

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
المركز الجامعي لعين تموشنت
Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent
Institut de Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :

- ❖ **Domaine** : SCIENCE ET TECHNOLOGIE.
- ❖ **Filière** : GENIE CIVIL.
- ❖ **Spécialité** : INGENIERIE DES STRUCTURES.

• **Thème**

*Planification de la réalisation d'une structure en
Béton armée*

Présenté Par :

- 1) Berrhail amina.
- 2) Khoualef Sabah.

Devant les jurys composés de :

<i>M^{me}. Kazi tani meryam</i>	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Président
<i>D^r. Tahar berrabah</i>	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant
<i>P^r. Amara</i>	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Examineur

Année universitaire 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي جَعَلَ مِنَ
النَّارِ سَمُوكًا
وَالَّذِي جَعَلَ
الْبُرُوجَ كَالْأَمْثَالِ
الْحَبِيبِ
وَالَّذِي جَعَلَ
النَّجْمَ وَالْقَمَرَ
وَالْقِيَامَةَ
وَالَّذِي جَعَلَ
النَّجْمَ وَالْقَمَرَ
وَالْقِيَامَةَ
وَالَّذِي جَعَلَ
النَّجْمَ وَالْقَمَرَ
وَالْقِيَامَةَ

REMERCIEMENTS :

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

Au terme de ce projet nous tenons à remercier chaleureusement nos encadreurs et enseignants : *D' Tahar berrabah Amina et Mme Kazi Tani* , pour leurs grande aide et leur expertise dans la matière à travers des explications cohérentes, qui nous ont soutenus durant la mise en œuvre du projet de fin d'étude, et qui sans eux, nous ne serions pas arrivé à mettre en œuvre cette thèse, un GRAND merci.

Nous sommes aussi reconnaissants envers les membres du Jury qui nous ont donné l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail, et d'avoir su donner une critique professionnelle sur ce projet.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail et à toute la promotion de Master génie civil.

DÉDICACE :

Je dédie ce travail à :

❖ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

❖ *Mes sœurs et mes frères.*

❖ *Toute la famille Berrhail .*

❖ *Mes amies.*

❖ *A toute la promotion 2015.*

❖ *Tous les enseignants qui m'ont orienté vers la porte de la réussite.*

Amina.

DÉDICACE :

- ❖ *A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de Joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi mon père.*

- ❖ *A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, mon amie et mon bonheur ; maman que j'adore.*

- ❖ *Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes frères et mes sœurs.*

je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient en premier lieu pour leurs conseils, aides, et encouragements.

- ❖ *Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude.*

Sabah.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée + 4 étages, implanté dans la wilaya d'Ain-Temouchent.

Cette étude se compose de deux parties :

La première partie :

Entame la présentation générale du projet avec un pré dimensionnement et descente des charges, ensuite étude des éléments et l'étude dynamique de la structure, enfin le ferrailage des éléments et étude de l'infrastructure.

La deuxième partie :

Comprend une généralité sur planification du projet et calcul des métrai de la structure afin de établir un devis quantitatif et estimatif, enfin, application du MS Project pour calculer la durée générale du projet.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99, planification, devis, CYPE, MS Project.

ملخص :

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز مبنى على شكل منتظم يتكون من طابق أرضي + 4 طوابق ، يقع في ولاية عين تموشنت

تتكون هذه الدراسة من جزئين :

الجزء الأول :

يبدأ بالوصف العام للمشروع وإعطاء الأبعاد الأولية والحمولة لكل عنصر، ثم دراسة العناصر والدراسة الديناميكية للهيكل ، وأخيرا تعزيز العناصر ودراسة البنية التحتية

الجزء الثاني :

يتضمن عمومية عن تخطيط المشروع وحساب مقاييس الهيكل من أجل تحديد تقدير كمي وتقديري ، وأخيرا حساب إجمالي لمدة المشروع بفضل البرنامج Microsoft Project .

الكلمات المفتاحية: البناء ، الخرسانة المسلحة ، ، التخطيط ، تقدير ، SAP2000 ، RPA99V

2003,BAEL9199 CYPE, MS Project.

Abstract :

This project presents a detailed study of a building of regular form for residential use .consisting of a ground floor + 4 floors, located in the wilaya of Ain-Temouchent

This study consists of two parts :

The first part :

Start the general presentation of the project with a pre-dimensioning and descent

loads, then study of the elements and the dynamic study of the structure, finally the reinforcement of the elements and study of the infrastructure

The second part :

Includes a generality on project planning and calculation of the structure's metrics in order to establish a quantitative and estimated estimate, finally, application of the MS Project to calculate the overall duration of the project.

Key words: Building, Reinforced Concrete, SAP2000, modified RPA99 2003, . modified BAEL91 99, planning, specifications, CYPE, MS project

Sommaire :

Partie Etude

1. Introduction générale :	7
2)-Définition du projet :	16
2.1) - Implantation de projet :.....	16
2.2) - Caractéristique géométrique :.....	16

Chapitre I : Pré dimensionnement et descente des charges

I) Pré dimensionnement :	17
I-1) Introduction :	17
I-2) Pré dimensionnement des planchers:	17
1-2-1) Planchers a corps creux :	17
I-2-2) Plancher en dalle pleine :	17
I-2-3) Pré dimensionnement des poutres :.....	17
I-2-3-1) Les poutres principales :	20
I-2-3-2) Les poutres secondaire:	21
I-2-3-3) Pré dimensionnement des poteaux :	22
I-2-4) Les Voiles :	27
I-2-5) Pré dimensionnement des escaliers :.....	28
II.1) Définition :	32
II.2) Escalier :	32
2.1) Palier de repos :.....	32
2.2) Paillasse :	33
3.1)Plancher terrasse inaccessible :	34
II.4) maçonnerie :	36

4.1) Mur extérieur :	36
----------------------	----

Chapitre II : Etude des éléments structurant

II-1) Introduction :	38
II-2) Etude de l'acrotère :	38
II-2.1) Introduction :	38
II-2.2) Poids propre de l'acrotère :	38
II.2.3) Calcul à l'E.L.U :	39
II.2.3.1) Poids propre (effort normal) :	39
II-3) Etude de Plancher :	46
II-3.1) Introduction :	46
II.3.2) Etude des poutrelles :	46
II-3-2-1) les différents Type des poutrelles :	47
II-3-2-2) Méthode de calcul :	47
II.3.2.2.1) Exemple de calcul :	48
A) Pour Etage Courant :	49
A.1) Calcul des moments aux travées :	50
A.2) Les effort tranchant :	51
B) Pour plancher Terrasse :	52
B.1) Calcule des moments aux travées :	52
B.2) Les efforts tranchant:	53
➤ A ELS :	54
II.3.3) Ferrailage de plancher :	58
A E L U :	59
A ELS :	62
II-3) Etude sismique :	65
3-1) Introduction :	65

3-2) présentation du programme sap2000 :.....	65
3.3) Méthodes de calculs :.....	68
3.3.1 Méthode modale spectrale :.....	68
3.3.2 Méthode dynamique par accilogramme :.....	68
3.3.3 Méthode statique équivalente:.....	69
3.4. Combinaison d'action :	69
3.5. Calcul de l'action sismique :	70
3.5.1 .Coefficient d'accélération [A] :.....	70
3.5.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D »:.....	71
3.5.3. Coefficient de comportement globale de la structure « R » :.....	73
3.5.4. Facteur de qualité Q :	74
3.5.5. Redondance en plan :	74
3.5.6. Régularité en plan :	75
3.5.7. Régularité en élévation :.....	75
3.5.8. Contrôle de la qualité des matériaux :.....	75
3.5.9 .Contrôle de la qualité de l'exécution :	76
3.6. Poids totale de la structure W :.....	76
3.7. Distribution vertical des efforts sismique :	77

Chapitre III : Ferrailage des éléments

III.I. Etude de la Superstructure :	80
III.1) Introduction :.....	80
III.2) Ferrailage des poteaux :	80
III.2.1.Combinaisons des charges :	81
III.2.2.Armatures longitudinales :	81
III.2.3.Armatures transversales :	81
III.2.4.Combinaison de calcul :	82

III.2.5.Le ferrailage :	83
III.3. Ferrailage des poutres :	83
III.3.1.Les combinaisons de calcul :	84
III.3. 2.Poutre principale :	84
III.3. 3.Poutre secondaire :	85
III.4. Etude de ferrailage des voiles :	85
III.4.1.Introduction :	85
III.4. 2. Prescription pour les aciers verticaux :	86
III.4.3.Prescription pour les aciers horizontaux :	86
III.4.4.Prescriptions communes :	87
III.4.5.Etude de la section soumise à la flexion composée :	88
III.4.6.Combinaisons de calcul :	89
III.5.Ferrailade de la dalle pleine :	90
III.5.1.en Appui :	91
III.5.3.Calcul de l'espacement :	92
III.5.4.Contrainte de cisaillement :	92
III.5.5.Vérification à L'ELS :	92
III.6.Ferrailage des escaliers:	92
III.6.1.Palier de repos :	93
III.6.2.Paillasse :	96
II. Etude de Infrastructure:	98
II.1 : Fondation :	98
1.1. Introduction :	98
1.3. Choix du type de fondation	98
1.4. Les différent Type de fondation :	98
1.5. Calcule de la Semelle Isolée :	99
1.6.:Calcule de la Semelle Filante :	103

1.7. La longrine :	107
--------------------------	-----

Partier Planification

Chapitre I : Généralité

I.2. Gestion de projet :	110
I.3. Définition de la planification :	110
1. Le planning :	110
1.1. Tâches :	111
1.2. Jalonnement des tâches :	111
1.3. Durée des taches :	111
1.4. Diagramme de GANTT :	111
2. Les coûts :	112
2.1. Prix de vente d'une offre :	112
2.1.1. Déboursés sec notes DS :	112
2.1.2. Frais de chantier notes FG :	113
3. Ressources :	114
I.3. La phase de planification est subdivisée en trois étapes distinctes :	114
I.3.1. Avant – projet :	114
I.3.2. Études de faisabilité :	114
I.3.3. Définition du projet :	114
I.4. Les étapes de la phase de réalisation :	114
I.4.1. Concours d'architecture :	115
I.4.2. Élaboration des plans et devis :	115
I.4.3. Appels d'offres :	115
I.4.4. Travaux :	115

I.4.5	Livraison de l'ouvrage :	115
I.5.	logicielle utilisé dans la planification :	116
I.5.1.	Microsoft Project 2010 :	116
I.5.	Recommandation lors de l'utilisation de la production à la chaîne Néanmoins :	117
I.6.	Principe de la planification à la chaîne :	119
I.7.	Définition du métré :	119
I.7.1.	Nécessite de l'évaluation des ouvrages :	119
I.7.1.1.	Evaluation avant réalisation :	119
I.7.1.2.	Evaluation après réalisation :	119
I.7.2.	Degres de précision de l'évaluation :	120
I.7.2.1.	Avant la construction :	120
I.7.2.2.	Durant la construction :	120
I.7.2.3.	Après la construction :	120

Chapitre II : Métré et Devis

II-	Introduction	121
II-	Calcul de métré.....	121
II.1.	Définition.....	121
II.2.	L'avant - métré	121
II.3.	Actes de métré	122
II.3.1.	Estimations sommaire :	122
II.3.2.	Devis :	122
II.4.	Présentation des calculs	125
II.4.1	Les unités	125
II.4.2.	Décapage en surface (décapage de la terre végétale) :	125
II.4.3.	Fouilles en rigoles pour fondations	126
II.4.4.	Fouilles en puits pour fondations	126
II.5.	Devis Quantitatif.....	127

II.6.Devis estimatif.....	129
---------------------------	-----

Chapitre III : Application du MS Project

III.1.Introduction	134
III.2.Présentation de Microsoft Project	134
III.3.Générateur de prix	135
III.4.Planification des délais :.....	135
III.4.1.Construction du planning	135
III.4.2.Calcul de la durée de la tâche :.....	136
III.4.2.1.Le rendement.....	137
III.5.Application du MS Project.....	139
III.5.1.Créer des tâches dans l'affichage Gantt.....	139
III.5.2.Spécifier le type de lien	140
III.5.3.Déclarer les ressources	141
III.5.4.Affecter les ressources aux tâches.....	142
III.5.5.Détecter les sur utilisations de ressources	143
III.5.6.Résoudre les sur utilisations en automatique	143
III.5.7.Résultat obtenus a partir du MS Project :	144
III.6.Conclusion.....	145

LISTES DES FIGURES :

Partier Etude

Figure I. 1: coupe verticale du plancher en corps creux.....	12
Figure I. 2: section de la poutrelle.....	13
Figure I. 3: dimension de la poutrelle.....	14
Figure I. 4: Dalle pleine.....	14
Figure I. 5: dimension de la section de la poutre.....	16
Figure I. 6: dimension de la section de la poutre secondaire.....	17
Figure I. 7: Représentation de la surface du poteau le plus sollicité.....	18
Figure I. 8: Coupe de voile en élévation.....	23
Figure I. 9: Schéma simplifié d'un escalier.....	24
Figure I. 10: schéma représentatif d'escalier.....	24
Figure I. 11: schéma présentatif de la longueur de la paillasse.....	26
Figure II.3. 1 : schéma du corps creux.....	46
Figure II.3. 2 : Diagramme des moments fléchissant.....	51
Figure II.3. 3 : Diagramme des efforts tranchant.....	51
Figure II.3. 4 : Diagramme des moments fléchissant.....	51
Figure II.3. 5 : Diagramme des efforts tranchant.....	54
Figure II.3. 6 : Diagramme des moments fléchissant.....	54
Figure II.3. 7 : Diagramme des efforts tranchant.....	56
Figure II.3. 8 : Diagramme des moments fléchissant.....	57
Figure II.3. 9 : Diagramme des efforts tranchant.....	58
Figure II.3. 10 : ferrailage de la poutrelle.....	60
Figure II.3. 11 : Diagramme d'effort tranchant de poutrelle type 02.....	64
Figure II.3. 12 : Diagramme de moment fléchissant de poutrelle type 02.....	64
Figure II.3. 13 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle type 02.....	64
Figure 3. 1 : Le logiciel de calcul utilisé SAP 2000.....	65
Figure 3. 2 : Systèmes d'unités.....	66
Figure 3. 3 : Définition d'un nouveau modèle.....	66

Figure 3. 4 : Définition du matériau (béton).....	66
Figure 3. 5 : Modification de la grille.....	67
Figure 3. 6 : Définition des sections.....	67
Figure 3. 7 : Définition des cas de types charges statiques.....	67
Figure 3. 8 : Saisie graphique des combinaisons”.....	68
Figure 3. 9 : Saisie graphique des combinaisons.....	69
Figure 3. 10 : représenté La structure en 3D.....	80
Figure III. 1 : Flexion composée du poteau.....	80
Figure III. 2 : Disposition générale des armatures sur les poteaux.....	83
Figure III. 3 : Ferrailage de la poutre principale.....	84
Figure III. 4 : ferrailage de la poutre secondaire.....	85
Figure III. 5 : voile soumis à la flexion composée.....	87
Figure III. 6 : Les contraintes dans le mur voile.....	88
Figure III. 7 : Ferrailage de la dalle pleine.....	92
Figure III. 8 : dimensionnement de la section calculé.....	93
Figure III. 9 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.....	99
Figure III. 10 : ferrailage de la semelle isolée.....	102
Figure III. 11 : présentation de longrine.....	107
Figure III.12 : ferrailage de longrine.....	108

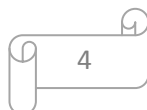
Partier Planification

Figure I. 1 : Représentatif de logiciel MS Project.....	116
Figure II. 1 : épaisseur du décapage de la terre végétale.....	125

Figure II. 2 : Fouilles en rigoles.....	126
Figure II. 3 : Fouilles en puits.....	129
Figure II. 4 : représentation de logiciel CYPE.....	130
Figure II. 5 : Schéma explicatif d'établissement des prix.....	140
Figure III. 1 : Créer des tâches.....	141
Figure III. 2 : Représentation de type de lien.....	141
Figure III. 3 : Déclaration des ressources.	141
Figure III. 4 : Affectation des ressources aux tâches.....	142
Figure III. 5 : les sur utilisations de ressources	143
Figure III. 6 : Résoudre les sur utilisation	144
Figure III. 7 : représentation de délai du projet.....	145

LISTES DES TABLEAUX :

Partier Etude



Tableaux I. 1 : Récapitulation de pré dimensionnement.....	22
Tableaux II. 1 : descente des charges de palier de repos.	27
Tableaux II. 2 : descente des charges de paillasse.....	28
Tableaux II. 3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	29
Tableaux II. 4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant.....	30
Tableaux II. 5 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	31
Tableaux II. 6 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.....	32
Tableaux II. 7 : descente des charges de la Dalle plein.....	32
Tableau II. 1 : Résumé de différentes charges.....	49
Tableau II. 2 : coefficient d'accélération de zone A.....	71
Tableau II. 3 : Valeurs de T1 et T2	72
Tableau II. 4 : Récapitulation des conditions.....	76
Tableau II. 5 : Représentatif les poids total de la structure.....	77
Tableau II. 6 : résumé des résultats obtenus.....	77
Tableau II. 7 : Représentatif les forces sismiques.....	79
Tableau II. 8 : période et mode correspondant.....	80
Tableau III. 1 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.....	83
Tableau III. 2 : Ferrailage de la Poutre principale.....	83
Tableau III. 3 : Ferrailage de la Poutre secondaire	84
Tableau III. 4 : Les moments de la dalle pleine.....	90
Tableau III. 5 : de ferrailage de la dalle plein en travée.....	91
Tableau III. 6 : Récapitulation du ferrailage de la paillasse.....	96
Tableau III. 7 : Récapitulation dimension de la semelle.....	102
Tableau III. 8 : Récapitulation des efforts de la semelle filante.....	104
Tableau III. 9 : Les sections des différentes semelles filantes.....	106

Partier Planification

Tableaux II. 1 : les unités utilisées.....	125
Tableaux II. 2 : Tableau récapitulatif des quantités.....	127
Tableaux II. 3 : Tableau récapitulatif des prix.....	131
Tableaux III.1 : Tableau récapitulatif des durée.....	139

LISTES DES SYMBOLES ET NOTATIONS :

A : Section du ferrailage tendu.
Amin : Section minimale des armatures.
Ast : Section du ferrailage choisie.
b : base d'un élément.
Br : Section réduite du poteau..
D : Facteur dynamique.
d : Hauteur utile.
E : Charge sismique.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
e : Epaisseur d'un élément.
V : Force accidentelle.
fc28 : Effort de compression a 28 jours.
ftj : Effort de traction a « j » jour.
Fp : Forces horizontales.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
G : Charges permanentes.
g : Giron (escalier).
h : Hauteur d'un élément.
I : Moment d'inertie.
L : Longueur d'un élément.
l : Largeur d'un élément.
Lf : Longueur de flambement.
M : Moment exercé sur un élément.
Mo : Moment statique.
Mt : Moment en travée.
Ma : Moment en appui.
Mu : Moment ultime.
Mser : Moment service.

N : Effort normal exercée sur un élément.

Nu : Effort ultime.

Nser : Effort service.

Q : Charges d'exploitations.

q : Charges réparties sur un élément.

Qx ; Qy : Facteurs de qualité suivant *x* et *y*.

R : Coefficient de comportement.

S : Espacements entres armatures

Pp : Poids propre du béton.

T : Période fondamentale de la structure

T, V : Effort tranchant exercée sur un élément

T1 ; T2 : Températures minimale et maximale respectivement

W : Poids d'un élément.

α : Angle.

β : Coefficient de pondération.

γ : Poids volumique

γb : Coefficient de sécurité du béton

γs : Coefficient de sécurité de l'acier

δ : Espacements de cadres

λ : Elancement géométrique

μ : Moment réduit

ζbc : Contrainte de béton

ζs : Contrainte de l'acier

η : Contrainte tangentielle

θ : Angle de frottement

ρ : Masse volumique

σ_{st} = contrainte admissible du sol

Q : La Quantité

η:Le rendement.

R : Les ressources.

D : La Dure'e

Partier I: Etude

1. Introduction générale :

Chaque étude de projet d'un bâtiment en Béton armé doit assurer sa résistance, sa sécurité en utilisant un coefficient de sécurité adapté, Facteurs qui engendrent des sollicitations dans la structure, Plus exactement dans les éléments structuraux tel que les poutres, voiles et les poteaux, C'est la raison pour laquelle les réglementations doivent être respectées. L'étude doit aussi comporter une estimation raisonnable du coût total du projet et de procurer une bonne qualité d'exécution.

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

Pour une meilleure démarche d'un projet, il doit être planifié, quelque soit son importance ou sa complexité. Il s'agit de définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé.

L'étude de cette structure se focalise sur deux parties :

- ✚ **La première partie** : consiste à étudier le côté technique c'est-à-dire faire pré dimensionnement judicieux, étudier tous les éléments composant de cette structure, faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel SAP2000 et calculer le ferraillement de tous les éléments.
- ✚ **La deuxième partie** : du projet consiste à établir le planning de réalisation C'est-à-dire le devis quantitatif et estimatif du projet.

2)-Définition du projet :

2.1) - Implantation de projet :

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment R+4 à usage habitation, composé de rez-de-chaussée plus 4 étages, sera implanté à la wilaya de Ain t'émouchent, cette régions est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique algérienne (RPA 99 VERSION 2003).

2.2) - Caractéristique géométrique :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- ✚ La longueur totale du bâtiment : 21,3 cm
- ✚ La largeur totale du bâtiment : 8,85 cm
- ✚ La hauteur totale du bâtiment : 15,03cm
- ✚ La hauteur de RDC : 3,06cm
- ✚ La hauteur étage courant : 3,06cm.

I) Pré dimensionnement :

I-1) Introduction :

La phase de Pré dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres principales et secondaires, poteaux, voiles) est une phase qui représente un point de départ et une base justificatif à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

I-2) Pré dimensionnement des planchers:

1-2-1) Planchers a corps creux :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition soit vérifiée :

$$L/25 \leq ht \leq L/20$$

Avec : L : longueur maximal de la poutrelle entre nus .

$$L = 450 - 40 = 410 \text{ cm}$$

Donc : $16,5 \leq ht \leq 20,5$ \longrightarrow On prendre : $ht = 21 \text{ cm}$

Donc : $16+5$ \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} 16 : \text{corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{ dalle de compression.} \end{array} \right.$

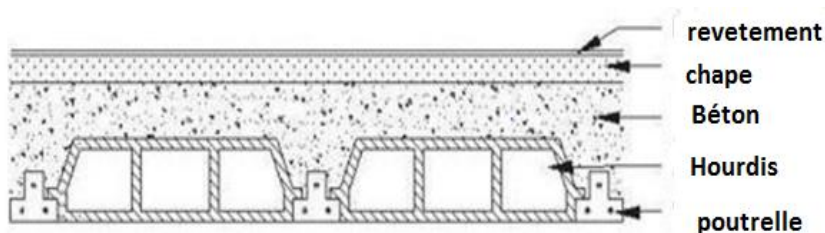


Figure I. 1: coupe verticale du plancher en corps creux

•Dimension des poutrelles :

On a 16cm du corps creux + 5cm dalle de compression

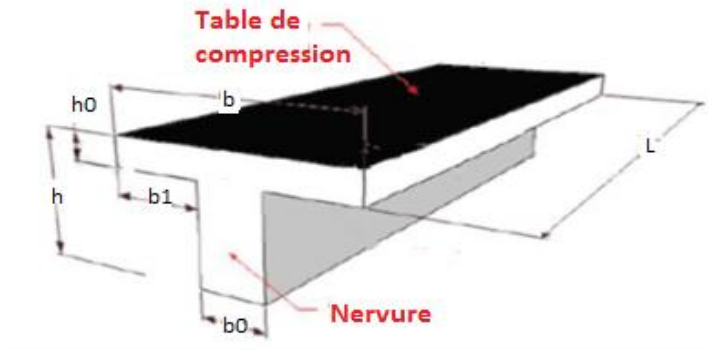


Figure I. 2: section de la poutrelle

Donc : $h_0 = 5\text{cm}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \quad \longrightarrow \quad b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} \\ b_1 = \frac{l}{10} \quad , \quad 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

L_1 : la distance entre nue des nervures = 65cm.

l : longueur de la plus grande travée ($l = 450\text{cm}$).

b_0 : largeur de la nervure.

Avec :

$$b_0 \geq \frac{ht}{2} \quad \text{donc :} \quad b_0 \geq \frac{21}{2} \quad \longrightarrow \quad b_0 \geq 10,5\text{cm} \quad \text{par suite } b_0 = 13\text{cm}$$

$$\text{Donc : } b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \geq \frac{65 - 13}{2} \quad \longrightarrow \quad b_1 \leq 26\text{cm} \\ b_1 = \frac{450}{10} = 45\text{cm} \quad \quad \quad 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right.$$

Pour conclure : $b_1 \leq 26\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} b_1 = 45\text{cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right\} \text{ alors : } b_1 = 26\text{cm}$$

Alors : $b = 2b_1 + b_0 = 2(26) + 13 = 65\text{cm}$

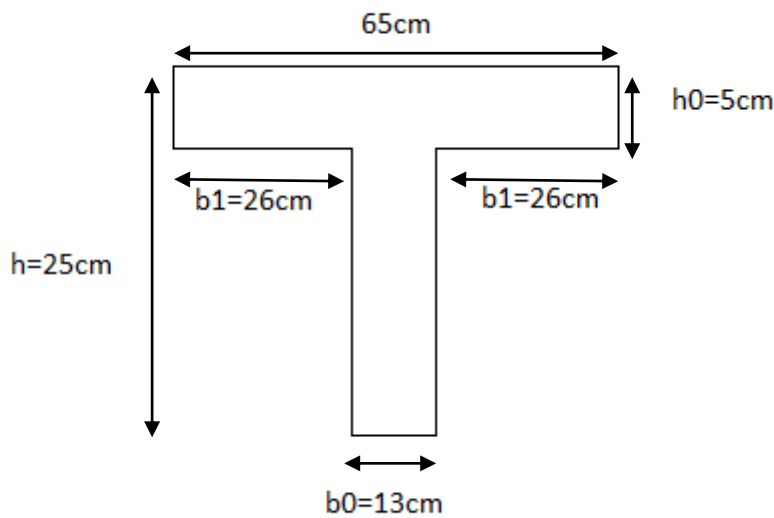


Figure I. 3: dimension de la poutrelle

I-2-2) Plancher en dalle pleine :

Une dalle pleine est une porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur entre 10 et 20cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général égale au 25ème de la portée, déterminée par cette formule :

$$\frac{l_{max}}{35} \leq h_{DP} \leq \frac{l_{max}}{30}$$

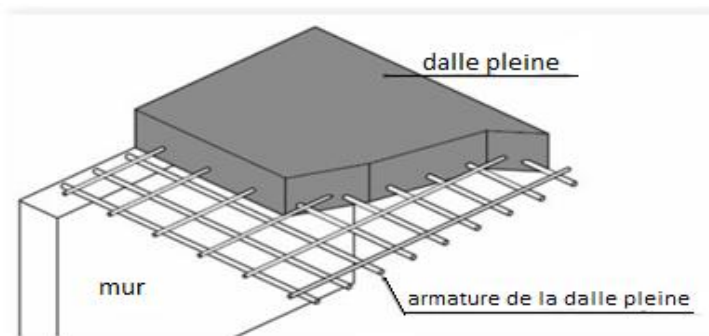


Figure I. 4: Dalle pleine

Avec :

$L=3,40$ m longueur maximale de la dalle pleine.

h_{DP} = hauteur de la dalle pleine.

$$\frac{3,40}{35} \leq h_{DP} \leq \frac{3,40}{30}$$

$$9,71 \leq h_{DP} \leq 11,33$$

Donc on prend : $h_{DP} = ep = 15\text{cm}$.

L'épaisseur doit être au moins égale a 12 cm (d'après RPA 99 v2003) :

$h > 12\text{cm} \implies 15\text{cm} > 12\text{cm} \implies$ condition vérifier.

I-2-3) Pré dimensionnement des poutres :

Une poutre est une pièce mécanique de forme parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion.

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire. Elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus au chargement vertical ramenés par les planchers, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le CBA 93 et vérifiée suivant le règlement parasismique algérien RPA 99.

I-2-3-1) Les poutres principales :

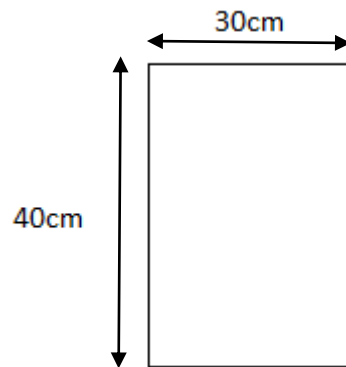
D'après le CBA 93 on a :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : distance entre nus des poteaux les plus éloignés.

h : hauteur de la poutre.

On a : $L_{max} = 460 - 40 = 420\text{cm}$



$L_{max} = 420\text{cm}$

Figure I. 5: dimension de la section de la poutre Principale

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \\ 28 \leq h \leq 42 \end{array} \right. \implies h = 40\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 12 \leq b \leq 28 \end{array} \right. \implies b = 30\text{cm}$$

Les vérifications:

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \implies 30\text{cm} > 20\text{cm} \implies \text{C.V} \\ h \geq 30\text{cm} \implies 40\text{cm} > 30\text{cm} \implies \text{C.V} \\ \frac{h}{b} < 4 \implies \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \implies \text{C.V} \end{array} \right.$$

I-2-3-2) Les poutres secondaire:

D'après les règles de CBA 93, les dimensions des poutres est données par les formules suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 450 - 40 = 410\text{cm}$

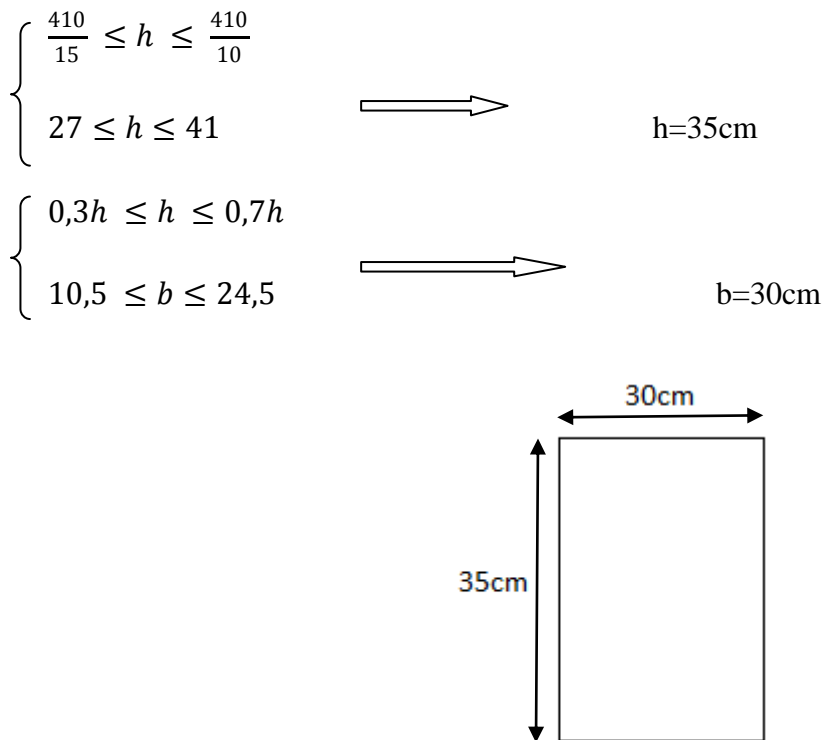


Figure I. 6: dimension de la section de la poutre secondaire

Les vérifications:

* Selon le RPA 99 version 2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Longrightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30\text{cm} \Longrightarrow 35 \geq 30\text{cm} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} < 4 \Longrightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc :

- ❖ Poutre principale : (40x30) cm
- ❖ Poutre secondaire : (35x30) cm

I-2-3-3) Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage. Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage c'est celui qui supporte des charges réparties sur
Une surface S :

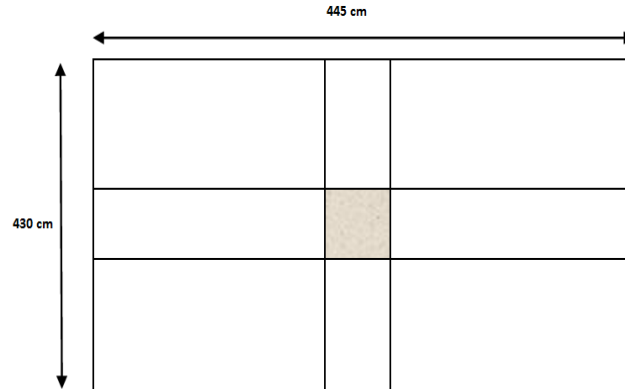


Figure I. 7: Représentation de la surface du poteau le plus sollicité

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

- L : longueur du plancher (L = 4,45m).

- l : largeur du plancher (l = 4,30m).

- Nu : étant la charge verticale à l' ELU.

Avec : $Nu = Pu \cdot s \cdot n$

n : nombre d'étage + RDC $\implies n=5$

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité.

Avec :

$$S = L \cdot l$$

$$= 4,3 \cdot 4,45$$

$$= 19,135\text{m}^2$$

On suppose une charge moyenne de :

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

$Nu = Q \cdot S \cdot n$ avec :

Q : charge moyenne répartie $1t/m^2$.

Nu : la charge verticale à ELU.

N : nombre d'étage (plancher).

*** Pour le poteau du RDC :**

$$Nu = 1 \times 19,135 \times 5 = 95,675t \quad \Longrightarrow \quad Nu = 0,956 \text{ MPA}$$

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles

CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté :

- a- D'après l'article **B.8.4.1 de CBA93** : l'effort normal ultime agissant Nu sur un poteau est donné par la formule suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left(\frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

Br : est la section réduite du poteau.

As : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Fc28 : résistance à la compression de béton.

α : Coefficient dépendant de λ ; élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

Pour :

$$\begin{cases} \lambda \leq 50 & \alpha = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \\ 50 \leq \lambda \leq 70 & \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \end{cases}$$

Avec :

λ : l'élancement mécanique qu'on fixe a une valeur égal a 35 (compression centrée suivant l'article B.8.4.1 CBA93).

Donc : $\alpha = 1 + 0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2 \implies \alpha = 1,2$

Pourcentage minimal des armatures de 0,8% en zone IIa \implies on peut

Prendre $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$

$$\left. \begin{array}{l} F_e = 400 \text{MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ F_{bc} = 14,17 \text{MPa} \end{array} \right\} \implies B_r \geq \frac{\alpha * N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s}{B_r} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 * 0,956}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 * 0,01 * \frac{400}{1,15}} = 613,92 \text{cm}^2$$

$$B_r \geq 613,92 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02) * (b - 0,02)$$

On a un poteau de section carré $\implies a = b$

$$B_r = (a - 2)^2 \quad (a - 2)^2 \geq 613,92 \text{ cm}^2$$

$$a \geq \sqrt{613,92} + 2$$

$$a \geq 26,77 \text{ cm}$$

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

D'après RPA 99 version 2003 l'effort normal ultime agissant N_u sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$V = \frac{N_u}{B_c * f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{Avec : } B_c : \text{section du poteau}$$

$$\text{Alors : } B_c \geq \frac{0,956}{0,3 * 25} \implies B_c \geq 0,127$$

$$Bc = a.b \quad \text{avec :} \quad a=b \text{ on } a \quad Bc = a^2$$

$$a^2 \geq 0,127 \quad \Longrightarrow \quad a \geq 0,35$$

Donc : $a=b=35 \text{ cm}$

*** vérification des conditions selon RPA99 :**

$$\text{Min}(a,b) \geq 25 \Longrightarrow \text{min}(35,35) \geq 25 \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(a,b) \geq \frac{he}{20} \Longrightarrow \text{min}(35,35) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

*** vérification du poteaux au flambement :**

— Moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a * b^3}{12} = \frac{35 * 35}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

— Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec} \quad A : \text{section du poteaux}$$

$$A = 35 * 35 = 1225 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad i_x = i_y = \sqrt{\frac{125052,08}{1225}}$$

$$i_x = i_y = 10,103 \text{ cm}$$

— Calcul de l'élancement mécanique :

$$L_f = 0,7l_0 \quad \text{avec : } L_f : \text{longueur de flambement}$$

l_0 : 3,06m (la hauteur sur le plafond)

$$L_f = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{214,2}{10,103} \quad \Rightarrow \quad \lambda_x = \lambda_y = 21,2 < 5$$

Le flambement est non vérifié.

* On fait la même méthode de calcul pour les poteaux des autres étages .

*** RECAPITULATION DU PRE DIMENSIONNEMENT :**

	Poteaux(cm^2)	Poutre principale (bxh) (cm^2)	Poutre secondaire (bxh) (cm^2)
RDC	(35X35)	(40X30)	(35X30)
Etage (1,2,3,4)	(35X35)	(40X30)	(35X30)

Tableau I. 1: Récapitulation du pré dimensionnement.

I-2-4) Les Voiles :

Les murs voiles se sont des éléments conçus pour résister aux forces horizontales dues aux vents et aux séismes .ils doivent satisfaire la condition:

$$L \geq 4a$$

L : longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

Il faut aussi respecter les règles de **RPA99** version **2003** :

$a \geq h_e/20$ avec **h_e** : hauteur d'étages.

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

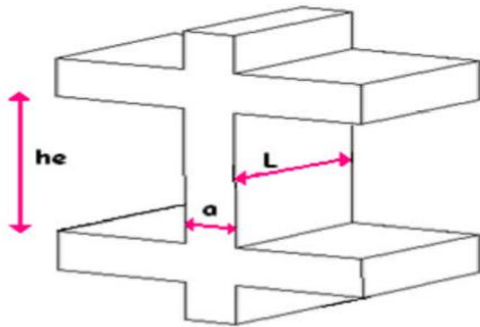


Figure I. 8: Coupe de voile en élévation.

$h_e = 3,06\text{m}$ (des 4 étages).

$$a \geq h_e/20 = 3.06/20 \quad \Longrightarrow \quad a = 0.153\text{m}$$

Donc l'épaisseur de mur voile des 4 étages est égale à **15 cm**.

Pour des raisons constructives on adopte : des voiles de **20cm** pour toute la structure.

I-2-5) Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction.

L'escalier est calculé à la flexion simple.

Eléments d'escalier :

- Ligne de foulée : Sens ou trajectoire théorique suivit par une personne traversant l'escalier.
- Cage d'escalier : espace duquel est placé l'escalier, limité par des murs.
- Palier inter- médire / d'arrivée : Plateforme placé a l'extrémité d'une volée.
- Emmarchement : Largeur entre mur de l'escalier.
- Marche : élément principale de l'escalier, c'est la surface ou l'on met son pied, une marche à un giron et deux contremarches.
- Giron : Longueur Horizontale d'une marche.
- Contremarche : Longueur verticale d'une marche.
- Volée : ensemble des marches d'un escalier.

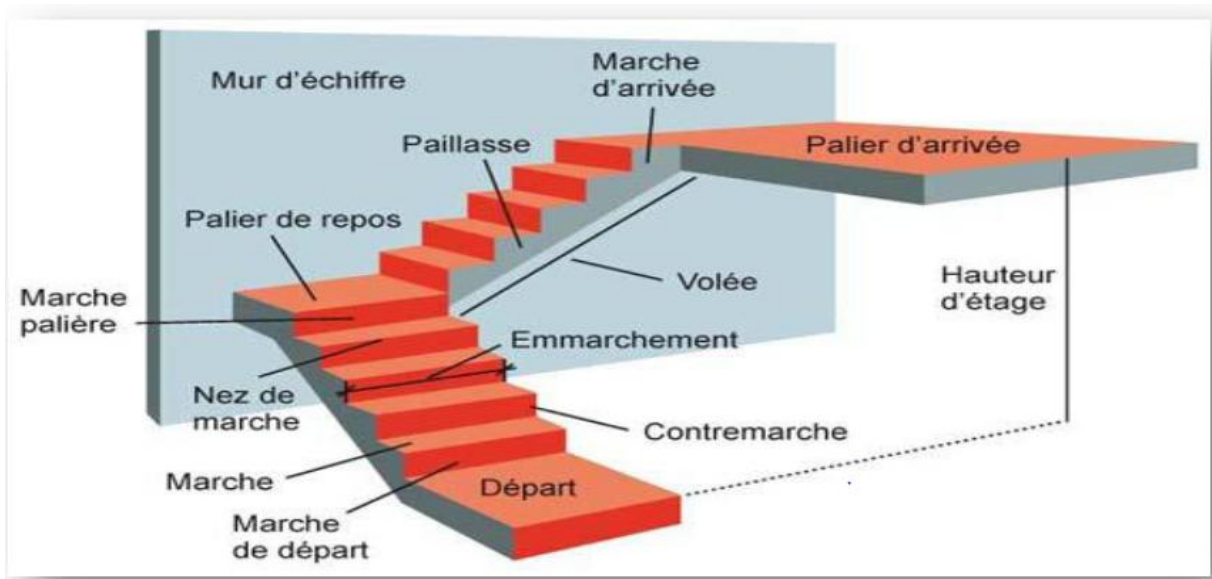


Figure I. 9: Schéma simplifié d'un escalier.

❖ Pré dimensionnement des escaliers :

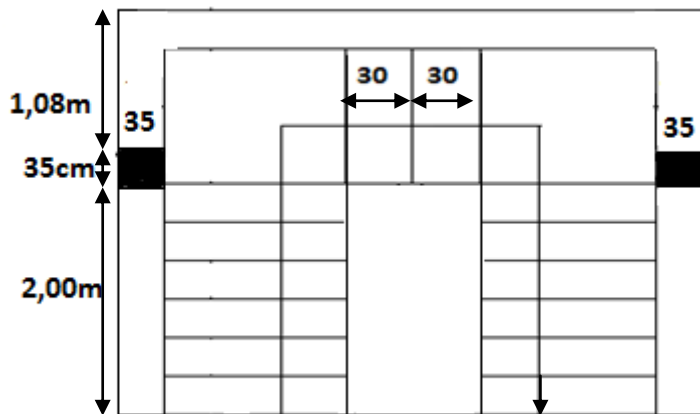


Figure I. 10: schéma représentatif d'escalier.

D'après le plan d'architecture, On prend $g=30\text{cm}$.

D'après BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

Donc:

$$15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prendra : $h=18\text{cm}$

Nombre de marche /contremarche :

$$g = \frac{l}{n-1} \quad \Longrightarrow \quad n - 1 = \frac{l}{g}$$

L : longueur de la paillasse .

$$n - 1 = \frac{180}{30} = 6 \text{ marche} \quad \Longrightarrow \quad n = 7 \text{ contremarche volée (1,3)}$$

$$n - 1 = \frac{60}{30} = 3 \text{ marche} \quad \Longrightarrow \quad n = 3 \text{ contremarche vlée (2)}$$

Hauteur d'escalier :

Nous avons 3 volées : deux identique et une différente

$$H_{1,3} = h * n = 18 * 7 = 126 \text{ cm}$$

$$H_{\text{étage}} = 306 \text{ cm}$$

$H_{1,3}$: hauteur de la paillasse (volées 1,3).

Donc :

$$H_2 = H_{\text{étage}} - H_{1,3} = 306 - (126 * 2)$$

$$H_2 = 54\text{cm}$$

H_2 : hauteur de la paillasse (volées 2).

* L'angle de la paillasse :

$$\begin{aligned} \text{Tan } \alpha &= \frac{h}{g} \quad \Longrightarrow \quad \alpha = \text{Tan}^{-1} \frac{h}{g} \\ &= \text{Tan}^{-1} \frac{18}{30} \\ &= 30,96^\circ \end{aligned}$$

Donc : $\alpha = 30,96^\circ$

* Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_r \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur du paillasse : L_{ps}

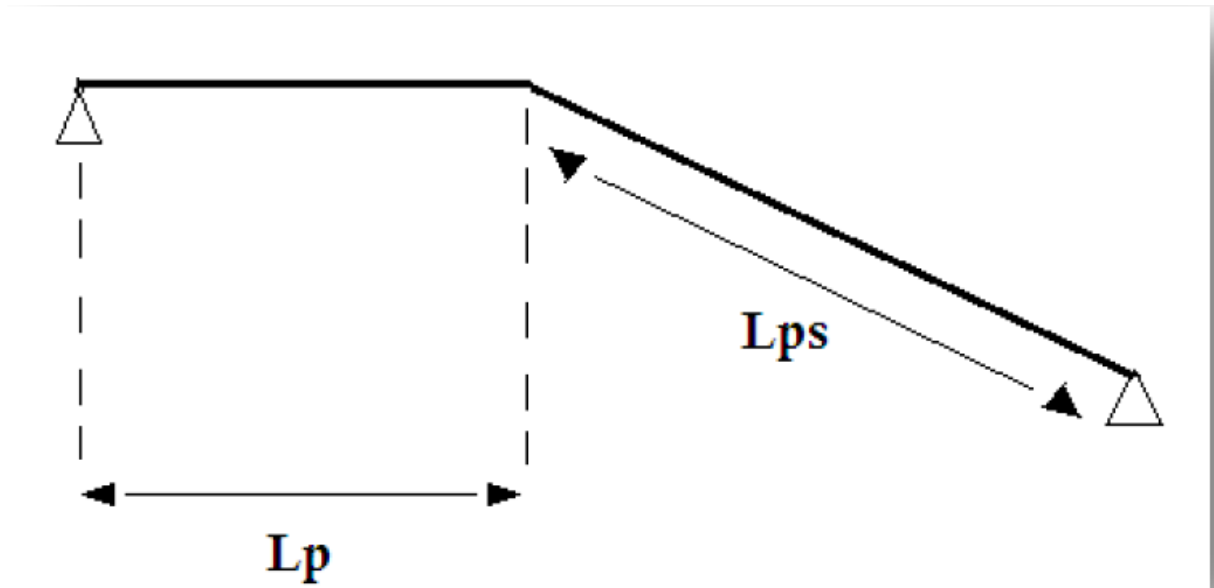


Figure I. 11: schéma présentatif de la longueur de la paillasse

Avec : $\sin \alpha = \frac{h}{L_{ps}}$ $\implies L_{ps} = \frac{h}{\sin \alpha}$

Paillasse 1,3 : $L_{ps} = \frac{126}{\sin 30,96}$ $\implies L_{ps} = 244,49 \text{ cm}$

Paillasse 2 : $L_{ps} = \frac{54}{\sin 30,96}$ $\implies L_{ps} = 104,95 \text{ cm}$

On a trouve que : $L_0 = 244,49 \text{ cm}$ Volée (1,3)

$L_0 = 104,95 \text{ cm}$ Volée (2)

$$\frac{244,49}{30} \leq e_{r,1,3} \leq \frac{244,49}{20} \implies 8,16 \leq e_{r,1,3} \leq 12,24$$

$$\frac{104,95}{30} \leq e_{r2} \leq \frac{104,95}{20} \implies 3,49 \leq e_{r2} \leq 5,24$$

Le résultat obtenu s'avère insuffisant : d'après le RPA99v2003, la valeur d'épaisseur de la paillasse à prendre en compte est :

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

* Epaisseur palier de repos :

L'épaisseur dépend de : $L_{\max} = 340\text{cm}$

Alors :

$$\frac{340}{30} \leq e_p \leq \frac{340}{20}$$

$$11,33 \leq e_p \leq 17$$

Donc :

$$e_p = 17\text{cm}$$

II)- Descente de charge :

II.1) Définition :

La descente de charges est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

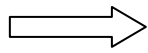
II.2) Escalier :

2.1) Palier de repos :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m^3)	G (kn/m^3)
1. Palier (17cm)	0,17	25	4,25
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Carrelage 5x5	0,02	22	0,44
4. Enduit en plâtre	0,01	10	0,10

Tableaux II. 1 : descente des charges de palier de repos.

$$G = 4,25 + 0,40 + 0,44 + 0,10$$



$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,19 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

2.2) Paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m^3)	G (kn/m^3)
1. Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
3. Carrelage verticale	0,02	$22 * 0,18 / 0,3$	0,26
4. Mortier de pose verticale	0,02	$20 * 0,18 / 0,3$	0,24
5. Marche en béton armée	0,18	11	1,98
6. Paillasse en béton armée	0,15	$25 / \text{cosa}$	4,37
7. Enduit en volée sous volée	0,015	$18 / \text{cosa}$	0,31
8. Garde corps	//	//	0,1

Tableaux II. 2 : descente des charges de paillasse.

$$G = 0,44 + 0,4 + 0,26 + 0,24 + 1,98 + 4,37 + 0,31 + 0,1 \implies \left\{ \begin{array}{l} G = 8,10 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

II.3) On a un plancher a corps creux de (16cm +5cm) :

3.1) Plancher terrasse inaccessible :

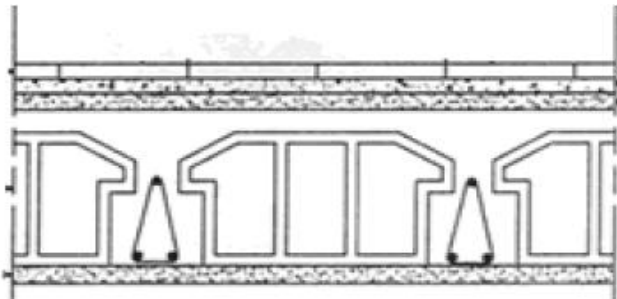


Figure II.1: schéma d'un plancher terrasse inaccessible

Tableaux II. 3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m^3)	G (kn/m^3)
1 : protection en gravillon	0,05	17	0,85
2 : Etanchéité multicouche	0,05	6	0,30
3 : Forme de pente	0,1	22	2,2
4 : Isolation thermique	0,04	4	0,16
5 : Dalle en corps creux (16+5)	0,21	/	2,80
6 : Enduit plâtre	0,02	10	0,2

— La charge permanente : \Rightarrow $G=6,51KN/m^2$
 — La charge d'exploitation : \Rightarrow $Q = 1 KN/m^2$

3.2) Plancher étages courant :

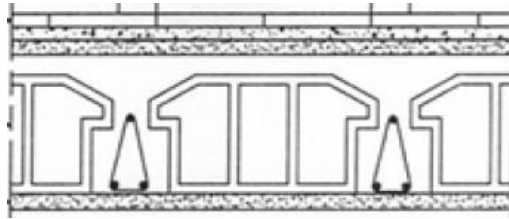


Figure II.2: schéma d'un plancher étage courant.

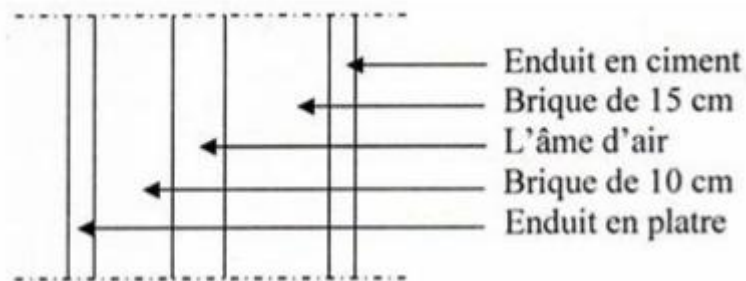
Tableaux II. 4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m^3)	G ($kn/3$)
1 : Carrelage	0,02	22	0,44
2 : Mortier de pose	0,03	20	0,6
3 : Dalle en corps creux (16+5)	0,21	/	2,80
4. Enduit paître	0,02	10	0,2
5 : cloissen de séparation	0,1	10	1

- La charge permanente : $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 5,04 \text{ KN}/m^2 \end{array} \right.$
- La charge d'exploitation : $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q = 1,5 \text{ KN}/m^2 \end{array} \right.$

II.4) maçonnerie :

4.1) Mur extérieur :

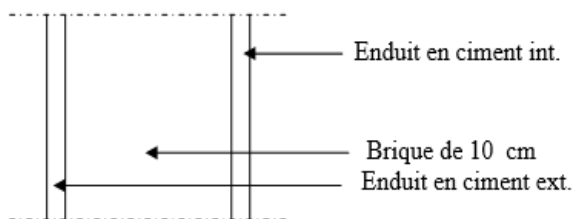


Tableaux II. 5 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m^3)	G (kn/m^3)
1 : Brique creuse 15cm	0,15	9	1,35
2 : Brique creuse 10cm	0,10	9	0,90
3 : Mortier de ciment mur extérieur	0,02	20	0,40
4 : Mortier de ciment mur intérieur	0,02	20	0,40

- La charge permanente : \Rightarrow
 - La charge d'exploitation : \Rightarrow
- $$\left\{ \begin{array}{l} G = 3,05KN/m^2 \\ Q = 1,5KN/m^2 \end{array} \right.$$

4.2) Mur intérieurs :



Tableaux II. 6 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (kn/m ³)
1 : Brique creuse 10	0,10	9	0,90
2 : Mortier de ciment mur extérieur	0,02	20	0,40
3 : Mortier de ciment mur intérieure	0,02	20	0,40

- La charge permanente : $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 1,7KN/m^2 \end{array} \right.$
- La charge d'exploitation : $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q = 1,5KN/m^2 \end{array} \right.$

II.5) Dalle Pleine :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (kn/m ³)
1- Revêtement en Carrelage	0,02	22,00	0,44
2- Mortier de pose	0,03	20,00	0,60
4- dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5- enduit en ciment	0,02	10,00	0,20

Tableaux II. 7 : descente des charges de la Dalle plein.

- La charge permanente : $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 4,99KN/m^2 \end{array} \right.$
- Contre poids : $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q = 1,50 KN/m^2. \end{array} \right.$

Conclusion :

Le pré dimensionnement sert pour que la structure résiste aux différents sollicitations (verticales et Horizontales) d'après nos calculs, toutes les valeurs trouvées sont satisfaisante aux conditions du **R.P.A 99 V2003**.

II-1) Introduction :

Après une estimation des charges à supporter nous entamerons dans ce chapitre l'étude du plancher (Poutrelles) et acrotère en déterminant les sollicitations agissant sur ces derniers, en estimant les moments fléchissant appliqué afin d'avoir une idée claire sur le ferrailage à mettre sur ces éléments.

II-2) Etude de l'acrotère :

II-2.1) Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur. L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

$$Q = 0,7 \text{ KN/ml}$$

II-2.2) Poids propre de l'acrotère :

- La surface de l'acrotère est :

$$S = (50 \times 10 + 5 \times 10 + 5 \times 10 / 2) = 575 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 0,0575 \text{ m}^2$$

- La masse volumique = 2500 Kg /m³.
- $P = (0,0575 \times 2500) = 143,75 \text{ kg/ml}$
- $Q = 70 \text{ Kg/ml}$.

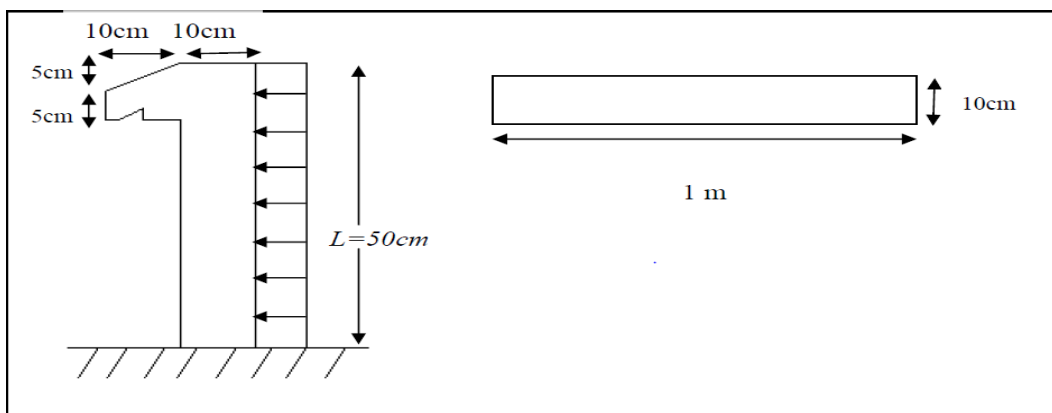


Figure II.2. 1: schéma d'acrotère.

II.2.3) Calcul à l'E.L.U :**II.2.3.1) Poids propre (effort normal) :**

$$G = 25 \times S \quad \text{avec} \quad S : \text{surface de l'acrotère}$$

$$S = 0.0575 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0575 = 1,4375 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,4375$$

$$N_u = 1,9406 \text{ KN/ml}$$

* Surcharge : $Q = 0,7 \text{ KN/ml}$

$$Q_u = 1.5 \times Q \quad \Longrightarrow \quad Q_u = 1,05 \text{ KN/ml}$$

❖ Le moment :

$$M_u = Q_u \times h = 1,05 \times 0,5 \quad \Longrightarrow \quad M_u = 0,525 \text{ K N.m (moment d'encastrement)}$$

- $N_{\text{ser}} = G = 1,4375 \text{ KN}$
- $M_{\text{ser}} = Ql^2 / 2 = 0.7 \times (0.5)^2 / 2$
- $M_{\text{ser}} = 0,0875 \text{ K N.m}$

❖ Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u = 0,525 / 1,94 \quad \Longrightarrow \quad e = 0,27 \text{ m}$$

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

$$e = h_t / 6 = 10 / 6 = 1,67 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad e > h_t / 6 \quad \square$$

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

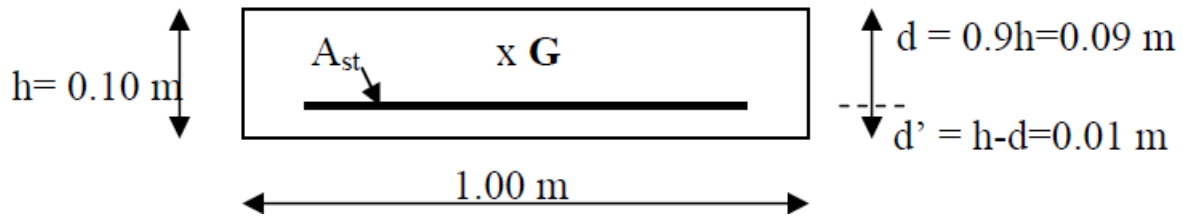


Figure II.2. 2 : section de calcul d'acrotère.

d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

❖ **Moment de flexion fictif (MA) :**

$$MA = Mu + Nu (d - ht / 2)$$

$$MA = 0,525 + 1,94 (0,09 - 0,10 / 2)$$

$$MA = 0,6026 \text{ KN} \cdot \text{m} = 60,26 * 10^{-5} \text{ M N} \cdot \text{m}$$

❖ **Moment réduit (μu) :**

$$\mu u = MA / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $\gamma_b = 1,50$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{bc} = 0,85 \times 25 / 1,50 \quad \Longrightarrow \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Donc : $\mu u = 60,26 \times 10^{-5} / [1 \times (0,09)^2 \times 14,17]$

$$\Longrightarrow \mu u = 0,00525.$$

$$\Longrightarrow 0,00525 < 0,259 \quad \Longrightarrow \quad (\text{Pivot A}).$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires c.à.d. : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = 1 \cdot \frac{\frac{M_A}{Z} - N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{Fe} = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right.$$

Donc : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,00525}) = 0,0065$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 * 0,0065) = 0,089 \text{ m}$$

$$A_{St} = 1. \frac{\frac{MA}{Z} - N_u}{\sigma_{st}} = 1. \frac{\frac{60,62 * 10^{-5}}{0,089} - 194,06. 10^{-5}}{348} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{St} = 0,14 \text{ cm}^2$ (Faible section) donc :

A_{St} est pris selon la formule de non fragilité.

$$A_{St} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_{ce}}$$

$$A_{St} > 0,230,09 \frac{2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2.$$

Donc : On adopte : $A_{St} = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\emptyset 8 \text{ mm}$

b).E.L.S :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{et } (\overline{\sigma}_{st} \text{ est choisie en fonction de la fissuration)}$$

$$\sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{sc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} Z Y_{ser}}{I} ; \quad \sigma_{st} = \frac{N_{ser} Z (d - Y_{ser})}{I} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{\eta N_{ser} Z (Y_{ser} - d')}{I}$$

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

Y_{ser} : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de Service.

On a :

$$N_{ser} = 143,75 \text{ Kg.}$$

$$M_{ser} = 8,75 \text{ Kg.m.}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8,75}{143,75} = 0,061 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = Z + C$$

Avec :

$$C = (h/2) - e \quad \Rightarrow C = (0,10/2) - 0,061$$

$$\Rightarrow C = -0,011 \text{ m}$$

Z : est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$Z^3 + PZ + q = 0$$

$$\bullet P = -3C^2 - \frac{(c-d')*6\eta*A_{sc}}{b} + \frac{(d-c)*6\eta*A_{st}}{b} \quad \text{Avec } A_{sc} = 0$$

$$P = -3(-0,011)^2 + \frac{(0,09+0,011)*6*15*1,51.10^{-4}}{b} = 0,00100 \text{ m}^2$$

$$\bullet q = -2C^3 - \frac{(c-d')^2*6\eta*A_{sc}}{b} + \frac{(d-c)*6\eta*A_{st}}{b}$$

$$q = -2(-0,011)^3 - \frac{(0,09+0,011)^2*6*15*1,51.10^{-4}}{1,00} = 0,000141 \text{ m}^2$$

$$\Delta = q^2 + (4p^3/27)$$

$$\Delta = 0,000141^2 + \frac{4(0,001)^3}{27} = 2.10^{-7} \text{ m}^6 \quad \Rightarrow \Delta > 0 \quad \text{donc :}$$

$$T = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,00015 \text{ m}^3$$

❖ Calcul de (L) :

$$L = t^{1/3} \quad \Rightarrow L = 0,0531$$

❖ Calcul de Z :

$$Z = L - P/3L \quad \Rightarrow Z = 0,0468 \text{ m}$$

Donc :

$$Y_{ser} = Z + C = 0,0468 + (-0,011) = 0,0358 \text{ m}$$

Calcul d'inertie (I) :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{st}(y_{ser} - d')]. \text{ Avec: } A_{sc}=0$$

$$I = \frac{1(0,0358)^3}{3} + 15[1,51 \cdot 10^{-4} A_{st}(0,09 - 0,0358)^2] = 2,19 \cdot 10^{-5} m^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} Z Y_{ser}}{I} = \frac{143,75 \cdot 10^{-5} * 0,0468 * 0,0358}{2,19 \cdot 10^{-5}} = 0,11 MPa.$$

Fissuration peu préjudiciable ce qui veut dire : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$$\eta = 1,6$$

$$ft_{28} = 2,10 MPa$$

$$\sigma_{st} = 201,63 MPa$$

$$\sigma_{st} = 0,166 MPa < \overline{\sigma_{st}} = 348 MPa$$

Donc :

la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 1,51 / 4$$

$$A_r = 0,38 \text{ cm}^2$$

On prend : $\implies A_r = 3 \varnothing 6 \text{ mm} = 0,85 \text{ cm}^2$

c). Vérification des contraintes (E. L. S):

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,060 m$$

$$M_{ser} = N_{ser} (e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,43(0,06 + 0,02 + 0,1/2) = 0,19 \text{ KN.m}$$

❖ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 22,65y_1 - 203,85 = 0 \quad \Longrightarrow \quad y_1 = 1,80\text{cm}$$

❖ Moment d'inertie :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 * (1,80)^2}{3} + 15 * 1,51 * (9 - 1,80)^2$$

$$I = 1368,58\text{cm}^4$$

d). Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y_1 = \frac{190}{1368,58} * 1,80 = 0,25\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,25\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

e). Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa} \quad \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\emptyset \geq 6\text{mm}$, $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 * \frac{190}{1368,58} * (9 - 1,80) = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f). Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b * d}$$

$$T = 1,5Q = 1,05\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,05}{0,09 * 1} = 11,67\text{KN/m}^2 = 0,011\text{MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28}; 4MPa) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5MPa; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,011MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

g). Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$\mathbf{F_p = 4. C_p. A. W_p}$$

A: coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

C_p: facteur de force horizontal $C_p = 0,8$

W_p: poids propre de l'acrotère $W_p = 1,43 \text{ KN}$

F_p: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que:

$$F_p < 1,5Q$$

$$F_p = 4. 0,15. 1,43. 0,8 = 0,68 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,68 \text{ KN} < 1,5Q = 1,05 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

II-3) Etude de Plancher :

II-3.1) Introduction :

Le plancher de notre bâtiment est un plancher à corps creux de 16cm d'épaisseur avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur, on peut considérer le corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle d compression

Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

On remarque qu'on à deux type de poutrelles d'après le plan architectural.

II.3.2) Etude des poutrelles :

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts Tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

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

Nous allons utiliser «La méthode forfaitaire » car elle convient à notre cas.

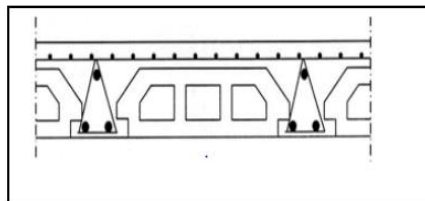
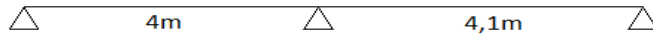
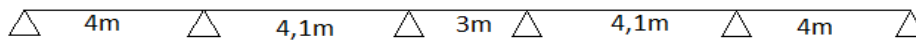


Figure II.3. 1 : schéma du corps creux.

II-3-2-1) les différents Type des poutrelles :**❖ Poutrelle type1 :****❖ Poutrelle type 2 :****II-3-2-2) Méthode de calcul :**

Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire.

➤ Principe de la méthode :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_o , M_e) et des moments en travée (M_t).

Conditions requises :

- 1- les moments quadratiques des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité.
- 2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 à 1.25.
- 3- la fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue de béton armé et celle de revêtement.
- 4- surcharge d'exploitation modérée $Q < (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

Valeurs des coefficients :

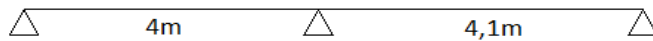
M_o : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_e , M_w : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans les calculs de la travée.

Mt : le moment maximale de la travée considérée.

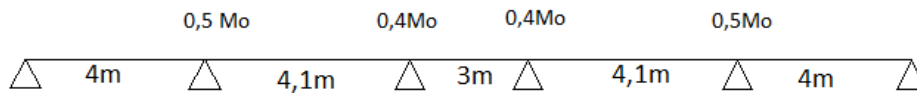
α : Est le rapport charges d'exploitation à la somme des charge permanents l'exploitation

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à 0.6M Dans le cas d'une poutre à deux travées.



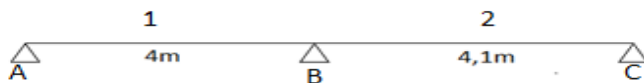
0,4M :

Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



II.3.2.2.1) Exemple de calcul :

On prend comme exemple le premier type de poutrelle :



✚ Méthode forfaitaire :

En vérifiant les conditions suivant :

- $Q \leq \min\{2G, 5KN/m^2\} \implies 1,5 < 5KN \implies$ Condition vérifiée.
- Inertie constante le long de chaque travée \implies Condition vérifiée.
- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \implies 0,8 < \frac{4}{4,1} = 0,97 < 1,25 \implies$ Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable \implies Condition vérifié.

✚ Descente de charge :

Plancher	$G(K/m^2)$	$Q(K/m^2)$	b (m)	ELU : (KN/m) (1,35G+1,5Q)*b	ELS :(KN/m) : (G+Q)*b
Terrasse	6,51	1	0,65	6,68	4,88
Etage courant	5,04	1,5	0,65	5,88	4,25

Tableau II. 1 : Résumé de différentes charges.

- Les moments sur appuis sont donnés comme suit :
- $0,15M_0$ pour appuis de rive.
- $*0,6M_0$ pour l'appui intermédiaire.

A) Pour Etage Courant :

$$M_1 = \frac{5,88*(4)^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_1 = 11,76KN.m$$

$$M_2 = \frac{5,88*(4,1)^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_2 = 12,35KN.m$$

$$M_A = 0,15 M_1 \quad \Rightarrow \quad M_A = 1,76KN.m$$

$$M_B = 0,6 \text{ Max} \begin{cases} M_1 \\ M_2 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad M_B = 7,41KN.m$$

$$M_C = 0,15M_2 \quad \Rightarrow \quad M_C = 1,85KN.m$$

❖ Calcul de α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,23$$

A.1) Calcul des moments aux travées :

➤ Travée 01 :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0,3 \alpha)M_1; 1,05 M_1] \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_1 \end{cases}$$

$$M_w = M_A \quad \text{et} \quad M_e = M_B$$

- Donc :

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} [12,57 ; 12,34] - \frac{1,76+7,41}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3(0,23)}{2} 11,76 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 7,98 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 7,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Travée 02:

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \alpha)M_2; 1,05M_2] \\ M_t \geq \frac{1,02+0,3\alpha}{2} M_2 \end{cases}$$

$$M_w = M_B \quad \text{et} \quad M_e = M_C$$

- Donc:

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} [(13,20 ; 12,96)] - \frac{7,41+1,85}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3(0,23)}{2} 12,35 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 8,57 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 7,83 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad M_t = 8,57 \text{ KN.m}$$

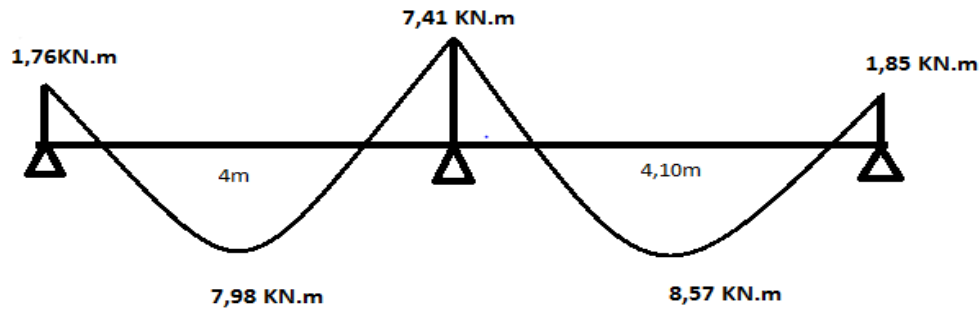


Figure II.3. 2 : Diagramme des moments fléchissant.

A.2) Les effort tranchant :

➤ Travée 01:

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5,88 \cdot 4}{2} & \Rightarrow T_1 = 11,76 \text{ KN} \\ T_2 = 0 \\ T_3 = -\frac{q \cdot l}{2} = -\frac{5,88 \cdot 4}{2} & \Rightarrow T_3 = -11,76 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 02 :

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5,88 \cdot 4,10}{2} & \Rightarrow T_1 = 12,05 \text{ KN} \\ T_2 = 0 \\ T_3 = -\frac{q \cdot l}{2} = -\frac{5,88 \cdot 4,10}{2} & \Rightarrow T_3 = -12,05 \text{ KN} \end{cases}$$

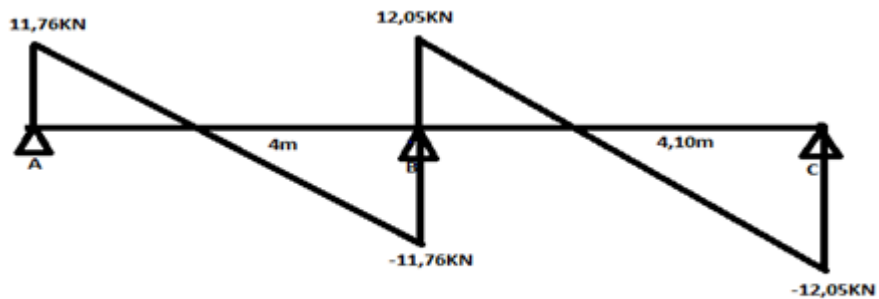


Figure II.3. 3 : Diagramme des efforts tranchant.

B) Pour plancher Terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = \frac{6,68 \cdot (4)^2}{8} \implies M_1 = 13,36 \text{ KN.m} \\ M_2 = \frac{6,68 \cdot (4,1)^2}{8} \implies M_2 = 14,03 \text{ KN.m} \\ M_A = 0,15 M_1 \implies M_A = 2,004 \text{ KN.m} \\ M_B = 0,6 \text{ Max} \begin{cases} M_1 \\ M_2 \end{cases} \implies M_B = 8,42 \text{ KN.m} \\ M_C = 0,15 M_2 \implies M_C = 2,10 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Calcul de α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \alpha = 0,13$$

B.1) Calcul des moments aux travées :**➤ Travée 01 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \alpha) M_1 ; 1,05 M_1] - \frac{M_W + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_1 \end{array} \right.$$

$$M_W = M_A \quad \text{et} \quad M_e = M_B$$

- Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} [13,88 ; 14,02] - \frac{2,004 - 8,42}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3(0,13)}{2} 13,36 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 8,81 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8,27 \text{ KN.m} \end{array} \implies M_t = 8,81 \text{ KN.m} \right.$$

➤ Travée 02:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \alpha) M_2 ; 1,05 M_2] \\ M_t \geq \frac{1,02 + 0,3 \alpha}{2} M_2 \end{array} \right.$$

$$M_W = M_B \quad \text{et} \quad M_e = M_C$$

- Donc:

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} [14,57 ; 14,73] - \frac{8,42+2,10}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times (0,13)}{2} 14,03 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 9,47 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8,69 \text{ KN.m} \end{cases} \implies M_t = 9,47 \text{ KN.m}$$

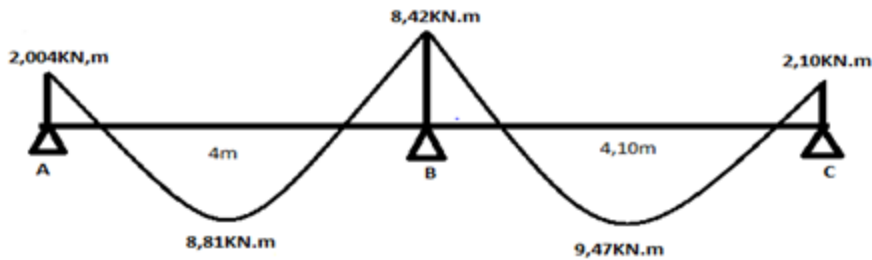


Figure II.3. 4 : Diagramme des moments fléchissant

B.2) Les efforts tranchant:

➤ Travée 01:

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6,68 \cdot 4}{2} \implies T_1 = 13,36 \text{ KN} \\ T_2 = 0 \\ T_3 = -\frac{q \cdot l}{2} = -\frac{6,68 \cdot 4}{2} \implies T_3 = -13,36 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Travée 02 :

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6,68 \cdot 4,10}{2} \implies T_1 = 13,69 \text{ KN} \\ T_2 = 0 \\ T_3 = -\frac{q \cdot l}{2} = -\frac{6,68 \cdot 4,10}{2} \implies T_3 = -13,69 \text{ KN} \end{cases}$$

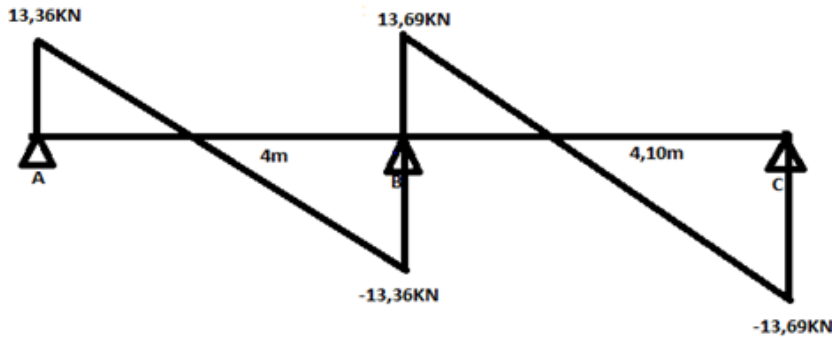


Figure II.3. 5 : Diagramme des efforts tranchant

➤ A ELS :

A) Pour étage courant :

A.1) Moment fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 q_s = G + Q \quad q_s = 6,54 * 0,65 \quad \Longrightarrow \quad q_s = 4,25 \text{KN/m}^2 \\
 M_1 = \frac{4,25 * (4)^2}{8} \quad \Longrightarrow \quad M_1 = 8,5 \text{ KN.m} \\
 M_2 = \frac{4,25 * (4,10)^2}{8} \quad \Longrightarrow \quad M_2 = 8,93 \text{ KN.m} \\
 M_A = 0,15 M_1 = 0,15 * 8,5 \quad \Longrightarrow \quad M_A = 1,27 \text{ KN.m} \\
 M_B = 0,6 \text{ Max} \begin{cases} M_1 \\ M_2 \end{cases} \quad M_B = 0,6 * 8,93 \quad \Longrightarrow \quad M_B = 5,35 \text{ KN.m} \\
 M_C = 0,15 M_2 \quad \Longrightarrow \quad M_C = 0,15 * 8,93 \quad \Longrightarrow \quad M_C = 1,34 \text{ KN.m}
 \end{array} \right.$$

Travée 01:

$$\left\{ \begin{array}{l}
 M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \alpha) M_1 ; 1,05 M_1] \\
 M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_1 \\
 M_W = M_A \quad \text{et} \quad M_e = M_B
 \end{array} \right.$$

-Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 M_t \geq \text{Max} [(9,08 ; 8,92)] - \frac{1,27 + 5,35}{2} \\
 M_t \geq \frac{1,2 + 0,3(0,23)}{2} * 8,5 \\
 M_t \geq 5,77 \text{ KN.m}
 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 5,39 \text{ KN.m} \implies M_t = 5,77 \text{ KN.m}$$

➤ Travée 02:

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0,3 \alpha)M_2 ; 1,05M_2] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_2 \\ M_W = M_B \quad \text{et} \quad M_e = M_C \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max}[9,54 ; 9,37] - \frac{5,35 + 1,34}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 + 0,23}{2} * 8,93 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 6,19 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5,66 \text{ KN.m} \end{cases} \implies M_t = 6,19 \text{ KN.m}$$

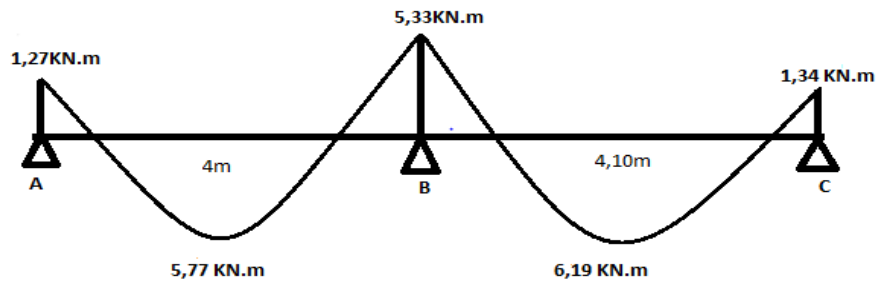


Figure II.3. 6 : Diagramme des moments fléchissant.

A.2) Les efforts tranchant :

➤ Travée 01:

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4,25 \cdot 4}{2} = 8,5 \text{ KN} \\ T_2 = 0 \\ T_3 = -\frac{q \cdot l}{2} = -\frac{4,25 \cdot 4}{2} \end{cases} \implies T_3 = -8,5 \text{ KN}$$

➤ Travée 02 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{q \cdot l}{2} \implies T_1 = \frac{4,25 \cdot 4,10}{2} = 8,71 \text{ KN} \\ T_2 = 0 \\ T_3 = -\frac{q \cdot l}{2} \implies T_3 = -\frac{4,25 \cdot 4,10}{2} = -8,71 \text{ KN} \end{array} \right.$$

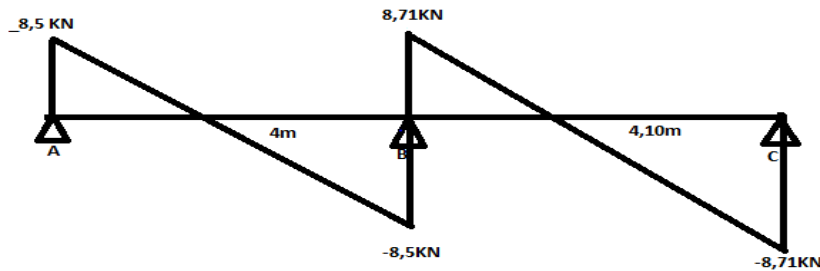


Figure II.3. 7 : Diagramme des efforts tranchant.

B.1) Pour plancher Terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = G + Q \implies q_s = 6,51 + 1 \implies q_s = 7,51 \text{ KN/ml} \\ M_1 = \frac{7,51(4)^2}{8} \implies M_1 = 15,02 \text{ KN.m} \\ M_2 = \frac{7,51(4,10)^2}{8} \implies M_2 = 15,78 \text{ KN.m} \\ M_A = 0,15M_1 \implies M_A = 2,25 \text{ KN.m} \\ M_B = 0,6 \text{ Max} \begin{cases} M_1 \\ M_2 \end{cases} \implies M_B = 9,46 \text{ KN.m} \\ M_C = 0,15M_2 \implies M_C = 2,36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Travée 01 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0,3 \alpha)M_1 ; 1,05 M_1] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_1 \\ M_W = M_A \text{ et } M_e = M_B \end{array} \right.$$

-Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max}[15,60 ; 15,77] - \frac{2,25+9,46}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+(0,3 \times 0,13)}{2} 15,02 \\ M_t \geq 9,91 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 9,30 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 9,91 \text{ KN.m}$$

➤ Travée 02:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0,3 \alpha)M_2 ; 1,05 M_2] \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_2 \\ M_W = M_B \text{ et } M_e = M_c \\ M_t \geq \text{Max}[16,39 ; 16,56] - \frac{9,46+2,36}{2} \\ M_t \geq 9,77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 10,65 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 9,77 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 10,65 \text{ KN.m}$$

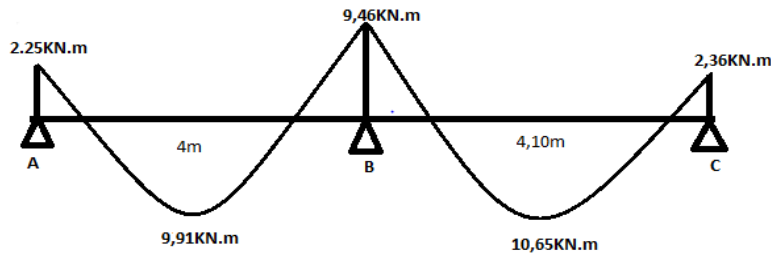


Figure II.3. 8 : Diagramme des moments fléchissant.

B.2) Les effort tranchant :**➤ Travée 01:**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{7,51 \cdot 4}{2} \\ T_2 = 0 \\ T_3 = -\frac{q \cdot l}{2} = -\frac{7,51 \cdot 4}{2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \longrightarrow \\ \\ \longrightarrow \end{array} \quad \begin{array}{l} T_1 = 15,02 \text{ KN} \\ \\ T_3 = -15,02 \text{ KN} \end{array}$$

➤ Travée 02 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{7,51 \cdot 4,10}{2} \\ T_2 = 0 \\ T_3 = -\frac{q \cdot l}{2} = -\frac{7,51 \cdot 4,10}{2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \longrightarrow \\ \\ \longrightarrow \end{array} \quad \begin{array}{l} T_1 = 15,39 \text{ KN} \\ \\ T_3 = -15,39 \text{ KN} \end{array}$$

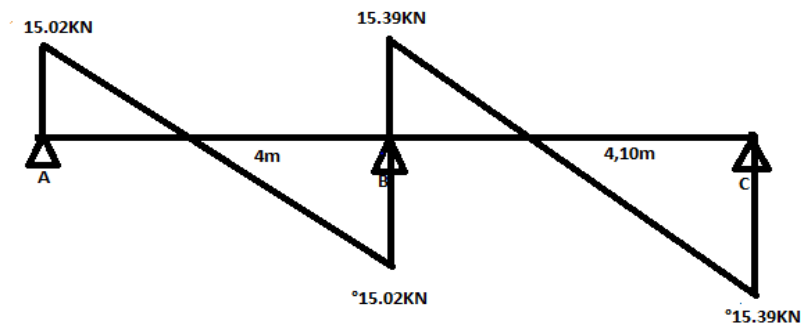


Figure II.3. 9 : Diagramme des efforts tranchant

II.3.3) Ferrailage de plancher :**a) E L U :****➤ En travée :**

$$M_U = M_{max} = 9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$$

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

$$\text{- Donc : } \begin{cases} M_t = 0,65 * 0,05 * \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right) - 14,17 \\ M_u = 0,075 \text{ MN.m} \implies M_u \leq M_t \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{9,47 * 10^{-3}}{0,65 * (0,189)^2 * 14,17} = 0,028 < 0,186$$

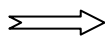
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \implies \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,028)}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4(0,036) = 0,98$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9,47 * 10^{-3}}{0,98 * 0,189 * 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

★ On prend : $A_u = 1,46 \text{ cm}^2$



$$3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

★ Les armatures de répartition :

$$\frac{A_u}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84$$

Donc : on prend

★ Condition de non fragilité:

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b * d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} 0,65 * 0,189$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifier .}$$

➤ En appui :

$$M_U = M_{\max} = 8,42 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_t = 0,65 * 0,05 * \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right) - 14,17 \\ M_u = 0,075 \text{MN.m} \Rightarrow M_u \leq M_t \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{8,42 * 10^{-3}}{0,65 * (0,189)^2 * 14,17} = 0,025 < 0,186$$

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

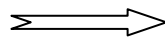
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,025)}) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4(0,032) = 0,98$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{8,42 * 10^{-3}}{0,98 * 0,189 * 348} = 1,30 \text{cm}^2$$

$$3T12 = 3,39 \text{cm}^2$$

* On prend : $A_u = 1,30 \text{cm}^2$

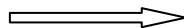


$$3T12 = 3,39 \text{cm}^2$$

*Les armatures de répartition :

$$\frac{A_u}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84$$

Donc : on prend



$$1 T6 = 2,83 \text{c}$$

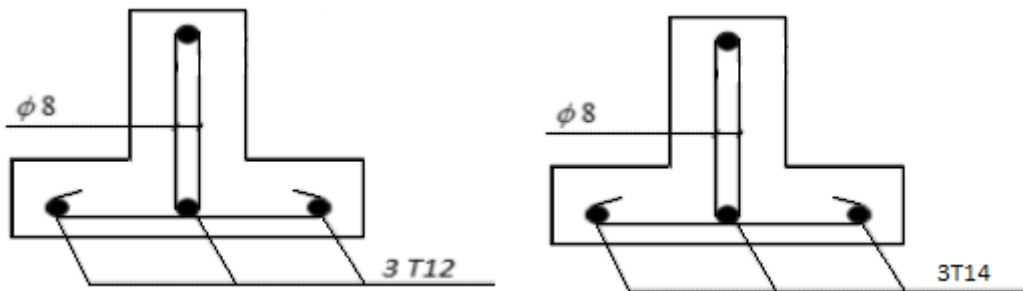


Figure II.3. 10 : ferrailage de la poutrelle.

★ **Condition de non fragilité:**

$$A_{umin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b * d$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1MPA$

$$A_{umin} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} 0,65 * 0,189$$

$$3,39cm^2 \geq 1,48cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ **Vérification a ' l'effort tranchant :**

D'après le **CBA93 (Article 5.1.1)** la contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b_0 * d} \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA \right)$$

Avec : $v_{max} = 13,69KN$

$$\text{Donc : } \frac{13,69 * 10^{-3}}{0,13 * 0,189} \leq \min(3,33; 5MPA)$$

$$\frac{13,69 * 10^{-3}}{0,024} \leq \min(3,33; 5MPA)$$

$$0,55MPA \leq \min(3,33) \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifier.}$$

* **Espacement et diamètre des armatures transversales :**

$$\text{On a: } \begin{cases} \varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right) \\ \varphi_t \leq \min(6mm; 12; 13) \\ \varphi_t = 6mm \end{cases}$$

D'près le **RPA99 VERSION 2003 (7.5.2.2)**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est :

* dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées

$$\text{Sont nécessaires : } \begin{cases} \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t \right) \\ \text{Min}(5,25; 7,2) = 5,25cm \end{cases}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$s \leq \frac{h}{2} \implies \begin{cases} s \leq \frac{21}{2} \\ s \leq 10,5 \end{cases}$$

On prend :

Alors :

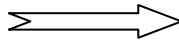
$$s = 10\text{cm}$$

➤ En travée :

$$A_t = 0,003 * s * b = 0,003 * 10 * 65$$

$$A_t = 1,95 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$



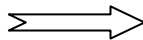
$$3\text{T}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis :

$$A_t = 0,003 * s * b_0 = 0,003 * 5,25 * 13$$

$$A_t = 0,20 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$



$$2\text{T}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ A ELS :

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; b = 0,65\text{m} ; h_0 = 0,05\text{m}$$

$$M_t = 10,65\text{KN.m}$$

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

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec : $D = \frac{15}{B} (A_u + A_{u'}) = \frac{15}{65} (3,39 + 0) = 0,78cm$

$$E = \frac{30}{B} (A_u * d + A_{u'} * d') = \frac{30}{65} (3,39 * 18,9 + 0) = 14,79cm^2$$

Donc :
$$\begin{cases} y = -0,78 + \sqrt{(0,78)^2 + 14,79} \\ y = 3,5cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_u (d - y_1)^2 + 15A'_{u'} (y_1 - d')^2 \\ I = \frac{65}{3} (3,5)^3 + 15 * 3,39 (18,9 - 3,5)^2 + 0 \\ I = 12994,72cm^4 \end{cases}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10,65 * 10^2}{12994,72} = 0,081$$

Enfin :
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = k * y = 0,081 * 3,5 = 2,83 MPA \\ \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b} \quad 2,83MPA \leq 15MPA \end{cases}$$

Type 02 : On a déterminé les sollicitations par SAP2000 :

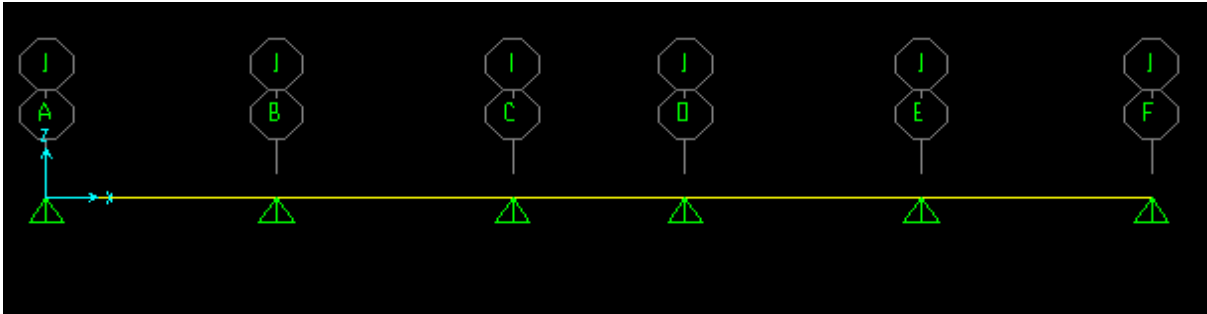


Figure II.3. 11 : Diagramme d'effort tranchant de poutrelle type 02.

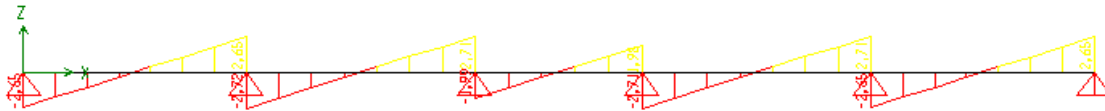


Figure II.3. 12 : Diagramme de moment fléchissant de poutrelle type 02



Figure II.3. 13 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle type 02.

II-3) Etude sismique :

3-1) Introduction :

Les vibrations du sol provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements engendrant des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction, ce qui signifie que plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante. De ce fait, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure en Trois dimensions avec le logiciel S.A.P.2000 et on utilisera la méthode statique équivalente bien définie dans le **R.P.A99.V 2003**.

3-2) présentation du programme sap2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...).

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.



Figure 3. 1 : Le logiciel de calcul utilisé SAP 2000.

✚ Démarche de modélisation sur le logiciel SAP2000 :

a-Unités : SAP2000 travaille avec quatre paramètres de base :

la force, la longueur, la température et le temps. On a opté :

Kilo newton, Mètre, Celsius, secondes respectivement (voir la figure)

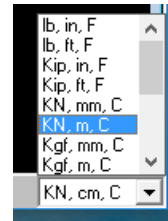


Figure 3. 2 : Systèmes d'unités.

b-L'option New Model de définition d'un nouveau modèle:

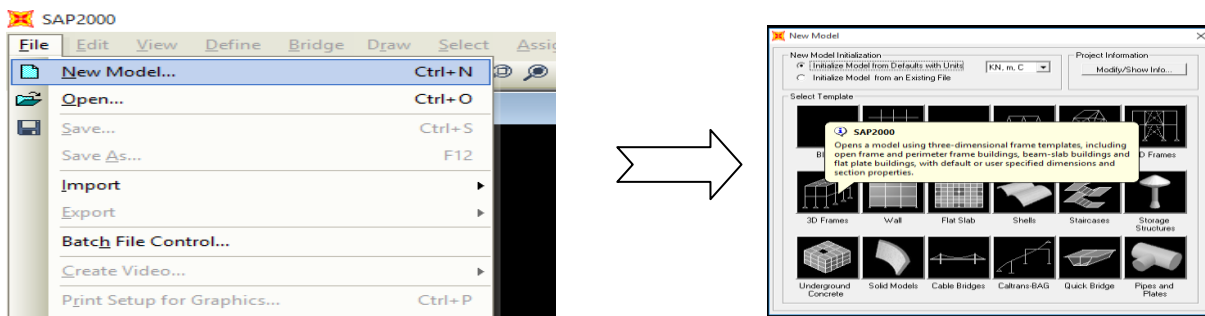


Figure 3. 3 : Définition d'un nouveau modèle.

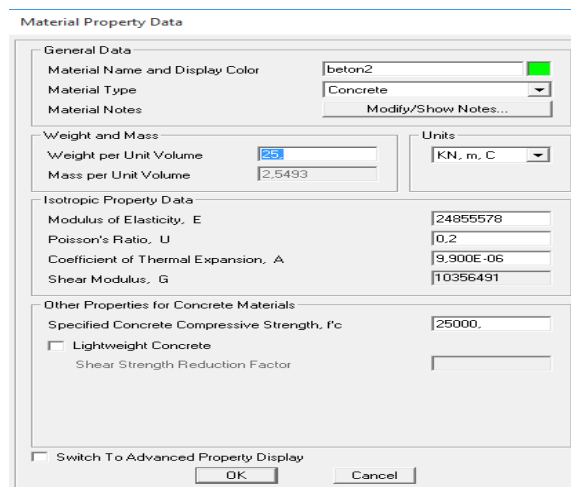


Figure 3. 4 : Définition du matériau (béton).

C. Modification des grilles prédéfinis :

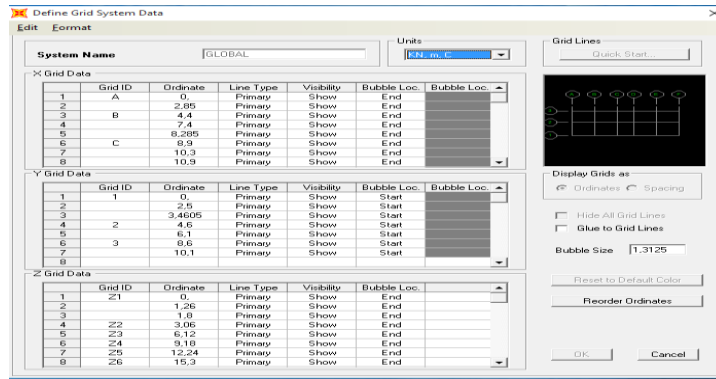


Figure 3.5 : Modification de la grille.

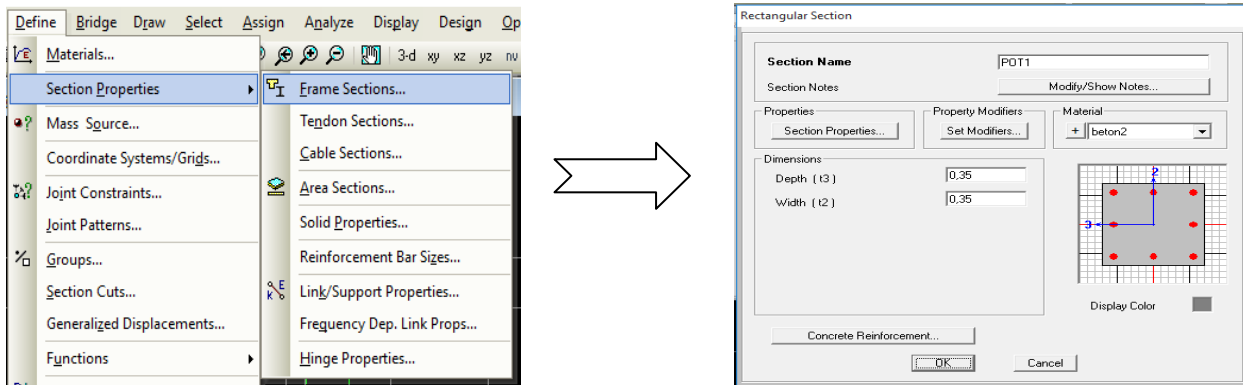


Figure 3.6 : Définition des sections.

d. définition des charges et des combinaisons d'actions :

Dans cette étape on choisi le type des charges (charge Permanente, charge d'exploitation, Vent, neige ...) grâce à L'option « Static Load Cases »

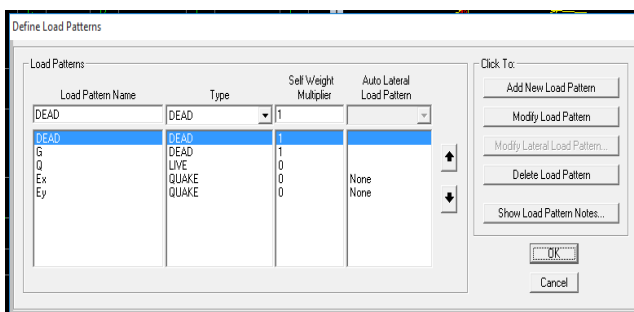


Figure 3.7 : Définition des cas de types charges statiques

- On passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par le règlement en vigueur avec l'option « Load Combinations »

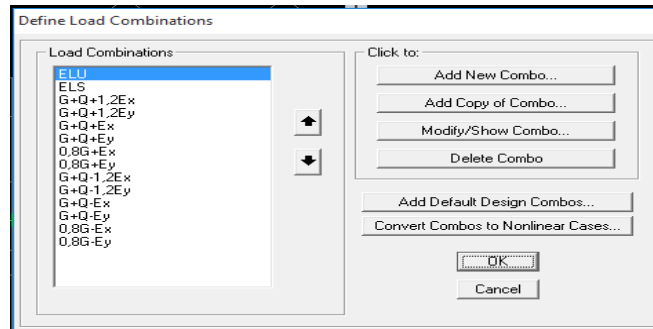


Figure 3. 8 : Saisie graphique des combinaisons.

3.3) Méthodes de calculs :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- ✚ La méthode statique équivalente.
- ✚ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

3.3.1 Méthode modale spectrale :

* Principe :

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.

3.3. 2 Méthode dynamique par accilogramme :

* Principe :

Dans cette méthode, on applique un chargement sismique artificiel considéré comme une action accidentelle à la base de notre structure.

3.3.3 Méthode statique équivalente:

* Principe :

Dans cette méthode **RPA** propose de remplace les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statique fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

* Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de Liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de Contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est Calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en Maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le Calcul de la force sismique totale.

3.4. Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous :

$$\text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q.$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ACC 1: } G + Q \pm 1.2 \times E_x$$

$$\text{ACC 2: } G + Q \pm 1.2 \times E_y$$

$$\text{ACC 3: } 0.8 \times G \pm E_x$$

$$\text{ACC 4: } 0.8 \times G \pm E_y$$

$$\text{ACC 5: } G + Q \pm E_x$$

$$\text{ACC 6 : } G + Q \pm E_y$$

3.5. Calcul de l'action sismique :

Chaque bâtiment est construit pour résister aux forces sismiques horizontales.

Pour cela le R.P.A 99 V2003, impose une formule à suivre pour que la construction reste en Sécurité contre ces forces.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

Avec :

- 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

3.5.1 .Coefficient d'accélération [A] :

D'après la classification sismique des wilayas : Ain t'émouchent Zone IIa

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : Usage d'habitation Groupe 2

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

A=0,15 (Tableau 1 : RPA 99 version 2003)

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	II a	II b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12		0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau II. 2 : coefficient d'accélération de zone A.

Donc : $A=0,15$.

3.5.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D »:

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T (4.2) :

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

✚ Calcul de la période T_1 et T_2 :

Selon le rapport géotechnique relatif a notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol meuble » Notée « S2 », Et en ce référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$T_1 = 0,15s$$

$$T_2 = 0,4s$$

✚ Calcul de la période fondamentale T :

De la formule empirique (4.6) du RPA99v2003 :

$$\begin{cases} T = C_T * h_N^{3/4} \\ T = 0,09 h_N / \sqrt{D_X} \\ T = 0,09 h_N / \sqrt{D_Y} \end{cases}$$

hN : hauteur de la base du niveau jusqu'au dernier niveau : hN = 15,30 m

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, du tableau (4.6)

Notre cas étant Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie donc :

$$CT = 0,050$$

Alors :

$$\begin{cases} T = 0,05 * (15,30)^{3/4} \implies T = 0,38s \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{15,3}{\sqrt{21,6}} \implies T = 0,29s \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{15,3}{\sqrt{9}} \implies T = 0,45s \end{cases}$$

Donc :

$$T = 0,29s$$

On a : sol meuble \implies S2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau II. 3 : Valeurs de T1 et T2 .

Donc : $T_2 = 0,4s$
 $T < T_2 \implies 0,29s < 0,4s$

Alors :
 $D = 2,5n \implies 0 < T < 0,4s$

✚ Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

D'après la **formule 4.3 du RPA**:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 ;$$

Avec ξ : Pourcentage d'amortissement critique qui dépend de plusieurs paramètres, tirée du tableau 4.2 du RPA99v2003 :

Le cas échéant est : **voile ou murs** \implies **béton arme dense** :

Alors : $\xi = 7\%$

Donc :
$$\begin{cases} n = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \\ n = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \geq 0,7 \end{cases} \implies n = 0,8 \geq 0,7$$

Puisque : $T < T_2$ Alors: $\implies D = 2,5n \Leftrightarrow \begin{cases} D = 2,5 * 0,8 \\ D = 2 \end{cases}$

3.5.3. Coefficient de comportement globale de la structure « R » :

Coefficient indiquant le type de contreventement adopté dans les deux directions d'une structure, sa valeur est donnée dans le tableau (4.3) du RPA99v2003 :

- Nous avons des portiques contreventées par des voiles en béton armé (4b) :

Donc :

$$\mathbf{R = 4}$$

3.5.4. Facteur de qualité Q :

Ce sont des critères de qualité que les structures doivent satisfaire pour éviter la pénalité, elle est, comme l'explique l'RPA99v2003 en fonction de quelque paramètres à vérifier sa validation :

$$Q = 1 + \sum_1^5 pq$$

Pq : étant la pénalité retenue.

- Nous devons déterminer le facteur de qualité Q dans les deux sens (suivant x, suivant y)

Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins

Trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

❖ **Suivant X : (5 travée) :**

$$\begin{cases} 4/4,1=0,97 < 1,5 \\ 4.10/3.00=1,36 < 1,5 \end{cases} \Rightarrow \text{critère observé } pq = 0.$$

❖ **Suivant Y : (2travée) :**

$$4,2/3,6=1,16 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } pq = 0$$

3.5.5. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de Contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

❖ **Suivant X : (6 files) :**

$$L \text{ max } / L \text{ min } = 4.1 / 3,00 = 1,36 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } pq = 0$$

❖ **Suivant Y (3 files) :**

$$L \text{ max } / L \text{ min } = 4.2 / 3.6 = 1,16 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } pq = 0$$

3.5.6. Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux Directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 21,6 / 9 = 2,4 < 4$$

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de référence. Donc le critère est observé :

$$p_q = 0.05.$$

3.5.7. Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulière en élévation $\implies p_q = 0.05$

3.5.8. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

Donc : $\implies p_q = 0,05$

3.5.9 .Contrôle de la qualité de l'exécution :

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les Matériaux. On considère que ce critère est non observé : $\Rightarrow pq = 0.10$

Critère [Q]	P.q	P.q
	Sens -X	Sens-Y
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0,05
Redondance en plan.	0,05	0
Régularité en plan.	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
La somme	1,1	1,1

Tableau II. 4 : Récapitulation des conditions.

Donc :

$$\left. \begin{matrix} Q_x = 1,1 \\ Q_y = 1,1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \boxed{Q_x = Q_y = 1,1}$$

3.6. Poids totale de la structure [W]:

- Le poids de chaque plancher et le poids total de la structure :

D'après le RPA.99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et un Coefficient β des charges d'exploitation. Pour calculer la masse de chaque plancher il faut que je calcul le poids de chaque élément suivant :

- ✓ Poids du plancher, poutres principales, poutres secondaire, poteaux, voiles.

Etage	Poteaux	Poutre P	Poutre S	G	Q	Voile
RDC	168,68	140,4	151,2	979,77	291,6	183,6
1	168,68	140,4	151,2	979,77	291,6	183,6
2	168,68	140,4	151,2	979,77	291,6	183,6
3	168,68	140,4	151,2	979,77	291,6	183,6
4	168,68	140,4	151,2	1265,54	194,4	183,6
$\sum w$	843,4KN/m	702KN/m	756KN/m	5184,62KN/m	1360,8KN/m	918KN/m

Tableau II. 5 : Représentatif les poids total de la structure.

Donc :

$$\begin{cases} w = pot + pp + ps + v + (G + 0,2Q) \\ W = 843,4 + 702 + 756 + 5184,62 + (1360,8 + 918) \\ w = 8676,18 \text{KN/m} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W \\ V = \frac{0,15 \cdot 2 \cdot 1,1}{4} * 8676,18 \\ V = 715,78 \text{KN/m} \end{cases}$$

➤ Résumé des résultats obtenus :

-Les différents paramètres sont assemblés dans le tableau suivant :

Coefficients	A	R	D	Site	Q	η	ξ	T2	T1	T	W(KN/m)	V(kn/m)
	0,15	4	2	Meuble S2	1,1	0,8	7%	0,4	0,15	0,29	8676,18	715,78

Tableau II. 6 : résumé des résultats obtenus.

3.7. Distribution vertical des efforts sismique :

D'après le R.P.A 99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base « V » doit être distribuée sur la hauteur de structure selon la formule suivante :

$$\begin{cases} V = F_t + \sum F \\ F_t = 0,07 T * V \end{cases}$$

Avec :

F_t = La force concentrée

T est la période fondamentale de la structure (en seconde).

La valeur de F ne doit pas dépasser en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand $T \leq 0,7s$

On a :

$T = 0,29 \text{ s} < 0,7 \implies$ condition vérifiée.

$F_t = 0$

La partie restante de V soit $(V - t F)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

La formule qui se suit :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times H_i}{\sum_{i=1}^n W_i H_i}$$

Avec :

F_t : Effort verticale revenant au niveau.

H_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i .

W_i : Poids revenant aux planchers.

$F_t = 0 \implies$ la relation devienne :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times H_i}{\sum_{i=1}^n W_i \times H_i}$$

❖ Sens x et y : (x=y)

Niveaux	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3
Hi(m)					
Wi(KN)	26549,11	53098,22	79647,33	106196,44	132745,55
Wi *Hi	26549,11	53098,22	79647,33	106196,44	132745,55
$\sum Wi * Hi$	398236,66				
Vi	715,78				
Vi*Wi*Hi	$1,9003 \cdot 10^7$	$3,8006 \cdot 10^7$	$5,7009 \cdot 10^7$	$7,6013 \cdot 10^7$	$9,5016 \cdot 10^7$
Fi (KN)	47,71	95,43	143,15	190,87	238,59

Tableau II. 7 : Représentatif les forces sismiques.

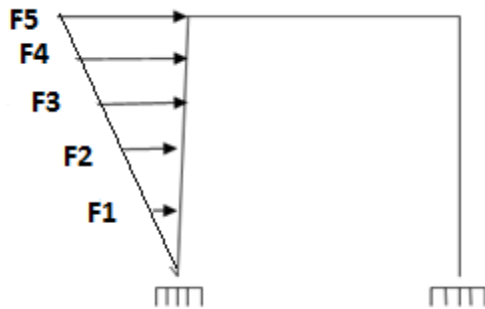


Figure 3. 9 : Saisie graphique des combinaisons.

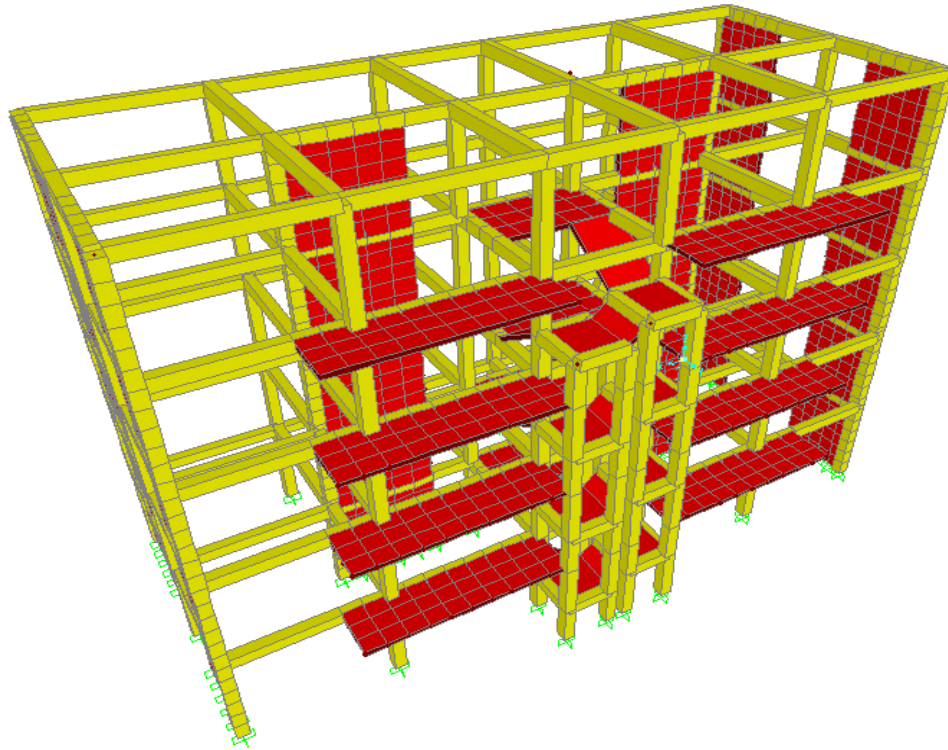


Figure 3. 10 : représenté La structure en 3D.

	MODE	PERIODE(seconde)
MODAL	1	0,252004
MODAL	2	0,235766
MODAL	3	0,195774
MODAL	4	0,070341
MODAL	5	0,064727
MODAL	6	0,058455
MODAL	7	0,058211
MODAL	8	0,050229
MODAL	9	0,049767
MODAL	10	0,048788
MODAL	11	0,047446
MODAL	12	0,047047

Tableau II.8 : période et mode correspondant

I.I. Etude de la Superstructure :

III.1) Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **SAP2000**.

Une section d'un élément en béton armé peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- ✚ Compression simple.
- ✚ Traction simple.
- ✚ Flexion simple.
- ✚ Flexion composée.

III.2) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Les poteaux et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal, donc le calcul de la section d'un poteau se fait en flexion composée.

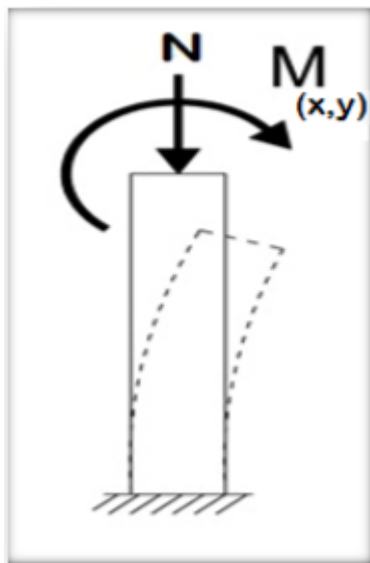


Figure III. 1 : Flexion composée du poteau.

III.2.1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

ELU 1,35G + 1,5Q

ELS..... G + Q

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

ELA.....G + Q ± 1,2E

ELA..... 0,8G ±E

Recommandation du RPA 99/version 2003 :

III.2.2. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimum est de 0.8%(zone II).

Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)

La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

III.2.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élanement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Si l'élanement géométrique < 5 .

$f_e = 400$ Mpa.

Espacement des armatures transversales :**Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min (10\phi , 15\text{cm}) \quad \text{en zone Iia}$$

Dans la zone courante :

$$t \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale (A_t/b_1t %) est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b , les dimensions de la section du poteau.

III.2.4. Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison ($G+Q\pm E$) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

Sollicitations à considérer :

N_{\max} ———→ M correspondant.

N_{\min} ———→ M correspondant.

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des ces valeurs (cas plus défavorable).

III.2.5. Le ferrailage :

Etage	Section (a.b) cm ²	A _{min} (cm ²)	Ferrailage longitudinal	
			choix	Section (cm ²)
RDC	0,35x0,35	11,68	8T14	12,31
1^{er} Etage	0,35x0,35	11,68	8T14	12,31
2^{eme} Etage	0,35x0,35	11,68	8T14	12,31
3^{eme} Etage	0,35x0,35	11,68	8T14	12,31
4^{eme} Etage	0,35x0,35	11,68	8T14	12,31

Tableau III. 1 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.

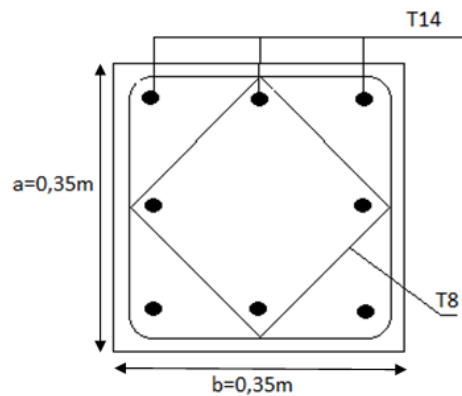


Figure III. 2 : Disposition générale des armatures sur les poteaux.

III.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités 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.

Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de la RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

III.3.1. Les combinaisons de calcul :

- 1.35 G + 1.5 Q selon BAEL91
- G + Q ± E selon RPA2003
- 0.8 G ± E selon RPA2003

La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison (3) 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.

III.3. 2. Poutre principale :

		Section (a.b) cm2	$A_{min}(cm^2)$	Ferrailage	
				choix	Section (cm ²)
En appuis	Terrasse	0,3x0,4	8,21	8T12	9,04
	Etage	0,3x0,4	8,21	8T12	9,04
En travée	Terrasse	0,3x0,4	1,64	4T12	4,52
	Etage	0,3x0,4	1,64	4T12	4,52

Tableau III. 2 : Ferrailage de la Poutre principale.

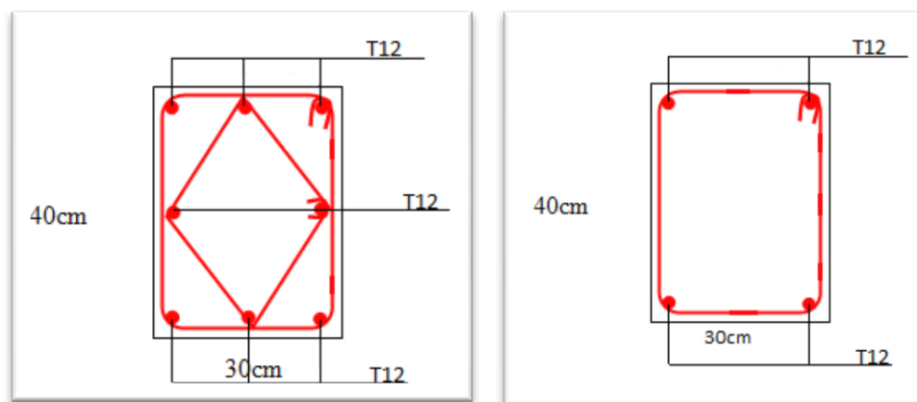


Figure III. 3 : Ferrailage de la poutre principale.

III.3. 3.Poutre secondaire :

		Section (a.b) cm ²	A_{\min} (cm ²)	Ferrailage	
				choix	Section(cm ²)
En appuis	Terrasse	0,3x0,35	4,31	4T12	4,52
	Etage	0,3x0,35	4,31	4T12	4,52
En travée	Terrasse	0,3x0,35	1,40	4T12	4,52
	Etage	0,3x0,35	1,40	4T12	4,52

Tableau III. 3 : Ferrailage de la Poutre secondaire .

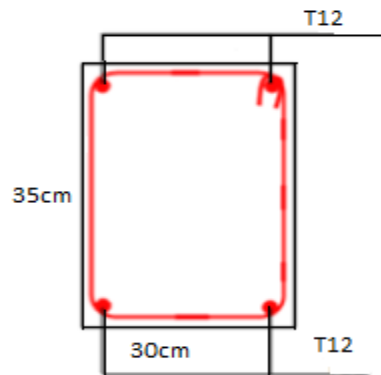


Figure III. 4 : ferrailage de la poutre secondaire.

III.4. Etude de ferrailage des voiles :

III.4.1.Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces dernières on aura finalement un seul élément en section en : U, I, T.L selon La disposition des murs (murs intérieurs ou pignon).

Prescriptions pour le ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

III.4. 2. Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

III.4.3.Prescription pour les aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

III.4.4.Prescriptions communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S \leq 22,5\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$.
- $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

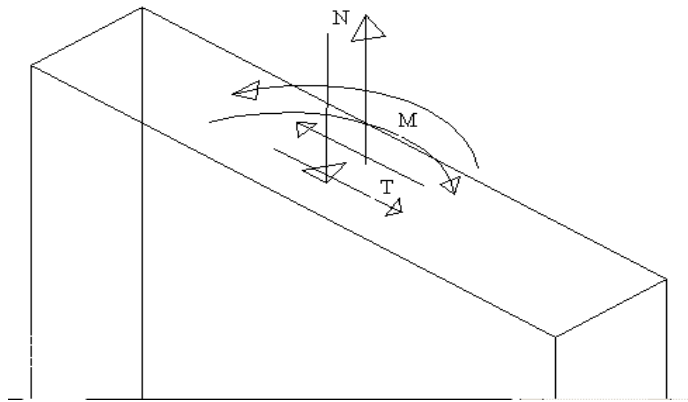


Figure III. 5 : voile soumis à la flexion composée.

III.4.5. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N / S \pm M \times V / I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

V : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

$$L=3\text{m} \quad b=0.15 \text{ m} \quad V=L/2= 1,5\text{m}$$

$$I=0.15 (3)^3/12=0,337\text{m}^4$$

$$\sigma_a = 1,99\text{MPa} \quad \sigma_b = 1,93\text{MPa} \quad (\text{section entièrement comprimée})$$

Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

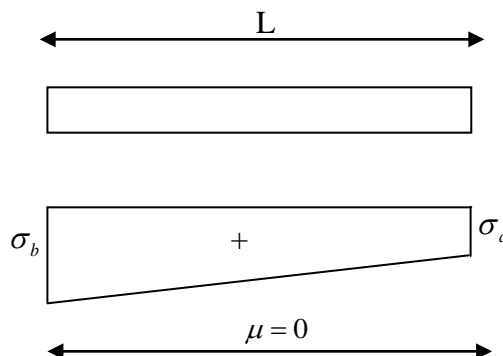


Figure III. 6 : Les contraintes dans le mur voile.

III.4.6. Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

III.4.7. Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courante et about) pour toute la largeur du voile:

III.4.8. Vérification vis à vis de RPA :

$A_{\min} = 0.15\%$ b.h globalement dans la section du voile

$$A_{\min} = 0,15\% \times 0,15 \times 100$$

$$A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.4.9. Le diamètre des armatures :

$$D \leq 1/10.b$$

$$\text{Donc : } D \leq 1/10 \times 150 \longrightarrow D \leq 15$$

Alors en prend : $D = 12 \text{ mm}$

❖ L'espacement:

Selon le CBA 93 :

$$St \leq \min(2.a ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc:

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min(1.5.a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(22,5 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 22,5 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(St \text{ cba} ; St \text{ rpa})$$

On adopte un espacement de 15 cm.

Donc On prend : **6T12/ml** avec : $S_p = 15 \text{ cm}$

III.4.10.Calcul du ferraillage horizontal :

D’après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soit : **6T12** ml avec un espacement de 15cm.

❖ **Vérification au cisaillement :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4V/bd.$$

V: effort tranchant à la base du refond.

b : la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0.9h.$$

h= hauteur de la section.

$$\bar{\tau} = \text{Min}\{0.13 f_{c28}; 4\} = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{1.4 \times 151,82 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.90 \times 3} = 0,524 \text{MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots CV.$$

III.5.Ferraillage de la dalle pleine :

La dalle pleine est utilisée dans le cas où les charges appliquées sur le plancher sont importantes, offrant une meilleure résistance mécanique.

Ce type de dalle a un ferraillage qui se distingue par des aciers porteurs, positionnés parallèlement à la portée des aciers de répartition, En fonction du ferraillage souhaité, plusieurs nappes d’armatures peuvent être placées en laissant un espacement donné.

Pour l’obtention de la section du ferraillage des dalles, On prend en compte les sollicitations exercées comme indiquées dans le tableau ci-dessous :

	ELU		ELS	
	Ma	Mt	Ma	Mt
Dp	15,36	8,47	11,20	6,17

Tableau III. 4 : Les moments de la dalle pleine.

Le ferrailage de la dalle Plein se fait pour une bande de 1m, de section (b x h) :

La dalle pleine est sollicitée en flexion simple, Donc on travaille avec les cas les plus défavorables de moments en appui et en travée: $M_a = 15,36 \text{ KN.m}$, $M_t = 8,47 \text{ KN.m}$

Donc on a :

III.5.1.en Appui :

$$h = 0,15 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad M_A = 15,36 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9 (h) = 0,135 \text{ m} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

❖ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{15,36 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,059 < 0,185 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc : $A_{u'} = 0$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

Donc :

$$A_u = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,36 \times 10^{-3}}{0,96 \times 0,135 \times 348} = 3,40 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4T12

III.5.2.En travée :

En suivant les mêmes étapes que celui en appui, on aura les résultats dans le tableau ci dessous:

Mmax	M	Pivot	Au'	α	β	Ast
8,47	0,032	A	0	0,041	0,98	1,83

Tableau III. 5 : de ferrailage de la dalle plein en travée.

Pour ce qui est du choix des armatures, on prend une double nappes de 7T12 chacune comme ferrailage longitudinal en travée et en appuis de section $7,917 \text{ cm}^2$ en raison de facilité de la mise en œuvre

III.5.3. Calcul de l'espacement :

$$S \leq \min (3h ; 33) \text{ cm}$$

$$S \leq \min (45 ; 33) \text{ cm}$$

$$S \leq 33 \text{ cm}$$

Donc On prendra un espacement de 15 cm

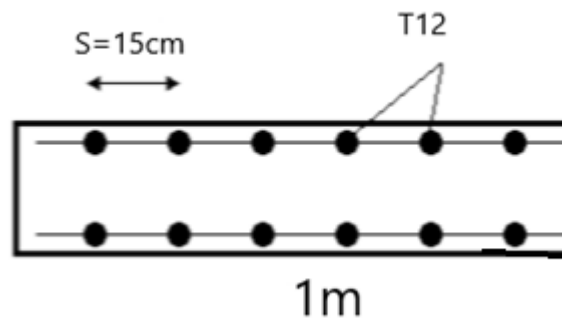


Figure III. 7 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.5.4. Contrainte de cisaillement :

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau < \tau_{adm}$$

Avec:

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) = \min (3,33 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc:

$$\tau = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{151,82 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 1,12$$

$$\tau = 1,12 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.5.Vérification à L'ELS :

On étudie la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

En appui

$$\alpha = 0,149$$

$$\text{Donc: } \gamma = \frac{15,36}{11,20} = 1,371$$

Alors :

$$0,149 \leq \frac{1,371 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,149 \leq 0,436$$

En travée :

$$\alpha = 0,20$$

$$\text{Par suite: } \gamma = \frac{8,47}{6,17} = 1,372$$

Alors :

$$0,20 \leq \frac{1,372 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,20 \leq 0,435$$

III.6.Ferrailage des escaliers:**III.6.1.Palier de repos :**

Grace au logiciel **SAP2000**, nous avons pu extraire les valeurs des moments max au niveau du palier de repos :

$$\begin{cases} M_u = 14,35 \text{ KN.m} \\ M_s = 10,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

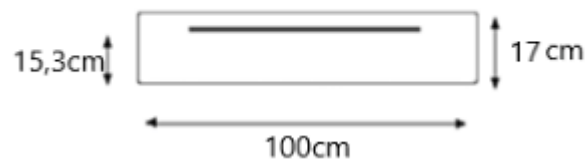


Figure III. 8 : dimensionnement de la section calculé.

Données :

$$b = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

$$h = 17 \text{ cm} = 0,17 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 15,3 \text{ cm} = 0,153 \text{ m}$$

6.1.1. A L'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$M_u = 14,35 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

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

❖ **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1435 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,153^2 \times 14,17} = 0,043 < 0,185 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc : $A_u = 0$ On ne calcule que la section tractée

❖ **La position relative de la fibre neutre est :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

Donc :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,35 \times 10^{-3}}{0,978 \times 0,153 \times 348} = 2,79 \text{ cm}^2$$

1.1.2. Section du ferrailage minimale : Le RPA99v2003 exige que :

$$\begin{aligned} A_{RPA} &= 0,5 \% \cdot b \cdot h \\ &= \frac{0,5}{100} \cdot (1,0) \cdot (0,17) \\ &= 8,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Donc :

$$A_{st} = \max (A_u ; A_{RPA}) \text{ cm} = \max (2,79; 8,5) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 8,5 \text{ cm}^2$$

On opte pour un : 8 T12 d'une section de $A_{st} = 9,04 \text{ cm}^2$

1.1.3. Condition de non fragilité :

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

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

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} 1,0 \times 0,153$$

$$A_{u \min} \geq 1,84 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$9,04 \text{ cm}^2 \geq 1,84 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Donc Condition vérifiée.}$$

1.1.4. Espacement des barres :

$$S \leq \min (3h ; 33) \text{ cm}$$

$$S \leq \min (51 ; 33) \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad S \leq 33 \text{ cm}$$

On prendra un espacement de 15 cm

1.1.5. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,04}{4} = 2,26$$

7T 10 avec un espacement de 15 cm

6.1.2. A l'ELS :

La formule suivante va déterminer si on doit prendre en compte de la contrainte du béton et de faire des vérifications a l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

On a: $M_u = 14,35 \text{ KN.m}$; $M_s = 10,45 \text{ KN.m}$

Donc :

$$\alpha = 0,140$$

$$\text{Donc: } \gamma = \frac{14,35}{10,45} = 1,373$$

Alors :

$$0,140 \leq \frac{1,373-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,140 \leq 0,436$$

Donc, il n'est pas primordial de calculer la contrainte du béton, le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

III.6.2.Paillasse :

$$b = 1,0 \text{ m} \quad ; \quad h = 0,15 \text{ m} \quad ; \quad d = 13,5 \text{ m}$$

En suivant le même cheminement que dans le palier de repos, nous avons obtenue les valeurs dans le tableau suivant

	μ	A	β	Section calculée	A_{RPA} (cm ²)	Section Choisie (cm ²)	Ferrailage opté	Section du ferrailage (cm ²)
ELU	0,019	0,024	0,99	1,07cm ²	7,5cm ²	7,5cm ²	12T12	13,57

Tableau III. 6 : Récapitulation du ferrailage de la paillasse.

6.2.1. Espacement des barres :

$$S \leq \min (3h ; 33) \text{ cm}$$

$$S \leq \min (51 ; 33) \text{ cm}$$

$$S \leq 33 \text{ cm}$$

On prendra un espacement de 15 cm

6.2.2.Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{13,57}{4} = 3,39 \text{ cm}^2$$

7T10 avec un espacement de 15 cm

6.2.3. A l'ELS :

On étudie la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

On a : $M_u = 4,98 \text{ KN.m}$; $M_s = 3,61 \text{ KN.m}$

Donc :

$$\alpha = 0,053$$

$$\text{Donc: } \gamma = \frac{4,98}{3,61} = 1,379$$

Alors :

$$0,053 \leq \frac{1,379 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,053 \leq 0,439$$

- Le calcul à l'ELS dans ce cas la n'est pas nécessaire.

II. Etude de Infrastructure:

II.1 : Fondation :

1.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose. Elles servent à :

- ✚ Réaliser l'encastrement de la structure.
- ✚ La bonne répartition des charges.
- ✚ Limiter les tassements des sols.

1.3. Choix du type de fondation

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :

- ✚ Le type de la structure.
- ✚ Les caractéristiques du sol.
- ✚ L'aspect économique.
- ✚ La facilité de réalisation.

1.4. Les différent Type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **2.5 bars**. Il y a la possibilité de projeter à

Priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ semelle isolée.
- ✓ semelle filante sous voile

1.5. Calcule de la Semelle Isolée :

1.5.1. Pré dimensionnement :

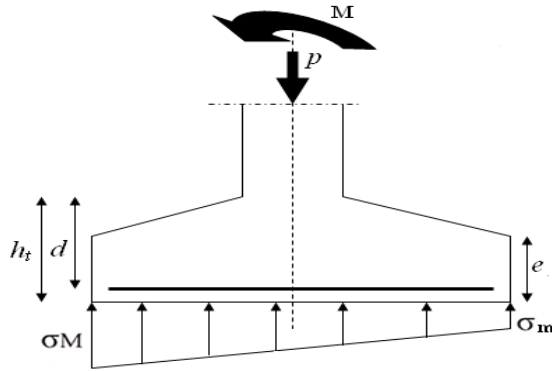


Figure III. 9 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

-On a trois semelles isolées :

-On prend :

ELU :

$$N_u = 1156,13 \text{ KN} \Rightarrow M_u = 1,56 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$N_s = 842,002 \text{ KN} \Rightarrow M_s = 1,13 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2 = 0,25 \text{ MPa}$$

5.1.1. Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A = B \text{ (semelle carrées).}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \end{array} \right\} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

$$(1) \Leftrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}} \times \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{842,002}{250} \times \frac{0,35}{0,35}}$$

$$\Leftrightarrow B \geq 1,83 \text{ m}$$

Donc : on choisie une semelle de $(1,85 \times 1,85) \text{ m}^2$.

5.1.2. Détermination de d et h_t :

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,85 - 0,35 \geq d \geq \frac{1,85 - 0,35}{4}$$

$$\Rightarrow 1,5 \geq d \geq 0,37$$

Donc :

$$\Rightarrow d = 40 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } h_t = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm}$$

5.1.3. Vérification des conditions de stabilité :

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,13}{842,002} = 0,00134 \text{ m} = 0,13 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,0013 \leq \frac{A}{6} = \frac{1,95}{6} = 0,32 \dots \dots \dots [\text{C.V}]$$

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$e_0 = 0,0013 \leq \frac{A}{4} = \frac{1,95}{4} = 0,48 \dots \dots \dots [\text{C.V}]$$

5.1.4. Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \left(+ \frac{6e_0}{B} \right) \frac{N_s}{A \times B} = 222,46 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right) \frac{N_s}{B} = 220,69 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 222,01 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 222,01 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$$

1.5.2. Calcul du ferrailage :

Poids propre de la semelle = $0,5 \times (1,85)^2 \times 25 = 42,78 \text{ KN}$

Donc :

$$N_s = 842,002 + 42,78 = 884,78 \text{ KN}$$

$$N_u = 1156,13 + (1,35 \times 42,78) = 1213,88 \text{ KN}$$

$$e_{s0} = 0,0013 \leq \frac{B}{6} = \frac{1,85}{6} = 0,30 \quad ,$$

$$e_{u0} = 0,0013 \leq \frac{B}{6} = 0,32$$

$$e_{s0}, e_{u0} \leq \frac{B}{18} = \frac{1,85}{18} = 0,102 \dots \dots \dots [C.V]$$

ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va considérée que la

Contrainte est uniforme tous au long de la semelle, on utilise :

$$N_u' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1216,64 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \frac{N_u'(A - a)}{8d\sigma_{st}} = 16,39 \text{ cm}^2$$

ELS :

Fissuration peu préjudiciable

$$\eta = 1,6$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa.}$$

$$N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 886,64 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \frac{N_s'(A - a)}{8d\sigma_{st}} = 11,94 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_u = 16,39 \text{ cm}^2 \geq A_s = 11,94 \text{ cm}^2$$

Donc : on choisie

$$9T\ 16 = 18,09\text{ cm}^2$$

1.5.3. Détermination de la hauteur du patin (e) :

$$e \geq \max(15\text{cm}, 6\theta + 6\text{cm})$$

$$e \geq 15\text{cm}$$

Donc :

on prend: $e = 18\text{cm}$

1.5.4. L'espace des barres :

$$S_t \geq \max(20\text{cm}, 15\theta)$$

$$S_t \geq \min(20\text{cm}, 24\text{cm})$$

Donc :

on prend: $S_t = 20\text{cm}$

1.5.5. Résumé des résultats de la semelle :

	A*B	d (cm)	h _t (cm)	e (cm)	S _t	A _s (calculé)	A _s (cm ²)
semelle	1,85x1,85	40	45	18	20	16,39	9T16=18,09

Tableau III. 7 : Récapitulation dimension de la semelle.

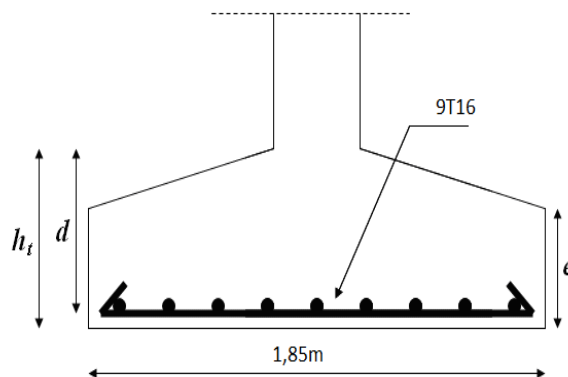


Figure III. 10 : ferraillage de la semelle isolée.

1.5.6. Vérification au poinçonnement :

D'après BAEL 91, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u = 1156,13KN$$

$$N_u \leq \overline{N}_u = 0,045.P_c.h.f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,50$,

p_c : le périmètre utile.

$$P_c = 2 \times [2(a + b) + 2h] = [(a + b) \cdot 4 + 4h]$$

Avec :

a, b : dimension de poteaux (m) ($0,35 \times 0,35$)

$$P_c = 2[2 \times (0,35 \times 0,35) + 2(0,5)] = 4,8m$$

$$\overline{N}_u = 0,045(4,8) \cdot 0,5 \frac{25}{1,5} = 1,8MN$$

Donc :

$$1,15MN \geq 1,8MN$$

1.5.7. Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,13}{842,002} = 0,0013 \leq \frac{B}{4} = \frac{1,85}{4} = 0,46.$$

1.6.:Calcul de la Semelle Filante :

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de Chainages et d'aciers de répartition.

1.6.1 Pré-dimensionnement:

Calcul de la résultante :

$$R_i = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3.$$

$$R_i = 756,88 + 55,85 - 1,21 = 811,52 \text{ KN}$$

	Combinaison d'action	N ₁	N ₂	N ₃
SF1	ELU	55,85	-1,21	756,88
	ELS	40,76	-0,87	552,07
SF2	ELU	1,35	34,79	476,92
	ELS	0,99	25,38	348,07
SF3	ELU	0,108	12,38	201,74
	ELS	0,079	9,05	147,27

Tableau III. 8 : Récapitulation des efforts de la semelle filante.

1.6.2. Calcul semelle filante (SF1) :

6.1.1. La largeur B :

La largeur B de la semelle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$B \geq \frac{N_t}{L * \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle ; elle est égale a la longueur de L'entraxe + 2 e.

NT : effort normal total.

 σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = **2.5 bars.**

Donc :

$$L = 4,45 + (2 \times 0,15) = 4,75\text{m}$$

et :

$$B \geq \frac{N_t}{l * \sigma_{sol}}$$

$$B \geq \frac{811,52}{4,75 \times 250} = 0,68 \Rightarrow B \geq 0,68$$

Donc : on prend $\Rightarrow B = 0,8\text{m}$

6.1.2.La hauteur h_t :

La hauteur de la semelle est :

$$h_t = d + 5$$

Avec :

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

b : la dimension de l'élanement sur la semelle le sens transversal donc on aur a :

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

Alors :

$$\left. \begin{array}{l} d = 0,20 \\ h_t = 25 \end{array} \right\}$$

1.6.3. Ferrailage principales :

$$N_u = 756,88\text{KN} \Rightarrow M_u = 7,35\text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,0097 \leq \frac{B}{24} = 0,077 \dots\dots\dots [C.V]$$

Donc :

$$A_s = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (B - b)}{8d\sigma_s} = \frac{756,88 \times 10^{-3} \left(1 + 3 \frac{0,0097}{0,8}\right) (0,8 - 0,35)}{8 \times 0,20 \times 250}$$

$$A_s = 8,82\text{cm}^2$$

Donc : on a choisi 8T12

1.6.4. Ferrailage de répartition :

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 8,82 \times \frac{0,8}{4} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12$$

1.6.5. Calcul de la hauteur libre h' :

$$h' \geq 6\theta + 6 \text{ cm} = 13,2 \text{ cm}$$

$$h' = 15 \text{ cm}$$

1.6.6. L'espace des barres:

$$S_r \leq \min(20 \text{ cm}, 15\theta)$$

$$S_r \leq \min(20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

$$S_t = 18 \text{ cm}$$

1.6.7. Résumé des résultats suivant :

Le ferrailage des autres semelles s'effectue suivant la même procédure que celle de la semelle « SF1 »
Chacune doté de leur dimensions et hauteur de semelle, les calculs sont effectués au préalable et sont montré dans le tableau suivant :

Type	R_t (KN)	B (m)	d (cm)	h_t (cm)	A_s (calculé) Cm^2	A_s (choisi) Cm^2	A_r cm^2	A_r cm^2	S_t
SF1	811,52	0,8	20	25	8,82	8T12 9,04	1,76	3T12 3,39	18
SF2	513,06	0,6	15	20	4,03	6T12 6,78	0,6	3T10 2,35	15
SF3	214,22	0,4	10	15	1,01	3T12 3,39	0,10	3T8 1,50	12

Tableau III. 9 : Les sections des différentes semelles filantes.

1.7. La longrine :

7.1. Définition :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction.

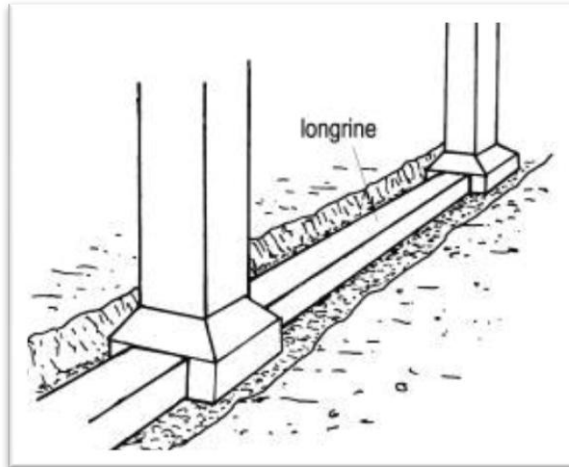


Figure III. 11 : présentation de longrine.

7.2. Dimensionnement de la longrine :

Selon le l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des l'origine sont:

(25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3.

(30x30) cm².....site de catégorie S4.

Pour notre cas (site meuble S2) on prend une section de (25*30) cm².

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

Avec :

N : la valeur minimale des charges verticales de gravité appropriée par les points d'appuis solidarisés (N = 1156,13 KN).

α : Coefficient en de la zone sismique et de catégorie de site ($\alpha = 15$).

$$F = \frac{1156,13}{15} = 77,07 \geq 20\text{KN}$$

7.3. Calcul de ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{77,07 \times 10^{-3}}{347,83} = 2,21 \text{ cm}^2$$

7.4. Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,25 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 V 2003 exige que :

$$A_{st \min} = 0,6\% \times (b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

$$A_{st \min} = 0,6\% \times \frac{0,25 \times 0,30}{100} = 4,5 \text{ cm}^2.$$

On a :

$$A_{st \min} = 2,21 \text{ cm}^2 < A_{st \min}$$

Donc : $A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

7.5. Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

$$S_t \leq \min (15\phi, 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (15 * 1,2, 20 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 18 \text{ cm}$.

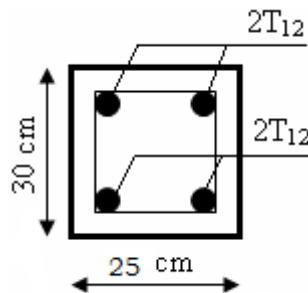


Figure III.12 : ferrailage de longrine.

PartieII : planification

.1.Définition d'un projet :

Le projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées, comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques en un laps de temps court, incluant des contraintes de délais, de coûts et de ressources .

-Le projet aussi est un souhaite ou une intention c'est-à-dire un rêve ou une simple vue de l'esprit.

Les principales caractéristiques d'un projet sont :

- Un objectif spécifique à compléter selon des caractéristiques
- Un début défini et dates de fin (c.-à-d., un programme)
- Ressources consommables (argent, les gens, l'équipement...)

I.2.Gestion de projet :

La gestion de projet est l'application des connaissances, expertises, outils et techniques de planification, d'organisation et de contrôle des activités et des ressources dans le but de satisfaire les exigences et les attentes des intervenants ayant un intérêt dans le projet.

I.3. Définition de la planification :

La planification est l'organisation, la préparation technique du travail, la prévision et l'établissement des programmes d'avancement des travaux.

Elle consiste à identifier et ordonner les différentes taches indépendantes ou dépendante les unes des autres pour atteindre l'objectif qui est la réalisation du projet en qualité, coût et délai défini au préalable et utilisant les ressource nécessaire pour la satisfaction du client c'est l'emploi du temps prévisionnelle des travaux visualisé sous forme de graphique appelé planning.

C'est un échéancier représentant les débuts et fin (donc durées) de chaque activité.

1. Le planning :

Le planning désigne la fonction d'ordonnement du travail, à savoir sa préparation, son organisation sa programmation, son lancement et le suivi de son déroulement ainsi que la détection des écarts dans sa réalisation. Cet ordonnancement se traduit par des tableaux et graphique caractérisant, sous forme diverse les prévisions des ressource nécessaire à l'exécution des travaux.

1.1. Tâches :

La définition de activités (tâches) implique d'identifier et de documenter les tâche spécifique a exécutée pour produire les livrable et sous livrable identifie dans l'organigramme des tâches.

1.2. Jalonnement des tâches :

Le jalonnement des taches consiste a identifier et a documenter les interaction logique entre les tache. L'ordre dans la quelle les taches seront réalisée doit être établis avec soin pour que l'on puisse par la suit préparé un planning réaliste. Le jalonnement peut être effectuée a l'aide d'un outille informatique (Ms Project).

1.3. Durée des taches :

La durée d'une tâche élémentaire est égale a la quantité de travail contenue dans cette tâche divisée par sa cadence selon l'équation :

$$D_{i(j)} = \frac{Q_{t\acute{e}}}{R.N_i}$$

D_i : la durée en jour de la tâche.

$Q_{t\acute{e}}$: la quantité de travail de la tâche.

R : le rendement de la ressource pour effectuer la tâche.

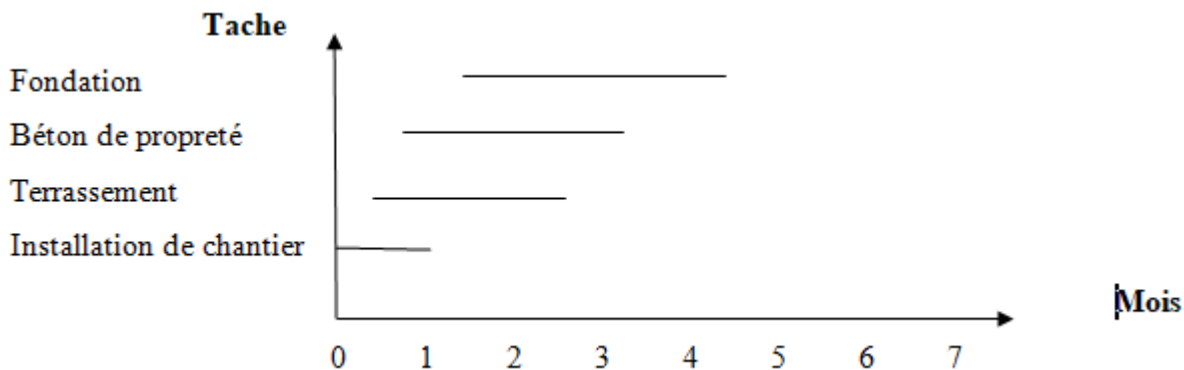
N_i : le nombre (quantité) de la ressource par type de ressource.

1.4. Diagramme de GANTT :

Le planning de type GANTT se présent sous forme de graphe ayant :

- Pour abscisse le temps exprimé selon les besoins en jours semaine ou mois
- En ordonne les tache dans un ordre de préférence logique conforme au déroulement du travail.

La tâche est une des activités dans l'ensemble constitué le volume total du projet. Chaque tache est représentée par une barre horizontale ayant une datte de début et une autre de fin de sa durée.



Ce diagramme peut être amélioré par l'adjonction sur chaque tâche de renseignements utiles comme par exemple les ressources nécessaires à la réalisation de la tâche concernée.

Ce planning initial est mis à jour en permanence. En effet, le responsable de la planification selon les circuits d'informations mis en place et le rythme de reporting prévu, recueille auprès des acteurs concernés l'état d'avancement et l'évaluation du reste à faire concernant les tâches qui leur ont été confiées sur la période. Si des écarts apparaissent, des propositions de correction sont mises en œuvre pour les rattraper sans modifier le délai global alloué au projet sous peine de pénalités de retard.

2. Les coûts :

- Tous les coûts sont exprimés en dinars et en hors taxes.
- Les salaires comprennent aussi les charges, primes et cotisations.

2.1. Prix de vente d'une offre :

2.1.1. Déboursés secs notes DS :

Après avoir calculé tous les détails des prix unitaires secs, il sera possible de procéder au calcul des déboursés totaux. On affecte à chaque quantité du devis le prix unitaire en sec correspondant, on obtient alors le montant total constituant les déboursés totaux.

2.1.2. Frais de chantier notes FG :

Les frais de chantier comportent deux parties :

- Les frais proportionnels aux délais d'exécution.
- Les frais fixes.

➤ **Frais de proportionnels aux délais :**

Ils comprennent les frais (non déjà comptabilisés) de salaires du personnel de conduite du projet et agissant sur toutes ou parties des tâches (chef de projet, chefs d'équipes et autres cadres de gestion du chantier), les locations de matériels indivis, l'amortissement des baraques de chantier, les consommations, les frais de bureaux de chantier, les agents de sécurité et chauffeurs de soutien .

➤ **Frais Fixes :**

Rapportés aux délais, ils concernent les frais d'amenée et de repliement du matériel, les installations de chantier et base de vie , les montages et démontages ,les équipements des ateliers de coffrage et de ferrailage ,le matériel d'exécution et les équipements d'hygiène et de sécurité.

➤ **Frais généraux notés FG :**

Ils représentent (en pourcentage du prix de vente) les frais de siège ,frais d'assurances, frais de contrôle , la taxes sur l'activité', les études d'exécutions sur chantier, les bénéfices et les aléas.

➤ **Pris de vente notés PV :**

Le prix de vente est donné par l'équation :

$$PV=DS+FC+FG$$

FC et FG est exprimé en pourcentage de PV.

3. Ressources :

Les ressources représentent les moyens propres mis en place et nécessaires à la réalisation des prévisions. On distingue les ressources humaines, matérielles et les approvisionnements pour l'accomplissement des tâches. Ces ressources ainsi définies sont évaluées en coûts financiers pour les effectuer.

Chaque ressource est définie en quantités et qualités ainsi que le moment et la durée de sa mobilisation.

I.3. La phase de planification est subdivisée en trois étapes distinctes :

I.3.1. Avant – projet :

Il s'agit de l'étape au cours de laquelle la demande du client est déposée puis analysée pour juger de sa recevabilité ainsi que de l'opportunité du projet soumis.

I.3.2. Études de faisabilité :

Cette étape permet de cerner la teneur et la portée du projet par l'énoncé des besoins et la tenue des études préparatoires.

I.3.3. Définition du projet :

Cette troisième et dernière étape de la phase de planification vise à définir le projet, c'est-à-dire à faire état des données et des paramètres qui vont orienter et baliser la conception des plans et devis, les appels d'offres ainsi que la réalisation des travaux. Ces informations ainsi que les directives du donneur d'ouvrage seront consignées dans le programme de construction.

I.4. Les étapes de la phase de réalisation :

Au cours de la phase de réalisation, nous verrons se concrétiser le projet que tous les intervenants ont longuement étudié et défini dans ses moindres détails. Les étapes qui caractérisent cette phase sont :

I.4.1. Concours d'architecture :

À cette première étape de la phase de réalisation, le gestionnaire du projet doit constituer une nouvelle équipe de professionnels. Cette équipe n'est pas la même que la précédente mandatée pour les études et la définition du projet.

I.4.2.Élaboration des plans et devis :

Cette étape permettra de développer les concepts en ingénierie ainsi que dans les spécialités du projet et, par la suite, d'élaborer les plans et devis définitifs pour soumission.

I.4.3 Appels d'offres :

Afin de bénéficier des meilleurs prix du marché, le donneur d'ouvrage procédera à des demandes de soumissions au moyen d'un appel d'offres public auprès de tous les entrepreneurs généraux. Cet appel d'offres doit être publié dans deux des principaux quotidiens nationaux, un francophone et un arabophone.

I.4.4 Travaux :

A la suite de l'octroi du contrat de construction par le donneur d'ouvrage, l'étape des travaux débute dès que le gestionnaire du projet transmet « l'avis d'exécution » à l'entrepreneur général. Cet avis permet à l'entrepreneur de signer les contrats avec ses sous-traitants, de passer les commandes à ses fournisseurs et d'entreprendre les préparatifs du chantier. L'entrepreneur doit transmettre au gestionnaire, dans les meilleurs délais, la liste et les coordonnées des sous-traitants et fournisseurs ainsi qu'un échéancier précis des travaux au chantier.

Il existe plusieurs modes d'exécution des travaux. Le mode conventionnel avec entrepreneur général, que nous utilisons pour les besoins du présent exercice, est celui que le ministère privilégie. Par contre, si la nature des travaux ne se résume qu'à une seule spécialité de la construction, alors le contrat peut être confié à un entrepreneur spécialisé à la suite d'un appel d'offres public.

I.4.5 Livraison de l'ouvrage :

Cette étape a été séparée de la précédente afin d'insister sur l'importance de bien encadrer les activités de fin de chantier. L'étape de livraison de l'ouvrage concerne principalement le suivi de la correction des déficiences et des travaux à parachever. On y effectue la mise en service des principales

constituantes et des équipements de l'immeuble livré. Les exigences à cet effet doivent avoir été préalablement décrites dans les documents contractuels.

Le donneur d'ouvrage a procédé à la réception provisoire des travaux effectués dans le cadre du contrat. La durée des garanties commence à courir et le propriétaire amorce l'occupation physique des lieux.

I.5.logicielle utilisé dans la planification :

I.5.1.Microsoft Project 2010 :

MS Project permet la planification d'un projet : il est possible à tout moment créer des tâches et des jalons, définir les liens entre chaque tâche, les hiérarchiser. MS Project a également la capacité d'estimer la durée ainsi que la charge de travail nécessaire pour accomplir une tâche définie.

Microsoft Project permet aussi la création de modèles qui permet à l'utilisateur de respecter une méthodologie ou un processus quelconque. Le projet peut être représenté graphiquement de différentes manières : diagramme de Gantt, réseau des tâches... Le pilotage du projet est possible par de multiples façons telles que la définition de la planification initiale, la saisie de l'avancement des tâches ou bien la replanification.

Il est possible de mettre à jour l'avancement du projet de différentes façons :

- ✚ avec la saisie d'un pourcentage d'avancement,
- ✚ avec la mise à jour de la durée réelle et de la durée restante,
- ✚ avec la mise à jour de la quantité de travail effective (qui a été réalisée) et restante.

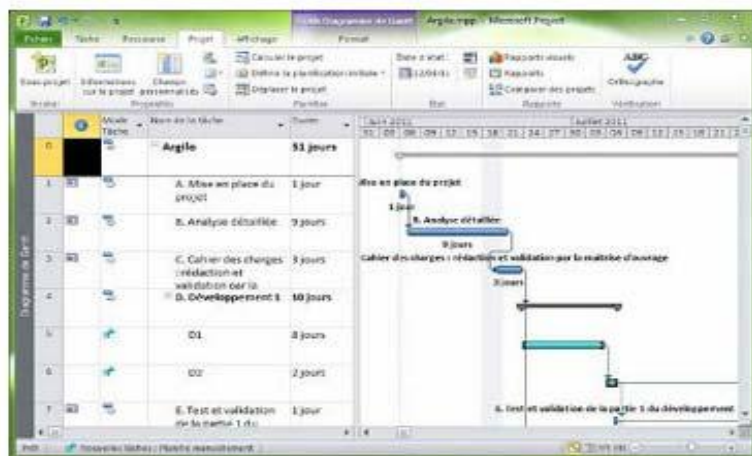


Figure I. 1 : Représentatif de logiciel MS Project.

I.5.Recommandation lors de l'utilisation de la production à la chaîne

Néanmoins :

On peut faire un effort pour ce rapproché des meilleures conditions à l'application de la production à la chaîne. Nous vous citons quelques recommandations pour appliquer la production à la chaîne dans la construction :

- Décomposer l'ouvrage en parcelles élémentaires (si c'est possible) identiques. Par exemple : Un niveau ou un logement dans le bâtiment ; un tronçon dans un réseau hydraulique ou routier, une couche de sol dans un ouvrage en terre. Etc.
- Détecter les tâches répétitives (cycliques) qui s'enchaînent sur les parcelles.
- Désigner les équipes de travail de chaque tâche qui doivent se déplacer sur les parcelles successives, à l'inverse des autres industries, la parcelle est fixe et les équipes sont mobiles. Les équipes peuvent être spécialisées ou complexes en fonction de la nature de la tâche choisie. Par exemple pour la réalisation d'un plancher en béton armé, on utilise des équipes spécialisées tel que, coffreurs, ferrailleurs, bétonneurs, dé coffreurs ou bien des équipes complexes composée de coffreurs et de ferrailleurs, si les travaux ne peuvent pas être très bien séparé.
- Définir des tâches auxiliaires avec des marges totales importantes.
- Etablir par le chronométrage les normes production incertaines, non expérimentées.
- Sous estimer les normes de production normales de chaque tâche de 10 à 20 % parce que toutes les tâches sont critiques et n'ont pas de marge.
- Dotés les tâches de marge totale suffisante.
- Estimer les arrêts annuels à cause des intempéries.
- Calculer les cadences de production, la composition de l'équipe et les objectives de chaque équipe. (voir les chapitres suivants)
- La cadence de production des éléments préfabriqués doit être supérieure à la cadence de montage.
- Tenir compte lors du calcul des cadences, de la disponibilité des installations clés, tel que, la centrale à béton, le poste de levage, les chargeurs lors des terrassements, les engins clés. Etc.

- Les repaires de production des machines ou des installations clés doivent être supérieurs à ceux des équipes de travail.
- Les cadences de travail du personnel sont prioritaires par rapport aux cadences des machines lors des choix de la mécanisation.
- Faire une étude complète de planification à l'aide des outils modernes de gestion de projet. (coût, délais, optimisation).
- Créer une équipe de nettoyage et de préparation des parcelles.
- Créer une équipe d'approvisionnement des parcelles.
- Créer une équipe de main d'œuvre de réserve, pour faire avancer les équipes en retard et qui s'occupe entre temps des tâches accessoires.
- Créer une équipe de préparation et d'entretien de l'outillage.
- Désigner un coordinateur des travaux répétitifs (responsable de la chaîne de production).
- Etablir des fiches d'instructions précises pour chaque équipe et équipement.
- Instaurer la discipline du travail dans les équipes.
- Etablir des fiches de suivi pour chaque équipe et chaque équipement.
- Etablir des fiches de rendement pour chaque équipe et chaque équipement.
- Etablir des fiches de consommation de chaque matériau consommable.
- Faire des bilans périodiques de la production.
- Faire des ajustements aux cadences périodiquement (hebdomadaire).
- Pour planifier la production à la chaîne dans le B.T.P, on peut utiliser la méthode des tâches composées. Cette méthode consiste à décomposer une tâche composée en tâches élémentaires qui se réalisent sur des parcelles définies, tout en respectant la continuité du travail de la tâche et le non-chevauchement dans les parcelles. Nous allons simplifier la présentation de cette méthode, en utilisant des tableaux matriciels pour le calcul des décalages et des délais. Aussi résoudre ce type de planification à l'aide du logiciel de gestion de projet Microsoft Project.

I.6.Principe de la planification à la chaîne :

Décomposer l'ouvrage en tâches élémentaires. Assurer la continuité du travail des équipes. Assurer le non-chevauchement dans les parcelles. Assurer la répartition uniforme des ressources sur les délais.

I.7.Définition du métré :

Le métré a pour but l'évaluation du cout des ouvrages en partant de leur mesurage. Le métré se fait avant, pendant et après la réalisation de ces ouvrages. Le métré constitue une comptabilité particulière de la construction a la fois des quantités et des cout des ouvrage composante cette construction. Le métré sert à :

- a. L'estimation préalable des travaux.
- b. La conduite de l'exécution des travaux.
- c. La facturation des travaux.

I.7.1.Nécessite de l'évaluation des ouvrages :

I.7.1.1.Evaluation avant réalisation :

Avant de réaliser une construction, il est nécessaire d'en établir le cout tant pour le client que pour l'entrepreneur. Le client doit n'engager aucun travail avant de connaître l'importance du budget à précisé pour réaliser la construction. L'entrepreneure doit procéder à une estimation avant la réalisation afin de remettre des propositions valable quant il est fait appel à ses services.

I.7.1.2.Evaluation après réalisation :

Une fois le travail terminé. On doit procéder au plus tôt au règlement des dépenses. Alors une estimation précise est nécessaire puisque, d'une part projets initiaux ont pu subir certaines modifications d'autre part les prix initiaux des matériaux et de la main d'œuvre ont pu varier au coure de la réalisation. L'estimation de la valeur des ouvrage exécuter une importance capitale aussi bien pour le client que pour l'entrepreneur.

I.7.2. Degrés de précision de l'évaluation :

Évaluer avec une grande précision la valeur de réalisation d'un ouvrage ou d'une construction est difficile et demande beaucoup de temps. Il n'est pas toujours nécessaire qu'une telle précision soit faite, tout dépend de la destination de l'évaluation.

I.7.2.1. Avant la construction :

Pour le client qui commande le travail, il est nécessaire avant tout de fixer un ordre de grandeur de la dépense. Cet ordre d'ailleurs être précisé au fur et à mesure de l'avancement de l'étude de projet. En tout cas il faut prévoir les crédits qui seront nécessaires et limiter l'ampleur des travaux envisager en fonction des disponibilités financières, une estimation approchée est donc suffisante. Pour l'entrepreneur qui doit exécuter le travail, une estimation précise est nécessaire (devis estimatif) l'entrepreneur n'a de chance l'obtenir une affaire déterminée que si ses prix sont inférieurs à ceux des concurrents mais ses prix doivent offrir une marge bénéficiaire aussi élevée que possible. D'où la nécessité de réaliser un judicieux équilibre qui ne peut être atteint que par une sérieuse étude des quantités de travaux et des prix unitaires.

I.7.2.2. Durant la construction :

Il s'agit d'opérer des règlements partiels au moyen d'acomptes versés à l'entrepreneur à la fin de périodes déterminées d'avance. Comme à la fin des travaux un bilan final sera établi, il n'est pas nécessaire d'évaluer au cours de chaque période les travaux avec une grande précision.

I.7.2.3. Après la construction :

Lorsque la construction est terminée le client doit à l'entrepreneur de ce que lui est dû, compte tenu des acomptes déjà versés, des révisions éventuelles des prix et d'autres prescriptions réglementaires. L'estimation faite par une des parties et soumise au contrôle et à l'acceptation de l'autre, doit être effectuée avec le plus grand soin et la plus grande précision. Sous le nom de décomptes définitifs ou de mémoire, cette évaluation est toujours basée sur les quantités d'ouvrage effectivement réalisées et sur des prix unitaires initialement convenus mais affectés des coefficients des révisions éventuelles.

II-Introduction

Pour construire un ouvrage, quel qu'il soit (tunnel, route, pont, bâtiment, barrage, ...), il est nécessaire de modifier le terrain naturel. Il faut profiler la surface du terrain de telle sorte qu'il soit apte à supporter le poids de l'ouvrage et à en intégrer la forme. L'ensemble de ces opérations s'appelle "le terrassement".

En effet, il n'est pas d'ouvrage qui n'ait été construit sans qu'on ne se soit préoccupé de sa qualité, des quantités et des coûts des différents travaux à réaliser. Le "métre" consiste donc à analyser qualitativement et quantitativement l'ensemble des travaux nécessaires à la réalisation des projets afin de pouvoir, en fin de compte, en déterminer le prix. Nous noterons que le "métre" est directement lié aux différentes technologies, puisqu'il s'appuie sur une connaissance approfondie des matériaux, de leurs mises en œuvre, ainsi que de la manière dont les travaux sont conduits.

Ces études nécessitent des qualités diverses :

- Scientifiques, pour les connaissances mathématiques de base des calculs des quantités et de l'étude de prix.
- Techniques, par la connaissance des matériels et matériaux ainsi que leurs conditions d'emploi et de mise en œuvre.
- Pratiques, par les qualités d'observation et de déduction nécessaires au choix des quantités.
- Rigueur, pour l'établissement des prix de vente unitaires hors taxes des ouvrages élémentaires.

II-Calcul de métre

II.1.Définition

Le métre est le calcul des quantités d'un ouvrage donné avant, pendant et après sa réalisation afin d'estimer son coût.

II.2.L'avant - métre

On devra différencier les appellations :

- **avant - métre** : pour les travaux quantifiés sur plans,
- **métre** : pour travaux quantifiés à partir des relevés d'ouvrages existants.

L'avant - métré, comme le métré ont pour objet le calcul détaillé des diverses quantités d'ouvrages élémentaires.

Le métreur doit être méthodique dans la réalisation de son avant - métré :

- L'avant métré doit suivre l'ordre chronologique des travaux sauf exception motivée par des considérations pratiques afin d'éviter des oublis ou pour faciliter les repérages.
- L'avant métré doit suivre un ordre logique et reprendre toujours le même ordre tout au long de l'étude.

II.3.Actes de métré

II.3.1.Estimations sommaire :

Les estimations sommaires sont des évaluations rapides et plus au moins approchées de travaux à réaliser.

II.3.2.Devis :

Lorsqu'après étude des avant-projets et des estimations sommaires ; le client décide de réaliser la construction, il donne ordre à l'architecte d'établir le projet définitif.

Exemple :

Liste des tâches :

1 BATIMENT R+4

1.1.1 Installation du chantier.

1.1 Lot terrassement

1.1.1 Décapages de la terre végétale et Nivellements.

1.1.2 Fouilles en puits pour semelles isolée et mise en dépôt.

1.1.3 Fouilles en tranchée

1.1.4 Remblai des vides provenant des déblais

1.1.5 Évacuations des terres excédentaires à la DP

1.2 Lot infrastructure

1.2.1 BP pour semelles et longrines dosé à 150 kg/m³

1.2.1.1 BA pour semelles

1.2.1.2 BA pour longrines

1.2.1.3 BA pour avant poteaux

1.2.1.4 BA pour voile périphérique

1.2.1.5 Hérissonnage en pierres sèches ép 20 cm.

1.2.1.6 Plate forme en béton avec treillis soudés ép. 10 cm.

1.3 Lot Superstructure

1.3.1 Poteaux

1.3.2 Voiles

1.3.3 Poutres et chainages

1.3.4 Dalle à corps creux y compris hourdis, poutrelles, dalle de compression

1.3.5 Dalle pleine pour palier, balcon

1.3.6 BA pour escalier

1.4 Lot maçonnerie et enduits

1.4.1 Maçonneries

1.4.1.1 Mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 15 et 10 trous au mortier de ciment avec une lame d'air de 5 cm.

1.4.1.2 Mur intérieur de 10 cm en brique creuses en mortier de ciment.

1.4.1.3 Mur intérieur de 15 cm en brique creuses en mortier de ciment.

1.4.1.4 Évacuation intérieur

1.4.1.5 Ouvrages divers

1.4.2 Enduits

1.4.2.1 Enduit extérieur

1.4.2.2 Enduit intérieur

1.4.2.3 Enduit sous plafond

1.4.3 Menuiserie (les cadres des fenêtres et portes)

1.4.3.1 menuiseries métalliques.

1.4.3.2 revêtements.

1.4.3.3 peintures et vitrerie.

Les ressources :

Après la subdivision des tâches on doit relier chaque tâche avec une ressource correspondante soit matérielles soit humaines. Donc on a besoin de - Ressources humaines -Ressources matérielles : (engins et produits).

a- Ressources humaines :

Dans notre projet en a huit groupes :

- Groupe coffreur : 2 personnes
- Groupe ferrailleur : 2 personnes
- Groupe maçon béton : 1 personnes
- Groupe maçon autre : 3 personnes ·
- Groupe menuisier : 4 personnes
- Groupe pour enduit : 2 personnes

· Groupe gardiens : 1 personnes

b- Les ressources matérielles : Il existe deux formes de ressources matérielles :

b.1) Les ressources matérielles engins :

Le nombre de ressources matérielle type engin affecté au présent projet est de 6 :

- Pelle hydraulique
- Niveleuse
- Tracteur pour eau.
- Camion.
- Caze.
- Grue.
- Bétonnière.

Toutes ces ressources sont louées avec leur chauffeur ou leurs manœuvres.

b.2) Les ressources matérielles produites :

Le nombre des ressources matériel type produit sont :

1. Bois pour coffrage
2. Fer pour ferrailage
3. Ciment, sables, gravier
4. Brique simple
5. Zingue
6. Cadres fenêtres et portes
7. Table de commande
8. Treillis soudés pour dalle
9. Tuyau pour eau
10. Panneau d'affichage
11. Tube en béton pour l'eau usée
12. Hourdis
13. Cadres pour escalier

II.4.Présentation des calculs

II.4.1Les unités

Unités Utilisées		
Pour le linéaire	Le mètre	m, (ml)
Pour une surface	Le mètre carré	m ²
Pour un volume	Le mètre cube	m ³
Pour une masse	Le kilogramme/la tonne	kg/t
Pour la main d'œuvre	L'heure	h
Pour les prix	Le dinar Algérien	D.A

Tableaux II. 1 : les unités utilisées.

II.4.2. Décapage en surface (décapage de la terre végétale) :

L'épaisseur de la couche à décaper varie de 20 à 30 cm.

On quantifie souvent ce décapage en m².

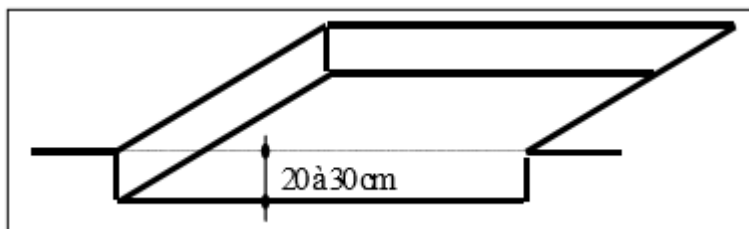


Figure II. 1 : épaisseur du décapage de la terre végétale.

II.4.3. Fouilles en rigoles pour fondations :

Elles correspondent aux semelles filantes (fondations sous les murs et les voiles de l'ouvrage).

Quantifiées au m³.

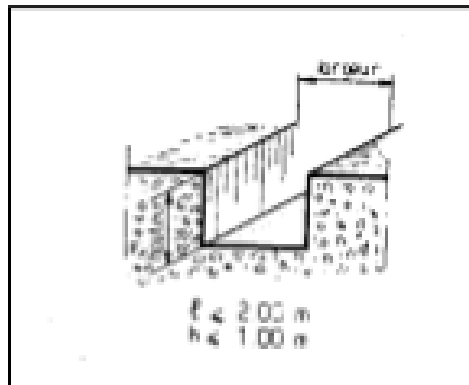


Figure II. 2 : Fouilles en rigoles.

II.4.4. Fouilles en puits pour fondations :

Elles correspondent aux semelles isolées (ex : fondations sous les poteaux, sous les murs isolés de petites dimensions).

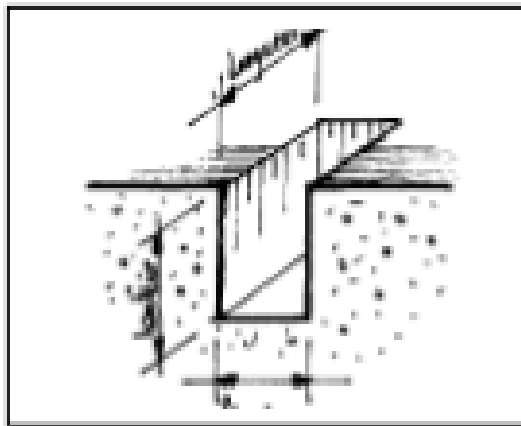


Figure II. 3 : Fouilles en puits.

II.5. Devis Quantitatif :

Le devis quantitatif ne comporte que les descriptions des prestations vendues, ainsi que les quantités à réaliser.

Il suffit de réaliser un document résumé extrait de l'avant métré qui reprend seulement :

- le numéro ou la numérotation repère d'article,
- le texte désignant la prestation d'entreprise,
- l'unité de mesurage,
- la quantité finale d'O.E

On réalise alors un tableau récapitulatif des quantités d'ouvrages élémentaires :

N°	Index	Désignation des travaux	Détaille des calculs	U	Nombre	Quantités
Terrassement						
01	V ₁	Décapage de la terre végétale ep30cm	24x11	m ²	1	264
02	V ₂	Fouille en puit et en tranchée pour semelle	(2,65) ² x1,2	m ³	18	151,686
			(1,2x2,6) x1,2	m ³	2	7,488
			(2,7x1,4) x1,2	m ³	2	9,072
			(2,1x1,6)x1,2	m ³	2	8,064
03	V ₃	Fouille en tranchée pour longrines	0,3x0,3x2,1	m ³	6	6,15
			0,3x0,3x2,7)	m ³	6	
			0,3x0,3x2,5	m ³	6	
			0,3x0,3x2,6	m ³	6	
			0,3x0,3x1,5	m ³	3	
04	V ₄	Remblais des vides	176,31-38,89x1, 15	m ³	1	158
05	V ₅	Evacuation des terres à la décharge publique	/	m ³	5	18,31
Infrastructure						
01	V ₁	Béton de propreté ép 5cm dosé à 350 kg/m ³	(2,05x2,05)x0,05	M ³	18	3,780
			(0,8x2,7)x0,05	M ³	2	0,216
			(0,6x2,6)x0,05	M ³	2	0,156
			(1x2,1)x0,05	M ³	2	0,210
02	V ₂	Béton armée dosé à 350 kg/m ³ pour : -semelle	(1,85x1,85)x0,45	M ³	18	27,722
			(0,4x2,6)x0,15	M ³	2	0,315
			(0,6x2,7)x0,2	M ³	2	0,648
			(0,8x2,1)x0,25	M ³	2	0,840
		-avant poteau	(0,35x0,35)x0,7	M ³	18	1,543
		-longrines	(0,25x0,3)x4,2	M ³	6	1,89
			(0,25x0,3)x3,6	M ³	6	1,62

			(0,25x0,3)x4	M ³	6	1,8
			(0,25x0,3)x4,1	M ³	6	1,845
			(0,25x0,3)x3	M ³	3	0,675
03	V ₃	Herrissonnage en pierre sèche ep 20cm	(21,3x8,85)-37,62	M ²	1	160,2
04	V ₄	Dalle flottante	(21,3x8,885)-37,62	M ²	1	160,2
Superstructure						
01	V ₁	BA dosé à 350 kg/m ³ pour: -Poteau	(0,35x0,35)x3,06	M ³	90	33,736
		-Poutre et chainage	(0,4x0,3)x7,8	M ³	30	28,08
			(0,35x0,3)x19,2	M ³	15	30,24
		-Escalier	(2,33x1,2)x0,15x2	M ³	4	8,467
			(0,69x0,15) x1,425 ($\frac{0,18x0,30}{2}$ x1,2)x17			
		-Acrotère	0,0575x60,3	M ³	1	3,47
		-Dalle pleine	(1,825x3,4)x0,15	M ³	4	3,723
			(6,05x1,5)x0,15	M ³	8	10,890
-Voile	(2,5x0,15)x3,06	M ³	20	22,95		
	(3x0,15)x3,06	M ³	10	13,77		
02	V ₂	BA pour menu ouvrages linteaux	0,8x0,3x1,2	M ²	60	17
03	V ₃	Plancher en corps creux 16+5	(19,2x7,8)	M ²	5	748,8
Maçonnerie						
01	V ₁	Maçonnerie en brique creuses ep 10 cm	(49,33x3,06)	M ²	5	754,8
02	V ₂	Maçonnerie en brique creuses ep 30cm	(34,86x3,06)	M ²	5	533,41
03	V ₃	Maçonnerie en brique creuses ép. 15cm	(20,1x3,06)	M ²	5	307,53
Enduit						

01	V ₁	Enduit en ciment sur murs extérieurs	(36,12x3,06)	M ²	5	552,71
02	V ₂	Enduit en ciment sur murs intérieurs	(125,76x3,06)	M ²	5	1924,2
03	V ₃	Enduit en ciment sous plafond	(19,2x7,8)	M ²	5	748,8

Tableaux II. 2 : Tableau récapitulatif des quantités.

II.6. Devis estimatif :

Donne les prix unitaires des différentes parties de l’ouvrage. En multipliant ces prix par les quantités estimées et en additionnant les résultats on obtient finalement l’estimation totale du coût de l’ouvrage.

Grace au logiciel CYPE nous avons pu extraire les prix des matériaux et des matériels utilisé dans notre projet.

Le Générateur de prix est un outil informatique créé par CYPE permettant d’obtenir des prix avec les prévisions de coût au plus proche de la réalité. Véritable base de données d’éléments de construction, cet outil dès la conception des informations techniques pour le choix et la mise en œuvre de matériaux et matériels pour vos ouvrages.

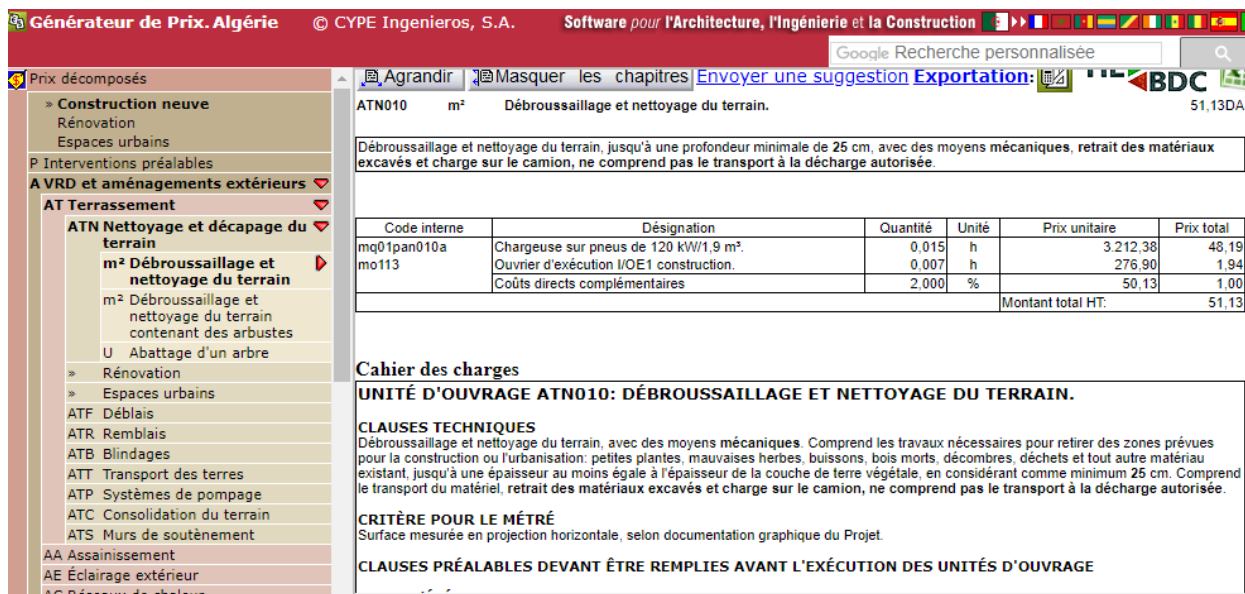


Figure II. 4 : représentation de logiciel CYPE.

Exemple d'application :

Décapage de la terre végétal :

D'après le générateur de prix on a : DS=51,13 DA

Donné : FC=6% PVHT

FS=4% PVHT

B&A=15% PVHT

TVA=9% PTOT

$$PVHT = DS + FC + FG$$

Avec : $FG = FS + B\&A$

$$PVHT = DS + FC + FS + B\&A$$

$$= DS + 0,06PVHT + 0,15PVHT + 0,04PVHT$$

$$DS = PVHT - 0,06PVHT - 0,15PVHT - 0,04PVHT$$

$$DS = 0,75PVHT \implies PVHT = \frac{DS}{0,75}$$

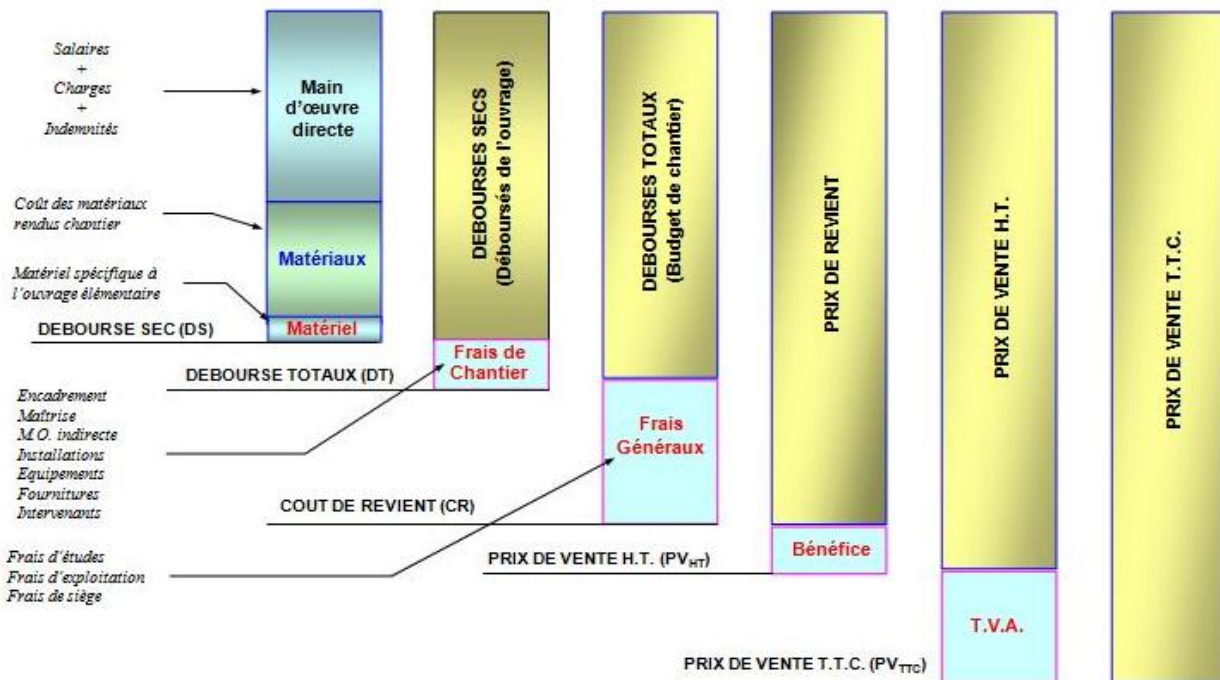


Figure II. 5 : Schéma explicatif d'établissement des prix.

N°	Désignation des travaux	U	QT	P.U.H.T	Montant
Terrassement					
01	Décapage de la terre végétale ep30cm	M ²	264	70.00	18480.00
02	Fouille en puits et en tranchée pour semelle	M ³	176,31	4202.00	740854.62.00
03	Fouille en tranché pour longrines	M ³	6,15	250.00	1537,5.00
04	Remblais des vides	M ³	158	160.00	25280.00
05	Evacuation des terres à la décharge publique	M ³	18,31	100.00	1831.00
Infrastructure				S/Total	787983,12.00
01	Béton de propreté ep 5cm dosé à 200 kg/m ³	M ³	6,320	601.00	4000.00
02	Béton armée dosé à 350 kg/m ³ pour :	M ³			
	-semelle		29,525	39000.00	1151280.00
	-avant poteau		1,5435	29000.00	44761,5.00
	-longrines		7,83	24000.00	187920.00
03	Herrissonnage en pierre sèche ep 20cm	M ³	160	700.00	112000.00
04	Dalle flottante	M ³	160	1200.00	192000.00
Superstructure				S/Total	1691961,5.00
01	BA dosé à 350 kg/m ³ pour:	M ³			
	-Poteau		34	29000.00	986000.00
	-Poutre et chainage		58	30000.00	1740000.00
	-Escalier		9	8000.00	72000.00
	-Acrotère		6,100	25000.00	152500.00
	-Dalle pleine		15	8000.00	120000.00
	-Voile	36,72	30000.00	1101600.00	
02	BA pour menu ouvrages linteaux	M ³	17	12000.00	204000.00
03	Plancher en corps creux 16+5	M ²	748,8	1900.00	1422720.00
Maçonneries				S/Total	5798820.00
01	Maçonnerie en brique creuses ep 10 cm	M ²	533,41	1300.00	693433.00
02	Maçonnerie en brique creuses ep 30cm	M ²	307,53	850.00	261400,5.00
03	Maçonnerie en brique creuses ep 15cm	M ²	754,8	800.00	603840.00

04	Construction de potager de cuisine et finition enduit	U	10	3500.00	35000.00
05	Construction de trappe d'accès en BA de 0,80x0,80	U	1	6000.00	6000.00
06	Construction de chemine de bonne exécution	U	2	3000.00	6000.00
07	Construction de claustrât en terre cuite	M ²	28	1200.00	33600.00
Enduits				S/Total	1639273,5.00
01	Enduit en ciment sur murs extérieurs	M ²	553	400.00	221200.00
02	Enduit en ciment sur murs intérieurs	M ²	1925	500.00	962500.00
03	Enduit en ciment sous plafond	M ²	749	320.00	239616.00
Revêtements				S/Total	1423316.00
01	Dalle de sol 1er choix selon choix du maitre de l'ouvrage	M ²	750	2000.00	1500000.00
02	Plinthe vernissé selon choix du maitre de l'ouvrage	ml	836	600.00	501600.00
03	Revêtement de marche et contre marche en plaque granito de 1,50 m	U	72	5000.00	360000.00
04	Revêtement murs en faïence décorative pour SdB , WC, Cuisine et espace Entrée du bloc selon choix du maitre de l'ouvrage.	M ²	192	2000.00	384000.00
05	Revêtement de potager de cuisine en plaque de marbre Ep 3 cm	M ²	19,2	5000.00	96000.00
Menuiserie Métallique				S/Total	2841600.00
01	porte d'entrée pour bloc de 1,80x2,40 haute gamme	U	1	25000.00	25000.00
02	porte entrée Logt de 1,00x2,20 préfab et usinée haute gamme	U	10	12000.00	120000.00
03	porte gaine pour compteur électricité 1,00x2, 00	U	1	12000.00	12000.00
04	trappe d'accès à la terrasse de 0,80x0,80	U	1	2000.00	2000.00
05	main courante pour cage d'escalier Ø 60	MI	32	1000.00	32000.00
06	boite à lettre métallique	U	10	800.00	8000.00
Menuiserie bois				S/Total	199000.00
01	porte iso plane à deux vantaux de 1,20x2,20 vitré	U	10	10000.00	100000.00
02	porte iso plane 0,95x2,20	U	30	9000.00	270000.00
03	porte iso plane vitré 0,90x2,20	U	10	9000.00	90000.00
04	porte iso plane 0,80x2,20	U	10	8500.00	85000.00

05	porte fenêtre en bois croisé avec persienne de 1,00x2,20	U	10	12000.00	120000.00
06	fenêtre en bois avec persienne 1,20x1,40	U	30	12000.00	360000.00
07	porte iso plane 0,70x2,00 pour placard	U	20	7000.00	140000.00
08	porte iso plane a deux vantaux pour placard 1,30x2,00	U	10	7500.00	75000.00
09	Châssis ouvrant 0,60x0,60	U	20	3500.00	70000.00
10	Porte iso plane a deux vantaux pour gaine technique 1,20x2,00	U	20	6000.00	120000.00
11	porte iso plane a deux vantaux pour Potager 0,80x0,40 m	U	20	6000.00	120000.00
Travaux divers				s/total	1550000.00
01	Etanchéité	M ²	149,76	3821,19	572261,41.00
02	Peinture	M ²	2286	139,51	318919,86.00
				s/total	891181,27
				Le coût brut de projet	16823135,39.00

Tableaux II. 3 : Tableau récapitulatif des prix.

- Le coût brut de projet est de : 16 823 135,39.00 DA
- Le coût brut de projet avec T.V.A de 9% est de : 1 514 082,186.00 DA
- Le coût finale (T.T.C) est de : 18 337 217,58.00 DA.

III.1.Introduction

La planification est utilisée dans la plupart des industries avec une amélioration nette de la productivité. L'industrie de construction à ciel ouvert (bâtiment, travaux public, chantier naval...), essaye de l'appliquer le plus possible avec ses particularités pour améliorer sa productivité. C'est dans ce cadre que nous proposons d'initier les professionnels des chantiers de construction à cette méthode de production. L'objectif est de cerner les différents problèmes quant à l'application de cette méthode de production dans les chantiers et d'acquérir les méthodes de calcul de sa planification par l'outil informatique. L'outil informatique de gestion de projet utilisé est le Microsoft Project standard.

III.2.Présentation de Microsoft Project

Le Microsoft Project est un outil informatique de gestion de projet très performant : Il permet de faire la planification d'un nombre très important de tâche, en utilisant la méthode PERT-POTENTIEL. Il trace le diagramme de GANTT sur un calendrier pouvant aller jusqu'à l'an 2049. Il peut structurer les tâches sur plusieurs niveaux hiérarchiques. Il permet aussi l'affectation de plusieurs ressources de travail ou de matériel, ce qui donne le coût global des tâches et du projet. A l'aide de la visualisation de la répartition des ressources, l'utilisateur constate les sur utilisations et les sous utilisations des ressources et l'outil permet l'optimisation des ressources à l'aide des commandes de l'audit des ressources. Après l'enregistrement de la planification initiale, l'outil permet de faire le suivi après le démarrage du projet en introduisant les informations sur le réel. Il présente la comparaison entre le planifié et le réel. A partir de cette comparaison l'utilisateur peut faire les ajustements nécessaires pour respecter les délais planifiés. Cet outil fait les calculs de l'audit des coûts qui fait ressortir les éventuels déficits budgétaires ou les gains. Il présente des rapports prêts à l'impression sur les différentes questions qui peuvent être posées lors des bilans ou lors des réunions d'analyse de l'état d'avancement des projets. Enfin le MS Project est un outil de communication des informations ou des affectations entre un groupe de travail dans la même entreprise, ou entre le maître de l'ouvrage, le maître de l'œuvre, les fournisseurs et l'entrepreneur. Cette communication se fait à l'aide d'un réseau intranet ou Internet par mail ou par le Server Microsoft Project.

III.3.Générateur de prix

Le Générateur de prix est le meilleur moyen de connaître le coût réel de notre projet, étant donné qu'il permet d'obtenir des coûts de construction ajustés au marché.

De plus, il facilite l'élaboration d'une documentation de qualité (complète, consistante et avec une information technique liée à chaque unité d'ouvrage), utile pour les différentes phases du cycle de vie du bâtiment (études préalables, avant-projet, projet basique et d'exécution, direction et exécution de l'ouvrage, utilisation et maintenance, déconstruction et recyclage final). Comprend des produits de fabricants et des produits génériques.

À la différence d'autres banques de prix, le générateur de prix de la construction de CYPE prend en compte les caractéristiques concrètes de chaque ouvrage pour générer des prix spécifiques pour le projet dont le budget est réalisé.

III.4.Planification des délais :

La gestion des délais d'un projet consiste à planifier l'ensemble des activités du projet dans le temps et à les piloter de façon à respecter au mieux les engagements initiaux. Pour cela, il faut planifier les activités quotidiennes et décomposer les grands objectifs stratégiques en résultats tangibles et réalistes (livrables) de façon à organiser son temps et suivre ses priorités au jour le jour.

III.4.1.Construction du planning

Essentiellement, les principales difficultés qu'on pourra rencontrer lors du suivi proviennent du fait que l'on positionne « en dur » des dates de début ou de fin de tâche : lorsqu'on planifie ainsi, MS Project positionne des « contraintes » sur les tâches (sans le signaler explicitement) qui ensuite provoquent des effets de bord pas toujours attendus. On va donc essayer de planifier en s'appuyant au maximum sur les durées des tâches et les liens entre les tâches.

Dès lors, les étapes à suivre dans l'ordre (détaillées ci-après) essaient de répondre à cet objectif :

- 1) Entrer les noms des tâches.
- 2) Identifier les tâches récapitulatives.
- 3) Affecter les ressources aux tâches (cette action peut se faire également au fur et à mesure de l'entrée des tâches).
- 4) Entrer les durées estimées des tâches et positionner des jalons (cette action peut se faire également au fur et à mesure de l'entrée des tâches).
- 5) Lier les tâches entre elles (logique de déroulement du projet).
- 6) Ajuster les durées des tâches ou appliquer des contraintes de date aux tâches (dates de début ou de fin).
- 7) Faire vérifier le planning par les intervenants concernés.

Une fois l'échéancier et les affectations complétés, il faudra réaliser une première planification. Cette première planification portera seulement sur les premières tâches du projet. Une vue globale de l'ensemble des tâches sera réalisé pour évaluer le volume de travail des ressources pour l'ensemble du projet mais la planification ne porte que sur le court terme.

Nous pouvons maintenant démarrer notre projet. C'est à ce moment que nous devons débiter la planification périodique des tâches. Cette planification périodique porte sur les tâches de la période de référence ou de planification (les tâches à court terme). À la fin de la période de planification, vous devrez exécuter le cycle à nouveau. Au fil du temps, les tâches lointaines s'approcheront. Un jour, elles arriveront proche de la période de planification et seront évalué à moyen terme. Elles finiront par arriver dans la période de planification et seront planifiées formellement. On peut dire que les tâches futuristes deviennent de plus en plus réalistes. Elles deviendront réalisables une fois qu'elles seront formellement planifiées. Ce n'est qu'une fois qu'elles seront complétées qu'elles deviendront réelles.

III.4.2. Calcul de la durée de la tâche :

Pour pouvoir planifier des taches d'un projet nous devons avoir des données de chaque tache, la quantité, le rendement, la ressource.

A partir de ces données, on peut calculer ensuite la durée de chaque tâche, par la formule :

$$La\ Durée = \frac{Quantité}{Rendement \times Ressource}$$

Quantité : la quantité de travail de la tâche.

Rendement : le rendement de la ressource pour chaque tâche.

Ressource : ressource humaine ou matériel.

III.4.2.1. Le rendement

Indique la quantité d'unités d'ouvrage réalisée en une durée donnée, généralement une heure ou une journée.

Le temps unitaire (T.U.) et le rendement (R) sont donc de nombres inverses l'un à l'autre :

$T.U. = \frac{1}{R}, \text{ ou } R = \frac{1}{T.U.}$
--

Exemple de calcul :

Décapage de la terre végétale :

Donné :

$$Q=264 \text{ m}^2$$

$$\eta=0,055 \text{ h/m}^2$$

$$R= 3$$

Alor :

$$D= \frac{264 \times 0,055}{3}$$

$$D= 4,9 \text{ h}$$

Donc on prend :

D=1 jour

Désignation des travaux	Q	η /T.U	R	Durée
terrassment				
Décapage de la terre végétale ep30cm	264	0.015	3	1jour
Fouille en puits et en tranchée pour semelle et longrines	182,46	0,34	3	3jour
Remblais des vides	158	0,075	2	1jour
Evacuation des terres à la décharge publique	18,31	0,302	2	1 jour
Infrastructure				
Béton de propreté ép 5cm dosé à 350 kg/m ³	6,320	0,632	4	2,5(1jour)
Béton armée dosé à 350 kg/m ³ pour : -semelle ; avant poteau ; longrines	39,37	0,662	6	4 jours
Hérissonnage en pierre sèche ep 20cm	32	0,238	3	2jour
Dalle flottante	160	0,063	4	1jour
Superstructure				
BA dosé à 350 kg/m ³ pour: -Poteau	34	0,632	6	2jour
-Poutre et chainage	58	0,632	6	3jour
-Escalier	9	2,085	6	5jour
-Acrotère	6,100	0,063	6	1jour
-Dalle pleine	15	0,154	6	3jour
-Voile	36,72	0,063	6	13jour
BA pour menu ouvrages linteaux	17	0,125	5	4jour
Plancher en corps creux 16+5	748,8	0,209	6	75jour
Maçonnerie				
Maçonnerie en brique creuses ep 10 cm	533,41	0,344	3	65jour
Maçonnerie en brique creuses ep 30cm	307,53	0,344	3	38jour
Maçonnerie en brique creuses ép. 15cm	754,8	0,344	3	92jour
Construction de potager de cuisine et finition enduit	10	0,085	3	5jour

Construction de trappe d'accès en BA de 0,80x0,80	1	0,386	3	1jour
Construction de chemine de bonne exécution	2	0,048	3	2jour
Construction de claustrât en terre cuite	28	0,693	3	2jour
Enduit				
Enduit en ciment sur murs extérieurs	553	0,157	3	8jour
Enduit en ciment sur murs intérieurs	1925	0,480	3	39jour
Enduit en ciment sous plafond	749	0,403	3	13jour
Revêtement				
Dalle de sol 1er choix selon choix du maitre de l'ouvrage	750	0,307	3	10jour
Plinthe vernissé selon choix du maitre de l'ouvrage	836	0,171	3	6jour
Revêtement de marche et contre marche en plaque granito de 1,50 m	72	0,250	3	6jour
Revêtement murs en faïence décorative pour SdB, WC, Cuisine et espace Entrée du bloc selon choix du maitre de l'ouvrage.	192	0,376	3	22jour
Revêtement de potager de cuisine en plaque de marbre Ep 3 cm	19,2	1,124	3	1jour
Menuiserie				
Menuiserie Métallique	55	0,035	2	1jour
Menuiserie bois	190	1,022	2	12jour
Etanchéité	149,76	0,358	3	3jour

Tableau III. 1: Tableau recapitulatif des durée

III.5.Application du MS Project

III.5.1.Créer des tâches dans l'affichage Gantt

Rien de plus facile que de créer une tâche : il suffit de saisir une valeur quelconque sur une ligne du tableau et une tâche est créée.

Astuce : le point d'interrogation dans la colonne durée signifie que project a donné une durée par défaut (1 jour) et qu'il attend votre confirmation. Le point d'interrogation disparaîtra dès que vous aurez saisi une valeur de durée.











	 Mode Tâche	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin
1		début	0 jour	Dim 07/01/18	Dim 07/01/18
2		installation du chantier	5 jours	Lun 08/01/18	Lun 15/01/18
3		terassement	6 jours	Lun 08/01/18	Mar 16/01/18
4		Décapage de la terre végétale ep30cm	1 jour	Lun 15/01/18	Mar 16/01/18
5		Fouille en puis et en tranchée pour semelle et logrine	3,75 jours	Lun 15/01/18	Ven 19/01/18
6		Remblais des vides compacté en stérile	2 jours	Jeu 25/01/18	Lun 29/01/18
7		Evacuation des terres à la DP	1 jour	Lun 22/01/18	Mar 23/01/18
8		Infrastructure	21 jours	Mar 16/01/18	Lun 19/02/18
9		Béton de propreté ép 5cm dosé à 200 kg/m ³	1 jour	Mar 16/01/18	Mer 17/01/18

Figure III. 13 : Créer des tâches

III.5.2. Spécifier le type de lien

Bien que la plupart des liens d'un planning soient des liens d'antériorité (du type fin-début). Il est fréquent que des tâches soient liées par une règle de dépendance différente. Project propose en tout quatre types de lien comme représenté ci-contre.

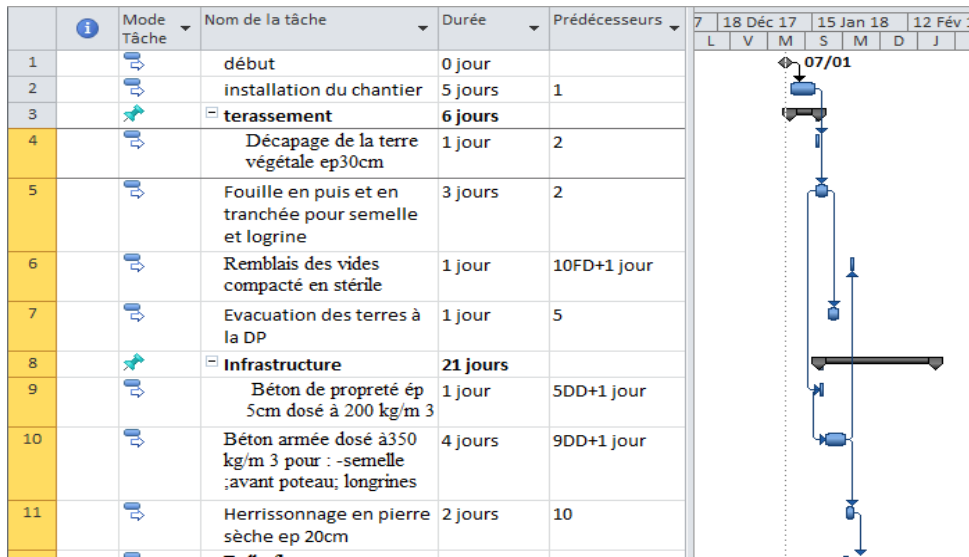


Figure III. 14: Représentation de type de lien.

III.5.3.Déclarer les ressources

Traditionnellement on appelle ressources les individus engagés dans le projet. Plus généralement est appelée ressource toute "chose" contribuant à la réalisation d'une tâche : une personne (Paul Durand), un groupe de personnes (Maçons), un matériel (Bétonnière), un matériau (béton)

Project propose 5 types de ressources :

- Les individus.
- Les groupes d'individus.
- Les matériels.
- Les matériaux, ou consommables
- Les ressources de type coût.

		Nom de la ressource	Type	Étiquette Matériel	Initiales	Groupe	Capacité max.
1		Maçon 01	Travail		M		100%
2		Ferrailleur	Travail		F		100%
3		cofreur	Travail		c		100%
4		pelle excvatrice	Travail		p		100%
5		camion 01	Travail		c		100%
6		camion 02	Travail		c		100%
7		vibreur	Travail		v		100%

Figure III. 15 : Déclaration des ressources.

III.5.4.Affecter les ressources aux tâches

Comme souvent avec MS Project plusieurs procédures permettent d'obtenir le même résultat.

Pour affecter des ressources à une tâche :

		Mode Tâche	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs
1			début	0 jour	Dim 07/01/18	Dim 07/01/18	
2			installation du chantier	5 jours	Lun 08/01/18	Lun 15/01/18	1
3			terassement	6 jours	Lun 08/01/18	Mar 16/01/18	1
4			Décapage de la terre végétale ep30cm	1 jour	Lun 15/01/18	Mar 16/01/18	2
5			Fouille en puis et en tranchée pour semelle et logrine	3,75 jours	Lun 15/01/18	Ven 19/01/18	2
6			Remblais des vides compactés en stérile	2 jours	Jeu 25/01/18	Lun 29/01/18	10FD+1 jour

Figure III. 16 : Affectation des ressources aux tâches.

III.5.5. Détecter les sur utilisations de ressources

Une ressource affectée pendant une période de temps au-delà de sa disponibilité est dite sur utilisée. Cette sur utilisation n'est pas acceptable et nécessite un traitement.

Dans l'affichage => Tableau des ressources, les ressources en sur utilisation apparaissent en rouge.

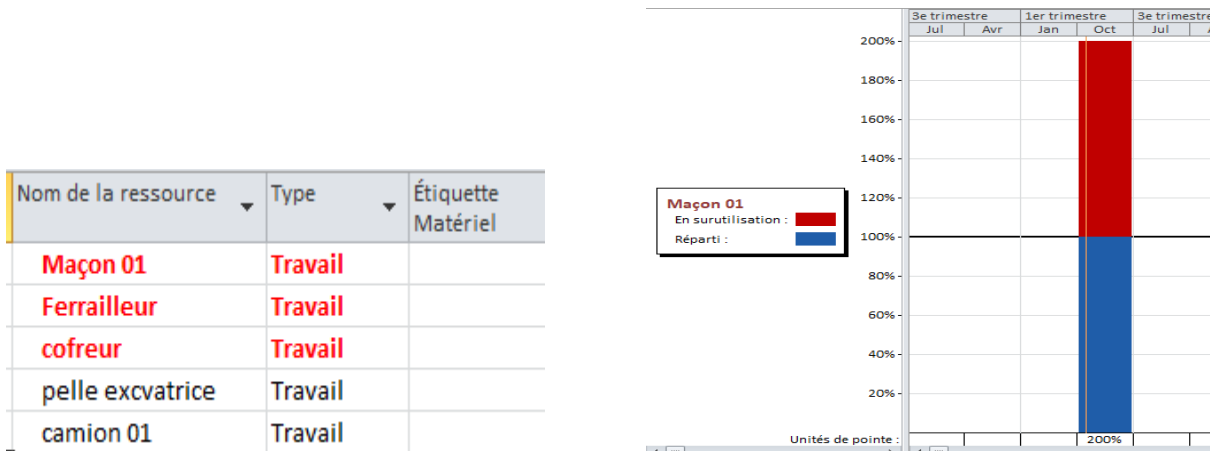


Figure III. 17 : les sur utilisations de ressources

III.5.6. Résoudre les sur utilisations en automatique

Une des principales richesses de MS Project est son algorithme de résolution des sur utilisations. On obtient la boîte de dialogue ci-contre par outils => audit des ressources.

Attention : On pourrait penser que le bouton "OK" déclenche l'opération. Il n'en est rien ! Il faut cliquer sur "auditer maintenant".

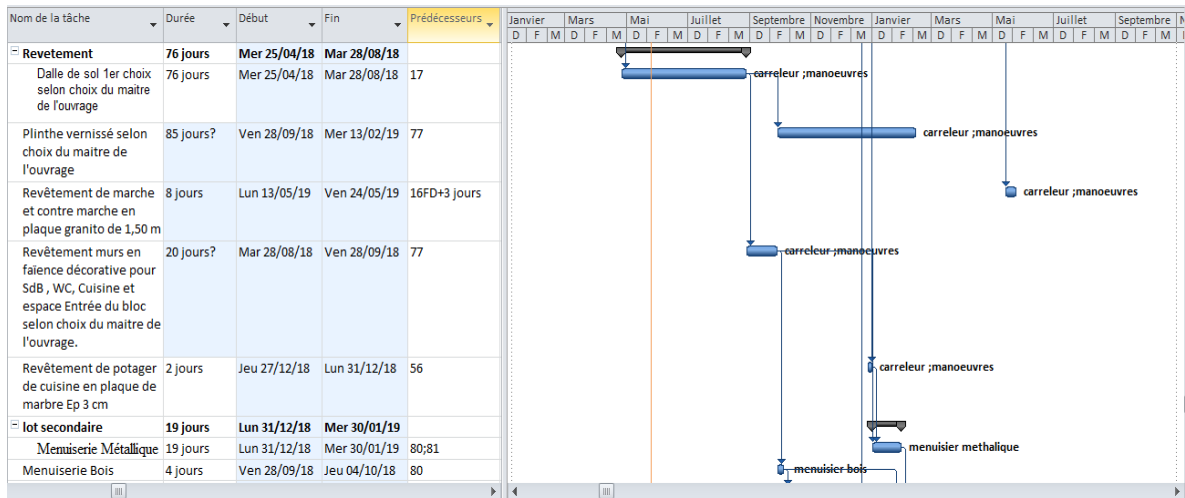
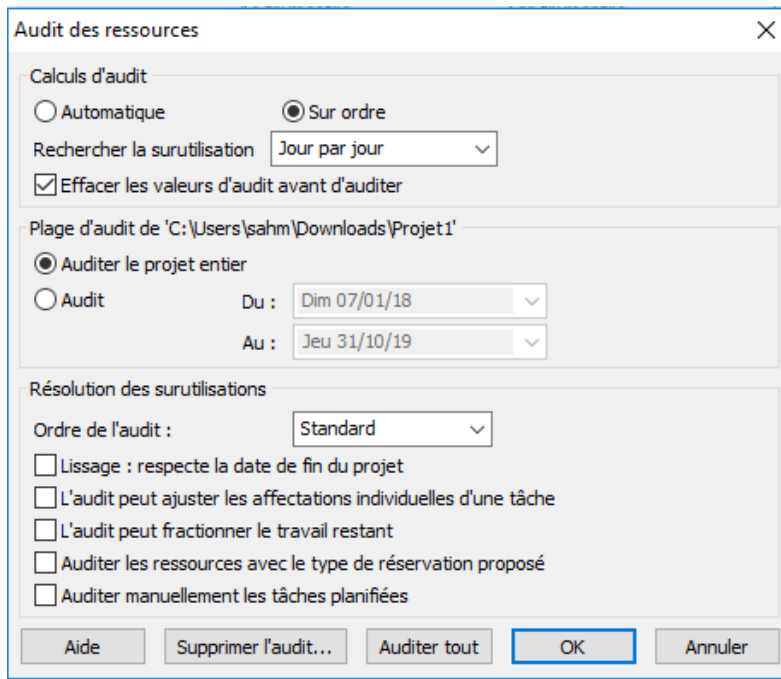


Figure III. 18 : Résoudre les sur utilisation

III.5.7.Résultat obtenus a partir du MS Project :

- ✓ La durée de projet est de 440 jours de travail
- ✓ Le début de projet est prévue le : 07/01/2018
- ✓ La fin du projet est prévue le : 06/11/2019
- ✓ La durée globale du projet en mois est d'environ 22 mois.



Figure III. 19 : représentation de délai du projet

III.6. Conclusion

Cette planification nous a tout de même permis de bien structurer nos tâches, et tout notre travail, de façon à pouvoir réaliser ce projet dans le temps imparti. Il nous a forcé à bien évaluer, et à répartir nos tâches en fonction de notre temps et de nos ressources. Nous pourrions par la suite facilement nous servir de cette planification afin de pouvoir connaître nos retards, notre temps restant et nos tâches à effectuer, et cela pour chaque semaine.

Nous avons pu ainsi apprendre à nous servir de Microsoft Project, tout aussi utile pour nos projets futurs.

Il ne nous reste plus qu'à suivre notre propre planification, et à enregistrer l'avancement sur le projet, pour réaliser un contrôle et suivi de la progression.

Conclusion Générale :

Le présent projet de fin d'étude nous a permis d'étudier une structure et de proposer un planning de réalisation du dit projet avec pour but de renseigner le devis estimatif et quantitatif.

Ce projet est scindé en deux parties : (a) Etude de la structure (b) Etablissement du planning de réalisation qui nous permis de renseigner le devis estimatif.

La première partie nous a permis d'étudier cette structure c'est-à-dire faire un pré dimensionnement judicieux, étudier tous les éléments composant de cette structure, faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel SAP2000 et calculer le ferrailage de tous les éléments. Dans la partie de ferrailage des éléments résistants on a constaté que les sollicitations sont plus importantes à l'état limite ultime (ELU) et aussi pour le ferrailage par le min RPA est suffisant pour les poteaux et voiles et pour l'étude de l'infrastructure on a d'adopter des semelles filant sous mur voile entre deux poteaux et des semelles isolées sous les autres poteaux.

La deuxième partie du projet consiste à établir le planning de réalisation a l'aide d'un logiciel MS Project 2010. Pour ce faire, un travail d'établissement des coûts a été fait par le logiciel CYPE . grâce a la planification par MS Project on a été fourni une vision globale du projet et de son déroulement. On a été supervise' aussi bien la réalisation d'une tâche unique, avec ses ressources, ses dates de début et de fin et la durée qui lui a déjà été consacrée, que l'avancement du projet dans son ensemble, avec les répercussions de chaque tâche sur la date de fin du projet.

- ✓ A ce titre, on estime son coût à **18 337 127,58 .DA** pour un délai de réalisation de **22 mois**.

BIBLIOGRAPHIE :

Sites et liens hypertextes :

<https://fr.wikipedia.org/>

<https://fr.scribd.com/>

<https://www.civilmania.com/>

<https://www.generateur-de-prix.cype.fr>

Réglementations et Lois imposée :

- *Règlement parasismique Algérien «RPA99v2003 »*
- *Règles de conceptions et de calcul des structures en Béton Armé « CBA93 »*
- *DTR : Charges permanentes et charges d'exploitations*
- *Béton aux états limite « BAEL.91 »*

Logiciels Utilisés :

- ❖ *Programme d'analyse structurel « SAP2000*
- ❖ *Programme de planification« MS Project 2010»*