text{upl}} \times l_1 - q_{\text{ups}} \times (x - l_1)$$

$$T(1,4) = 10,75 \text{ KN}$$

$$T(2,9) = -10,75 \text{ KN}$$

$$T(x) = R_A - q_{\text{upl}} \times l_1 - q_{\text{ups}} \times (x - l_1) = 0$$

$$x = 2,15 \text{ m}$$

✚ Section 3-3 :

$$2,9 < x < 4,3$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{\text{upl}} \times l_1 \left(x - \frac{l_1}{2} \right) - q_{\text{ups}} \times \left(x - l_1 - \frac{l_2}{2} \right) - q_{\text{upl}} \times \frac{(x - l_1 - l_2)^2}{2}$$

$$M(2,9) = 25,54 \text{ KN.m}$$

$$M(4,3) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{\text{upl}} \times l_1 - q_{\text{ups}} \times l_2 - q_{\text{upl}} \times (x - l_1 - l_2)$$

$$T(2,9) = -10,75 \text{ KN}$$

$$T(4,3) = -25,73 \text{ KN}$$

$$T(x) = R_A - q_{upl} \times l_1 - q_{ups} \times l_2 \times q_{upl} \times (x - l_1 - l_2) = 0$$

$$x = 2,15 \text{ m}$$

Donc le moment maximum :

$$M(2,15) = M_{max} = 29,57 \text{ KN.m}$$

➤ Les diagrammes des moments par SAP 2000 :

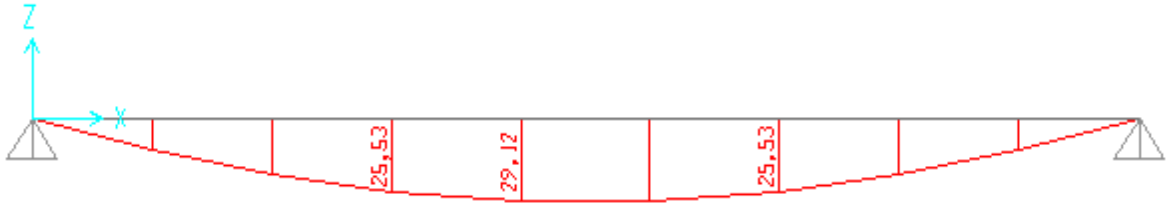


Figure III. 18: Diagramme des moments à l'ELU

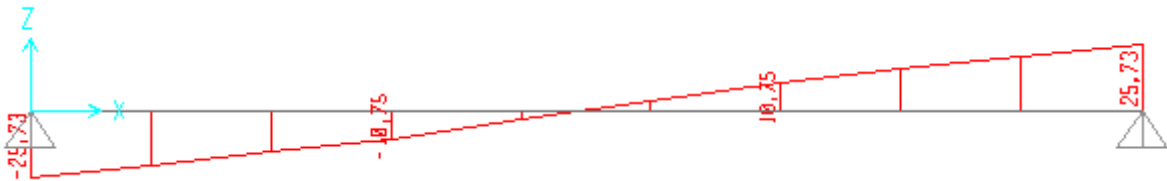


Figure III. 19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.4.2 ELS :

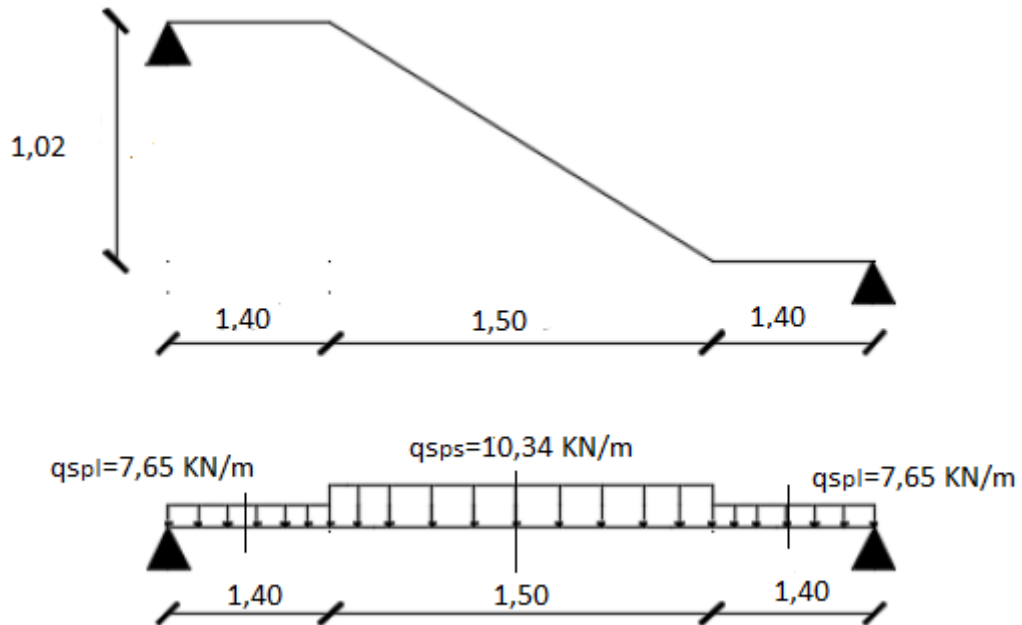


Figure III. 20: Schéma statique d'une volée d'escalier à ELS.

$$q_{Sps} = G + Q$$

$$q_{Sps} = 7,84 + 2,5$$

$$q_{Sps} = 10,34 \text{ KN/m}$$

$$q_{Spl} = G + Q$$

$$q_{Spl} = 5,15 + 2,5$$

$$q_{Spl} = 7,65 \text{ KN/m}$$

$$\sum F_V = R_A + R_B - q_{Spl} \times l_1 - q_{Sps} \times l_2 - q_{Spl} \times l_3 = 0$$

$$R_A + R_B = 10,70 \times 1,4 + 14,33 \times 1,5 + 10,70 \times 1,4$$

$$R_A + R_B = 36,94 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M/B = R_A \times (l_1 + l_2 + l_3) - q_{Spl} \times l_1 \times \left(\frac{l_1}{2} + l_2 + l_3\right) - q_{Sps} \times l_2 \times \left(\frac{l_2}{2} + l_3\right) \\ - q_{Spl} \times l_3 \times \left(\frac{l_3}{2}\right) \end{aligned}$$

$$\sum M/B = R_A \times 4,3 - 10,71 \times 3,6 - 15,51 \times 2,15 - 10,71 \times 0,7$$

$$R_A = 18,47 \text{ KN}$$

$$R_B = 36,94 - R_A$$

$$R_B = 18,47 \text{ KN}$$

✚ Section 1-1 :

$$0 < x < 1,4$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{Spl} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,4) = 18,36 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_{Spl} \cdot x$$

$$T(0) = 18,47 \text{ KN}$$

$$T(1,4) = 7,76 \text{ KN}$$

$$T(x) = R_A - q_{Spl} \cdot x = 0$$

$$x = 2,15 \text{ m}$$

✚ Section 2-2 :

$$1,4 < x < 2,9$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{Spl} \times l_1 \left(x - \frac{l_1}{2}\right) - q_{Sps} \frac{(x - l_1)^2}{2}$$

$$M(1,4) = 18,36 \text{ KN.m}$$

$$M(2,9) = 18,36 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_{Spl} \times l_1 - q_{Sps} \times (x - l_1)$$

$$T(1,4) = 7,76 \text{ KN}$$

$$T(2,9) = -7,76 \text{ KN}$$

$$T(x) = R_A - q_{Spl} \times l_1 - q_{Sps} \times (x - l_1) = 0$$

$$x = 2,15 \text{ m}$$

Section 3-3 :

$$2,9 < x < 4,3$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{Spl} \times l_1 \left(x - \frac{l_1}{2}\right) - q_{Sps} \times \left(x - l_1 - \frac{l_2}{2}\right) - q_{Spl} \times \frac{(x - l_1 - l_2)^2}{2}$$

$$M(2,9) = 18,36 \text{ KN.m}$$

$$M(4,3) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{Spl} \times l_1 - q_{Sps} \times l_2 - q_{Spl} \times (x - l_1 - l_2)$$

$$T(2,9) = -7,76 \text{ KN}$$

$$T(4,3) = -18,47 \text{ KN}$$

$$T(x) = R_A - q_{Spl} \times l_1 - q_{Sps} \times l_2 - q_{Spl} \times (x - l_1 - l_2) = 0$$

$$x = 2,15 \text{ m}$$

Donc le moment maximum :

$$M(2,15) = M_{\max} = 21,05 \text{ KN.m}$$

➤ **Les diagrammes des moments par SAP 2000 :**



Figure III. 21: Diagramme des moments à l'ELS

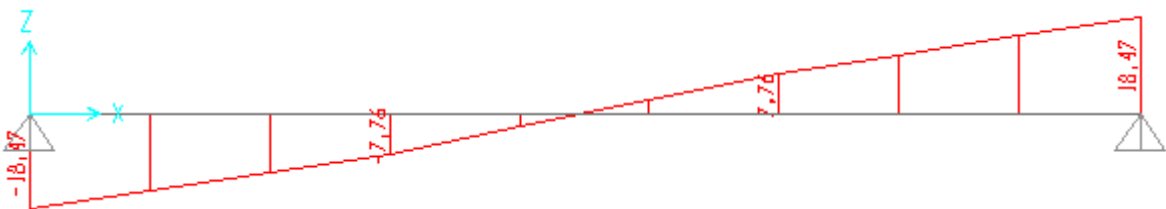


Figure III. 22: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Tableau III. 8: Les efforts internes

Type - volée	ELU		ELS		ELU		ELS	
	M _{max} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	T _{max} (KN)	Mu _{appuis} (KN.m)	Mu _{travé} (KN.m)	Ms _{appuis} (KN.m)	Ms _{travé} (KN.m)
1-1	63,83	43,93	46,08	31,73	31,915	54,256	23,04	39,168
1-2	13,97	20,64	10,06	14,89	6,985	11,875	5,03	8,551
2-1	6,12	13,39	4,41	9,65	3,06	5,202	2,205	3,749
2-2	31,15	28,68	22,46	20,66	15,575	26,478	11,23	19,091
2-3	10,02	17,19	7,22	12,39	5,01	8,517	3,61	6,137
3-1	13,15	19,41	9,47	14,00	6,575	11,178	4,735	8,0495
3-2	27,98	25,75	20,30	18,60	13,99	23,783	10,15	17,255
3-3	7,61	14,94	5,47	10,76	3,805	6,469	2,735	4,6495
4-1	37,78	32,92	27,23	23,74	18,89	32,113	13,615	23,1455
4-2	13,21	19,55	9,49	14,08	6,605	11,229	4,745	8,0665
6-1	13,21	19,55	9,49	14,08	6,605	11,229	4,745	8,0665
6-2	29,12	25,73	20,94	18,47	14,56	24,752	10,47	17,799
6-3	13,21	19,55	9,49	14,08	6,605	11,229	4,745	8,0665

III.3 Calcul de ferrailage :

On prend l'exemple de type (5-2) pour calculer le ferrailage.

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée (0,85M₀ en travée et 0,5M₀ en appuis).

III.3.1 Calcul à ELU :

En travée :

$$M_{\max} = 29,12 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0,85 \times 29,12 = 24,75 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul le moment réduite μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{24,75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,096 < \mu_R = 0,392$$

Donc $A_{sc} = 0 \longrightarrow$ section à simple armature.

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096}) = 0,13$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,13)$$

$$Z = 0,128 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{24,75 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 5,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimum RPA99v2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times B = 0,005 \times 1 \times 0,15$$

$$A_{st \text{ min}} = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage longitudinal choisi $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 7T12$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4}$$

$$A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 4T10$

✚ **En appui :**

$$M_{\max} = 29,12 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0,5 \times 29,12 = 14,56 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul le moment réduite μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$$

$$d = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{14,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_R = 0,392$$

Donc $A_{sc} = 0 \longrightarrow$ section de simple armature.

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) = 0,07$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,13)$$

$$Z = 0,131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{24,75 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 3,19 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimum RPA99v2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times B = 0,005 \times 1 \times 0,15$$

$$A_{st \text{ min}} = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage longitudinal choisi $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 7T12$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4}$$

$$A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 4T10$

III.3.2 Vérification à ELS :**✚ En travée :**

$$M_{\max} = 20,94 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,85 \times 20,94 = 17,80 \text{ KN.m}$$

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - n A_{st}(d - y) = 0$$

$$0,5y^2 - 15 \times 7,92 \times 10^{-4}(0,135 - y) = 0$$

$$y = 0,046$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{0,046^3}{3} + 15 \times 7,92 \times 10^{-4}(0,135 - 0,046)^2$$

$$I = 1,27 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{17,80 \times 10^{-3} \times 0,046}{1,27 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,45 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{17,80 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,028)}{1,27 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 130,35 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section et le nombre des armatures est acceptable.

✚ En appui :

$$M_{\max} = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,5 \times 10,47 = 5,235 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - n A_{st}(d - y) = 0$$

$$0,5y^2 - 15 \times 7,92 \times 10^{-4}(0,135 - y) = 0$$

$$y = 0,046$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{0,046^3}{3} + 15 \times 7,92 \times 10^{-4}(0,135 - 0,046)^2$$

$$I = 1,27 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{10,47 \times 10^{-3} \times 0,046}{1,27 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 3,79 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{10,47 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,028)}{1,27 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 76,67 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section et le nombre des armatures est acceptable.

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{25,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III. 9: Récapitulation du ferrailage des escaliers :

Types	A_{st} (cm ² /ml) calculé		A_{st} (cm ² /ml) choisie		A_r (cm ² /ml) calculé		A_r (cm ² /ml) choisie	
	travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	appuis	Travée	Appuis
1-1	11,21	6,32	10T12 11,31	8T12 9,03	2,83	2,26	4T10 3,14	4T10 3,14
1-2	2,27	1,33	8T12 9,03	8T12 9,03	2,26	2,26	4T10 3,14	4T10 3,14
2-1	1,12	0,66	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
2-2	5,94	3,42	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
2-3	1,84	1,07	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
3-1	2,43	1,42	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
3-2	5,34	3,07	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
3-3	1,40	0,82	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
4-1	7,32	4,18	8T12 9,03	8T12 9,03	2,26	2,26	4T10 3,14	4T10 3,14
4-2	2,44	1,43	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
5-1	2,44	1,43	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
5-2	5,56	3,19	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14
5-3	2,44	1,43	7T12 7,92	7T12 7,92	1,98	1,98	4T10 3,14	4T10 3,14

Tableau III. 10: Vérification des contraintes :

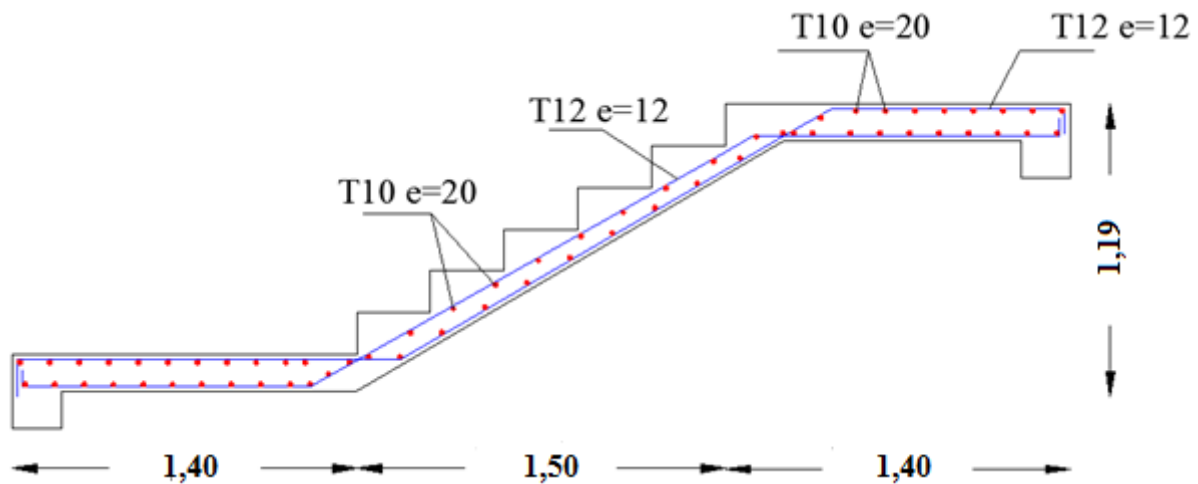
Types	σ_{bc} (MPa)		τ_u (MPa)
	Appuis	Travée	
1-1	6,48	1,32	0,29
1-2	1,42	2,40	0,14
2-1	0,80	1,36	0,10
2-2	4,07	6,91	0,21
2-3	1,31	2,22	0,13
3-1	1,72	2,92	0,15
3-2	3,68	6,25	0,19
3-3	0,99	1,68	0,11
4-1	0,64	1,09	0,24
4-2	1,72	2,92	0,15
6-1	1,72	2,92	0,15
6-2	3,79	6,45	0,19
6-3	1,72	2,92	0,15

III.3.3 Vérification de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,64 > 0,063 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_{os}} \rightarrow 0,64 > 0,085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow 0,007 < 0,011 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Figure III. 23: Ferrailage d'une volée des escaliers**

III.3.4 Etude de la poutre palière :

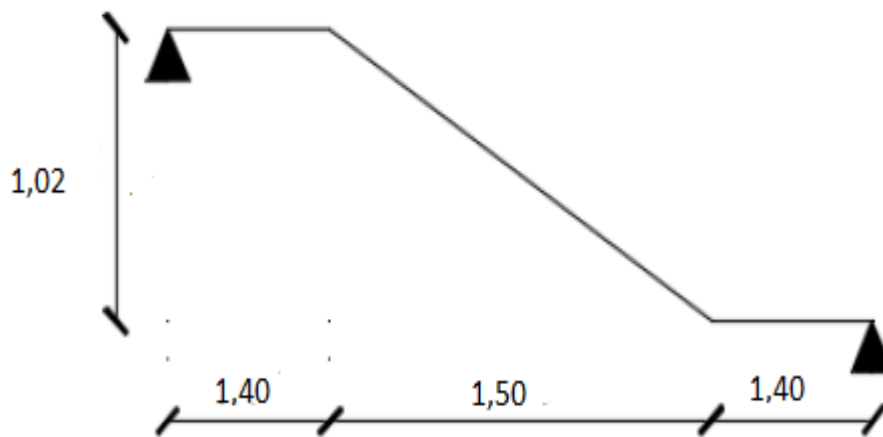


Figure III. 24: Schéma statique de poutre palière

III.3.4.1 Pré dimensionnement :

Selon le **B.A.E.L 91**, la poutre sera pré-dimensionnée par le critère de rigidité :

$$L = 4,3 \text{ m}$$

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

$$28,66 < h < 43$$

Donc on prend $h = 30 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$9 \leq b \leq 21$$

On prend $b = 20 \text{ cm}$

Selon **RPA99 V 2003** les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivant :

$$h \geq 30 \text{ cm} = \min_{\text{RPA}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} = \min_{\text{RPA}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.2 La descente des charges :

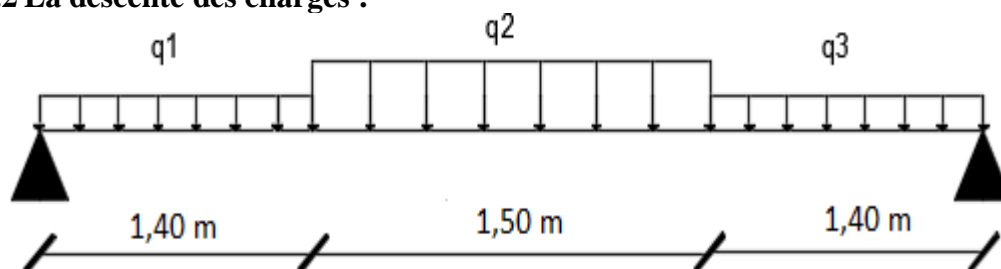


Figure III. 25 : schéma de la distribution des charges pour la poutre palière

➤ **Poids propre de la poutre:**

$$P_{p1} = 0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$P_{p2} = 0,3 \times 0,2 \times 25 \times \frac{1}{\cos 34,22} = 1,81 \text{ KN/m}$$

$$P_{p3} = 0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$$

➤ **Poids du mur situé sur la poutre :**

$$P_{m1} = 1,91 \times 2,04 = 3,90 \text{ KN/m}$$

$$P_{m2} = 1,91 \times 1,53 = 2,92 \text{ KN/m}$$

$$P_{m3} = 1,91 \times 1,02 = 1,95 \text{ KN/m}$$

➤ **Réaction du palier sur la poutre :**

$$R_b = \frac{2T}{L} = \frac{2 \times 25,73}{4,3}$$

$$R_b = 11,97 \text{ KN}$$

ELU :

$$q_U = 1,35 \times G + R_b + 1,5 \times Q$$

ELS:

$$q_S = G + R_b + Q$$

Tableau III. 11: Les efforts internes

	q ₁ (KN/m)	q ₂ (KN/m)	q ₃ (KN/m)	M _{max} (KN.m)	T _{max} (KN)
ELU	19,26	18,36	16,63	41,60	37,89
ELS	17,37	16,70	15,42	40,13	36,40

III.3.4.3 Calcul de ferrailage :**III.3.4.3.1 Calcul à ELU :**✚ **En travée :**

$$M_{\max} = 41,60 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0,85 \times 41,60 = 35,36 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul le moment réduite μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{35,36 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,171 < \mu_R = 0,392$$

Donc $A_{sc} = 0 \longrightarrow$ section de simple armature.

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,171}) = 0,24$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,24)$$

$$Z = 0,24 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{35,36 \times 10^{-3}}{0,24 \times 348} = 4,24 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,2 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 0,65 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimum RPA99v2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times B = 0,005 \times 0,3 \times 0,2$$

$$A_{st \text{ min}} = 3 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage longitudinal choisi $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T14$

✚ **En appui :**

$$M_{max} = 41,60 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0,5 \times 41,60 = 20,8 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul le moment réduite μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{20,8 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,10 < \mu_R = 0,392$$

Donc $A_{sc} = 0 \longrightarrow$ section de simple armature.

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10}) = 0,13$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,13)$$

$$Z = 0,26 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{20,8 \times 10^{-3}}{0,26 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,2 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 0,7 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimum RPA99v2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times B = 0,005 \times 0,2 \times 0,3$$

$$A_{st \text{ min}} = 3 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage longitudinal choisi $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T12$

III.3.4.3.2 Vérification à ELS :

✚ **En travée :**

$$M_{\max} = 40,13 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,85 \times 40,13 = 34,11 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - n A_{st}(d - y) = 0$$

$$0,1y^2 - 15 \times 4,62 \times 10^{-4}(0,27 - y) = 0$$

$$y = 0,11 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_{st} (d - y)^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 0,11^3}{3} + 15 \times 4,62 \times 10^{-4} (0,27 - 0,11)^2$$

$$I = 2,66 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{34,11 \times 10^{-3} \times 0,11}{2,66 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 14,10 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{34,11 \times 10^{-3} \times (0,27 - 0,11)}{2,66 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 307,76 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section et le nombre des armatures est acceptable.

✚ **En appui :**

$$M_{max} = 40,13 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,5 \times 40,13 = 20,07 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - n A_{st} (d - y) = 0$$

$$0,1y^2 - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,27 - y) = 0$$

$$y = 0,095 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_{st} (d - y)^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 0,095^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,27 - 0,095)^2$$

$$I = 2,21 \text{ m}^4$$

➤ **Contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{20,07 \times 10^{-3} \times 0,095}{2,21 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 8,99 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{20,07 \times 10^{-3} \times (0,27 - 0,095)}{2,21 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 238,39 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section et le nombre des armatures est acceptable.

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{37,89 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.4 Armatures transversales At :

III.3.4.4.1 Diamètre des armatures At :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} = \min \{ 0,86 ; 2 ; 1,4 \}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

III.3.4.4.2 Espacement S_t :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = \min\{24,3\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

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

D'après le **RPA 99 (version 2003)**.

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30\text{cm}; 12\phi_L\right\} = \{7,5\text{cm}; 30\text{cm}; 16,8\text{cm}\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2}$$

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

III.3.4.5 Vérification de flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont

Vérifiées (**BAEL91**):

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,07 > 0,063 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_{os}} \rightarrow 0,07 < 0,085 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow 0,007 < 0,011 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

ht=30cm ; b=20cm ; d=27cm ; L=4,30m ; Ms=34,11KNm ; As=6.79cm² ;

fe=400MPa ; Mos=40,13KN.m

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

➤ **Flèche totale :**

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq f \text{ (BAEL,91).}$$

$$\text{On à } L = 4,3 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

Donc

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$f = \frac{L}{500}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I₀ (BAEL, 91):**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

➤ **Moment d'inertie fictive :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v}$$

Avec

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\delta \times \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\delta = \frac{A_{st}}{bd}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times d}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{c28}}{\delta \times \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_s + f_{t28}}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,86MPa

Tableau III. 12: Détermination de la flèche.

M_s (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Δ $\times 10^{-4}$	σ_s (MPa)	M	λ_i	λ_v	$I_{fi} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$I_{fv} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$I_0 \times 10^{-4}$ (m ⁴)
34,11	4,62	85,6	273,48	0,68	2,45	0,98	5,97	8,69	14,48

Donc :

$$f_i = 3,28 \times 10^{-3} m$$

$$f_v = 6,76 \times 10^{-3} m$$

$$f = \frac{4,3}{500} = 8,6 \times 10^{-3}$$

$$\Delta f_T = (6,76 - 3,28) \times 10^{-3} < 8,6 \times 10^{-3}$$

Donc

$$\Delta f_T < f$$

Condition vérifiée

III.3.4.6 Ancrage des armatures :

➤ **Contrainte limite d'adhérence :**

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s^2 = 1,5 \rightarrow \text{pour les armatures HA}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_S = \frac{\phi_L f_c}{4\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835}$$

$$L_S = 49,38 \text{ cm}$$

$$R \geq 5,5\phi_L \rightarrow \text{pour les armatures HA}$$

$$R \geq 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

$$R = 8 \text{ cm}$$

On prend l'angle d'ancrage $\theta = 135^\circ$

Donc

$$\alpha = 2,57$$

$$\beta = 3,92$$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi_L}{2} + R \right)$$

$$L_2 = 27 - (3 + 0,7 + 8)$$

$$L_2 = 15,3 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_S - \beta R - L_2}{\alpha}$$

$$L_1 = \frac{49,38 - 3,92 \times 8 - 15,3}{2,57}$$

$$L_1 = 1,06 \text{ cm}$$

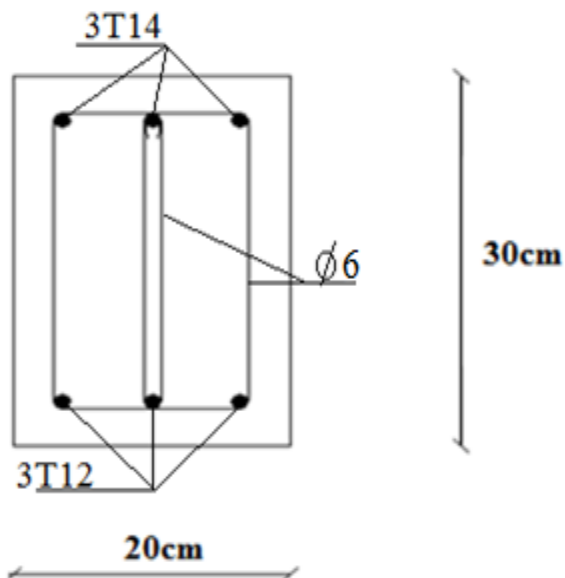


Figure III. 26: Coupe A-A

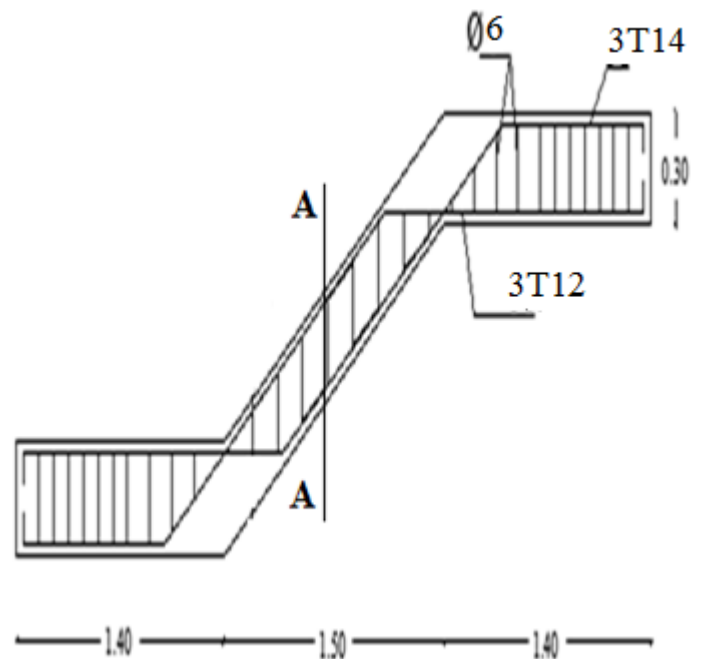


Figure III. 27 : Ferrailage de poutre palière

III.4 Etude de l'acrotère :

III.4.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se trouve au niveau de la terrasse, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale, soumis à la flexion composée due à : l'effort normal dû à son poids propre (**G**), un moment due à la surcharge (**Q**)

Il a aussi pour rôle :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

III.4.2 Principe de calcul :

-Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'**ELU**, et à l'**ELS**.

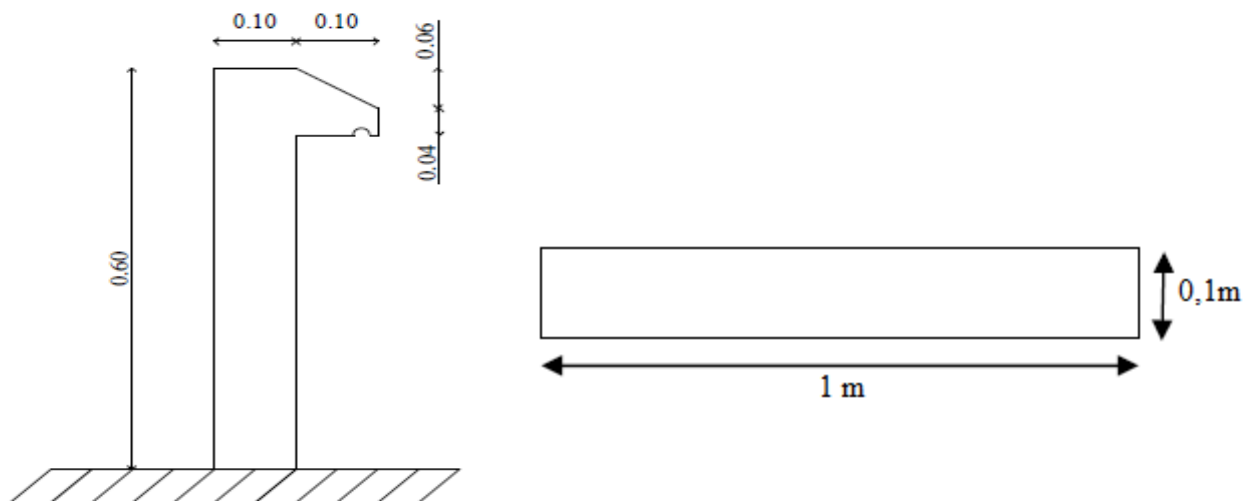


Figure III. 28: Schéma du l'acrotère

III.4.3 Le calcul des charges et la sollicitation :

III.4.3.1 Le Calcul de poids propre :

$$G = \gamma_s \times S$$

$$S = 0,6 \times 0,1 + \frac{0,04+0,1}{2} \times 0,1 = 0,067 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,067$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

III.4.3.2 Surcharge horizontale :

$$Q = F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A = 0,1$ Coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 1,675 \text{ KN/ml}$ Poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8$ KN Facteur de la force horizontale. RPA (P57)

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,675$$

$$Q = 0,536 \text{ KN/ml}$$

III.4.3.3 Evaluation de sollicitation :

✚ **ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,675$$

$$N_u = 2,26 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 0,536 \times 0,6$$

$$M_u = 0,49 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,536$$

$$V_u = 0,81 \text{ KN}$$

✚ **ELS :**

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,675 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 0,536 \times 0,6$$

$$M_s = 0,33 \text{ KN.m}$$

$$V_u = Q$$

$$V_u = 0,536 \text{ KN}$$

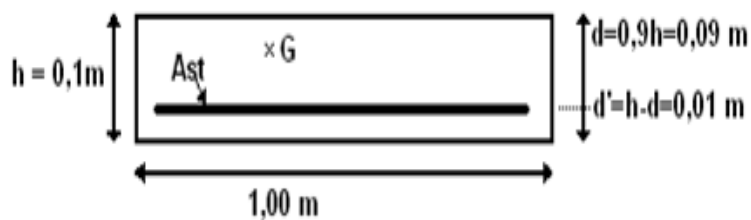


Figure III. 29: Section à considérer dans les calculs.

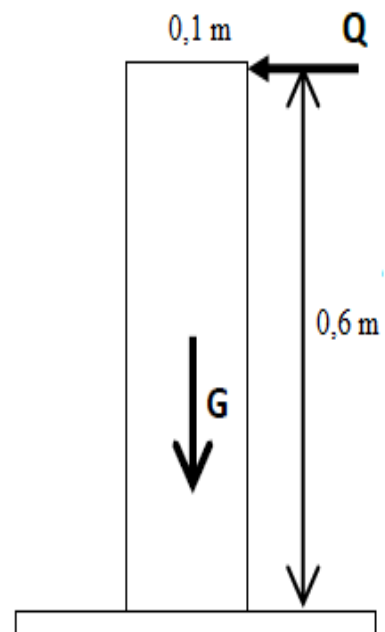


Figure III. 30: Les charges appliquées sur l'acrotère.

III.4.4 Calcul de ferrailage :**III.4.4.1 Calcul à ELU :**

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : c'est la distance entre les armatures inférieurs et la fibre la plus tendue.

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,1$$

$$d = 0,09\text{m}$$

$$d' = h - d = 0,01\text{m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,49}{2,26}$$

$$e = 0,22 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0,02 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_u = N_u \times e_a$$

$$e_a = e + d - \frac{h}{2} = 0,22 + 0,09 - 0,05$$

$$e_a = 0,26 \text{ m}$$

$$M_a = 2,26 \times 0,26$$

$$M_a = 0,59 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{0,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 5,14 \times 10^{-3}$$

$$\mu_u = 0,0051 < \mu_R = 0,392$$

Donc $A_{sc} = 0 \rightarrow$ section à simple armature.

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left[\frac{M_\alpha}{Z} - N_u \right]$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 0,007$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,09 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,13 \text{ cm}^2 \text{ section faible.}$$

Le ferrailage a été choisit a partir de la condition de non fragilité.

$$A_{st} = 0,23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,3 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,23 \times 0,09 \times 1 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 1,1 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{3T8}$$

III.4.4.2 Vérification à ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,33}{1,675} = 0,20 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

$$p = -3 \times \left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{6nA_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)$$

$$p = -0,06519$$

$$q = -2 \times \left(\frac{h}{2} - e\right)^3 - \frac{6nA_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)^2$$

$$q = 0,00597$$

-Méthode des itérations successives :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \quad \text{Ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

On suppose : $e_1 = 0,5$

$$0,5 \rightarrow 0,299$$

$$0,238 \rightarrow 0,212$$

$$0,199 \rightarrow 0,191$$

$$0,186 \rightarrow 0,183$$

$$0,181 \rightarrow 0,180$$

$$0,179 \rightarrow 0,178$$

$$0,178 \rightarrow 0,178$$

$$e_1 = 0,178 \text{ m}$$

$$y = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$y = 0,028 \text{ m}$$

$$S = \frac{by^2}{2} - nA_{st}(d - y)$$

$$S = \frac{1 \times 0,028^2}{2} - 15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,028)$$

$$S = 25,16 \times 10^{-5} \text{ m}$$

➤ **Contrainte de Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times y}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,675 \times 10^{-3} \times 0,028}{25,16 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{bc} = 1,86 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte d'Acier :**

$$\sigma_{st} = n \times \frac{N_s \times (d - y)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1,675 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,028)}{25,16 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 6,2 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section et le nombre des armatures est acceptable.

III.4.4.3 Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{1,51}{4} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

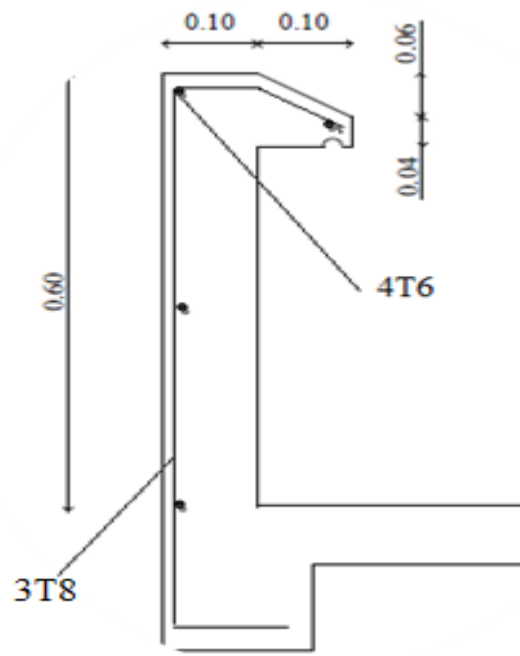


Figure III. 31: Schéma pour le ferrailage de l'acrotère

III.5 ETUDE DE L'ASCENSEUR :

III.5.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositifs de sécurité.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur (ou gaine d'ascenseur).

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général, se trouvent au dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

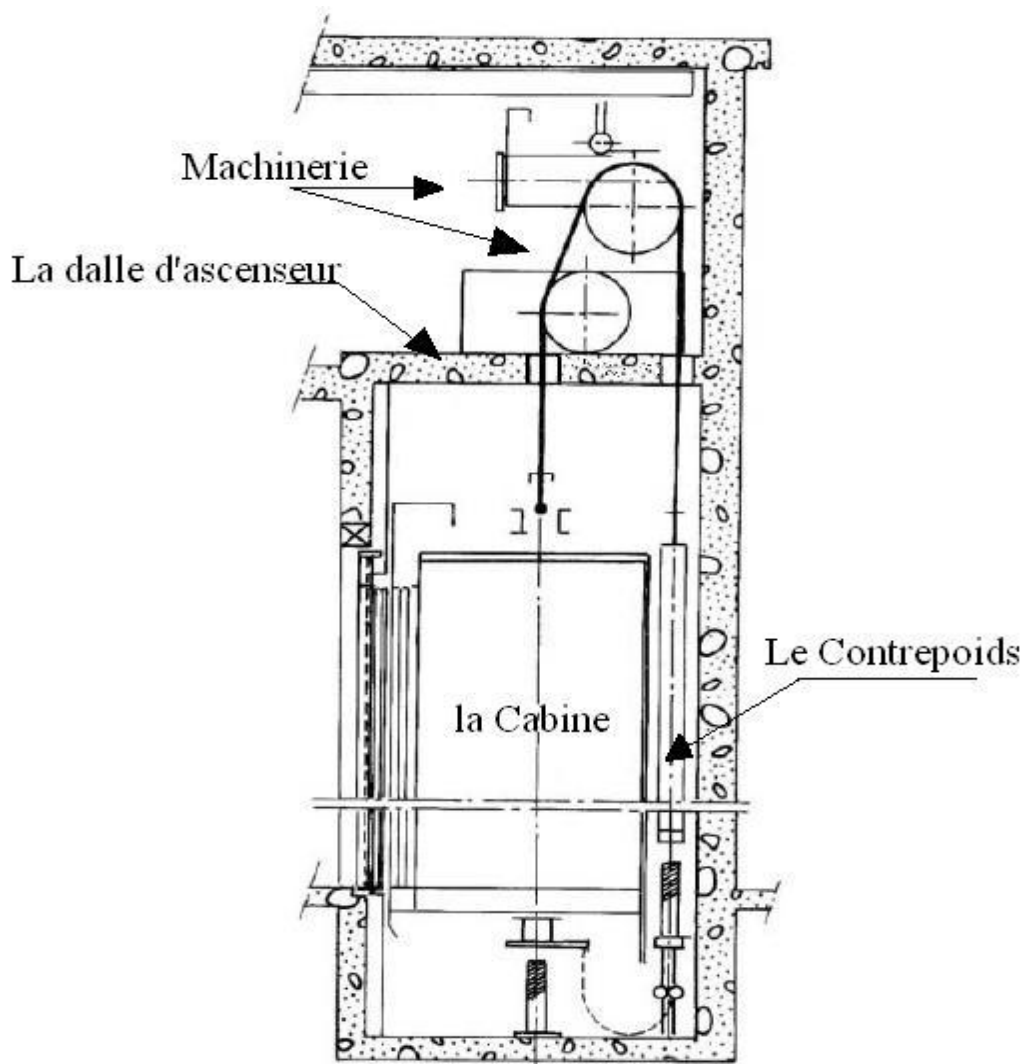


Figure III. 32: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

III.5.2 Calcul d'ascenseur :

III.5.2.1 L'épaisseur de la dalle :

⇒ L'ascenseur est composé de trois constituants essentiels.

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la beine.
- Le contre poids.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{1,60} = 0,78$$

$0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \Rightarrow$ Alors : dalle portant deux sens.

$$h \geq \frac{l_x}{40} \implies h \geq 3,125 \text{ cm .}$$

On adopte une dalle de : $e = 20 \text{ cm}$.

III.5.2.2 Evaluation des charges :

a)-Charge d'exploitation :

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale $Q = 675 \text{ Kg}$ (Pour 9 places).

b)-Charge permanentes :

Le poids mort totale : $P_m = 23,425 \text{ KN}$.

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 26,80 \text{ KN}$.

Le poids des câbles : $M_g = m \times n \times L$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M : \text{masse linéaire du câble.} \\ n : \text{nombre des câbles.} \\ L : \text{longueur du câble (43,54 m).} \end{cases}$$

$$M_g = 5,12 \times 10^{-3} \times 2 \times 43,54$$

$$M_g = 0,4458 \text{ KN}$$

Le poids de treuil et moteur : $P (\text{treuil, moteur}) = 12,00 \text{ KN}$.

$$\begin{aligned} G &= P_m + P_p + P_{(\text{treuil, moteur})} + M_g \\ &= 23,425 + 26,80 + 12,00 + 0,4198 \\ &= 62,6448 \text{ KN} \end{aligned}$$

c)-Combinaison d'action :

- ELU $\Rightarrow Q_U = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$
 $= 1,35 \times 62,6448 + 1,5 \times 6,75 = 94,6954 \text{ KN}$
- ELS $\Rightarrow Q_s = G + Q$
 $= 62,6448 + 6,75 = 69,3948 \text{ KN}$

III.5.3 Vérification au poinçonnement :

Selon **B.A.E.L 91** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = 23,6738 \text{ KN}$$

h : épaisseur totale de la dalle.

P_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

$$\begin{cases} U = 1,25 \text{ m} \\ V = 1,60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} U_0 = U + h \\ V_0 = V + h \end{cases}$$

$$U_0 = 1,25 + 0,20 = 1,45 \text{ m}$$

$$V_0 = 1,60 + 0,20 = 1,80 \text{ m}$$

$$P_c = (u_0 + v_0) \times 2$$

$$P_c = (1,45 + 1,80) \times 2$$

$$P_c = 6,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 23,6738 \leq 0,045 \times 6,50 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$\Rightarrow 23,6738 \text{ KN} \leq 180 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée ; donc le risque de poinçonnement n'existe pas.

III.5.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées:

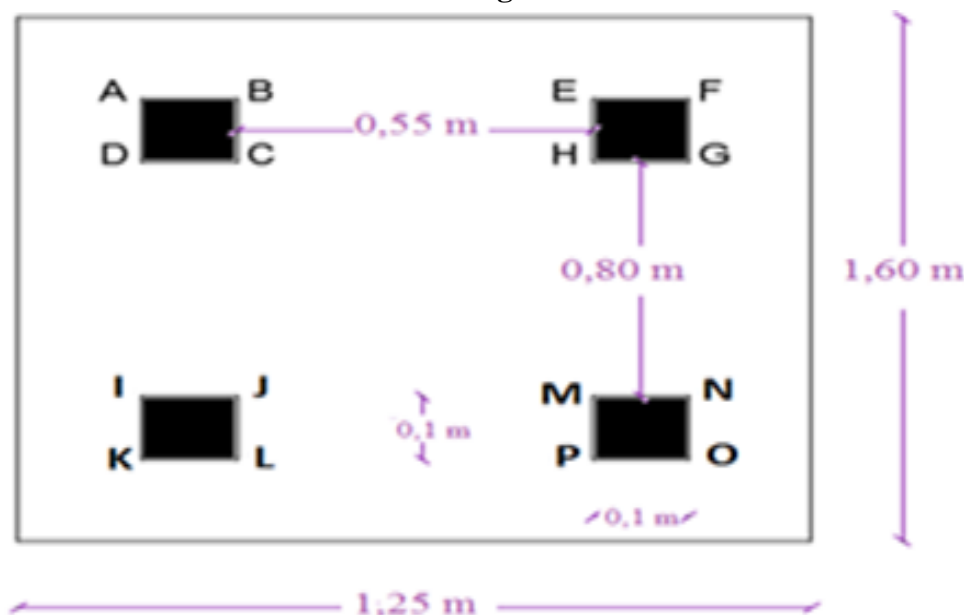


Figure III. 33: Schéma des appuis d'ascenseur.

III.5.4.1 Exemple de calcul (rectangle 1) :

$$\begin{cases} U = 0,75 \text{ m} \\ V = 1,00 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} U_0 = U + h \\ V_0 = V + h \end{cases}$$

$$\begin{cases} U_0 = 0,75 + 0,20 = 0,95 \text{ m.} \\ V_0 = 1,00 + 0,20 = 1,20 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{1,60} = 0,78 \Rightarrow \text{Abaque}$$

$$\begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{0,95}{1,25} = 0,76 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{1,2}{1,6} = 0,75 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 7 \times 10^{-2} \\ M_2 = 4,4 \times 10^{-2} \end{cases}$$

Tableau III. 13: Moment isostatique des rectangles

N°	U	V	U ₀	V ₀	$\frac{U_0}{l_x}$	$\frac{V_0}{l_y}$	M ₁	M ₂
1	0,75	1,00	0,95	1,20	0,76	0,75	M ₁ = 7 × 10 ⁻²	M ₂ = 4,4 × 10 ⁻²
2	0,75	0,80	0,95	1,00	0,76	0,625	M ₂ = 7,6 × 10 ⁻²	M ₂ = 5,2 × 10 ⁻²
3	0,55	1,00	0,75	1,20	0,60	0,75	M ₂ = 8 × 10 ⁻²	M ₂ = 4,8 × 10 ⁻²
4	0,55	0,80	0,75	1,00	0,60	0,625	M ₂ = 8,8 × 10 ⁻²	M ₂ = 5,7 × 10 ⁻²

Les moments suivant les deux directions :

$$M_X = (M_1 + \nu M_2) \times P$$

$$M_Y = (M_2 + \nu M_1) \times P$$

ν : coefficient de poisson.

III.5.4.2 Les sollicitations à l'ELU :

$$\nu = 0$$

$$M_X = M_1 \times P$$

$$M_Y = M_2 \times P$$

⇒ La charge surfacique sur le rectangle (0,1×0,1) est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{23,69}{0,1 \times 0,1} = 2369 \text{ KN.}$$

Tableau III. 14: Moment isostatique des rectangles.

N°	U ₀	V ₀	M ₁	M ₂	S [m ²]	P' [KN/m ²]	P _U = S×P' [KN]	M _X [KN.m]	M _Y [KN.m]
1	0,95	1,20	0,07	0,044	1,4	2369	3316,6	232,162	145,93
2	0,95	1,00	0,076	0,052	0,95	2369	2250,55	171,04	117,02
3	0,75	1,20	0,08	0,048	0,90	2369	2132,1	170,56	102,336
4	0,75	1,00	0,088	0,057	0,75	2369	1776,75	156,35	101,27

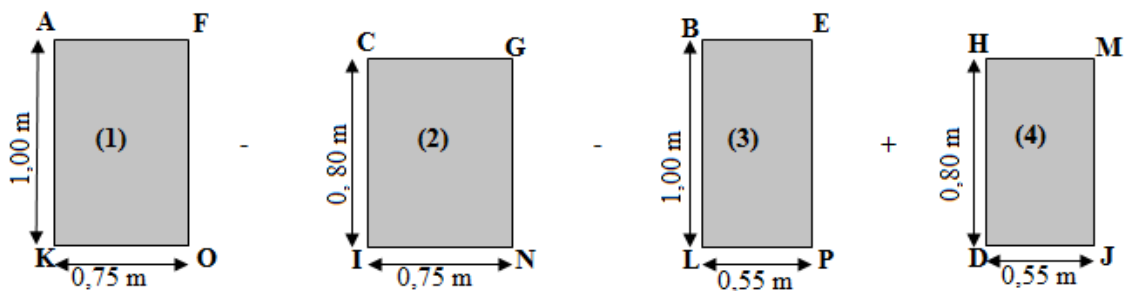


Figure III. 34: Les dimensions des rectangles

➤ Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{xc} = \frac{M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}}{4}$$

$$M_{xc} = \frac{(232,162 - 171,04 - 170,56 + 156,35)}{4}$$

$$M_{xc} = 11,728 \text{ KN.m}$$

$$M_{yc} = \frac{M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}}{4}$$

$$M_{yc} = \frac{(145,93 - 117,02 - 102,336 + 101,27)}{4}$$

$$M_{yc} = 6,96 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments dus aux charges réparties (pp) :

$$L_x = 1,25 \text{ m}$$

$$L_y = 1,60 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_u = 1,35 \times G_{pp} + 1,5 \times Q$$

$$= (1,35 \times 5) + (1,5 \times 1) = 8,25 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{1,60} = 0,78$$

➤ **Méthode de B A E L :**

$$\begin{cases} M_{xp} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{yp} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Et a partir de tableau on a déterminé les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xp} = 0,0584 \times 8,25 \times (1,25)^2 \\ \quad \quad \quad \Rightarrow M_{xp} = 0,75 \text{ KN.m} \\ M_{yp} = 0,5608 \times 0,75 \\ \quad \quad \quad \Rightarrow M_{yp} = 0,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments appliqués à la dalle :

$$M_x = M_{xc} + M_{xp} = 11,728 + 0,75 = 12,47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{yc} + M_{yp} = 6,96 + 0,42 = 7,32 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments retenus :**

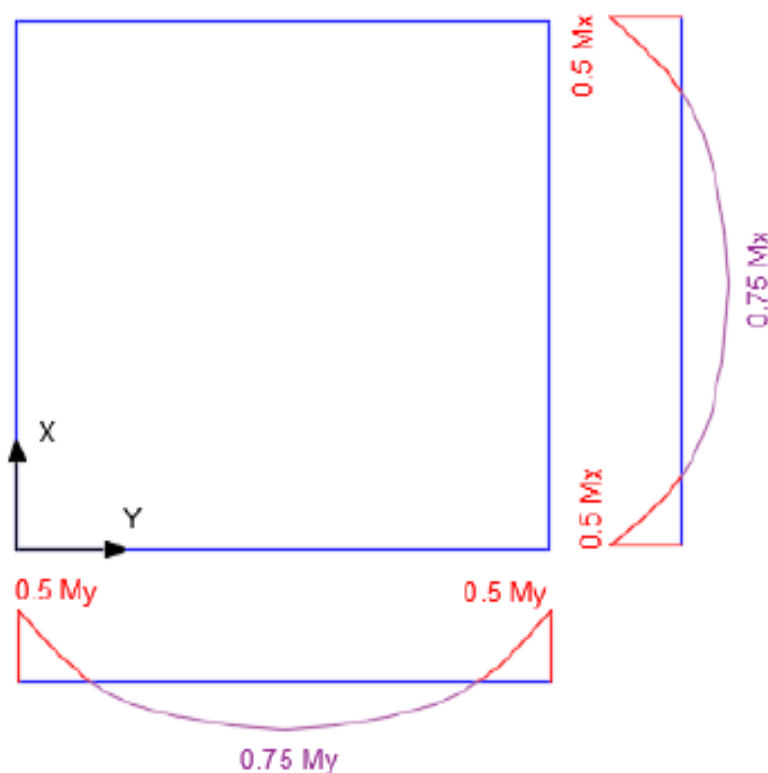


Figure III. 35: Evaluation de sollicitation appliqué à la dalle

✚ En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 12,47 = 9,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 7,32 = 5,49 \text{ KN.m}$$

✚ En appui

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 12,47 = 6,235 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 7,32 = 3,66 \text{ KN.m}$$

III.5.4.3 Les sollicitations à l'ELS :

$$v = 0,2$$

$$M_x = (M_1 + vM_2) \times P_s$$

$$M_y = (M_2 + vM_1) \times P_s$$

⇒ La charge surfacique sur le rectangle (0.1×0,1) est :

$$P' = \frac{q_s}{u \times v} = \frac{17,36}{0,1 \times 0,1} = 1736 \text{ KN.}$$

Tableau III. 15: Moment isostatique des rectangles.

N°	U ₀	V ₀	M ₁	M ₂	S [m ²]	P' [KN/m ²]	P _s = S×P' [KN]	M _x [KN.m]	M _y [KN.m]
1	0,95	1,20	0,07	0,044	1,4	1736	2430,4	191,515	140,96
2	0,95	1,00	0,076	0,052	0,95	1736	1649,2	142,49	110,82
3	0,75	1,20	0,08	0,048	0,90	1736	1562,4	139,99	99,99
4	0,75	1,00	0,088	0,057	0,75	1736	1302	129,41	97,12

➤ **Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{xc} = \frac{(191,115 - 142,49 - 139,99 + 129,41)}{4}$$

$$M_{xc} = 9,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{yc} = \frac{(140,96 - 110,82 - 99,99 + 97,12)}{4}$$

$$M_{yc} = 6,81 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments dus aux charges reparties (pp) :**

$$L_x = 1,25 \text{ m}$$

$$L_y = 1,60 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_u = G_{pp} + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{1,60} = 0,78$$

➤ **Méthode de B A E L :**

$$\begin{cases} M_{xp} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{yp} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

- Et à partir de tableau on a déterminé les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0650 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0650 \times 6 \times (1,25)^2 \\ \quad \quad \quad \Rightarrow M_{x2} = 0,609 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,6841 \times 0,609 \\ \quad \quad \quad \Rightarrow M_{y2} = 0,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_x = M_{xc} + M_{xp} = 9,61 + 0,609 = 10,219 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{yc} + M_{yp} = 6,81 + 0,42 = 7,23 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments retenus :**

✚ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 10,219 = 7,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 7,23 = 5,42 \text{ KN.m}$$

✚ **En appui**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 10,219 = 5,1095 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 7,23 = 3,615 \text{ KN.m}$$

III.5.5 Détermination du ferrailage de la dalle :

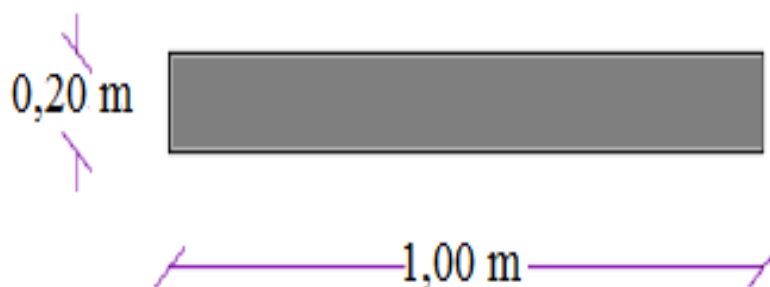


Figure III. 36: Section de calcul de la dalle pleine

➤ **Sens x-x :**

✚ **En travée :**

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 9,35 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,35 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,20)^2 \times (14,17)} = 0,0203$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,0203)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,02625$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,02625)$$

$$\Rightarrow Z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{9,35 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,178 \times 400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

✚ **En appui :**

$$M_{ax} = 6,235 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,235 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,20)^2 \times (14,17)} = 0,0135$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,0135)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0175$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0175)$$

$$\Rightarrow Z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{6,235 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,178 \times 400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens y-y :**

✚ **En travée :**

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$h = 0,2 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 5,49 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,49 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,20)^2 \times (14,17)} = 0,0119$$

$$\mu_u < 0.392$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,0119)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,015)$$

$$\Rightarrow Z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{5,49 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,178 \times 400} = 0,886 \text{ cm}^2$$

➤ En appui :

$$M_{ax} = 3,66 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,66 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,20)^2 \times (14,17)} = 0,00797$$

$$\mu_u < 0.392$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,00797)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,01125$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,01125)$$

$$\Rightarrow Z = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{3,66 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,179 \times 400} = 0,587 \text{ cm}^2$$

III.5.5.1 Section minimales des armatures :

$$e = 20 \text{ cm.}$$

➤ Sens y-y :

$$A_{ymin} = 0,8 \times e = 0,8 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } A_{ty} = 0,886 \text{ cm}^2 \leq 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{ty} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{En appuis : } A_{ay} = 0,587 \text{ cm}^2 \leq 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{ay} = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens x-x :**

$$A_{x\min} = A_{y\min} \frac{3 - \rho}{2}$$

$$= 1,6 \times \frac{3 - 0,78}{2} = 1,775 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } A_{tx} = 1,51 \text{ cm}^2 \leq 1,775 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{tx} = 1,775 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{En appuis : } A_{ax} = 1,00 \text{ cm}^2 \leq 1,775 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{ax} = 1,775 \text{ cm}^2$$

Alors dans les deux sens (x,y) on adopte $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{5T10 /ml}$

III.5.5.2 Vérifications à l'ELS :

✚ **En travée :**

$$M_{tx} = 7,66 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$n=15$$

$$A_{st}=3,93 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sc}(y - d) - 15 A_{st} (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\text{Donc : } \frac{b}{2} y^2 - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 58,95 y - 1061,1 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (58,95)^2 + 4 \times 50 \times 1061,1$$

$$\sqrt{\Delta} = 464,42$$

$$y = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -5,23 \text{ cm}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4,05 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{y = 4,05 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{100}{2} \times (4,05)^3 + 15 \times 3,93 \times (18 - 4,05)^2$$

$$\text{Donc : } \mathbf{I = 1.167 \text{ m}^4}$$

Vérification des contraintes :❖ Calcul des contraintes :**Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,66 \times 10^{-3} \times 4,05 \times 10^{-6}}{0,0001167} = \mathbf{2,65 \text{ Mpa}}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7,66 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0405)}{0,0001167} = \mathbf{137,42 \text{ Mpa}}$$

❖ Calcul des contraintes admissibles :**Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

Acier

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_t 28} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec } \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{201,63 \text{ Mpa}}$$

❖ Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2,65 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \\ \sigma_{st} = 137,42 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \end{array} \right.$$

Le ferrailage qui sera disposé au niveau de la travée est : $A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{5T10}$

III.5.5.3 L'espacement :

$$S_t \leq (3h_0 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min (3 \times 20 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min (60 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.5.5.4 Nécessité de disposer des armatures transversales :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b \times d}$$

$$\text{Et : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_{utot} = V_x + V_v \quad \longrightarrow \quad \text{Sens-x.}$$

$$V_{utot} = V_y + V_u \quad \longrightarrow \quad \text{Sens-y.}$$

- Calcul de l'effort tranchant (V_x et V_y) dus aux charges réparties :

$$\bullet \quad \rho = \frac{1,25}{1,6} = 0,78 > 0,4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1+\rho} \\ V_x = 8,25 \times \frac{1,25}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,78}{2}} = 3,70 \text{ KN} \\ \Rightarrow V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \\ V_y = 8,25 \times \frac{1,25}{3} = 3,43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- On a : $q_u = 8,25 \text{ KN/m}$ (charge due au poids propre)

$$\bullet \quad V_v = \frac{q_0}{2u+v} \quad \text{et } q_0 = \frac{Q_U}{4} = \frac{94,7655}{4} = 23,69 \text{ KN/m}$$

$$\bullet \quad V_v = \frac{23,69}{2 \times 30 + 30}$$

$$V_v = 26,32 \text{ KN}$$

Comme ($u=v=30 \text{ cm}$) $\longrightarrow V_v = V_u = 26,32 \text{ KN}$.

Donc l'effort total :

Sens-x :

$$V_{utot} = V_x + V_v = 3,70 + 26,32 = 30,02 \text{ KN.}$$

Sens-y :

$$V_{utot} = V_y + V_u = 3,43 + 26,32 = 29,75 \text{ KN.}$$

D'où : $V_{tot} = \max(V_{totx}; V_{toty})$

$$V_{tot} = V_{totx} = 30,02 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{V_{utot}}{b \times d} = \frac{30,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,2} = 0,166 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies (0,166 < 2,5) \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifier.

- Donc les armatures transversales ne son pas nécessaire.

III.5.5.5 Vérification de flèche :

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{1} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,2 > 0,0625 \\ \bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_x} \Rightarrow \frac{0,2}{1} \geq \frac{7,66}{10 \times 10,219} \Rightarrow 0,2 > 0,07 \\ \bullet \quad \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 18} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0021 < 1,05 \end{array} \right\} \text{ les conditions sont vérifiées.}$$

III.5.5.6 Vérification au cisaillement :

- $\tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b \times d} = \frac{30,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,2} = 0,166 \text{ MPa.}$
- $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$ Fissuration préjudiciable.

$$\Longrightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

- Alors : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Longrightarrow (0,166 < 2,5) \text{ MPa}$ condition vérifier.

III.5.6 Armatures finales :**Tableau III. 16: Les armatures finales de la dalle d'ascenseur.**

	Sens	Section d'acier calculé	Le choix	Espacement
En travée	Lx	1,51 cm ²	5T10	20 cm
	Ly	0,886 cm ²	5T10	20 cm
En appuis	Lx	1,00 cm ²	5T10	20 cm
	Ly	0,587 cm ²	5T10	20 cm



Chapitre IV :
Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Plusieurs actions sismiques imposent aux fondations la manifestation de mouvements essentiellement horizontaux. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'opposent mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant ainsi des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est de déterminer des efforts sismiques susceptibles de solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, intégré trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3 Présentation de logiciel SAP2000 :

SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiment, château d'eau..) et des travaux publics (pont, tunnels), il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception .il permet aussi la vérification des structure en béton armé ou en charpente métallique, l'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.4 Modélisation de la structure :

Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000 14.2.2 version 2003** pour la modélisation et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème

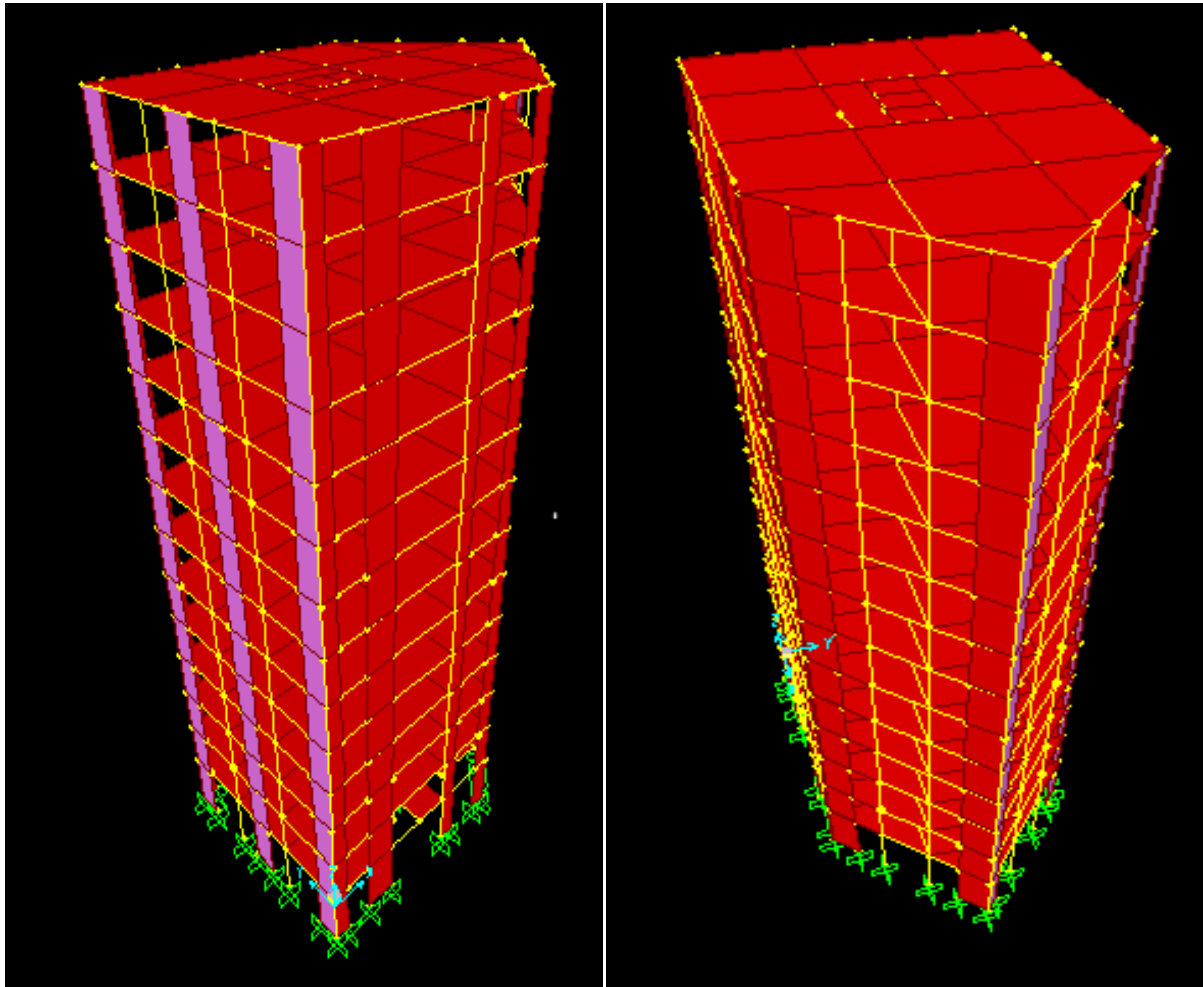


Figure IV. 1: Modélisation 3D de la structure sur le SAP 2000

IV.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

ELU: $1,35G + 1,5Q$

ELS: $G + Q$

ELA: $\begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm Q \end{cases}$

IV.6 Les méthodes de calcul :

D'après le **RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **I** groupe d'usage **02**.

Parmi les trois méthodes de calcul nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) et la méthode statique (méthode statique équivalente).

IV.6.1 Méthode statique équivalente :

IV.6.1.1 Principe de la méthode :

Dans cette méthode *RPA99 v2003* propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.6.1.2 Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.6.2 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.6.2.1 Principe de la méthode :

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.

IV.6.2.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

IV.7 Analyse spectrale

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \times (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: accélération spectrale

IV.7.1 Coefficient d'accélération de zone (A) :

➤ **Zone I** : la classification de wilaya de Tlemcen **RPA99 V 2003**.

➤ **Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne**

Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Le bâtiment pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément.

Donc **A = 0,1**

IV.7.2 Facteur de correction d'amortissement (η) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 > 0,7$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

IV.7.3 Période T_1 et T_2 :

Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$\text{Site 3 (meuble)} : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

IV.7.4 Estimation de la période fondamentale de la structure :

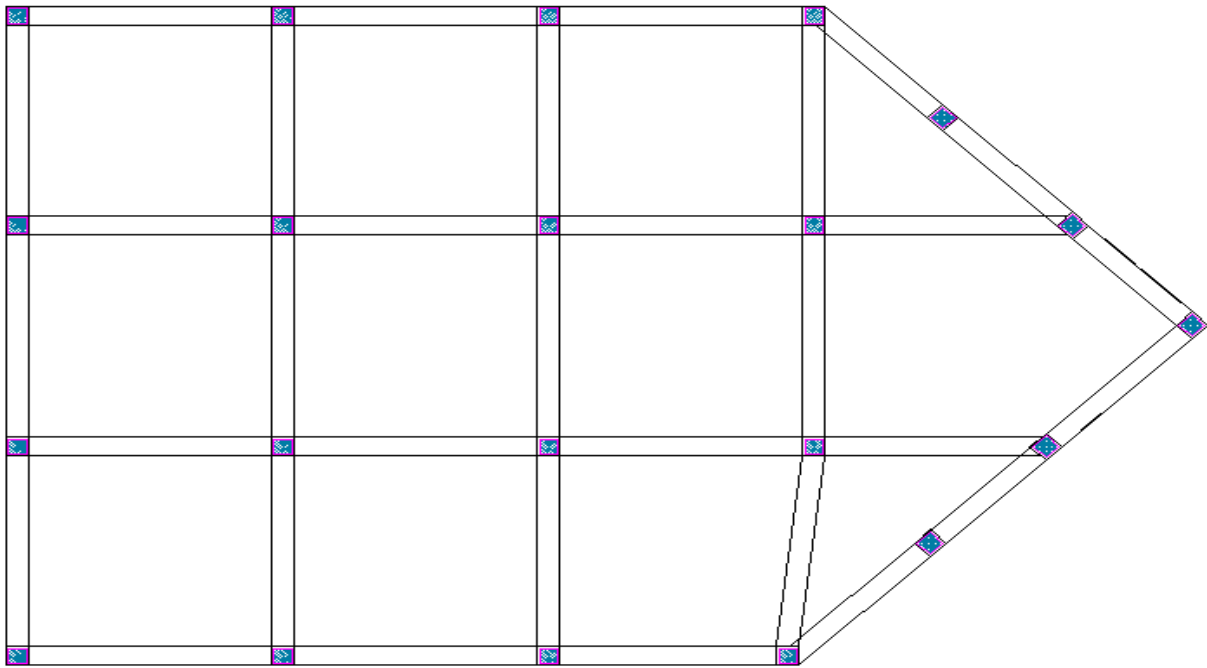
D'abord On a cherché la bonne position des voiles :

➤ **Dispositions des voiles :**

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

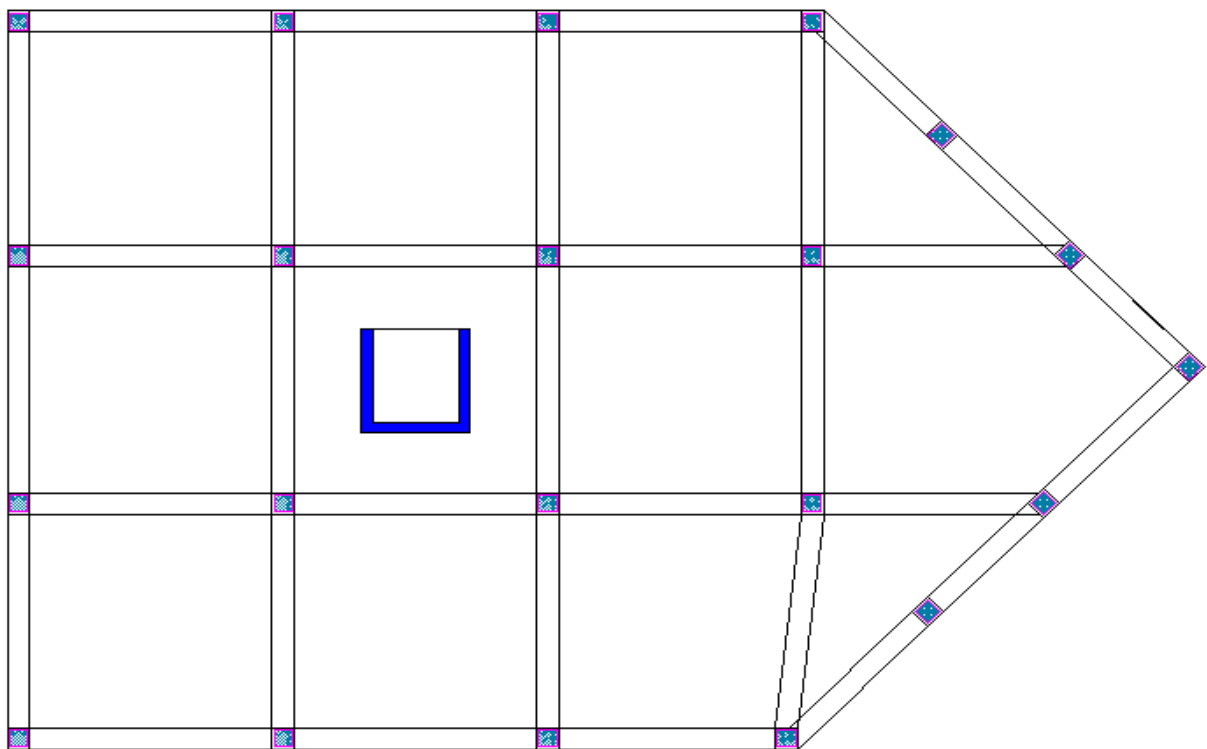
Variante 1 :

T =2,013 s



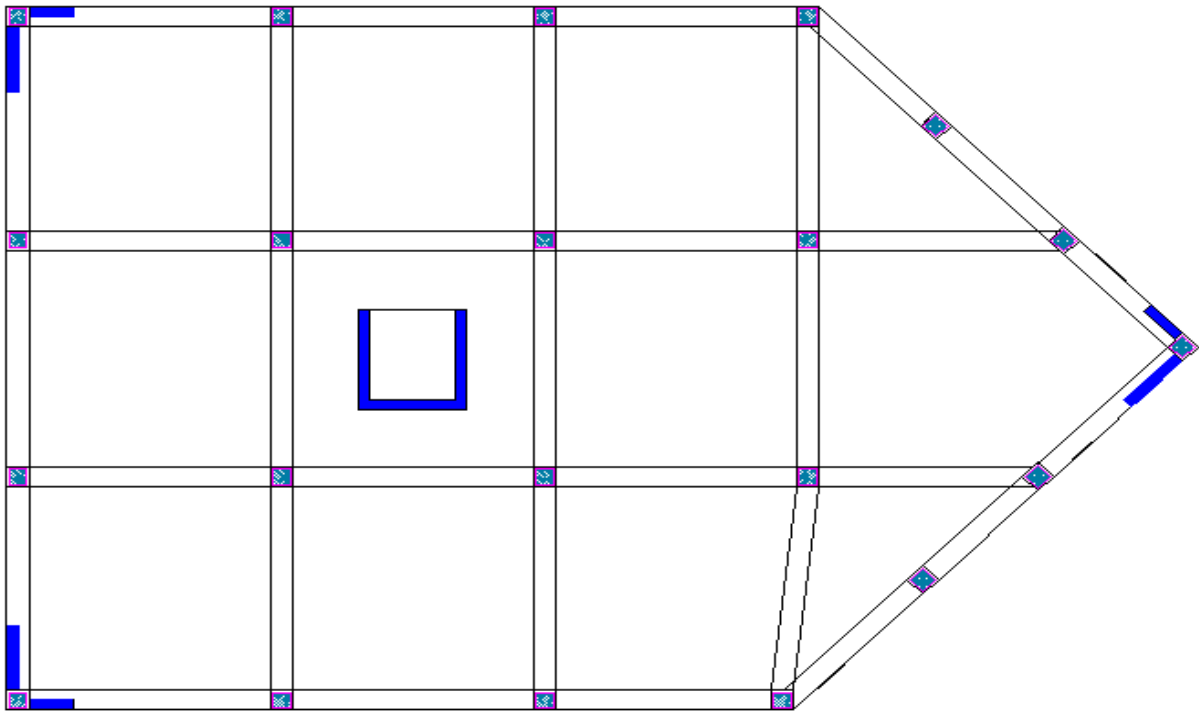
Variante 2 :

T =1,845 s



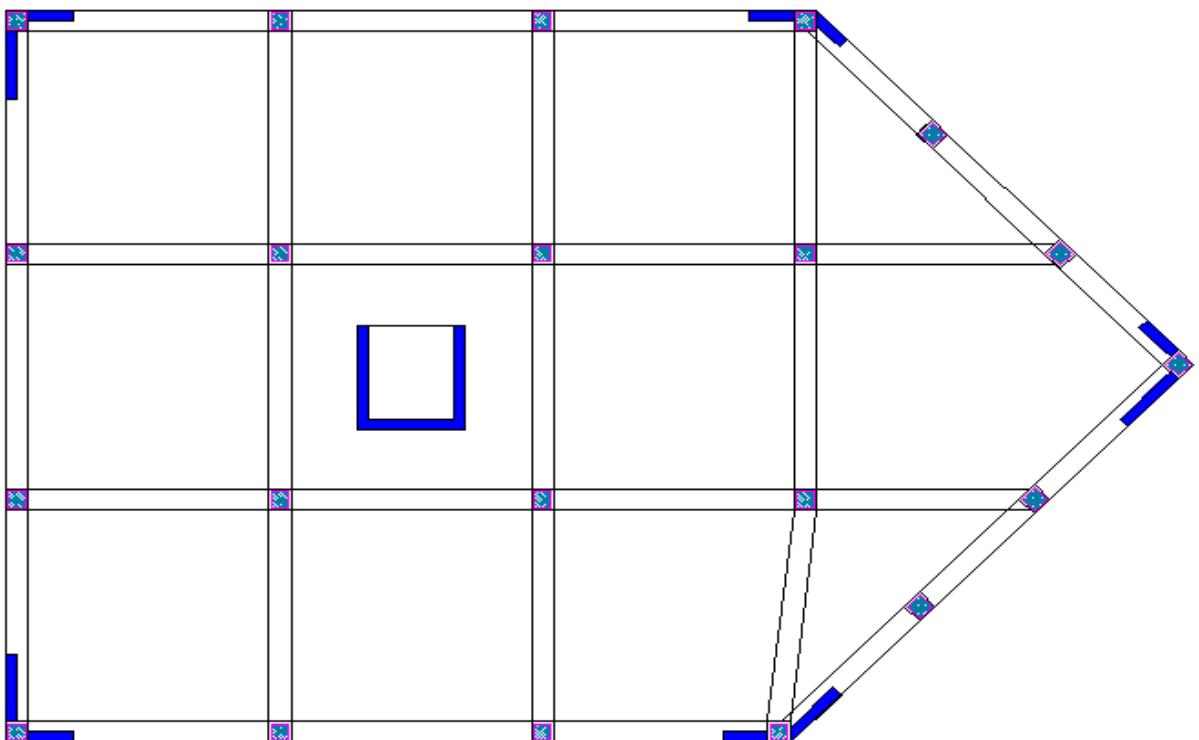
Variante 3 :

T =1,549 s



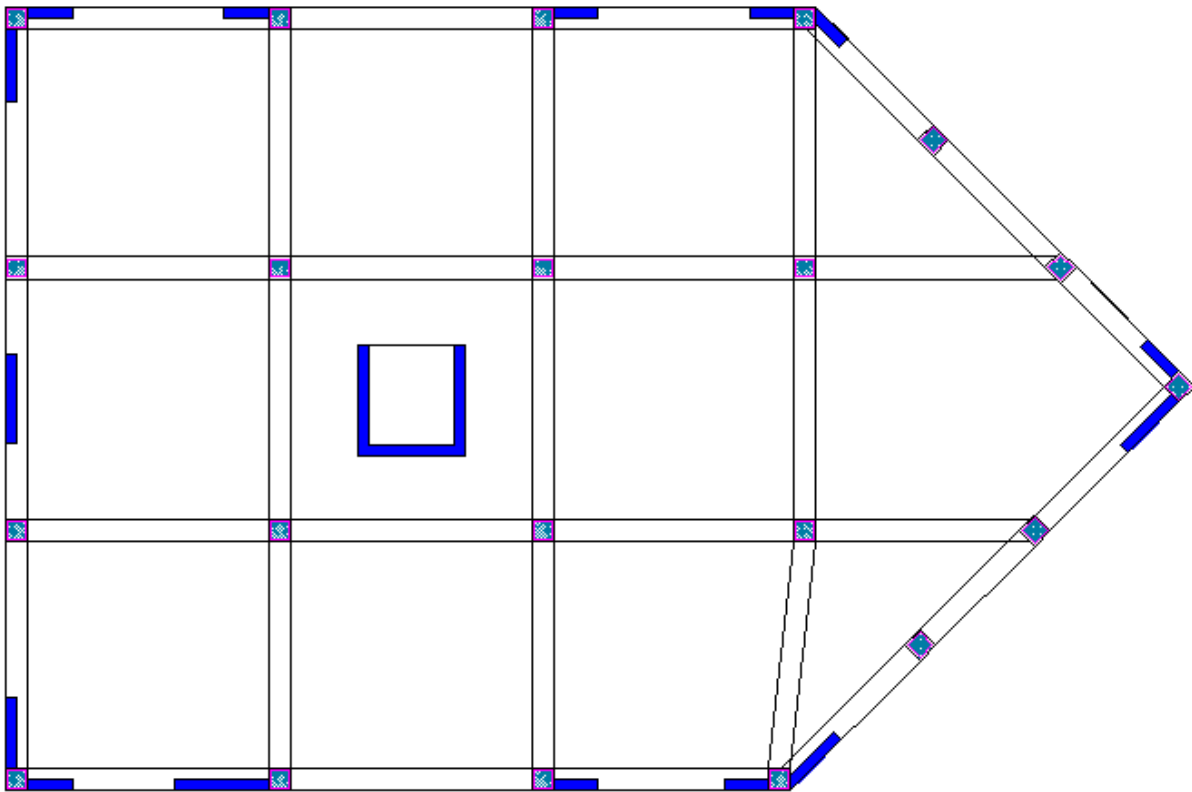
Variante 4 :

T =1,415 s



Variante 5 :

T =1,357 s



Variante 6 :

T =1,152 s

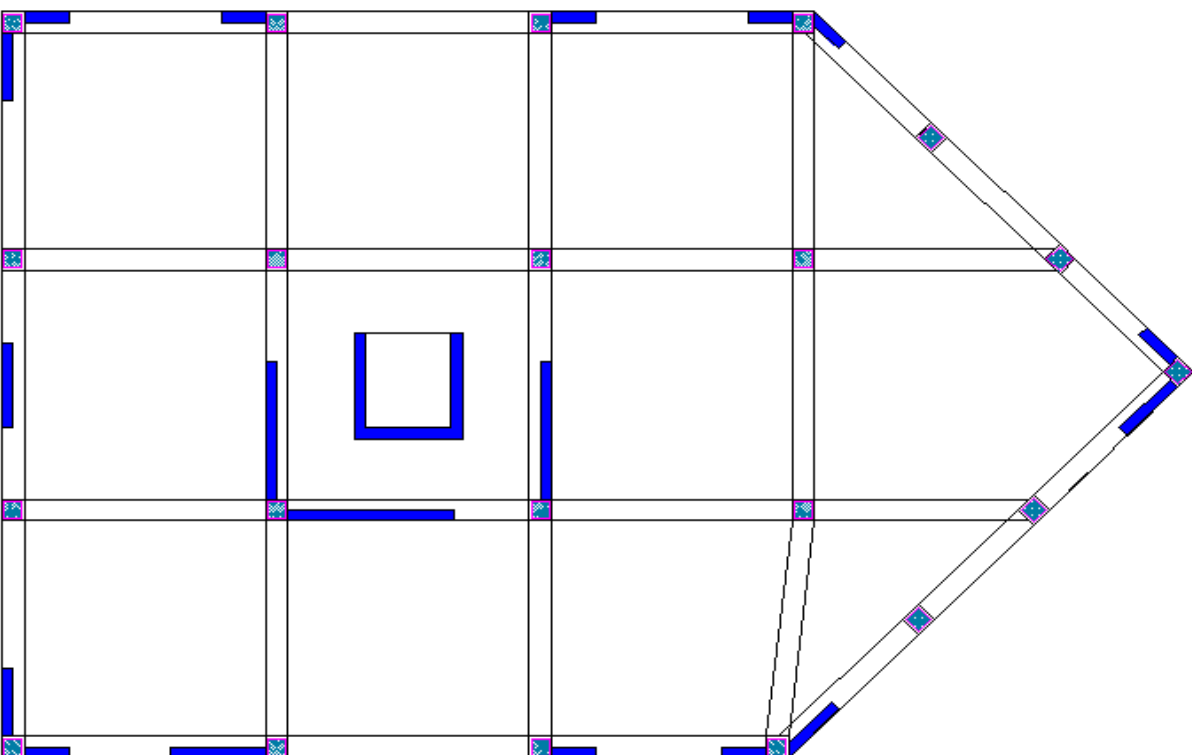


Tableau IV. 1: Vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,152556	0,00644	0,70047	0,00001421	0,00644	0,70047	0,00001421
MODAL	Mode	2	1,015106	0,58925	0,00483	5,736E-07	0,59569	0,7053	0,00001478
MODAL	Mode	3	0,765298	0,12566	0,00161	1,578E-08	0,72135	0,70691	0,00001479
MODAL	Mode	4	0,350353	0,00407	0,13793	0,00007044	0,72542	0,84483	0,00008524
MODAL	Mode	5	0,32232	0,09734	0,00535	0,000007253	0,82276	0,85018	0,00009249
MODAL	Mode	6	0,241084	0,03883	0,000005241	0,000001772	0,86159	0,85019	0,00009427
MODAL	Mode	7	0,173533	0,01636	0,03076	0,00007345	0,87795	0,88094	0,00017
MODAL	Mode	8	0,165903	0,01934	0,02764	0,00067	0,89729	0,90858	0,00084
MODAL	Mode	9	0,158678	0,00002953	0,00024	0,09992	0,89732	0,90883	0,10076
MODAL	Mode	10	0,122474	0,01779	0,00009123	0,00006014	0,91511	0,90892	0,10082
MODAL	Mode	11	0,108295	0,01568	0,00583	0,00002303	0,93079	0,91475	0,10084
MODAL	Mode	12	0,099969	0,0044	0,0268	0,00054	0,93519	0,94155	0,10138

Mode 1 : Translation suivant X.

Mode 2 : Translation suivant Y.

Mode 3 : Rotation suivant Z.

Mode 10 : La masse modale effective est vérifiée.

On a choisi la variante 6 car elle satisfait les différentes conditions de **RPA v 2003**

SumUX = 0,92 > 90% Condition vérifier

SumUY = 0,92 > 90% Condition vérifier

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left[C_T \times h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right]$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du **RPA99 V 2003**.

$C_T = 0,05 \rightarrow$ Portique auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie.

D : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction considérée pour le calcul.

$$D_x = 21,49 \text{ m}$$

$$h_N = 43,54 \text{ m}$$

$$D_y = 14,15 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 43,54^{3/4} = 0,85 \text{ s} \\ T_2 = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 43,54}{\sqrt{21,49}} = 0,85 \text{ s} \\ T_3 = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 43,54}{\sqrt{14,15}} = 1,04 \text{ s} \end{array} \right. \left\{ T = \min(T_1; T_2; T_3) = 0,85 \text{ s} \right.$$

➤ **La période majeure :**

$$\begin{cases} 1,3 \times T_x = T = 1,105 \text{ s} \\ 1,3 \times T_y = T = 1,105 \text{ s} \end{cases}$$

On calcule avec la période majeure.

IV.7.5 Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Sa valeur unique est donnée par le « **tableau 4.3** » **RPA99 V 2003** en fonction du système de contreventement tel que défini dans « **l'article 3.4** » du **RPA99 V 2003**

Sa valeur unique est donnée par le « **tableau 4.3** » **RPA99 V 2003** en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Dans notre bâtiment on a un système de contreventement en portique et des voiles en béton armé, Alors **R=5**.

IV.7.6 Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au « **tableau 4.4** » **RPA99 V 2003**.

Les critères de qualité (q) à vérifier sont :

IV.7.6.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement (**RPA99 V 2003**).

➤ **Le sens X : (4 travées)**

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{l_2}{l_3} = \frac{4,75}{4,75} = 1 < 1,5 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{4,75}{2,31} = 2,1 > 1,5 \quad \text{Condition non vérifier}$$

Donc critère non observé $P_q = 0,05$

➤ **Le sens Y : (3 travées)**

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4,5}{4,75} = 0,95 < 1,5 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{4,75}{4,5} = 1,05 < 1,5 \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc critère observé $P_q = 0$

IV.7.6.2 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.

- **Le sens X :** (4 travées)

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{4,75}{2,31} = 2,1 < 1,5$$

Condition non vérifier

Donc critère non observé $P_q = 0,05$

- **Le sens Y :** (3 travées)

Condition non vérifier

Donc critère non observé $P_q = 0,05$

IV.7.6.3 Régularité en plan :

a- 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.

b- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

c- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

d- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Le critère **a** n'est pas satisfait .donc le bâtiment est classé irrégulière en plan.

Donc critère non observé $P_q = 0,05$

IV.7.6.4 Régularité en élévation :

a- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b- 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

c- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Deux critère **a** et **c** ne sont pas satisfaits, donc le bâtiment est classé irrégulier en élévation.

Donc critère non observé $P_q = 0,05$

IV.7.6.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

Donc critère non observé $P_q = 0,05$.

IV.7.6.6 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.

Donc critère non observé $P_q = 0$

Tableau IV. 2: Pénalité correspondante au critère.

Critère « q »	P_q	
	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
La somme	0,25	0,2

Donc

$$Q_X = 1,25$$

$$Q_Y = 1,20$$

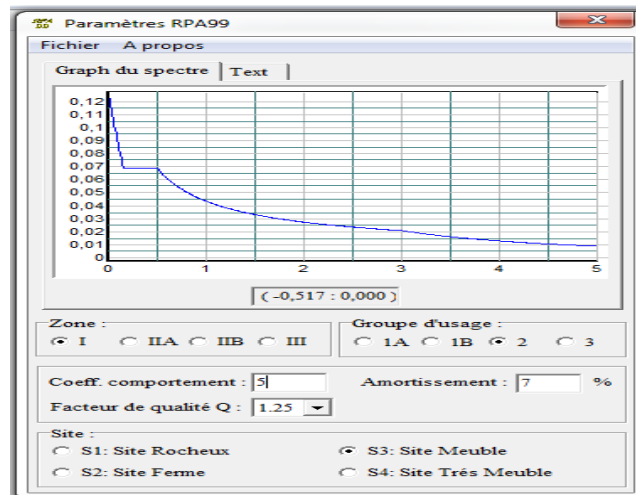
➤ Dans le sens X :

$$T = 1,105 \text{ s}; T_1 = 0,15 \text{ s}; T_2 = 0,50 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q_X}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times 0,882 \times (1,25 \times 0,10) \times \left(\frac{1,25}{5}\right) \times \left(\frac{0,5}{1,105}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,041$$



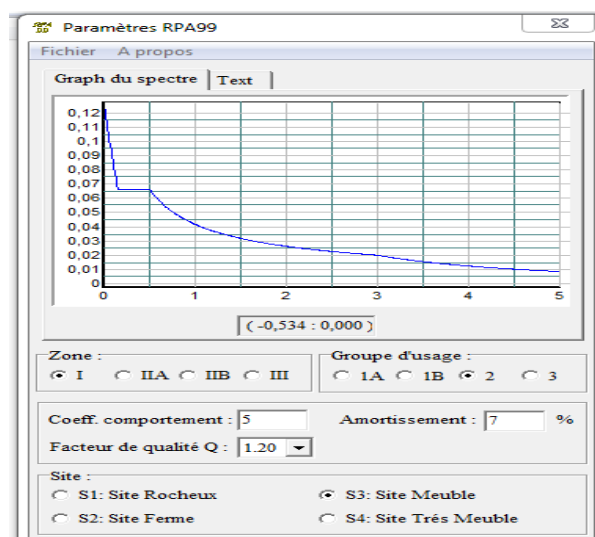
➤ Dans le sens Y :

$$T = \text{s}; T_1 = 0,15 \text{ s}; T_2 = 0,50 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q_Y}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times 0,882 \times (1,25 \times 0,10) \times \left(\frac{1,2}{5}\right) \times \left(\frac{0,5}{1,105}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,039$$



IV.8 Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale **V** appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule de **RPA99 V 2003**.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

IV.8.1 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

On a :

$$T_{\text{némurique}} > 1,3 \times T_{\text{empirique}}$$

Donc en fait le calcul avec $1,3 \times T_{\text{empirique}}$.

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

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{1,105}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,30$$

$$D_X = D_Y = 1,30$$

IV.9 La vérification par la méthode statique équivalente :

IV.9.1 Poids total de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donné par le « **tableau 4.5** » du **RPA99 V 2003**.

Le poids des différents étages est donné par logiciel **SAP2000**.

Tableau IV. 3: Poids des différents niveaux

Etage	W _i (tonne)	Etage	W _i (tonne)
Sous-sol	382,487	6 ^{ème} étage	304,165
RDC	354,742	7 ^{ème} étage	299,865
1 ^{er} étage	327,671	8 ^{ème} étage	295,974
2 ^{ème} étage	323,004	9 ^{ème} étage	292,084
3 ^{ème} étage	317,885	10 ^{ème} étage	288,602
4 ^{ème} étage	313,175	11 ^{ème} étage	285,121
5 ^{ème} étage	308,465	12 ^{ème} étage	302,021
$W_{\text{totale}} = \sum W_i = 4395,261 \text{ t} = 43952,61 \text{ KN}$			

$$\left\{ \begin{array}{l} V_X = 1428,46 \text{ KN} \\ V_Y = 1371,32 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.9.2 Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) de chaque niveau :

La formule de la force sismique donnée par *RPA99 v 2003*.

$$F_i = \frac{(V_{\text{base}} - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

$$F_t = 0,07 \times V \times T$$

$$F_{tx} = 110,49 \text{ KN}$$

$$F_{ty} = 106,07 \text{ KN}$$

Tableau IV. 4: Forces sismiques et efforts tranchants

Niveau	F _X (KN)	V _X (KN)	F _Y (KN)	V _Y (KN)
Sous-sol	18,94	1317,97	18,18	1265,25
RDC	31,86	1299,03	30,59	1247,07
1 ^{er} étage	42,64	1267,17	40,93	1216,48
2 ^{ème} étage	55,05	1224,53	52,85	1175,55
3 ^{ème} étage	66,99	1169,48	64,31	1122,70
4 ^{ème} étage	78,62	1102,49	75,47	1058,39

5^{ème} étage	89,86	1023,88	86,27	982,92
6^{ème} étage	100,87	934,02	96,83	896,65
7^{ème} étage	111,53	833,15	107,07	799,82
8^{ème} étage	122,01	721,62	117,13	692,75
9^{ème} étage	132,18	599,61	126,89	575,62
10^{ème} étage	142,23	467,43	136,54	448,73
11^{ème} étage	152,01	325,20	145,93	312,19
12^{ème} étage	173,19	173,19	166,26	166,26

IV.9.3 Vérification du coefficient de comportement R :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles :

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

D'après les résultats obtenus par le **SAP2000** on a trouvé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Suivant (x)} : \frac{V_x \text{ voile}}{V_{\text{globale}}} = \frac{956,493}{1428,46} = 66,60 \% < 75\% \\ \text{Suivant (y)} : \frac{V_y \text{ voile}}{V_{\text{globale}}} = \frac{813,638}{1371,32} = 59,33 \% < 75\% \\ \text{Suivant (x)} : \frac{N_x \text{ voile}}{N_{\text{globale}}} = \frac{13658,332}{66318,564} = 20 \% < 20\% \\ \text{Suivant (y)} : \frac{N_y \text{ voile}}{N_{\text{globale}}} = \frac{10885,126}{66318,564} = 16,41 \% < 20\% \end{array} \right.$$

IV.10 Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenu par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur a 80% de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ' $V_t > 0,8V$ '.

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$ (*RPA 99V2003 page 36*)

Où :

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

Tableau IV. 5: Vérification de la résultante des forces sismiques

L'effort tranchant à la base	V _{statique} (KN)		V _{dynamique}		0,8V _{st} < V _{dyn}
	V _x	V _y	V _x	V _y	
La structure	1428,46	1471,32	2032,158	2136,265	CV

IV.11 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

IV.11.1 Centre de torsion :

Les coordonnées de centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times X_i)}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times Y_i)}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

Avec

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

Y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- Pour les poteaux : (carré)

$$I_{xi} = I_{yi} = \frac{a^4}{12}$$

- Pour les voiles :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{b \times L^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{L \times b^3}{12} \end{cases}$$

Tableau IV. 6: Centre de torsion de chaque étage

Etage	X _t (m)	Y _t (m)	Etage	X _t (m)	Y _t (m)
Sous-sol	13,82	8,02	6 ^{ème} étage	13,18	7,84
RDC	13,56	8,01	7 ^{ème} étage	13,16	7,83
1 ^{er} étage	13,44	7,98	8 ^{ème} étage	13,11	7,81
2 ^{ème} étage	13,31	7,96	9 ^{ème} étage	13,08	7,79
3 ^{ème} étage	13,29	7,94	10 ^{ème} étage	13,06	7,75
4 ^{ème} étage	13,25	7,92	11 ^{ème} étage	13,04	7,70
5 ^{ème} étage	13,21	7,88	12 ^{ème} étage	13,40	7,96

IV.11.2 Centre de masse :

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(W_i \times X_i)}{\sum W_i} \\ Y_t = \frac{\sum(W_i \times Y_i)}{\sum W_i} \end{cases}$$

Les coordonnées des centres des masses sont données par le logiciel **SAP2000**.

Tableau IV. 7: Centre de masse de chaque étage

Etage	X _m (m)	Y _m (m)	Etage	X _m (m)	Y _m (m)
Sous-sol	8,9322	6,9498	6 ^{ème} étage	8,8911	6,8519
RDC	8,9302	6,8677	7 ^{ème} étage	8,8802	6,8513
1 ^{er} étage	8,8947	6,8301	8 ^{ème} étage	8,8702	6,8507
2 ^{ème} étage	8,9363	6,8543	9 ^{ème} étage	8,8599	6,8502
3 ^{ème} étage	8,9244	6,8536	10 ^{ème} étage	8,8508	6,8492
4 ^{ème} étage	8,9132	6,8530	11 ^{ème} étage	8,8412	6,8492
5 ^{ème} étage	8,9018	6,8524	12 ^{ème} étage	9,1254	7,0152

IV.12 Evaluation de l'excentricité :

Selon RPA99 V 2003 il ya deux type d'excentricité (théorique ; accidentelle).

IV.12.1 Excentricité théorique :

$$E_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$E_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

IV.12.2 Excentricité accidentelle :

$$E_{xa} = \max(5\% L_{X_{\max}} ; E_{xt})$$

$$E_{ya} = \max(5\% L_{Y_{\max}} ; E_{yt})$$

$$L_{X_{\max}} = 21,47 \text{ m}$$

$$L_{Y_{\max}} = 14,15 \text{ m}$$

Tableau IV. 8: Excentricités théoriques et accidentelles

Niveau	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$E_{xt}(m)$	$E_{yt}(m)$	$E_{xa}(m)$	$E_{ya}(m)$
Sous-sol	4,888	1,070	4,888	1,070
RDC	4,630	1,142	4,630	1,142
1 ^{er} étage	4,545	1,150	4,545	1,150
2 ^{ème} étage	4,374	1,106	4,374	1,106
3 ^{ème} étage	4,366	1,086	4,366	1,086
4 ^{ème} étage	4,337	1,067	4,337	1,067
5 ^{ème} étage	4,308	1,028	4,308	1,028
6 ^{ème} étage	4,289	0,988	4,289	0,988
7 ^{ème} étage	4,280	0,979	4,280	0,979
8 ^{ème} étage	4,240	0,959	4,240	0,959
9 ^{ème} étage	4,220	0,940	4,220	0,940
10 ^{ème} étage	4,209	0,901	4,209	0,901
11 ^{ème} étage	4,199	0,851	4,199	0,851
12 ^{ème} étage	4,888	1,070	4,888	1,070

IV.13 Vérification vis -à- vis des déformations :

$$\Delta k_i = |\delta k_i - \delta k_{i-1}| \leq 0,01 \times h_{\text{étage}}$$

$$\text{Avec } \delta k_i = \delta e k_i \times R$$

Tableau IV. 9: Vérification des déplacements

Niveau	$\delta e k_{,p1}$ [cm]	$\delta e k_{,p2}$ [cm]	$\delta k_{,p1}$ [cm]	$\delta e k_{,p2}$ [cm]	$\Delta k_{,p1}$ [cm]	$\Delta k_{,p2}$ [cm]	1% h_k [cm]	Observation
Etage 12	1,3029	1,5072	6,5145	7,536	0,219	0,337	3,06	CV
Etage 11	1,2591	1,4398	6,2955	7,199	0,2715	0,3855	3,06	CV
Etage 10	1,2048	1,3627	6,024	6,8135	0,337	0,4465	3,06	CV
Etage 9	1,1374	1,2734	5,687	6,367	0,414	0,5125	3,06	CV

Etage 8	1,0546	1,1709	5,273	5,8545	0,4575	0,5705	3,06	CV
Etage 7	0,9631	1,0568	4,8155	5,284	0,522	0,6225	3,06	CV
Etage 6	0,8587	0,9323	4,2935	4,6615	0,565	0,6585	3,06	CV
Etage 5	0,7457	0,8006	3,7285	4,003	0,5995	0,685	3,06	CV
Etage 4	0,6258	0,6636	3,129	3,318	0,6175	0,6915	3,06	CV
Etage 3	0,5023	0,5253	2,5115	2,6265	0,6225	0,6825	3,06	CV
Etage 2	0,3778	0,3888	1,889	1,944	0,605	0,644	3,06	CV
Etage 1	0,2568	0,26	1,284	1,3	0,5565	0,5765	3,06	CV
RDC	0,1455	0,1447	0,7275	0,7235	0,4585	0,4585	3,06	CV
Sous sol	0,0538	0,053	0,269	0,265	0,269	0,265	3,76	CV

IV.14 Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k}$$

➤ Sens X :

Tableau IV. 10: Vérification des effets P-Delta

Niveau	h_k [cm]	$\Delta k, p1$ [cm]	V_k [KN]	W_k [KN]	P_k [KN]	θ_k	Observation
Etage 12	306	0,219	173,19	3020,21	3020,21	0,012	CV
Etage 11	306	0,2715	325,20	2851,21	5871,42	0,016	CV
Etage 10	306	0,337	467,43	2886,02	8757,44	0,021	CV
Etage 9	306	0,414	599,61	2920,84	11678,28	0,026	CV
Etage 8	306	0,4575	721,62	2959,74	14638,02	0,030	CV
Etage 7	306	0,522	833,15	2998,65	17636,67	0,036	CV
Etage 6	306	0,565	934,02	3041,65	20678,32	0,041	CV
Etage 5	306	0,5995	1023,88	3084,65	23762,97	0,045	CV
Etage 4	306	0,6175	1102,49	3131,75	26894,72	0,049	CV
Etage 3	306	0,6225	1169,48	3178,85	30073,57	0,052	CV
Etage 2	306	0,605	1224,53	3230,04	33303,61	0,054	CV
Etage 1	306	0,5565	1267,17	3276,71	36580,32	0,052	CV
RDC	306	0,4585	1299,03	3547,42	40127,74	0,046	CV
Sous sol	376	0,269	1317,97	3824,87	43952,61	0,024	CV

➤ Sens Y :

Tableau IV. 11: Vérification des effets P-Delta

Niveau	h_k [cm]	$\Delta k, p1$ [cm]	V_k [KN]	W_k [KN]	P_k [KN]	θ_k	Observation
Etage 12	306	0,337	166,26	3020,21	3020,21	0,020	CV
Etage 11	306	0,3855	312,19	2851,21	5871,42	0,024	CV
Etage 10	306	0,4465	448,73	2886,02	8757,44	0,028	CV
Etage 9	306	0,5125	575,62	2920,84	11678,28	0,034	CV
Etage 8	306	0,5705	692,75	2959,74	14638,02	0,039	CV
Etage 7	306	0,6225	799,82	2998,65	17636,67	0,045	CV
Etage 6	306	0,6585	896,65	3041,65	20678,32	0,050	CV
Etage 5	306	0,685	982,92	3084,65	23762,97	0,054	CV
Etage 4	306	0,6915	1058,39	3131,75	26894,72	0,057	CV
Etage 3	306	0,6825	1122,70	3178,85	30073,57	0,060	CV
Etage 2	306	0,644	1175,55	3230,04	33303,61	0,060	CV
Etage 1	306	0,5765	1216,48	3276,71	36580,32	0,057	CV
RDC	306	0,4585	1247,07	3547,42	40127,74	0,048	CV
Sous sol	376	0,265	1265,25	3824,87	43952,61	0,024	CV

$\theta_k \leq 0,1 \implies$ l'effet de P-Delta peut être négligé.

IV.15 Vérification de la stabilité au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

Moment résistant :

$$M_s = \sum W_i \times b_i$$

Moment de renversement :

$$M_r = \sum F_i \times Z_i$$

➤ Sens X :

Tableau IV. 12: Stabilité de la structure au renversement (selon x-x)

Niveau	F_i (KN)	Z_i (m)	$F_i \times Z_i$	W_i (KN)	b_i (m)	$W_i \times b_i$
Sous-sol	18,94	3,76	71,22	3824,87	8,9322	34164,50
RDC	31,86	6,82	217,31	3547,42	8,9302	31679,17
1 ^{er} étage	42,64	9,88	421,26	3276,71	8,8947	29145,35
2 ^{ème} étage	55,05	12,94	712,32	3230,04	8,9363	28864,61
3 ^{ème} étage	66,99	16	1071,78	3178,85	8,9244	28369,33
4 ^{ème} étage	78,62	19,06	1498,40	3131,75	8,9132	27913,91
5 ^{ème} étage	89,86	22,12	1987,80	3084,65	8,9018	27458,94
6 ^{ème} étage	100,87	25,18	2539,90	3041,65	8,8911	27043,61
7 ^{ème} étage	111,53	28,24	3149,57	2998,65	8,8802	26628,61
8 ^{ème} étage	122,01	31,3	3818,90	2959,74	8,8702	26253,49
9 ^{ème} étage	132,18	34,36	4541,61	2920,84	8,8599	25878,35
10 ^{ème} étage	142,23	37,42	5322,34	2886,02	8,8508	25543,59
11 ^{ème} étage	152,01	40,48	6153,27	2851,21	8,8412	25208,12
12 ^{ème} étage	173,19	43,54	7540,67	3020,21	9,1254	27560,62
	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)	M_s/M_r	Observation		
	39046,35	391712,20	10,03	CV		

➤ Sens-Y :

Tableau IV. 13: Stabilité de la structure au renversement (selon y-y)

Niveau	F_i (KN)	Z_i (m)	$F_i \times Z_i$	W_i (KN)	b_i (m)	$W_i \times b_i$
Sous-sol	18,18	3,76	68,37	3824,87	6,9498	26582,08
RDC	30,59	6,82	208,62	3547,42	6,8677	24362,62
1 ^{er} étage	40,93	9,88	404,41	3276,71	6,8301	22380,26
2 ^{ème} étage	52,85	12,94	683,82	3230,04	6,8543	22139,66
3 ^{ème} étage	64,31	16	1028,91	3178,85	6,8536	21786,57
4 ^{ème} étage	75,47	19,06	1438,47	3131,75	6,853	21461,88
5 ^{ème} étage	86,27	22,12	1908,28	3084,65	6,8524	21137,26

6^{ème} étage	96,83	25,18	2438,30	3041,65	6,8519	20841,08
7^{ème} étage	107,07	28,24	3023,58	2998,65	6,8513	20544,65
8^{ème} étage	117,13	31,3	3666,14	2959,74	6,8507	20276,29
9^{ème} étage	126,89	34,36	4359,94	2920,84	6,8502	20008,34
10^{ème} étage	136,54	37,42	5109,44	2886,02	6,8492	19766,93
11^{ème} étage	145,93	40,48	5907,14	2851,21	6,8492	19528,51
12^{ème} étage	166,26	43,54	7239,04	3020,21	7,0152	21187,38
	M_r(KN. m)	M_s(KN. m)	M_s/M_r	Observation		
	37484,46	302003,50	8,06	CV		



Chapitre V :
Etude des éléments
structuraux

V.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble des portiques constitué par des poteaux, poutres et voiles liés entre eux rigidement pour bien résister à l'ensemble des forces vertical ou horizontale.

V.2 Les poutres principales :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2.1 Les combinaisons de calcul :

- $1.35G + 1.5 Q$ selon CBA93
- $G + Q \pm E$ selon RPA99
- $0.8 G \pm E$ selon RPA99

La combinaison $(1,35G+1,5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison $(0,8 G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

V.2.2 Ferrailage longitudinal :

Ferrailage minimal d'après CBA93 : (Condition De Non Fragilité)

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

V.2.2.1 Les différentes sollicitations des poutres principales :

Tableau V. 1: sollicitation des poutres principales

	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	T (KN)
Sous sol	128,51	64,63	161,88
RDC – Etage 1	134,03	65,29	164,49
Etage (1-11)	110,18	96,98	147,85
Terrasse	124,,11	68,30	145,76

V.2.2.2 Exemple d'application :

Tableau V. 2: les sollicitations de la poutre principal (sous sol)

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+E		0,8×G+E	
	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
35×45	128,51	64,63	91,33	46,67	111,71	58,82	72,61	62,61
V(KN)	161,88		115,20		123,60		101,203	

V.2.2.3 Calcul à l'ELU :

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

✚ En travée :

$$b = 0,35 \text{ m}$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$M_t = 64,63 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64,63 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times (14,17)} = 0,0794$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,0794)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,1037$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,1037)$$

$$\Rightarrow Z = 0,3882 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{64,63 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,3882 \times 400} = 4,78 \text{ cm}^2$$

➤ Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1,9 \text{ cm}^2$$

✚ En appui :

$$M_{ut} = 180,51 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{128,51 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times (14,17)} = 0,157$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature).

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,157)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,215$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,215)$$

$$\Rightarrow Z = 0,37 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{128,51 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,37 \times 400} = 9,98 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

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

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1,9 \text{ cm}^2$$

V.2.2.4 Calcul à l'ELS :

✚ En travée :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{64,63}{46,67} = 1,38$

$$\Rightarrow \alpha = 0,1037 \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

✚ En appui :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{128,51}{91,33} = 1,40$

$$\Rightarrow \alpha = 0,215 \leq \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Armature minimale :**

Selon **RPA99V2003** : $A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 7,875 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \geq A_{\min}$$

➤ **Armature maximale :**

Selon **RPA99V2003** : 4% (b×h) en zone courante ⇒ $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$
 6 % (b×h) en zone de recouvrement ⇒ $A_{\max} = 94,5 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b \times d} = \frac{161,88 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,9 \times 0,45} = 1,142 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies (1,142 < 2,5) \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifier.

V.2.2.5 Diamètre des armatures transversales :

D'après le **B.A.E.EL91** :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = 1,2 \text{ cm}$$

On considère : $\phi_t = 8 \text{ cm}$

V.2.2.6 Calcul d'espacement des cadres :

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

-Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(11,25; 14,4; 30) \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-Zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5$$

$$S'_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Recouvrement :**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40Φ en Zone I (RPA99 V2003; page 61)

- $\Phi = 1,2 \text{ cm} \implies L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,4 \text{ cm} \implies L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,6 \text{ cm} \implies L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$.
- $\Phi = 2,00 \text{ cm} \implies L_r = 2,0 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 90 \text{ cm}$.

V.2.2.7 Le choix de ferrailage :

Tableau V. 3: Récapitulatif des résultats de ferrailage des poutres principales.

Niveau	travée				appui			
	M (KN.m)	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisit (cm ²)	choix	M (KN.m)	A _{sa} calculé (cm ²)	A _{sa} choisit (cm ²)	choix
Sous sol	64,63	4,78	5,65	5T12	128,51	9,98	10,05	5T16
RDC– Etage1	65,29	4,85	6,79	6T12	134,03	10,47	12,06	6T16
Etage (1- 11)	96,98	7,35	7,70	5T14	110,18	8,84	10,05	5T16
Terrasse	68,30	5,07	6,79	6T12	124,11	10,26	12,06	6T16

V.2.2.8 Dessin de ferrailage des poutres principales :

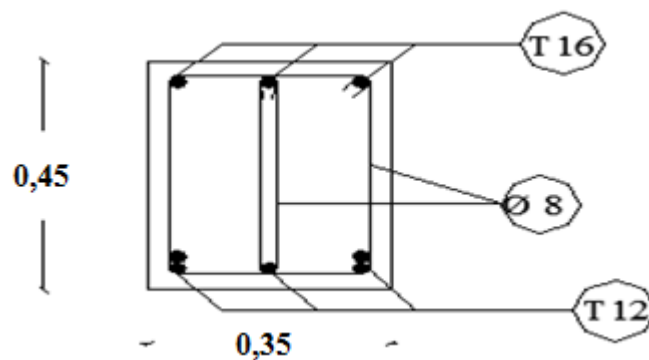


Figure V. 1: Ferrailage de la poutre principale en travée(sous sol).

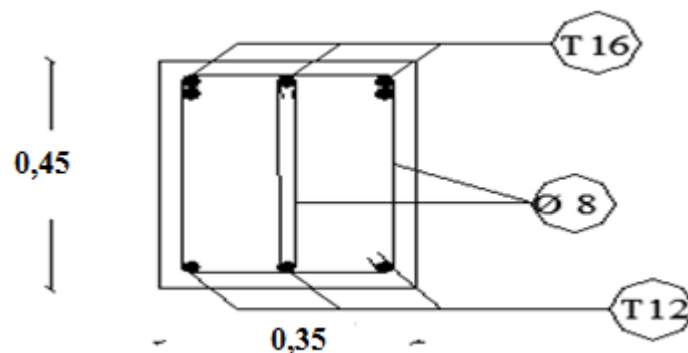


Figure V. 2: Ferrailage de la poutre principale en appui (sous sol).

V.3 EXEMPLE DE CALCULE POUTRE SECONDAIRE :

V.3.1 Les déférentes sollicitations des poutres secondaires :

Tableau V. 4: Les sollicitations des poutres secondaires

	M_{appui} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	V (KN)
Sous sol	71,32	55,52	70,09
RDC – Etage 1	75,92	60,68	83,21
Etage (1-11)	88,99	61,82	89,63
Terrasse	71,62	56,02	77,67


V.3.2 Exemple d'application :

Tableau V. 5: Les sollicitations de la poutre secondaire (sous sol)

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+E		0,8×G+E	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
30×40	71,32	55,52	50,95	38,55	64,06	42,89	49,66	39,87
V(KN)	70,09		50,13		55,88		54,93	

V.3.3 Ferrailage longitudinal :

V.3.3.1 Calcul à l'ELU :

 En travée :

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$M_{ax} = 88,50 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55,52 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times (14,17)} = 0,1008$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,1008)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,133$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,133)$$

$$\Rightarrow Z = 0,3408 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{55,52 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,3408 \times 400} = 4,68 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1,3 \text{ cm}^2$$

✚ **En appui :**

$$M_{ua} = 98,98 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,32 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times (14,17)} = 0,130$$

$\mu_u < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature).

$$A_{sa} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,130)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,175$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,248)$$

$$\Rightarrow Z = 0,3348 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{71,32 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,3348 \times 400} = 6,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{sa} \geq 0,23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\Rightarrow A_{sa} \geq 1,3 \text{ cm}^2$$

V.3.3.2 Calcul à l'ELS :

✚ **En travée :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{55,52}{38,55} = 1,44$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,133 \leq \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

✚ **En appui :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{71,32}{50,95} = 1,39$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,175 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Armature minimale :**

Selon **RPA99V2003** : $A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 7,875 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \geq A_{\min}$$

➤ **Armature maximale :**

Selon **RPA99V2003** : 4% (b×h) en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

6 % (b×h) en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 94,5 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b \times d} = \frac{70,09 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,9 \times 0,40} = 0,64 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,64 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

V.3.3.3 Diamètre des armatures transversales :

D'après le **B.A.E.L91** :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = 1 \text{ cm}$$

On prendre : $\phi_t = 8 \text{ cm}$.

V.3.3.4 Calcul d'espacement des cadres :

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

-Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14,4; 30) \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-Zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S'_t \leq \frac{h}{2} = 20$$

$S'_t = 18 \text{ cm}$.

➤ **Recouvrement :**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

- **40Φ en Zone I (RPA99 V2003; page 61)**
- $\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

- $\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$.
- $\Phi = 2,00 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 2,0 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 90 \text{ cm}$.

V.3.3.5 Le choix de ferrailage :

Tableau V. 6: Récapitulatif des résultats de ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	travée				appui			
	M (KN.m)	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisit (cm ²)	choix	M (KN.m)	A _{sa} calculé (cm ²)	A _{sa} choisit (cm ²)	choix
Sous sol	55,52	4,68	6,79	6T12	71,32	6,12	6,79	6T12
RDC- Etage1	60,68	5,14	6,79	6T12	75,92	6,54	6,79	6T12
Etage (1-11)	61,82	5,25	6,79	6T12	88,99	7,79	8,01	3T14+3T12
Terrasse	56,02	4,73	6,79	6T12	71,62	6,15	6,79	6T12

V.3.3.6 Dessin de ferrailage des poutres secondaires :



Figure V. 3: Ferrailage de la poutre secondaire.

V.4 LES POTEAUX :

V.4.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

Selon **BAEL91** (Combinaisons fondamentales) :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots \text{(ELU)} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{(ELS)} \end{cases}$$

Selon **BAEL91** (Combinaisons accidentelles) :

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

V.4.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le **RPA 99V2003**, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition

suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$**RPA99V2003 P50, §7.4.3**

Avec : N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+1.2 Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V. 7: vérification des poteaux sous sollicitation normales

POTEAU	N_d (KN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (MPa)	$v \leq 0,3$	Observation
Sous-sol	3513,194	70 × 70	25	0,28	CV
RDC	3159,635	70 × 70	25	0,26	CV
1 ^{er} étage	2804,502	65 × 65	25	0,27	CV
2 ^{ème} étage	2537,965	65 × 65	25	0,24	CV
3 ^{ème} étage	2276,271	60 × 60	25	0,25	CV
4 ^{ème} étage	2026,283	60 × 60	25	0,23	CV
5 ^{ème} étage	1780,758	55 × 55	25	0,24	CV
6 ^{ème} étage	1545,95	55 × 55	25	0,20	CV
7 ^{ème} étage	1314,969	50 × 50	25	0,21	CV
8 ^{ème} étage	1093,361	50 × 50	25	0,17	CV
9 ^{ème} étage	874,553	45 × 45	25	0,17	CV
10 ^{ème} étage	663,239	45 × 45	25	0,13	CV
11 ^{ème} étage	452,899	40 × 40	25	0,11	CV
12 ^{ème} étage	248,631	40 × 40	25	0,06	CV

V.4.3 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 :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times F_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA99V2003 P72, §7.4.3.2}$$

$$\rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA99V2003 P71, §7.4.2.2}$$

- a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

- l_f Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7 \times l_0$).

Tableau V. 8: longueur de flambement du poteau

	l_0	($l_f = 0,7 \times l_0$)
Sous sol	3,76	2,632
RDC-Etage(1-12)	3,06	2,142

Tableau V. 9: Vérification spécifique sous sollicitation tangentes

POTEAU	V (KN)	b×d	τ_u	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (KN)	Observation
Sous-sol	29,9	0,44	0,07	3,76	0,075	1,875	CV
RDC	70,52	0,44	0,16	3,06	0,075	1,875	CV
1^{er} étage	59,98	0,38	0,16	3,29	0,075	1,875	CV
2^{ème} étage	68,4	0,38	0,18	3,29	0,075	1,875	CV
3^{ème} étage	59,31	0,32	0,18	3,57	0,075	1,875	CV
4^{ème} étage	66,55	0,32	0,21	3,57	0,075	1,875	CV
5^{ème} étage	53,88	0,27	0,20	3,89	0,075	1,875	CV
6^{ème} étage	59,5	0,27	0,22	3,89	0,075	1,875	CV
7^{ème} étage	45,62	0,23	0,20	4,28	0,075	1,875	CV
8^{ème} étage	49,5	0,23	0,22	4,28	0,075	1,875	CV
9^{ème} étage	35,58	0,18	0,20	4,76	0,075	1,875	CV
10^{ème} étage	38,87	0,18	0,21	4,76	0,075	1,875	CV
11^{ème} étage	28,54	0,14	0,20	5,355	0,04	1	CV
12^{ème} étage	43,77	0,14	0,30	5,355	0,04	1	CV

V.4.4 Calcul du Ferrailage longitudinales :

Tableau V. 10: sollicitation de poteau suivant la combinaison plus sollicitée

Etage	$N_{max}(KN)$	$M(KN.m)$	Etage	$N_{max}(KN)$	$M(KN.m)$
Sous-sol	3513,194	5,59	6 ^{ème} étage	1545,95	21,74
RDC	3159,635	19,91	7 ^{ème} étage	1314,969	18,49
1 ^{er} étage	2804,502	15,65	8 ^{ème} étage	1093,361	22,6
2 ^{ème} étage	2537,965	16,63	9 ^{ème} étage	874,553	18,17
3 ^{ème} étage	2276,271	15,79	10 ^{ème} étage	663,239	21,89
4 ^{ème} étage	2026,283	19,72	11 ^{ème} étage	452,899	16,03
5 ^{ème} étage	1780,758	17,57	12 ^{ème} étage	248,631	21,76

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = 3513,194 \text{ KN} \\ M_u = 5,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 0,70 \text{ m} \Rightarrow d = 0,9 \times h = 0,63 \text{ m} \\ h = 0,70 \text{ m} \Rightarrow d' = 0,1 \times h = 0,07 \text{ m} \end{cases}$$

V.4.4.1 Calcule de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5,59}{3513,194} = 0,159 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,159 + 35 - 7 = 28,15 \text{ cm}$$

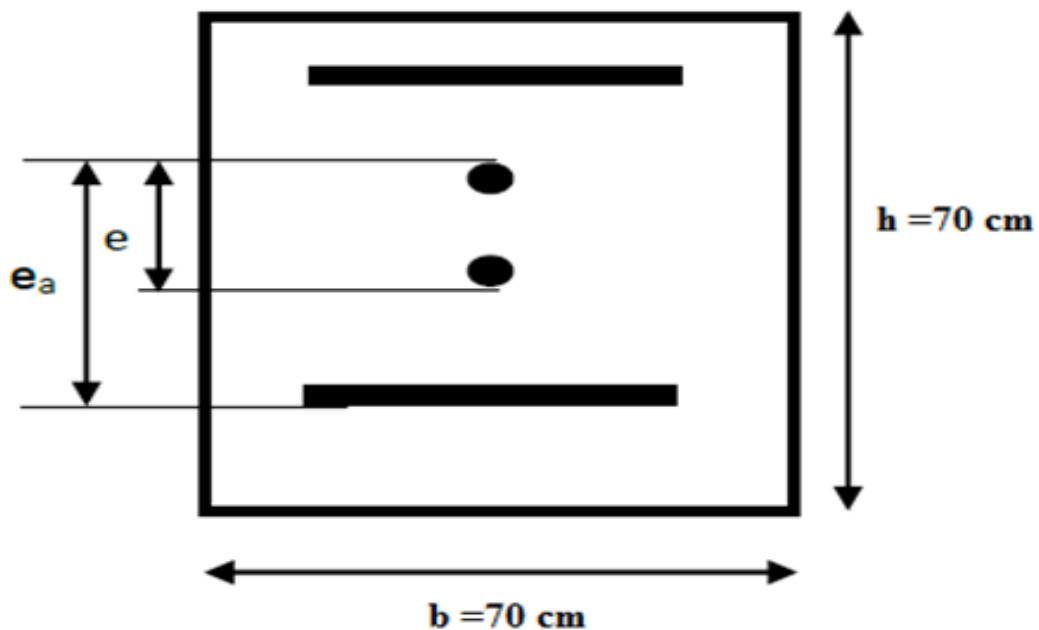


Figure V. 4: Section d'un poteau de RDC

V.4.4.2 Le moment fictive M_a :

$$M_a = N_u \times e_a = 0,988 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow N_u \times (d-d') - M_a = 0,979 \dots \dots \dots (1).$$

$$\Rightarrow (0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} = 1,24 \dots \dots \dots (2).$$

$$N_u \times (d-d') - M_a < (0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

(Domaine 3).

V.4.4.3 Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,988}{0,70 \times (0,9 \times 0,70)^2 \times (14,17)} = 0,226$$

$$\mu_u < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,226)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,325$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63 \times (1 - 0,4 \times 0,325)$$

$$\Rightarrow Z = 0,548 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) = -49,17 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 11: Ferrailage calculer des poteaux

Etage	A_{st} calculé (cm^2)	Etage	A_{st} calculé (cm^2)
Sous-sol	-49,17	6 ^{ème} étage	-20,93
RDC	-43,23	7 ^{ème} étage	-17,58
1 ^{er} étage	-38,20	8 ^{ème} étage	-14,44
2 ^{ème} étage	-35,07	9 ^{ème} étage	-11,40
3 ^{ème} étage	-31,02	10 ^{ème} étage	-08,25
4 ^{ème} étage	-27,79	11 ^{ème} étage	-05,46
5 ^{ème} étage	-24,10	12 ^{ème} étage	-02,01

Le ferrailage des poteaux est négatif,

\Rightarrow Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

\Rightarrow Donc : on va ferrailer avec A_{min} (RPA)

D'après le RPA99 version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites. Leur pourcentage en **zone sismique I** est limité par :

\blacktriangleright **Armatures minimales:** D'après le RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,7\% \cdot b \cdot h = 34,3 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature maximales :**

-Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 70 \times 70 = \mathbf{196 \text{ cm}^2}$$

-Zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 70 \times 70 = \mathbf{294 \text{ cm}^2}$$

Donc, on adopte le ferrailage suivant :

Tableau V. 12: Récapitulation du ferrailage des poteaux

séction	$A_{\min} = 0,7\% (b \times h)$ (cm ²)	A_{st} calculé (cm ²)	Le choix
70 × 70	34,3	37,70	12T20
70 × 70	34,3	37,70	12T20
65 × 65	29,575	30,86	6T20+6T16
65 × 65	29,575	30,86	6T20+6T16
60 × 60	25,2	28,65	4T20+8T16
60 × 60	25,2	28,65	4T20+8T16
55 × 55	21,175	24,13	12T16
55 × 55	21,175	24,13	12T16
50 × 50	17,5	18,48	12T14
50 × 50	17,5	18,48	12T14
45 × 45	14,175	18,48	12T14
45 × 45	14,175	18,48	12T14
40 × 40	11,2	13,57	12T12
40 × 40	11,2	13,57	12T12

V.4.5 Calcul des armatures transversales :

D'après le **BAEL 91**modifié **99** :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_l \right)$$

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\Phi_t \leq \min (2 ; 7 ; 1.2) \Rightarrow \Phi_t = \mathbf{2 \text{ cm.}}$$

On adopte : « $\Phi_t = \mathbf{8}$ »

V.4.5.1 Calcul des espacements :

$$\begin{cases} t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ t' \leq 15\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend :

$$\begin{cases} t \leq \min(12 ; 15\text{cm}) & \mathbf{t=10\text{cm}} \\ t' \leq 18 \text{ cm} & \mathbf{t'=15\text{cm}} \end{cases}$$

➤ Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40 Φ en Zone I (RPA99 V2003; page 61)

- $\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$.
- $\Phi = 2,00 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 2,0 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 90 \text{ cm}$.

V.4.6 Dessin de ferrailage du poteau :

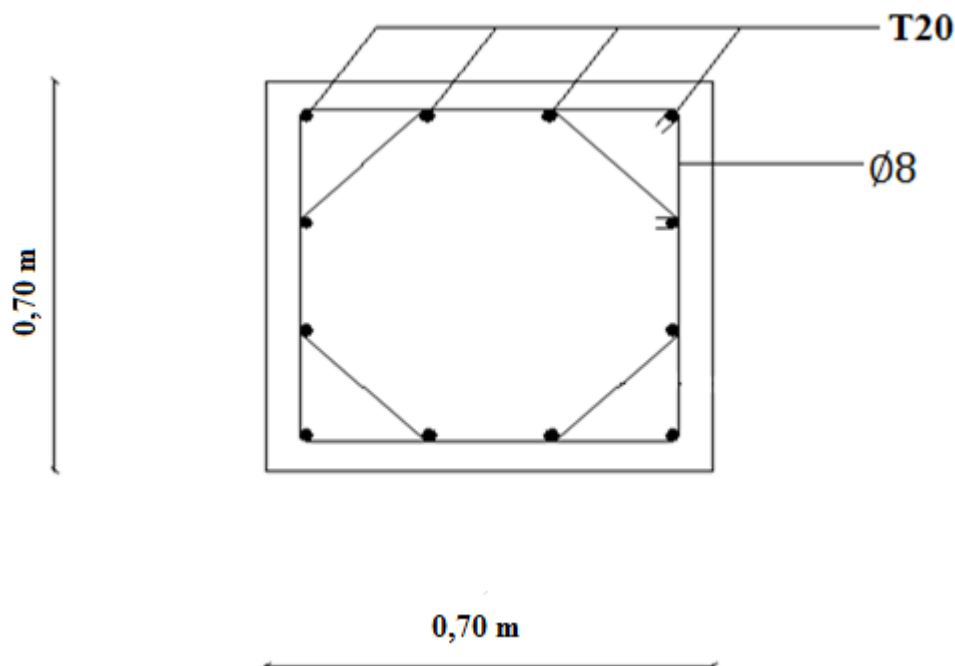


Figure V. 5: Ferrailage des poteaux de RDC

V.5 LES VOILES :

V.5.1 Vérification des contraintes tangentielles :

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d}$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$

Avec :

$b=0,20$; $h=1$ ml

$d=0,9 \times 1=0,9$ m

Tableau V. 13: vérification des contraintes

Voile	V_{\max}	τ_u (MPa)	$0,2 \times f_{c28}$	$0,06 \times f_{c28}$	Observation
Sous-sol	0,18	0,010	5	1,5	cv
RDC	0,04	0,003	5	1,5	cv
1 ^{er} étage	0,14	0,010	5	1,5	cv
2 ^{ème} étage	0,76	0,056	5	1,5	cv
3 ^{ème} étage	0,18	0,013	5	1,5	cv
4 ^{ème} étage	1,82	0,135	5	1,5	cv
5 ^{ème} étage	0,3	0,022	5	1,5	cv
6 ^{ème} étage	2,41	0,179	5	1,5	cv
7 ^{ème} étage	0,5	0,037	5	1,5	cv
8 ^{ème} étage	0,44	0,033	5	1,5	cv
9 ^{ème} étage	2,09	0,155	5	1,5	cv
10 ^{ème} étage	2,24	0,166	5	1,5	cv
11 ^{ème} étage	2,33	0,173	5	1,5	cv
12 ^{ème} étage	1,04	0,077	5	1,5	cv

$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} \leq 0,2 f_{c28}$ Condition vérifier.

$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} \leq 0,06 \times f_{c28}$ Condition vérifier.

V.5.2 Les sollicitations des voiles :

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel **SAP 2000** du voile le plus sollicité :

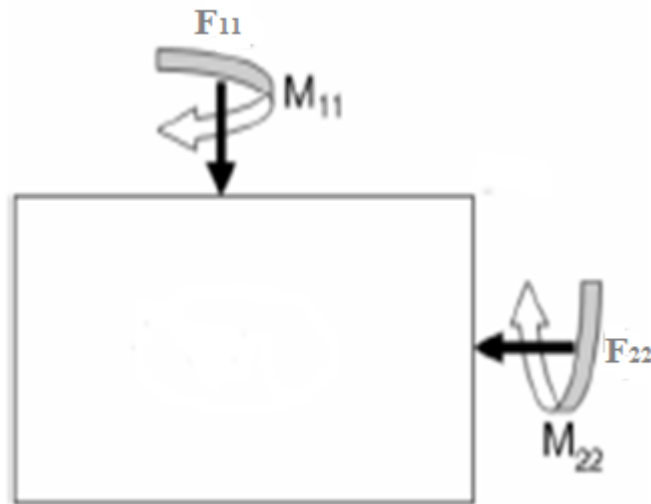


Figure V. 6: Sollicitations exercée sur le voile

Tableau V. 14: Les sollicitations des voiles

niveau	F_{11} [KN]	M_{11} [KN.m]	F_{22} [KN]	M_{22} [KN.m]
Sous-sol	-263,06	-0,03	-1180,29	-0,14
RDC	-178,05	-0,005	-890,27	-0,03
1 ^{er} étage	-137,67	-0,04	-688,34	-0,21
2 ^{ème} étage	-133,41	-0,16	-667,05	-0,81
3 ^{ème} étage	-123,85	-0,06	-619,24	-0,3
4 ^{ème} étage	-117,058	-0,54	-585,4	-2,71
5 ^{ème} étage	-109,79	-0,09	-548,93	-0,47
6 ^{ème} étage	-99,01	-0,72	-495,07	-3,62
7 ^{ème} étage	-91,66	-0,15	-458,31	-0,75
8 ^{ème} étage	-77,85	-0,13	-389,27	-0,65
9 ^{ème} étage	-68,95	-0,63	-344,73	-3,17
10 ^{ème} étage	-59,68	-0,68	-298,42	-3,4
11 ^{ème} étage	-44,66	-0,71	-223,28	-3,57
12 ^{ème} étage	-27,88	-0,25	-139,42	-1,27

V.5.3 Calcul des armatures des voiles :(pour une bande de 1 ml)

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0,20m×1ml) pour tous le sous sol.

La Détermination du ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER) :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M V}{I} \quad \text{avec :}$$

Voile sous sol \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} N = 263,06 \text{ KN} \\ M = 0,03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue 3 cas :

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

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

- **2^{eme} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement comprimé " pas de zone tendue ".

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = \frac{f_t}{f_e}$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

☒ Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a \times L \Rightarrow$ on ferraille avec la section minimale.

☒ Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **3^{eme} cas:**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$\sigma_1 = -\frac{263,06 \times 10^{-2}}{0,2} + \frac{(-0,03) \times 10^{-2} \times 0,5}{0,016} = -1314,36 \text{ KN/ m}^2 \quad \sigma_1 < 0.$$

$$\sigma_2 = -\frac{263,06 \times 10^{-2}}{0,2} + \frac{(-0,03) \times 10^{-2} \times 0,5}{0,016} = -1316,24 \text{ KN/ m}^2 \quad \sigma_2 < 0.$$

Tableau V. 15: Vérification des contraintes

niveau	N (KN)	M (KN.m)	A (m ²)	I (m ⁴)	σ_1 (KN/ m ²)	σ_2 (KN/ m ²)
Sous-sol	-263,06	-0,03	0,2	0,016	-1314,36	-1316,24
RDC	-178,05	-0,005	0,15	0,0125	-1186,80	-1187,20
1 ^{er} étage	-137,67	-0,04	0,15	0,0125	-916,20	-919,40
2 ^{ème} étage	-133,41	-0,16	0,15	0,0125	-883,00	-895,80
3 ^{ème} étage	-123,85	-0,06	0,15	0,0125	-823,27	-828,07
4 ^{ème} étage	-117,058	-0,54	0,15	0,0125	-758,79	-801,99
5 ^{ème} étage	-109,79	-0,09	0,15	0,0125	-728,33	-735,53
6 ^{ème} étage	-99,01	-0,72	0,15	0,0125	-631,27	-688,87
7 ^{ème} étage	-91,66	-0,15	0,15	0,0125	-605,07	-617,07
8 ^{ème} étage	-77,85	-0,13	0,15	0,0125	-513,80	-524,20
9 ^{ème} étage	-68,95	-0,63	0,15	0,0125	-434,47	-484,87
10 ^{ème} étage	-59,68	-0,68	0,15	0,0125	-370,67	-425,07
11 ^{ème} étage	-44,66	-0,71	0,15	0,0125	-269,33	-326,13
12 ^{ème} étage	-27,88	-0,25	0,15	0,0125	-175,87	-195,87

La section est entièrement comprimée donc on ferraille par la section minimale.

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal).

Ferrailage vertical : Min RPA = $0,0015 \times b \times h$

Ferrailage horizontal : Min RPA = $0,0015 \times b \times h$

Ferrailage transversales : D'après le BAEL 91 modifiée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins.

Donc on prend: $4\Phi 6/m^2 = 1.13 cm^2$.

V.5.3.1 Longueur de recouvrement:

D'après RPA 99 v 2003 les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le renversement des signes des efforts est possible.
- 20Φ Pour les barres situées dans la zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.5.3.2 Espacement exigé par le R.P.A 99 :

D'après RPA 99 page 64 on a :

- Ferrailage vertical : $S_t \leq (1,5e; 30 ; 15)$ cm
- Ferrailage horizontal : $S_t \leq (1,5e; 30)$ cm

On prend :

Tableau V. 16: Récapitulation du ferrailage des voiles

Ferrailage		Min RPA		$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	Le choix	S_t (cm)
Voile 20 cm	Vertical A_v	$0,0015 \times b \times h$	3,00 cm^2	5,65	5T12	20
	horizontal A_h	$\frac{A_v}{4}$	1,41 cm^2	5,65	5T12	20
Voile 15 cm	vertical A_v	$0,0015 \times b \times h$	3,00 cm^2	5,65	5T12	20
	horizontal A_h	$\frac{A_v}{4}$	1,41 cm^2	5,65	5T12	20

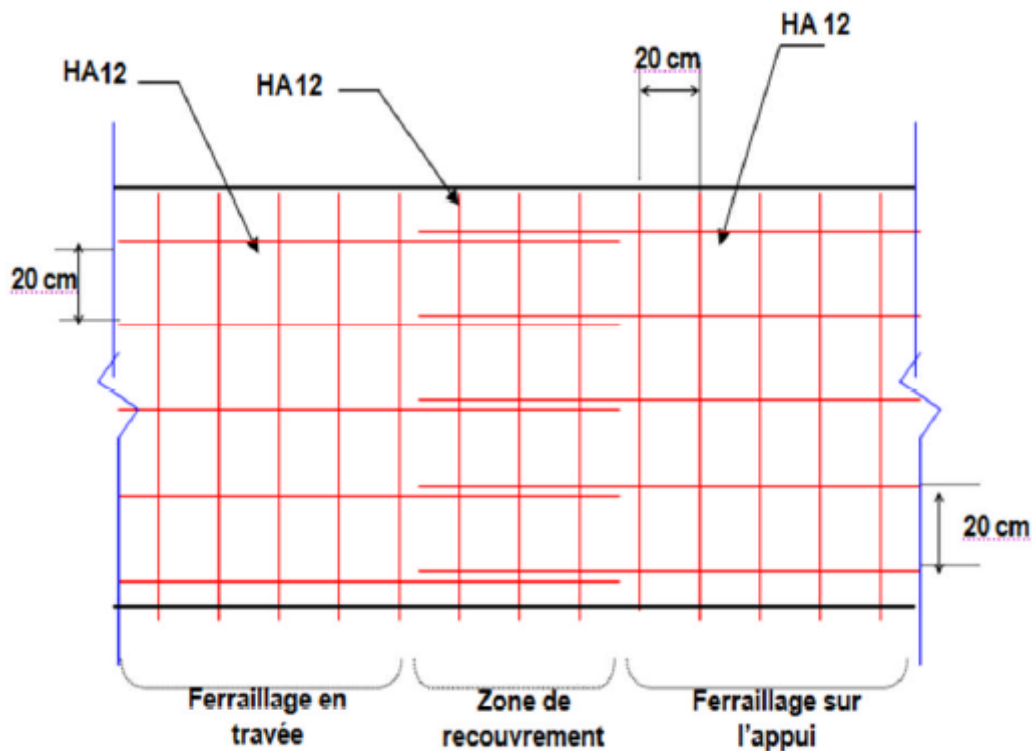


Figure V. 7: Ferrailage des voiles



Chapitre VI :
Etude de
l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage.

Elles servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques. Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autres organes « cas des semelles sur pieux par exemple ». Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure. Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2 Choix de type de fondation :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

- Radier évidé ou général.

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 ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

VI.4 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_u qui est obtenu à la base de tous les poteaux du Sous-sol.

$$\frac{A}{B} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Semelle carré :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Est déterminé à partir de rapport géotechnique (Annexe B).

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

Donc

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

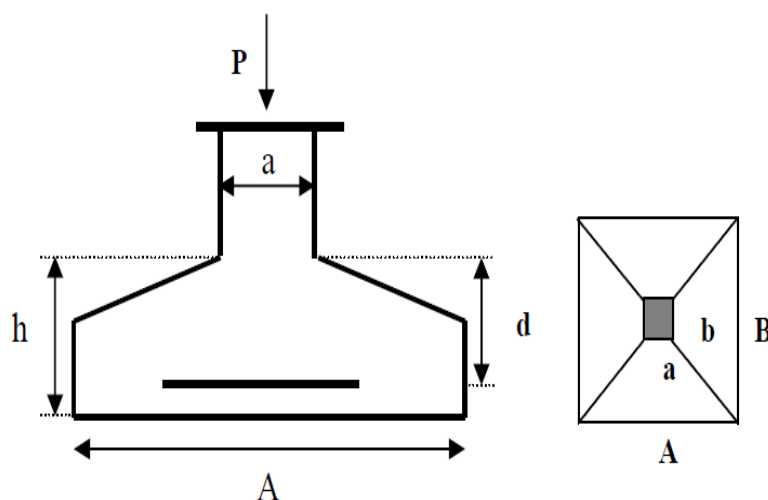


Figure VI. 1: Schéma de semelle isolé

Tableau VI. 1: Les différentes surfaces des semelles isolées sous poteaux

Semelles	N_s [KN]	S_s [m ²]	Semelle	N_s [KN]	S_s [m ²]
1	1620,825	8,104125	12	1588,591	7,942955
2	1778,329	8,891645	13	2120,253	10,601265
3	1650,619	8,253095	14	2239,147	11,195735
4	1675,413	8,377065	15	2566,778	12,83389
5	1058,953	5,294765	16	1487,485	7,437425
6	1487,062	7,43531	17	1180,883	5,904415
7	3051,385	15,256925	18	1761,149	8,805745
8	2350,47	11,75235	19	1889,111	9,445555
9	2367,213	11,836065	20	1930,078	9,65039
10	1322,311	6,611555	21	1864,379	9,321895
11	1321,755	6,608775	$\sum S_s = 191,56m^2$		

La surface totale du sol d'assise de la structure $S_T = 260,71 m^2$

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{totale}} = \frac{191,56}{260,71} = 73,48 \% \geq 50 \% \text{ CNV}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise donc on passe à la semelle filante.

VI.5 Semelle filante :

$$b \times L \geq \frac{\sum N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Tableau VI. 2: Les surfaces des semelles filantes revenantes à chaque voile.

Semelles	N _s [KN]	S _s [m ²]	Semelle	N _s [KN]	S _s [m ²]
1	6725,186	33,62593	5	5378,432	26,89216
2	10578,441	52,892205	6	5854,502	29,27251
3	10002,254	50,01127	7	2809,796	14,04898
4	7444,717	37,223585	$\sum S_s = 243,967m^2$		

La surface totale du sol d'assise de la structure $S_T = 260,71 m^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{totale}} = \frac{243,967}{260,71} = 93 \% \geq 50 \% \text{ CNV}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise donc on passe au radier général.

VI.6 Radier général :**VI.6.1 Pré dimensionnement :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

VI.6.2 Epaisseur du radier :

h_d : Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives $L_{max} = 4,75 m$.

$$D'où : h_d \geq \frac{475}{20} \Rightarrow h_d \geq 23,75 \text{ cm}$$

h_d : Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives $L_{max} = 4,75 m$.

$$D'où : h_d \geq \frac{475}{10} \Rightarrow h_d \geq 47,5 \text{ cm}$$

➤ **1^{ere} proposition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d = 30\text{cm} \\ h_n = 50\text{cm} \end{array} \right.$$

⇒ Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_d, h_n

➤ **2^{eme} proposition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d = 40\text{cm} \\ h_n = 80\text{cm} \end{array} \right.$$

⇒ Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_d, h_n

➤ **3^{eme} proposition :**

$$\begin{cases} h_d = 60\text{cm} \\ h_n = 100\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de h_d, h_n

➤ **4^{eme} proposition :**

$$\begin{cases} h_d = 80\text{cm} \\ h_n = 120\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs est vérifient la contrainte du sol.}$$

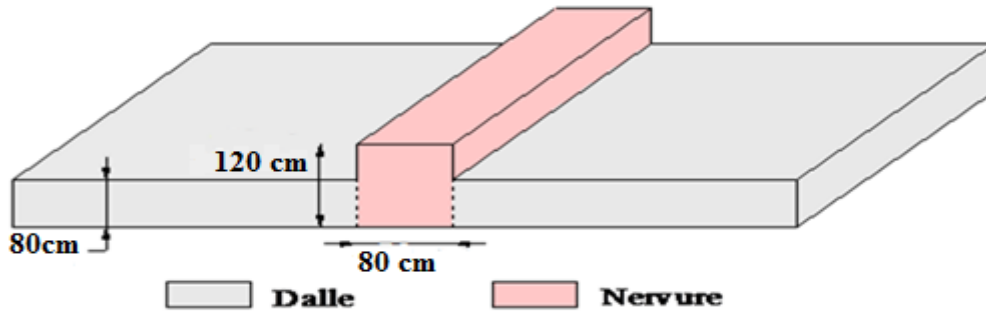


Figure VI. 2: dimension du radier

VI.6.3 Vérification au poinçonnement : {BAEL 91/A.5.2.42}

La condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $q_u = 3531,224 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} U = 1,25 \text{ m} \\ V = 1,60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} U_0 = U + h \\ V_0 = V + h \end{cases}$$

$$U_0 = 125 + 120 = 245 \text{ cm}$$

$$V_0 = 160 + 120 = 280 \text{ cm}$$

$$P_c = (u_0 + v_0) \times 2$$

$$P_c = (2,45 + 2,8) \times 2$$

$$P_c = 10,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_u \leq 0,045 \times P_c \times h_d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 3531,224 \leq 0,045 \times 10,5 \times 1,20 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$\Rightarrow 450,15 \text{ KN} \leq 945 \text{ KN CV}$$

VI.6.4 Débordement « D » :

$$D \geq \left[\frac{h_n}{2}; 30\text{cm} \right] \Rightarrow D \geq 50 \text{ cm}$$

On adopte : $D = 100 \text{ cm}$

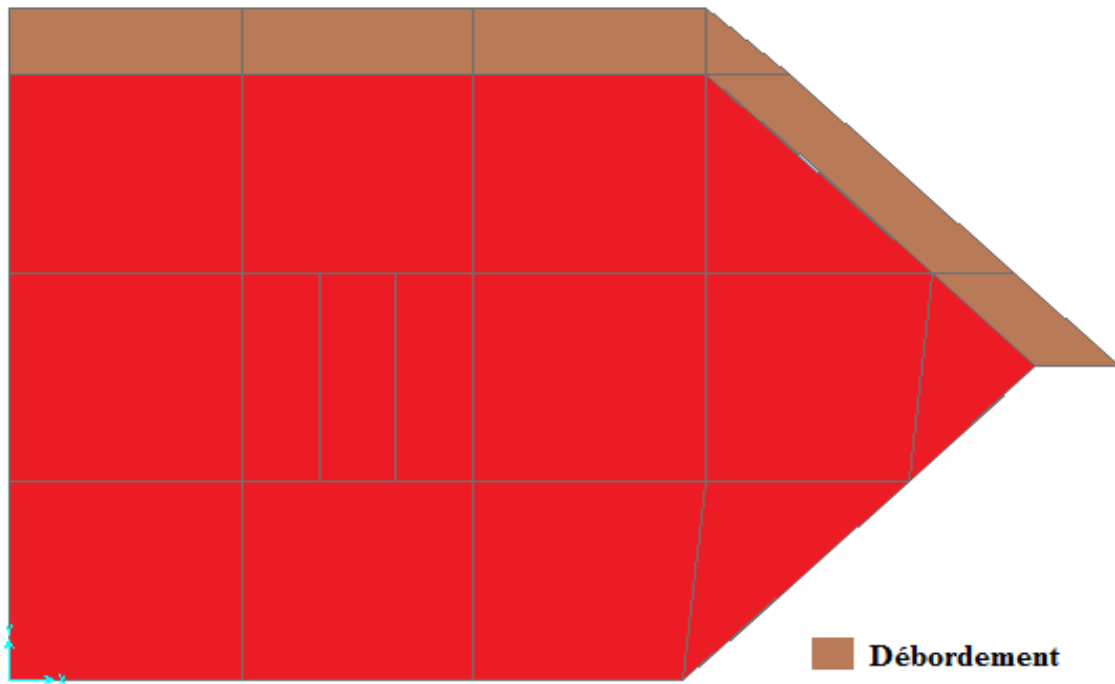


Figure VI. 3: Débordement du radier

VI.6.5 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$ ». La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K ;$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} ;$$

Avec :

Z_{max} : Déplacement maximum U_z à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$\Rightarrow Z_{max} = 0,479$$

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol).

$$\Rightarrow K \approx 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 4 \text{ kg/cm}^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol).}$$

F_z : Réaction totale de la structure à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$\Rightarrow F_z = 450,15 \text{ KN}$$

S_r : Surface du radier.

$$\Rightarrow S_r = 260,71 \text{ m}$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1,92 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{450,15}{260,71} = 1,73 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1,72 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

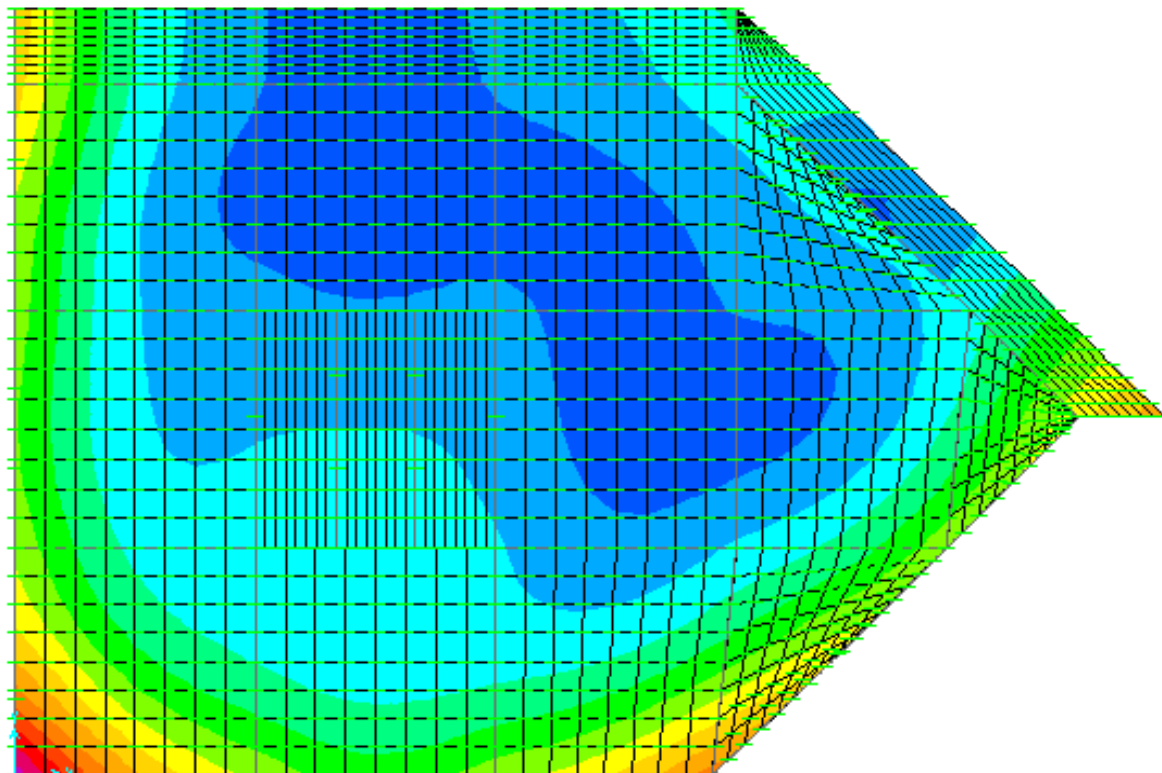


Figure VI. 4: Déplacement U_z

VI.6.6 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel **SAP2000** on a obtenu les résultats suivants :

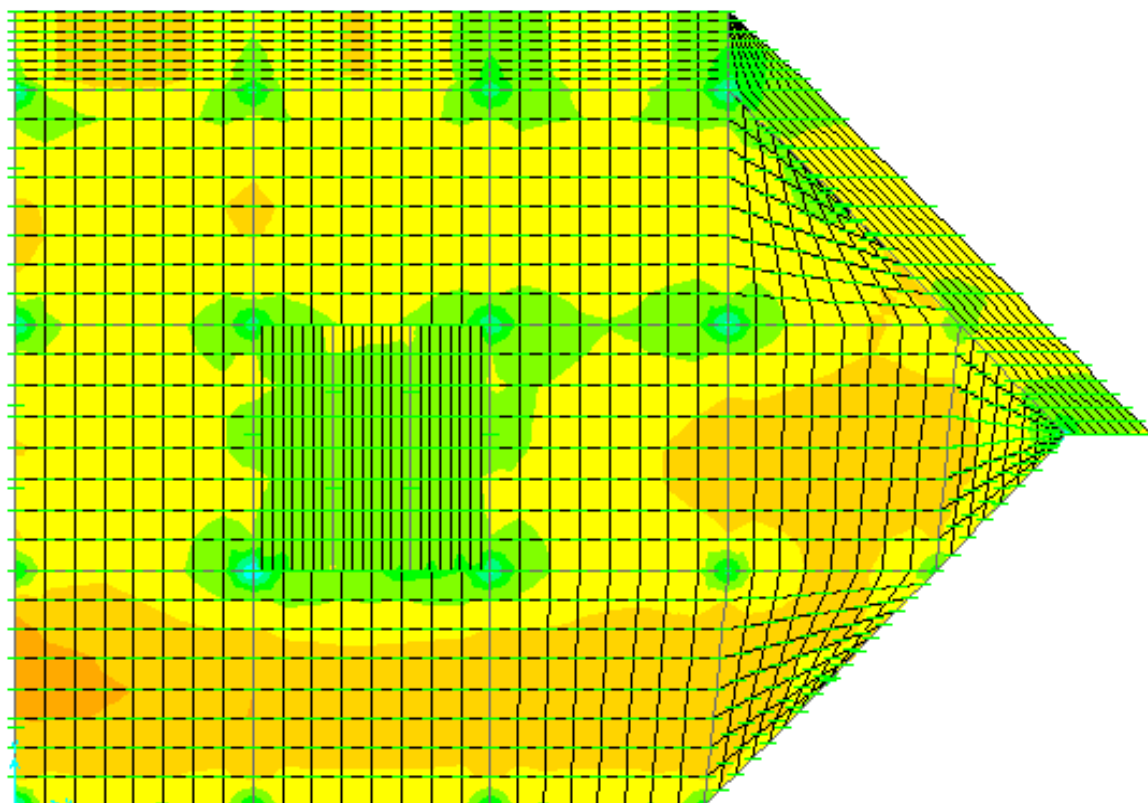
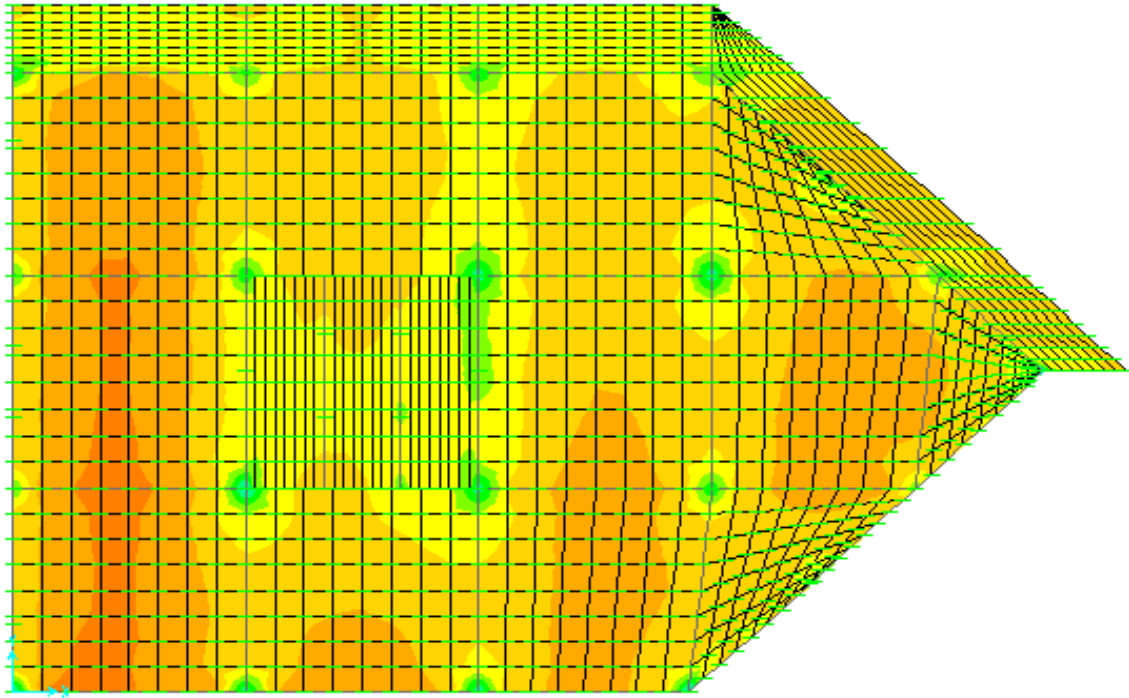


Figure VI. 5: Moments M_{11a} à l'ELU

Figure VI. 6: Moments M_{22a} à l'ELU

VI.6.7 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(1,00 \times 0,80)$ m² et en deux directions, l'une suivant XX' , et l'autre suivant YY' .

VI.6.7.1 1-Calcul à ELU :

✚ En travée :

-Sens x-x :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}}$$

$$M_{ut} = 587,85 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{587,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,08 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

➤ Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08})$$

$$\alpha = 0,103$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,104)$$

$$Z = 0,69 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{587,85 \times 10^{-3}}{0,69 \times 348} = 24,48 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 8,7 \text{ cm}^2$$

-Sens y-y :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}}$$

$$M_{ut} = 619,656 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{619,656 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,084 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084})$$

$$\alpha = 0,110$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,110)$$

$$Z = 0,69 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{619,656 \times 10^{-3}}{0,69 \times 348} = 25,87 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 8,7 \text{ cm}^2$$

✚ **En appui :**

- Sens x-x :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bc}}$$

$$M_{ua} = 582,85 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{582,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,079 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,079})$$

$$\alpha = 0,103$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,103)$$

$$Z = 0,69 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{582,85 \times 10^{-3}}{0,69 \times 348} = 24,27 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 8,7 \text{ cm}^2$$

-Sens y-y :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bc}}$$

$$M_{ua} = 601,673 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{601,673 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,082 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \longrightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,082})$$

$$\alpha = 0,107$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,107)$$

$$Z = 0,69 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{601,673 \times 10^{-3}}{0,69 \times 348} = 25,09 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 8,7 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimum RPA99v2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times B = 0,005 \times 100 \times 80$$

$$A_{st \text{ min}} = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} \geq A_{st \text{ min}}$$

VI.6.7.2 Vérification à ELS :

✚ En travée :

-Sens x-x :

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = 1,37$$

$$\alpha = 0,104 < 0,431 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Sens y-y :

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = 1,36$$

$$\alpha = 0,110 < 0,431 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ En appui :

-Sens x-x :

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = 1,37$$

$$\alpha = 0,103 < 0,431 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Sens y-y :

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = 1,37$$

$$\alpha = 0,107 < 0,434 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{1892,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72}$$

$$\tau_u = 2,63 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \tau_u \dots \dots \dots \text{condition véréfier}$$

VI.6.8 Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right\} = \min\{2,86; 7; 2\} \text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

VI.6.9 Espacement St :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = \min\{56,7\text{cm}; 40\text{cm}\} \text{Donc : } S_t \leq 40 \text{ cm}$$

Tableau VI. 3:Récapitulatif ferrailage de la dalle

		A_{min} (cm ² /ml)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	S_t (cm)	ϕ_t (mm)
Sens x-x	Travée	40	24,48	8T20 25,13	12	10
	Appui		24,27	8T20 25,13	12	10
Sens y-y	Travée	40	25,87	9T20 28,27	10	10
	Appui		25,09	9T20 28,27	10	10

VI.7 Calcul du ferrailage de la poutre nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1,20 × 0,80) m²

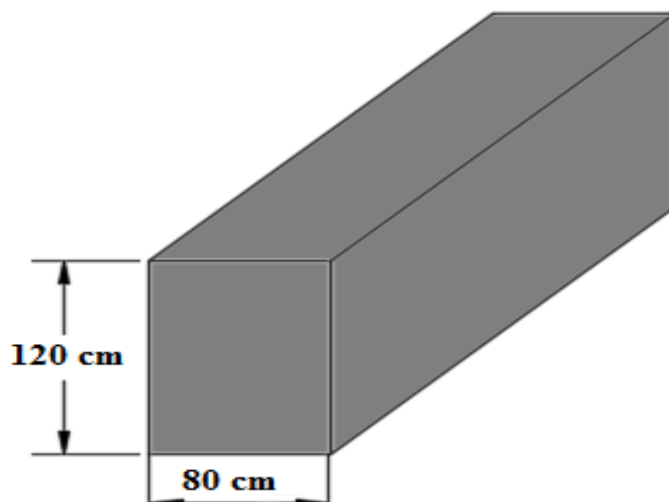


Figure VI. 7: Dimension de la nervure

VI.7.1 Calcul à ELU :**✚ En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}}$$

$$M_{ut} = 892,004 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$$

$$b = 0,8 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{892,004 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,067 < \mu_R = 0,39$$

$A_{sc} = 0 \longrightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

➤ Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067} \right)$$

$$\alpha = 0,087$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1 \times (1 - 0,4 \times 0,087)$$

$$Z = 1,04 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{895,004 \times 10^{-3}}{1,04 \times 348} = 24,59 \text{ cm}^2$$

➤ Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 10,4 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi $A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8T20$

✚ En appui :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bc}}$$

$$M_{ua} = 408,659 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$$

$$b = 0,8 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{408,659 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \longrightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031})$$

$$\alpha = 0,039$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1 \times (1 - 0,4 \times 0,039)$$

$$Z = 1,06 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{408,659 \times 10^{-3}}{1,06 \times 348} = 11,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 10,4 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi $A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8T20$

VI.7.2 Vérification à ELS :

✚ **En travée :**

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = 1,38$$

$$\alpha = 0,087 < 0,432 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

✚ **En appui :**

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = 1,28$$

$$\alpha = 0,031 < 0,390 \dots \dots \dots \text{condition véréfier}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{668,22 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,9}$$

$$\tau_u = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{condition véréfier}$$

➤ **Section minimum RPA99v2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times B = 0,005 \times 120 \times 80$$

$$A_{st \text{ min}} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} \geq A_{st \text{ min}}$$

VI.7.3 Armatures transversales At :

➤ **Diamètre des armatures At :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right\} = \min\{4; 8; 2\} \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

VI.7.4 Espacement St :

D'après le *RPA 99 (version 2003)*.

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\phi_L\right\} = \{30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 24 \text{ cm}\}$$

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

- Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$S'_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau VI. 4: Récapitulation du ferrailage de nervure

	A_{min} (cm ² /ml)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	S_t (cm)	S'_t (cm)	ϕ_t (mm)
Travée	48	24,59	8T20 25,13	15	20	10
Appui		11,05	8T20 25,13			

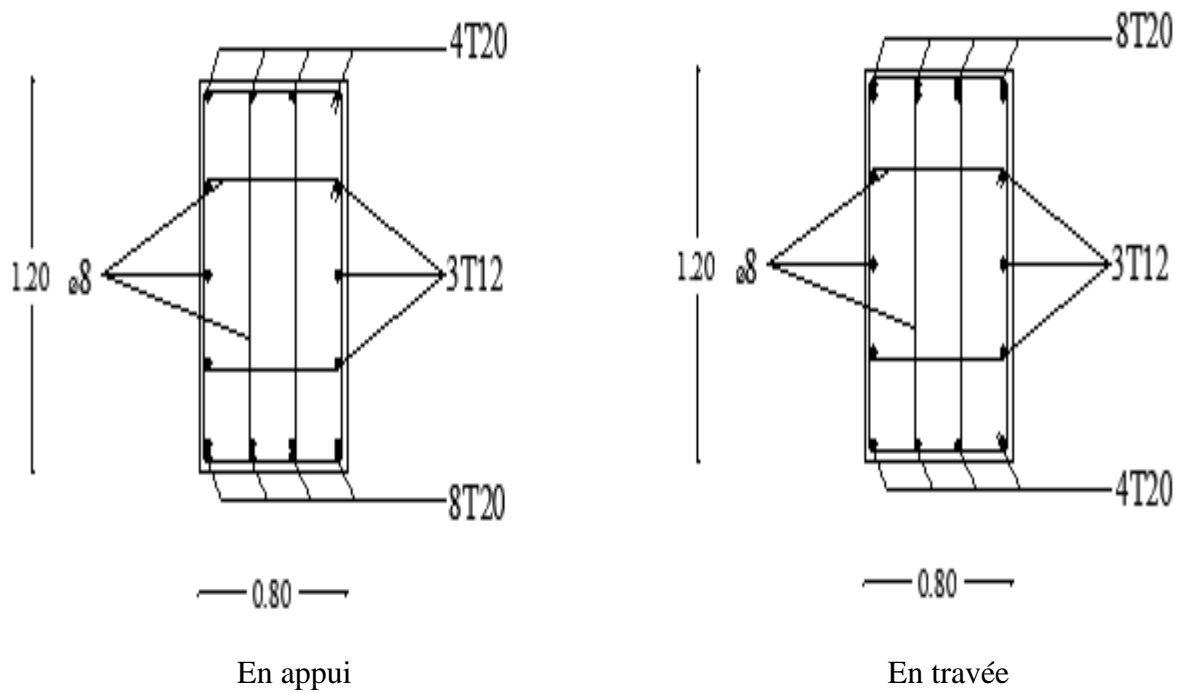


Figure VI. 8 : ferrailage de la nervure

VI.8 MUR DE SOUTÈNEMENT :

VI.8.1 Définition de murs de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur , soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

VI.8.2 PREDIMENSIONNEMENT :

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de prédimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

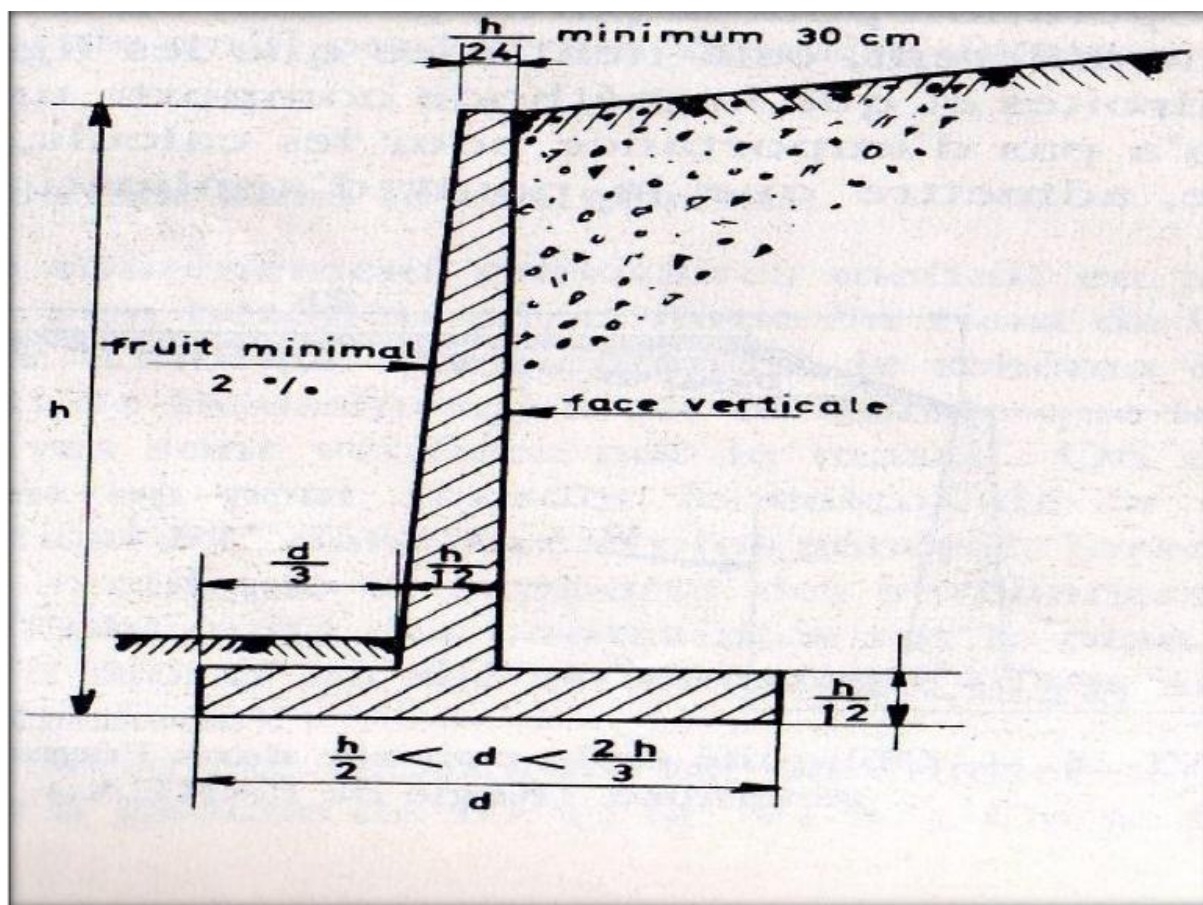


Figure VI. 9: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé.[1]

Le calcul de pré-dimensionnement est dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5: Pré-dimensionnement des murs.

La hauteur (cm)	$\frac{h}{24}$	$\frac{h}{12}$	$\frac{h}{2}$	$\frac{2h}{3}$	d	$\frac{d}{3}$
3,76	15,66	31,33	188	250,66	200	66,66

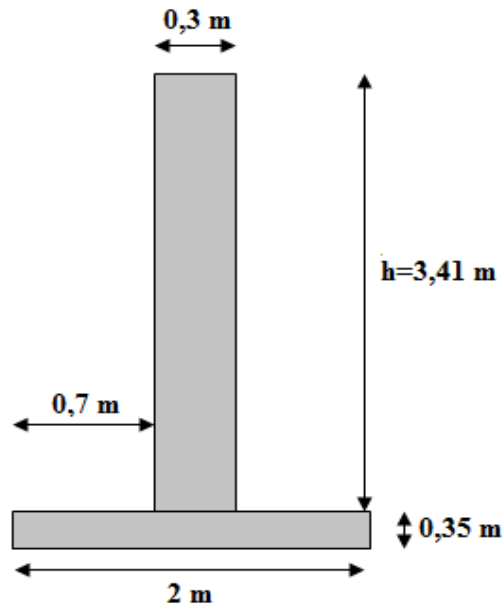


Figure VI. 10: La géométrie des murs.

VI.8.3 CALCUL STATIQUE :[2]

Le calcul statique du mur consiste à vérifier la stabilité du mur aux différents types d'instabilité pour le cas de la poussée des terres.

A partir de rapport géotechnique (**annexe B**) on a :

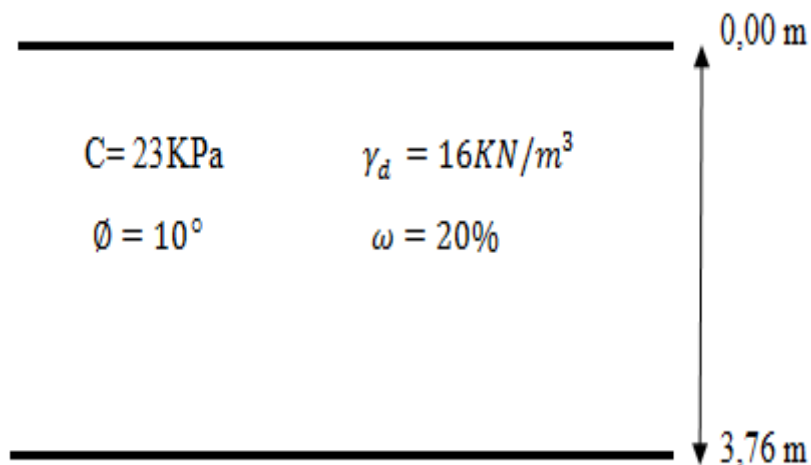


Figure VI. 11: Les caractéristiques du sol.

VI.8.3.1 Détermination du poids de murs ($w = S \times \gamma_b$):

S_1 : Surface de mur.

γ_b : Poids volumique de béton (25 KN/m^3).

- Le poids de voile : $w_1 = 0,3 \times 3,41 \times 1 \times 25 = 25,57 \text{ KN/ml}$.
- Le poids de la semelle : $w_2 = 0,35 \times 2 \times 1 \times 25 = 17,5 \text{ KN/ml}$.
- le poids total de mur : $w_T = w_1 + w_2 = 25,57 + 17,5 = 43,06 \text{ KN/ml}$.

$$\gamma = \gamma_d \times (1 + \omega)$$

$$\gamma = 16 \times (1 + 0,2)$$

$$\gamma = 19,2 \text{ KN/m}^3$$

- Poids de terre sur la semelle : $w_3 = 19,2 \times 1 \times 3,41 = 65,47 \text{ KN/ml}$.

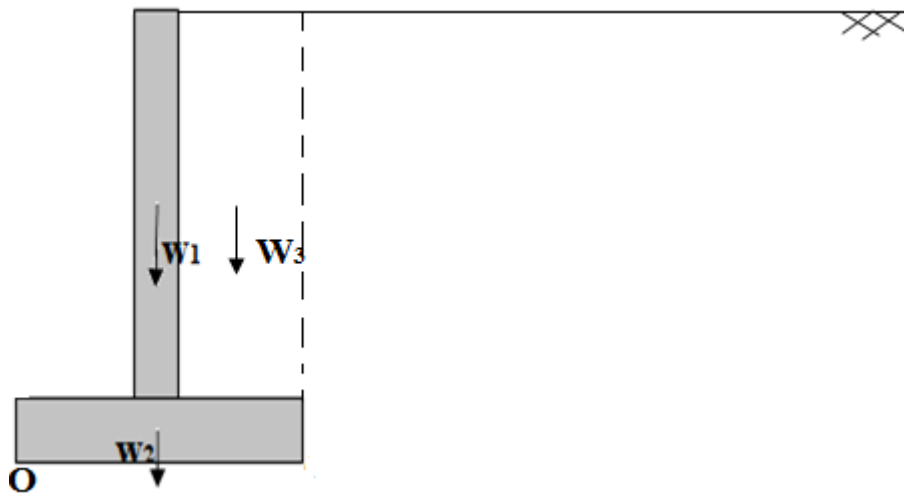


Figure VI. 12: Le poids et leurs points d'applications.

VI.8.3.2 Détermination du coefficient de la poussée des terres (K_a) :

➤ le coefficient de poussée : $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$

$$\Rightarrow \sin(10^\circ) = 0,173$$

$$\text{Donc : } K_a = \frac{1 - 0,173}{1 + 0,173} = 0,7$$

VI.8.3.3 Calcul des contraintes

horizontales :

$$\sigma_h = (q \times K_a) + (\gamma \times h \times K_a) - (2 \times C \times \sqrt{K_a})$$

$$\sigma_{h0} = -(2 \times C \times \sqrt{K_a}) \Rightarrow \text{Pas de surcharge.}$$

$$\sigma_{h0} = -2 \times 23 \times \sqrt{0,7}$$

$$\sigma_{h0} = -38,48 \text{ KPa.}$$

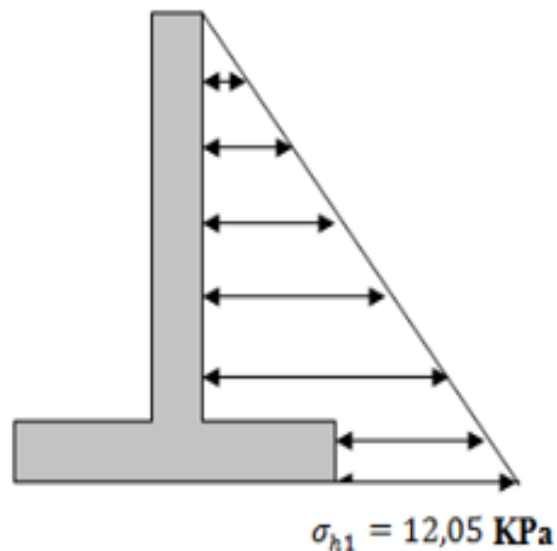


Figure VI. 13: Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{h1} = (\gamma \times h \times K_a) - (2 \times C \times \sqrt{K_a})$$

$$\sigma_{h1} = (19,2 \times 3,76 \times 0,7) - 38,48$$

$$\sigma_{h1} = 12,05 \text{ KPa}$$

VI.8.4 Calcul des forces (F) :

La force est égale la surface suivant :

$$f_1 = -38,48 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{force de traction (négliger).}$$

$$f_2 = \frac{3,76 \times 12,05}{2} = 22,65 \text{ KN.}$$

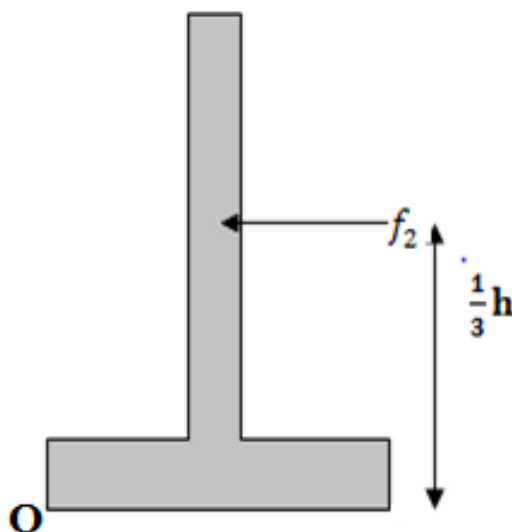


Figure VI. 14: Représentation de la force.

Le tableau suivant représente tous les résultats de calcul manuel :

- Poids Total.
- Les contraintes.
- Les forces agissantes.
- points d'applications.

Tableau VI. 6 : Résultats des calculs manuels.

Poids de Rideau w_1 (KN)	Poids de la semelle w_2 (KN)	Poids Total de Mur w_T (KN)	Contraintes de Poussées (KPA)	Forces vertical (KN)	Forces Poussées (KN)	Point d'application (m)
25,57	17,5	43,07	$\sigma_{h1} = 12,05$	$w_1 = 25,57$ $w_2 = 17,5$ $w_3 = 65,47$	$f_1 = 22,65$	$y_1 = 1,25$ $x_1 = 0,85$ $x_2 = 1,00$ $x_3 = 1,5$

VI.8.5 Vérification de la Stabilité :**VI.8.5.1 Vérification au glissement :**

$$F = \frac{F_{stabilisant}}{F_{provoqueleglissement}} > 1,5 \text{ (la buté est négliger)}$$

➤ **Les forces stabilisantes :**

Poids total : $W_T = 43,07 \text{ KN}$

Poids de terre : $w_t = 65,47 \text{ KN}$

➤ **Les forces provoquent le glissement : $\sum f_h = f_1 = 22,65 \text{ KN}$**

$$F = \frac{43,07 + 65,47}{22,65} = 4,79 > 1,5 \dots\dots\dots \text{condition vérifier, pas de risque de glissement.}$$

VI.8.5.2 Vérification au renversement :

$$R = \frac{\sum M_{stabilisant}}{\sum M_{renversent}} > 1,5 \text{ (la buté est négliger).}$$

➤ **Les moments renversant :**

$$M_r = (22,65 \times 1,25) = 28,31 \text{ KN.m}$$

Les moments stabilisant :

$$M_s = (25,57 \times 0,85) + (17,5 \times 1) + (65,47 \times 1,5) = 142,88 \text{ KN.m.}$$

$$F = \frac{137,43}{28,31} = 4,85 > 1,5 \dots\dots\dots \text{condition vérifier par de risque de renversement.}$$

VI.8.6 Vérification au poinçonnement :

$$M_0 = \sum M \text{ (stabilisant)} - \sum M \text{ (renversant)}$$

Calcul de M_0 :

$$M_0 = 137,43 - 28,31 = 109,12 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité de la force par rapport au point O : e_0

$$e_0 = \frac{M_0}{\sum F_{stabilisant}} = \frac{109,12}{108,54} = 1,005 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est : e_c

$$e_c = \frac{B}{2} - e_0 = \frac{2}{2} - 1,005 = -0,005 \text{ m.}$$

- Répartition Trapézoïdal : $0 < e < \frac{B}{6}$.

$$\diamond \sigma_{max} = \frac{F_s}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_c}{B} \right)$$

$$\diamond \sigma_{max} = \frac{108,54}{2} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,005)}{2} \right) = 55,08 \text{ KN/m}^2.$$

$$\diamond \sigma_{min} = \frac{F_s}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e_c}{B} \right)$$

$$\diamond \sigma_{min} = \frac{108,54}{2} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,005)}{2} \right) = 53,45 \text{ KN/m}^2.$$

$$\diamond q_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < q_{adm}$$

$$\diamond q_{ref} = \frac{3 \times 55,08 + 53,45}{4} = 54,67 < q_{adm}$$

VI.8.7 Moment de la semelle :

$$A = 1 \text{ m} \quad c = 0.35 \text{ m} \quad B = 2 \text{ m}$$

c : épaisseur de la semelle.

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

VI.8.7.1 Longueur de la console (D) :

$$D = A + \frac{c}{2} = 1,175 \text{ m.}$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times D}{B}$$

$$\sigma_d = 54,123 \text{ KN/m}^2.$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) \times D}{2}$$

$$R = 64,15 \text{ KN/m}^2.$$

VI.8.7.2 Le bras de levier (d) :

$$d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \times \frac{D}{3}$$

$$d = 0,58 \text{ m}$$

VI.8.7.3 Le moment (M) :

$$M = R \times d = 64,15 \times 0,58 = 37,20 \text{ KN.m}$$

VI.8.8 Ferrailage :

VI.8.8.1 Ferrailage de la semelle :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$M = 37,20 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37,20 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times (14,17)} = 0,0265$$

$\mu_u < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$As = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,0265)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0335$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,0335)$$

$$\Rightarrow Z = 0,3108 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{37,20 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,3108 \times 400} = 3,44 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 3,80 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des Barres :**

Pour la nappe inférieure on prend : **5T12/ml** espacement **20 cm**.

5T12/ml espacement **20 cm** —————> ferrailage forfaitaire.

VI.8.8.2 Ferrailage du Rideau :

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle

➤ **Calcul des forces de poussées pour 1 ml de largeur :**

$$M = 22,65 \times 1,25 = 28,31 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$M = 28,31 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28,31 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times (14,17)} = 0,0274$$

$\mu_u < 0,392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,0274)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0347$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,0347)$$

$$\Rightarrow Z = 0,2662 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{28,31 \times 10^{-3} \times 1,15}{0,2662 \times 400} = 3,06 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des Barres :**

Pour le côté intérieur on prend : **5T12/ml** espacement **20 cm**.

Pour le côté extérieur on prend un ferrailage de répartition, puisque il va être comprimé on prend **5T12/ml** espacement **20 cm**.

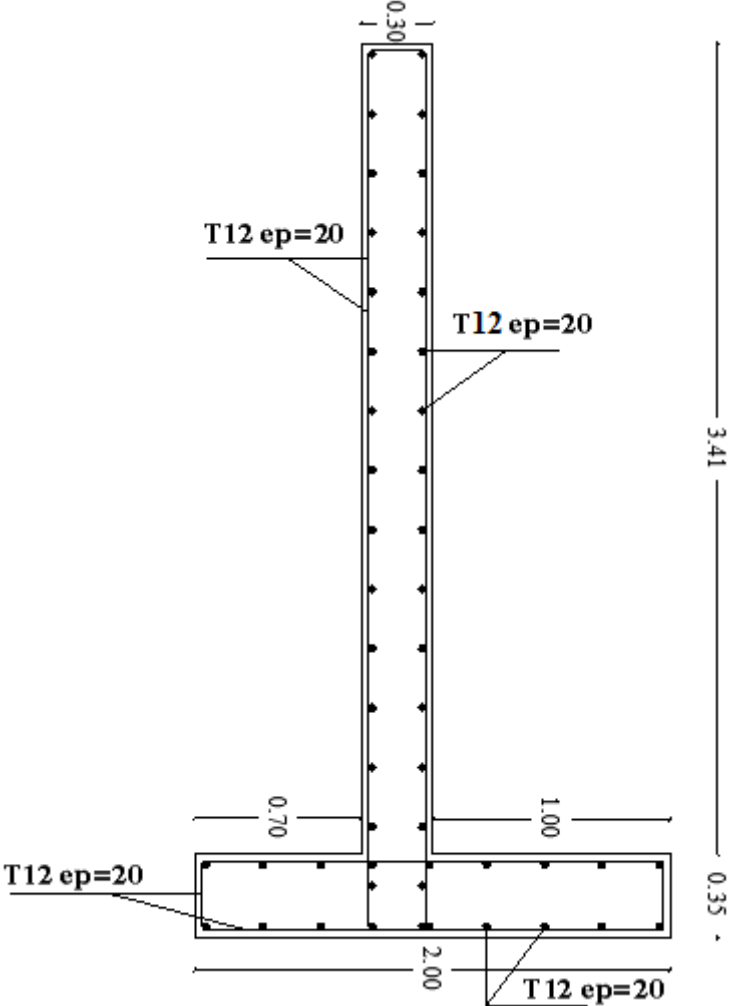


Figure VI. 15:ferrailage de mur de soutènement



Chapitre VII :
Etude Estimative

VII.1 INTRODUCTION :

Comme étant des ingénieurs, nos yeux visent toujours des problèmes divers, on cite par exemple le non respect de délais et de cout planifié qu'est causée généralement par la négligence de la conscience professionnelle, l'absence des conditions d'hygiène et de sécurité, sans oublier le mauvais ordonnancement et la mauvaise organisation entre les chefs d'équipe.

Tout sa nous oblige à faire une estimation des couts et délais, la chose qui nous même à prévoir et concevoir une structure bien réalisé qui réponde conformément à tout les exigences et les règlements approprier.

VII.2 Le management de projet : [6]

C'est l'ensemble des outils techniques et méthodes qui permettant au chef de projet et a son équipe de conduire coordonner et harmoniser les diverses taches exécutives dans le cadre du projet. Il combine la gestion de projet et la fonction de direction de projet en charge de la définition des objectifs (cout, délais, spécification technique), des actions politiques, des aspects financières et de l'organisation du travaille collectif des équipe projet.

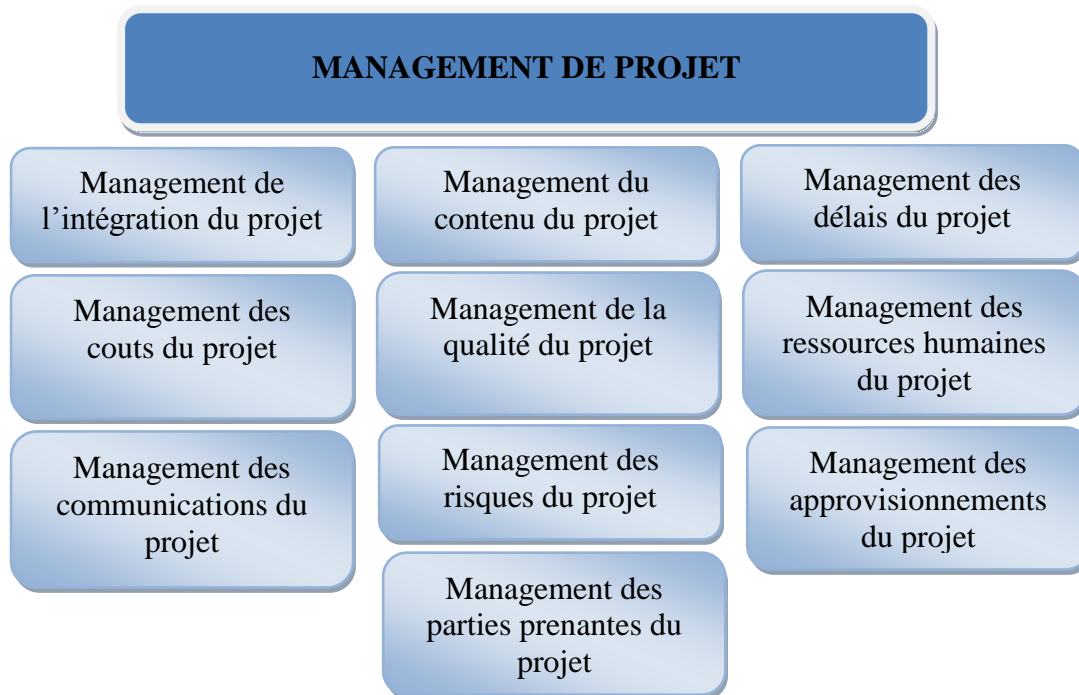


Figure VII. 1: Management de projet

VII.2.1 Le projet :[6]

Un ensemble des taches dépendantes les unes des autres participants a un but commun limité par temps et espace possède des spécifications techniques soumise a des contraintes de couts.

Le projet doit être SMART :

- Spécifique.
- Mesurable.
- Attribuable.
- Réalisable.
- Temporel.

Un projet comprend un objectif défini devant être livré dans un délai et un cout convenu un système dynamique à maintenir en équilibre, chaque changement déséquilibre le projet.

Le budget doit être élaboré en fonction de la définition des travaux de la phase envisagées, l'estimation la plus précise des couts correspondants avec les hypothèses retenue l'évaluation des couts, d'équipement des couts de fonctionnement et de main d'ouvre.

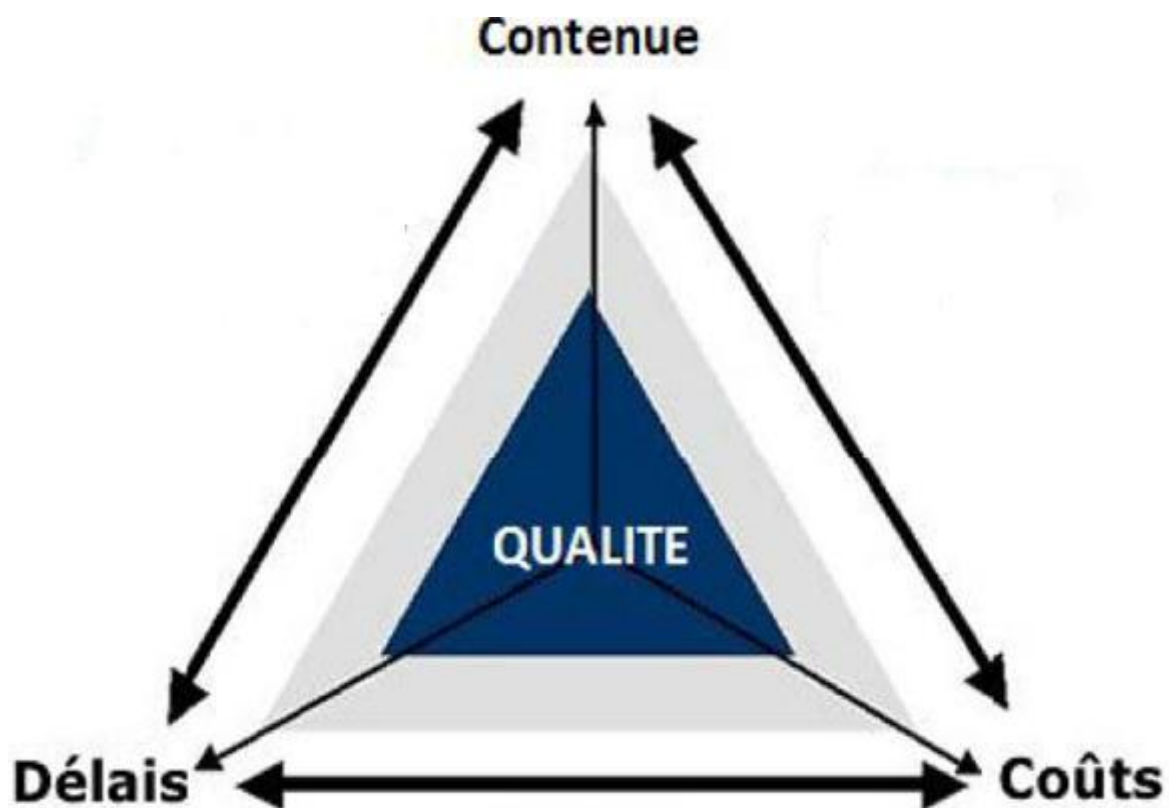


Figure VII. 2: Objectifs principal d'un projet

VII.2.2 Le cycle de vie de projet :[6]

Un projet se démarque par son cycle de vie qui est généralement présenté comme étant constitué de phase. Le nombre des phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application a une autre d'un domaine d'application a un autre et d'un auteur a un auteur .l'ingéniere responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou a la culture d'entreprise.

✓ Phase 1 : d'identification :

La demande est clarifier, les objectifs précises et le projet globalement identifier en ce qui a trait au produit ou au service a livre aux contrainte a respecter et a la stratégies de réalisation.

✓ Phase 2 : définition :

Le contenu du projet est définie de façon plus précise, une planification détaillée est établir pour sa durée ; l'échéance, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.

✓ Phase 3 : réalisation

Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences des demandeurs.

✓ Phase 4 : clôture :

Le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évaluer et sa clôture administrative effectuée.

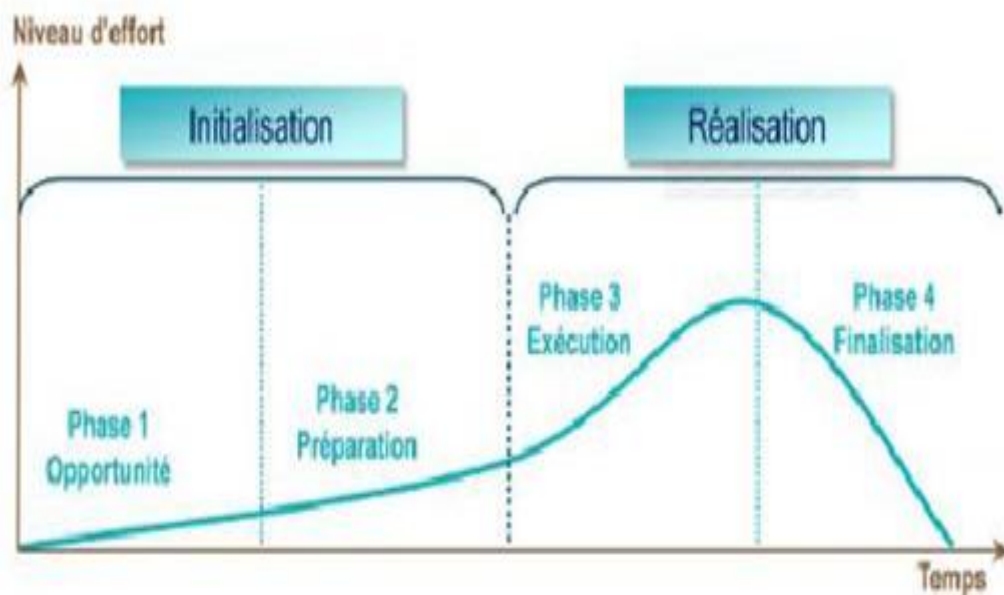


Figure VII. 3: Cycle de vie d'un projet.[6]

VII.2.3 Les différents intervenants du projet :

✓ Le maitre de l'ouvrage :

Il doit vérifier la faisabilité du projet, définir la localisation, le programme, l'enveloppe prévisionnelle assurer le financement choisir le processus de réalisation et conclure les contrats .on attribue généralement la fonction de maitrise d'ouvrage au client, celui pour le compte duquel le projet est réalisé.les compétences du maitre d'ouvrage se décomposent en deux grands pôles : un pole administratif, juridique et financier et un pole technique.

✓ Le maitre d'œuvre :

Il est choisit par le maitre d'ouvrage pour sa compétence afin de concevoir le projet et den assurer la réalisation. Le maitre d'œuvre vérifier la cohésion du programme conçoit le bâtiment demande les autorisations administratives consulte et désigne les entreprises prépare les marches coordonne les études et les travaux contrôle la qualité, les couts.

✓ Le contrôle :

Il s'agit soit de contrôle technique ; exiger par certaines maitre d'ouvrage et qui consiste en un examen critique des dispositions technique du projet et de la réalisation soit d'une vérification technique, généralement demandée par les assureurs, qui consiste à vérifier le respect de certaines règles ou les caractéristiques de matériaux spécifiques.

✓ L'entreprise :

Elle est liée par des contrats avec le maitre de l'ouvrage elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maitre d'œuvre.

Pour des projets de grande taille s'adjoindre : un ingénieur système, un responsable qualité et un contrôleur projet ; a eux tous ils auront la charge de la cohésion la stratégie la gestion des aléas la circulation de l'information l'animation de l'équipe de projet.

VII.2.4 Objectif :

Pour les besoins essentiel au présent projet de fin d'étude, nous nous somme fixé uniquement comme objectif de définir le délai et le cout de réalisation de notre projet, pour atteindre ces objectifs nous avons utilisé plusieurs outils :

- Identifier les taches
- Préparation de WBS du projet.
- Identification de nos ressources.
- Faire un devis estimative et quantitatif.

Pour les besoins de notre étude nous avons choisit le MS PROJECTE comme outil de travail.

VII.3 Etude économique :

L'étude économique se fait en introduisant deux paramètres la durée et le cout de la tache aux ressources utilisées pour réaliser cette tache.

VII.3.1 Définition :

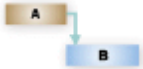



VII.3.1.1 Les taches :

Une tache est une action à mener pour obtenir un résultat, c'est un moyen nécessaire pour réaliser le produit.

A chaque tache il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journées et de travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de débute et une date de fin.
- Un livrables est résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet.

Les taches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :

-  **Liaison Fin-Début** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne Commence.
-  **Liaison Fin-Fin** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne finisse.
-  **Liaison Début-Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne commence.
-  **Liaison Début-Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne finisse.

VII.3.1.2 Un livrable :

Un livrable est un résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet (document, réalisation,.....) ou du projet lui-même.

VII.3.1.3 Un jalon :

Un jalon est un événement majeur repère dans le planning par une tache de durée nulle. Le jalon sera prévu pour signaler le début d'une nouvelle phase du projet (généralement lors d'une revue de projet). A partir de la mise en place d'un jalon sera engagée une action de control ; de vérification ou de validation avant de changer de phase.

VII.3.2 Le WBS (work breakdown structures):

La structure de découpage du projet est une décomposition hiérarchique (orientée vers les livrables) du travail à exécuter par l'équipe du projet pour réaliser les objectifs du projet et les livrables exigés. Le WBS organise et définit tout le contenu du projet. il subdivise le travail du projet en parties plus petites et plus faciles a maitriser de telle sort qu'en descendant d'un niveau dans le WBS la définition du travaille du projet devient plus détaillée.

Le WBS de notre projet est présenté en (**Annexe C**).

VII.3.3 Définition des ressources :

Après la subdivision des tâches on doit relier chaque tâche avec une ressource correspondante soit matérielle soit humaines.

✓ Ressources humaines :

Groupe coffreur : 4 personnes

Groupe ferrailleur : 4 personnes

Groupe maçon : 4 personnes

Manœuvre : 4 personnes

Groupe de peinture : 4 personnes

Groupes électriques : 2 personnes

Group plomberie : 2 personnes

Groupe menuisier : 2 personnes

Groupe gardien : 3 personnes.

✓ Ressources matérielles et matériaux :

Tableau VII. 1: Ressources matérielles et matériaux

Matérielles et matériaux :	
Une grue.	Armature pour ferrailage
2 camions de 10 tonnes.	Treillis soudé et hourdis pour dalle.
2 camions de 2.5 tonnes.	Béton.
Tuyaux pour eau	Brique simple.
Un treuil.	Enduit en ciment.
Une cintreuse pour les barres d'acier.	Files d'électricités (1,5 ; 2,5 ; 6 mm).
Un échafaudage métallique	Gains électriques.
Bois pour coffrage.	Clôture :
Un groupe électrogène	<ul style="list-style-type: none"> • Tôle ondulée (Zinc). • Tube de fer. • Projecteurs électriques.
Un malaxeur.	Panneau d'affichage.
Une pompe à béton.	
Une cabine de chantier.	
2 postes à soudures.	

VII.3.4 Devis estimative et quantitative : (Annexe C)

C'est un document qui sert à estimer le cout des travaux pour la construction et la réalisation d'un ouvrage ou bien les couts d'entretien ultérieur.

Il est utilisé comme un document contractuel pour la régulation de la relation entre un client et une entreprise de réalisation et peut être une pièce écrite attachée aux contrats dans le domaine BTP.

VII.3.5 Diagramme de GANTT :(Annexe C)

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 ci dessous 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. [4].

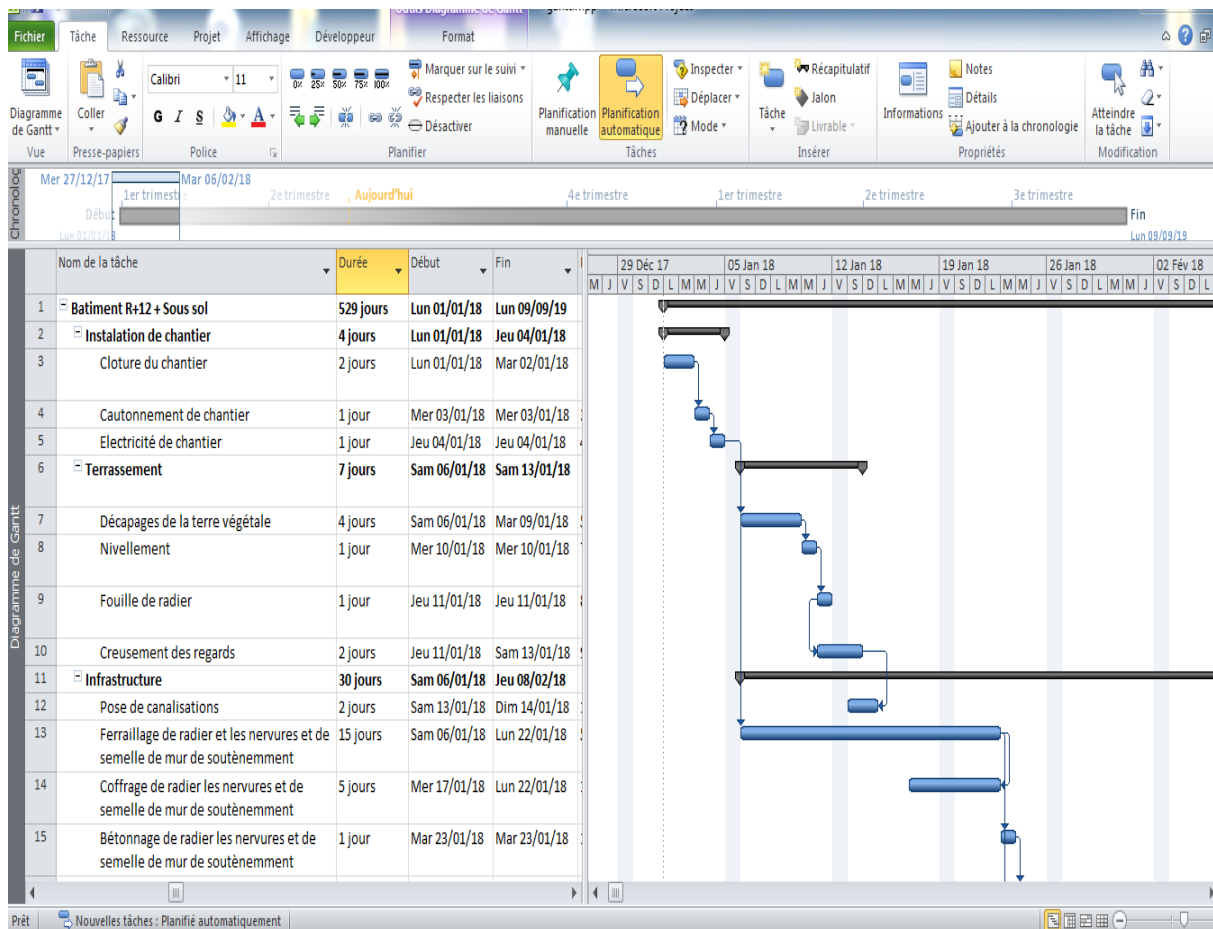


Figure VII. 4: Diagramme de GANTT

VII.3.6 Chemin critique : (Annexe C)

Est la série de tâches qui doivent être réalisés sans retard pour ne pas modifier la durée du projet. [3]

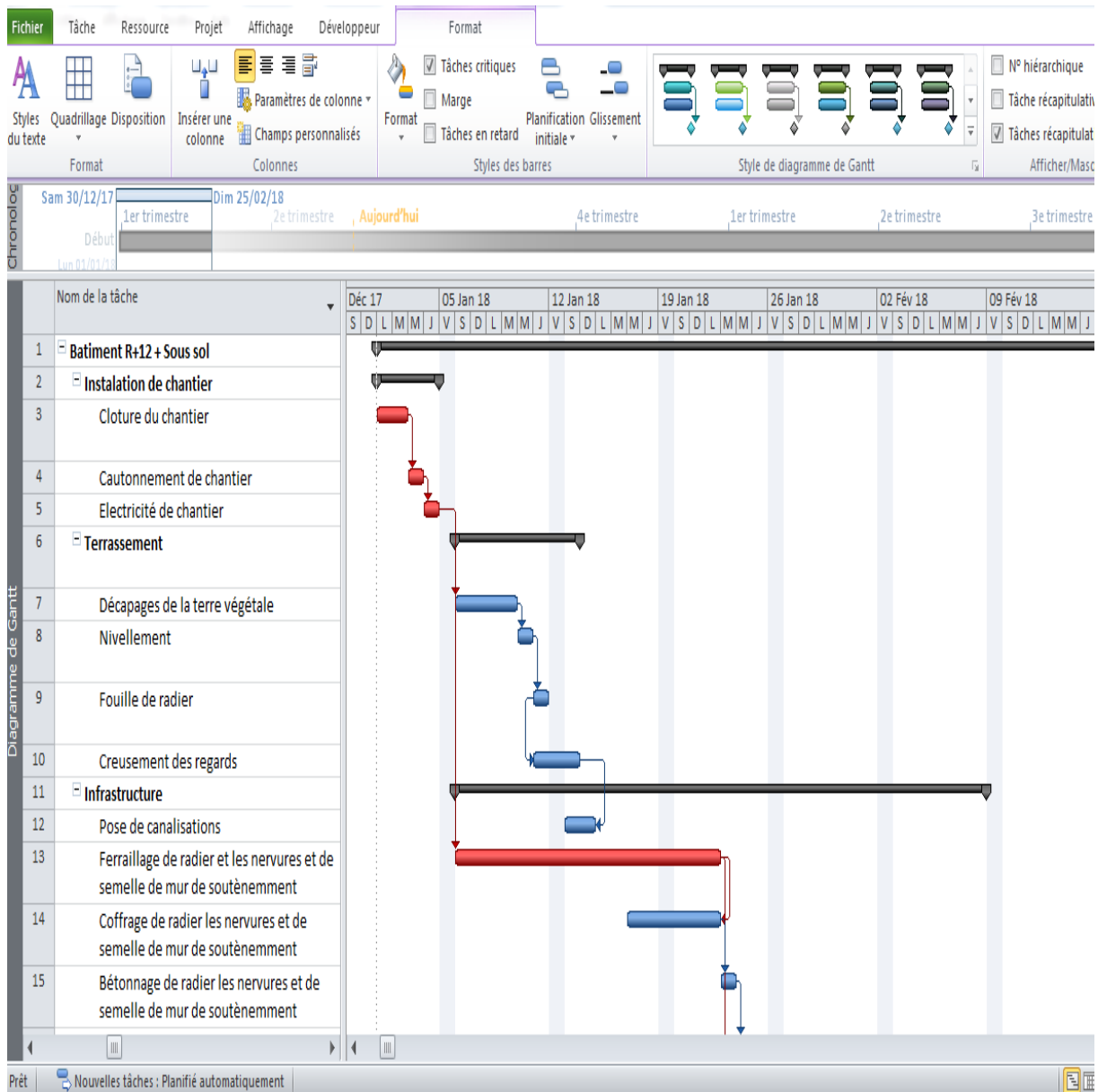


Figure VII. 5: Chemin critique

VII.3.7 La courbe en « S » : (Annexe C)

A l'aide du logiciel MS Project on transfère le résultat sur Excel a fin de tracer la courbe en S a été tracée sur un plan (ox , oy) ou l'axe des x représente le temps et l'axe des y représente les couts. Cette courbe permette de voir directement l'évolution de la consommation d'argent à travers le temps.

Sachant que La courbe S reste un outil très utile pour le control et le suivi du projet.

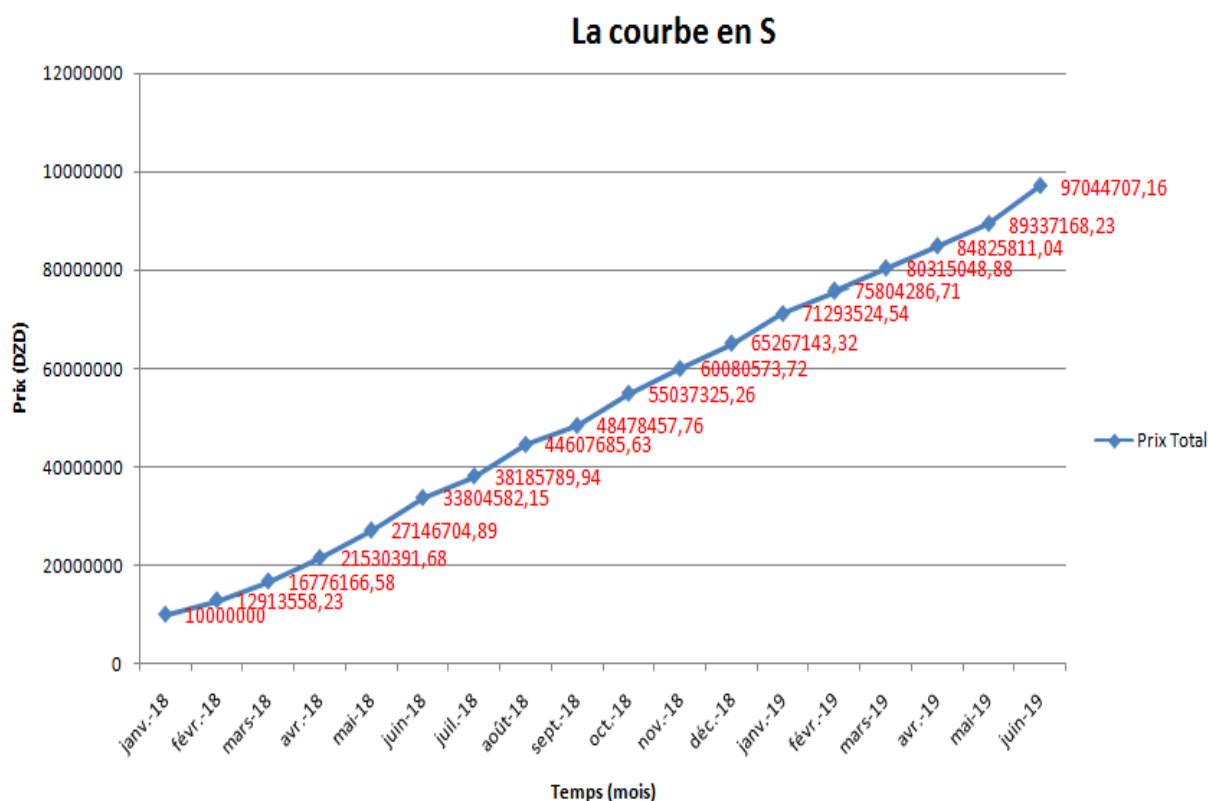


Figure VII. 6: La courbe en « S »

VII.3.7.1 Interprétations de la courbe :

La courbe en S sert à déterminer le coût qui présente les valeurs liées à l'investissement dans ce projet. Dans Cette représentation graphique, le montant investie ou bien consommé pour chaque mois d'exécution des taches du projet est arrêté.

On observe à partir de la figure VII. 7 qu'il ya une consommation moyenne dans la durée total du travail par ce que tous le long de la construction de ce bâtiment, les ressources utilisées sont presque identiques.

La courbe en S nous a permis d'assurer approche qualitative et quantitative de notre projet, Cette courbe reste un outil principal de surveillance pendant toutes les phases de réalisation du projet.

VII.3.7.2 Résultats obtenus :

Après l'introduction de toutes les informations sur logiciel MS Project 2003 on obtient les résultats.

- La durée du projet est de : 529 jour.
- Le début du projet est prévu le : 01/01/2018.
- La fin du projet est prévu le : 19/09/2019.
- Le cout brut de projet est : 97 044 112,24 DA.

Tableau VII. 2: Coût estimatif des travaux de réalisation

Etages	Prix de 1m² (DA)	Surfaces (m²)	Prix par étage (DA)
Dépôt	25874,61	100,00	4398580
		70,00	
Commerce	31446,31	100,00	5345872,7
		70,00	
Habitation	38657,72	82,00	8195438,17
		130,00	
Estimation globale des travaux		97 044 707,16	

VII.4 Conclusion :

A l'heure actuelle, la notion d'économie dans le monde de la construction a bien évolué, plusieurs recherches sont faites dans ce domaine par ce qu'on voit toujours des projets de construction qui ont des dépassements non seulement sur le cout mais aussi sur le délai.

Une étude d'estimation des couts et des délais du projet de réalisation d'un bâtiment composé d'un R+12 étages avec sous sol dans le présent chapitre ou on a proposés un planning de réalisation et un devis estimatif du cahier de charges a l'aide d'un logiciel MS Project 2010.

On conclut que la phase de planification c'est une phase essentiel dans la gestion de projet et l'une des plusieurs possibilités et outils qui s'offrent au gestionnaire d'un projet de construction pour mener son entreprise à terme et ainsi atteindre les objectifs de son mandat et de délais et de cout.

CONCLUSION GENERAL :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue nos connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien prédimensionner et analyser une structure avant de la calculer.

On a utilisé le logiciel SAP2000 pour interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments structuraux.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique ; dans l'étude dynamique de notre bâtiment R+12 beaucoup des variantes des voiles sont étudiées afin d'atteindre une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, ou on a remarqué que le bon choix de position des voiles c'est le facteur qui donne une grande résistance non pas la quantité.

Notre structure est construite sur un sol meuble à faible portance, par conséquent un radier général est la meilleure solution pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

En utilisant le logiciel MS PROJECT on a fait l'étude économique de projet commence par une planification qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais et les coûts prévus.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE :

- [BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- [D.T.R] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- [RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [1].[J.Costet G.Sanglerat] Cour pratique de mécanique des sols TOME 2.
- [2].[H. CHEBIRA & A. MEKKI], Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable Chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, faculté de technologie, TLEMCEN, ALGERIE.
- [3].O.STEPHANE. management des systèmes .Gestion de projet .2009-2010.
- [4].[CHIALI H & DAHMANI Y] Etude technico économique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial.
« SS+RDC+07 étages » en Béton Armé. Chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2017, faculté de technologie, TLEMCEN, ALGERIE.
- [5].[OUAHMED B & OUNADJELA K] Etude technico-managériale d'un bâtiment a usage multiple « 2 SS+RDC+15 étages » en béton arme. Chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2017, faculté de technologie, TLEMCEN, ALGERIE.
- [6].[F.HAMZAOUI] Cours management de projet année universitaire 2017-2018.

Logiciel :

- Logiciel SAP 2000.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- MS-PROJECT 2010
- AUTO CAD 2014.

ANNEXE A

TYPE DES POUTRELLES :

NIVEAU	N°	TYPE
RDC	1	
	2	
	3	
	4	
	5	
	6	
	7	
1^{er} ETAGE (commerciale)	1	
	2	
	3	
	4	
2^{eme} -12^{eme} ETAGE	1	
	2	
	3	
	4	

TERRASSE	1	
	2	
	3	

ANNEXE B

XIII. CONCLUSION

- 1) Les trois sondages réalisés au niveau du terrain projeté pour l'assise des deux blocs du projet de l'immeuble en R+12 à Remchi, ont permis de mettre en évidence, jusqu'en profondeur de 30.0 m un sous-sol de bonne résistance dont les formations constitutives sont régulièrement établies l'une sur l'autre jusqu'au bed rock (marne grisâtre) selon la coupe géologique du terrain ressortie des trois sondages.

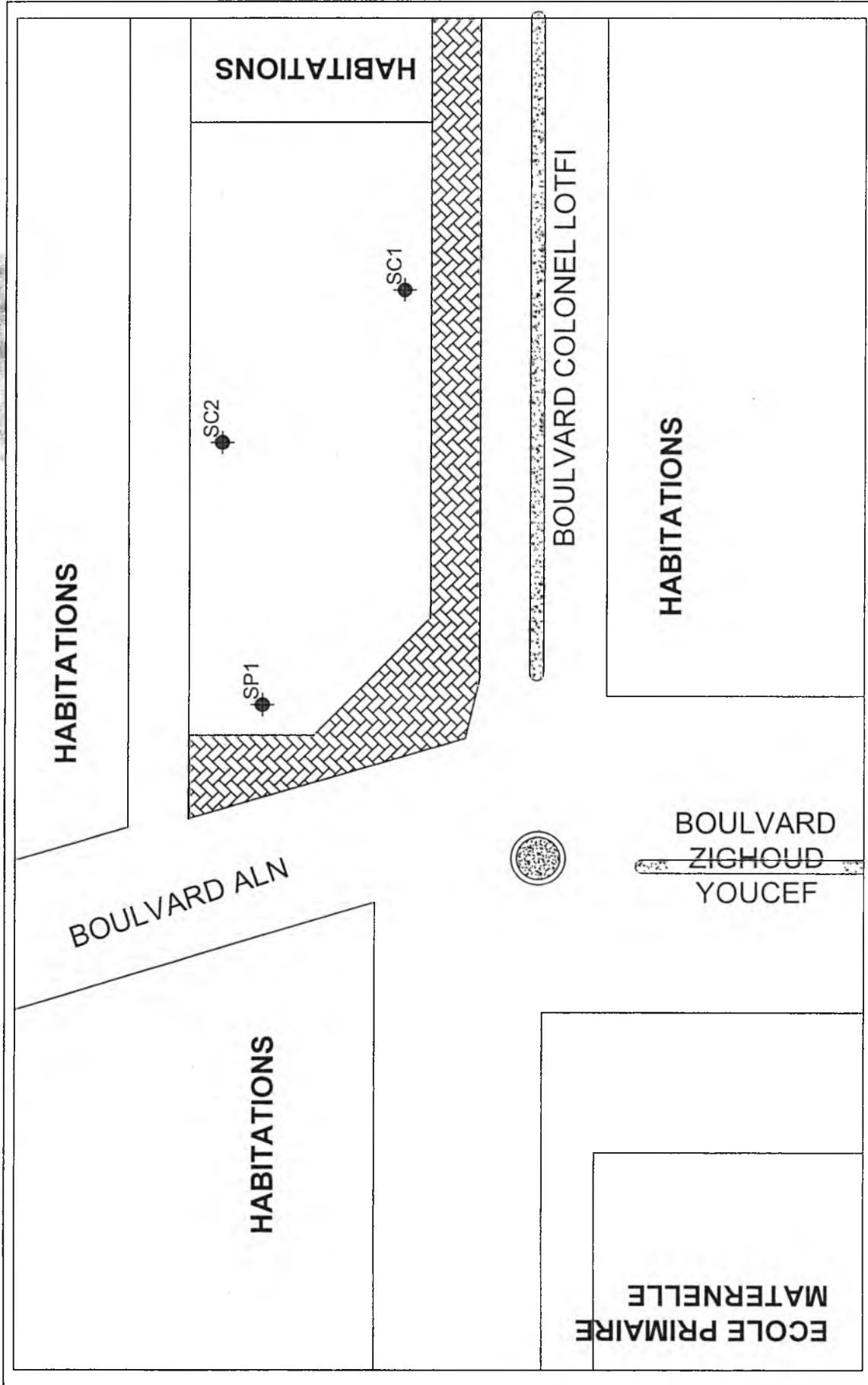
Ce sous-sol est constitué de trois formations homogènes et compactes établies en profondeur comme suit :

- La première formation, venant directement en surface est faite d'un calcaire beige tendre fragmenté d'épaisseur moyenne de 6.50 m devenant compact et peu carié vers les profondeurs de 2.0m à 3.0 m. Sous cette formation se trouve une couche de marne jaunâtre à verdâtre, pâteuse à mi-raide allant jusqu'aux environs de 13.0 m.
L'ensemble repose sur un bed rock de marne grisâtre indurée renfermant des passages de grès par endroit.
- 2) Les valeurs des pressions limites (Pl) et modules pressiométriques (E) enregistrées au sein des formations marneuses sont très appréciables ce qui confirme bien la compacité de ces formations d'une part et d'autre part, le rapport E/Pl supérieur à 15, classe ces formations parmi les « sols surconsolidés » tels que les tassements ne peuvent avoir lieu.
- 3) Par ailleurs, les valeurs de la résistance à la compression simple (Rc) obtenues pour la formation de calcaire sont assez élevées, voire en général qu'elle dépasse les 40 bars. Ce qui traduit l'aspect de dureté de cette formation et qui leur confère le rôle de radier naturel rigide situé sous le niveau de fondement.
- 4) En somme, l'ensemble des paramètres identifiés et valeurs enregistrées des essais réalisés confirment un sous-sol de bonne constitution avec des aptitudes très favorables pour le fondement des blocs, à savoir :
- Pour la partie immeuble en R+12 : Un radier général en béton armé posé sur l'actuel niveau de la surface du fond de l'excavation faite, et ce après décapage et scarification de toutes les débris de démolition de l'ancienne construction.
 - Pour la partie parking en R+1 : Des semelles isolées fichées au minimum à - 0.50 mètre de l'actuel niveau d'excavation
- 5) En matière de la portance du sol, des contraintes admissibles peuvent être allouées au sol relativement aux modes de fondement recommandés ci-avant, à savoir :
- Pour le radier général : adopter une contrainte admissible de 2.0 bars
 - Pour les semelles isolées : 1.80 bars

LTPO – Unité de Tlemcen

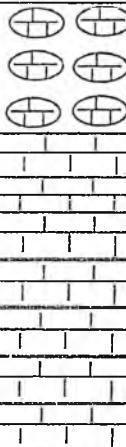
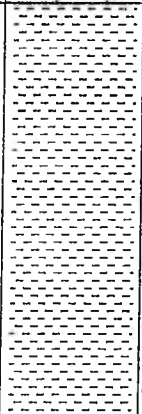
Etablie le :20/03/2016	ETUDE DE SOL: IMMEUBLE EN R+12	Dpt T: A.B / H.D / N.B	10/14
Révisée le : 21/03/2016 Indice de révision :0	REMCHI		

(TRANCHE 2009)
PLAN SCHEMATIQUE D'IMPLANTATION DES SONDAGES



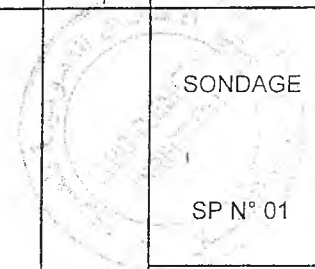
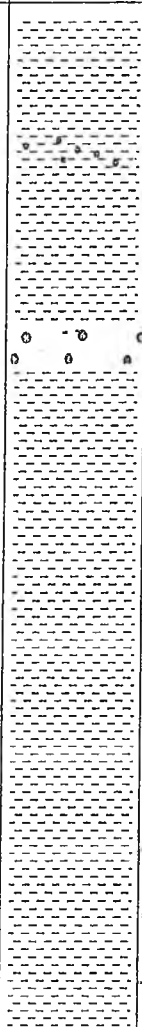
Indice	Date	Objet ou modification	Conçu	Conçu	Vérfié	Approuvé	N° Pièce	N° Plan	Echelle	
1	20/03/2016	20/03/2016	A.B	A.B	H.D	N.B	A1	A1 / 1	SCHEMATIQUE	
REMICHI							ETUDE DE SOL : IMMEUBLE EN R+12			
							PLAN SCHEMATIQUE			

Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest
Unité de Tlemcen

SONDAGE CAROTTE						FORAGE		TUBAGE		
Dossier N° : /ES/UT/2016 Projet : R+12 à Remchi Chef de Poste : Belmegri Ingénieur Chef de Projet : Mr A.BenSenouci Coordonnées : Sondeuse : ... TEREDO 1..... X = Y =						Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à	SONDAGE SP N° 01 Feuille N° 01
Dates	Echantillons Paraffines (rn)	Piézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION		
			Passe (m)	Récup (%)						
01-07/02/2016				100%		1 2 3 4 5 6 7		Calcaire beige graveleux à tendre surface devenant compact et peu carié à partir de 2.00m		
	11.0-11.4			80%		8 9 10 11 12 13 13.4 14 15		Marne jaunâtre concrétionnaire devenant verdâtre mi-raide à partir de 7.50m et grisâtre raide à indurée à partir de 13.40m avec un grès brun entre: 17.00-17.30m et des lentilles de sable entre: 14.00-14.45m		
Niveau d'eau (m)							Pertes d'Eau (m)			
			Remarques							
			- Fin de sondage à 28,00 m							

LTPO-Unité de TLEMCCEN

Établie le : 20/03/2016	ETUDE DE SOL :IMMEUBLE EN R+12	DPT T: A.B / H.D / N.B	A2/A9
Révisée le : 21/03/2016	REMCHI		
indice de révision : 1			

SONDAGE CAROTTE					FORAGE		TUBAGE	
Dossier N° : /ES/UT/2016					Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à
Projet : R+12 à Remchi								
Chef de Poste : Belmegri								
Ingénieur Chef de Projet : Mr A.BenSenouci					SONDAGE			
Coordonnées		Sondeuse : ... TEREDO 1.....						
X =					Feuille N° 02			
Y =								
Dates	Echantillons Paraffines (m)	Piézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION
			Passe (m)	Récup (%)				
01- 07/02/2016				80%		13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28		<p>Marne jaunâtre concrétionnaire devenant verdâtre mi-raide à partir de 7.50m et grisâtre raide à indurée à partir de 13.40m avec un grès bruy entre: 17.00-17.30m et des lentilles de sable entre: 14.00-14.45m</p>
Niveau d'eau (m)							Pertes d'Eau (m)	
			<p>ملاحظة و</p>			Remarques		
			- Fin de sondage à 28,00 m					

LTPO-Unité De TLEMEN

Etablie le : 20/03/2016	ETUDE DE SOL : IMMEUBLE EN R+12		DPT T: A.B / H.D / N.B	A2/A9
Révisée le : 21/03/2016 indice de révision : 1	REMCHI			

TABLEAU DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET CHIMIQUES

PROJET : Immeuble En R+12 à Remchi

Dossier N°: 06/ES/UT/2016

Client: ETB Chrraf Amine

SONDAGE / PUIITS		2	1		
PROFONDEUR (m)		8,00-8,35	11,00-11,40		
NATURE APPARENTE DES ECHANTILLONS		Argile Verdâtre	Argile Verdâtre		
ESSAIS PHYSIQUES	DENSITE SECHE (γ_d) t / m ³	1,66	1,75		
	TENEUR EN EAU NATURELLE (W %)	20	18		
	DEGRE DE SATURATION (SR %)	85	90		
	POIDS SPECIFIQUE (γ_d) t / m ³	1,98	2,07		
	Granulo & Sédimen	Argile %	19	28	
		Limon %	30	32	
		Sable %	33	39	
		Gravier %	18	0	
	Tamisat à 0, 08 mm %	80	99		
	Tamisat à 2 mm %	82	100		
	Limite d'Atterberg WL %	34	49		
	Indice de plasticité IP %	15	24		
	Equivalent de Sable E.S %				
ESSAIS MECANIKES	CISAILLEMENT	Pression de Consolidation (bars)	2		
		Coefficient de Tassement	0,13		
		Coefficient de Gonflement	0,04		
		Permeabilité (K) à 1,25 bars cm / s			
		Permeabilité (K) à 2,50 bars cm / s			
		Pression de Gonflement (σ_g) bars			
	COMPRESSION SIMPLE Rc Kg /cm ²				
	CISAILLEMENT	UU	W %	24	19
			C Kpa	45	36
			ϕ (°)	8	5
		CU	W %		
			C Kpa		
			ϕ (°)		
		CD	W %		
			C KPa		
ϕ (°)					
ESSAIS CHIMIQUES	CaCO ₃ %		27		
	V. du Bleu %				
	SO ₄ mg / Kg				
	SO ₄ %				
SP-UNI	AP-OLEM-CEN				
Établie le : 20/03/2016	C.L mg / kg	ETUDE DE SOL IMMEUBLE EN R+12			
Révisée le : 21/03/2016		REMCHI			
indice de révision : 1					

TABLEAU DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET CHIMIQUES

PROJET : Immeuble En R+12 à Remchi Dossier N°: 06/ES/UT/2016

Client: ETB Chrraf Amine

SONDAGE / PUIIS		1	1	1	1	2	
PROFONDEUR (m)		3,30-3,60	9,20-9,50	19,30-19,60	23,60-23,73	3,60-4,00	
NATURE APPARENTE DES ECHANTILLONS		Calcaire	Argile Verdatre	Marne Grisatre	Marne Grisatre	Calcaire	
ESSAIS PHYSIQUES	POIDS VOLUMIQUE SEC (γ_d) t / m ³			1,60			
	TENEUR EN EAU NATURELLE (W %)			18			
	DEGRE DE SATURATION (SR %)			71			
	POIDS VOLUMIQUE HUMIDE (γ_h) t / m ³			1,89			
	Granulo & Sédimen	Argile %		15			
		Limon %		29			
		Sable %		48			
		Gravier %		8			
	Tamisat à 0,08 mm %			81			
	Tamisat à 2 mm %			92			
	Limite d'Atterberg WL %			44			
	Indice de plasticité IP %			20			
	Limite de Retrait WR %						
Equivalent de Sable E.S %							
ESSAIS MECANIKES	CISAILLEMENT	Pression de Consolidation (bars)		1,4			
		Coefficient de Tassement		0,11			
		Coefficient de Gonflement		0,03			
		Permeabilité (K) à 1,25 bars cm / s					
		Permeabilité (K) à 2,50 bars cm / s					
		Pression de Gonflement (σ_g) bars					
	COMPRESSION SIMPLE Rc Kg /cm ²		38		57	95	75
	CISAILLEMENT	UU	W %		21		
			C Kpa		23		
			ϕ (°)		10		
		CU	W %				
			C Kpa				
			ϕ (°)				
CD		W %					
		C KPa					
		ϕ (°)					
ESSAIS CHIMIQUES	CaCO ₃ %			36			
	V. du Bleu %						
	SO ₄ mg / Kg						
	SO ₄ %						
	M. O %						
	C. L mg / Kg						

LTP0-Unité De TLEMCEM

Etablie le : 20/03/2016	ETUDE DE SOL : IMMEUBLE EN R+12	DPT T: A.B / H.D / N.B	A6/A9
Révisée le : 21/03/2016 indice de révision : 1	REMCHI		

ANNEXE C

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

N°	Désignation d'ouvrages	U	Quantité	prix	montant
1/Lot Terrassement					
1.01	Terrassement en grande masse dans un terrain meuble sur une hauteur variable et nivellement sur emprise de bâtiments, et trottoirs exécutées mécaniquement, y compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution.	M ³	1 045,00	1000,00	1 045 000,00
1.02	Fouilles en tranchés pour longrines dans un terrain meubles y compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution	M ³	15,00	300,00	4 500,00
1.03	Remblais des vides des fouilles en terre provenant du dépôt soigneusement exécutés et arrosés par couchés de 20cm y Compris chargement, déchargement, transport et toutes sujétions d'exécution.	M ³	70,00	300,00	21 000,00
1.06	Evacuation de la terre a la décharge publique (Coefficient de foisonnement compris) quelque soient la distance y compris chargement, déchargement et toutes sujétions d'exécution.	M ³	100,00	100,00	10 000,00
					1 080 500,00
2/ Lot Infrastructure					
2.01	Béton de propreté dosé a 150 kg 1 m3 ép. =10 cm sous longrines y compris coffrage, décoffrage, nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	M ³	13,18	10000,00	131 800,00
2.02	Béton armé dosé à 350 kg/M ³ pour radier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution	M ³	240,00	30000,00	7 200 000,00
2.03	Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour longrines y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, et toutes sujétions d'exécution	M ³	37,00	30000,00	1 110 000,00
2.04	Béton armé dosé à 350 kg/M ³ pour avant poteaux y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution	M ³	11,00	30000,00	330 000,00
2.05	Hérissonnage sous dalle flottante en pierre sèche y compris compactage et arrosage ep=0.15m et toutes sujétions d'exécution.	M ²	263,00	500,00	131 500,00
2.06	Plate forme en Béton avec dallage dosé à 350kg/M ³ coulée sur hérissonnage ep=10cm y/c, armature en treillis soudé avec isolation en film polyane et joints en polystyrène a chaque contact avec longrine et toutes sujétions d'exécution	M ²	290,00	950,00	275 500,00
					9 178 800,00

3/ Lot Assainissement Intérieur					
3.01	Exécution de Regard de chute et de jonction en B.A dosé a 350kg/M3 y compris fouilles, parois, enduit étanche, radier, remblai et dalle de couverture en B.A dosé à 350kg/M3 et toutes sujétions d'exécution				
	50x50 pour salle de bains et logia siphonné	U	4,00	5 000,00	20 000,00
3.02	70x70 pour cuisine siphonnée	U	4,00	6 000,00	24 000,00
3.03	100x100 pour WC	U	4,00	7 000,00	28 000,00
3.04	F&P de buses en PVC PN6 y/c fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution 300 mm	ML	30,00	1 500,00	45 000,00
					117 000,00

4/ Lot Superstructure					
4.01	Béton armé dosé à 350kg/M ³ y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration, exécution des éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution.	M ³	290,00	32 000,00	9 280 000,00
	A - Poteaux et Raidisseurs				
	B - Poutres, Chaînages. bandes noyés et Acrotères	M ³	314,00	32 000,00	10 048 000,00
	C - Escalier et paillasse	M ³	37,00	32 000,00	1 184 000,00
	D- Linteau Appuis de baies, Bandeaux de rive, Corniche acrotère de joints et éléments Voutes décoratifs.	M ³	7,78	20 000,00	155 600,00
4.02	Béton armé dosé a 350kg/M ³ pour dalle pleine, y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution.	M ³	5,00	32 000,00	160 000,00
4.03	Réalisation d'un arc pour la façade postérieure en Béton armé dosé a 350k /M ³ compris coffrage décoffrage nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution (Voir détail).	U	2,00	45 000,00	90 000,00
4.04	Plancher en corps creux de 16+5 cm y compris dalle de compression de 5 cm, poutrelle en béton armé dose à 350kg/M ³ , hourdis et treillis soudés de 15x15 Φ 6 y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution	M ²	3350,00	3 000,00	10 050 000,00
4.05	Forme de pente en béton à 350 Kg/M ³ y Compris 2 films polyane, polystyrène ép =4 cm et réglage et toutes sujétions d'exécution	M ²	260,71	1 200,00	312 852,00
					31 280 452,00

5/ Lot Maçonnerie					
5.01	Mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 12 & 08 trous au mortier de ciment avec une lame d'air de 05cm y.compris toutes sujétions d'exécution.	M ²	2 271,62	2 000,00	4 543 240,00

5.02	Mur intérieur de 15 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution.	M ²	250,31	1 500,00	375 465,00
5.03	Mur intérieur de 10 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution.	M ²	1 253,20	1 500,00	1 879 800,00
5.04	de bandeaux décoratifs en maçonnerie de 10 cm y compris réglage, cintrage et toutes sujétions d'exécution.	ML	100,00	1 600,00	160 000,00
					6 958 505,00

6/ Lot Enduit

6.01	Enduits extérieurs au mortier de ciment en trois couches exécuter avec arrêtes y. Compris sur les éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution.	M ²	2291,80	1 500,00	3 437 700,00
6.02	Enduits intérieurs lisse au mortier de ciment en trois couches y.comprís toutes sujétions d'exécution.	M ²	5298,82	800,00	4 239 056,00
	A) Sur mur (exécuter avec arrêtes)				
	B) Sous plafond	M ²	3649,94	950,00	3 467 443,00
6.03	Plus value pour enduit a la tyrolienne y/compris traçage des éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution.	M ²	120,00	500,00	60 000,00
					11 204 199,00

7/ Lot Evacuation intérieure

7.01	F&P de tuyauterie en PVC (01er choix de couleur gris) PN4 de Φ 160mm pour descentes EP, EU et EV y compris pièces colliers, fourreaux, et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ML	100,00	1 300,00	130 000,00
7.02	F&P de conduite de raccordement en PVC (01er choix de couleur gris) de ép = 50 mm y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ML	60,00	300,00	18 000,00
7.03	F&P de siphon de sol complet avec grille (Φ = 40mm) de dim = 15x15cm	U	22,00	1 000,00	22 000,00
7.04	F&P de canalisation en PVC (01er choix de couleur gris) d'un diamètre de 150mm pour le passage du table électrique y compris fouille, avertisseur, remblai et toutes sujétions d'exécution	ML	44,00	1 000,00	44 000,00
					214 000,00

8/ Lot Ouvrage divers

8,01	Exécutions d'un potager de cuisine (DIM=0,6x2,50x0,90m) en deux parties avec paillasse en béton armée dosé a 350kg/M ³ avec jambage en briques et réservation d'évier à un bac y compris toutes sujétions	U	22	15 000,00	330 000,00
-------------	--	---	----	-----------	------------

8,02	Exécutions de conduite de fumé type Shunt selon le plan de détail y compris enduit en ciment à l'intérieur et réservation de branchement des conduites de chauffage et de chauffe-eau, essais et toutes sujétions d'exécution	ML	44,00	1 000,00	44 000,00
8,03	Exécutions de souche de cheminées type incliné avec grille y compris enduit, tuile et tous sujétions d'exécution	U	22	13 000,00	286 000,00
8,04	Exécutions de souche de ventilation type incliné avec grille de la descente des E,U y compris enduit, tuile et tous sujétions d'exécution	U	22	3 500,00	77 000,00
8,05	Exécutions de souche sur gaines technique type plat avec grille y compris enduit, et tous sujétions d'exécution	U	22	3 500,00	77 000,00
8,06	F & P de grille d'aération complète pour ventilation de la cuisine haute et basse pour WC et SDB en PVC y compris fourreau en PVC, réglage et toutes sujétions d'exécution.	U	44	6 500,00	286 000,00
8,07	F&P d'un couvre de joints en aluminium large de 15 cm y compris réglage, fixation et toutes sujétions d'exécution.	ML	45,00	1 200,00	54 000,00
8,08	F & P réalisation de colonnes décoratives en béton armée préfabriqué différents diamètres y compris base et chamito moresque et toutes sujétions d'exécution.	M ³	6,20	20 000,00	124 000,00
8,09	F & P de Claustras préfabriqué en béton pour élément décoratifs y compris toutes sujétions d'exécution.(Choix de maitre d'ouvrage).	M ²	98,47	2 500,00	246 175,00
8,10	F&P boîte aux lettres a clef de type métallique regroupé au niveau de R.D.C de dim 20x25 cm y compris toutes sujétions d'exécution.	U	22	2 500,00	55 000,00
					1 579 175,00
9/ Lot Revêtement					
9,01	F&P carrelage granito 25x25 cm premier choix pensé et lustré (Logements, cage d'escalier, placards et sous potager) y compris joint en ciment blanc et mortier de pose, dosé a 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.(Choix de maitre d'ouvrage).	M ²	3350,00	1 300,00	4 355 000,00
9,02	F&P de faïences de couleur de qualité pour cuisine, douche & W-C de 30x20cm y compris baguette de coin en aluminium , frises en partie haute, joint en ciment blanc et mortier de pose dosé a 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.(Choix de maitre d'ouvrage).	M ²	690,54	1 700,00	1 173 918,00

9,03	F&P Marches et contremarches en plaque de granito préfabriquées de qualité de 3 cm d'épaisseur y compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé a 300 kg/m3 et toutes sujétions d'exécution.	M²	102,00	1 700,00	173 400,00
9,04	F&P Plinthes en terre cuite vernissée h= 7,5 cm y compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé a 300 kg/M3 et toutes sujétions d'exécution (Choix de maitre d'ouvrage).	ML	1 900,32	250,00	475 080,00
9,05	Chape en Béton dosé a 200kg/m3 avec finition bouchardée en ciment exécuté au niveau des gaines technique y compris toutes sujétions d'exécution.	M²	12,00	1 000,00	12 000,00
9,06	F&P de marbre ép= 3 cm 1er choix exécuter sur potager y compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé 300 Kg/M3 et toutes sujétions d'exécutions.	M²	55,83	10 000,00	558 300,00
9,07	F&P de tuile rouge en terre cuite de type plate y compris tuile faitière et toutes sujétions d'exécution.	M²	5,00	6 500,00	32 500,00
					6 780 198,00
10/ Lot Electricité					
10.01	F&P de Tableau de distribution type boitier en plastique encastré au mur composé de:	ENS	22	4 500,00	99 000,00
	1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220 V 10/32A agréé par SONELGAZ				
	6 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 16A				
	7 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A				
10.02	F&P d'interrupteur simple allumage encastré y compris gaines fileries, boîte de dérivation dim et diam normalisé d'encastrement et branchement	U	140	300,00	42 000,00
10.03	F&P d'interrupteur double allumage encastré y compris gaines fileries boîte de dérivation dim et diam normalisé d'encastrement et branchement	U	22	400,00	8 800,00
10.04	F&P d'interrupteur va et vient encastré y compris gaines fileries boîte de dérivation, dim et daim normalisé d'encastrement et branchement	U	55	500,00	27 500,00
10.05	F&P de Prise de courant y compris gaines fileries, boîte de dérivation d'encastrement dim et daim normalisé d'encastrement et branchement	U	140	450,00	63 000,00
10.06	F&P de Prise de courant avec terre y compris gaines fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, dim et diam normalisé d'encastrement et branchement	U	66	400,00	26 400,00

10.07	F&P de Prise d'antenne collective y compris gaines fileries boîte de dérivation, d'encastrement, et branchement	U	22	300,00	6 600,00
10.08	F&P de Point lumineux a douilles a vis pour lampe de 60 w y compris gaines fileries, boîte de dérivation d'encastrement dim et daim normalisé branchement et lampe	U	140	600,00	84 000,00
10.09	F&P de Hublot rond étanche mural 60 W y compris gaines fileries boîte de dérivation, d'encastrement. dim et diam normalisé branchement et lampe	U	22	1 000,00	22 000,00
10.10	F&P dé Hublot rond mural 60 W y c. gaines fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, dim et diam normalisé, branchement et lampe	U	22	8 000,00	176 000,00
10.11	F&P applique lavabos + prise et interrupteur incorporé y c. gaines fileries boîte de dérivation, d'encastrement, dim et diam normalisé branchement et lampe	U	22	1 400,00	30 800,00
10.12	F&P réglette applique de dim 0,60m au dessus du potager y c gaines tueries boîte de dérivation, d'encastrement, dim et diam normalisé branchement et lampe	U	22	1 200,00	26 400,00
10.13	F&P coffret en Bakélite 12 poste y compris branchement au coffret pied de colonne avec câble 4x25 ou autre et toutes sujétions d'exécution	U	2	76 000,00	152 000,00
10.14	F&P Câble d'alimentation du différent appartement en 4 x6 mm ²	ML	60,00	1 200,00	72 000,00
10.15	Mise a la terre du bloc y compris piquet de terre, colonne montante, conducteur en cuivre de 1x28mm ² barrette de coupure et câble 1x6mm ² pour branchement de chaque appartement	ENS	6	2 500,00	15 000,00
10.16	F&P Minuterie complet avec Disjoncteur bipolaire de 10A y compris hublot, bouton poussoir, gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement et branchement et coffret métallique.	U	2	750,00	1 500,00
10.17	F&P de sonnerie y compris bouton poussoir, gaines, fileries boîte de dérivation, d'encastrement et branchement	U	22	350,00	7 700,00
10.18	F&P d'ascenseur y compris bouton, câbles, et toute sujétion d'exécution	U	1	6000000,00	6 000 000,00
					6 860 700,00
11/ Lot Plomberie/Sanitaire					
11.01	F&P de siège a la turque encastré en porcelaine vitrifiée y. Compris murette en briques trois trous siphon- d'évacuation branchement a la descente et toutes sujétions d'exécution.	U	22	4 000,00	88 000,00

11.02	F&P de lavabo en porcelaine vitrifiée complet (2pieces) y compris siphon complet a culotte démontable Φ 33/42, mélangeur complet avec 2 tuyaux flexible, Kit complet (Glace + port serviette + port savon) et étagère, branchement a la descente et toutes sujétions d'exécution	U	28	6 000,00	168 000,00
11.03	F&P d'évier de cuisine à un bac en porcelaine y, compris siphon complet, PVC Φ 40mm, branchement a la descente et toutes sujétions d'exécution.	U	22	5 500,00	121 000,00
11.04	F&P de Baignoire de type acrylique de 1,60m y compris murette en briques avec trope de nettoyage, siphon complet Φ 40mm, branchement a la descente et toutes sujétions.	U	22	15 000,00	330 000,00
11.05	F&P Tube acier galvanisé y compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre *40/49	ML	40,00	600,00	24 000,00
11.06	F&P Tube acier galvanisé y compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre *33/42	ML	24,00	650,00	15 600,00
11.07	F&P Tube cuivre Φ 20/22 pour alimentation en eau chaude et eau froide y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ML	250,00	700,00	175 000,00
11.08	F&P Tube cuivre Φ 14/16 pour alimentation en eau chaude et eau froide y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre.	U	150	6 500,00	975 000,00
11.09	F&P de Robinet de Barrage pour compteur Φ 15/21 y Compris toutes sujétions	U	22	500,00	11 000,00
11.10	F&P de Robinet de puisage pour machine a laver et wc Φ 15/21 y. Compris toutes sujétions	U	44	500,00	22 000,00
11.11	F&P de Robinet d'arrêt général Φ 40/49 y compris toute sujétion d'exécution de mise en œuvre	U	2	500,00	1 000,00
11.12	F&P de mélangeur pour évier de cuisine y compris toute sujétion d'exécution de mise en œuvre	U	22	2 000,00	44 000,00
11.13	F&P de mélangeur pour baignoire complet y compris toute sujétion d'exécution de mise en œuvre	U	22	1 500,00	33 000,00
					2007600,00
12/ Lot Gaz					
12.01	F&P de tuyauterie en cuivre qualité GAZ y compris pièces tous types raccords de branchement, colliers, fourreaux, soudure et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre				
	A * Φ 20/22	ML	19,00	750,00	14 250,00
	B * Φ 26/28	ML	25,00	800,00	20 000,00
	C * Φ 14/16	ML	200,00	650,00	130 000,00

12.02	F/P de robinet d'arrêt diamètre Ø 14/16 y/c toute sujétions	U	44,00	1 000,00	44 000,00
12.03	F/P de vanne de gaz diamètre Ø 16 y/c toute sujétions	U	66,00	900,00	59 400,00
					267 650,00
13/ Lot Menuiserie Bois					
13.01	F&P de portes iso plane avec allées en bois de 10cm a 01 vantail avec oculus type P1 de dim 0,95 x 2,17m pour séjour y compris cadre de Dim 7/14 cm baguette de quadrillage, chambranle, quincaillerie, deux grille de ventilation en PVC et toutes sujétions	U	22	10000,00	220 000,00
13.02	F&P de portes iso plane avec allées en bois de 10cm a 01 vantail avec oculus type P2 de dim 0,85 x 2,17m pour cuisine y.compris cadre de Dim 7/7 cm baguette de quadrillage, chambranle, quincaillerie, deux grille de ventilation en PVC et toutes sujétion	U	22	8 500,00	187 000,00
13.03	F&P portes iso plane avec allées en bois de 10cm a 01 vantail type P2 de dim 0,85 x 2,17m pour chambre y compris cadre de Dim 7/7cm, baguette de quadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions	U	44	8 500,00	374 000,00
13.04	F&P de portes iso plane avec allées en bois de 10cm a 01 vantail avec oculus type P2 de dim 0,85 x 2,17m pour séchoir y compris cadre de Dim 7/7 cm baguette de quadrillage, chambranle, quincaillerie, deux grille de ventilation en PVC et toutes sujétions	U	22	8 500,00	187 000,00
13.05	F&P de Portes iso plane avec allées en bois de 10cm a 01 vantail avec oculus type P5 de dim 0,74 x 2,17 m pour SDB et WC y compris cadre de Dim 7/7cm, baguette de quadrillage chambranle, quincaillerie, deux grille de Ventilation en PVC et toutes sujétions	U	40	7 500,00	300 000,00
13.06	F&P de Portes en bois pour placard de chambre a 02 vantaux de type PP4 de 1,50x2,35m y compris cadre de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions.	U	22	10000,00	220 000,00
13.07	F&P de Portes iso plane pour gaine technique a 01 vantail de type PP5 de 0,50x1,80m y compris cadre de Dim7/7cm, chambranle ,gaine d'aération métallique , quincaillerie et toutes sujétions.	U	44	3 500,00	154 000,00
13.08	F&P de fenêtre en bois rouge avec persienne type F1 a 02 battants de 1,20x1,40m pour chambre y compris cadre de Dim 7/14cm, chambranle , quincaillerie et toutes sujétions.	U	88	7 800,00	686 400,00
13.09	F&P de fenêtre en bois rouge avec persienne type F3 a 02 battants et châssis fixe de 0,80x0,60m pour cuisine y compris cadre de Dim 7/14cm, chambranle , quincaillerie et toutes sujétions.	U	44	4 500,00	198 000,00
13.10	Portillon sous potager de dim 2,20x0,50 m a 4 éléments, Deux éléments a 2 ouvrants et 3eme a tiroirs y compris cadre de Dim 7/7 chambranle, quincaillerie et toutes sujétions.	U	22	6 000,00	132 000,00
					2658400,00

14/ Lot Menuiserie Métallique					
14.01	F&P de porte métallique d'accès au bloc a 02 vantaux avec grille d'aération type PM1 de Dim 1,50x2,50 m y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions	U	2	28000,00	56 000,00
14.02	F&P de porte métallique d'accès au logement a 01 vantail avec oculus ouvrant type PM2 de 1,10x2,30 m y/compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions	U	28	11000,00	308 000,00
14.03	F&P de porte métallique à 02 vantant (0,60x0,60x2,00)m type SONALGAZ pour armoire électrique générale située au RDC y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	U	2	8 000,00	16 000,00
14.04	F&P de garde de corps décoré pour séchoir suivant le plan de détail en Tube rectangle et fer carré d'une hauteur de 60cm y compris peinture anti rouille et a l'huile en deux couches, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	U	24	4 000,00	96 000,00
14.05	F&P de garde corps pour escalier décoré suivant le de détail en tube rectangle et fer carré d'une hauteur de 80 cm y compris peinture antirouille et a l'huile en deux couches, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	ML	79,00	4 000,00	316 000,00
14.06	F&P de trappe d'accès 0,90 X 0,90 m pour de terrasse y compris réglage du support de pose et toutes sujétions d'exécution.	ML	2,00	2 000,00	4 000,00
14.07	F&P de grille pour fenêtre de R.D.C y compris peinture a l'huile en deux couches, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	U	16	5 500,00	88 000,00
					884 000,00
15/ Lot Etanchéité					
15.01	F & P étanchéité en 3x36s y compris couche d'imprégnation a séchage rapide,2 couche d'EAC et un relevé sur mur de 30 cm d'hauteur	M ²	260,71	1 200,00	60 000,00
15.02	F/P Relevé d'étanchéité en pax aluminium H = 60cm y/c couche d'imprégnation a séchage rapide et toutes sujétions d'exécution.	ML	40,38	900,00	36 342,00
15.03	F et P de gravillon roulé 15/20 sur ép de 5cm pour protection d'étanchéité	M ²	100,00	400,00	40 000,00
15.04	F et P de gargouille en plomb lamine y compris crapaudine, mise en couvre et toutes sujétions d'exécution.	U	2,00	2 500,00	5 000,00
15.05	F & P étanchéité sous carrelage en 1x36 s y / c couche d'imprégnation a séchage rapide, 1 couche d'EAC et un relevé sur mur de 30 cm d'hauteur pour S.D.B et W.C, et toutes sujétions d'exécutions.	M ²	80,00	700,00	56 000,00
					197 342,00

16/ Lot Peinture					
16.01	F&P Peinture vinylique sur mur extérieur en 3 couches de toutes couleurs y compris un soubassement de H=1m de couleur et toutes sujétions.	M ²	2271,61	800,00	1817 288,00
16.02	F&P Peinture vinylique intérieur en 2 couches de toutes couleurs y compris, couche d'impression et enduit de peinture, et toutes sujétions d'exécution		3007,02	800,00	2 405 616,00
	A) Sur mur	M ²			
	B) Sous plafond	M ²	3350,00	500,00	1 675 000,00
16.03	F&P Peinture laquée intérieur en 2 couches de toutes couleurs y compris enduit, couche d'impression et toutes sujétions				
	A) Sur mur	M ²	860,00	800,00	688 000,00
	B) Sous plafond	M ²	744,45	800,00	595 560,00
16.04	F&P de la mignonnette sur mur de cage d'escalier (soubassement de 1 m de Hauteur) y compris couche d'impression, 2 couches de cole spécial mignonnette, baguette et tous sujétions d'exécution	M ²	372,32	900,00	335 088,00
16.05	F&P Peinture a l'huile sur menuiserie métallique en 2 couches y compris peinture anti rouille a 2 couches ainsi que toutes sujétions d'exécution.	M ²	387,06	500,00	193 530,00
16.06	F&P Peinture a l'huile sur menuiserie bois en 2 couches y compris l'huile de lin ainsi que toutes sujétions d'exécution	M ²	1060,39	1500,00	1590585,00
16.07	F&P de verre simple de 4 mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution.	M ²	80,00	1200,00	96 000,00
16.08	F&P de verre martelé de 6mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution.	M ²	14,00	1500,00	21 000,00
16.09	F&P de verre armé de 6mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution.	M ²	2,80	3500,00	9 800,00
					9 427 467,00
Total général en HT					90 695 988,00
TVA 7%					6 348 719,16
Total général en TTC					97 044 707,16

ANNEXE D

Republique Algerienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE TLEMCEM
FACULE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

RÉALISATION D'UN IMMEUBLE
A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL
DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN
R+12 AVEC CAVE

les plans de la structure

Présenté par

OTMANI NABIL
SALHI FOUAD

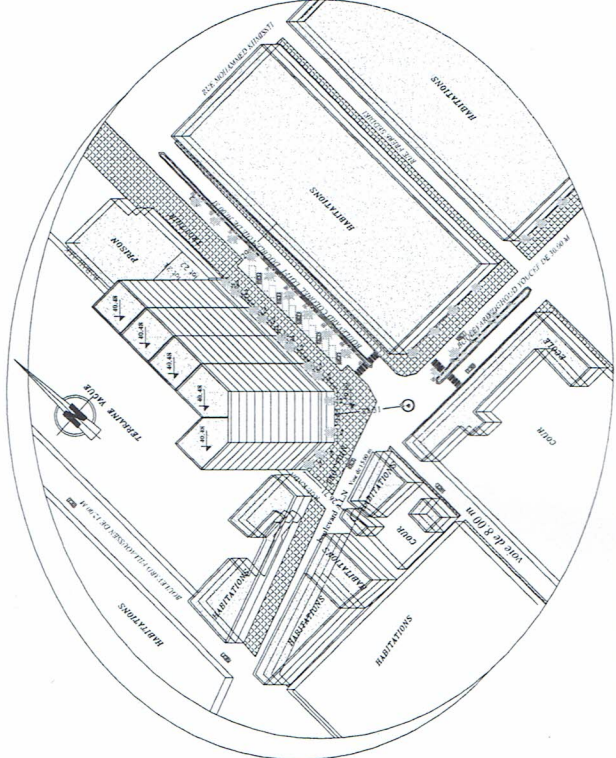
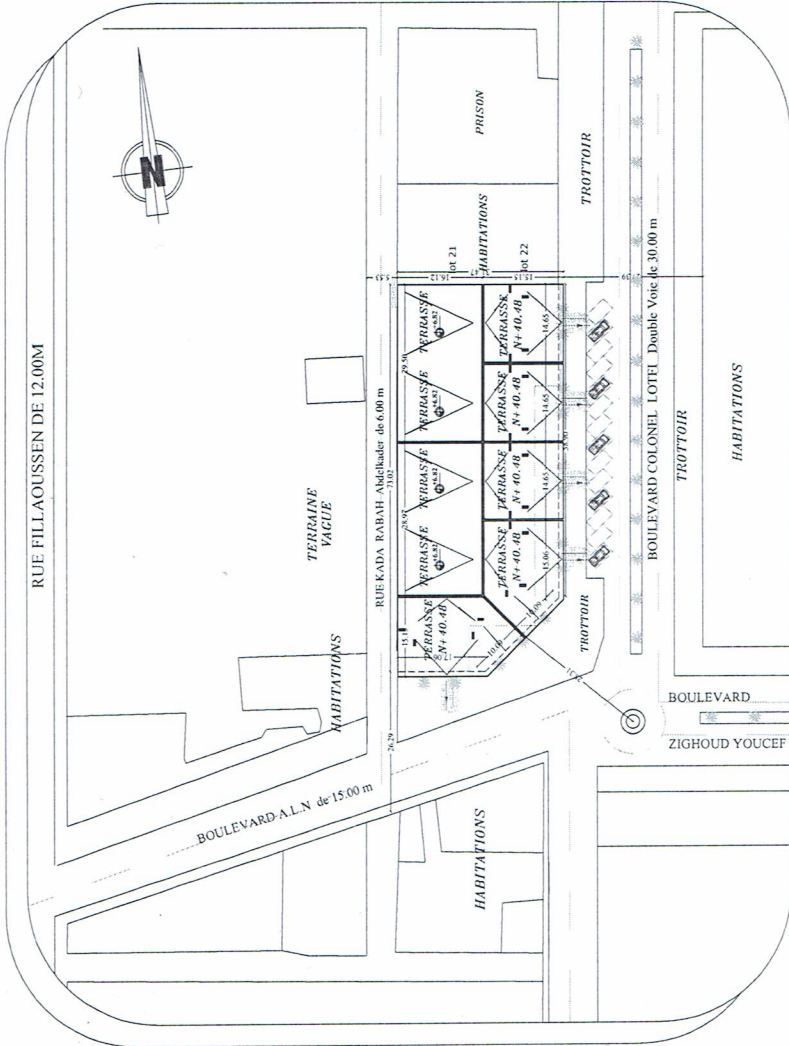
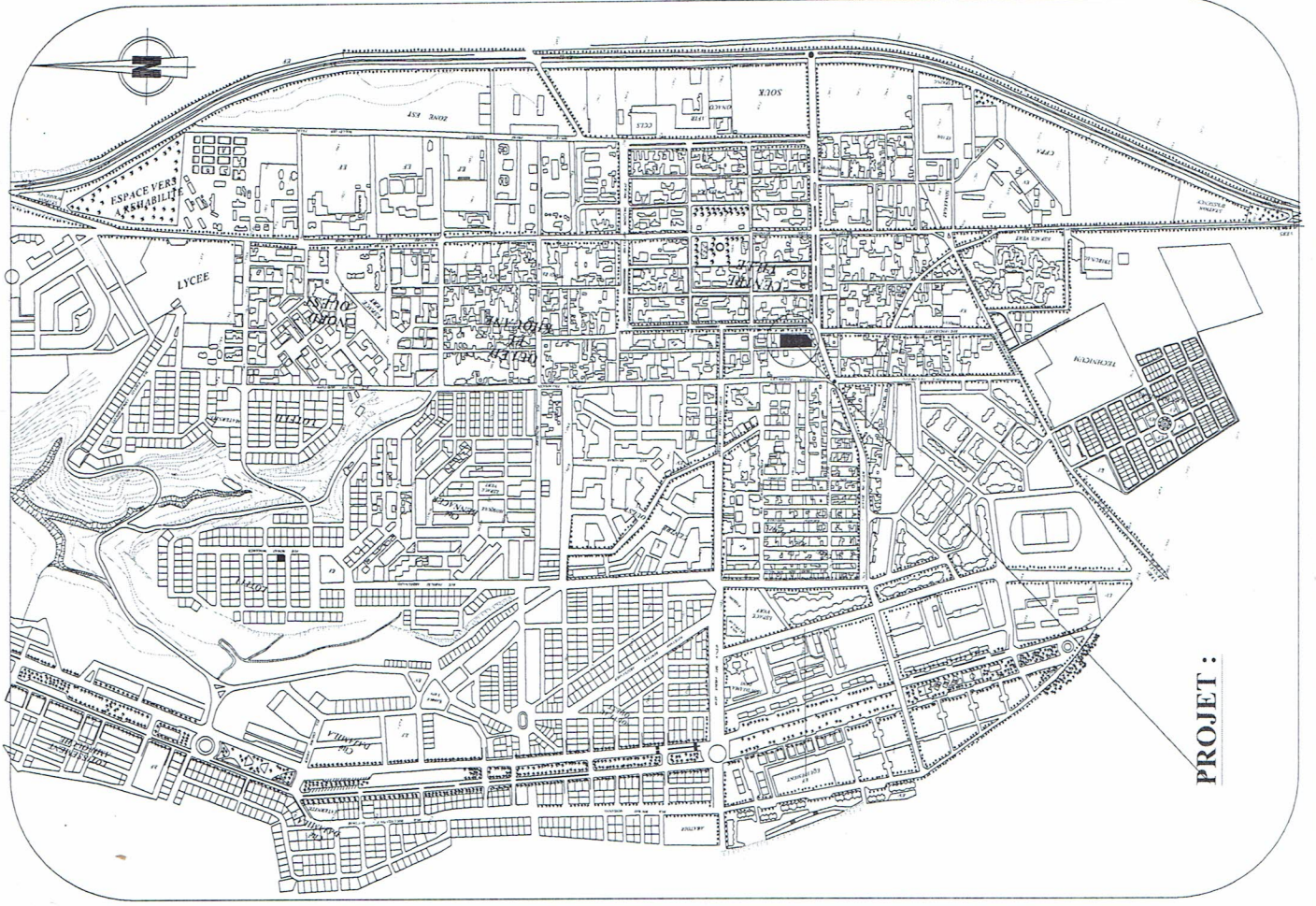
Encadé par

Mr TALEB .O
Mr HOUTI .F

Ech: 1/100

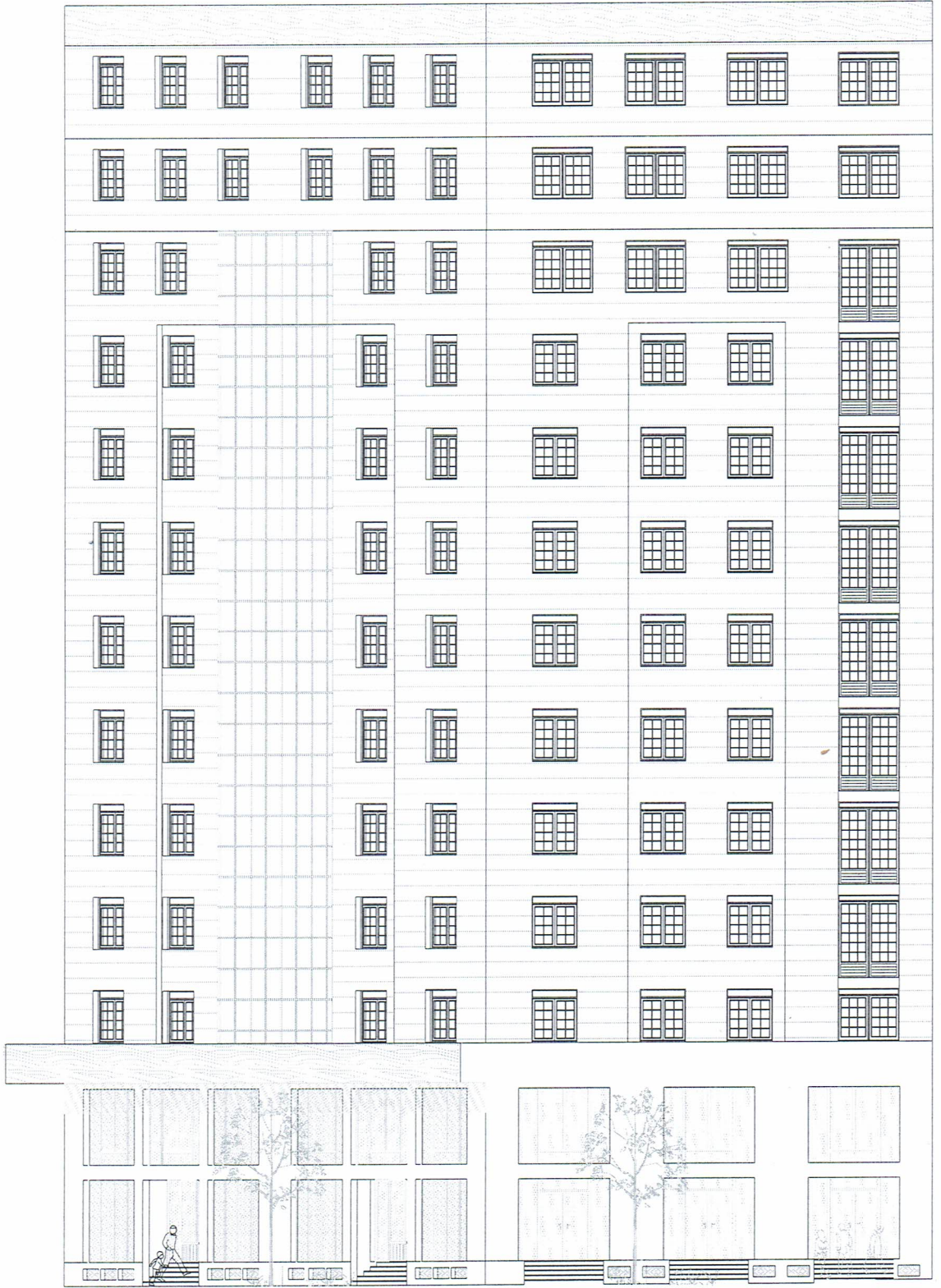
Ech: 1/25 pour les coupes

Date: 2018 / 2019



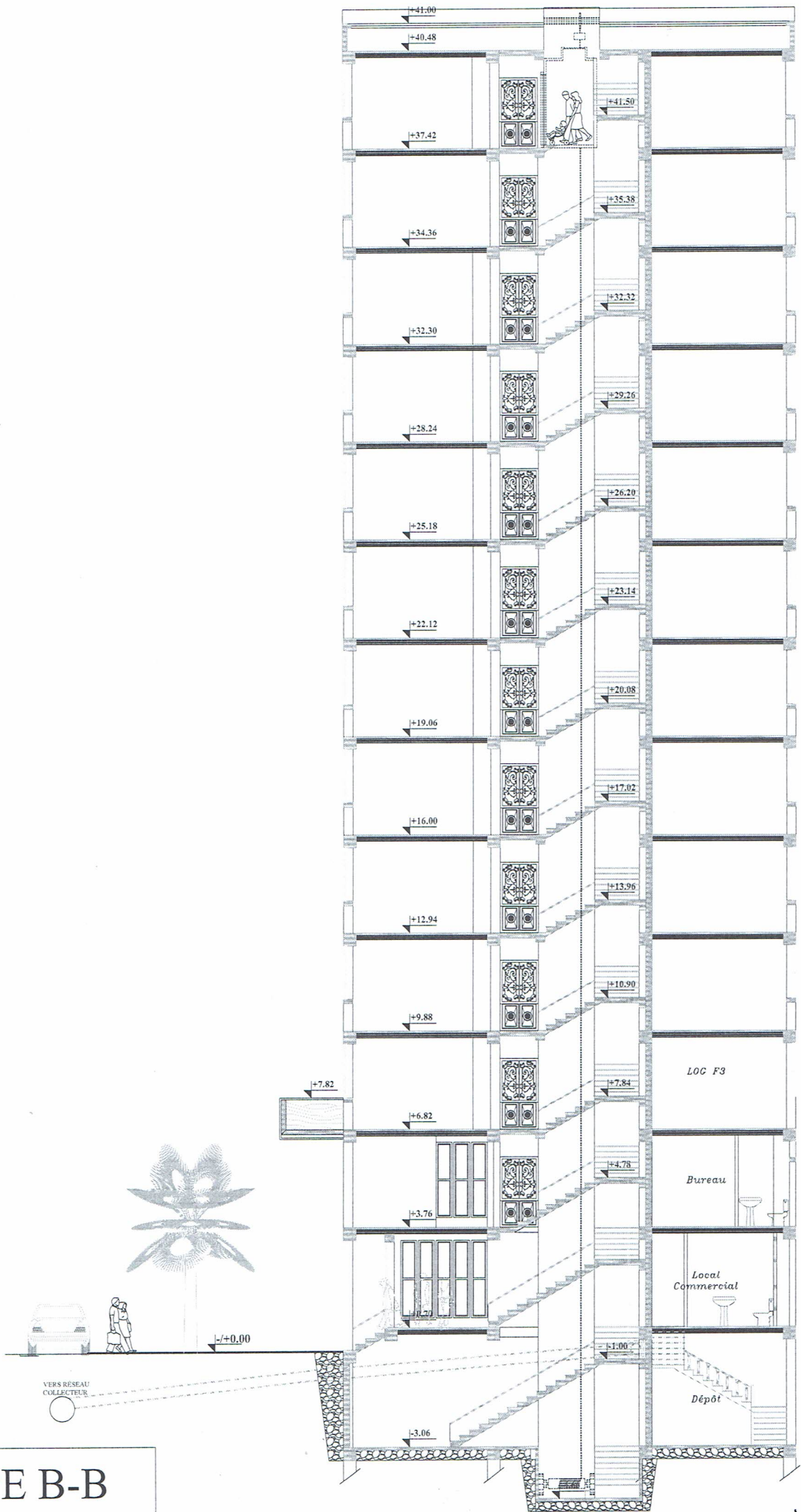
République Algérienne Démocratique et Populaire UNIVERSITE DE TLEMCEEN	FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
PROJET : REALISATION D'UN IMMEUBLE A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN R+2 AVEC CAVES	
Plan de mass et de situation	
Présenté par OTMANI NABIL SALHI FOUD	Encadé par Mr TALEB O Mr HOUTI F
Ech: 1/100 Ech: 1/25 pour les coupes	Date: 2018 / 2019

PLAN DE FAÇADE

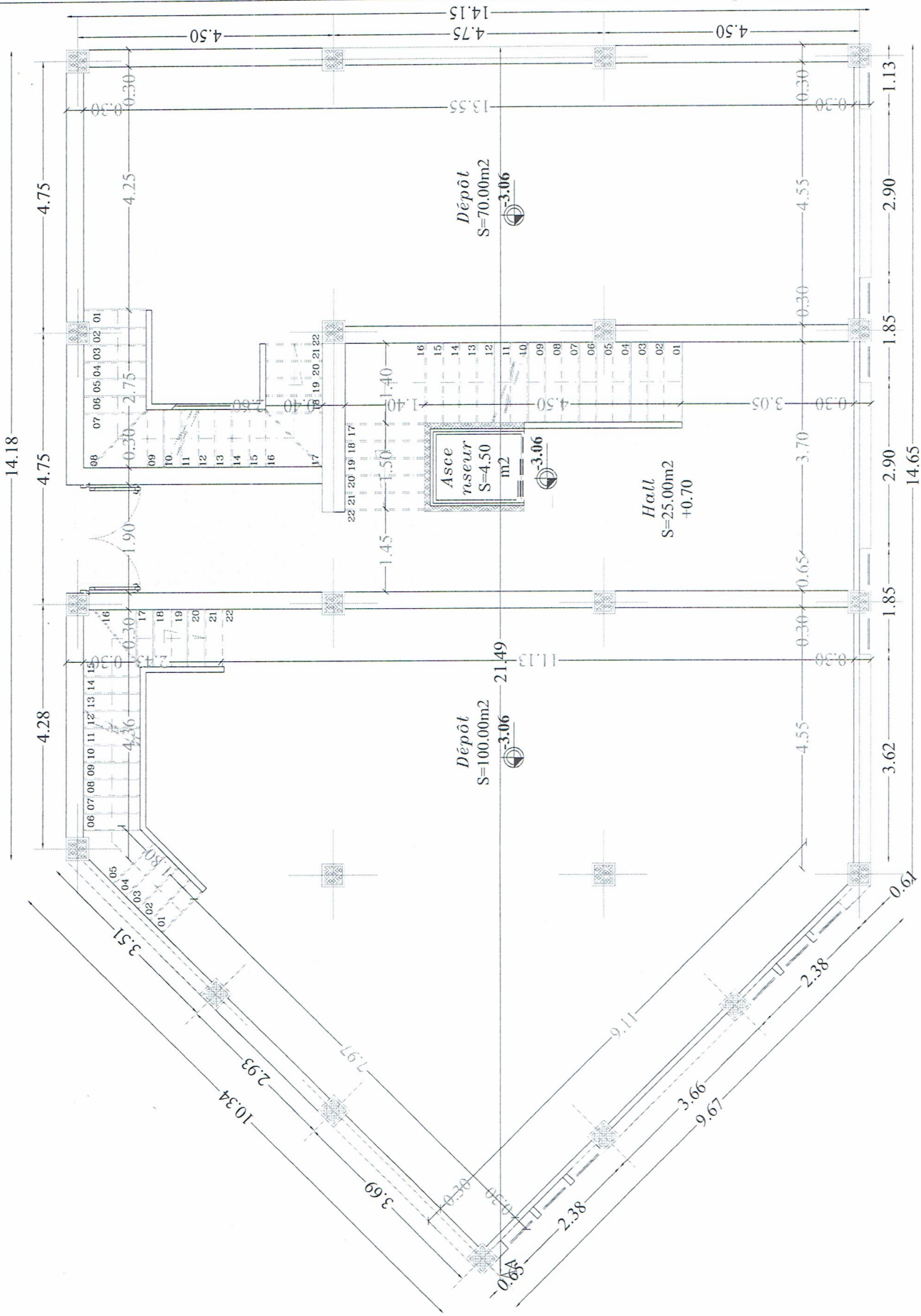




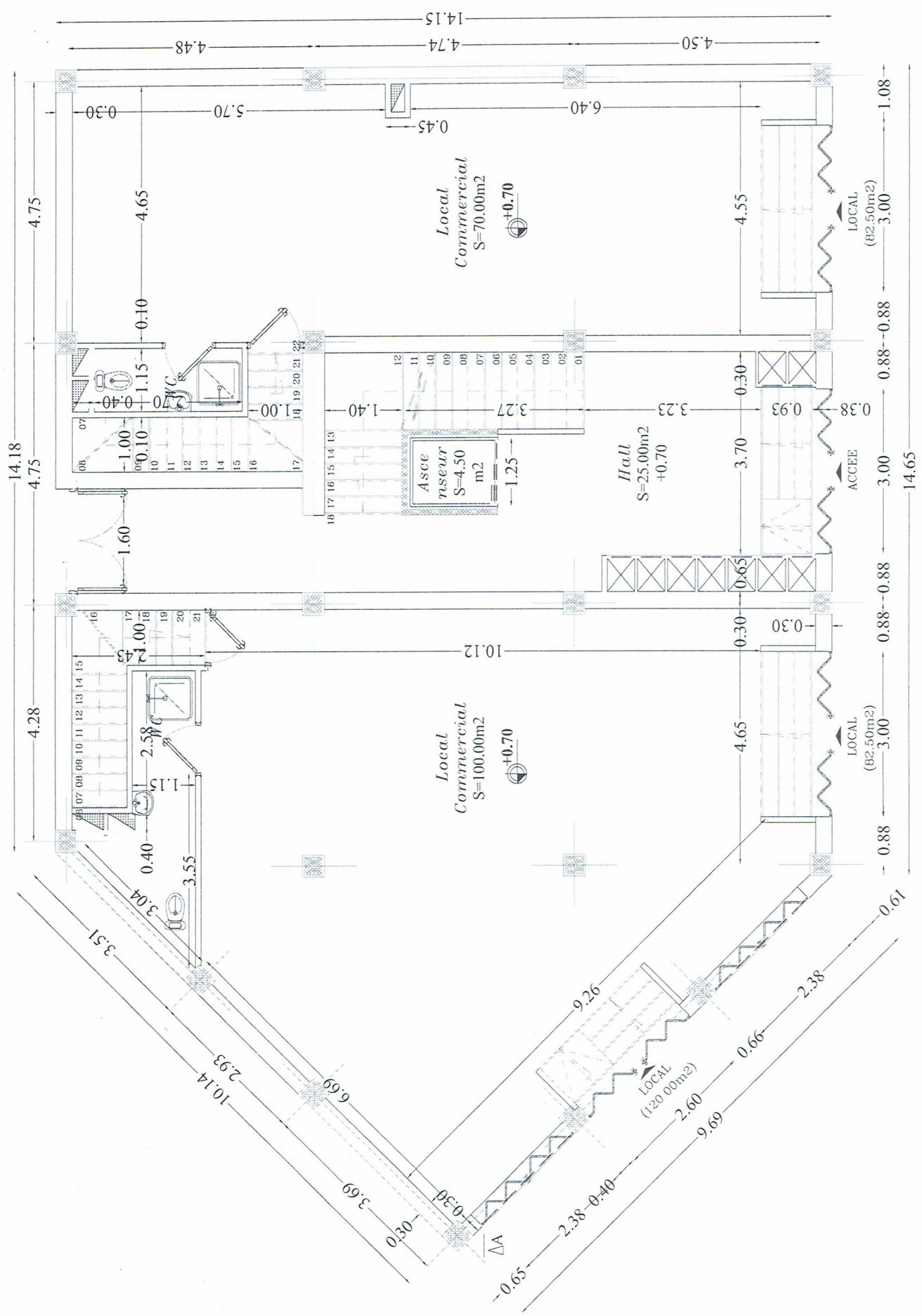
COUPE A-A



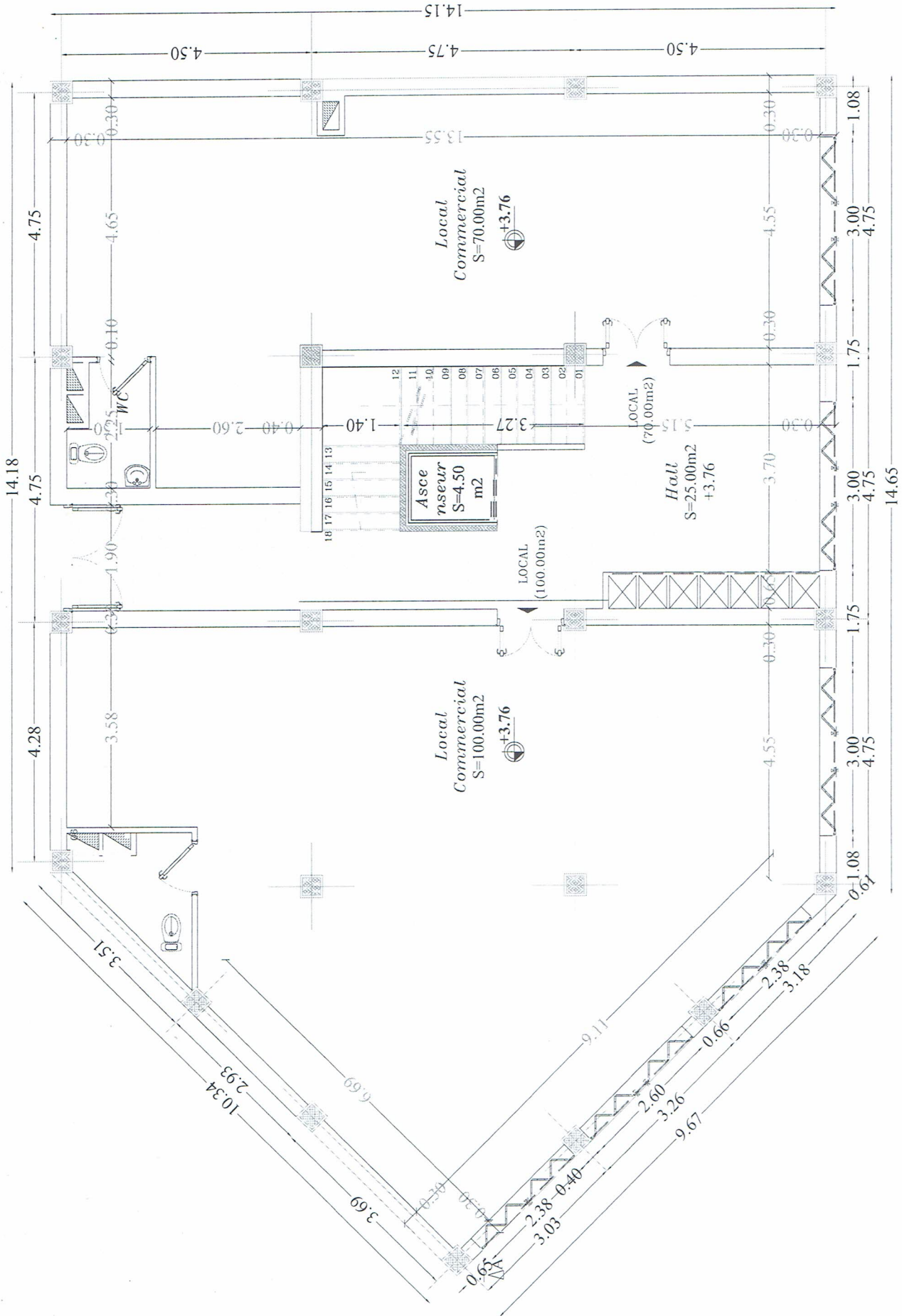
COUPE B-B



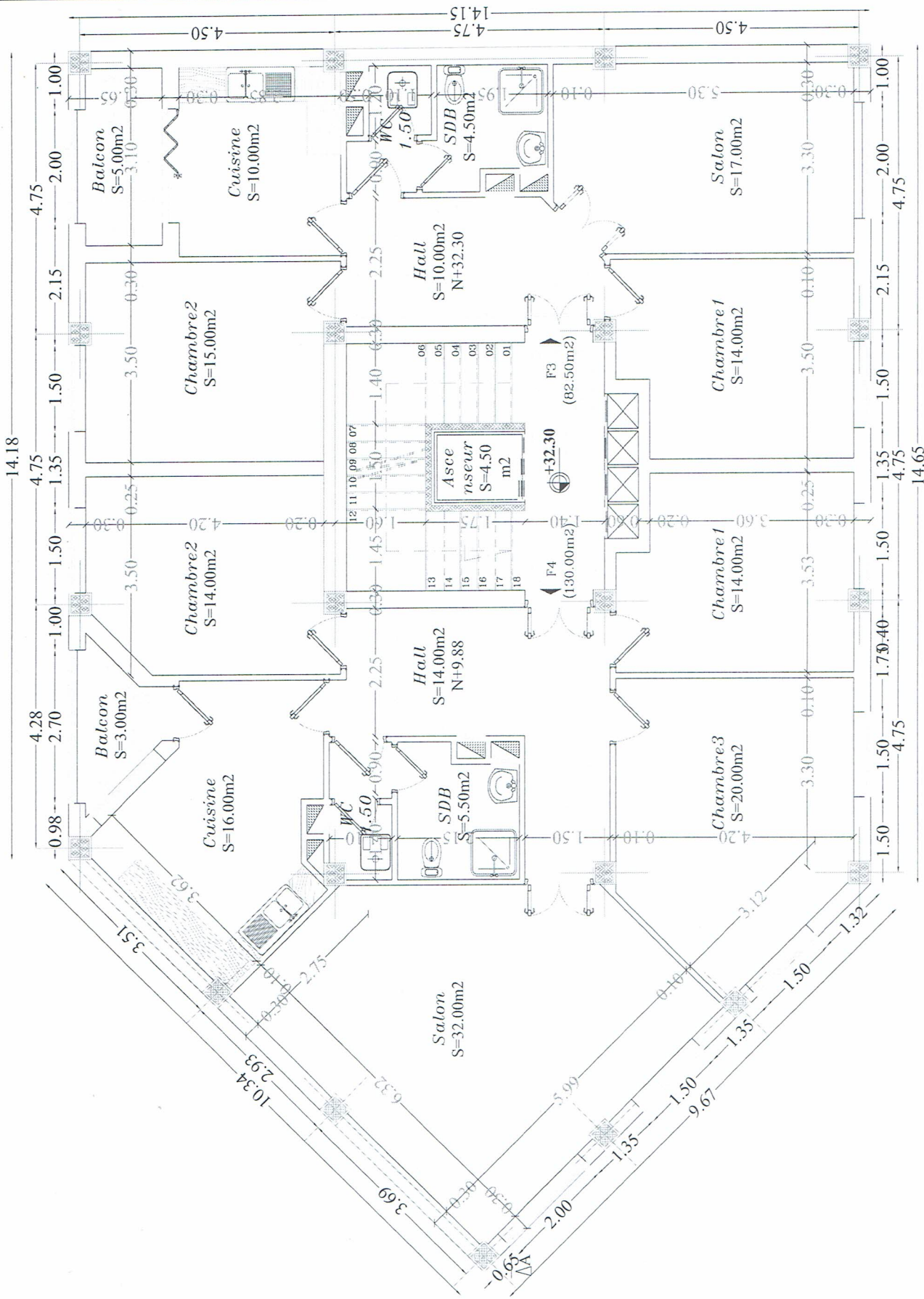
Plan Sous sol Dépôts



Plan RDC Commerces



Plan 1 Etage Commerces



Plan Etage Courant Habitation

14.18

15.15

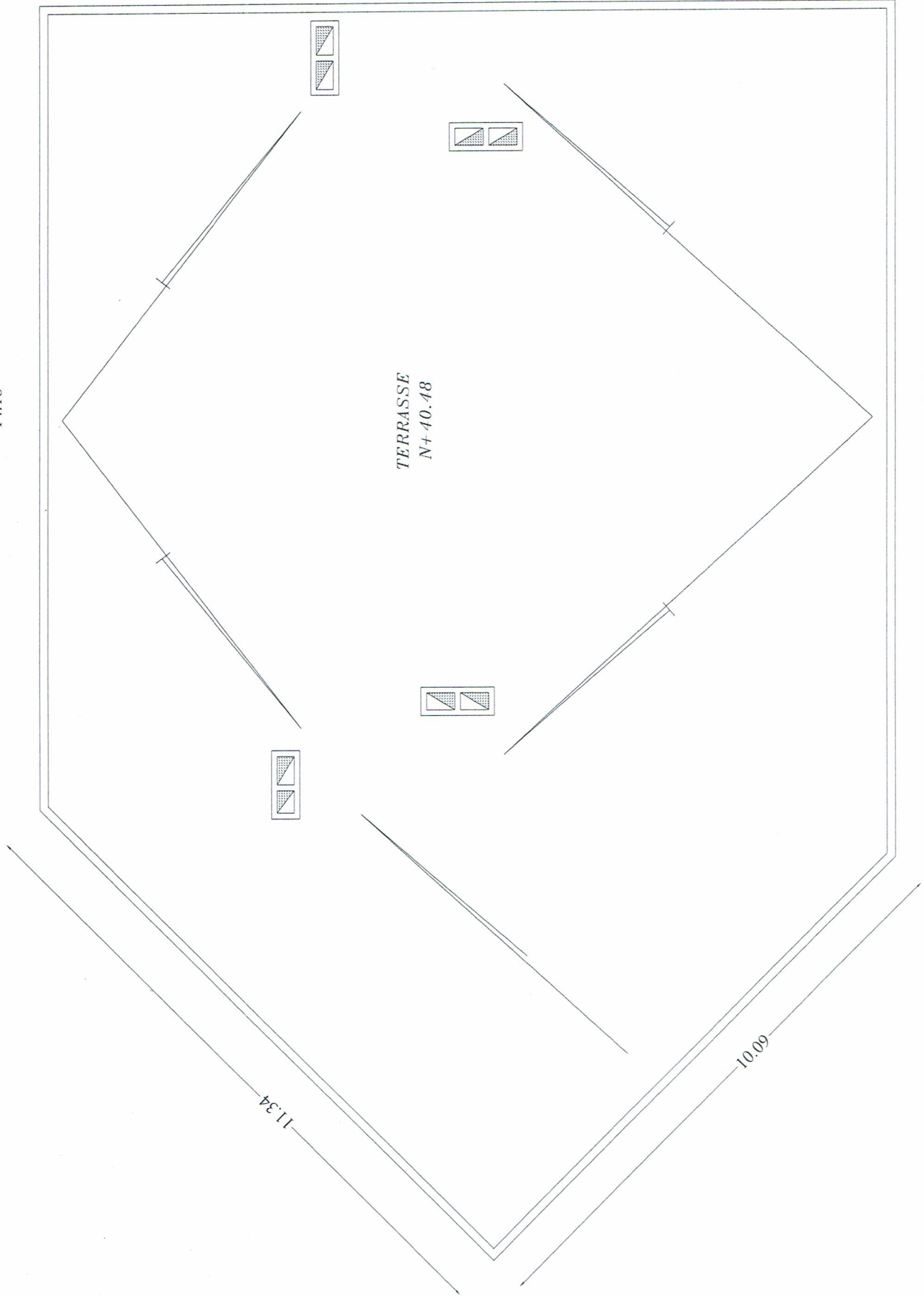
15.06

TERRASSE
N+40.48

11.34

10.09

Plan Terrasse



Republique Algerienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE TLEMCEM
FACULE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

RÉALISATION D'UN IMMEUBLE
A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL
DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN
R+12 AVEC CAVE

**Plan de Coffrage et ferrailage
des planches**

Présenté par

OTMANI NABIL
SALHI FOUAD

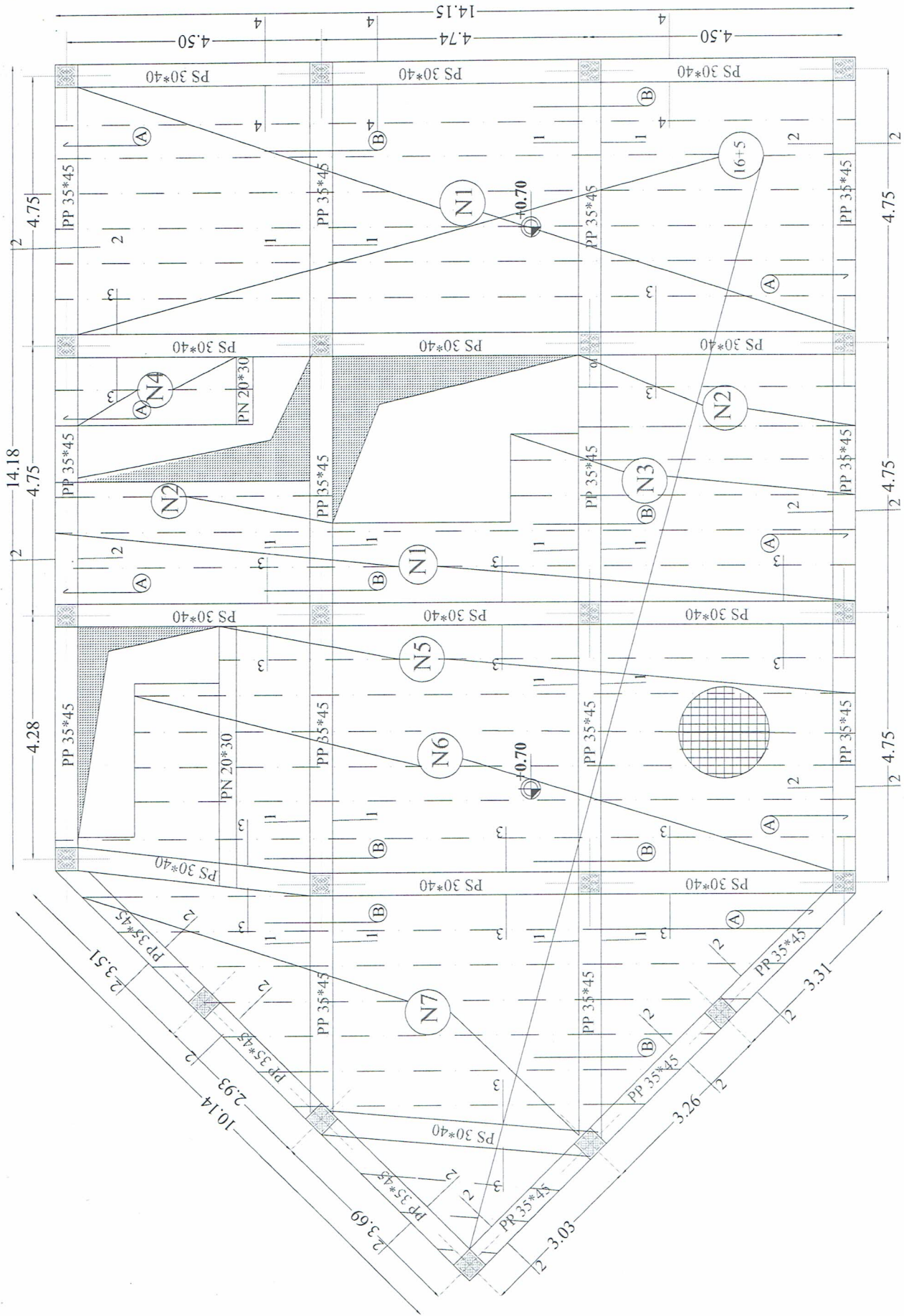
Encadé par

Mr TALEB .O
Mr HOUTI .F

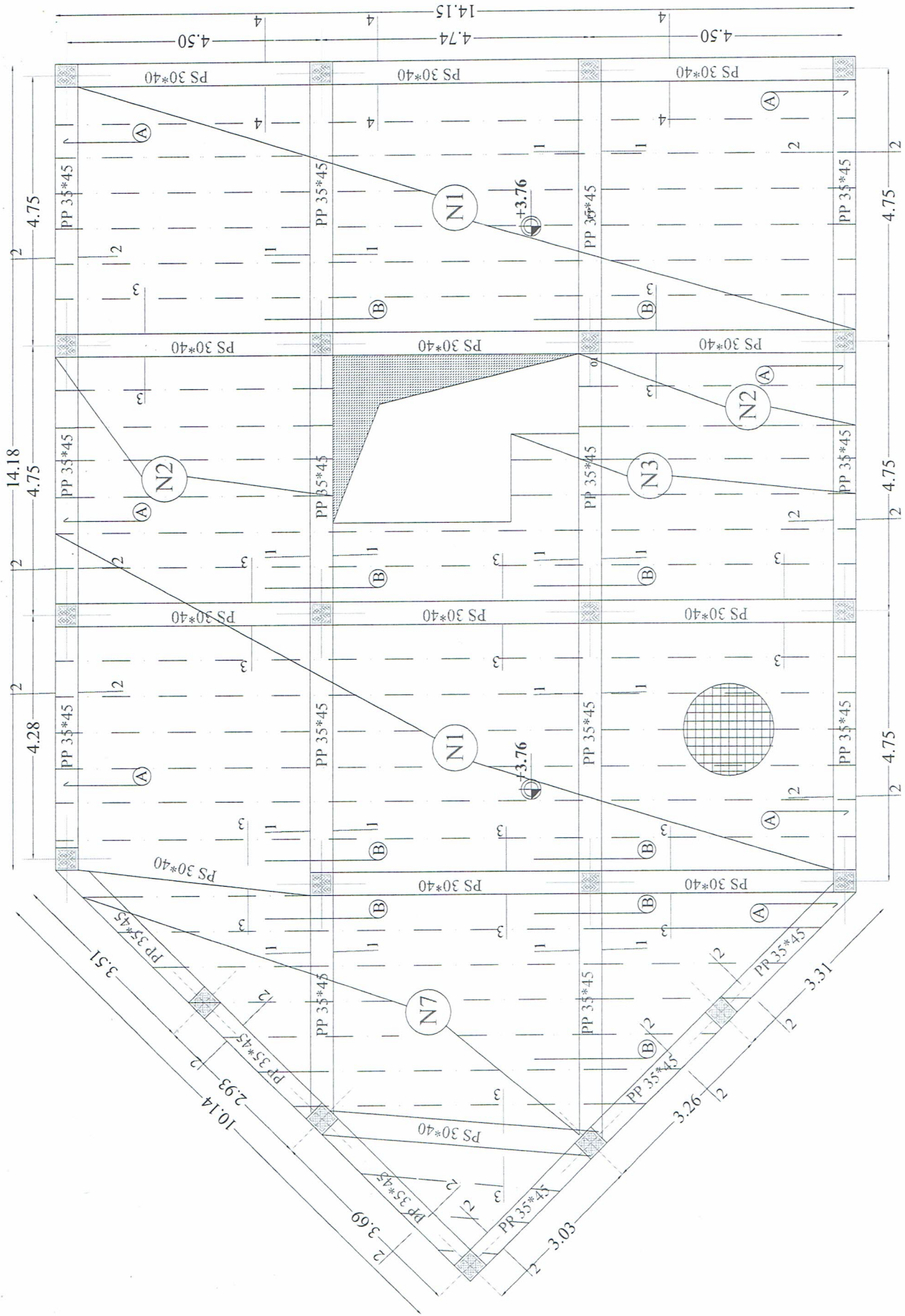
Ech: 1/100

Ech: 1/25 pour les coupes

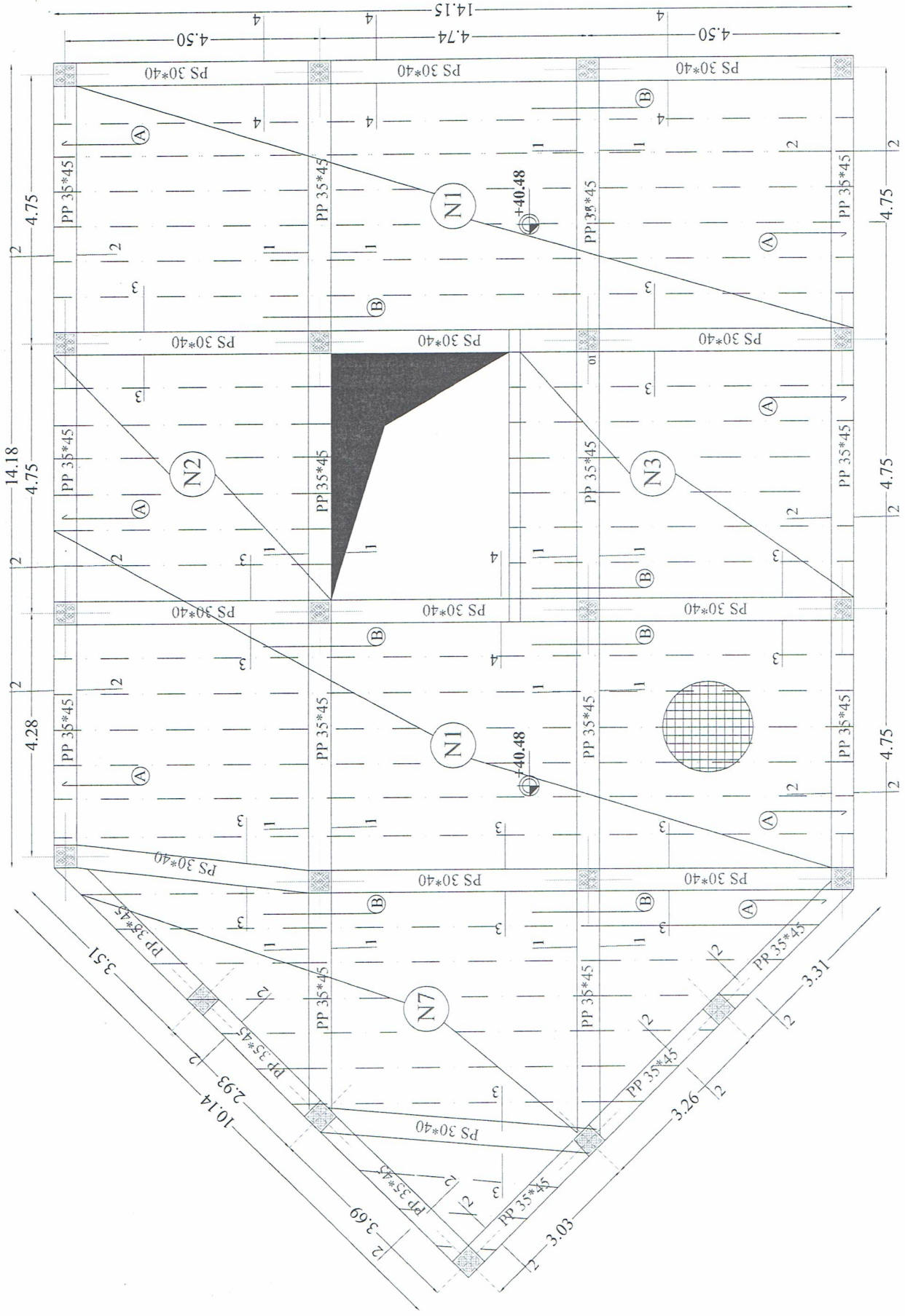
Date: 2018 / 2019



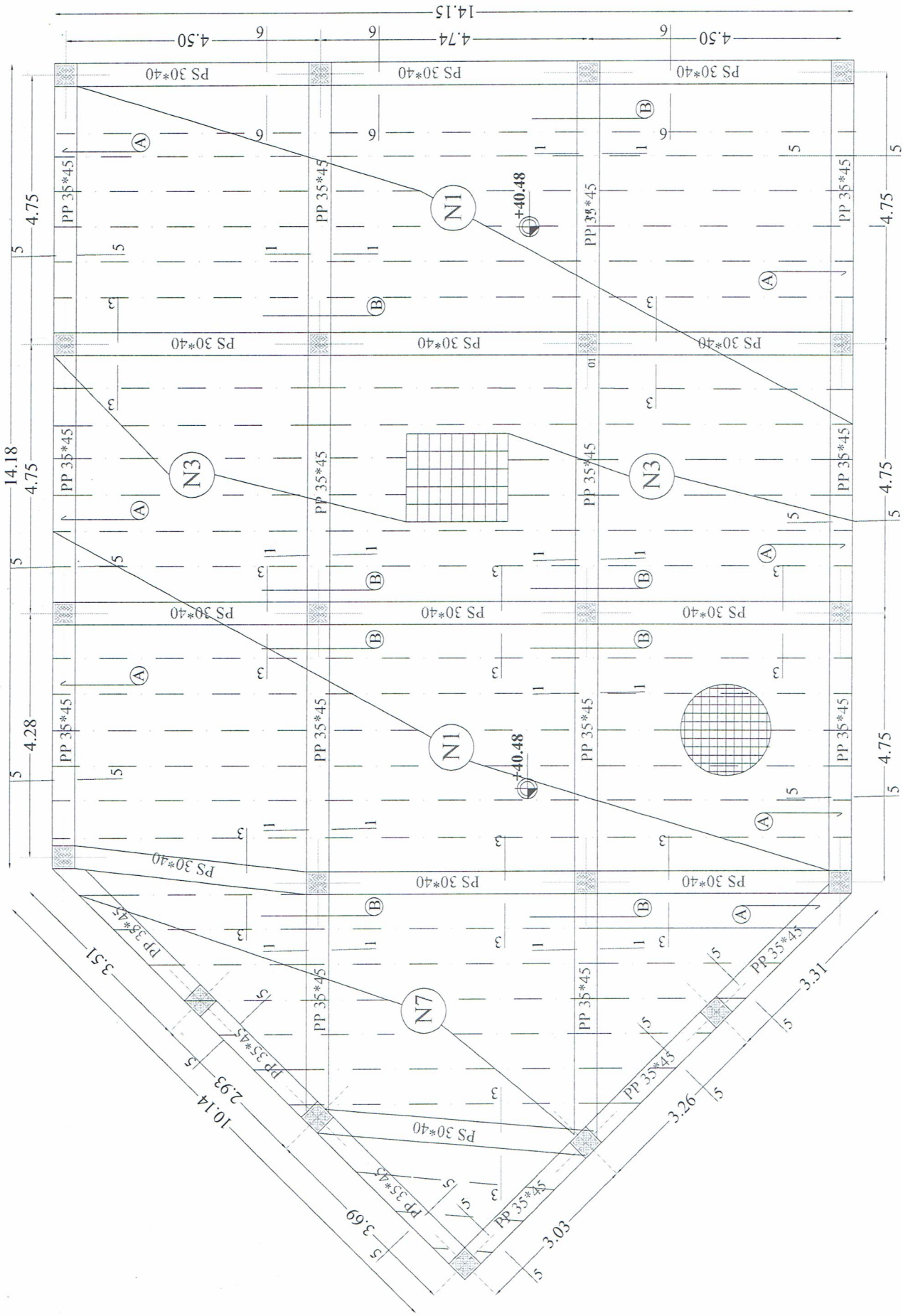
Plan coffrage ferraille plancher RDC



Plan coffrage ferrailage plancher 1 Etage



Plan coffrage ferrailage plancher Etage courant




Plan coffrage ferrailage plancher Terrasse



Ferraillage en appui

Ferraillage en travée

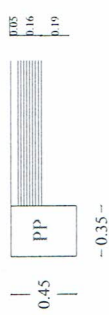
Repère	Nbrs	Long	Ø	Façonnage
④	(A)	140	T 12	 L1=148
	(B)	225	T 12	L1=225



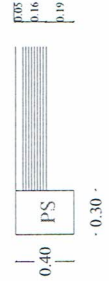
Coupe 1-1



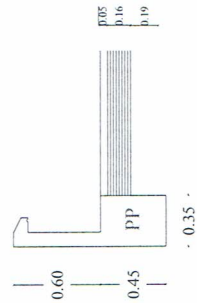
Coupe 3-3



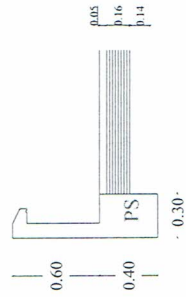
Coupe 2-2



Coupe 4-4

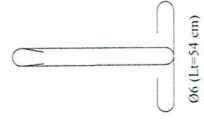
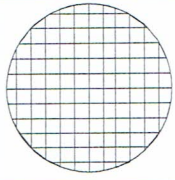


Coupe 5-5



Coupe 6-6

Repère	Nbrs	Long (m)	Ferraillage	
			①	②
N1	144	13.75	1T14	2T14
N2	72	4.50	1T14	2T14
N3	84	5.85	1T14	2T14
N4	2	3.30	1T12	2T12
N5	2	11	1T12	2T12
N6	5	12.68	1T12	3T12
N7	96	12.86	1T12	2T12



Republique Algerienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE TLEMCEM
FACULE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

RÉALISATION D'UN IMMEUBLE
A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL
DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN
R+12 AVEC CAVE

**Plan de Coffrage et ferrailage
des escaliers**

Présenté par

OTMANI NABIL
SALHI FOUAD

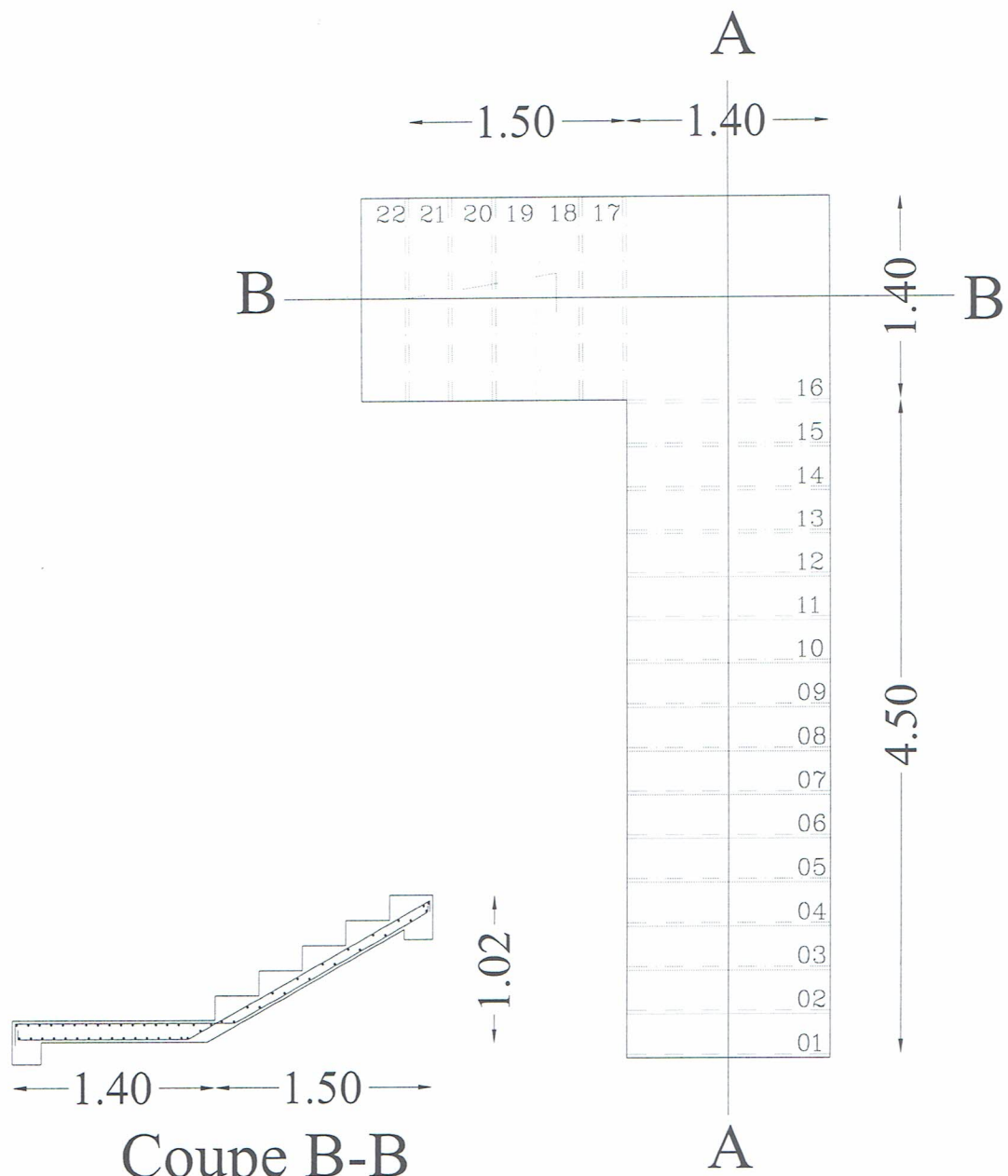
Encadé par

Mr TALEB .O
Mr HOUTI .F

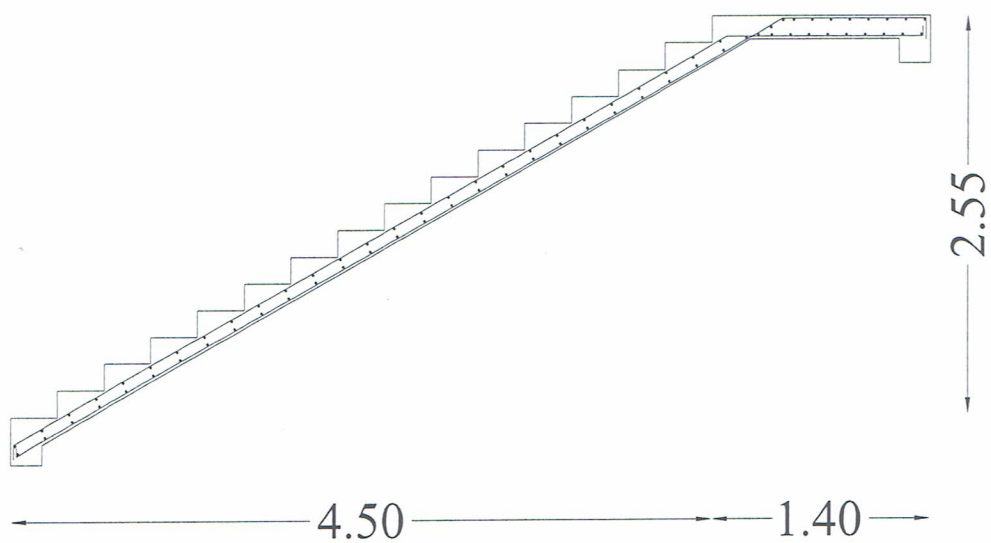
Ech: 1/100

Ech: 1/25 pour les coupes

Date: 2018 / 2019

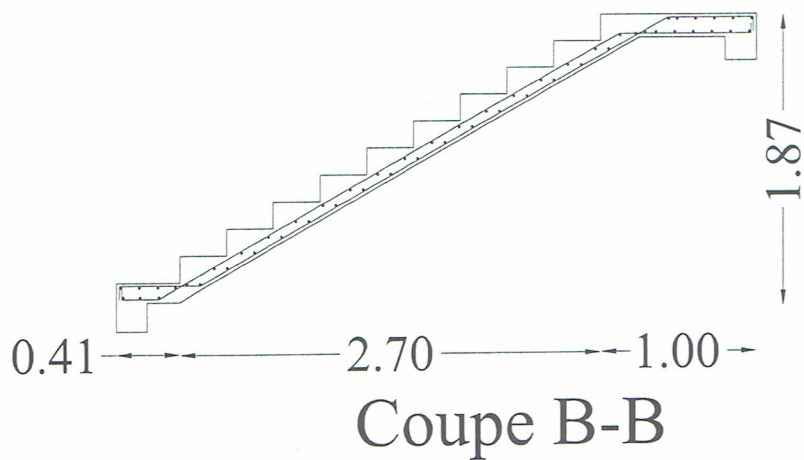
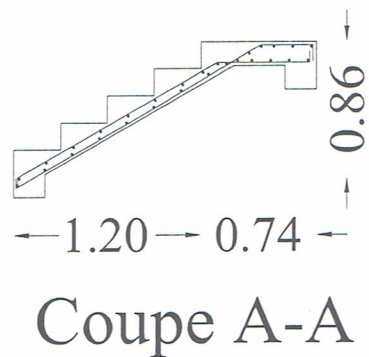
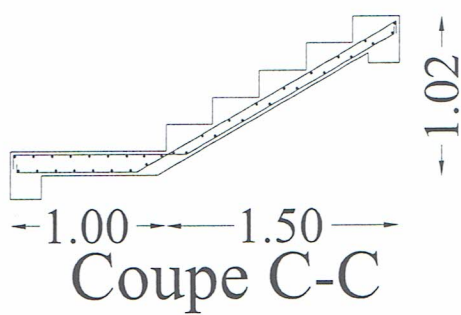
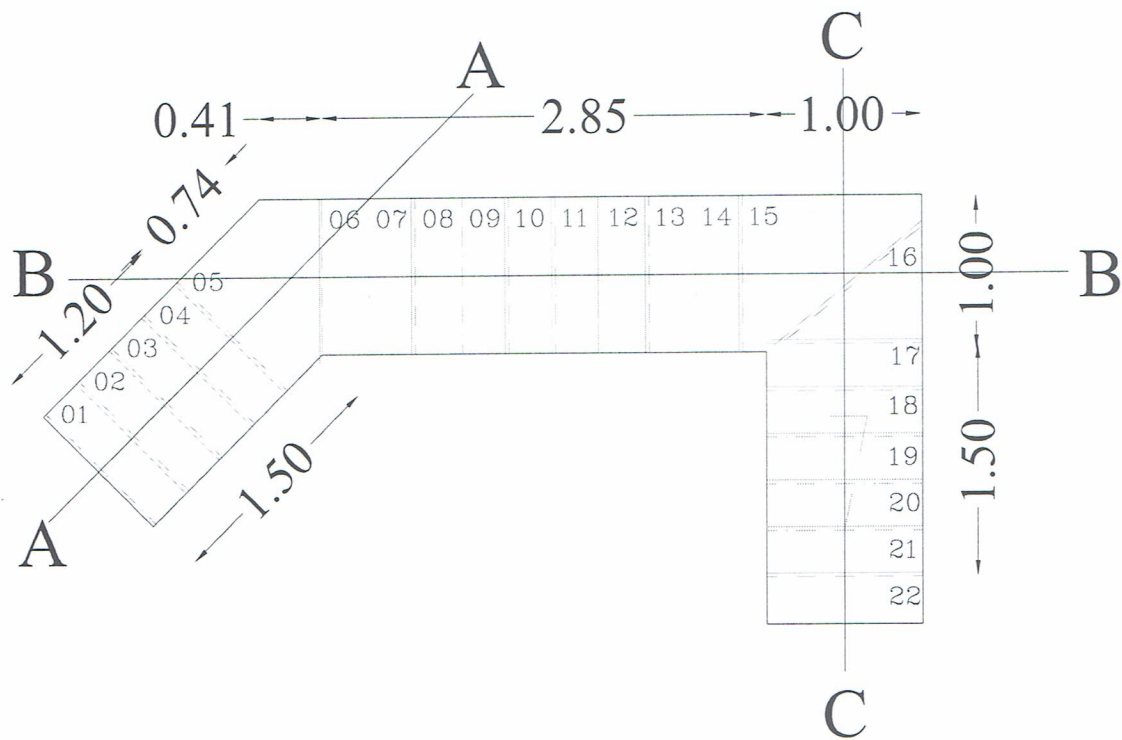


Coupe B-B

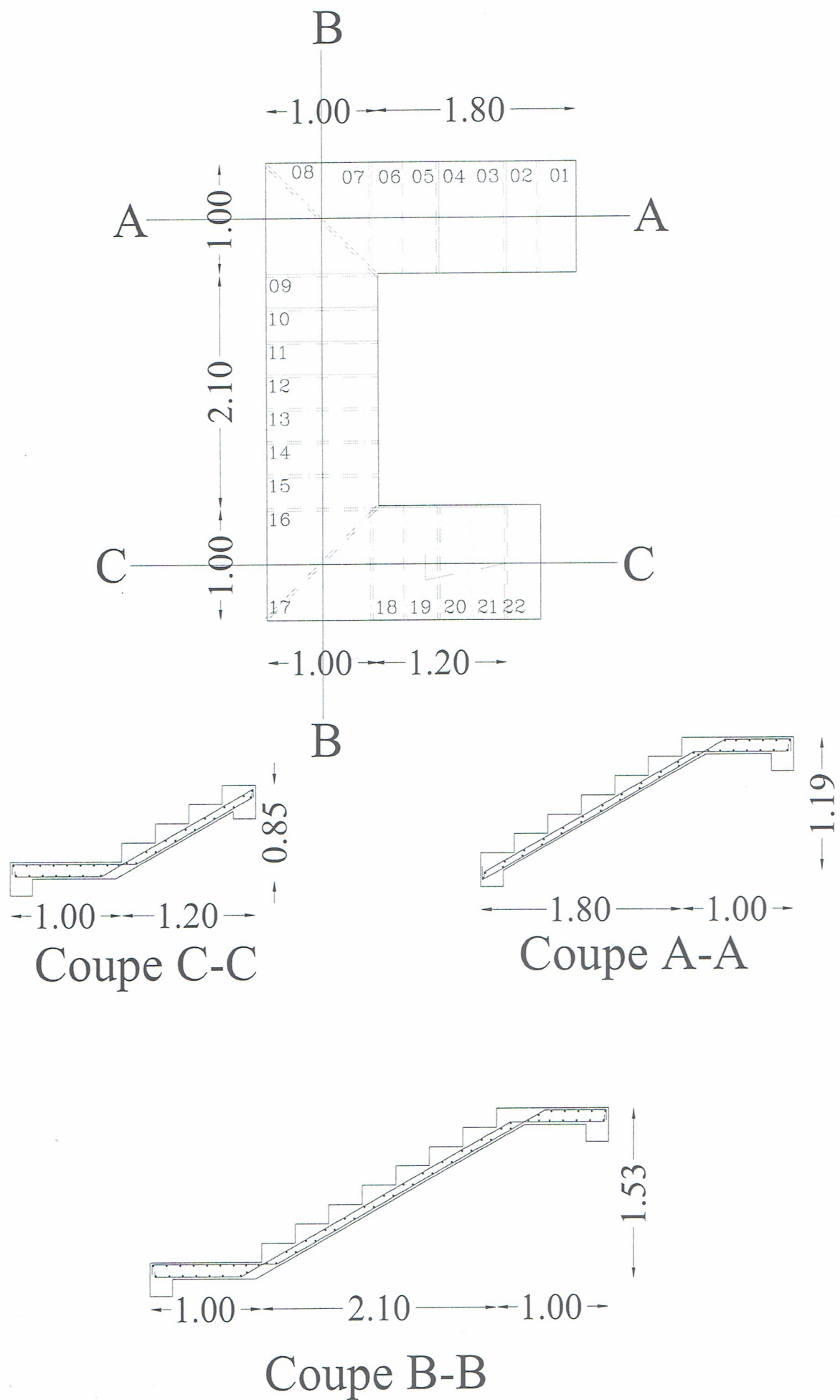


Coupe A-A

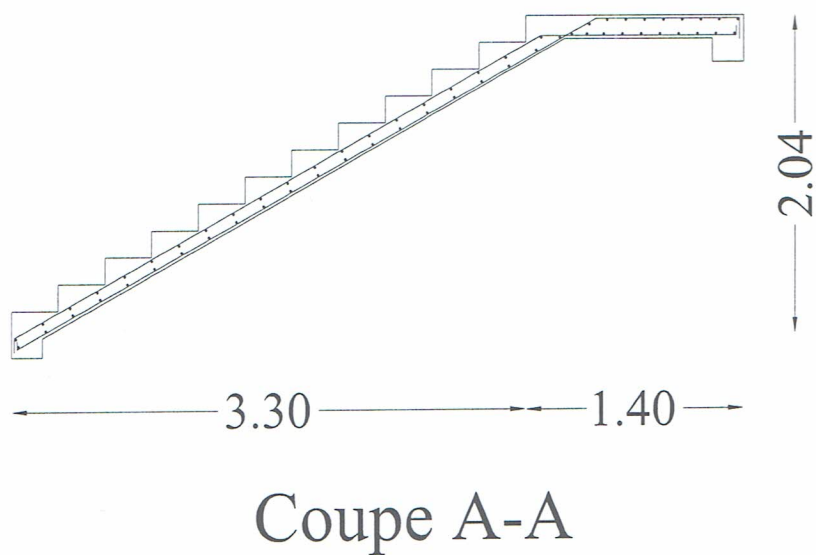
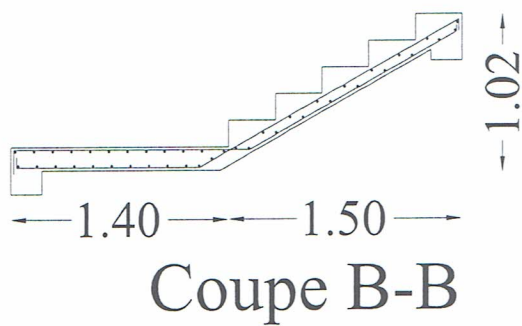
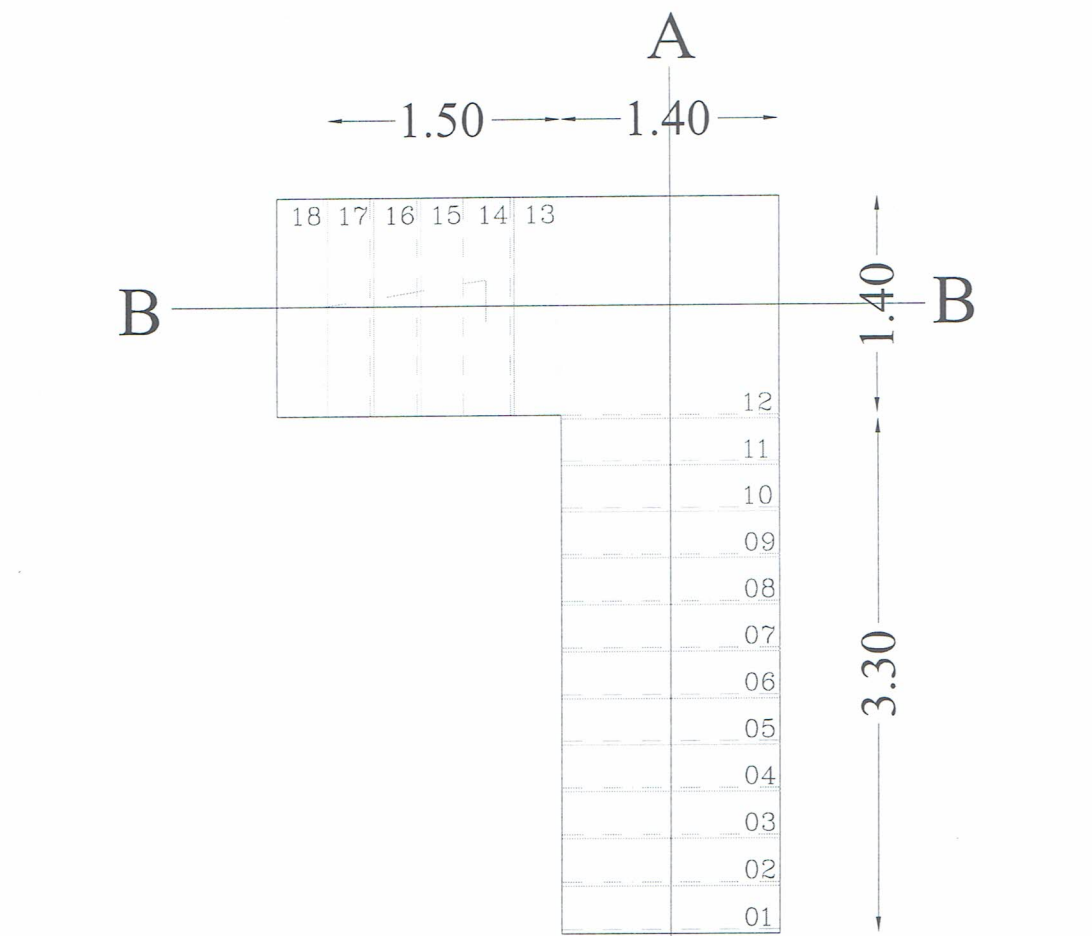
Type 1: Sous sol vers RDC



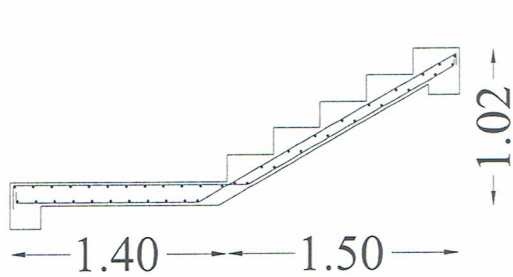
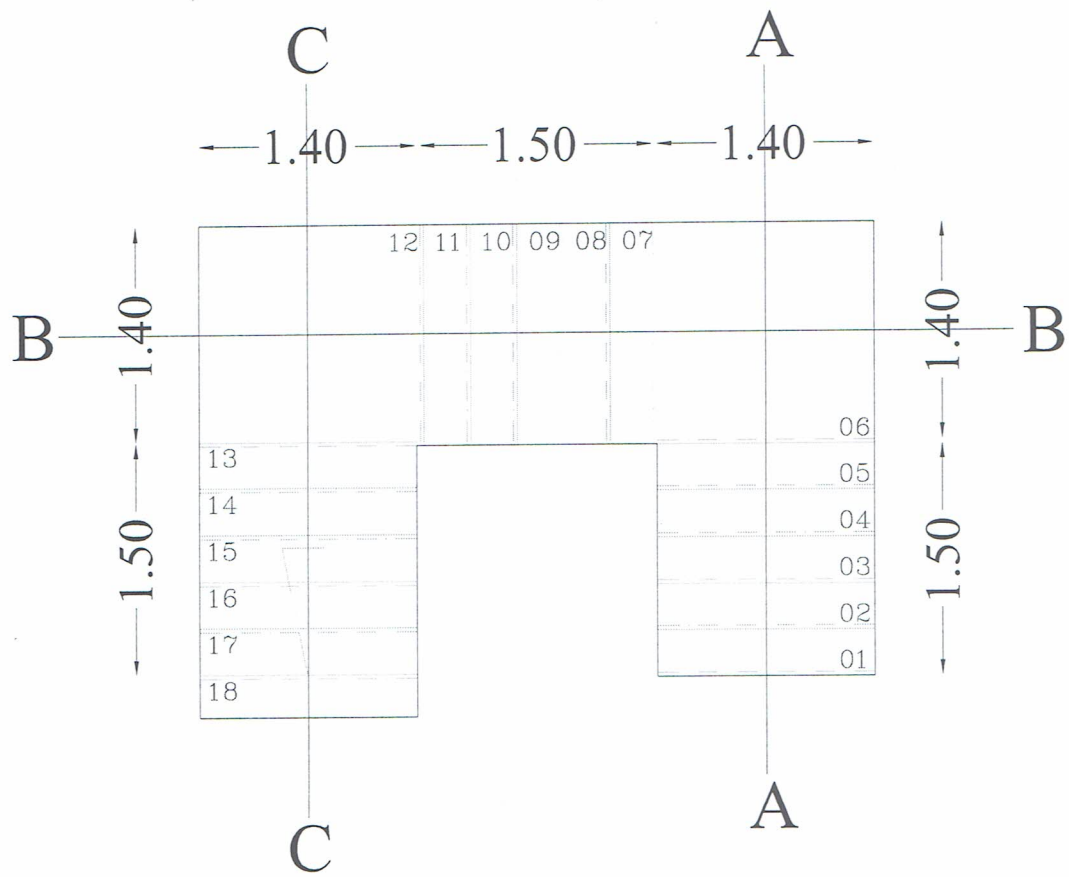
Type 2: Sous sol vers RDC



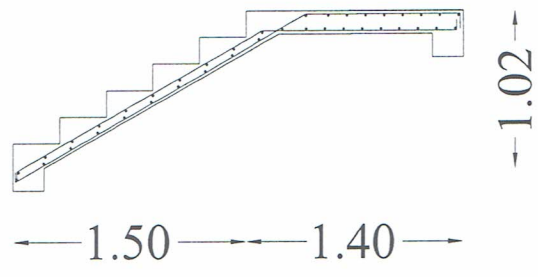
Type 3: Sous sol vers RDC



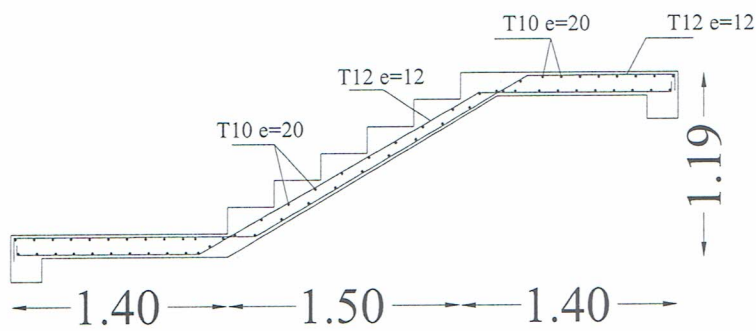
Type 4: RDC vers 1er Etage



Coupe C-C



Coupe A-A



Coupe B-B

Type 5:1er Etage vers les Etages

Republique Algerienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE TLEMCEM
FACULE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

RÉALISATION D'UN IMMEUBLE
A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL
DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN
R+12 AVEC CAVE

**Plan de Coffrage et ferrailage
des éléments structuraux**

Présenté par

OTMANI NABIL
SALHI FOUAD

Encadé par

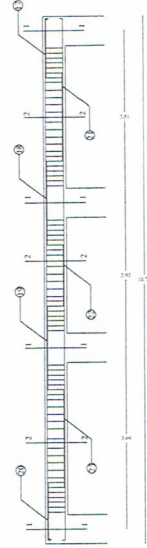
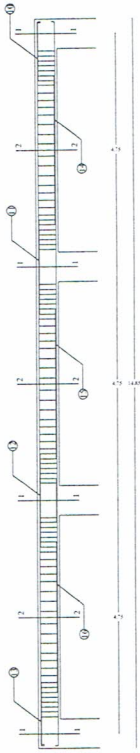
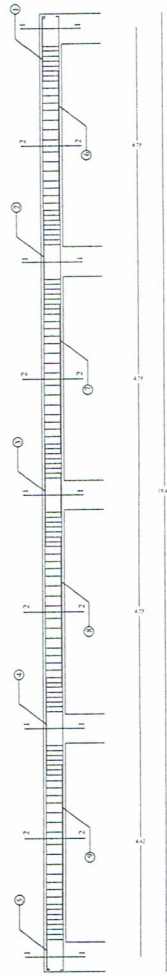
Mr TALEB .O
Mr HOUTI .F

Ech: 1/100

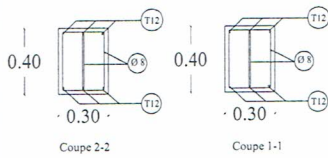
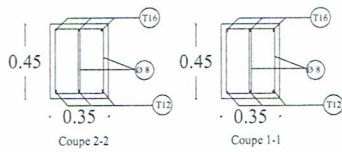
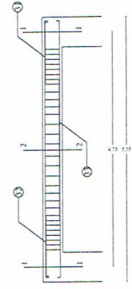
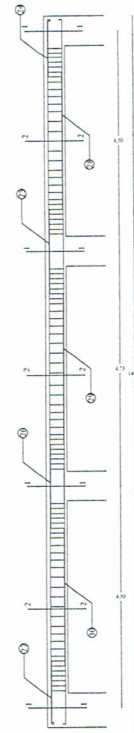
Ech: 1/25 pour les coupes

Date: 2018 / 2019

Les poutres principales



Les poutres secondaires



Schémas	29	39
	Lt = 152	Lt = 96
Nbrs	587	587

Schémas	24	34
	Lt = 132	Lt = 86
Nbrs	390	390

Poutres	Repère	Schémas	Nbrs	Ø
Les poutres principales	①	140 Lt = 164	84	T16
	②	225 Lt = 225	84	T16
	③	225 Lt = 225	84	T16
	④	220 Lt = 220	84	T16
	⑤	135 Lt = 159	84	T16
	⑥	324 Lt = 324	56	T12
	⑦	324 Lt = 324	56	T12
	⑧	324 Lt = 324	56	T12
	⑨	314 Lt = 314	56	T12
	⑩	140 Lt = 164	84	T16
	⑪	225 Lt = 225	84	T16
	⑫	225 Lt = 225	84	T16
	⑬	140 Lt = 164	84	T16
	⑭	324 Lt = 324	56	T12
	⑮	324 Lt = 324	56	T12
	⑯	324 Lt = 324	56	T12
	⑰	110 Lt = 134	84	T16
	⑱	185 Lt = 185	84	T16
	⑲	195 Lt = 195	84	T16
	⑳	120 Lt = 164	84	T16
	㉑	225 Lt = 225	56	T12
	㉒	178 Lt = 178	56	T12
	㉓	239 Lt = 239	56	T12
Les poutres secondaires	㉔	135 Lt = 153	168	T12
	㉕	220 Lt = 220	168	T12
	㉖	220 Lt = 220	168	T12
	㉗	135 Lt = 153	168	T12
	㉘	304 Lt = 304	168	T12
	㉙	324 Lt = 324	168	T12
	㉚	304 Lt = 304	168	T12
	㉛	140 Lt = 158	42	T12
	㉜	140 Lt = 158	42	T12
	㉝	324 Lt = 324	42	T12

Republique Algerienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

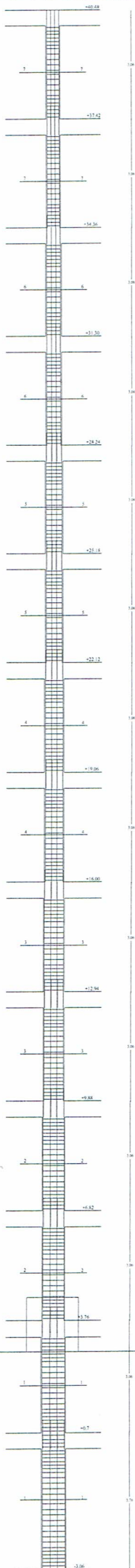
PROJET :
RÉALISATION D'UN IMMEUBLE
A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL
DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN
R+12 AVEC CAVE

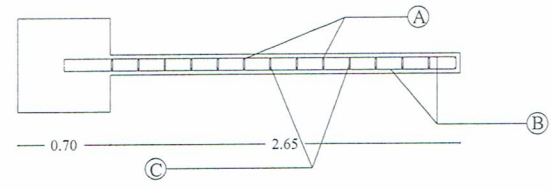
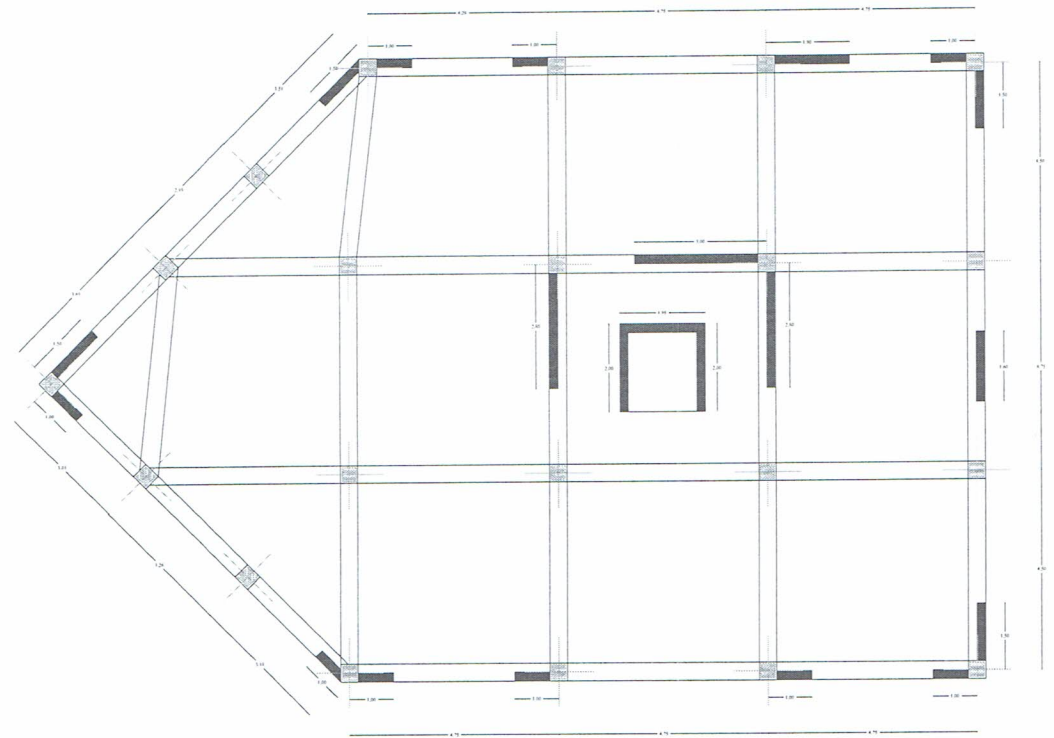
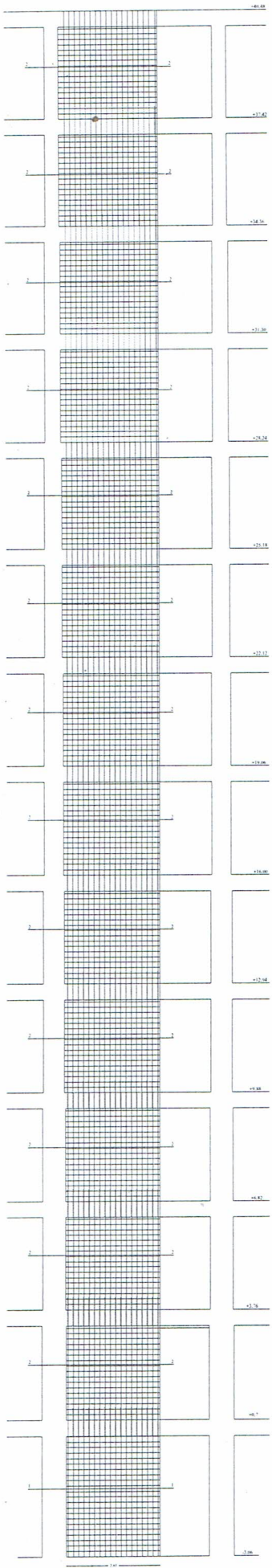
Plan de Coffrage et ferrailage des poutres
principales et secondaires

Présenté par	Encadé par
OTMANI NABIL SALHI FOUAD	Mr TALEB .O Mr HOUTI .F

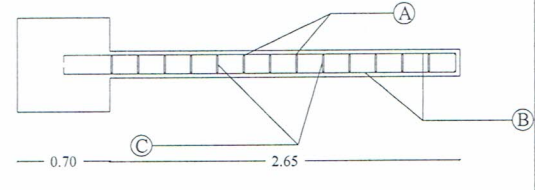
Ech: 1/100
Ech: 1/25 pour les coupes

Date: 2018 / 2019





Coupe 2-2



Coupe 1-1

Niveau	Repère	long m	Ø mm
Voile de sous sol	A	3,76	12
	B	3,00	12
	C	0,36	6
Voile de etage courant	A	3,06	12
	B	3,00	12
	C	0,28	6

Republique Algerienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE TLEMCEM
FACULE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

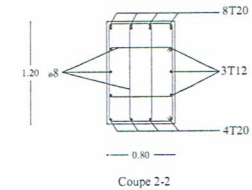
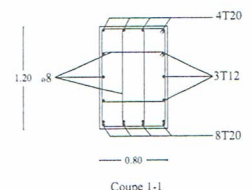
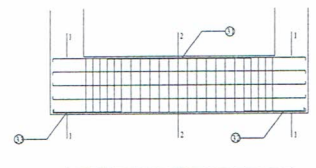
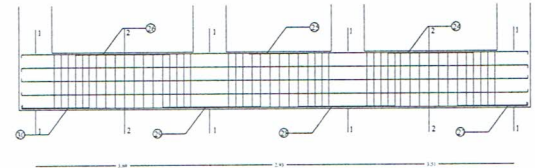
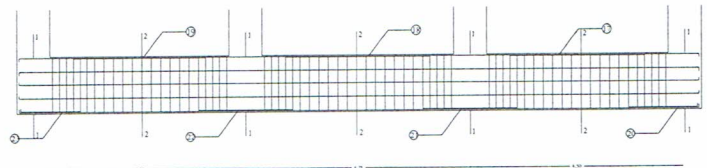
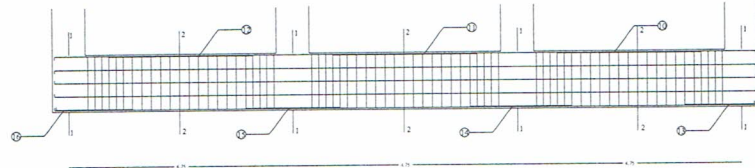
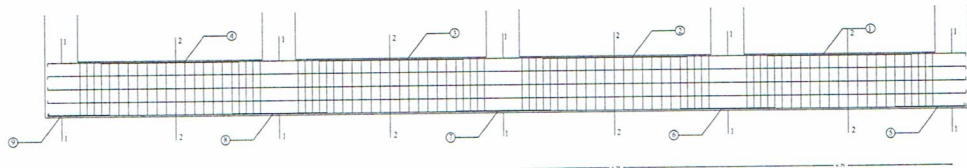
PROJET :
RÉALISATION D'UN IMMEUBLE
A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL
DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN
R+12 AVEC CAVE

Plan de Coffrage et ferrailage des voiles

Présenté par	Encadé par
OTMANI NABIL SALHI FOUAD	Mr TALEB .O Mr HOUTI .F

Ech: 1/100
Ech: 1/25 pour les coupes

Date: 2018 / 2019



Poutres	Repère	Schémas	Nbrs	Ø
Nervure	①	324 L1=324	6	T20
	②	324 L1=324	6	T20
	③	324 L1=324	6	T20
	④	314 L1=314	6	T20
	⑤	140 L1=170	6	T20
	⑥	225 L1=225	6	T20
	⑦	225 L1=225	6	T20
	⑧	220 L1=220	6	T20
	⑨	135 L1=165	6	T20
	⑩	324 L1=324	6	T20
	⑪	324 L1=324	6	T20
	⑫	324 L1=324	6	T20
	⑬	140 L1=170	6	T20
	⑭	225 L1=225	6	T20
	⑮	225 L1=225	6	T20
	⑯	140 L1=170	6	T20
	⑰	225 L1=225	12	T20
	⑱	178 L1=178	12	T20
	⑲	239 L1=239	12	T20
	⑳	110 L1=140	12	T20
	㉑	185 L1=185	12	T20
	㉒	195 L1=195	12	T20
	㉓	120 L1=150	12	T20
	㉔	304 L1=304	6	T20
	㉕	324 L1=324	6	T20
	㉖	304 L1=304	6	T20
	㉗	135 L1=165	6	T20
	㉘	220 L1=220	6	T20
	㉙	220 L1=220	6	T20
	㉚	135 L1=165	6	T20
	㉛	324 L1=324	3	T20
	㉜	140 L1=170	3	T20
	㉝	140 L1=170	3	T20

Schémas	74	26	74
	56	114	114
	L1=276	L1=296	L1=392
Nbrs	977	977	977

Republique Algérienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE TLEMCEM
FACULE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

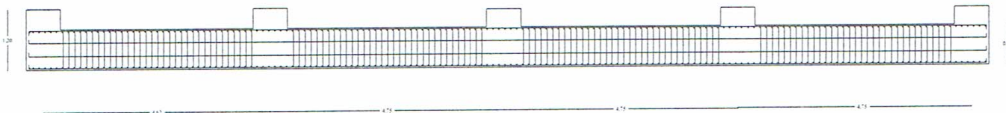
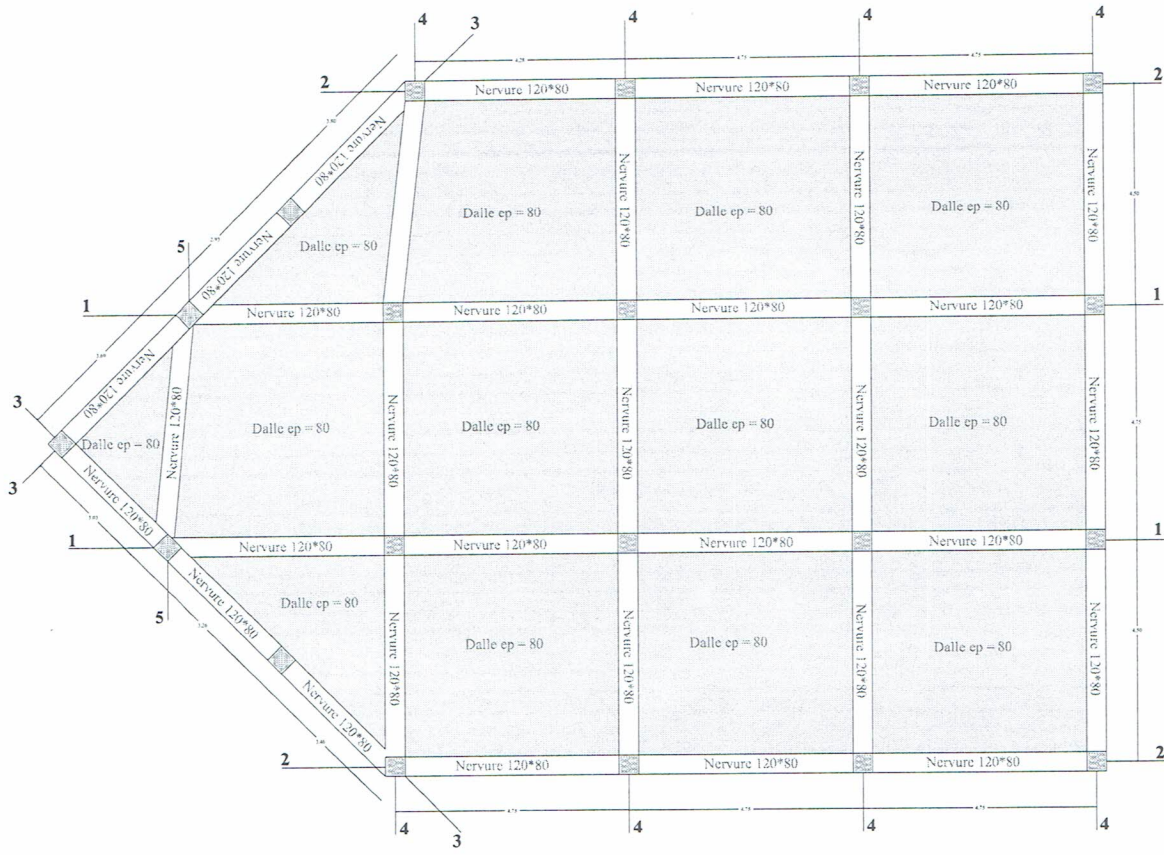
PROJET :
RÉALISATION D'UN IMMEUBLE
A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL
DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN
R+12 AVEC CAVE

Plan de Coffrage et ferrailage des nervures

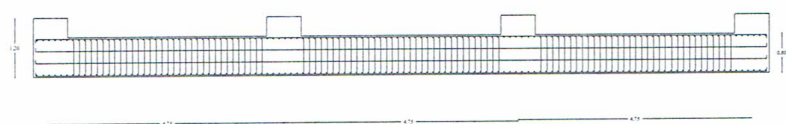
Présenté par	Encadé par
OTMANI NABIL SALHI FOUAD	Mr TALEB .O Mr HOUTI .F

Ech: 1/100
Ech: 1/25 pour les coupes

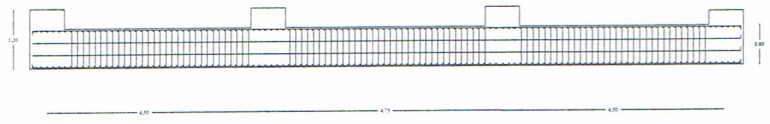
Date: 2018 / 2019



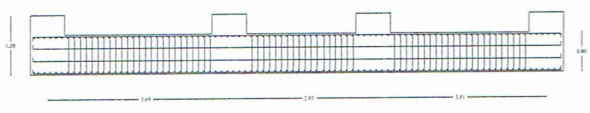
Coupe 1-1



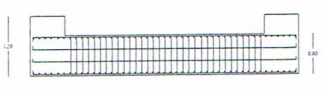
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



Coupe 5-5

Republique Algerienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :
RÉALISATION D'UN IMMEUBLE
A USAGE COMMERCIAL MULTIFONCTIONNEL
DES LOCAUX COMMERCIAUX AVEC LOGEMENTS EN
R+12 AVEC CAVE

Plan de Coffrage et ferrailage de Radier

Présenté par	Encadé par
OTMANI NABIL SALHI FOUAD	Mr TALEB .O Mr HOUTI .F

Ech: 1/100

Date: 2018 / 2019

Etude technique et économique d'un bâtiment à usage d'habitation R+12+SS à REMCHI-Tlemcen

Présenté par :

OTMANI Nabil

nabilotmani82@gmail.com

SALHI Fouad

salhi.fouad13@gmail.com

Résumé :

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude technique et économique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Sous sol, d'un Rez de chaussée plus 12 étages se situant à Tlemcen, en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé BAEL 91 modifié 99.

Le bâtiment est réalisé dans une zone sismique modéré, raison pour laquelle une étude dynamique est nécessaire en utilisant le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 V2003.

La première entame la description générale du projet avec un pré dimensionnement de la structure.

Après avoir évalué les différentes descentes de charges, une étude détaillée des éléments secondaires est présentée.

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements. Cette partie est suivie par l'étude des éléments résistants de la structure et de la fondation.

Une étude estimative du projet clôture ce mémoire.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, BAEL99, MS Project.

ملخص:

يركز مشروع التخرج هذا على الدراسة التقنية والاقتصادية للمبنى السكني والتجاري المكون من طابق تحت أرضي وطابق أرضي بالإضافة إلى 12 طابقا يقع بالرمشي ولاية تلمسان، بإتباع قوانين حساب الخرسانة المسلحة BAEL 91 المعدل 99.

تم بناء المبنى في منطقة زلزالية معتدلة، وهذا هو السبب في ضرورة إجراء دراسة ديناميكية باستخدام النظام الجزائري للزلازل RPA 99 V2003.

تعتمد الدراسة على وصف عام للمشروع وحساب الأبعاد المسبقة للهيكل وبهذا يتم تقييم النسب المختلفة للأحمال

لتقديم الدراسة التفصيلية للعناصر الثانوية وحساب كمية التسليح. أما الجزء الثالث فقد تناول الدراسة الديناميكية للهيكل انطلاقا من برنامج SAP2000 من أجل تحديد قدرة مقاومة المبنى ضد الزلازل من مختلف الاتجاهات، وانطلاقا من هذا الأخير تتم دراسة العناصر المقاومة للهيكل والأساس.

الكلمات المفتاحية : بناء، الخرسانة المسلحة، SAP2000، BAEL99، Ms Project