

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة-1

UNIVERSITE DE BLIDA -1-

كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

قسم الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE FIN D'ETUDE

EN GUISE D'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN

Génie Civil

OPTION: STRUCTURES

THEME

**ETUDE D'UN ENSEMBLE RESIDENTIEL EN R + 9 + SOUS SOL +
UN ETAGE ATTIQUE + ORGANISATION INFORMATIQUE DU
TRAVEAUX PAR PRIMAVERA**

PRESENTER :

BADEYA MARIEME

Encadré par :

Pr.ABED MOHAMED

Promotion 2020-2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîment

Nous remercions ALLAH tout puissant de nous avoir accordé la santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.

Un grand merci à notre encadreur professeur. Abed Mohamed pour son aide et ces conseils judicieux durant ce travail mes vifs remerciements sincères à mes chers parents, qui grâce à leur soutien, leur intérêt et leurs encouragements ont permis d'arriver ici.

Nous remercions également nos enseignants qui nous ont apportés une aide précieuse avec des conseils et des encouragements qui ont été bénéfiques dans la rédaction de ce mémoire.

Aussi nous ne pouvons s'abstenir d'exprimer notre reconnaissance à nos professeurs pour leurs apports généreux en savoir. Enfin nous voudrions aussi remercier tous ceux qui ont partagé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Résumé

-Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage habitation, service et habitation qui est implanté dans la wilaya de Boumerdes.

La première partie représente une description de l'ouvrage, définition des caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les règlements et logiciels employés.

En deuxième partie, on a fait un prédimensionnement des éléments de la structure et les éléments secondaires avec une descente des charges sous le règlement R.P.A 99 versions 2003.

La troisième partie est une modélisation pour la détermination des sections finales à l'aide du logiciel robot structural analysis 2020.

La quatrième partie concerne une vérification de l'infrastructure.

Finalement, on a traduit le dimensionnement de toute la structure pour organiser et planifier le chantier.

المخلص

مشروعنا عبارة عن دراسة مبنى سكني وخدمي يقع في ولاية بومرداس -
يمثل الجزء الأول وصفاً للعمل، وتعريفاً لخصائص المواد المستخدمة وكذلك اللوائح والبرامج المستخدم
في الجزء الثاني، قمنا بعمل أبعاد مسبقة لعناصر الهيكل والعناصر الثانوية مع خفض الأحمال بموجب
إصدار R.P.A 99 2003 لائحة
الجزء الثالث عبارة عن نمذجة لتحديد الأقسام النهائية باستخدام برنامج الروبوت للتحليل الهيكلي 2020
الجزء الرابع يتعلق بفحص البنية التحتية
أخيراً، قمنا بترجمة حجم الهيكل بأكمله لتنظيم الموقع وتخطيطه

abstract

-Our project consists of studying a building for residential, service and residential use which is located in the wilaya of Boumerdes.

The first part represents a description of the work, definition of the characteristics of the materials used as well as the regulations and software used.

In the second part, we made a pre-dimensioning of the elements of the structure and the secondary elements with a lowering of the loads under the regulation R.P.A 99 versions 2003.

The third part is a modeling for the determination of the final sections using the robot structural analysis 2020 software.

The fourth part concerns an infrastructure check.

Finally, we translated the sizing of the entire structure to organize and plan the site.

Sommaire :

Introduction Générale 1

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction 2

I.2 Présentation du projet 2

I.3 Caractéristiques géométriques 2

I.4 Conception de la structure 3

I.5 Caractéristiques des matériaux 4

I.6 les matériaux 5

I.7 Sollicitations 11

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II .1. Introduction 12

II.2 Pré dimensionnement du plancher 12

II.3 Pré dimensionnement des poutres 17

II.4 Pré dimensionnement des poteaux 18

II.5 Pré dimensionnement des voiles 23

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction 25

III.2 Etude de l'acrotère 25

III.2.2 Calcul du ferrailage 25

III.2.4 Détermination des sollicitations 26

III.2.5 Détermination de la section des armatures 25

III.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement 29

III.3 Etude des escaliers 30

III.3.1 Introduction 30

III.3.2 Pré dimensionnement d'escalier 30

III.3.3 Calcul du ferrailage 40

III.4 Etude des balcons 51

III.4.1 Introduction 51

III.4.2 Descente de charges 52

III.4.3 Calcul des sollicitations 53

III.4.4 Calcul du ferrailage 55

Chapitre IV. Etude sismique

IV.1 Introduction 56

IV.2 Méthode de calcul 56

IV.3 Méthode dynamique modale spectrale 57

IV.3.1 Principe 57

IV.3.2 Modélisation 57

IV.3.3 Analyse modale 58

VI.3.4 ANALYSE DYNAMIQUE 62

Chapitre V. ferrailage des éléments résistant

V.1 ETUDE DE PLANCHERS 67

V.1.1 Calcul des poutrelles 67

V.1.1.2. Introduction 67

V.1.1.3. Dimensionnement des poutrelles 67

V.1.1.4. Ferrailage des poutrelles 77

V.1.1.5 Ferrailage de la table de compression 84

V.1.2. Plancher dalle pleine 85

V.2 Ferrailage des portiques 93

<i>V.2.1 Introduction</i>	<i>93</i>
<i>V.2.2 Définition</i>	<i>93</i>
<i>V.2.3 Ferrailage</i>	<i>94</i>
<i>V.2.4 Schéma de ferrailage</i>	<i>131</i>
<i>V.3. Etude des voiles</i>	<i>135</i>
<i>V.3. 1 Introduction</i>	<i>135</i>
<i>V.3.2- Représentation des voiles</i>	<i>138</i>
<i>V.3.3 - Ferrailage des voiles</i>	<i>141</i>
<i>V.3.4-NOTE DE CALCUL</i>	<i>142</i>

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

<i>VI.1 Introduction</i>	<i>183</i>
<i>VI.2 Type de fondation</i>	<i>183</i>
<i>VI.3. Connaissance du site et du sol</i>	<i>183</i>
<i>VI.4. Choix du type de fondation</i>	<i>184</i>
<i>VI.5. Voile périphérique</i>	<i>204</i>
<i>VI.6 Ferrailage des poteaux de l'infrastructure</i>	<i>208</i>

VII. Planification et organisation informatique du travail par primavera

<i>VII.1. L'organisation du chantier</i>	<i>209</i>
<i>VII.1.1. Les objective de l'organisation</i>	<i>209</i>
<i>VII.2. TERRASSEMENT</i>	<i>210</i>
<i>VII.3. INSTALLATION DE CHANTIER</i>	<i>211</i>
<i>VII.4. INSTALLATION, MONTAGE ET DEMONTAGE DE GRUE A TOUR</i>	<i>212</i>
<i>VII.5. LE COUT DES TRAVAUX</i>	<i>214</i>
<i>VII.6. VERIFIER LES SUPPORTS D'OUVRAGES</i>	<i>215</i>
<i>VII.7. ORGANIGRAMMES DES DIFFERENTS ACTIONNAIRES</i>	<i>215</i>
<i>VII.8. PLANIFICATION PAR PRIMAVERA</i>	<i>217</i>

VII.8.2. PLANIFICATION DE PROJET 217

VII.8.3. LA METHODOLOGIE DE PLANIFICATION DE NOTRE PROJET 218

VII.8.4. ANALYSE LES COUTS DU PROJET 228

Conclusion générale.

Listes des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Façade principale 3

Figure I.1 : Vue en plan 3

CHAPITRE II

Figure II.1 : coupe transversale d'un plancher a corps creux 13

Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux 13

Figure II.3 : Surface reprise par le poteau central 19

Figure II.4 : Voile de contreventement 24

CHAPITRE III

Figure III.1 :Dimension de l'acrotère. 25

Figure III.2 :Schéma statique. 25

Figure III.3: ferrailage de l'acrotère 29

Figure III.4 : ESCALIER. 30

Figure III.5 : ferrailage escalier. 51

Figure III.6 : Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon. 51

Figure III.7 : ferrailage du balcon. 55

CHAPITRE IV

Fig.IV.1 : MODELE SANS VOILES 58

Fig.IV.2 : VUE EMPLACEMENT DES VOILES. 59

Fig.IV.3 : MODELE 3D CONTREVENTE. 60

Fig.IV.4 : DEFORMATION MODE 1 (TRANSLATION). 61

Fig. IV.5 : DEFORMATION MODE 2 (Translation) 61

Fig. IV.6 : DEFORMATION MODE 3 (TORSION). 62

CHAPITRE V

Fig. V.1: Dimensionnement de la poutrelle67

Fig. V.2 : Poutrelle avant coulage.67

Fig.V.3 : Ferrailage des poutrelles 84

Fig.V.4 : Schéma de la Table de compression85

Figure V.5 : Schéma de ferrailage de la dalle plein.	92
FIG.V.6 : poutre principale la plus sollicitée.	95
FIG V.7: diagramme My (ELU).	97
Fig. V.8: Schéma Du ferrailage.	98
Fig V.9 : Diagramme du moment .	99
Fig.V.10: diagrammes moment fléchissant (ELU).	101
Fig. V.11 : diagrammes moment Fléchissant (ELS), effort transversal.	102
Fig.V.12 : diagrammes flexion cisaillement d'acier.	103
Fig.V.13 : poutre secondaire.	105
Fig.V.14 : Moment aux travées.	106
Fig. V.15 : Schéma ferrailage.	107
Fig.V.16 : diagramme moment fléchissant (ELU).	109
Fig.V.18 : diagramme moment fléchissant (ELS).	110
Fig. V.19 : Disposition des armatures dans les poteaux.	130
Fig.V.20 : Schéma de ferrailage Poteaux RDC et Sous-sol	131
Fig.V.21 : Schéma de ferrailage poteaux 1 ère et 2 -ème étage	131
Fig.V.22 : Schéma de ferrailage 3eme et 4eme	132
Fig.V.23 : Schéma de ferrailage poteaux 5eme et 6eme	132
Fig.V.24 : Schéma de ferrailage poteaux 7eme et 8eme	133
Fig.V.25 : Schéma de ferrailage poteaux 8eme et 9eme	133
Fig.V.26 : Schéma de ferrailage poutres principales	134
Fig.V.20 : Schéma de ferrailage poutres secondaires	134
Fig. V.27 : voiles,	135

Fig.V.28 : Représentation des voiles.135

Fig V.29 : VOILE 1 142

Fig V.30 :ferraillage VOILE 1 148

Fig V.31 : VOILE 2 148

Fig V.32 : FERRAILLAGE VOILE 2 155

Fig V.33 : ferraillage VOILE V3 etV5 162

Fig V.34 : ferraillage VOILE V6169

FigV.35 : ferraillage VOILE V4 175

FigV.36 :ferraillage VOILE V7 182

CHAPITRES VI

**Fig. VI.1 : Les efforts normaux des poteaux
et des voiles à l'ELS. 184**

Fig. VI.2 : DISPOSITION DES VOILES. 185

Fig. VI.3 : Semelle isolée sous poteau. 186

Fig. VI.4 : Les bulles de pression. 186

Fig VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux 187

Fig VI.6 : Schéma d'une semelle filante sous voile187

Fig. VI .7 : La proposition des semelles filantes.188

Fig. VI.8: Disposition des nervures 189

Fig. VI.9 : Les efforts normaux à l'ELS193

Fig. VI.10 : Contraintes sous le radier.196

Fig. VI.11: Schéma de ferraillage de la dalle du radier.200

Fig. VI.12 : Ferraillage des nervures suivant X-X.202

Fig. VI.13 : Ferraillage des nervures suivant Y-Y.202

Fig. VI.14: Schéma statique du débord	203
Fig. VI.15: Diagramme des Moments	203
Fig. VI.16 : Evaluation des charges	205
Fig. VI.17 : Poussées des terres	206
Fig. VI.18: Ferrailage du Voile Périphérique Suivant les deux(2) sens	208

CHAPITRES VII

Figure VII.1 : une distance de sécurité minimale	213
Figure VII.2 : le toit du bâtiment voisin ne court aucun risque	214
Figure VII.3:L'Organigramme de Planification	215
Figure VII-4:étapes du suivi de chantier.	216
Figure VII.5:L'Organigramme de Planification.	219
Figure VII.6: semaines de travail	220
Figure VII.7: WBS	223
Figure VII.8 : Organisation WBS et les tâches en phase	224
Figure VII.9: définir les contraintes.	225
Figure VII.10 :détail pour définir les ressources.	226
Figure VII.11 : Affectation ressources.	226
Figure VII.12 : Affichage GANTT.	227
Figure VII.13:méthode de calcul des coûts de revient J.Heinry	230

Listes des tableaux

CHAPITRE I

Tab.I.1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE2

CHAPITRE II

Tab. II.1 Charges G et Q du plancher étage courant à corps creux.13

Tab. II.2 : Charges G et Q dalle plein 15

Tab. II.3 : charge et sur charge d'exploitation dalle plein (balcon)15

Tab. II.4 : Descente de charge plancher terrasse inaccessible 16

Tab. II.5 : Charges permanentes des murs extérieurs 16

Tab. II.6 : Charges permanentes des murs intérieurs 16

Tableau II.7 : Dégression des surcharges 20

Tab. II.8 : Descente de charge du poteau central 21

Tab. II.9 : Choix des sections des poteaux centraux 22

Tab. II.10 : CHOIX FINAL DU POTEAU23

CHAPITRE III

Tab. III.1 : Charges et surcharges du palier.34

Tab.III.2 : charge et sur charge paillasse RDC. 35

Tab.III.3 : charge et sur charge paillasse étage courant.35

Tab. III.4 : Tableau des sollicitations des escaliers 40

Tab. III.5 : Vérification à l'ELU 40

Tab. III.6 : Tableau des sollicitations des escaliers. 47

Tab. III.7 : Vérification à l'ELU de l'étagé courant.48

Tab. III.8 : charge et sur charge d'exploitation.52

CHAPITRE IV

Tableau.IV.1 : périodes sans voiles .59

Tableau IV.2 : Tableau des périodes avec voiles.60

Tableau. IV.3 : spectre.63

Tableau IV.4 : Déplacement selon Ex.64

Tableau IV.5 : Déplacement selon EY.64

Tableau IV.6 : Poids totale de la structure W. 66

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Vérification à l'E.L.S En travée. 81

Tableau V.2 : Vérification à l'E.L. S aux appuis 81

Tableau V.3 : Récapitulation des résultats de la flèche. 83

Tableau V.4 : Ferrailage de la dalle pleine 86

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à 89

Tableau V.6 :Vérification des contraintes à l'ELS 90

Tableau V.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche 91

Tableau V.8 : ELU Poutre principale. 96

Tableau V.9 : Tableaux ferrailage de la poutre principale.97

Tableau.V.10: moment flechissant M_y (ELS).105

Tableau V.11 : ferrailage réel de la poutre secondaire.	106
Tableau.V.12 : TABLEAU DES EFFORTS.	115
Tableau.V.13 : TABLEAU DES EFFORTS.	118
Tableau.V.14 : TABLEAU DES EFFORTS.	120
Tableau.V.15 TABLEAU DES EFFORTS.	122
Tableau.V.16 : TABLEAU DES EFFORTS.	123
Tableau.V.17 : TABLEAU DES EFFORTS.	125
Tableau V.18 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement	127
Tableau V.19 : Les armatures transversales et espacements	129
Tableau V.20 : Vérification de la quantité d'armatures	129

CHAPITRES VI

Tableau VI. 1: dimensions des semelles filantes sous voiles	188
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.	197
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS	197
Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.	199
Tableau VI.5 : Ferrailage des nervures (sens x-x).	200
Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens y-y).	201
Tableau VI.7: Ferrailage du débord	204
Tableau VI.8 :Ferrailage du voile périphérique.	206
TableauVI.9 : les efforts normaux dans les poteaux.	208
Tableau VI.10 : Ferrailage des poteaux de l'infrastructure	208

CHAPITRES VII

Tableau VII.1 : DUREES.228

Introduction Générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se Représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages

Comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation. - Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à l'étude de l'effet de la position des voiles sur la globalité d'une structure en béton armé. Dans notre cas, nous étudierons un bâtiment en béton armé a usage habitation R+9 + rez-de-chaussée + sous-sol + UN ETAGE ATTIQUE , réalise a Boumerdes , implantée dans une zone sismicité très élevé .

I. Généralités

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, Flexion...).

La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation du projet :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un projet de réalisation d'ensemble résidentiel 506 logements.

C'est un bâtiment « bloc 01 » R + 9 + un étage attique + 01 sous-sol il est implanté à lieu-dit oued tatareg commune de Boumerdes, wilaya de Boumerdes, qui est classé selon le RPA99/version2003 comme étant une zone de forte sismicité (ZONE III), groupe d'usage S2 , compose d'un nouveau sous-sol parking, Rez-de-chaussée commercial et les dix restant à usage d'habitation avec un terrasse accessible au niveau d'étage attique et une terrasse inaccessible au dernier niveau.

I.3 Caractéristiques géométriques :

Larguer en plan	23.61 m, 25.12 m
Longueur en plan	15.45 m
Hauteur totale du bâtiment	37.10 m
Hauteur rdc	5.10 m
Hauteur étage courants	3.20

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
- La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé.

I.4 conception géométrique :

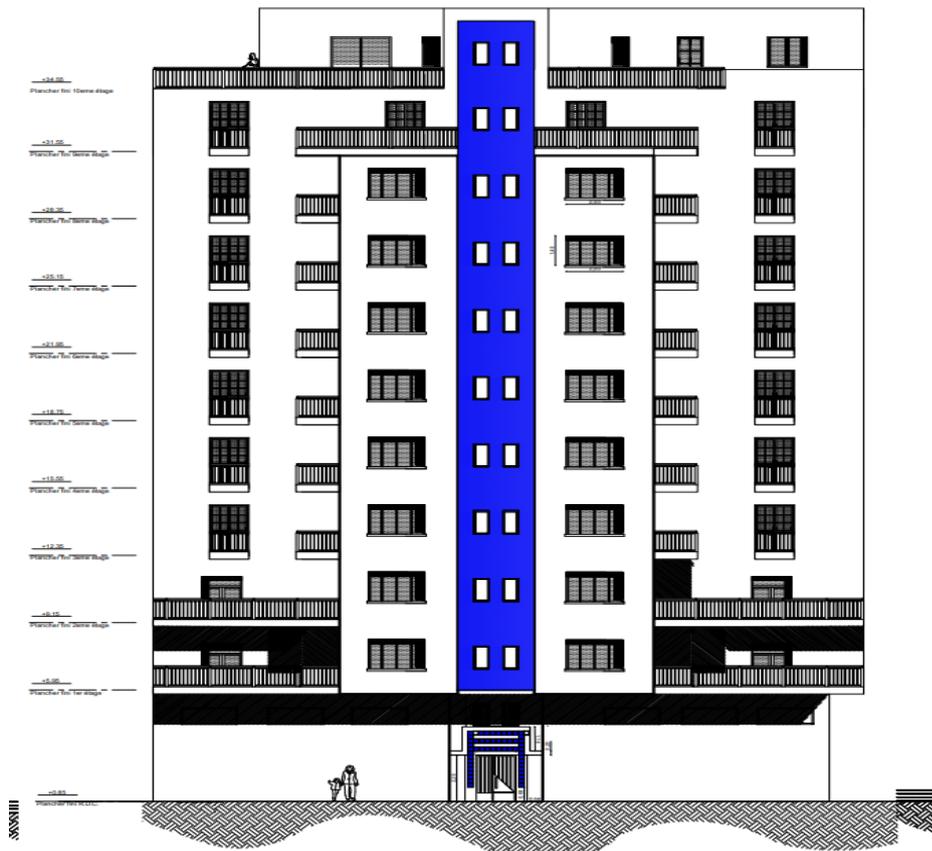


Fig. I.1 : Façade principale

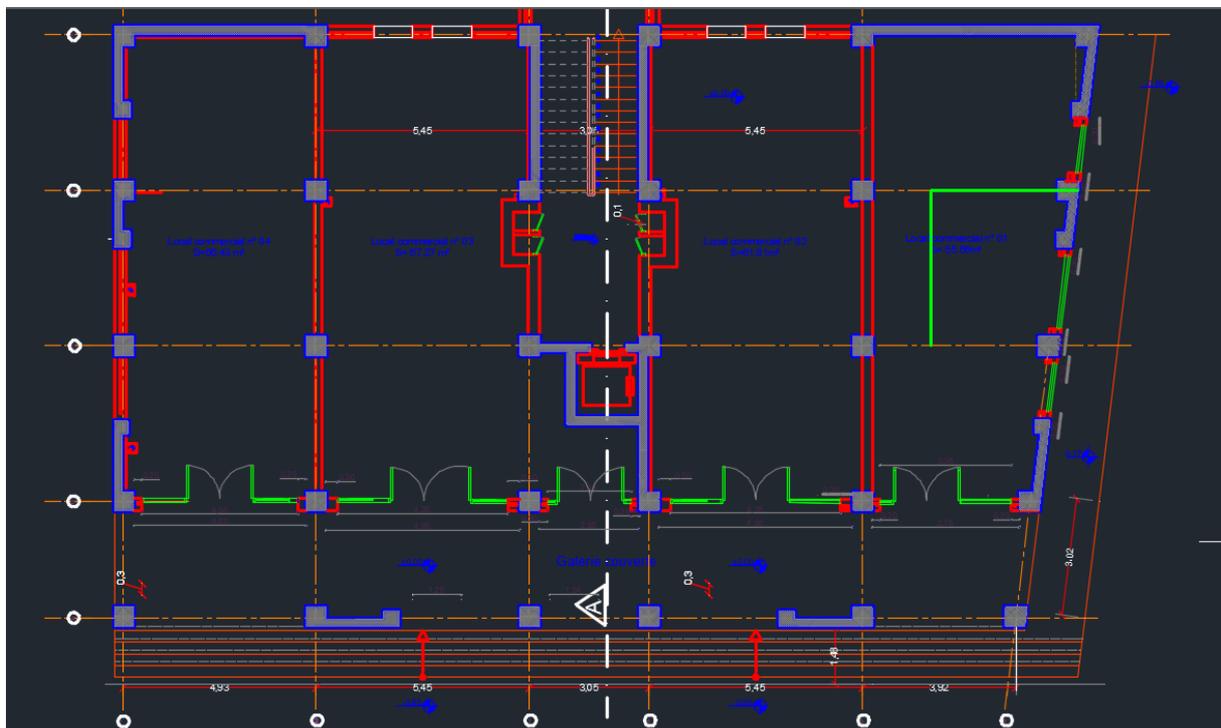


Fig. I.2 : Vue en plan

I.5 Conception de la structure :

a. Les Planchers :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux Niveaux d'une habitation.

On distingue :

- **Plancher à corps creux avec une dalle de compression.**
- **Plancher en dalle pleine pour le sous-sol, les balcons et les paliers de l'ascenseur.**

b. Les balcons :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine .

c. Ascenseur : Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par les murs voile.

D'escaliers : Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter

Les déplacements entres étages. Notre Structure comporte un seul type d'escaliers :

- **Escalier droit (1palier /2 volée).**

e. Terrasse : Dans notre bâtiment Il existe deux types de terrasses :

- **Terrasse accessible.**
- **Terrasse inaccessible.**

d. Maçonnerie : Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs :** Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur :

- Brique creuse de 15cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la parois interne du mur.

Murs intérieurs : Ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins.

- **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants et les escaliers.
- L'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

- **Ascenseurs :**

La structure comporte une cage d'ascenseurs du sous-sol au 10 -ème étage

- **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau plancher terrasse.

Dans notre projet, on a acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.6 Caractéristiques des matériaux :

Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent

Généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

- **Règlements utilisés :**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- **Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) :**

Basé sur la théorie des états limites.

1) Etats limites ultimes (ELU) qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique.
- soit de la résistance de l'un des matériaux.
- soit de la stabilité de forme.

2) Etats limites de service (ELS) qui sont définis compte -tenu des conditions D'exploitation ou de durabilité.

Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) : Le présent document technique

Règlementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.**
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.**
- c) Mise en place avec les moyens de serrage du béton dans le coffrage.**
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.**

I.7 Les matériaux :

- **Béton :**

Le béton est un matériau essentiel dans le domaine de la construction, il est obtenu par le

Mélange de ciment, granulats (sable, gravier) et de l'eau avec des quantités bien déterminées.

Résistance à la compression à 28 jours : **f_{c28}** .

Résistance à la traction à 28 jours : **$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$** .

- **Dosage en ciment : 350 kg/ m3.**
- **Poids volumique du béton $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN/m}^3$**

- Résistance mécanique du béton :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec **$f_{c28} = 30$ MPa** (béton à usage courant) Cette dernière est choisie à priori compte tenu des possibilités

locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle soit atteinte ou non.

- Déformation longitudinale du béton :

Pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation longitudinale instantanée.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \quad [\text{BAEL91 / A.2.1, 21}]$$

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale

différée est tel que :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}} \quad [\text{BAEL91 / A.2.1, 22}]$$

- Les contraintes limites :

État limite ultime (ELU) :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme contraintes-déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas d'E.L.U.

Les déformations du béton sont :

$$\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

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

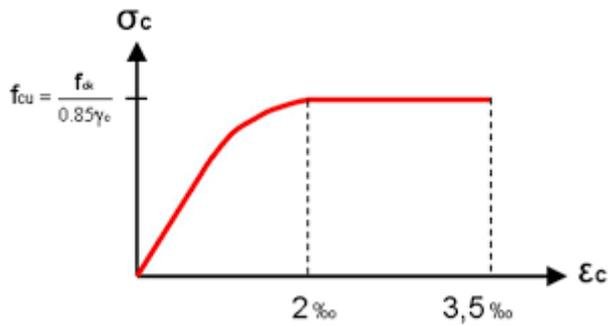


Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU. [BAEL91 /A.4.3, 4]

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{BAEL91 /A.4.3, 41}]$$

- Le coefficient de sécurité pour le béton γ_b

γ_b : coefficient de sécurité du béton

- 1.15 Pour les combinaisons no accidentelles
- 1.50 Pour les autres cas

- Le coefficient θ :

- 1 Durée > 24heure
- 0.9 1 heure > durée > 24 heures
- 0.85 Durée > 1 heures

- État limite de service (ELS) :

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée Par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad [\text{BAEL91 /A.4.5, 2}]$$

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

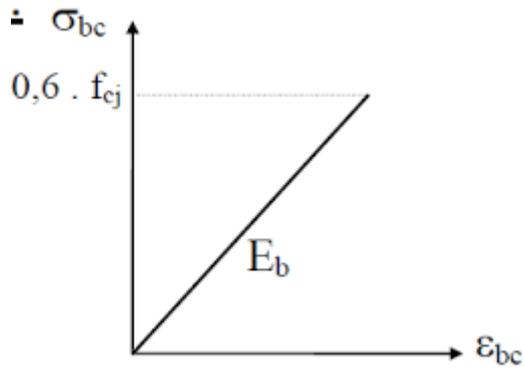


Diagramme contrainte /déformation de béton.

- **Acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.
- Acier (TSL) : FeE500, pour les treillis soudés.

Diagramme déformations contraintes

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à Considérer est comme défini ci-dessous :

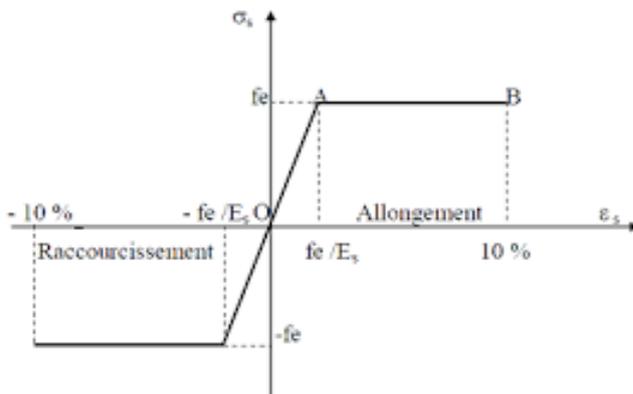


Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2].

E. L. U :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$. [BAEL91 /A.4.3.2]

Fe : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ dans le cas général.} \\ \gamma_s = 1 \text{ dans le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

- **E. L. S :**

1- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à f_e [BAEL91 /A.4.5,32]

2- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj})$. [BAEL91 /A.4.5,33]

3- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} \times f_{tj})$. [BAEL91 /A.4.5,34]

Avec : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

η : Coefficient de fissuration

η : 1 Pour les ronds lisses RL.

η : 1,6 Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.7 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

1,35 G + 1,5 Q.

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : G + Q

- **Etat limite accidentelle :**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

G+Q ± E

0,8G ± E

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par $G+Q \pm 1,2 E$, Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

II .1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 Ver 2003 et C.B.A.93.

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de Confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

II.2.1 Plancher corps creux :

Le plancher est dimensionné à partir du critère de la flèche donnée par la formule suivante :

$$L / 25 \leq ht \leq L / 20 \quad \text{ou} \quad ht > L / 22.5$$

Avec : L= longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

ht : hauteur totale du plancher

h0 : hauteur de la dalle de compression

ht-h0 : hauteur du corps creux

$$L = 400 - 35 = 365 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad ht > 365 / 22.5 = 16.22 \text{ cm}$$

Alors on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$ht = 20\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ cm} : \text{épaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

Donc :

On adopte un plancher a corps creux (16+4)

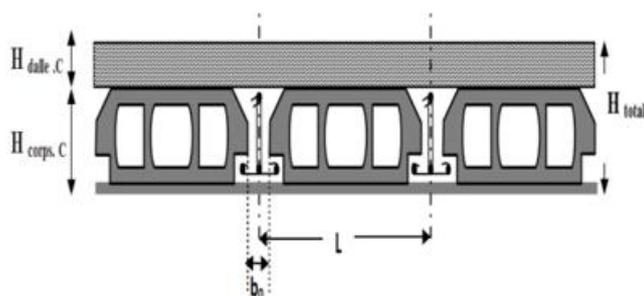


Figure II.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

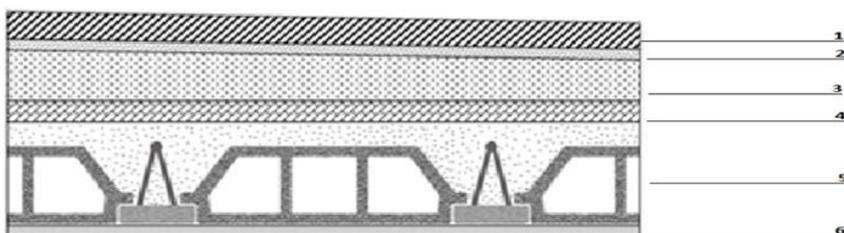


FIG.II.2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Carrelage	0.40 kn/m ²
Mortier de pose	0.40 kn/m ²
Lit de sable	0.36 kn/m ²
Plancher (16+4)	2.8 kn/m ²
Enduit en plâtre	0.20 kn/m ²
Cloison de distribution	1 kn/m ²
G (Charge permanente totale)	5.16 kn/m ²
Surcharge d`exploitation Q	1.5 kn/m ²
Surcharge d`exploitation Q (RDC)	4 kn/m ²
Surcharge d`exploitation Q (sous-sol)	2.5 kn/m ²

TABLEAU II.1 : Charges permanentes et surcharges d`exploitation du plancher étage courant à corps creux.

II.2.2 PLANCHER DALLE PLEIN :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d`exploitation importantes $Q > 2.5\text{KN/m}^2$.

On déduira l`épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a. Résistance au feu :

- **e = 7 cm** Pour une heure de coupe-feu,
- **e = 11 cm** Pour deux heures de coupe-feu,

On choisit $e=11\text{cm}$

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On choisit $e=15\text{cm}$.

c. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

➤ Dalle reposant sur 2 appuis $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

➤ Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec $L_x : 4\text{ m}$

$$\frac{400}{50} = 8 < e < \frac{400}{40} = 10$$

On choisit $e= 10\text{ cm}$

Selon les règles techniques « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On choisit $e=15\text{cm}$.

Donc :

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur de la dalle pleine du sous-sol sera :

➤ $e \geq \max (11 ; 15 ; 10)\text{ cm} \longrightarrow e=15\text{cm}$

on choisit plancher dalle avec $e = 15\text{ cm}$.

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine (e=15cm)	0,15	-	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de distribution	0,10	-	1,00
Charge permanente G				5,91
Surcharge d`exploitation Q (sous-sol)				2,5
Surcharge d`exploitation Q (palier d`ascenseur)				1,5

Tab II.2 : Charges permanentes et surcharges d`exploitation de la dalle pleine (e=15cm).

Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de ciment	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.02	17	0.34
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	18	0,36
G (balcon)			5,29
Q			3.5

Tableau. II.3 : charge et sur charge d`exploitation dalle plein (balcon).

1-Gravillion de protection(4cm)	0.7 kn/m ²
2-Etanchèitè multitouch	0.12 kn/m ²
3-forme de pente(10cm)	2.2 kn/m ²
4-Liège (insolent)	0.16 kn/m ²
5-plancher (16+4)	2.80 kn/m ²
6-Enduit en platre	0.20 kn/m ²
G (Charge permanente totale)	6.18 kn/m²
Surcharge d`exploitation Q	1 kn / m²

TABLEAU II.4 : Descente de charge plancher terrasse inaccessible.

- **Maçonnerie :**

a) Murs extérieurs :

Enduit en ciment	0,36 kn/m ²
Briques creuses	0,90 kn/m ²
L'âme d'air (5cm)	0,00 kn/m ²
Briques creuses	1,35 kn/m ²
Enduit en plâtre	0,20 kn/m ²
Charge permanente G	2,81 kn/m²

TABLEAU II.5 : Charges permanentes des murs extérieurs.

b) Murs intérieurs :

Enduit en ciment	0,36 kn/m ²
Briques creuses	0,90 kn/m ²
Enduit en plâtre	0,20 kn/m ²
Charge permanente G	1.46 kn/m²

TABLEAU II.6 : Charges permanentes des murs intérieurs.

II .4 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99), Il y a deux types de poutres :

II.4.2 - Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91.p 382).

$$L = 545 - 35 = 510 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur de la plus grande portée entre axe.

$$\left\{ \begin{array}{ll} L/15 \leq h \leq L/10 & 34 \leq h \leq 51 \text{ en prend } h = 45 \text{ cm} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,8 h & 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ en prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification de la condition du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \geq 20 & \text{vérifiée} \\ h = 45 \geq 30 & \text{vérifiée} \\ h/b = 1.5 \leq 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.4.3 - Les poutres secondaires : Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L = 400 - 35 = 365 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 24.33 \leq h \leq 36.5 \quad \text{on prend } h=35\text{cm}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \quad 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend } b=30\text{cm}$$

Vérification de la condition du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$1.17 < 4$$

II .5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinées à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en Compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- **Stabilité de forme (flambement).**
- **Résistance à la compression :**

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent

Satisfaire les conditions suivantes pour la zone III :

$$\text{- Min (h ; b) } \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{- Min (h ; b) } \geq h_e/20 \text{ } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

$$-\frac{1}{4} \leq b/h \leq 4$$

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur

Une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

Avec : S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable.

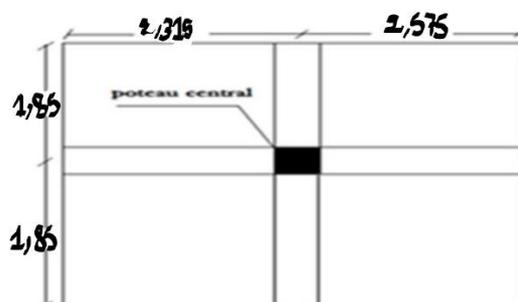


FIG.II.3 : Surface reprise par le poteau central.

- **Calcule des différents poids :**

Poids des plancher :

- **Plancher terrasse inaccessible $18,08 \times 6,18 = 111,73 \text{ kN}$**
- **Plancher courant $18,08 \times 5,36 = 96,90 \text{ kN}$**

Poids des poutres :

- **Poutre principale $25 \times 0,3 \times (0,45) \times 5,45 = 18,39 \text{ kN}$**
- **Poutre secondaire $25 \times 0,3 \times (0,35) \times 4 = 10,5 \text{ kN}$**

Poids des poteaux :

- **Poteau (RDC) $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (5,1 - 0,45) = 10,46 \text{ kN}$**
- **Poteau (sous-sol + E-C) $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,2 - 0,45) = 6,187 \text{ kN}$**

<i>Niveau des planchers</i>	Q_i	Σ charges d'exploitations
N1	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$
N2	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
N3	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
N4	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
N5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
N6	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
N7	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
N8	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+$ $+Q_7)$
N9	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+$ $+Q_8)$
N10	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,666(Q_1+$ $+Q_9)$
RDC	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,650(Q_1+$ $+Q_{10})$
	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,636(Q_1+$ $+Q_{11})$

Tableau II.7 : Dégression des surcharges

NIVEAU	PLANCHER (G) KN	POUTRE (G) KN	POTEAU (G) KN	G total KN	G cumulé KN	Q (KN)	Q cumulé KN
10	111.73	28.89	6.187	146.807	146.807	18.08	18.08
9	96.90	28.89	6.187	131.977	278.784	27.12	45.2
8	96.90	28.89	6.187	131.977	410.761	27.12	69.608
7	96.90	28.89	6.187	131.977	542.738	27.12	91.304
6	96.90	28.89	6.187	131.977	674.715	27.12	110.288
5	96.90	28.89	6.187	131.977	806.692	27.12	126.56
4	96.90	28.89	6.187	131.977	938.669	27.12	140.12
3	96.90	28.89	6.187	131.977	1070.646	27.12	153.63
2	96.90	28.89	6.187	131.977	1202.623	27.12	167.13
1	96.90	28.89	6.187	131.977	1334.6	27.12	180.64
RDC	96.90	28.89	10.46	131.977	1466.577	72.92	194.36
SOUS SOL		28.89	6.187	35.077	1501.654	45.2	221.48

TABLEAU. II.8 : Descente de charge du poteau central.

$\sigma_{ser} = 18 \text{ MPa}$

ETAGE	(G) KN	(Q) KN	Nu (KN)	BR (Cm ²)	A (cm)	B (Cm)	Min de RPA	Nser (KN)	σ_{ser} (MPA)	Choix (axa)	
10	146.807	18.08	225.3 1	144.19	14.01	14.01	30*30	164.8 8	1.59	30x30	Vérifier
9	278.784	45.2	444.1 6	284.3	18.86	18.86	30*30	323.9 8	3.13	35x35	Vérifier
8	410.761	69.608	658.9 4	421.7	22.54	22.54	30*30	480.3 7	4.64	35x35	Vérifier
7	542.738	91.304	869.6 5	556.6	25.59	25.59	30*30	634.0 42	6.13	35x35	Vérifier
6	674.715	110.28 8	1076. 28	688.82	28.25	28.25	30*30	784.9 9	7.58	40x40	Vérifier
5	806.692	126.56	1278. 87	818.5	30.61	30.61	30*30	933.2 5	9.02	40x40	Vérifier
4	938.669	140.12	1477. 4	945.53	32.75	32.75	30*30	1078. 79	10.4	45x45	Vérifier
3	1070.65	153.63	1675. 8	1072.5	34.75	34.75	30*30	1224. 28	11.83	45x45	Vérifier
2	1202.62	167.13	1874. 2	1199.5	36.63	36.63	30*30	1369. 75	13.23	50x50	Vérifier
1	1334.6	180.64	2072. 7	1326.5	38.42	38.42	30*30	1515. 24	14.64	50x50	Vérifier
RDC	1466.58	194.36	2271. 4	1453.7	40.13	40.13	30*30	1660. 94	16.05	55x55	Vérifier
Sous Sol	1501.65	221.48	2359. 4	1510.0 1	40.85	40.85	30*30	1723. 13	16.65	55x55	Vérifier

TABLEAU. II.9 : Choix des sections des poteaux centraux .

- $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$
- $N_s = G + Q$
- $B_r = 0,064 N_u$
- $a = \sqrt{B_r} + 2$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{1.15 B} \leq 0.60 f_{c28}$$

- **Choix final des sections des poteaux :**

<i>Etage</i>	<i>Section</i>
10 -ème 9 -ème	30 x 30
8 -ème 7ème	35 x 35
6 -ème 5 -ème	40 x 40
4 -ème 3 -ème	45 x 45
2 -ème 1 -ème	50 x 50
RDC et Sous-sol	55 x 55

TABLEAU. II.10: CHOIX FINAL DU POTEAU.

II .6 Pré dimensionnement des voiles .

II.6.1 Les voiles de contreventement :

Les voiles sont des murs réalisés en béton arme. Le système de contreventement utilise dans notre cas est mixte assure par des voiles et des portiques. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités et

Ils doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des

Murs voiles, dimensionnés selon le R.P.A.

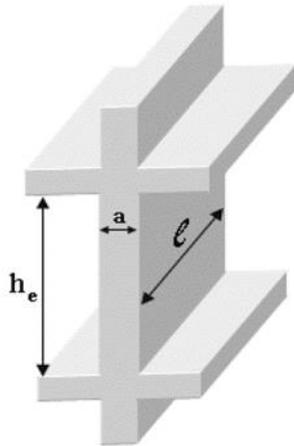


FIG.II.4 : Voile de contreventement.

$$A \geq h_e/20$$

h_e : hauteur libre de l'étage

$$h_e = 5.10 - 0.45 = 4.65 \text{ m}$$

$$A \geq 4.65/20 = 0.233 = 23.25 \text{ cm donc } a \text{ choisie est } \mathbf{a = 25 \text{ cm}}$$

On a :

$$L \geq 4a \rightarrow L > 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

$$465 > 100 \quad \text{conditions vérifiées épaisseur voile adopter } \mathbf{a = 25 \text{ cm}}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

III.2 Etude de l'acrotère

III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la de toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale
- La sécurité des gens, personne.

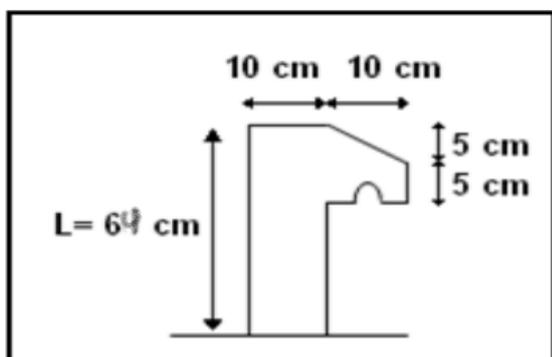


FIG.III.1: Dimension de l'acrotère.

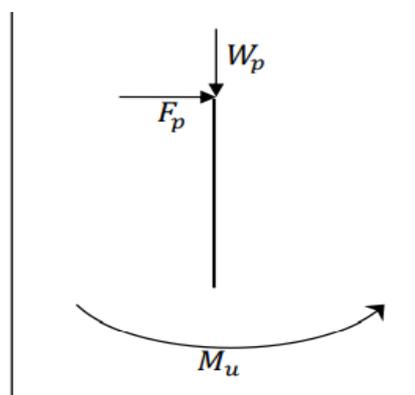


FIG.III.2 Schéma statique.

III.2.2 Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastree a sa base au planche terrasse. Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre WP et un moment dû à une force horizontale Fp donnée par le **RPA99 (version2003)**

Le calcul sera fait pour une bonde de **1m** de largeur et une épaisseur de **10 cm** en flexion Composée.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

III.2.3 Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être Calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$FP = 4 A C_p W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (zone III), $A = 0.25$

C_p : facteur de force horizontale (élément en console). $C_p = 0.80$

W_p : poids de l'acrotère.

S : la surface de l'acrotère

$$S = (0.05 \times 0.1) / 2 + (0.05 \times 0.1) + (0.64 \times 0.1) = 0.0715 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0.0715 \times 25 = 1.79 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 1.79 = 1.43 \text{ KN/ml}$$

III.2.4 Détermination des sollicitations :

- **ELU :**

La surcharge d'exploitation : $Q_u = 1.5 F_p \Rightarrow Q_u = 2.15 \text{ KN}$

La charge permanente : $N_u = 1.35 W_p \Rightarrow N_u = 2.42 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = h Q_u \Rightarrow M_u = 1.38 \text{ KN.m}$

- **ELS :**

La surcharge d'exploitation : $Q_s = F_p \Rightarrow Q_s = 1.43 \text{ KN}$

La charge permanente : $N_s = W_p \Rightarrow N_s = 1.79 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_s = h Q_s \Rightarrow M_s = 0.915 \text{ KN.m}$

III.2.5 Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est (100×10) cm².

Position du point d'application de l'effort normal (N) :

D'après le BAEL91 (page 168).

- Etat limite ultime (ELU) :

$$e = Mu / Nu \rightarrow 1.38 \div 2.42 = 0.57 \text{ m}$$

$$e_o = 0.57 > (h/2 - 0.02) = 0.1/2 - 0.02 = 0.03 \text{ m.}$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section ;

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C) ; donc le calcul se fait en flexion simple

Avec un moment fictifs Mu calculé par rapport aux armatures tendues.

$$\swarrow Mf = Nu \times (e_o + h/2 - 0.02) = 1.45 \text{ kn.m}$$

⇒ Vérification de l'existence³ des armatures comprimées :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$\mu = \frac{Mf}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{1.45 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 64^2} = 0.018 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \text{donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023$$

$$z = d(1 - 0.40\alpha) = 63.4 \text{ cm}$$

Détermination des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1.45 \times 10^6}{348 \times 634} = \mathbf{6.57 \text{ mm}^2} .$$

★ **Sollicitation réelle (flexion composé) :**

$$\mathbf{A1} = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 6.57 - \frac{2.42 \times 10^3}{348} = \mathbf{- 62.43 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{A' = 0}$$

→ **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A_{min} = 0.23b.d.ft_{28}/f_e = 1.104 \text{ MPa}} \\ \mathbf{F_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = \mathbf{1.104 \text{ MPa}}$$

Choix des armatures : 5T8 _____ At= 2,51 cm²

$$\text{Avec un espacement } S_t \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

↘ **Armature de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{At}{4} = \mathbf{0,62 \text{ cm}^2/\text{ml}} \quad \text{on adopte } \mathbf{1T10} \text{ avec } \mathbf{Ar = 0,79 \text{ cm}^2} .$$

III.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement :

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91modifié99, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right)$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

Contrainte tangente : _____ $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$

$$T_{max} = 1,5 \times F_p = 1.5 \times 1.43 = 2.15 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{2.15 \times 10^3}{1000 \times 640} = 0.0034 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente limite : _____ $\tau_u \leq \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right)$

$$\tau_u \leq \text{Min} \left(0.2 \frac{30}{1.5}, 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0,0034 \text{ Mpa} < \tau_u = 4 \text{ Mpa}$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage .

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

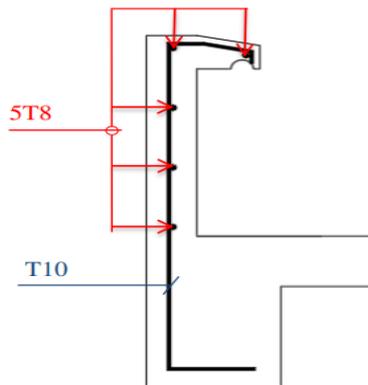


FIG.III.3 : ferrailage de l'acrotère

III.3 Etude des escaliers

III.3.1 Introduction :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, Elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en Béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

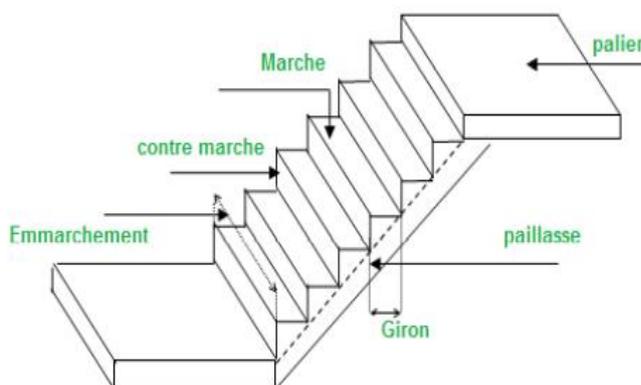


Fig.III.4 : ESCALIER.

III.3.2 Pré dimensionnement d'escalier :

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, qui est un escalier en béton armé avec 1 palier / 2 volées. Et on a deux types de schéma statique :

Un escalier est caractérisé par :

- **La montée** : ou la hauteur d'escalier (H).
- **La hauteur d'une marche** (h).
- **Le giron** : la largeur de marche (g).
- **L'emmarchement** : la largeur de la volée (b).
- **La contremarche** : la partie verticale d'une marche.
- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.

- **La volée** : suite ininterrompue des marches.

• **Pré dimensionnement** :

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

$$59 \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots 1$$

Avec :

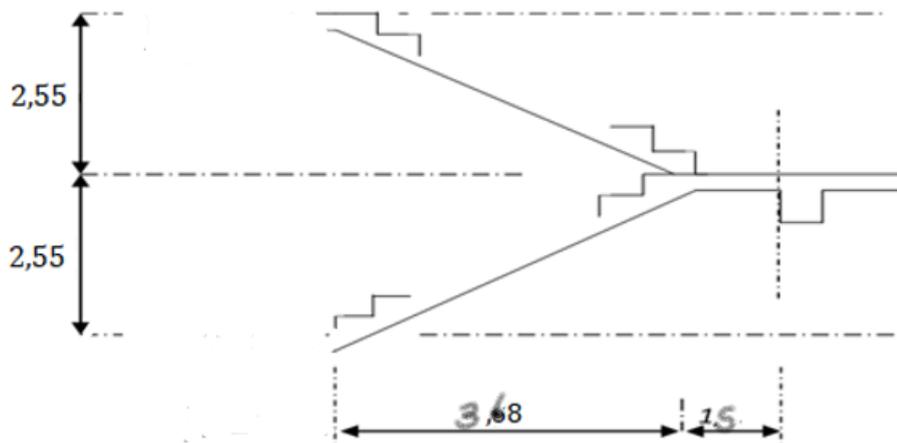
H : hauteur du contre marche

g : largeur de la marche

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

A - L'escalier du RDC :



↙ On a : $2h+g=64$

En utilisant les relations suivantes :

$2h+g=64 \dots\dots\dots a$

$n \times H = h \dots\dots\dots b$

$(n-1) g=L \dots\dots\dots c$

On obtain :

$$n \text{ (nbrs du contre Marche)} = 14$$

$$n - 1 \text{ (nbr du marché)} = 13$$

$$h = \frac{H}{n} = 18 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 28.30 \text{ } \quad \text{donc on prend } 28 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \text{ cm} \leq (2 \times 18 + 28) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases}$$

Condition vérifiée.

- Détermination de l'épaisseur de la paille**

L'épaisseur de la paille est donnée par la formule suivante :

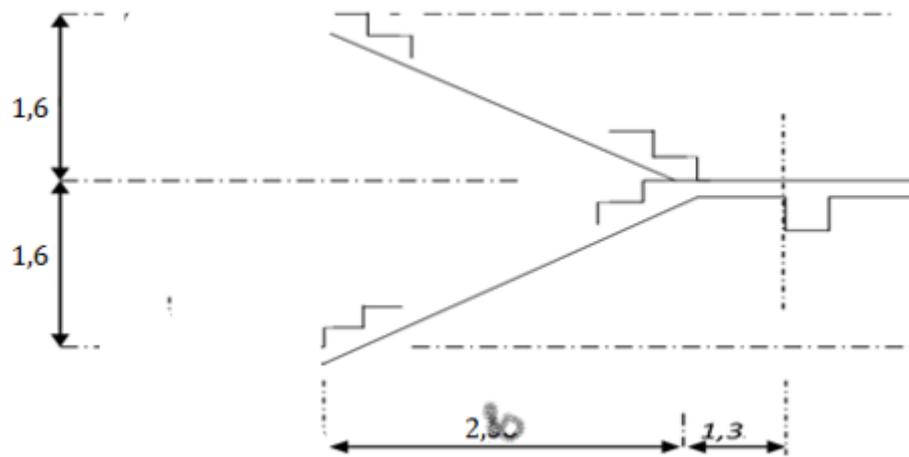
$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

On a : $L_{\text{pai}} = \sqrt{H^2 + L^2} = 447.72 \text{ cm}$

$$\frac{447.72}{30} < e < \frac{447.72}{20} \Rightarrow 14.92 < e < 22.39 \quad \text{donc Mon choix Est } e = 20 \text{ cm}$$

- Angle d'inclinaison de la paille :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0.69 \Rightarrow \alpha = 34.72$$

B – l'escalier de l'autre étage :

On obtient :

$$n \text{ (nbrs du contre Marche)} = 9.86 \rightarrow 10 \text{ (marche)}$$

$$n - 1 \text{ (nbr du marche)} = 9$$

$$h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 31.11 \rightarrow 31 \text{ cm}$$

{	$g + 2h = 65 \text{ cm}$	Vérifiée.
	$16 < 17 < 18 \text{ cm}$	Vérifiée.
	$22 < 31 < 33 \text{ cm}$	Vérifiée.

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

On a :

$$L_{\text{pai}} = \sqrt{H^2 + L^2} = 322.49 \text{ cm}$$

$$\frac{322.49}{30} < e < \frac{322.49}{20} \rightarrow 10.74 < e < 16.12 \rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

- Angle d'inclinaison de la paille :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0.57 \rightarrow \alpha = 29,75.$$

- Palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en BA	0.20	25	5
5-Enduit ciment	0,02	20	0,40
Charge permanente G (RDC)	/	/	6.56
Charge permanente G (Etage courent)			5.56
Surcharge d`exploitation Q	/	/	2.50

Tableau. III.1 : Charges et surcharges du palier.

- Paillasse RDC :

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Marche	0.18	25	$(0.18/2) \times 25 = 2.25$
5-Paillasse	0.20	25	$(25 \times 0,2) / \cos 34.72 = 6.08$
6-Enduit ciment	0.02	20	0.40
7-Gardes corps	/	/	0.20
Charge permanente G	/	/	10.09
Surcharge d`exploitation Q	/	/	2,5

TABLEAU.III.2 : charge et sur charge paillasse RDC.

- Paillasse étages courants :

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Marche	0.17	25	$(0.17/2) \times 25 = 2.125$
5-Paillasse	0.16	25	$(25 \times 0,16) / \cos 29,75 = 4.61$
6-Enduit ciment	0.02	20	0.40
7-Gardes corps	/	/	0.20
Charge permanente G	/	/	8.49
Surcharge exploitation Q	/	/	2,5

TABLEAU.III.3 : charge et sur charge paillasse étage courant.

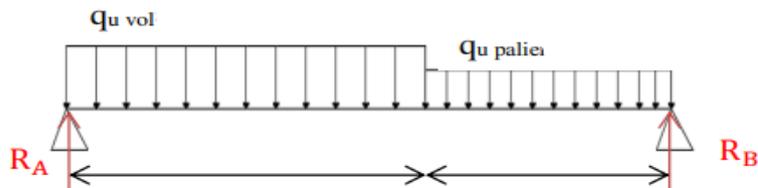
- Combinaisons fondamentales (RDC) :

↙ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_{u \text{ vol}} = (1,35G+1,5Q) \times 1 = 17.37 \text{ KN/ml}$$

Etat limite service (E L S) :

$$q_{\text{ser vol}} = (G+Q) \times 1 = 12.59 \text{ KN/ml.}$$



↙ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_{u \text{ palier}} = (1,35G+1,5Q) \times 1 = 12.61 \text{ KN/ml}$$

Etat limite service (E L S) :

$$q_{\text{ser palier}} = (G+Q) \times 1 = 9.06 \text{ KN/ml.}$$

- Etat limite service (E L U) :

- Réaction des appuis :

$$\sum FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{u \text{ vol}} \times 3.68) + (q_{u \text{ palier}} \times 1.3)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 80.32 \text{ KN}$$

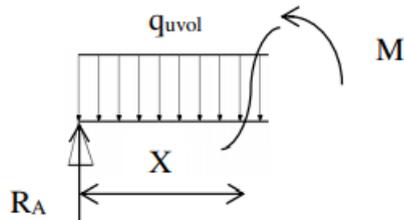
$$\sum F/B = 0 \Rightarrow R_A = 37.84 \text{ kn} \quad \underline{\text{DONC}} : R_B = 42.48 \text{ kn}$$

Vérification :

$$\sum FV=0 \Rightarrow RA + RB - (qu \text{ vol} \times 3.68) - (qu \text{ palier} \times 1.3) = 0$$

• Effort tranchant et moment fléchissant :

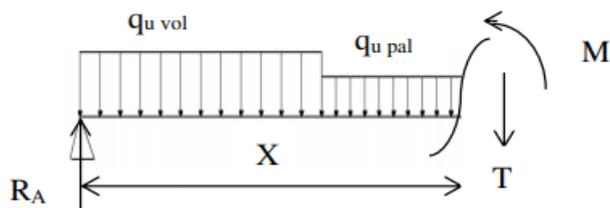
- Section I-I: $0 \leq x \leq 3.68 \text{ m}$



- $T(x) = RA - (qu \text{ vol} \times x)$
- $M(x) = RAx - (qu \text{ vol} \frac{x^2}{2})$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad T = 37.84 \text{ kn} \quad Mx = 0 \\ X = 3.68 \quad T = - 26.08 \text{ kn} \quad Mx = 21.64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Section II-II: $3.68 \leq x \leq 4.98 \text{ m}$



- $T(x) = RA - 3.68 qu \text{ vol} - qu \text{ palier} (x - 3.68)$
- $M(x) = RAx - 3,68 \left(x - \frac{(3.68)}{2} \right) qu \text{ volée} - \frac{(x - 3.68)^2}{2} qu \text{ palier}$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 3.68 \quad T = - 26.08 \text{ KN} \quad Mx = 21.64 \text{ KN.m} \\ X = 4.98 \quad T = - 42.48 \text{ KN} \quad Mx = -22.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \Rightarrow RA - (q_u \text{ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 2,18 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = RAx - \left(\frac{x^2}{2}\right) q_u \text{ vol} = 41.22 \text{ KNm}$$

• Moment en appuis :

$$M_a = -0,2 M_{\text{max}} = -8.25 \text{ KN.}$$

• Moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_{\text{max}} = 32.97 \text{ KN.m}$$

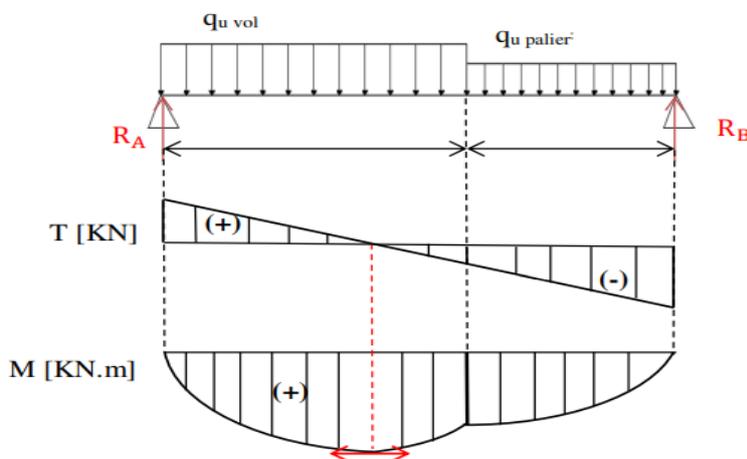


Fig. III.4 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

• Etat limite service (E L S) :

- Réaction des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow RA + RB = (q_s \text{ vol} \times 3.68) + (q_s \text{ palier} \times 1,3)$$

$$\Rightarrow RA + RB = 58.11 \text{ KN}$$

$$\sum F/B = 0 \Rightarrow RA = 27.36 \text{ KN} \quad \text{donc : } RB = 30.75 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum FV = 0 \Rightarrow RA + RB - (qs \text{ vol} \times 3.68) - (qs \text{ palier} \times 1,3) = 0$$

• Effort tranchant et moment fléchissant :

Section I-I : $0 \leq x \leq 3.68$

- $T(x) = RA - (qs \text{ vol} \times x)$
- $M(x) = RAx - (qs \text{ vol} \frac{x^2}{2})$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad T = 27.36 \text{ KN} \quad Mx = 0 \\ X = 3.68 \quad T = - 18.97 \text{ KN} \quad Mx = 15.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section II-II: $3.68 \leq x \leq 4.98 \text{ m}$

- $T(x) = RA - 3.68 \text{ qs vol} - \text{qs palier} (x - 3.68)$
- $M(x) = RAx - 3,68 \left(x - \frac{(3.68)}{2} \right) \text{ qs volée} - \frac{(x - 3.68)^2}{2} \text{ qs palier}$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 3.68 \quad T = - 18.97 \text{ KN} \quad Mx = 15.44 \text{ KN.m} \\ X = 4.98 \quad T = - 30.75 \text{ KN} \quad Mx = - 16.88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \Rightarrow RA - (qu \text{ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 2,17\text{m}$$

$$M \text{ max} = RAx - \left(\frac{x^2}{2}\right) qu \text{ volée} = 29.73 \text{ KNm}$$

• Moment en appuis :

$$Ma = - 0,2 M_{\text{max}} = - 5.95 \text{ KN.}$$

• Moment en travée :

$$Mt = 0,8 M_{\text{max}} = 23.78 \text{ KN.m}$$

	Q(palier) KN/ml	Q(volée) KN/ml	RA KN	Rb KN	Xmax M	Mmax KN.m	M(travée) KN.m	M (appui) KN.m
ELU	17.37	12.61	37.84	42.48	2.18	41.22	32.97	- 8.25
ELS	12.59	9.06	27.36	30.75	2.17	29.73	23.78	- 5.95

Tableau. III.4 : Tableau des sollicitations des escaliers

III.3.3 Calcul du ferrailage :**RDC**

- **Etat limite ultime (E L U) :**

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $F_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$;

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A's (Cm ²)	α	Z (Cm)	A_s^{cal}/ml (Cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (Cm ²)
Appui	8.25	0,018	Oui	0	0,023	17.83	1.33	5T10	3.93
Travée	32.97	0,072	Oui	0	0,093	17.33	5.47	6T12	6.79

Tableau. III.5 : Vérification à l'ELU

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=20cm

Espacements :

- **En travée :** $esp < 100/6 = 16.66 \text{ cm}$ On prend : esp= 16 cm
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ On prend : esp=20cm

Les armatures de répartitions travée :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \text{ _____ Choix : 4T8} \quad A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition appui :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ _____ choix : 3T8} \quad A_r = 1.51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En travée : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 2.48 \text{ cm}^2$ _____ vérifiée

Sur appui : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 2.48 \text{ cm}^2$ _____ vérifiée

Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = 4 \text{ Mpa} ; \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0.236$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \rightarrow 0.236 \text{ MPA} < 4 \text{ MPA} \text{ _____ vérifiée.}$$

▪ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{DONC Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.}$$

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0.236 < 0.05 F_{c28} = 1.5 \text{ MPA} \text{ _____ Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Etat limite ultime (E L S) :

A) En travée :

$M_t = 23.78 \text{ KN}$.

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{32.97}{23.78} = 1.39$

$\alpha = 0.093 \leq 0.995$ _____ Condition vérifiée.

⇒ Conclusion :

- $\sigma_b \leq \sigma_b^-$
- Fissuration peu nuisible ⇒ les armatures calculées à ELU convient à ELS (Aucune vérification pour σ_s).

B) En appuis :

$M_t = 5.95 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.25}{5.95} = 1.39$

$\alpha = 0.023 \leq 0.995$ _____ Condition vérifiée.

⇒ Conclusion :

- $\sigma_b \leq \sigma_{b-}$

• Vérification les efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \underline{\quad\quad} 0.236 < 0.05 F_{c28} \underline{\quad\quad} = 1.5 \text{ MPA}$$

[BAEL91r99 /art-A.5.1,1] _____ [C.B.A.93 / Art B 6.7.2.]

- $\tau_u = 0,236 \text{ Mpa} < \tau_{u-} = 1.5 \text{ Mpa}$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage } → les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

ETAGE COURANT :

- Combinaisons fondamentales (étage courant) :

↙ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_{u \text{ vol}} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 15.21 \text{ KN/ml}$$

Etat limite service (E L S) :

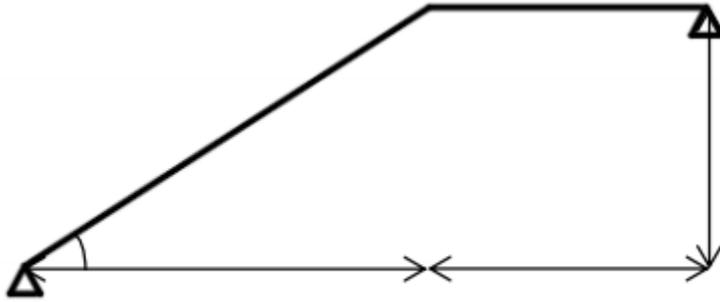
$$q_{ser \text{ vol}} = (G + Q) \times 1 = 10.99 \text{ KN/ml.}$$

↙ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_{u \text{ palier}} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 11.26 \text{ KN/ml}$$

Etat limite service (E L S) :

$$q_{ser \text{ palier}} = (G + Q) \times 1 = 8.06 \text{ KN/ml.}$$



- Etat limite service (E L U) :

- Réaction des appuis :

$$\sum FV = 0 \Rightarrow RA + RB = (qu \text{ vol} \times 2.80) + (qu \text{ palier} \times 1.3)$$

$$\Rightarrow RA + RB = 57.23 \text{ KN}$$

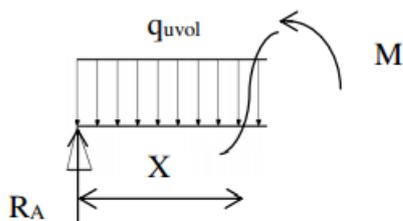
$$\sum F/B = 0 \Rightarrow RA = 26.86 \text{ kn} \quad \underline{\text{DONC}} : RB = 30.37 \text{ kn}$$

Vérification :

$$\sum FV = 0 \Rightarrow RA + RB - (qu \text{ vol} \times 2.8) - (qu \text{ palier} \times 1.3) = 0$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

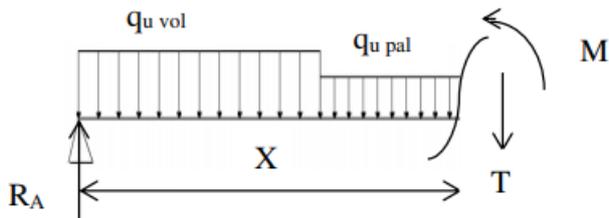
- Section I-I: $0 \leq x \leq 2.8 \text{ m}$



- $T(x) = RA - (qu \text{ vol} \times x)$
- $M(x) = RAx - (qu \text{ vol} \frac{x^2}{2})$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad T = 26.86 \text{ kn} \quad Mx = 0 \\ X = 3.68 \quad T = - 15.73 \text{ kn} \quad Mx = 31.06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Section II*II : $2.8 < x < 4.1$**



$$T(x) = RA - 2.8 \text{ qu vol} - \text{qu palier} (x - 2.8)$$

$$M(x) = RAx - 2.8 \left(x - \frac{(2.8)}{2} \right) \text{ qu volée} - \frac{(x - 2.8)^2}{2} \text{ qu palier}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 2.8 \quad T = - 15.73 \text{ KN} \quad Mx = 15.58 \text{ KN.m} \\ X = 4.1 \quad T = - 30.37 \text{ KN} \quad Mx = -14.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \Rightarrow RA - (qu \text{ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1.77 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = RAx - \left(\frac{x^2}{2} \right) \text{ qu volée} = 23.72 \text{ KNm}$$

- **Moment en appuis :**

$$Ma = - 0,2 M_{\text{max}} = - 4.74 \text{ KN.}$$

- **Moment en travée :**

$$Mt = 0,8 M_{\text{max}} = 18.98 \text{ KN.m}$$

- Etat limite service (E L S) :

- Réaction des appuis :

$$\sum FV=0 \quad \rightarrow \quad RA + RB = (qs \text{ vol} \times 2.8) + (qs \text{ palier} \times 1,3)$$

$$\rightarrow RA + RB = 41.25 \text{ KN}$$

$$\sum F/B=0 \quad \rightarrow \quad RA = 19.32 \text{ KN} \quad \text{donc : } RB = 21.93 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum FV=0 \Rightarrow RA + RB - (qs \text{ vol} \times 2.8) - (qs \text{ palier} \times 1,3) = 0$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.8$

- $T(x) = RA - (qs \text{ vol} \times x)$

- $M(x) = RAx - (qs \text{ vol} \frac{x^2}{2})$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad T = 19.32 \text{ KN} \quad Mx = 0 \\ X = 2.8 \quad T = - 11.45 \text{ KN} \quad Mx = 11.02 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section II-II: $2.8 \leq x \leq 4.1 \text{ m}$

- $T(x) = RA - 2.8 \text{ qs vol} - \text{qs palier} (x - 2.8)$

- $M(x) = RAx - 2.8 \left(x - \frac{(2.8)}{2} \right) \text{ qs volée} - \frac{(x - 2.8)^2}{2} \text{ qs palier}$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 2.8 \quad T = - 11.45 \text{ KN} \quad Mx = 11.02 \text{ KN.m} \\ X = 4.1 \quad T = - 21.93 \text{ KN} \quad Mx = - 10.68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \Rightarrow RA - (q_u \text{ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1.76 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = RAx - \left(\frac{x^2}{2}\right) q_u \text{ volée} = 16.98 \text{ KNm}$$

• Moment en appuis :

$$M_a = -0,2 M_{\text{max}} = -3.39 \text{ KN.}$$

• Moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_{\text{max}} = 13.58 \text{ KN.m}$$

	Q(palier) KN/ml	Q(volée) KN/ml	RA KN	Rb KN	Xmax M	Mmax KN.m	M(travée) KN.m	M (appui) KN.m
ELU	15.21	11.26	26.86	30.37	1.77	41.22	18.32	- 4.74
ELS	10.99	8.06	19.32	21.93	1.76	29.73	13.58	- 3.39

Tableau. III.6 : Tableau des sollicitations des escaliers.

Calcul du ferrailage :

• Etat limite ultime (E L U) :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A's (Cm ²)	A	Z (Cm)	A_s^{cal}/ml (Cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (Cm ²)
Appui	4.74	0,016	Oui	0		14.28	0.95	3T10	2.36
Travée	18.32	0,062	Oui	0		13.94	3.78	5T12	4.52

Tableau. III.7 : Vérification à l'ELU de l'étagé courant.

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=16cm.

Espacements :

- En travée :** On prend : esp=20 cm
- Sur appui :** On prend : esp=33 cm

Les armatures de répartitions travée :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ _____ Choix : 4T8} \quad A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition appui :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 \text{ _____ choix : 3T8} \quad A_r = 1.51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En travée : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 1.98 \text{ cm}^2$ _____ vérifiée

Sur appui : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 1.98 \text{ cm}^2$ _____ vérifiée

Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = 4 \text{ Mpa} ; \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0.210$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \rightarrow 0.210 \text{ MPA} < 4 \text{ MPA}$ _____ vérifiée.

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ DONC Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0.210 < 0.05 F_{c28} = 1.5 \text{ MPA} \quad \text{_____} \text{ Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Etat limite ultime (E L S) :**

A) En travée :

$M_t = 13.58 \text{ KN}$.

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.32}{13.58} = 1.35$

$\alpha = 0.08 \leq 0.475$ _____ Condition vérifiée.

\Rightarrow **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_{b-}$
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à ELU convient à ELS (Aucune vérification pour σ_s).

B) En appuis :

$M_t = - 3.39$ KN.m

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{b-} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.74}{3.39} = 1.39$

$\alpha = 0.020 \leq 0.495$ _____ Condition vérifiée.

\Rightarrow Conclusion :

- $\sigma_b \leq \sigma_{b-}$

• Vérification les efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \underline{\quad} 0.236 < 0.05 F_{c28} \underline{\quad} = 1.5 \text{ MPA}$$

[BAEL91r99 /art-A.5.1,1] _____ [C.B.A.93 / Art B 6.7.2.]

- $\tau_u = 0,236 \text{ Mpa} < \tau_{u-} = 1.5 \text{ Mpa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- ne sont pas nécessaire. \rightarrow les armatures transversales

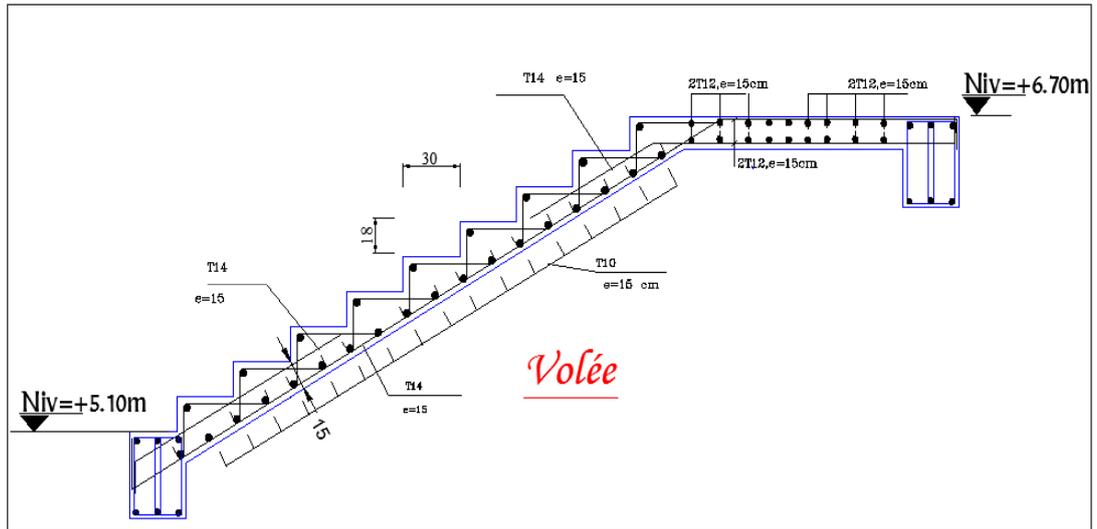


FIG. III.5: ferillage escalier.

III.4 Etude des balcons :

III.4.1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées soumise à leurs poids propres, aux charges permanentes G , aux la surcharges d’exploitations Q et au poids propre du mur P .

On adopte une épaisseur de $h=15$ cm. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

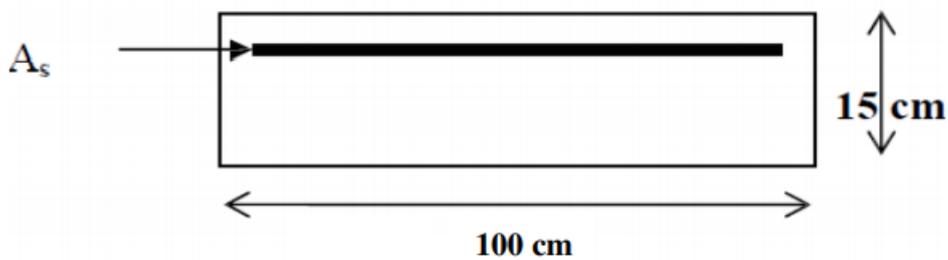


FIG III.6 : Coupe transversale d’un mètre linéaire du balcon.

III.4.2 Descente de charges :• Charges permanentes :

Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de ciment	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.02	17	0.34
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	18	0,36
TOTAL			5,29

Tableau. III.8 : charge et sur charge d'exploitation.

Charge permanente :

Pour 1m de largeur : $G = 5,29 \times 1 \text{ m} = 5,29 \text{ KN/ml.}$

Charge d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$Q = 3,50 \times 1 = 3,50 \text{ KN/m}$$

- $G_u = 1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 3.5 = 12.39 \text{ KN/m}^2$
- $G_s = 8.79 \text{ KN/m}^2$

b) Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 15 \text{ cm}$

$$P = 1.35 \times 3.2 + (0.36 + 0.20) \times 3.2 = 6.11 \text{ KN/m}$$

On considère que le balcon est en porte a faux sur une bande de 1 m.

III.4.3 Calcule des sollicitations :

- Calcul du moment :

$$Mu = - \left(\frac{gu * l^2}{2} + 1.35 Pl \right) = \frac{12.39 * 1.20^2}{2} + 1.35 * 6.11 * 1.20 = - 18.82 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$Tu = - (gu L + 1.35 P) = -(12.39 * 1.2 + 1.35 * 6.11) = -23.12 \text{ KN}$$

III.4.4 Calcule de ferrailage :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{18.82 * 10^3}{100 * 13.5^2 * 14.17} = 0.073 < 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$As = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{18.82 * 10^6}{129.8 * 348} = 4.17 \text{ cm}^2$$

As adopte _____ 5H12 ___ As = 5.65 cm²

- Soit St: 20 cm

- Armature de repartition:

$$A_{rep} = \frac{As}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{rep} = 3H8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- St: 33 cm

Condition de non fragilité :

$$As_{min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; \frac{0.23 bd Ft28}{fe} \right).$$

$$- A_s \text{ min} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 > 1.86 \text{ cm}^2 \text{ _____ CV}$$

Verification de cisaillement:

$$- \tau_u = \frac{TU}{b.d} = 0.17 \text{ MPA}$$

$$- \tau_{ab} < \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$- \tau_u < \tau_{ab} \rightarrow \text{LES ARMATURES TRANSVERSALE NE SONT PAS NECESSAIRES.}$$

• ELS

- Calcul de moment :

$$M_u = - \left(\frac{g_s \cdot l^2}{2} + Pl \right) = \frac{8.79 \times 1.20^2}{2} + 6.11 \times 1.20 = 13.66 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$- \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s (d - y) \text{ _____ } 50 y^2 - 15 (5.65) (12 - y)$$

$$- Y = 3.74 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$$

$$\rightarrow I = 9816.87 \text{ cm}^4$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = 1.26 < \sigma_{badm} = 15 \text{ _____ CV}$$

Contrainte dans acier :

$$\sigma_s = 280 < 348 \text{ MPA} \text{ _____ CV}$$

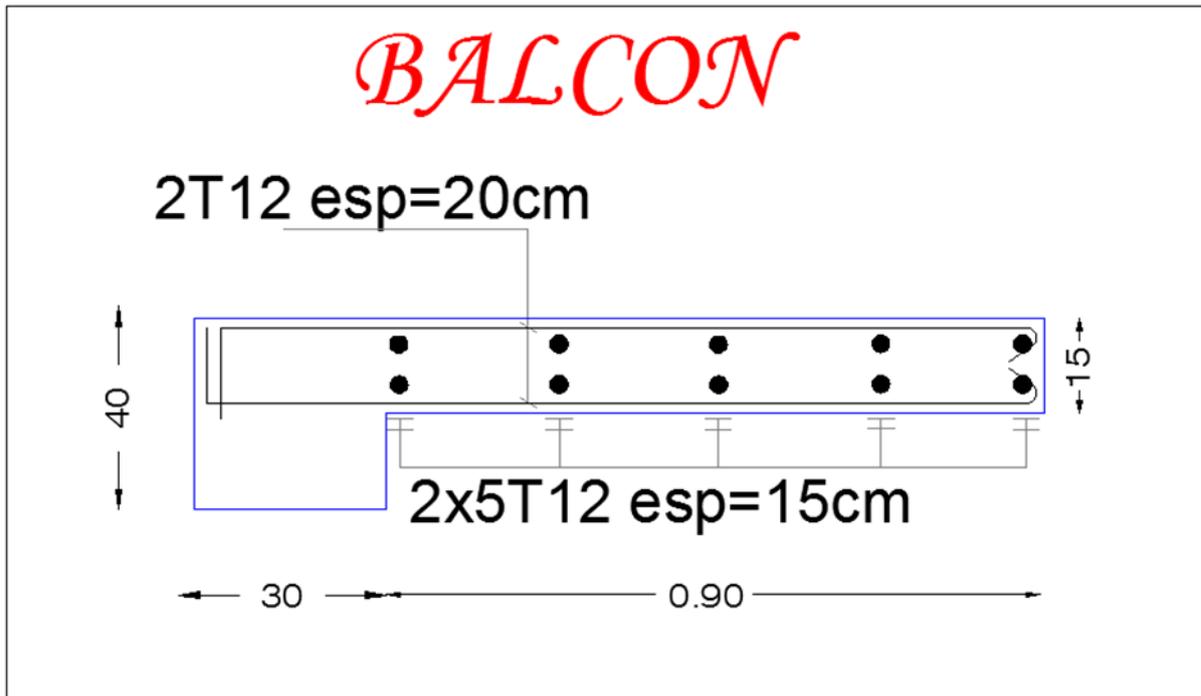


FIG III.7 : ferrailage du balcon.

Chapitre IV. Etude sismique

IV.1 Introduction :

L'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'utilisation de ces connaissances peut permettre de réduire les conséquences des séismes pour la population.

La réponse d'une structure sous charge sismique peut être différente de celle prévue en phase de dimensionnement à cause, par exemple, des défauts de construction, du vieillissement des matériaux et du poids et de l'effet des éléments non structuraux. L'objectif de cette recherche est de reproduire la réponse sismique d'un bâtiment en béton armé de grande hauteur par un modèle par éléments finis calibré et validé par comparaison avec des enregistrements de mouvements de faible amplitude. Le comportement du matériau est considéré linéaire sous le niveau de déformation analysé. Les fréquences propres sont estimées par le modèle numérique et comparées à celles obtenues à partir des données, en utilisant des techniques d'analyse modale opérationnelle. Le modèle numérique est amélioré en mettant en cause les choix de modélisation de départ, en termes de conditions aux limites et de variabilité spatiale de la charge sismique imposée, et en réfléchissant sur les effets des joints sismiques dans la rigidité de la structure sous faibles sollicitations.

Le logiciel utilisé dans notre projet c'est robot structural analysis version 2020.

IV.2. Méthode de calcul :

Le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) propose trois méthodes de calcul dont le choix de la méthode est fonction à la fois du type de la structure et la nature l'excitation dynamique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

- **Méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en **zone III** de groupe d'usage **1B** et sa hauteur dépasse les **17m**.

Donc la méthode de calcul qu'on va l'utiliser c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

IV.3.1. 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.

IV.3.2. Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

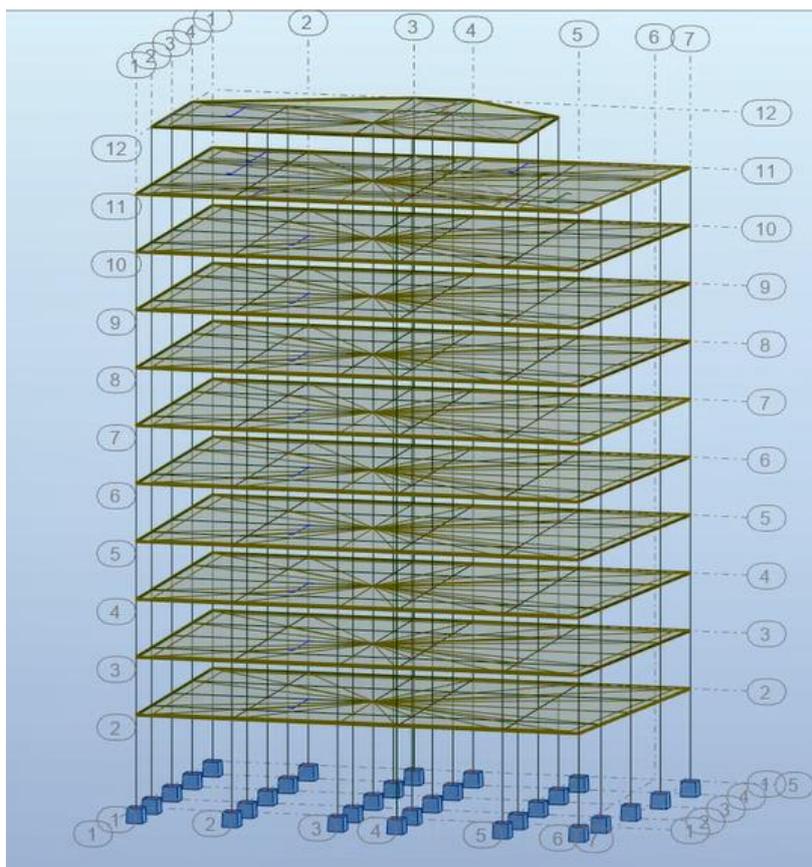


FIG.IV.1 : MODELE SANS VOILES.

IV.3.3. ANALYSE MODALE :

Définition des masses selon le RPA 99 V2003. Masse = G + β*Q
 Avec β = 0.2 pour logement.

ESTIMATION de la période fondamentale expérimentale (Texp)

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$T = C_T * (h_N)^{3/4}$; avec : C_T = Coefficient qui est fonction du système de contreventement et du type de remplissage
 h_N = La hauteur de la structure en mètres mesurée à partir du niveau de base jusqu'au dernier niveau.

$C_T = 0,05$ et $h_N = 37,10$ m → $T = 0,752$ second

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

Donc : $T_{exp} = 1.3 * T$ → $T_{exp} = 0,980$ second

Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique):

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ROBOT), et elle doit être inférieure à la période empirique (Texp).

il faut que : $T_{numérique} \leq T_{exp}$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	0,48	2,09	0,10	82,73	0,00	0,10	82,73	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 2	0,54	1,86	69,75	82,75	0,00	69,65	0,02	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 3	0,58	1,71	83,45	82,97	0,00	13,70	0,22	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 4	1,42	0,70	83,46	94,10	0,00	0,01	11,13	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 5	1,60	0,62	92,43	94,10	0,00	8,97	0,00	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 6	1,73	0,58	94,29	94,14	0,00	1,86	0,04	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 7	2,40	0,42	94,29	97,37	0,00	0,00	3,23	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 8	2,71	0,37	96,87	97,37	0,00	2,58	0,00	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 9	2,89	0,35	97,45	97,39	0,00	0,58	0,02	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07
3/ 10	3,43	0,29	97,45	98,52	0,01	0,00	1,13	0,00	3102767,07	3102767,07	3102767,07

Tableau.IV.1 : périodes sans voiles .

T Robot = 2.09 s > T (RPA) =0.98 s n'est pas vérifier.

La période obtenue avec la méthode numérique est très grande par rapport a la période fondamentale du RPA donc on aura besoin d'ajouter des voiles.

le mode 1 nous donne une participation massique de 82.73% dans la direction Y.

MODELE CONTREVENTE :

On ajoute des voiles pour réduire la période :

D'après le RPA les voiles devront avoir une épaisseur au moins de 15 cm et une largeur supérieure ou égale à 4 fois son épaisseur.

On a ajouté des voiles d'épaisseur e = 25 cm comme indique sur schéma suivant :

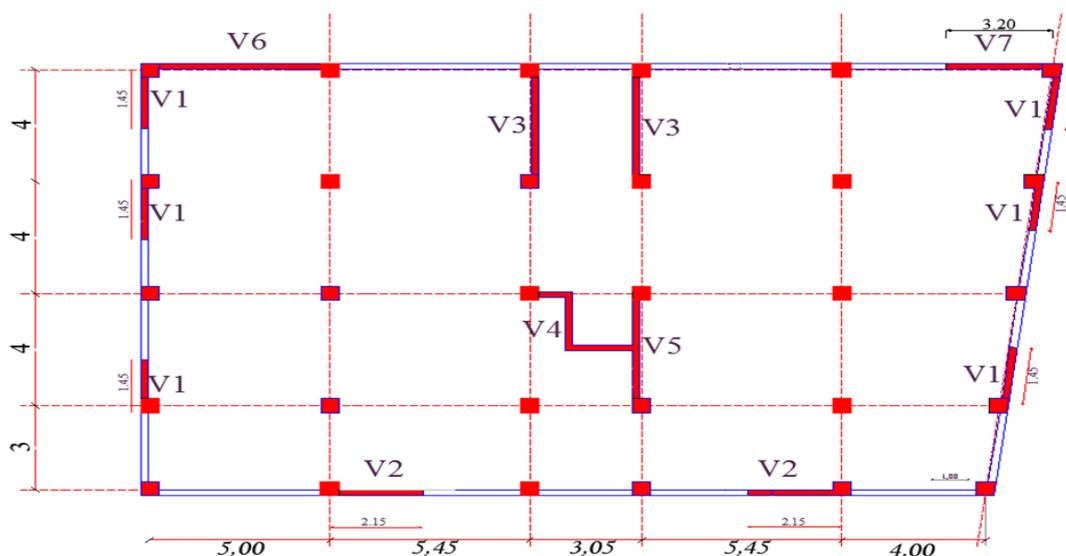


Fig.IV.2 : VUE EMPLACEMENT DES VOILES.

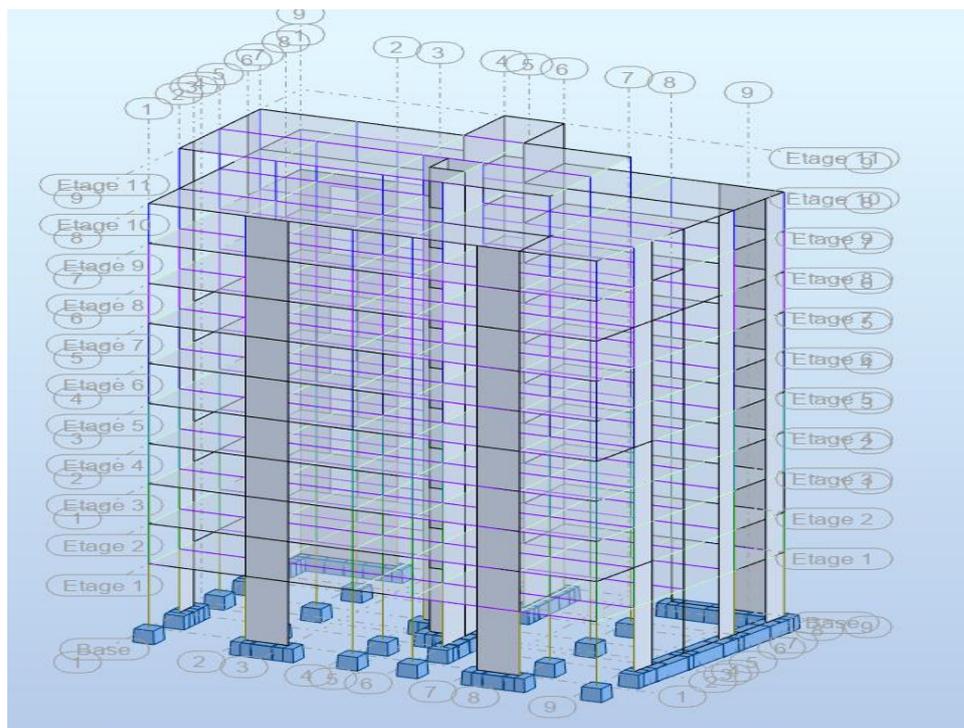


Fig.IV.3 : MODELE 3D CONTREVENTE.

La période obtenue avec ROBOT est : $T = 0.87$ s

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,15	0,87	56,16	5,59	0,00	56,16	5,59	0,00	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 2	1,31	0,76	59,25	66,41	0,00	3,09	60,82	0,00	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 3	1,50	0,67	68,63	67,78	0,00	9,38	1,37	0,00	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 4	3,91	0,26	79,39	68,22	0,00	10,75	0,43	0,00	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 5	4,87	0,21	79,74	81,47	0,01	0,35	13,25	0,00	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 6	5,55	0,18	85,46	85,72	0,01	5,72	4,26	0,00	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 7	7,86	0,13	89,34	85,74	0,01	3,88	0,02	0,00	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 8	9,50	0,11	89,34	85,75	11,66	0,00	0,01	11,66	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 9	9,57	0,10	89,34	85,75	22,76	0,00	0,00	11,09	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 10	9,75	0,10	90,83	87,57	22,77	1,49	1,82	0,02	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 11	10,76	0,09	90,83	87,62	23,53	0,00	0,05	0,76	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 12	10,78	0,09	90,83	87,65	23,64	0,00	0,03	0,11	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 13	11,47	0,09	91,20	92,13	23,66	0,37	4,48	0,01	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 14	11,98	0,08	91,21	92,14	26,47	0,00	0,02	2,81	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 15	12,30	0,08	92,36	92,20	26,71	1,15	0,05	0,24	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 16	12,43	0,08	92,72	92,32	29,43	0,36	0,12	2,73	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 17	12,72	0,08	92,89	92,53	29,44	0,17	0,22	0,01	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 18	13,80	0,07	92,91	92,54	34,42	0,01	0,01	4,97	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 19	14,91	0,07	94,48	92,74	35,59	1,58	0,19	1,17	4104795,64	4104795,64	4104795,64
3/ 20	14,95	0,07	94,65	92,75	41,24	0,16	0,02	5,66	4104795,64	4104795,64	4104795,64

Tableau IV.2 : Tableau des périodes avec voiles .

La période obtenue avec la méthode numérique est égale à la période fondamentale du le mode 1 nous donne une participation massique de 58.41% dans la direction Y.

le mode 2 nous donne une participation massique de 66.13% dans la direction X.

On notera que les mode 1 et 2 sont des modes de translation.

Le pourcentage de participation massique a atteint les 91% au niveau du mode 10.

On peut admettre que le bloc est suffisamment contreventé pour continuer notre étude.

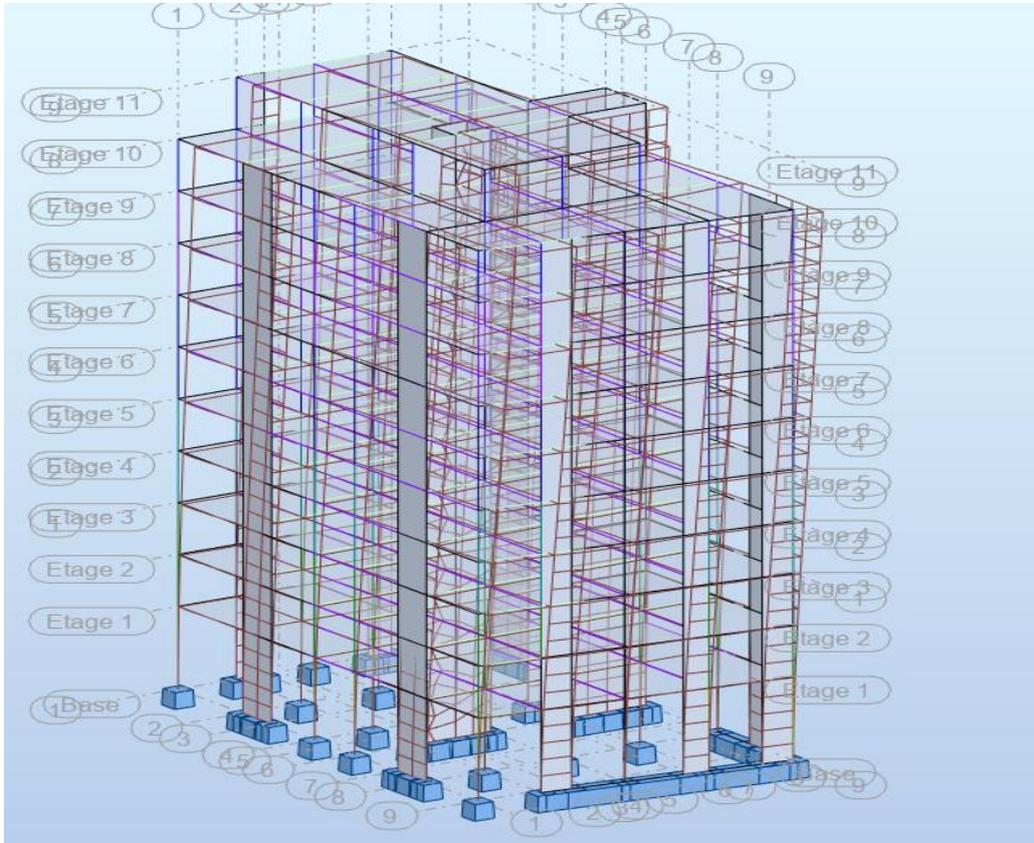


Fig.IV.4 : DEFORMATION MODE 1 (TRANSLATION).

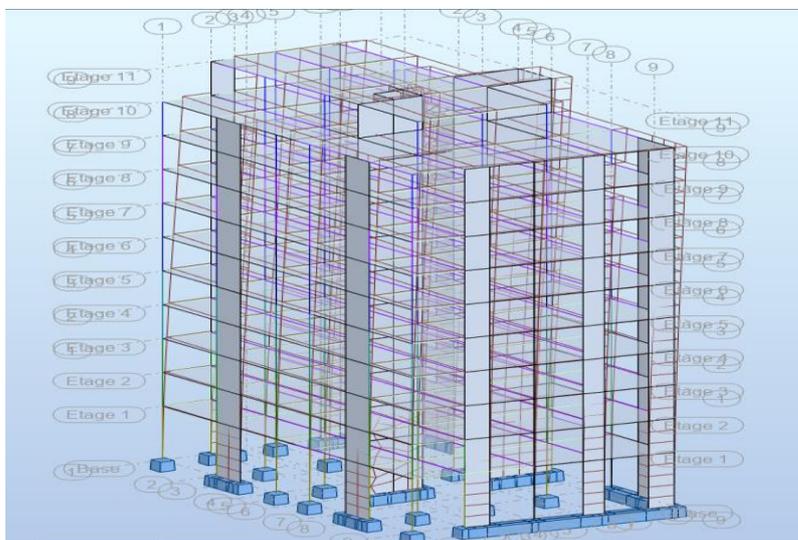


Fig IV.5 : DEFORMATION MODE 2 (Translation)

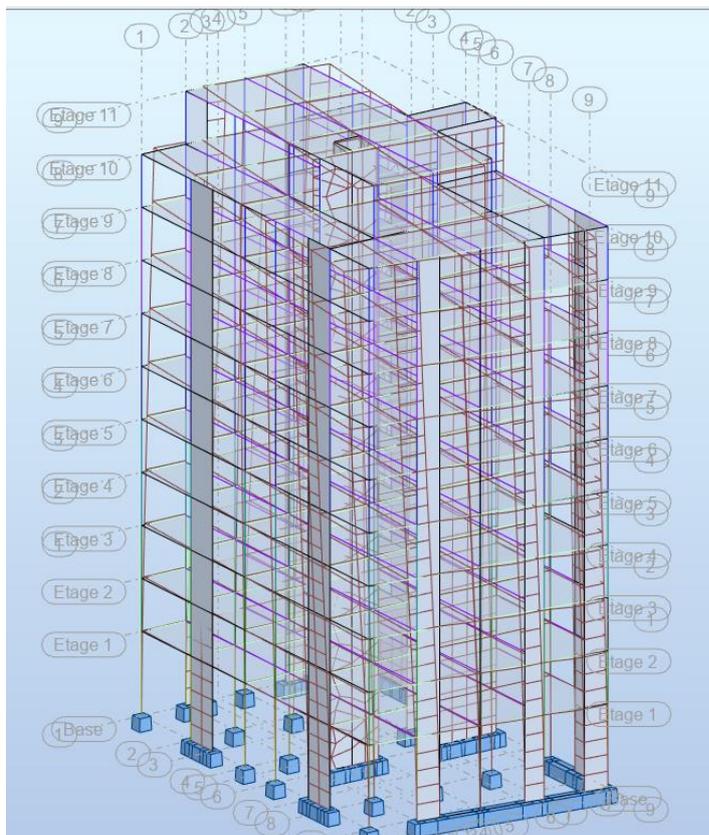


Fig IV.6 : DEFORMATION MODE 3 (TORSION).

IV.3.4. ANALYSE dynamique :

La méthode utilisée dans notre étude est celle préconisée par le RPA: Méthode spectrale.

DEFINITION DU CAS SISMIQUE :

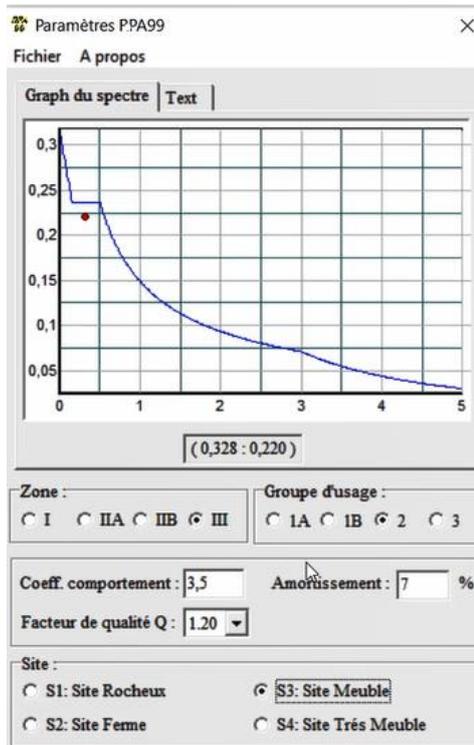
SPECTRE DE REPONSE :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_x}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

- Groupe d usage 2
- Coeff. Comportement 3.5
- Facteur qualité 1.20
- Amortissement 7
- Zone III

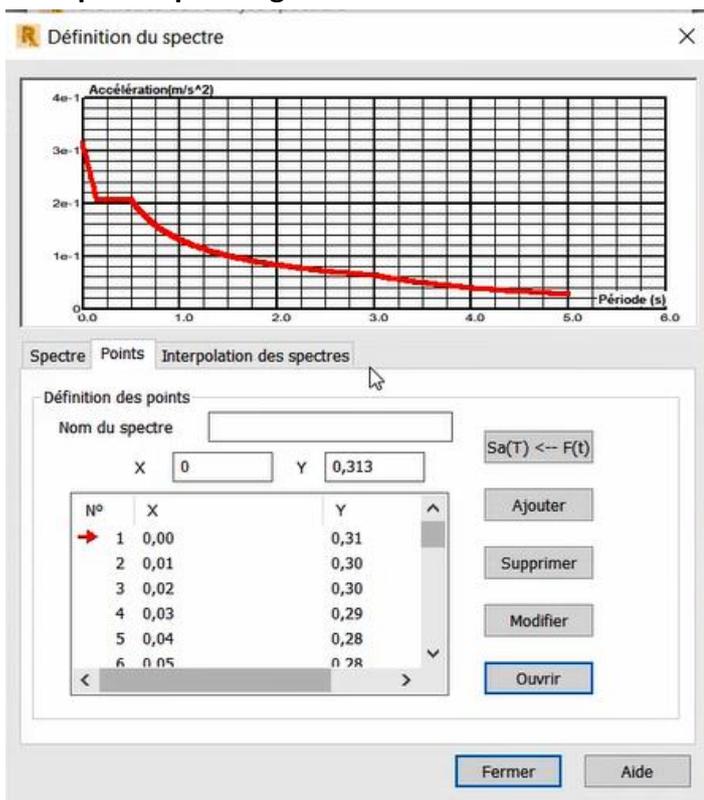
- Classe du sol S3



- Coef Accélération 0.25

Tableau .IV.3 : spectre.

Définition des masses selon le RPA 99 V2003. Masse = $G + \beta \cdot Q$
 Avec $\beta = 0.2$ pour logement.



IV.3.4.1 DEPLACEMENT INTER ETAGES :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad (\text{article 4.4.3 R.P.A99/v2003})$$

$$R = \mathbf{3.50}$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à: $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que: $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}}$ (article 5.10 R.P.A99/v2003)

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,2	0,1	0,2	0,1	0,00	0,00	0,3	0,3	0,1	0,1
4/ 2	0,5	0,3	0,3	0,1	0,00	0,00	0,7	0,6	0,3	0,1
4/ 3	0,9	0,4	0,4	0,2	0,00	0,00	1,2	1,0	0,6	0,2
4/ 4	1,3	0,6	0,4	0,2	0,00	0,00	1,8	1,4	0,9	0,3
4/ 5	1,7	0,8	0,4	0,2	0,00	0,00	2,3	1,8	1,2	0,5
4/ 6	2,2	1,0	0,4	0,2	0,00	0,00	2,9	2,2	1,6	0,6
4/ 7	2,6	1,2	0,4	0,2	0,00	0,00	3,4	2,6	1,9	0,7
4/ 8	3,1	1,4	0,4	0,2	0,00	0,00	4,0	2,9	2,3	0,8
4/ 9	3,5	1,5	0,4	0,2	0,00	0,00	4,4	3,3	2,6	1,0
4/ 10	4,0	1,7	0,5	0,2	0,00	0,00	4,9	3,5	3,0	1,1
4/ 11	4,2	1,4	0,3	-0,2	0,00	-0,00	4,9	2,7	3,3	1,3

Tableau IV.4 : Déplacement selon Ex.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,00	0,00	0,1	0,2	0,0	0,1
5/ 2	0,1	0,4	0,1	0,2	0,00	0,00	0,3	0,5	0,1	0,2
5/ 3	0,2	0,6	0,1	0,3	0,00	0,00	0,5	0,9	0,2	0,4
5/ 4	0,3	1,0	0,1	0,3	0,00	0,00	0,6	1,3	0,3	0,6
5/ 5	0,4	1,3	0,1	0,3	0,00	0,00	0,8	1,7	0,3	0,9
5/ 6	0,6	1,7	0,1	0,4	0,00	0,00	1,1	2,1	0,4	1,1
5/ 7	0,7	2,0	0,1	0,4	0,00	0,00	1,3	2,6	0,5	1,4
5/ 8	0,8	2,4	0,1	0,4	0,00	0,00	1,4	3,0	0,6	1,6
5/ 9	0,9	2,7	0,1	0,4	0,00	0,00	1,6	3,5	0,7	1,9
5/ 10	1,0	3,1	0,1	0,3	0,00	0,00	1,8	3,9	0,8	2,2
5/ 11	1,1	3,5	0,1	0,5	0,00	0,00	1,7	4,2	0,9	2,8

Tableau IV.5 : Déplacement selon EY.

- $D_x * R = 0.5 \times 3.5 = 1.75 \text{ cm}$
- $H/100 = 320 / 100 = 3.2 \text{ cm}$ **OK**
- $D_y * R = 0.5 \times 3.5 = 1.75 \text{ cm}$
- $H/100 = 320 / 100 = 3.06 \text{ cm}$ **OK**

- EFFORT NORMAL REDUIT :

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B * F_{c28}} < 0.3$$

N : l'effort normal de compression s exerçant sur la section du poteau

B : l'aire de la section transversale du poteau.

F_{c28} = 30 MPA.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1794,19	63,58	93,98	7,57	31,22	100,34
Barre	20	315	321	187	449	315
Noeud	35	189	195	94	297	189
Cas	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C)	10 (C) (CQC)
MIN	27,47	-9,78	-6,32	-0,01	-147,96	-23,79
Barre	648	450	443	625	193	443
Noeud	406	264	257	349	127	291
Cas	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	9 (C) (CQC)	13 (C)

$$\text{RDC} \begin{cases} H= 55 \text{ cm} \\ B = 55 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow S = 3300 \text{ cm}^2 \rightarrow v = 0.19 < 0.3 \quad \text{verifier.}$$

- Estimation de l'effort sismique a la base de la structure (V_{st}) :

L'effort sismique a la basse de la structure est estimée par la méthode statique équivalente (MSE) ; il est obtenu a partir de la formule empirique suivant :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W$$

- A = 0.25

- ζ=7%

- η = 0.88

- T = C_T * h_N^{3/4}

$$\bullet T_{x,y} = (0.09 X hn) / \sqrt{L_{x,y}}$$

$$L_x = 25.12 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.67 \text{ s} \rightarrow D_x = 1.821$$

$$L_y = 16.55 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.82 \text{ s} \rightarrow D_y = 1.584$$

$$- Q = 1.20$$

$$- R = 3.5$$

Le poids de la structure (W) :

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
39/ 2802-29/ 13 (C)	-448,93	1,10	9,55	-1,56	-1,53	0,04	-1,13	0,92
145/ 49-51/ 13 (C)	-747,34	-1044,19	16,96	11,79	-15,85	0,05	1,38	-2,82
269/ 2826-27/ 13 (C)	-758,92	0,50	17,69	-2,12	-2,10	0,06	-1,18	2,39
1140/ 45-61/ 13 (C)	-2290,77	102,93	-10,41	-2,04	-1,78	-0,01	-2,28	4,16
1152/ 39-33/ 13 (C)	-2256,42	97,29	-11,04	-2,00	-1,76	-0,01	2,40	-4,34
1164/ 2766-23/ 13 (C)	-852,25	7,60	-20,16	-2,02	-1,92	-0,05	-0,14	0,36
1196/ 29-31/ 13 (C)	-1473,99	-30,09	-11,06	-1,46	-1,53	-0,01	0,80	-0,64
1197/ 17-2784/ 13 (C)	-916,68	-3,11	25,30	-2,09	-2,13	0,06	-0,17	0,37
1207/ 11-2814/ 13 (C)	-629,41	2,54	-14,98	-2,21	-2,13	-0,06	-0,50	0,96
1218/ 47-49/ 13 (C)	-585,01	710,36	-12,78	-11,72	7,76	-0,05	0,41	-0,79
1267/ 51-53/ 13 (C)	-612,81	-777,24	9,52	5,72	-8,48	0,02	2,74	-2,17
1285/ 1-43/ 13 (C)	-2393,97	25,01	6,22	-2,03	-1,96	0,01	11,15	-7,46
1297/ 41-43/ 13 (C)	-951,26	703,38	11,99	-7,90	3,81	0,03	15,79	-4,65
1299/ 549-550/ 13 (C)	-1061,37	5,27	-1,92	-2,00	-1,94	-0,00	-4,19	2,46
1301/ 549-688/ 13 (C)	-1090,36	-2,41	11,30	-2,00	-2,03	0,02	-0,84	1,56
1343/ 55-53/ 13 (C)	-1341,02	-1541,57	-14,24	1,45	-4,14	-0,01	1,73	-0,88

Tableau IV.6 Poids totale de la structure W.

$$W = 18410.5 \text{ kN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 2873.40 \text{ kN} \\ V_y = 2500.28 \text{ kN} \end{array} \right.$$

On doit vérifier $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique} :$

	V dyn (kn)	0.8*Vst (kn)	Observation
Sens X-X	4502.31	2298.719	Vérifier
Sens Y-Y	4311.41	2000.224	Vérifier

L'effort tranchant à la base est assuré.

Pour :

La Justification du facteur de comportement R et Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ on n'a pas besoin deux car R= 3.5 choisis dans notre projet est inferieur a 4.

V.1 ETUDE DE PLANCHERS

V.1.1 Calcul des poutrelles :

V.1.1.2. Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

V.1.1.3. Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 - B = 65 - 53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

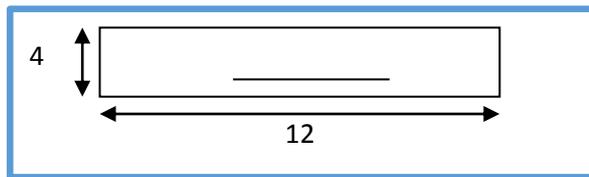
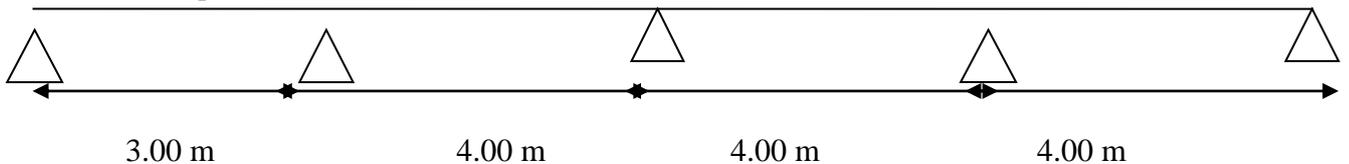


Fig. V.1 : Dimensionnement de la poutrelle

➤ Poutrelles à quatre travées :



Le calcul se fait en deux étapes :

a) Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1\text{kN} \\ 500\text{N/m} \end{cases} \text{ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]}$$

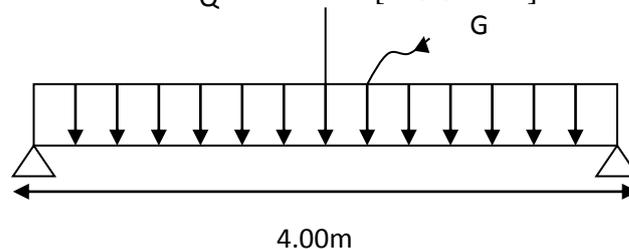


Fig. V.2 : Poutrelle avant coulage.

a) Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

- Poids du corps creux : $0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/ml}$

$$\Rightarrow G = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ kN} \\ 500 \times 4.00 = 2.00 \text{ kN} \end{cases}$

$$\Rightarrow Q = 2.00 \text{ KN}$$

$$\frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 4000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{2000 \times 4000^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} = 74.15 \text{ mm}$$

$$f = 74.15 \text{ mm} > [f] = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Commentaire :

il est nécessaire de prévoir un échafaudage ou des étalements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

➤ Calcul du nombre d'étalement :

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étalement c'est à dire, on suppose qu'on dispose d'un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu'à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

Evaluation des charges et surcharges :*Charges permanentes :**

La poutrelle est soumise à :

Son poids propre : $G_1 = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/ml}$

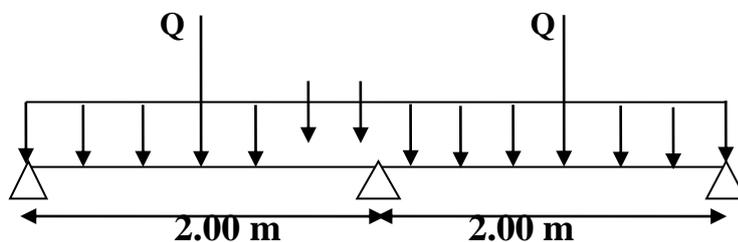
$$\Rightarrow G = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$$

Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1kN \\ 500 \times l(kN) \end{cases}$$

❖ Pour un seul étai au milieu :



$G = 0.77 \text{ kN/ml}$

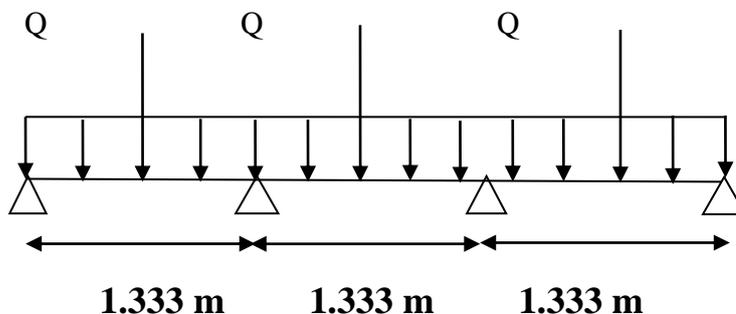
$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1kN \\ 500 \times 2.000 = 1.00kN \end{cases}$$

$\Rightarrow Q = 1.00 \text{ KN}$

$$\frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 2000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1000 \times 2000^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} = 5.16 \text{ mm}$$

$f = 5.16 \text{ mm} > [f] = 4, 00 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$

❖ Pour deux étais :



$G = 0.77 \text{ kN/ml}$

$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1kN \\ 500 \times 1.333 = 0.666kN \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q = 1 \text{ KN}$$

$$\therefore \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 1333^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1000 \times 1333^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} = 1.04 \text{ mm}$$

$$f = 1.04 \text{ mm} < [f] = 4,00 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Resultats:

2 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

b) Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

• Méthodes de calcul :

1. La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$1) M_t + \frac{M_\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 & \dots\dots\dots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 & \dots\dots\dots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 & \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 & \dots\dots\dots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique = $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

- **Exposé de la méthode : [2]**

2. Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive :

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L & \text{pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\text{Où : } \gamma = \frac{k_w}{k_e} \text{ et } k_e = \frac{I_e}{l_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l_w}$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{I_w l_e}{I_e l_w}$$

Cas particulier :

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

Le coefficient de rigidité :

$$\gamma = \frac{l_e}{l_w}$$

Le moment aux appuis :

$M_{\text{app}} = 0,2 M_0$ Appuis de rives

$$M_{\text{app}} = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5 (l_w + l_e)} \text{ Appuis intermédiaires}$$

Le moment en travée :

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée ($x = L/2$) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Après le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

a) Calcul des sollicitations :

- **Plancher terrasse :**

$$G = 6.50 \times 0.65 = 4.23 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 6.70 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) = 4.88 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant :**

$$G = 6.00 \times 0.65 = 3.90 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 6.73 \text{ kN/ml}$$

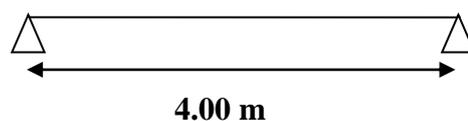
$$P_s = (G + Q) = 4.88 \text{ kN/ml}$$

- ❖ **Poutrelles à une seule travée :**

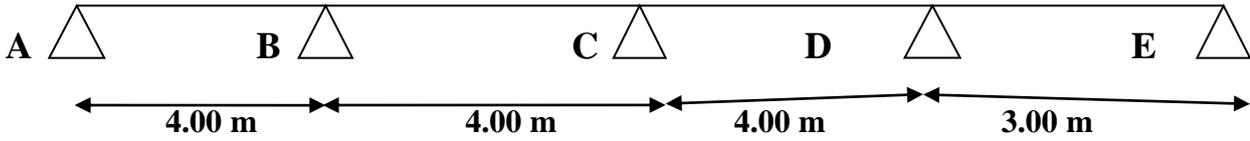
Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$$M_t = 0,85 M_o$$

$$M_a = M_b = -0,5 M_o$$



❖ Poutrelles à quatre travées :



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$Q=1.5 \times 0.65=0.975 \text{KN/m} \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN}) \dots\dots\dots \text{C.V}$

$I1=I2=I3= I4=I5= \dots I_n \dots\dots\dots \text{C.V}$

$0.8 < L_n / L_{n+1} < 1.25 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

Caractéristiques des matériaux

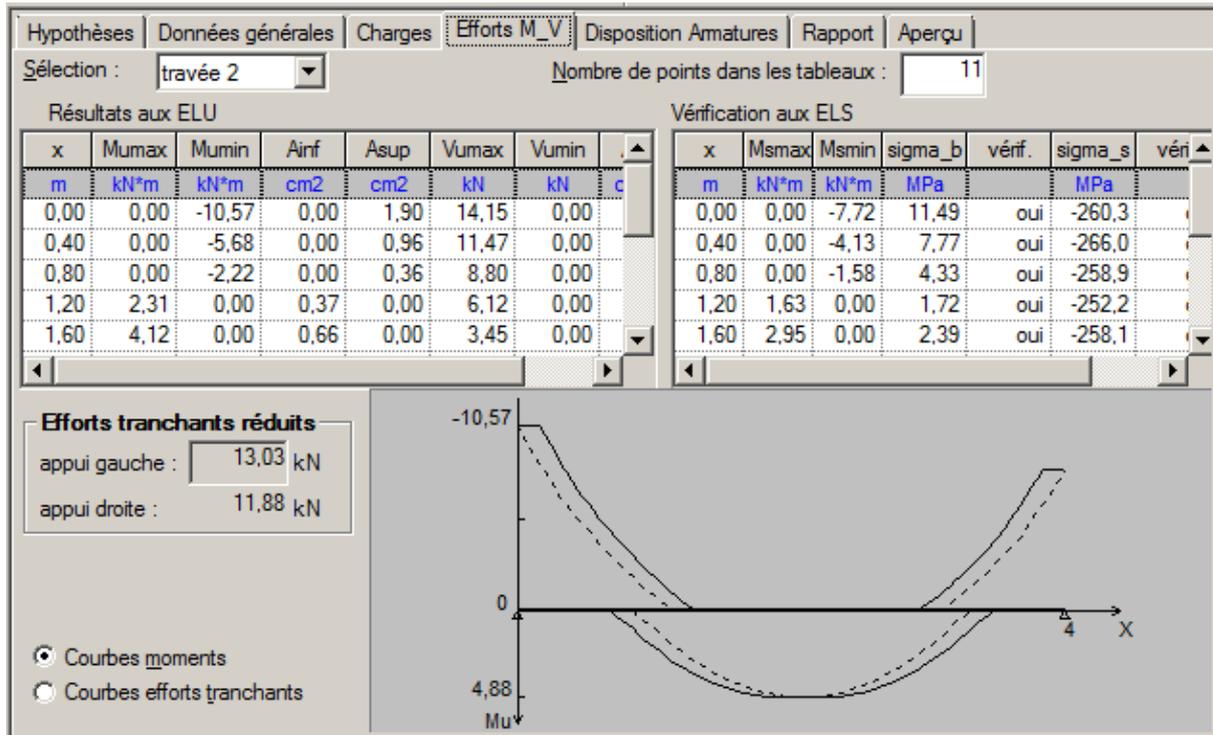
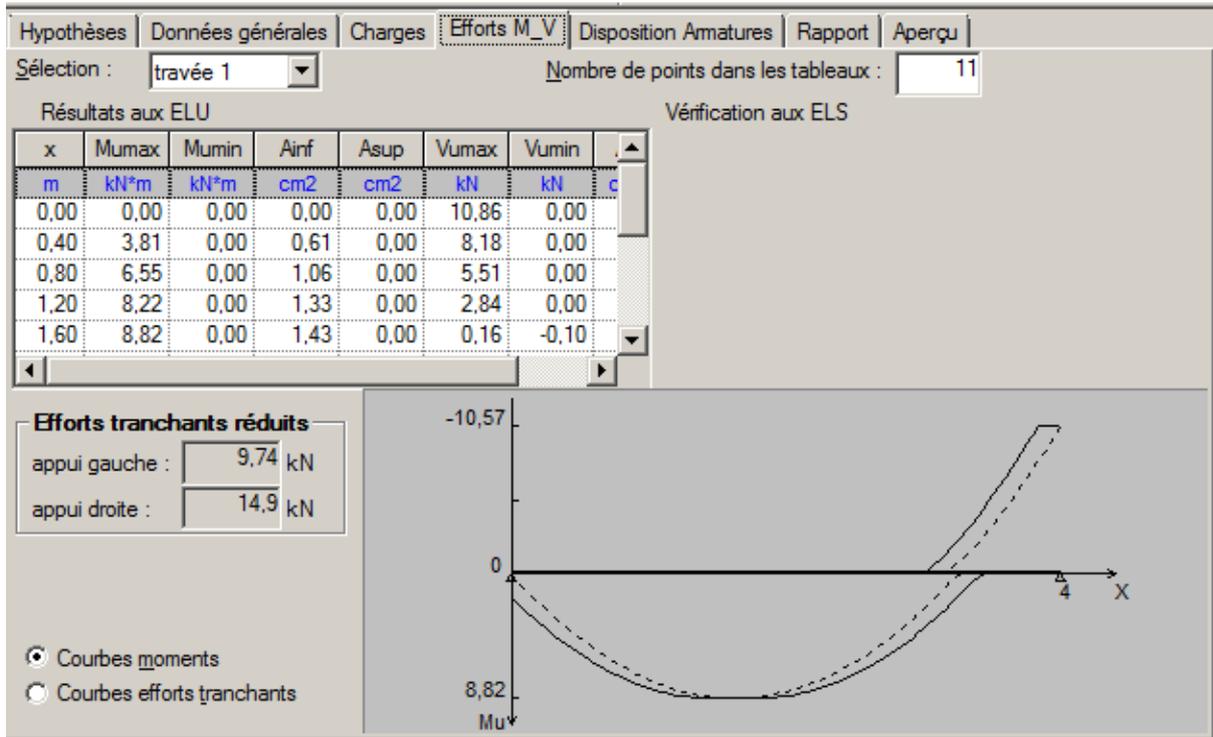
Résistance du béton à 28 jours : f_{cj} 25 MPa Coeff. équival. acier/béton : n 15
 Limite élast. aciers longitudinaux : f_{e} 400 MPa Coeff. durée chargement : θ 1
 Limite élast. aciers transversaux : f_{e} 400 MPa Coeff. sécurité du béton : γ_b 1.5
 Module d'élasticité d'acier : E_a 200 000 MPa Coeff. sécurité de l'acier : γ_s 1.15
 Dimension des granulats : C_g 25 mm Coeff. scellement armatures : ψ 1.5

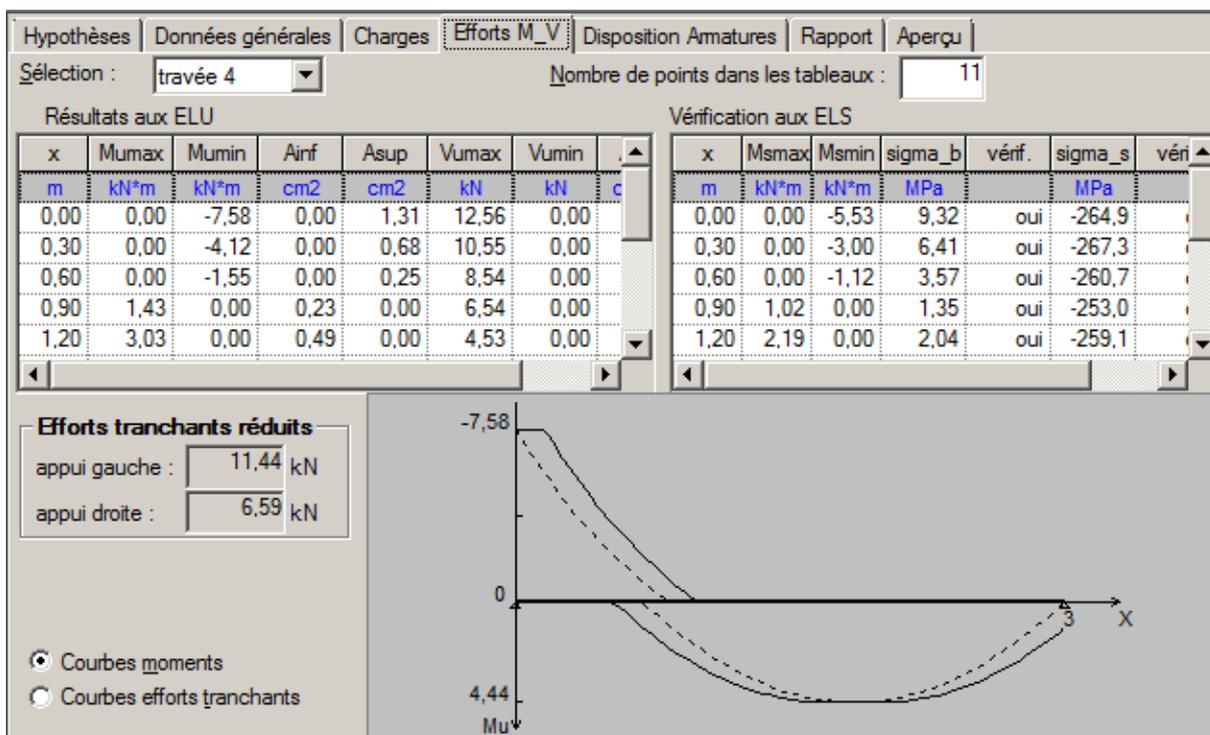
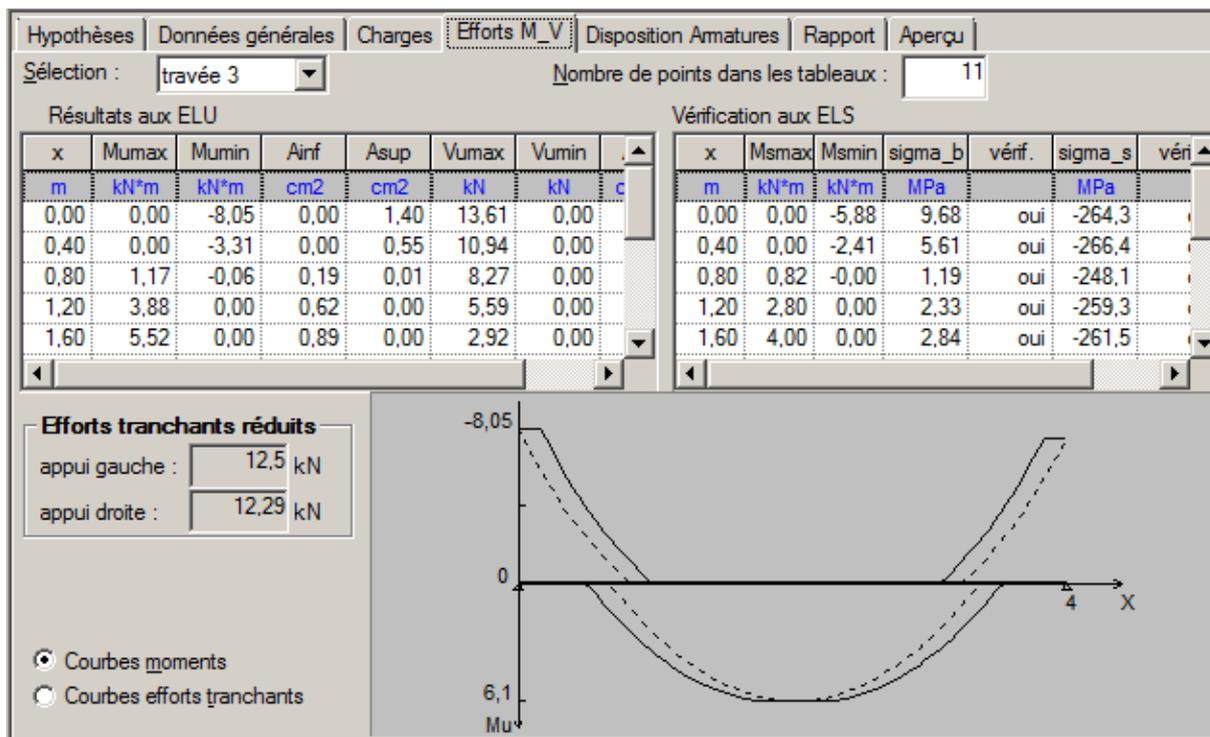
Travée	l	b	b0	h	h0	d'	c
	m	cm	cm	cm	cm	cm	cm
travée 2	4,00	65,0	12,0	20,0	4,0	2,0	2,0
travée 3	4,00	65,0	12,0	20,0	4,0	2,0	2,0
travée 4	3,00	65,0	12,0	20,0	4,0	2,0	2,0

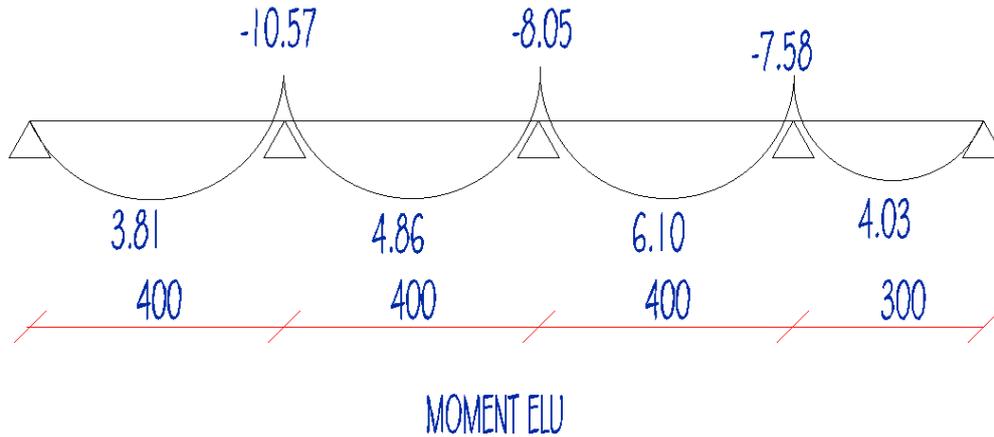
Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Reprise bétonnage





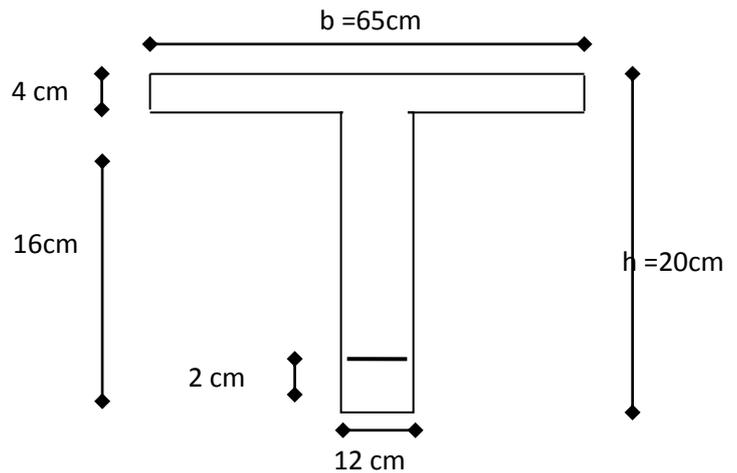


V.1.1.4.Ferraillage des poutrelles :

$$M_{tmax} = 10.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{amax} = 14.87 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 19.00 \text{ kN}$$



Position de l'axe neutre :

$$\text{Le moment équilibré par la table : } M_0 = b \cdot h_0 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

avec : $b = 65 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $F_e E 400 \text{ MPa}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.10 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 650 \cdot 180^2} \Rightarrow \mu = 0.036 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\text{Tableau : } \beta = 0.982 \Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **A=2HA12=2.26 cm²**

Conditions de non fragilité : selon le CBA93 [2]

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{B}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{(C.V)}$$

Donc : on adopte la section suivante : $A = 2.26 \text{ cm}^2$.

• **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×20) cm²

$$M_{\text{app}} = 14.87 \text{ kN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.57 \cdot 10^6}{120 \times 180^2 \cdot 14.2} = 0.19 < \mu_l = 0.292$$

Donc $A'=0$

$$\text{Tableau : } \beta = 0.840 \Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.83 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **A = 2HA12 = 2.26 cm²**

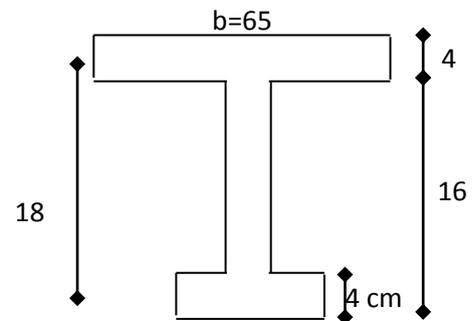
Conditions de non fragilité :

$$A = 3.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{B}{1000} = 0.24 \text{ cm}^2 \text{(C.V)}$$

Armatures transversales :

• **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_u \text{ max} = 14.90 \text{ kN}$ (Effort tranchant max)



$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14.9 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.69$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0.69 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \quad (\text{C.V})$$

- **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.9d \\ 40 \text{cm} \end{array} \right\} = (16.2; 40 \text{ cm})$$

Donc: $S_t = 15 \text{ cm}$;

- **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\} = \{ 5.71; 16; 12 \} \text{ (mm)}$$

$$\text{On adopte } \phi_t \leq 5.71, \text{ on prend : } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 28.27 \text{ mm}^2$$

a_t : section d'une barre

n_t : nombre des barres

$$a_t = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ et } n_t = 2 \Rightarrow A_t = a_t n_t = 0.56 \text{ cm}^2.$$

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales ($F_c E 400$).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{MPa} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{MPa} \geq 0.4 \text{MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_c [\cos \alpha + \sin \alpha]} \right) \Rightarrow 0.0031 > 0.0008 (\text{C.V})$$

Avec : $K=1 \rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

$\alpha=90^\circ$ Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60 \text{ kN}$$

Avec : $a = \text{Min} [0.9 d ; (C-e-2)] = \text{Min} [16.2 ; 26] \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 19.00 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN} \text{ (C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire :

$$V_u + (M_u / 0.9d) = 19 + [(-14.87) / (0.9 \times 0.18)] = -72.79 < 0$$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$$\sigma_{b\text{moy}} = V_u / ab_0 \leq \bar{\sigma} = 1.3 f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec: } V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 33.26 \text{ kN}$$

$\sigma_{b\text{moy}}$: la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$$\sigma_{b\text{moy}} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 21.67 \text{ MPa} \quad \text{(C.V)}$$

Donc : la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/ Vérification à l'ELS :○ **En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 7.85 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $A = 2.26 \text{ cm}^2$. $A' = 0$

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4}{2} - 15 \cdot 2.26 \cdot (18 - 4) = -34.5 < 0$$

Donc :

l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante:

$$y_1^2 + D y_1 - E = 0 \quad \text{avec : } 0 < y_1 \leq d$$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(2.26)}{12} \Rightarrow D = 40.98$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \cdot 2.26 \cdot 18}{12} \Rightarrow E = 243.03$$

$$\Rightarrow y_1 = 5.26 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{1}{3}(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I = 8620.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{7.85 \cdot 10^6 \cdot 52.6}{8620.07 \cdot 10^4} \Rightarrow \sigma_b = 4.79 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b \quad \text{(C.V)}$$

Tableau V.1 : Vérification à l'E.L.S En travée.

M_{ser} kN.m	A_u m ²	y_1 cm	I cm ⁴	K N/mm ³	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Observation
7.85	2.26	5.26	8620.07	0.091	4.79	15.00	(CV)

○ **Aux appuis :**

Tableau V.2 : Vérification à l'E.L. S aux appuis

M_{ser} kN.m	A_u m ²	y_1 cm	I cm ⁴	K N/mm ³	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Observation
10.78	3.08	5.74	10948.73	0.072	4.12	15.00	(CV)

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

3°/ Etat limite de déformation : [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{485} = 0.0412 < 0.0625 \quad \text{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0412 > \frac{7.85}{10.14.35} = 0.055 \quad \text{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0104 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{(C.N.V)} \end{array} \right.$$

Puisque il y'a deux condition, n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche :[2]

$$M_{ser} = 7.85 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12.18} = 0.0104.$$

$$\rho = 1.04 \% \Rightarrow \beta_1 = 0.858 \quad (\text{Tableau}).$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 224.91 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right) 0.0104} = 3.95$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 1.58$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0104 \cdot 224.91 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.679$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0 \cdot h^2}{2} + \frac{(b - b_0) \cdot h_0^2}{2} + 15A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15A} = 10.20 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I = \frac{b_0}{3} [y^3 + (h - y)^3] + \frac{(b - b_0) h_0^3}{12} + h_0 (b - b_0) (y - h_0 / 2)^2 + 15A (y - d)^2 = 24609.626 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 7439.836 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 13170.213 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 1/3 E_i = 10819 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{7.85 \times 10^6 \times (4.85 \times 10^3)^2}{10 \cdot (32164.2 \times 7439.836 \times 10^4)} \Rightarrow f_i = 7.72 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{7.85 \times 10^6 \times (4.85 \times 10^3)^2}{10 \cdot (10819 \times 13170.213 \times 10^4)} \Rightarrow f_v = 12.96 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 12.96 - 7.72 = 5.24 \text{ mm}$$

$$\text{Il faut avoir : } \Delta f_t \leq f_{t\text{limite}} = \bar{f}$$

$$\text{Avec : } f_{\text{limite}} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } \Delta f_t = 5.24 \text{ mm} < f_{\text{limite}} = 20 \text{ mm}$$

Avec :

L : longueur de travée.

I₀ : le moment d'inertie de la section rendue homogène.

f_{t28} : la résistance caractéristique du béton à la traction.

σ_s : la contrainte de traction effective de l'armature.

ρ : Le pourcentage d'armature égal à: A/b₀d.

M_{ser} : moment de service maximum dans la travée.

f_i : les déformations instantanées.

f_v : les déformations de longue durée.

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux

Tableau V.3 : Récapitulation des résultats de la flèche.

M (kN.m)	A (cm ²)	y (cm)	ρ	β ₁	σ _s (MPa)	μ	λ _i	λ _v
7.85	2.26	10.20	0.0104	0.858	215.74	0.679	3.95	1.58
I (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	L(m)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf(mm)	f _{adm} (mm)	Δf < f _{adm}
24609.626	7439.836	13170.213	4.85	7.72	12.96	5.24	9.70	C.V

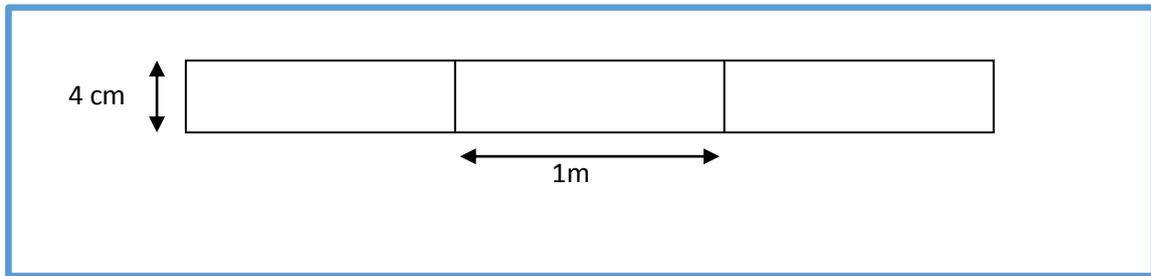


Fig.V.4 : Schéma de la Table de compression

V. 1.2. PLANCHER DALLE PLEIN

Dalle pleine :

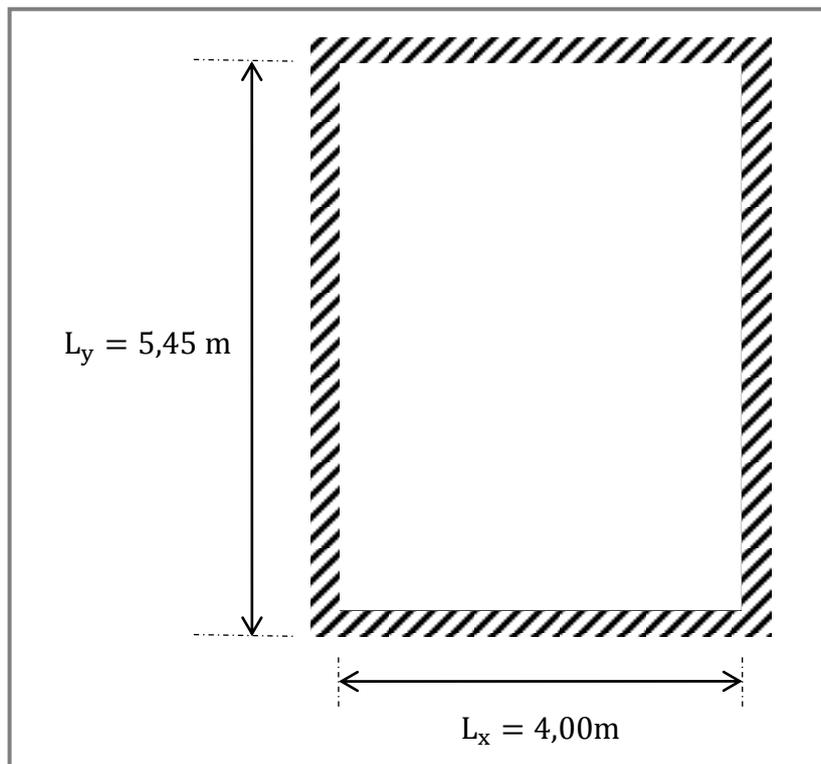


Figure V.5 : Schéma statique de la dalle

a) Combinaisons des charges :

$$G = 6,29 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 12,24 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 8,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5,45} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

1. Calcul des moments :

– Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

– Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients de μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

Avec :

– ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0710 \\ \mu_y = 0,4034 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13,73 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 5,53 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 12,225 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,95 M_y = 5,25 \text{ kN.m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 6,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_x = 4,12 \text{ kN.m}$$

2. Ferraillage de la dalle :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kN /m ²)	μ	A'_s (cm ²)	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	12,225	0,063	0	13,06	3,59	5T10	3,93	20

	y-y	5.25	0,032	0	13,28	1,80	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	6.87	0,042	0	13,21	2,36	5T8	2,51	20
	y-y	4.12	0,025	0	13,32	1,41	5T8	2,51	20

Tableau V.4 : Ferrailage de la dalle pleine3. Vérifications Nécessaires :a) Espacement :

➤ En Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45\text{cm}}\right) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ En Appuis :

$$\text{Sens x-x et y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

b) Vérification :

1. Condition de non fragilité :

$$h=e=15\text{cm}; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,40\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,67 \end{cases}$$

➤ En Travée :

- Sens x-x :

$$A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,40\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,20\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Sur Appuis :

- Sens x-x :

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,24 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- Sens y-y :

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

2. Contraintes du béton au cisaillement (effort tranchant) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,24 \times 5,45 \times 4,00}{2 \times 4 + 5,45} = 19,84 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 16,32 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max} \left(\begin{matrix} T_x \\ T_y \end{matrix} \right) = 19,84 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{19,84 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,147 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

c) Vérfication à l'ELS :

1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0767 \\ \mu_y = 0,5584 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 10,79 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,02 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 8,09 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,95 M_y = 5,72 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = 0,5 M_x = 5,39 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0,3 M_x = 3,24 \text{ kN.m} \end{cases}$$

2. Vérfication de la contrainte du béton :

On considère la fissuration préjudiciable.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = c' = 1,5 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; L_x = 4,00 \text{ m} ; L_y = 5,45 \text{ m}$$

- Vérfication des contraintes :

On doit vérfier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left(\frac{240}{110 \sqrt{n f_{tj}}} \right) \end{array} \right) = 240 MPa \end{array} \right.$$

- Position de l'axe neutre & Moment d'inertie :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

alors : $\frac{b}{2} y'^2 + nA'_s(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

y' : est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcul le moment d'inertie

$$\Delta = b^2 - 4ac \text{ avec } \begin{cases} a = \frac{b}{2} \\ b = n \cdot A'_s + n \cdot A_s \\ c = n(c' \cdot A'_s + d \cdot A_s) \end{cases}$$

$$\text{Les racines sont : } y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$I = \frac{b}{3} y'^3 + nA_s(y' - c')^2 + nA_s(d - y')^2$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_s} = 15$$

	Sens	M_{ser} (kN.m ²)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	8.09	3,93	3,44	7545,50	7,589	15	Ok	332,47	240	Non
	y-y	5.72	3,93	3,44	7545,50	4,080	15	Ok	178,73	240	Ok
Appuis	x-x	5.39	2,51	2,83	5108,91	4,676	15	Ok	263,99	240	Non
	y-y	3.24	2,51	2,83	5108,91	2,807	15	Ok	158,46	240	Ok

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Etant donné que la contrainte ne vérifie pas donc on est dans l'obligation d'augmenter la section d'acier les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

	Sens	M_{ser} ($kN.m^2$)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	8.09	5,65	4,01	10316,14	6,465	15	Ok	229,46	240	Ok
	y-y	5.72	5,65	4,01	10316,14	3,476	15	Ok	123,35	240	Ok
Appuis	x-x	5.39	3,93	3,44	7545,50	3,847	15	Ok	168,53	240	Ok
	y-y	3.24	3,93	3,44	7545,50	2,309	15	Ok	101,16	240	Ok

Tableau V.6: Vérification des contraintes à l'ELS

- Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{35} \text{ à } \frac{1}{27} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \text{Or : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = 0,030 < \frac{M_t}{20M_x} = 0,049 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{h}{L_x} = 0,030 \geq 0,025 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 4,18 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

- f_i : la flèche due aux charges instantanée.
- f_v : la flèche due aux charges de longue durée

Remarque :

La flèche est calculée sur la petite portée (L_x)

- Moment d'inertie de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left(A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right)$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec :

- $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$: Coefficient pour la déformation instantanée
- $\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$: Coefficient pour la déformation différée
- $\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armatures
- $\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

La contrainte de traction effective dans l'armature correspondant au cas de charge considéré :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot Z}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	ρ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
8.09	5,65	4,19x 10 ⁻³	229,46	5,01	2,005	0,38	31176	11809,90	19463,99

Tableau V.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul de la flèche de déformation instantanée :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l_x^2}{10 E_i \cdot I_{fi}}$$

Avec :

- $l = 5 \text{ m}$
- E_i : Module de déformation instantanée.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f_i = \frac{8,09 \times 4^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 11809,90} = 0,34 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche de déformation différée :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l_x^2}{10 E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec :

- $l = 5 \text{ m}$
- E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{C28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f_v = \frac{8,09 \times 4^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 19463,99} = 0,61 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche :

$$\bar{f} > f_t = f_v - f_i$$

Avec :

- \bar{f} : La flèche admissible.

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} & \text{Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{Si la portée } L \text{ est supérieur à } 5\text{m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_t = 0,61 - 0,34 = 0,27 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

D'où $\bar{f} = 1 \text{ cm} > f_t = 0,09 \text{ cm}$ La condition est vérifiée

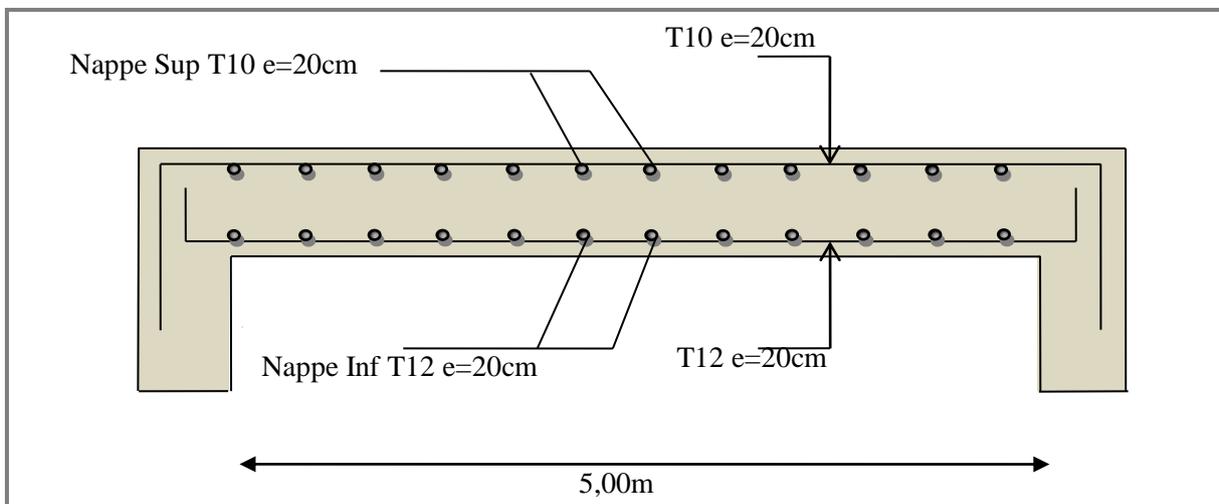


Figure V.5 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine .

V.2 Ferrailage des portiques :

V.2.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

V.2.2 Définition :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

V.2.3 Ferrailage:

- Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

- Les combinaisons prises en compte sont :

★ Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

- a. $1,35G+1,5Q \rightarrow$ Etat limite ultime.
 b. $G+Q \rightarrow$ Etat limite service.

★ Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003 :

- a. $G + Q \pm E$
 b. $0,8G \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel robot structural analys 2020.

VI.2.3.a Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30×45) cm².
- Poutres secondaires : (30×40) cm².

Ferrailage réglementaire :

a) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

- Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% en toute section, donc :

- Armature minimale : 0,9% B
- Armatures maximales {
 - 4% B en zone courante
 - 6 % B en zone de recouvrement

Avec :

B : Section de la poutre

- Longueur de recouvrement est 50ϕ en zone III (RPA /V2003).
- **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \min = 0,003 \times S \times b \text{ ____ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$.
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

b) **Règlement BAEL.91 : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (F_t 28 / F_e) \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues (BAEL91)}$$

- **A- Ferrailage de la poutre principale par robot :**

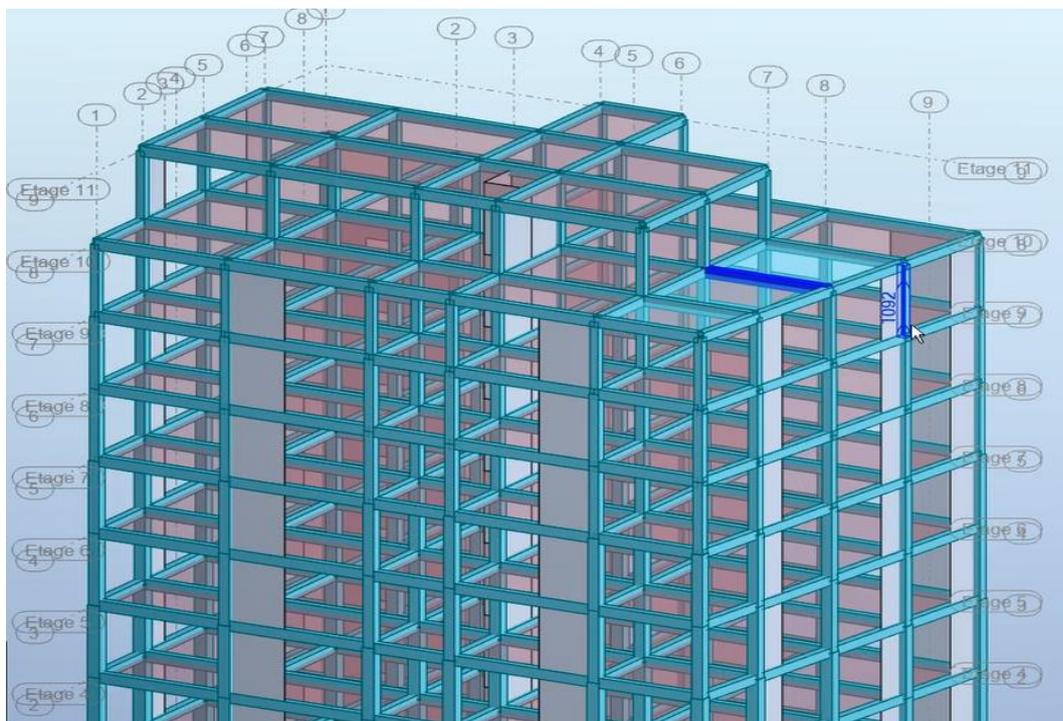


FIG.V.6 : poutre principale la plus sollicitée.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	40,43	5,07	149,90	11,01	77,28	4,25
Barre	734	734	737	1019	1084	734
Point	auto x=1,26 (+)	auto x=2,15 (+)	x= 0,0	x= 0,0	+/- FZ x=2,22	auto x=1,26 (-)
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-64,00	-7,37	-140,32	-12,18	-179,56	-5,00
Barre	606	734	731	1014	737	734
Point	auto x=2,30 (+)	x= 0,0	x=5,45	auto x=4,36 (+)	x= 0,0	x= 0,0
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

Tableau V.8 : ELU Poutre principale.

Donc à partir du résultat trouver la poutre la plus sollicitée est la poutre principale numéro 1084.

- Moment My du poutre 1084 aux travées.

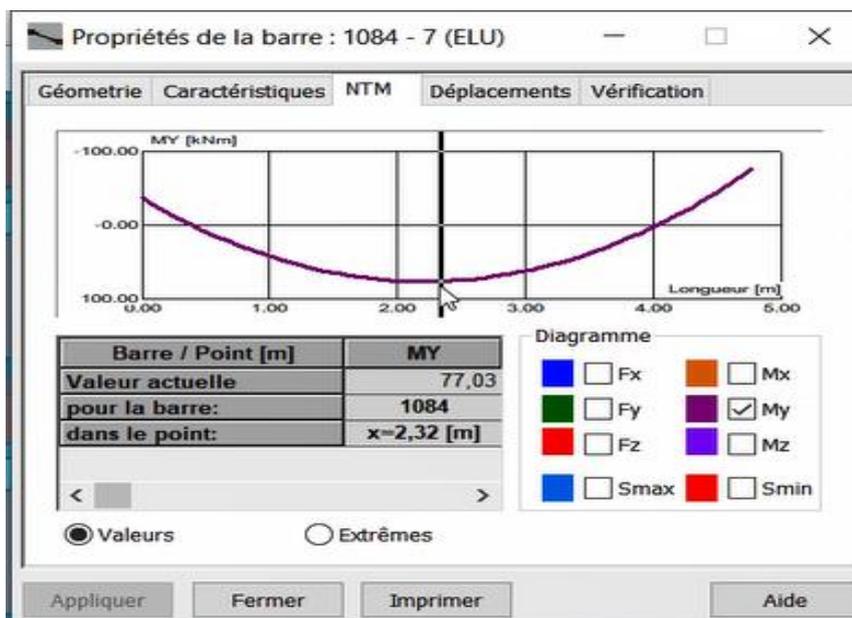
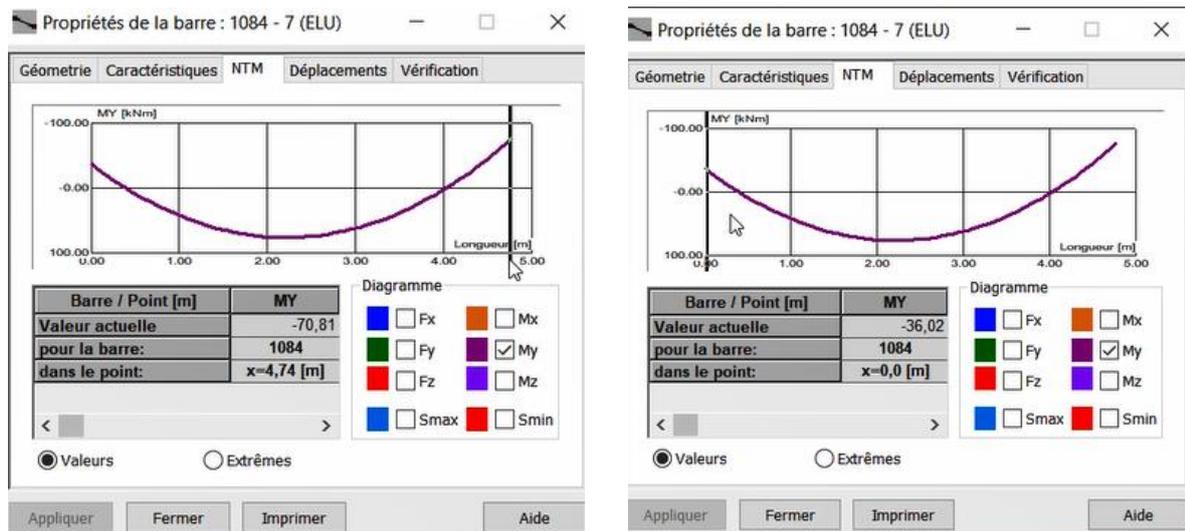


FIG V.7 : diagramme My (ELU).

	N°	Type d'armature	Classe d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	principale supérieure	HA 400	14	00	3	A = 1,24										
2	2	principale supérieure	HA 400	14	00	3	A = 1,71										
3	3	principale supérieure	HA 400	14	00	1	A = 0,76										
4	4	principale inférieure	HA 400	16	00	3	A = 4,99										
5	5	supérieure de construction	HA 400	8	00	3	A = 3,05										
6	6	principale supérieure	HA 400	10	21	1	A = 0,58	B = 0,19	C = 0,58								
7	7	transversale principale	HA 400	8	00	16	A = 0,37										
8	8	transversale principale	HA 400	8	31	16	A = 0,22	B = 0,37	C = 0,22	D = 0,37							
*																	

Tableau V.9 : Tableaux ferrailage de la poutre principale.

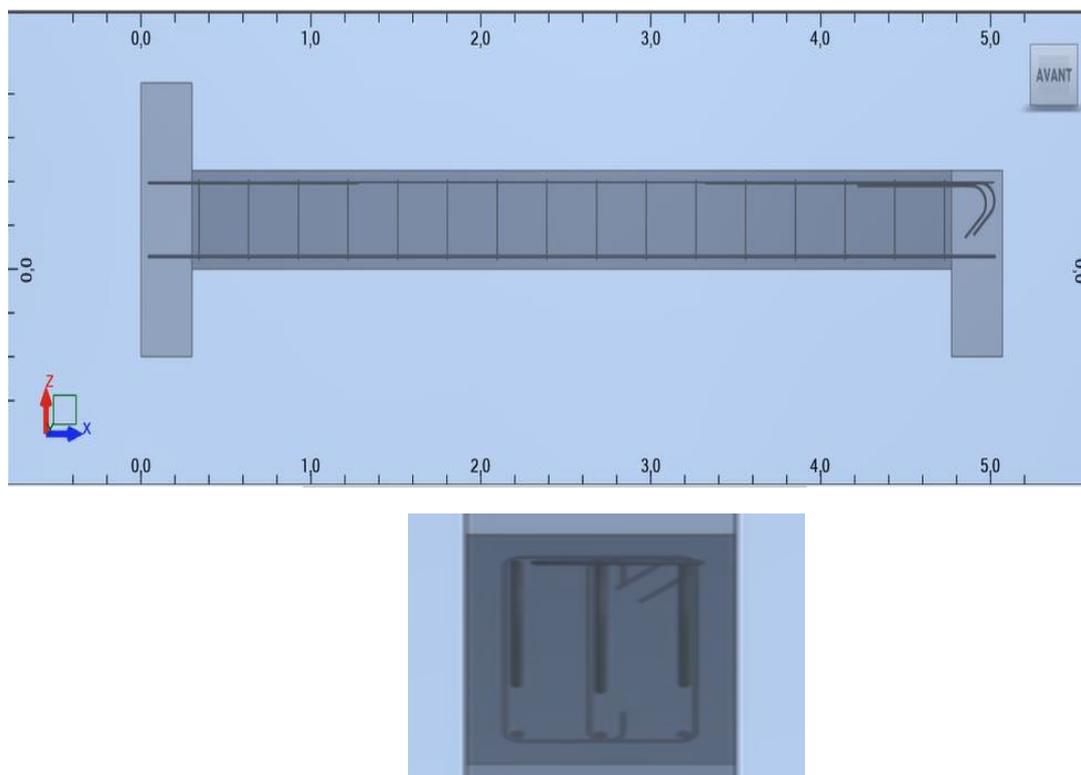


Fig. V.8 : Schéma Du ferrailage.

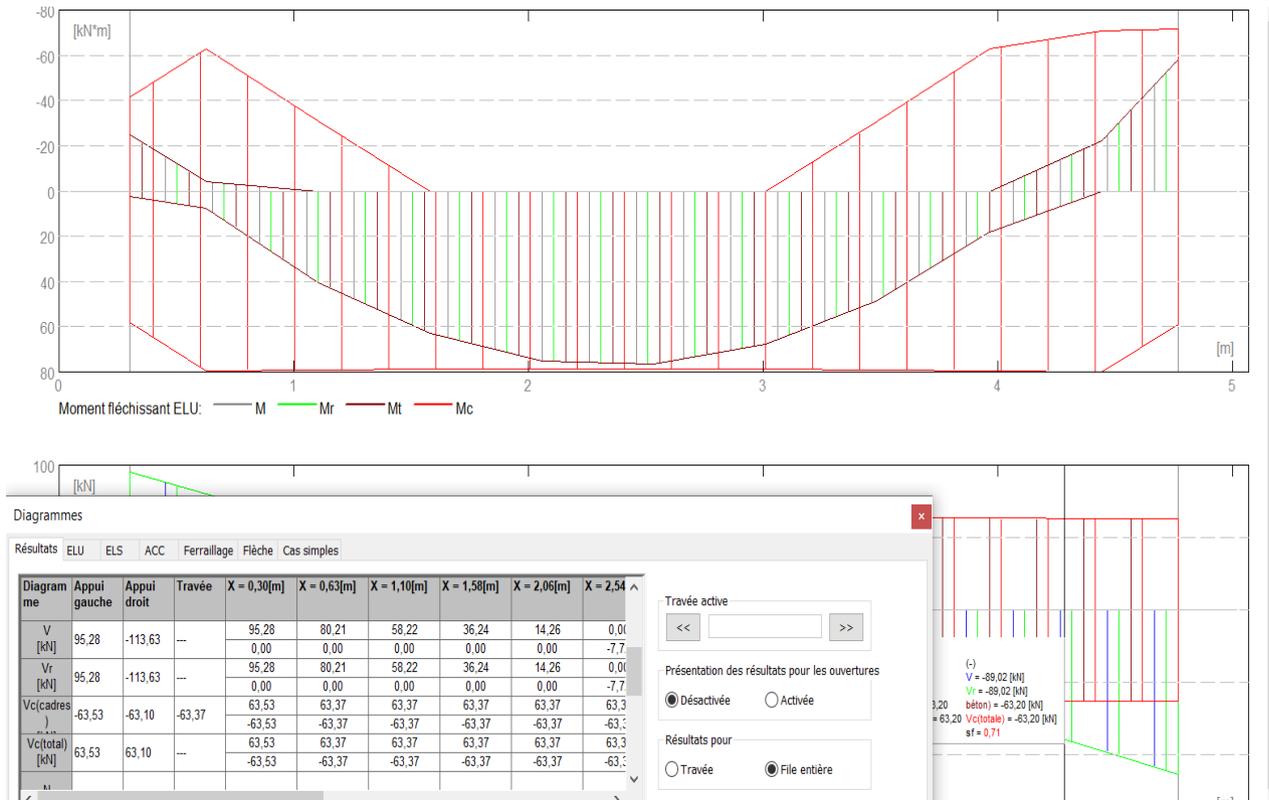


Fig V.9: Diagramme du moment .

• **Note du calcul :**

1 Niveau :

- Nom : :
- Cote de niveau : ---
- Largeur des fissures admissible : 0,40 (mm)
- Milieu : X0
- Coefficient de fluage du béton : $\varphi_{\pi} = 3,79$
- Classe du ciment : N

- Age du béton au chargement : 3 (jours)
- Age du béton : 50 (Ans)
- Age du béton après l'érection de la structure : 28 (ans)
- Classe de structure : S1

- Classe de la tenue au feu : sans conditions
- Recommendations FFB 7.4.3 (7) : 0,40

2 Poutre : Poutre1084

Nombre d'éléments identiques : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton (MPa) : BETON30 $f_{ck} = 30,00$
 [3.1.7(3)]
 repartition rectangular des charges
- Densité : 2501,36 (kG/m³)
- Diamètre du granulat : 20,0 (mm)
- Armature longitudinale : HA 400 $f_{yk} = 400,00$ (MPa)
 Branche horizontale du diagramme
 contrainte-déformation
 Classe de ductilité : -
- Armature transversale : HA 400 $f_{yk} = 400,00$ (MPa)
 Branche horizontale du diagramme
 contrainte-déformation
 Classe de ductilité : -
- Armature additionnelle : HA 400 $f_{yk} = 400,00$ (MPa)
 branche horizontale du diagramme
 contrainte-déformation

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1 Travée		0,30	4,47	0,30
	Portée de calcul : $L_0 = 4,77$ (m)				
	Section de 0,00 à 4,47 (m)				
	30,0 x 45,0 (cm)				
	Pas de plancher gauche				
	Pas de plancher droit				

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : **RPA_99 versions 2003**
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 4,0$ (cm)
 : latéral $c_1 = 4,0$ (cm)
- Écarts de l'enrobage : supérieur $c_2 = 4,0$ (cm)
 : $C_{dev} = 1,0$ (cm), $C_{dur} = 0,0$ (cm)
- Coefficient $\beta_2 = 0.50$: charge de longue durée ou répétitive
- Méthode de calcul du cisaillement : bielles inclinées
- Redistribuer les moments d'appui de
 ELU:100.00%(1D);Min.(100.00%(2G),ACC:100.00%(1D);100.00%(2G);

2.4 Résultats des calculs :

2.4.1 Sollicitations ELU :

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	76,63	-0,00	-24,69	-58,08	95,28	-113,63

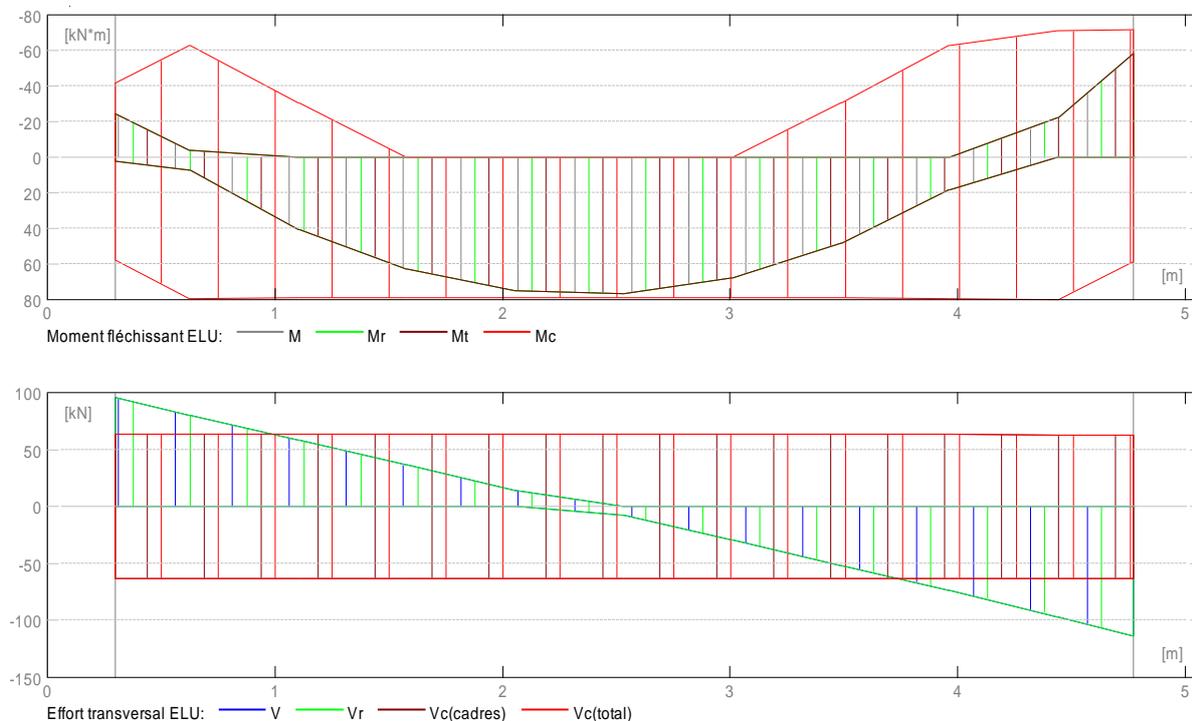


Fig.V.10 : diagrammes moment fléchissant (ELU).

2.4.2 Sollicitations ELS :

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	55,93	0,00	-17,55	-42,25	69,08	-82,69

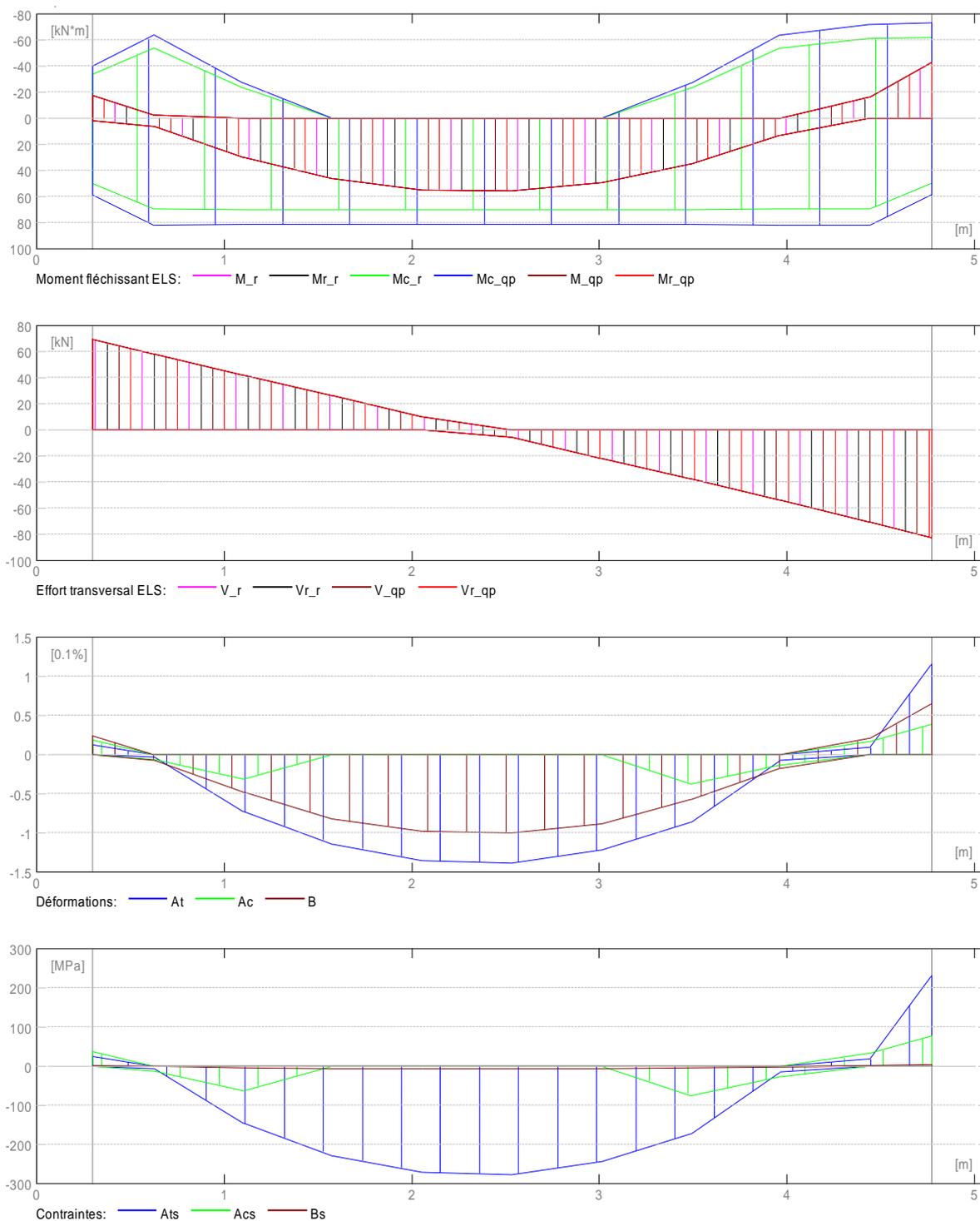


Fig. V.11 : diagrammes moment fléchissant (ELS), effort transversal.

2.4.3 Sections Théoriques d'Acier

Travée	Travée (cm ²)	Appui gauche (cm ²)	Appui droit (cm ²)
	inf. sup.	inf. sup.	inf. sup.

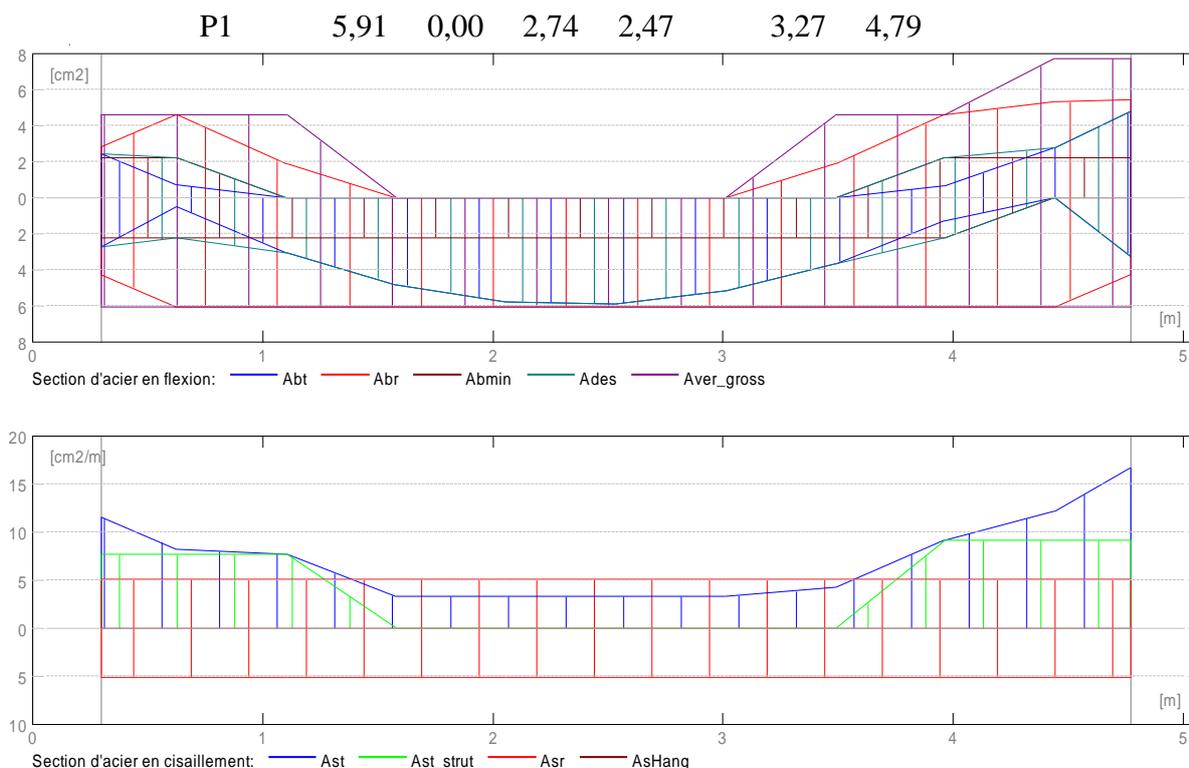


Fig.V.12 : diagrammes flexion cisaillement d'acier.

2.4.4 Flèche et fissuration :

wt(QP)totale due à la combinaison quasi-permanente
 wt(QP)dop admissible due à la combinaison quasi-permanente
 Dwt(QP) incrément des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure
 Dwt(QP)dop incrément admissible des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure

wk - largeur de la fissure perpendiculaire

Travée	wt(QP) (cm)	wt(QP)dop (cm)	Dwt(QP) (cm)	Dwt(QP)dop (cm)	wk (mm)
P1	1,0	1,9	1,0	0,0	0,3

2.5 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.1 P1 : Travée de 0,30 à 4,77 (m) :

Abscisse (m)	ELU		ELS		M min. A inf. A sup.	
	(kN*m)	M max.	(kN*m)	M min.M max.	(kN*m)	(cm2) (cm2)
0,30	2,35	-24,69	1,87	-17,55	2,74	2,47
0,63	7,48	-4,01	5,95	-2,44	0,51	0,75
1,10	40,50	-0,00	29,87	0,00	3,05	0,00
1,58	63,03	-0,00	46,17	0,00	4,82	0,00
2,06	75,07	-0,00	54,86	0,00	5,78	0,00
2,54	76,63	-0,00	55,93	0,00	5,91	0,00
3,01	67,70	-0,00	49,38	0,00	5,19	0,00
3,49	48,29	-0,00	35,21	0,00	3,66	0,00
3,97	18,39	-0,00	13,42	0,00	1,28	0,68
4,44	0,00	-22,12	0,00	-16,08	0,00	2,76
4,77	0,00	-58,08	0,00	-42,25	3,27	4,79

Abscisse (m)	ELU		ELS	
	(kN)	V max.	(kN)	V max.afp (mm)
0,30	95,28	69,08	0,0	
0,63	80,21	58,14	0,0	
1,10	58,22	42,17	0,0	
1,58	36,24	26,19	0,2	
2,06	14,26	10,22	0,2	
2,54	-7,72	-5,75	0,3	
3,01	-29,71	-21,72	0,2	
3,49	-51,69	-37,69	0,0	
3,97	-73,67	-53,66	0,0	
4,44	-97,00	-70,60	0,0	
4,77	-113,63	-82,69	0,2	

2.6 Ferrailage :

2.6.1 P1 : Travée de 0,30 à 4,77 (m) :

- **Armature longitudinale :**
 - Aciers inférieurs (HA 400)
3 ϕ 16 l = 4,99 de 0,04 à 5,03
 - Aciers de montage (haut) (HA 400)
3 ϕ 8 l = 3,05 de 0,77 à 3,82
 - Chapeaux (HA 400)
3 ϕ 14 l = 1,24 de 0,04 à 1,28
3 ϕ 14 l = 1,96 de 3,32 à 5,03
1 ϕ 14 l = 1,01 de 4,22 à 4,98
1 ϕ 10 l = 1,27 de 5,02 à 5,02
- **Armature transversale :**

- Aciers principaux (HA 400)
Cadres 16 ϕ 8 l = 1,34
 $e = 1*0,04 + 15*0,29$ (m)

- **Epingles 16 ϕ 8 l = 0,52**
 $e = 1*0,04 + 15*0,29$ (m)

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 0,68 (m³)
- Surface de Coffrage = 6,17 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 52,58 (kG)
 - Densité = 76,82 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 10,8 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Poids (kG)	Quantité (pièces)	Poids total (kG)
8	0,52	0,21	16	3,31
8	1,34	0,53	16	8,43
8	3,05	1,20	3	3,61
10	1,27	0,79	1	0,79
14	1,01	1,22	1	1,22
14	1,24	1,50	3	4,49
14	1,96	2,37	3	7,10
16	4,99	7,88	3	23,64

V.2.2.b- Ferrailage de la poutre secondaire par robot :

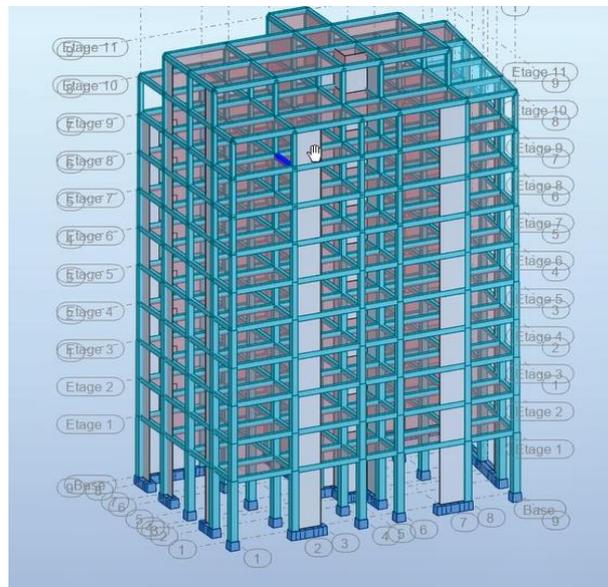


Fig.V.13 : poutre secondaire.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	132,56	14,58	169,30	21,72	64,82	14,69
Barre	747	878	592	884	783	882
Point	x= 0,0	auto x=3,10 (+)	x= 0,0	x= 0,0	x=3,00	x=4,00
Cas	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	7 (C)	9 (C) (CQC)
MIN	-43,35	-4,31	-42,14	-11,26	-201,95	-2,50
Barre	50	882	1021	1087	120	757
Point	x= 0,0	auto x=3,10 (+)	x=3,00	auto x=1,23 (+)	auto x=1,45 (+)	x=4,00
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	10 (C) (CQC)	7 (C)

Tableau.V.10: moment flechissant My (ELS).

Donc à partir du résultat trouver la poutre la plus sollicitée est la poutre secondaire numéro 783.

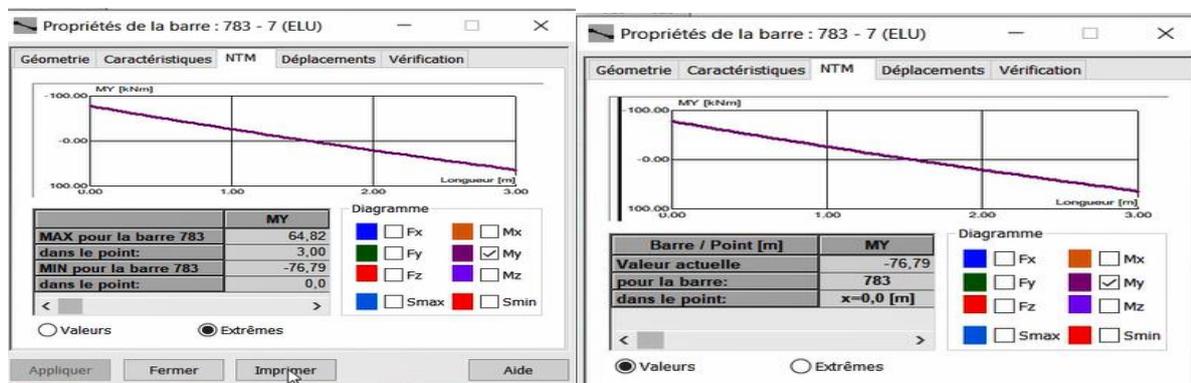


Fig.V.14 : Moment aux travées.

N°	Type d'armature	Classe d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	principale supérieure	HA 400	14	00	3	A = 3,20										
2	principale supérieure	HA 400	14	00	3	A = 1,03										
3	principale inférieure	HA 400	16	00	3	A = 3,27										
4	transversale principale	HA 400	8	31	16	A = 0,22	B = 0,32	C = 0,22	D = 0,32							
5	principale supérieure	HA 400	10	21	2	A = 0,58	B = 0,20	C = 0,58								

Tableau V.11 : ferrailage réel de la poutre secondaire.

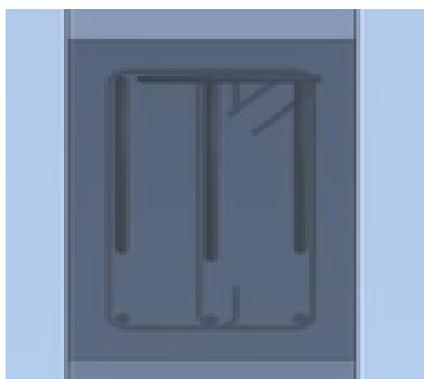
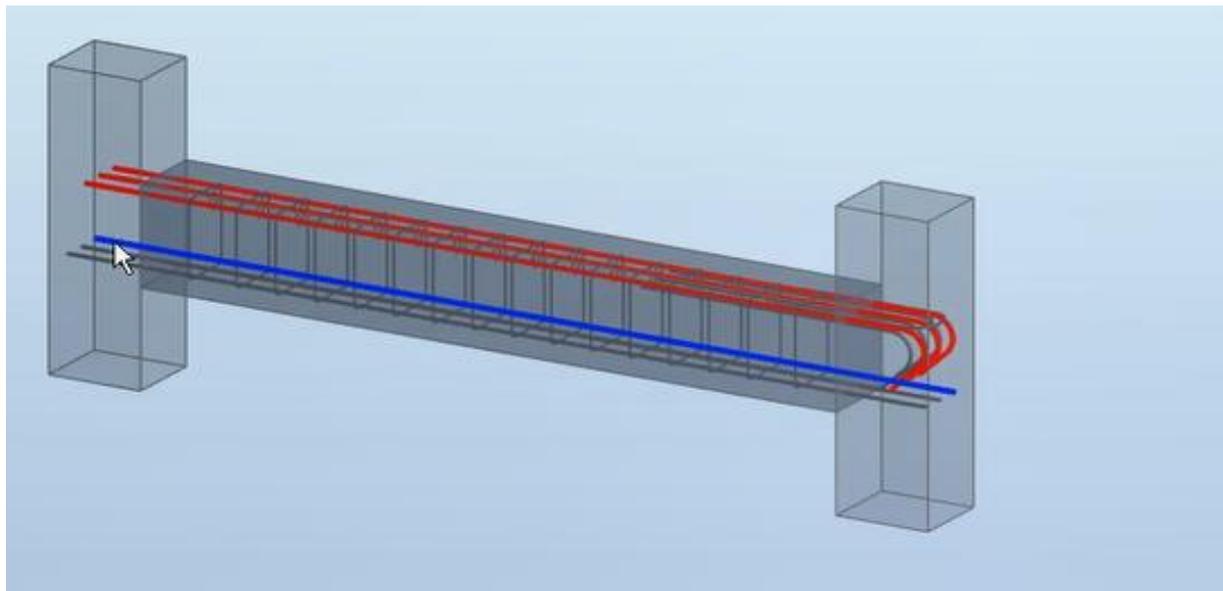


Fig. V.15 : Sheema ferrailage.

1- Niveau :

- Nom : :
- Cote de niveau : ---
- Largeur des fissures admissible : 0,40 (mm)
- Milieu : X0
- Coefficient de fluage du béton : $\varphi_{\pi} = 3,82$
- Classe du ciment : N
- Age du béton au chargement : 3 (jours)
- Age du béton : 50 (ans)
- Age du béton après l'érection de la structure : 28 (ans)
- Classe de structure : S1
- Classe de la tenue au feu : sans conditions

- Recommendations FFB 7.4.3 (7) : 0,40

2- Poutre : Poutre783 Nombre d'éléments identiques : 1

2.1 - Caractéristiques des matériaux :

• Béton (MPa)	:	BETON30	$f_{ck} = 30,00$
[3.1.7(3)]			répartition rectangulaire des charges
Densité	:	2501,36 (kG/m ³)	
Diamètre du granulat	:	20,0 (mm)	
• Armature longitudinale:	:	HA 400	$f_{yk} = 400,00$ (MPa)
contrainte-déformation			branche horizontale du diagramme
• Armature transversale:	:	HA 400	$f_{yk} = 400,00$ (MPa)
contrainte-déformation			branche horizontale du diagramme
• Armature additionnelle:	:	HA 400	$f_{yk} = 400,00$ (MPa)
contrainte-déformation			branche horizontale du diagramme

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0,35	2,65	0,35
	Portée de calcul: $L_0 = 3,00$ (m)				
	Section de 0,00 à 2,65 (m)				
	30,0 x 40,0 (cm)				
	Pas de plancher gauche				
	Pas de plancher droit				

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : RPA_99 versions 2003
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 4,0$ (cm)
: latéral $c_1 = 4,0$ (cm)
: supérieur $c_2 = 4,0$ (cm)
- Écarts de l'enrobage : $C_{dev} = 1,0$ (cm), $C_{dur} = 0,0$ (cm)
- Coefficient $\beta_2 = 0.50$: charge de longue durée ou répétitive
- Méthode de calcul du cisaillement : bielles inclinées
- Redistribuer les moments d'appui de
ELU:100.00%(1D);Min.(100.00%(2G),ACC:100.00%(1D);100.00%(2G);

2.4 Résultats des calculs :

2.4.1 Sollicitations ELU :

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	57,50	-30,55	57,50	-67,59	-41,94	-52,47

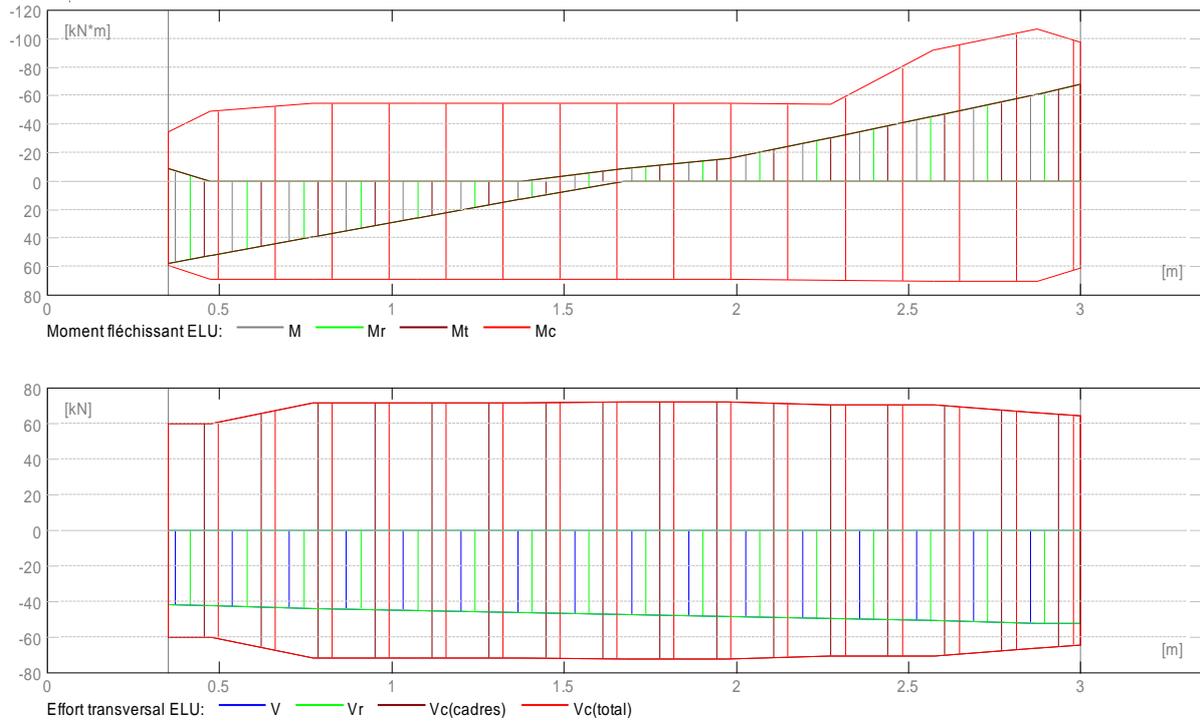


FIG.V.16 : diagramme moment flechissant (ELU).

2.4.2 Sollicitations ELS

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	41,61	-22,10	41,61	-48,97	-30,28	-38,08

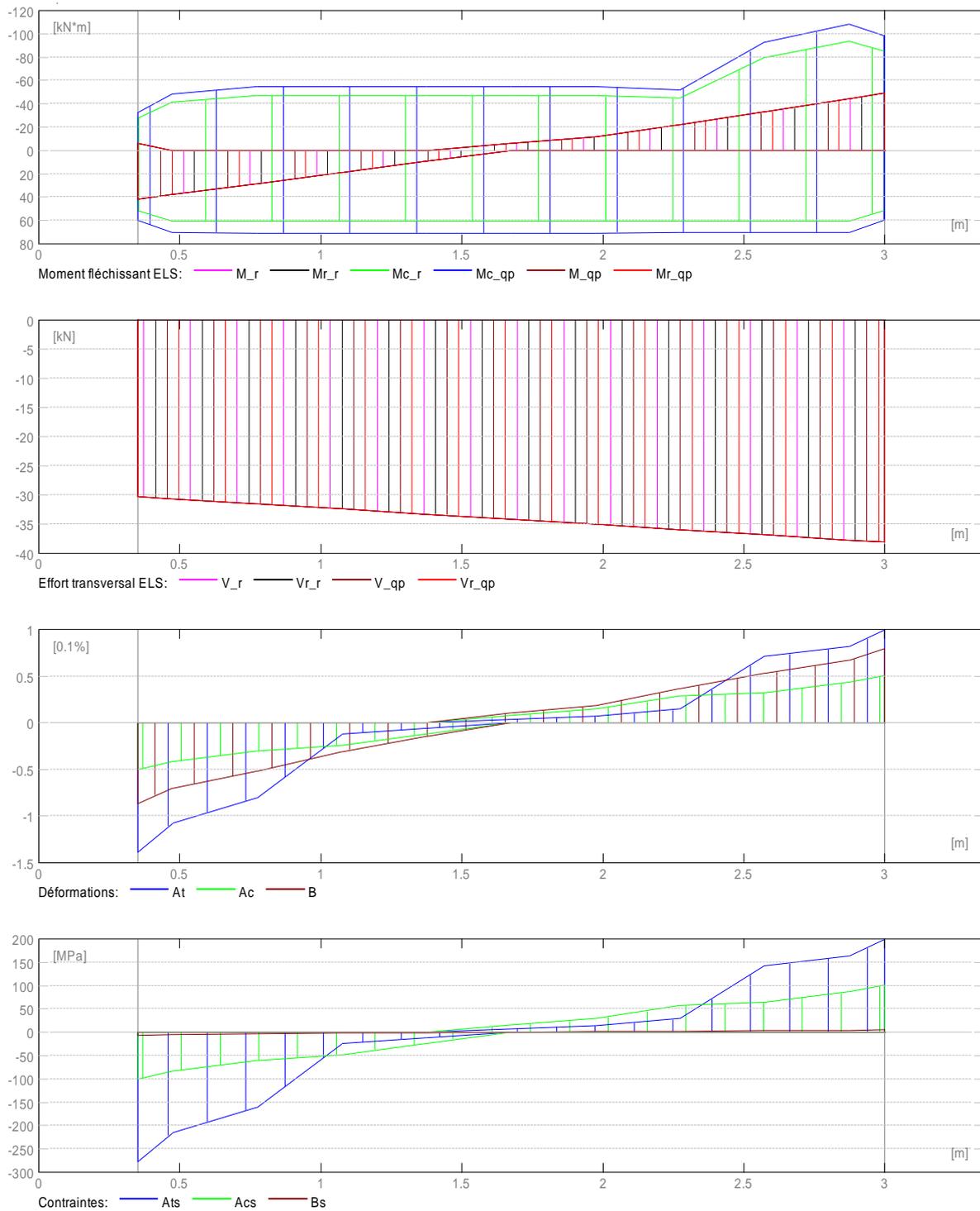


FIG.V.17 : diagramme moment flechissant (ELS).

2.4.3 Sections Théoriques d'Acier

Travée	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	5,00	0,00	5,00	1,14	1,51	8,23

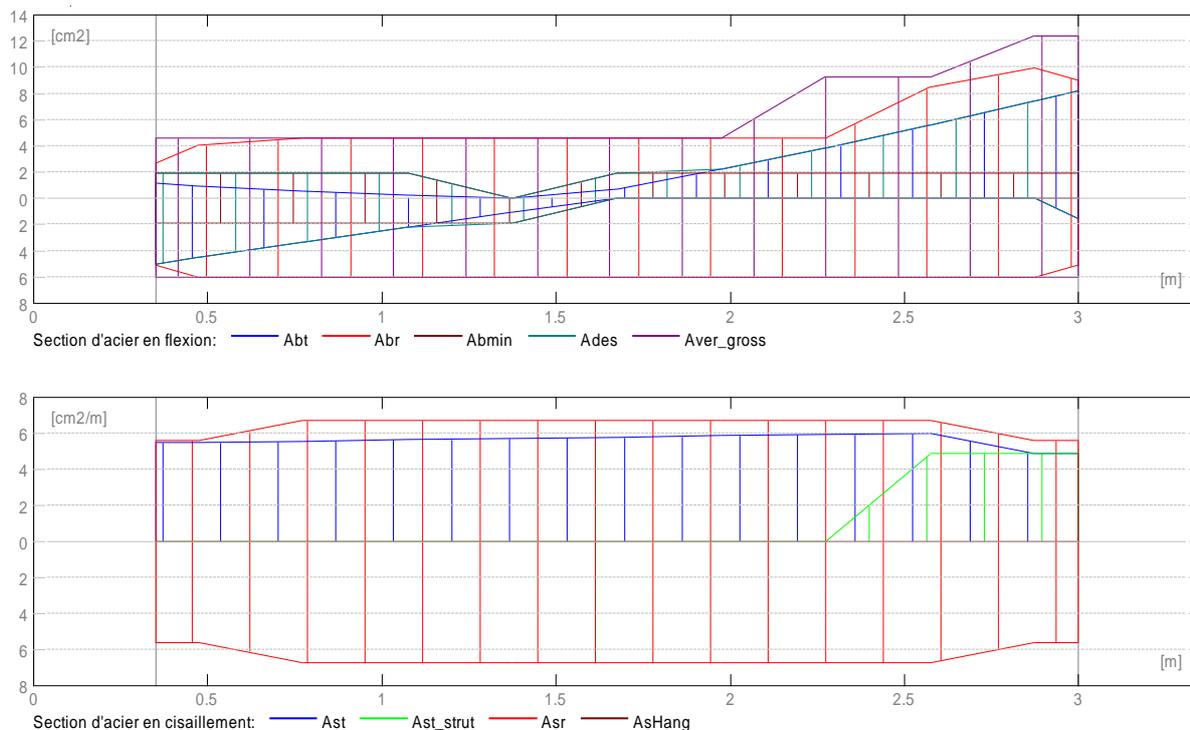


FIG.V.18 : diagramme flexion et cisaillement d'acier.

2.4.4 Flèche et fissuration

wt(QP) totale due à la combinaison quasi-permanente
 wt(QP)dop admissible due à la combinaison quasi-permanente
 Dwt(QP) incrément des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure
 Dwt(QP)dop incrément admissible des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure

wk- largeur de la fissure perpendiculaire

Travée	wt(QP) (cm)	wt(QP)dop (cm)	Dwt(QP) (cm)	Dwt(QP)dop (cm)	wk (mm)
P1	0,0	1,2	0,0	0,6	0,3

2.5 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.1 P1 : Travée de 0,35 à 3,00 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		A inf. (cm2)	A sup. (cm2)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)		
0,35	57,50	-8,62	41,61	-6,24	5,00	1,14
0,48	52,27	-0,00	37,83	0,00	4,51	0,97
0,78	39,36	-0,00	28,50	0,00	3,36	0,58

1,08	26,09	-0,00	18,91	0,00	2,22	0,22
1,38	12,47	-0,00	9,06	0,00	1,06	0,00
1,68	0,00	-8,62	0,00	-6,24	0,00	0,73
1,98	0,00	-15,86	0,00	-11,45	0,00	2,20
2,28	0,00	-30,55	0,00	-22,10	0,00	3,88
2,58	0,00	-45,61	0,00	-33,02	0,00	5,62
2,88	0,00	-61,02	0,00	-44,20	0,00	7,44
3,00	0,00	-67,59	0,00	-48,97	1,51	8,23

	ELU	ELS	
Abscisse (m)	V max. (kN)	V max. (kN)	afp (mm)
0,35	-41,94	-30,28	0,3
0,48	-42,44	-30,65	0,2
0,78	-43,63	-31,53	0,0
1,08	-44,82	-32,41	0,0
1,38	-46,01	-33,30	0,0
1,68	-47,20	-34,18	0,0
1,98	-48,40	-35,06	0,0
2,28	-49,59	-35,95	0,0
2,58	-50,78	-36,83	0,0
2,88	-51,97	-37,71	0,1
3,00	-52,47	-38,08	0,1

2.6 - Ferrailage :

2.6.1 P1 : Travée de 0,35 à 3,00 (m)

- Armature longitudinale :

- Aciers inférieurs (HA 400)

3 $\phi 16$ l = 3,27 de 0,04 à 3,31

- Chapeaux (HA 400)

3 $\phi 14$ l = 3,45 de 0,11 à 3,31

3 $\phi 14$ l = 1,28 de 2,23 à 3,26

2 $\phi 10$ l = 1,28 de 3,30 à 3,30

- Armature transversale :

- Aciers principaux (HA 400)

Cadres 16 $\phi 8$ l = 1,24

e = 1*0,16 + 1*0,18 + 13*0,15 + 1*0,18 (m)

3- Quantitatif :

- Volume de Béton = 0,40 (m³)
- Surface de Coffrage = 3,72 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 42,02 (kG)
 - Densité = 104,53 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 11,6 (mm)

- Liste par diamètres :

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Poids (kG)	Quantité (pièces)	Poids total (kG)
8	1,24	0,49	16	7,83
10	1,28	0,79	2	1,57
14	1,28	1,55	3	4,64
14	3,45	4,17	3	12,50
16	3,27	5,16	3	15,49.

V.2.3. Ferrailage poteaux :

Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

- Ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- **↪ Les armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :
a) Conditions de RPA99(V2003) : [RPA99/7.4.2.1]

- **Ferrailage [RPA VERSION 2003 (7.4.2)]**

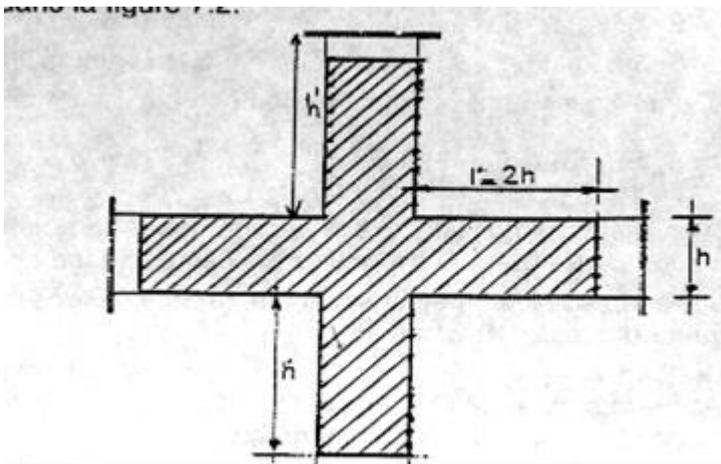
Les armatures longitudinales

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

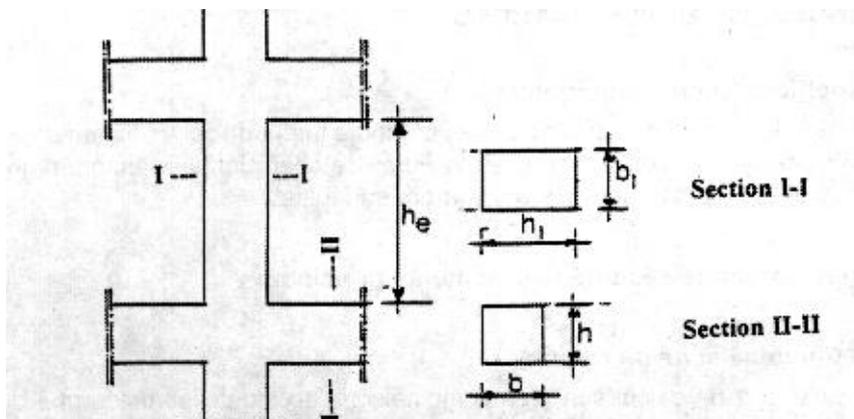
* leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

- * Leur pourcentage **maximal** sera de
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- * Le diamètre minimum est de 12mm
- * La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 50ϕ en zone III
- * La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 20 cm en zone III.



$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$ _____ zone nodule.



Les dimensions de la section transversale des poteaux
 - $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III

- **Armatures transversales**

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

formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales ,Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zone III}$$

- **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et II}$$

$$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone III}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V.2.3.A- Poteaux RDC :

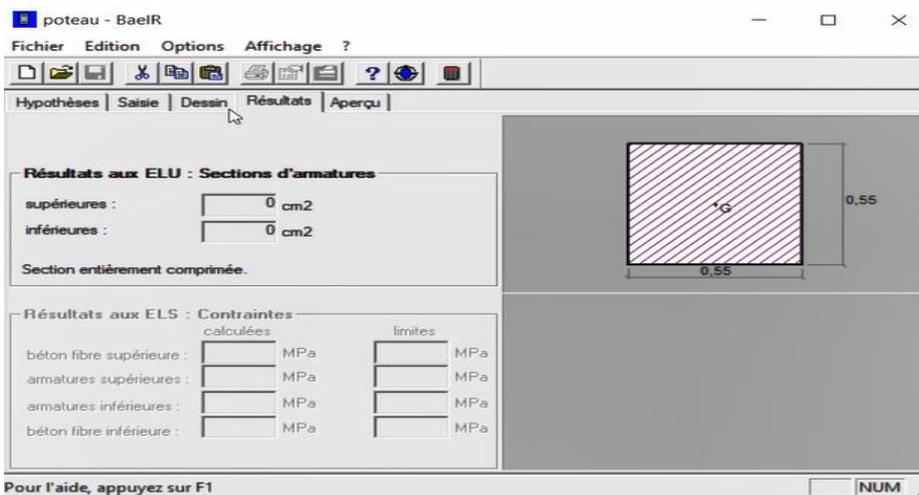
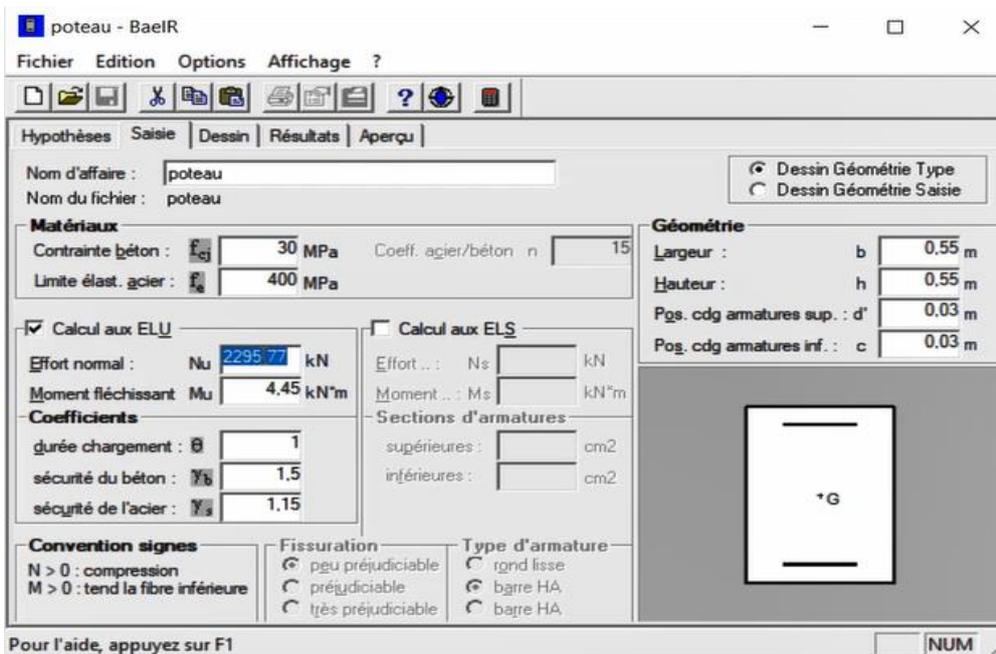
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2346,86	24,70	40,89	5,40	25,85	81,90
Barre	20	9	12	15	34	9
Noeud	35	13	19	25	64	13
Cas	7 (C)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	7 (C)	10 (C) (CQC)
MIN	469,90	-1,21	-9,48	0,02	-133,76	-6,62
Barre	15	21	9	12	12	6
Noeud	26	37	13	19	39	8
Cas	8 (C)	7 (C)	7 (C)	8 (C)	9 (C) (CQC)	7 (C)

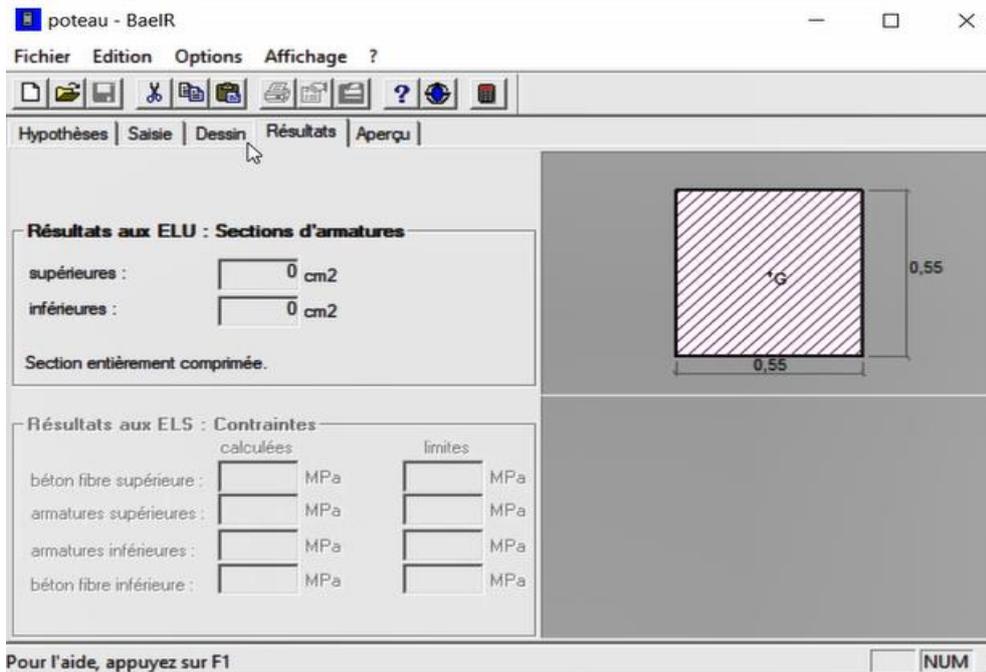
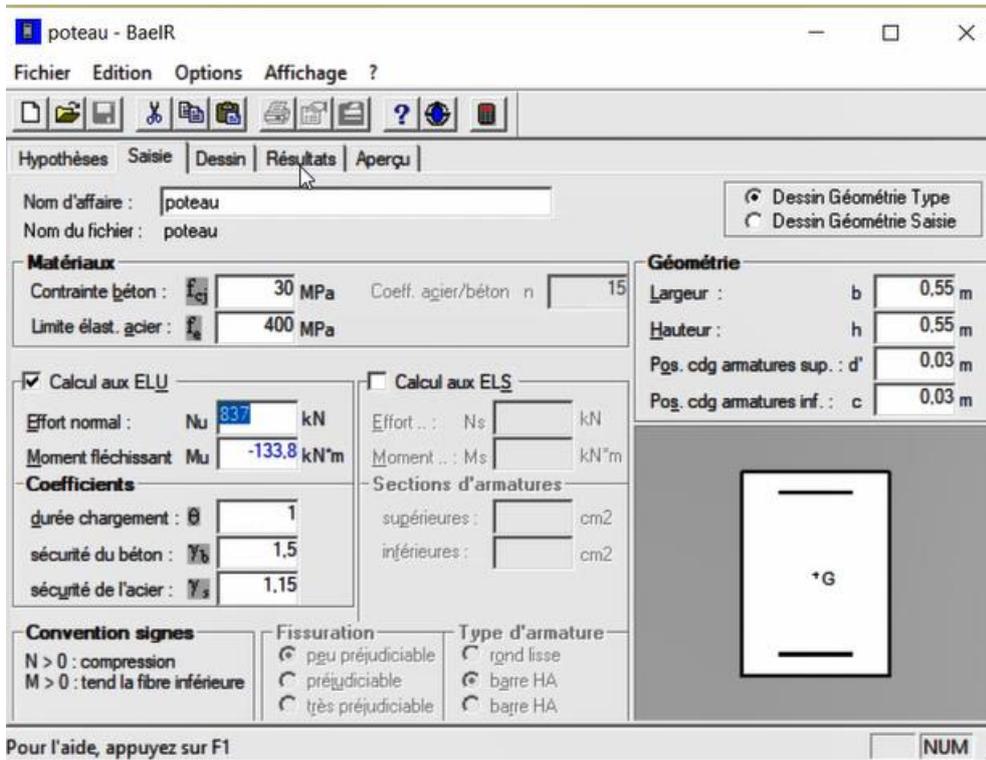
Tableau.V.12 : TABLEAU DES EFFORTS.

à Partir du résultat obtenir par robot structural analysis les poteaux les plus sollicités dans le redéchaussée c'est les poteaux numéros :

- Poteau 20 ($N_{max} = 2295.77 \text{ KN}$, $M_y = 4.45 \text{ kn.m}$) → C7
- Poteau 12 ($N_{max} = -133.76 \text{ KN}$, $M_y = 837.63 \text{ kn.m}$) → C9
- Poteau 15 ($N_{min} = 469.9 \text{ KN}$, $M_y = -3.14 \text{ Kn.m}$) → C8

- Feriillage par socotec:





Donc d'après les résultats obtenir on ferraille par A min du RPA.

- Ferrailage

Les armatures longitudinales

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

Leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

$$A_{RPA} = 27.2 \text{ cm}^2$$

Choix _____ 12T16 + 4T14 ___ A choix = **30.27 cm²**

V.2.3.B- Poteaux du 1 ère et 2 -ème étage :

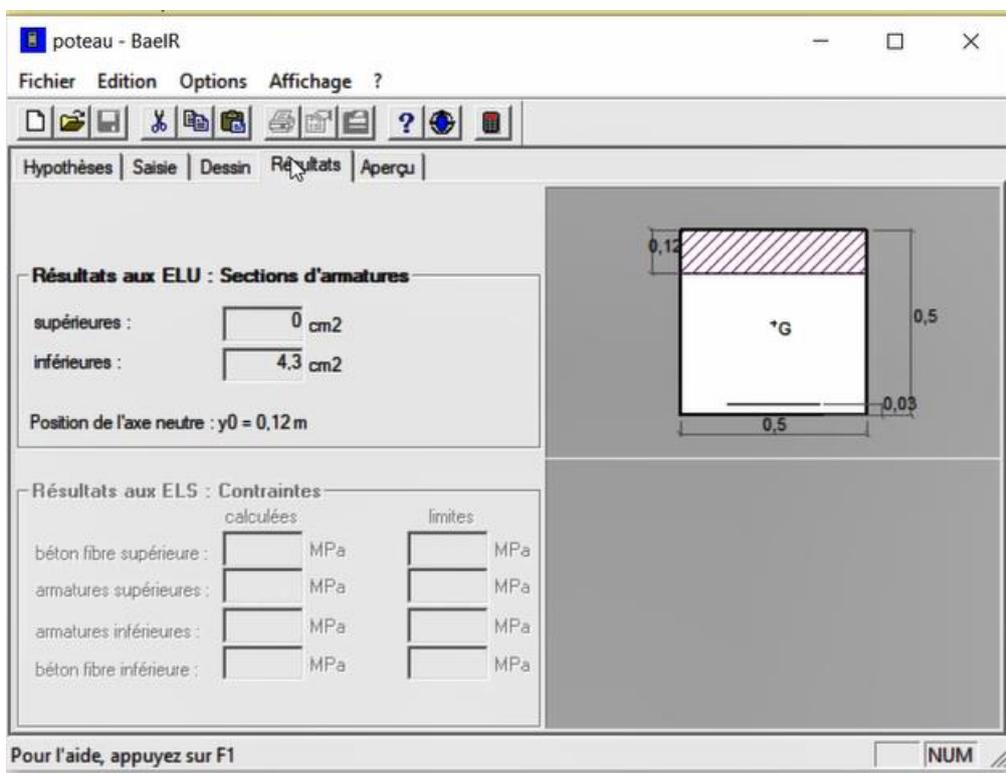
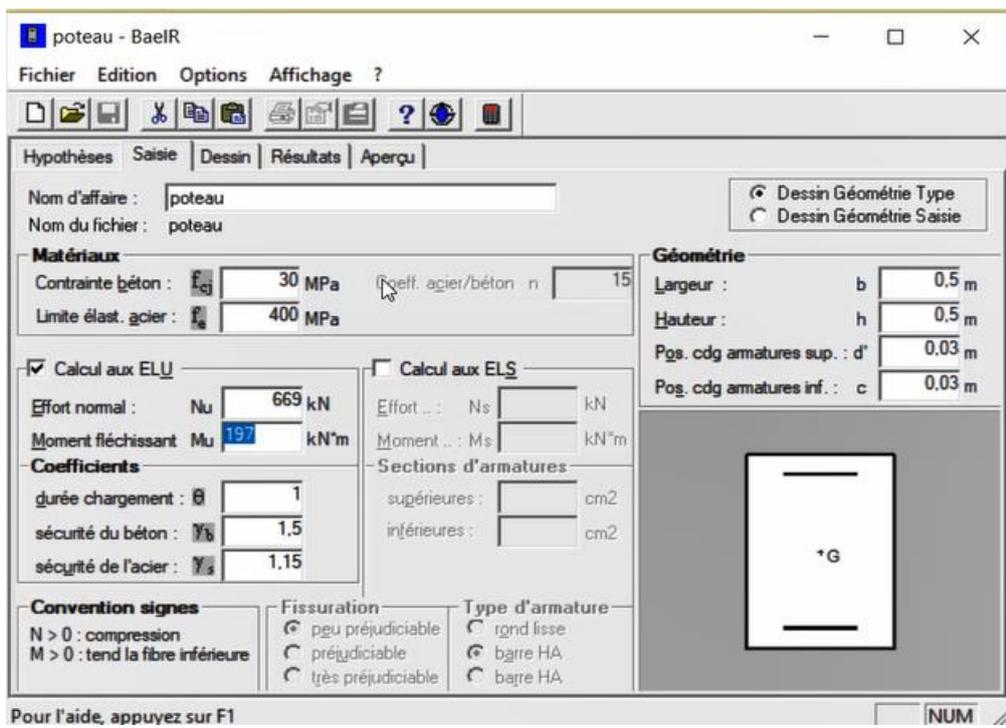
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2071,90	81,95	123,90	7,63	49,91	131,95
Barre	135	173	197	198	86	173
Noeud	36	71	105	106	14	71
Cas	7 (C)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	7 (C)	10 (C) (CQC)
MIN	363,19	-8,55	-31,27	0,03	-197,98	-23,62
Barre	200	194	173	115	197	187
Noeud	168	128	71	22	105	156
Cas	8 (C)	7 (C)	7 (C)	8 (C)	9 (C) (CQC)	7 (C)

Tableau.V.13 :TABLEAU DES EFFORTS.

Poteux les plus sollicité du 1 ère et 2 -ème étage :

- Poteau 135 (N max = 2071.9 KN , My = 8.51 kn.m) → C7
- Poteau 197 (N max = 197.98 KN , My = 669 kn.m) → C9
- Poteau 200 (N min = 363.19 KN , My = 8.13 Kn.m) → C8

- Ferailage par socotec:



Donc pour les poteaux du 1 ère et 2 -ème on le ferraille par A min du RPA car A de la section est le min :

$$A = \max (A \text{ calcule } ; A \text{ RPA }) = 22.5 \text{ cm}^2 .$$

Choix _____ 12T16 + 4T12 _____ A = 29.64 cm²

V.2.3.C- Poteau du 3 -ème et 4 -ème étage :

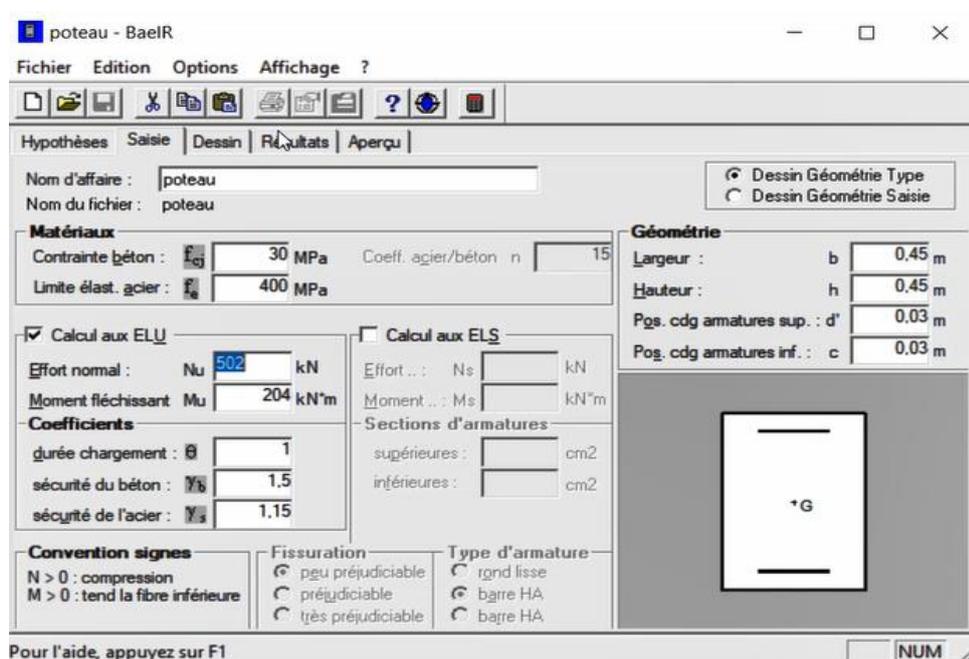
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1592,97	92,15	125,37	5,33	53,47	145,41
Barre	259	301	325	262	301	301
Noeud	164	175	199	166	175	209
Cas	7 (C)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	7 (C)	12 (C) (CQC)
MIN	259,69	-13,37	-34,77	0,03	-204,52	-34,17
Barre	328	322	301	261	325	315
Noeud	236	196	175	165	233	223
Cas	8 (C)	7 (C)	7 (C)	8 (C)	9 (C) (CQC)	7 (C)

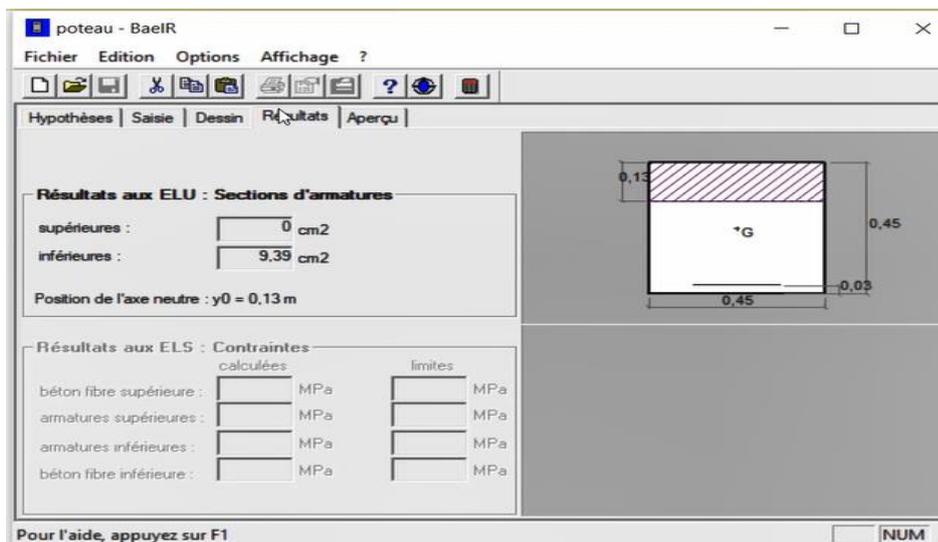
Tableau.V.14 : TABLEAU DES EFFORTS.

à Partir du résultat obtenir par robot structural analysis les poteaux les plut sollicitée dans le redéchaussée c’est les poteaux numéros :

- Poteau 259 (N max = 1592 KN, My = 63.95 kn.m) → C7
- Poteau 325 (N max = 502 KN, My = -204 kn.m) → C9
- Poteau 301 (N min = 352 KN, My = 145 Kn.m) → C12

Socotec:





Donc pour les poteaux du 3 ère et 4 -ème on le ferraille par A du poteau numéro 325 :

$$A = \max (A \text{ calcule} ; A \text{ RPA}) = A \text{ calculé } 18.78 \text{ cm}^2 .$$

Choix _____ 12T16 __ A = 24.12cm²

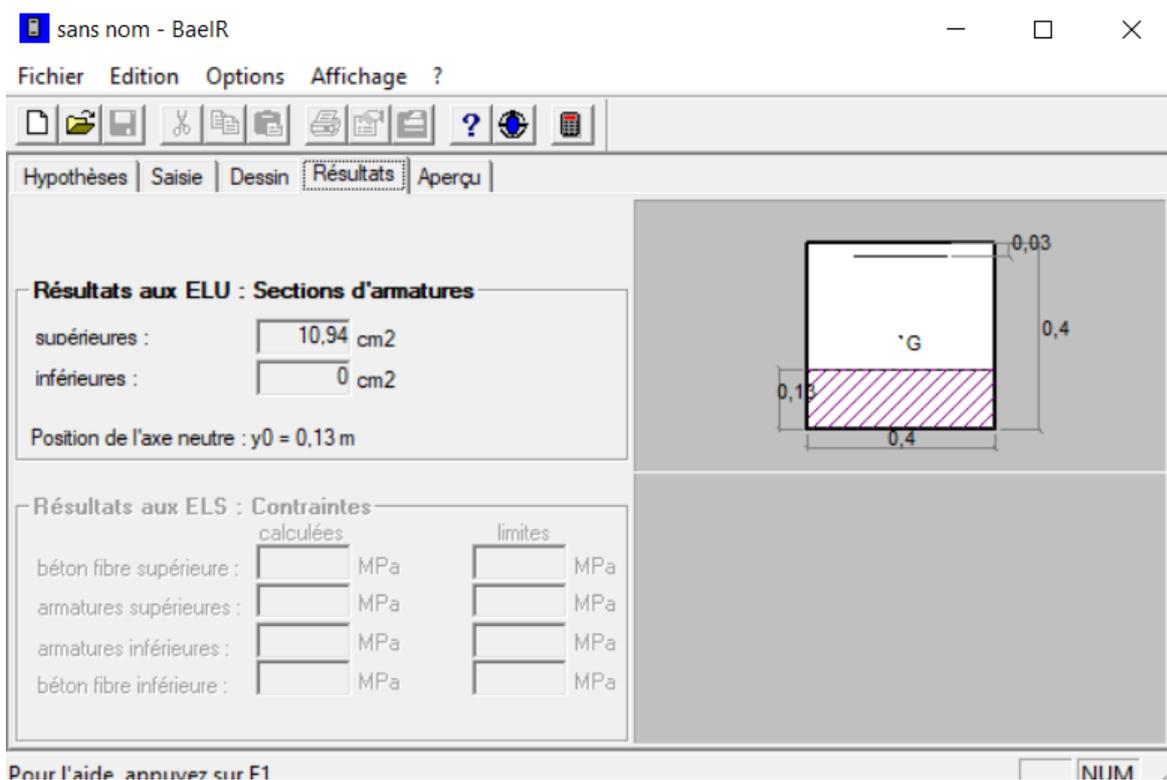
V.2.3.D- Les poteaux du 5 -ème et 6 -ème étage :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1144,62	83,21	102,58	3,25	54,58	130,99
Barre	387	429	453	390	429	429
Noeud	231	243	267	234	243	277
Cas	7 (C)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	7 (C)	12 (C) (CQC)
MIN	161,97	-16,22	-35,45	0,02	-169,05	-39,50
Barre	456	450	429	389	453	443
Noeud	304	264	243	233	301	291
Cas	8 (C)	7 (C)	7 (C)	8 (C)	9 (C) (CQC)	7 (C)

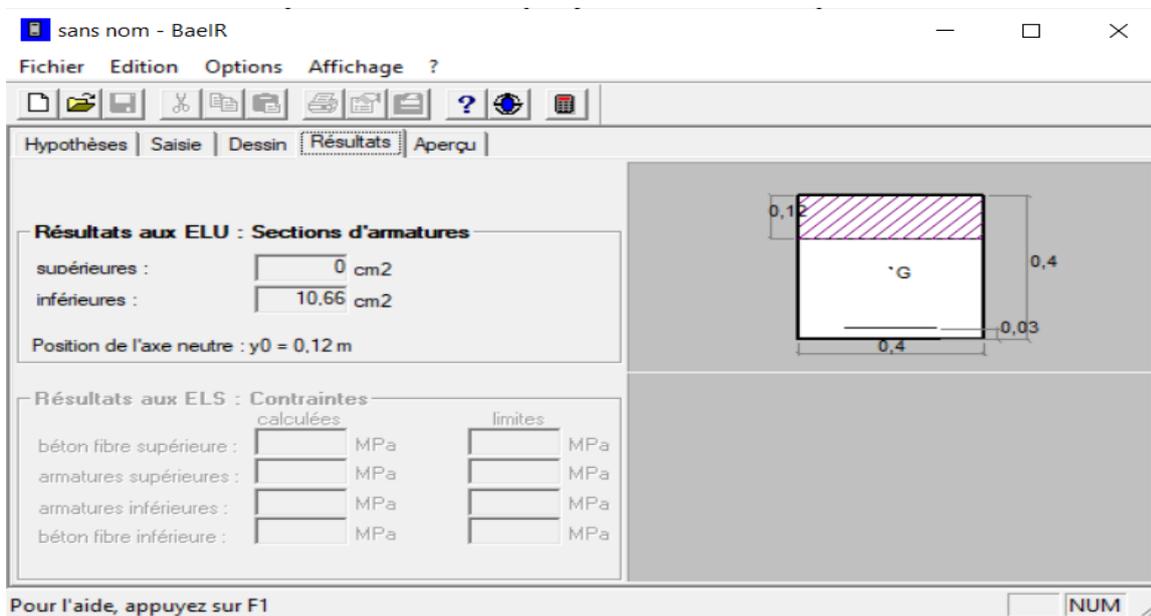
Tableau.V.15 TABLEAU DES EFFORTS.

- Poteau 387 (N max = 1144.62 KN , My = 3.87 kn.m) → C7
- Poteau 453 (N max = 335.14 KN , My = - 169.05 kn.m) → C8
- Poteau 456 (N min = 288 KN , My = 161.97 Kn.m) → C9

- **Socotec:**



C'est résultat donné par poteau numéro 453.



C'est résultat donne par poteau numéro 456.

$A = A \text{ calcule} = 21.88 \text{ cm}^2$.

Choix _____ **12T16** _____ $A = 24.12 \text{ cm}^2$

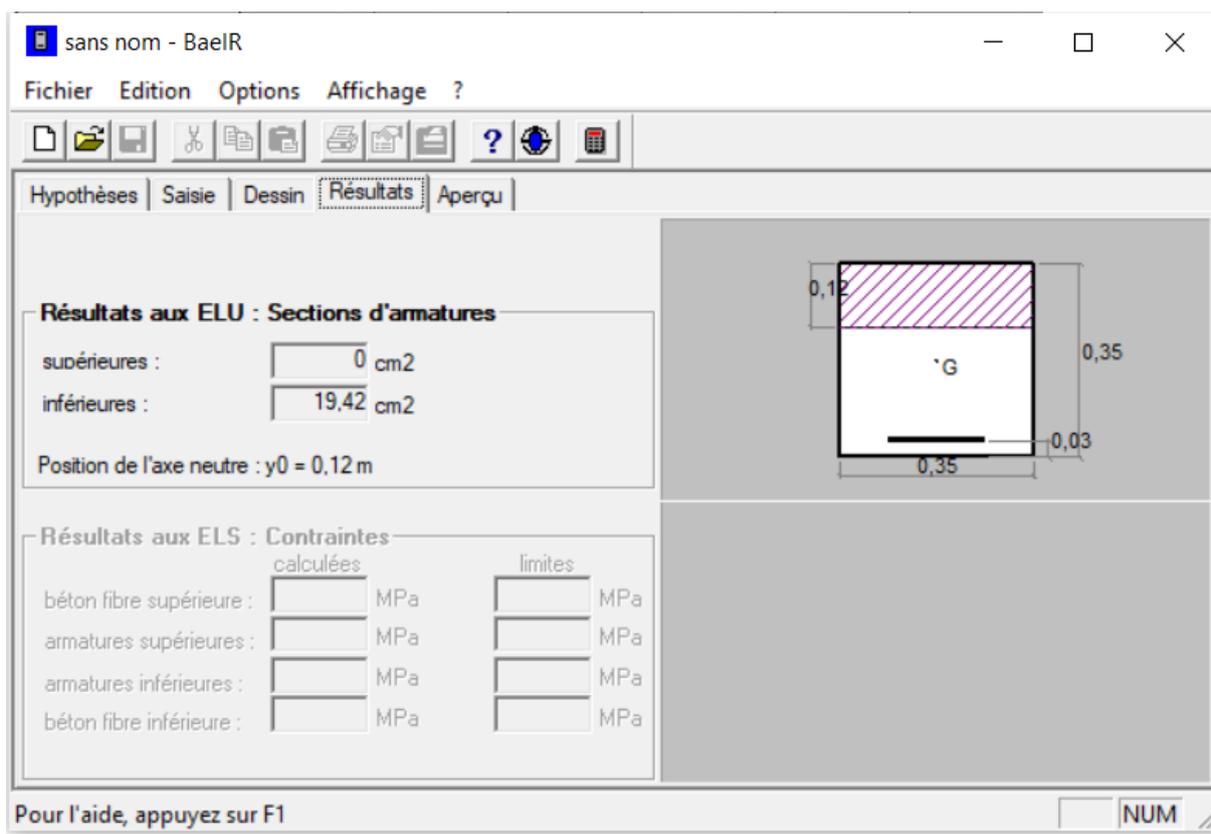
V.2.3.E - Les poteaux du 7 -ème et 8 -ème étage :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	718,72	63,23	70,13	1,67	51,68	99,11
Barre	515	557	582	518	557	557
Noeud	299	311	336	302	311	311
Cas	7 (C)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	7 (C)	10 (C) (CQC)
MIN	72,30	-16,16	-33,74	0,01	-115,28	-37,99
Barre	584	578	557	518	581	571
Noeud	372	332	311	302	369	359
Cas	8 (C)	7 (C)	7 (C)	8 (C)	9 (C) (CQC)	7 (C)

Tableau.V.16 : TABLEAU DES EFFORTS.

- Poteau 515 (N max = 718.72 KN , My = 3.41 kn.m) → C7
- Poteau 581 (N max = -115.28 KN , My = 168.84 kn.m) → C9
- Poteau 584 (N min = 72.30 KN , My = -6.51 Kn.m) → C8

- Socotec:



A partir du résultat obtenir le poteau la plus sollicité est le poteau 581.

$$A = \max (A \text{ calculé} ; A \text{ RPA}) = A \text{ calculé } 19.42 \text{ cm}^2 .$$

CHOIX 8T16 + 4T14 A = 22.23 cm²

V.3.3.F - Les Poteaux du 9 -ème et 10 étages :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	301,91	41,10	42,65	0,71	36,09	64,03
Barre	643	685	646	645	685	685
Noeud	367	379	370	369	379	379
Cas	7 (C)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	7 (C)	10 (C) (CQC)
MIN	31,23	-9,60	-26,72	-0,00	-72,54	-24,70
Barre	648	642	685	646	645	635
Noeud	406	366	379	370	403	393
Cas	8 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	9 (C) (CQC)	7 (C)

Tableau.V.17 : TABLEAU DES EFFORTS.

- Poteau 643 (N max = 301.91 KN , My = 2.52 kn.m) → C7
- Poteau 648 (N max = 88 KN , My = - 72.54 kn.m) → C8
- Poteau 645 (N min = 31.28 KN , My = -6.14 Kn.m) → C9
- **Socotec:**

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Position de l'axe neutre : y0 = 0,09 m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
armatures supérieures :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
armatures inférieures :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
béton fibre inférieure :	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Donc la charge le plus grand revient au poteau numéro 648.

A = max (A calculé ; A RPA) = 15.34 cm²

Choix _____ 8T16 _____ A = 16.08 cm²

- Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :
Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b: Largeur de la section du poteau.
- d: Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ **Selon le CBA93 [2] :**

0,20 f_{cj} / γ_b et 5 MPA (ou N/mm²)

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très Préjudiciable.

❖ **Selon le RPA 99 (version2003) [1] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

P_d = 0,075.....si l'élançement λ ≥ 5

P_d = 0,040.....si l'élançement λ < 5 Avec λ: L'élançement du poteau = Lf/i

i : Rayon de giration. = racine(I/B)

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _b	τ _u	τ _u ≤ τ _u τ _u ≤ τ _b
IX et X étage	30*30	45.03	0.55	25.86	0.075	1.875	3.33	C.V
VII et VIII	35*35	69.90	0.63	22.17	0.075	1.875	3.33	CV
V et VI	40*40	93.86	0.65	19.4	0.075	1.875	3.33	CV
III et IV	45*45	109.43	0.6	17.24	0.075	1.875	3.33	CV
I et II étage	50*50	94.84	0.42	15.52	0.075	1.875	3.33	C.V
RDC	55*55	35.99	0.13	22.48	0.075	1.875	3.33	C.V

Tableau V.18 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement.

- **Armatures transversales : Selon le RPA99 ►► Art. 7.4.2.2 ◀◀ [1]**

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

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{f_e \cdot h_t}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_t: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

En zone III

$$S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale .} \\ \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l \right) & \text{zone courante .} \end{cases}$$

Ø_l : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5. \end{array} \right.$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99**

Version 2003[1] est donnée par :

Si $\lambda_g \geq 5$:	0,3%
Si $\lambda_g \leq 3$:	0.8%
Si $3 < \lambda_g < 5$:	interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$A_t / (S_t \cdot b) \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

λ_g est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : dimension de la section droite du Poteau.

On prend $f_e = 235 \text{ MPa}$

On a $\Phi_{\min} = 1.4 \text{ cm}$.

❖ Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

section	T_u (kN)	A_t (cm ²)	λ_g	ρ_a	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	choix
30*30	45.03	2.01	7.47	2.5	23.50	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
35*35	69.90	2.01	6.4	2.5	22.33	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
40*40	93.86	2.01	5.60	2.5	24.68	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
45*45	109.43	2.01	4.98	3.75	21.75	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
50*50	94.84	2.01	4.48	3.75	20.35	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
55*55	35.99	2.01	6.49	3.75	19.8	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

Tableau V.19 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/St_t.b$) :

section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}$ (%)	λ_g	$t \geq 0.3\%$	$t \geq 0.8\%$	$0.3\% < t < 0.8\%$
30*30	courante	0.34	7.47	-	-	oui
	nodale	0.50		-	-	oui
35*35	courante	0.30	6.4	-	-	oui
	nodale	0.45		-	-	oui
40*40	courante	0.40	5.60	-	-	oui
	nodale	0.40		-	-	oui
45*45	courante	0.40	4.98	-	-	oui
	nodale	0.40		-	-	oui
50*50	courante	0.40	4.48	-	-	oui
	nodale	0.40		-	-	oui
55*55	courante	0.40	6.49	-	-	oui
	nodale	0.40		-	-	oui

Tableau V.20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux.

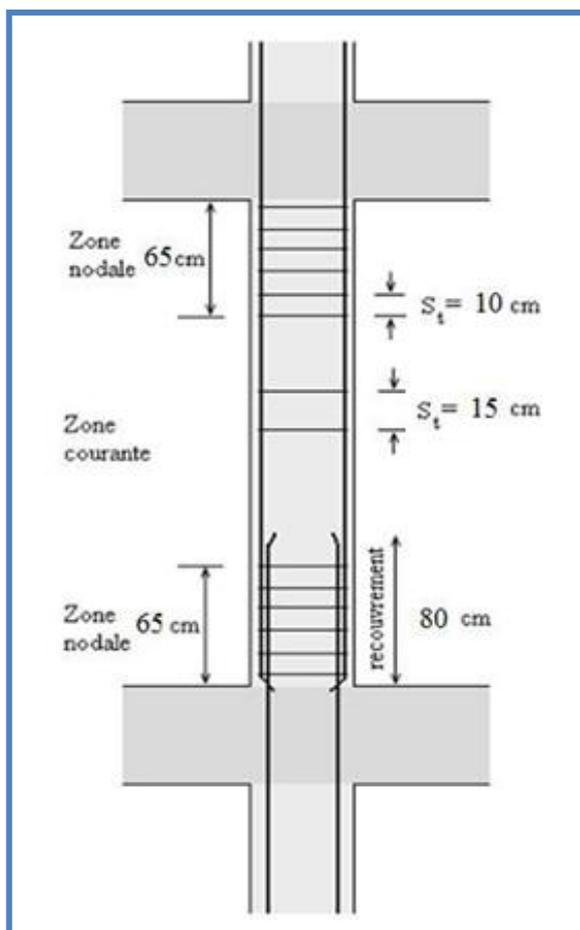


Fig. V.19 : Disposition des armatures dans les poteaux.

V.2.4 Schéma de ferrailage :

V.2.4.1 – POTEAU :

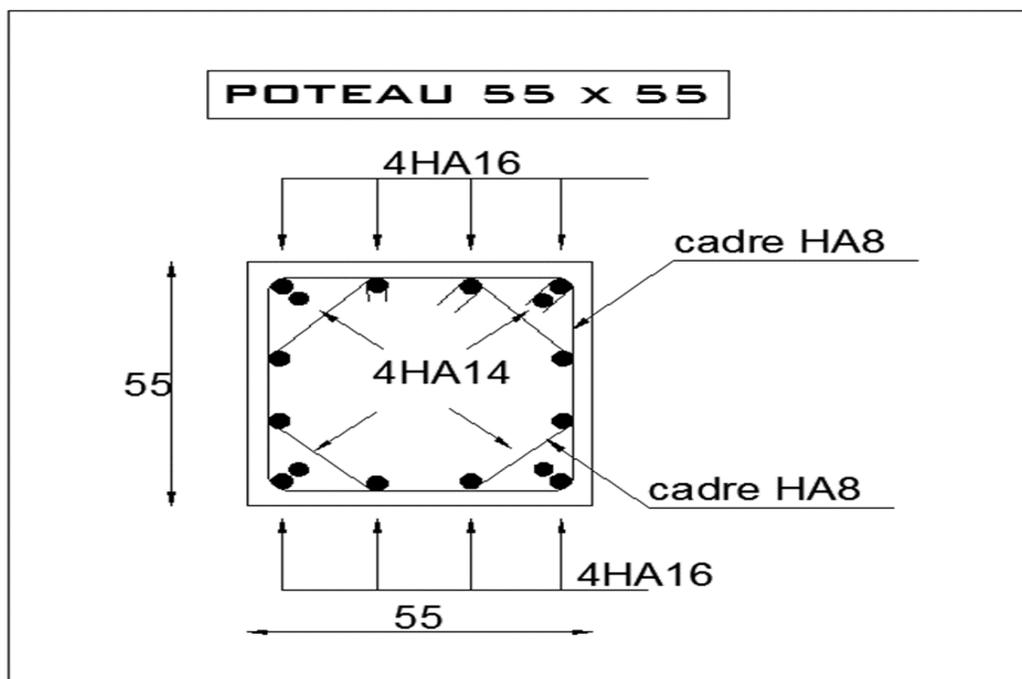


FIG V.20 : poteau 55 x 55.

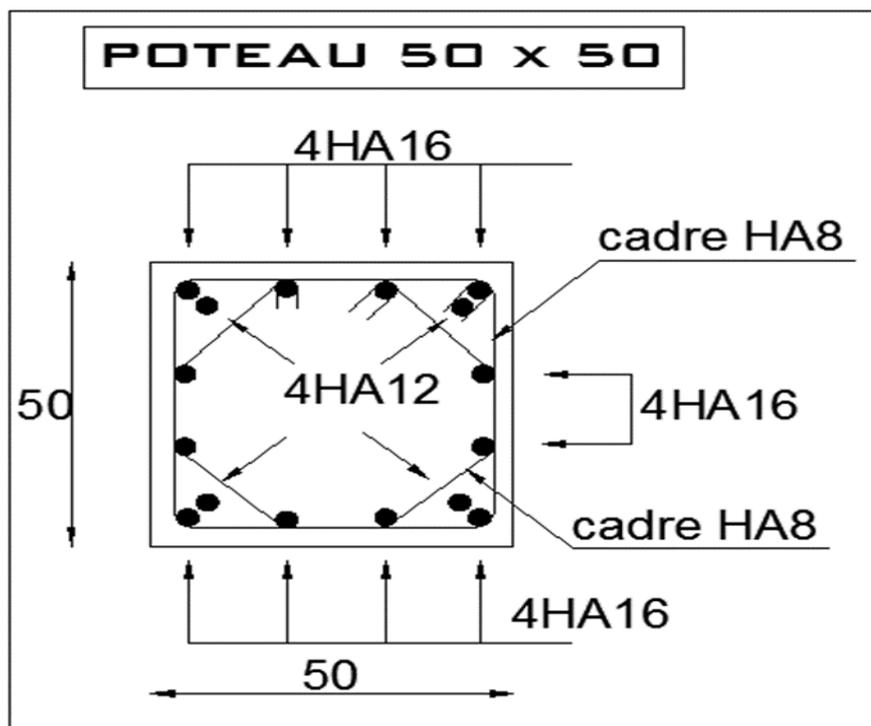


FIG V.21 : poteau 50 x 50 .

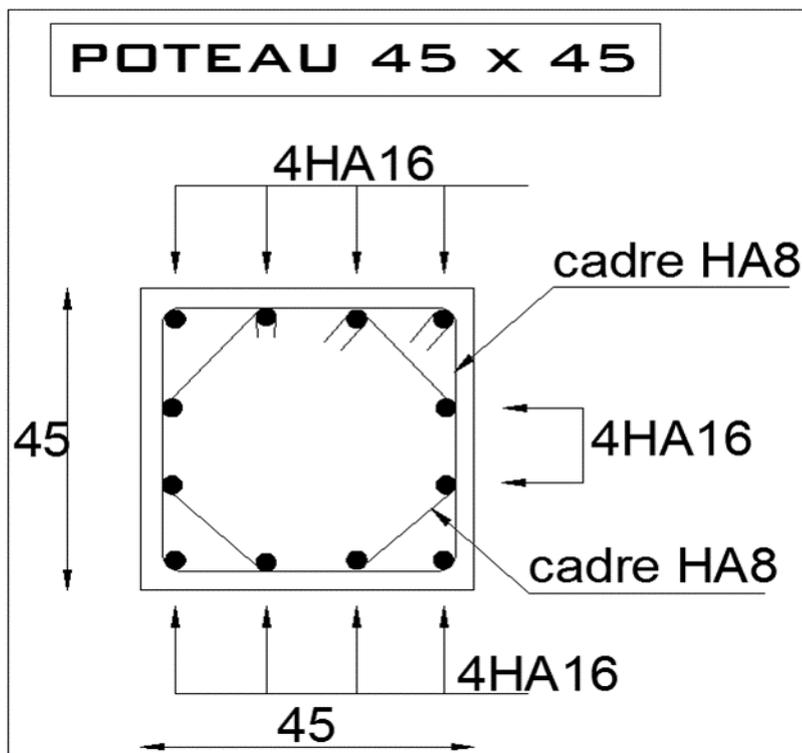


FIG V.22 : poteau 45 x 45.

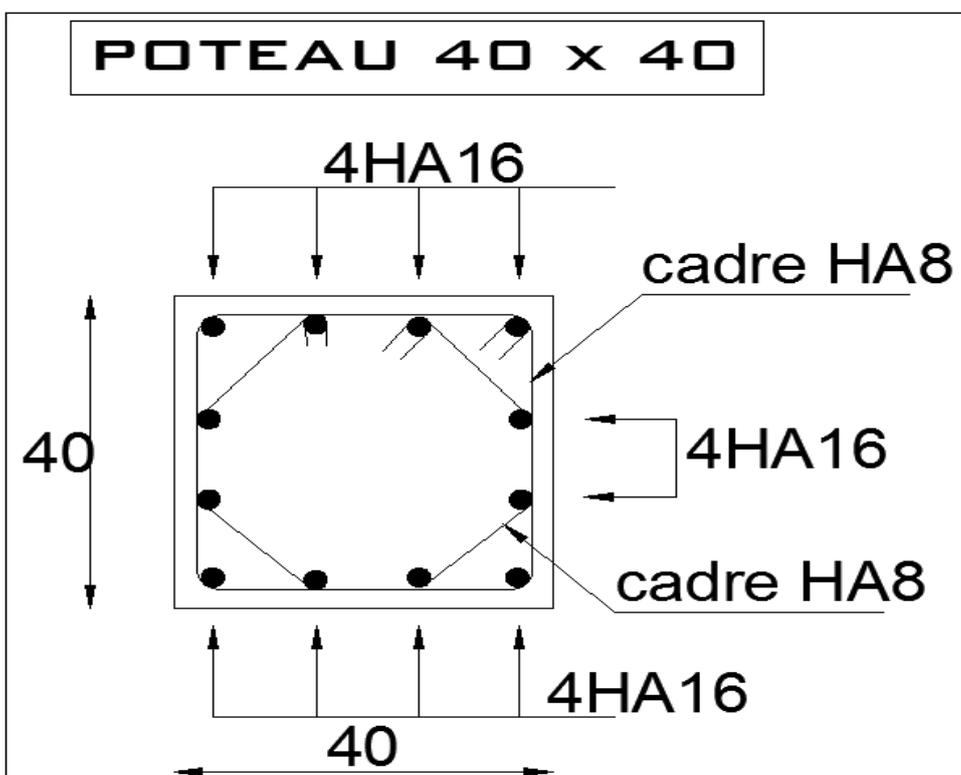


FIG V.23 : poteau 40 x 40.

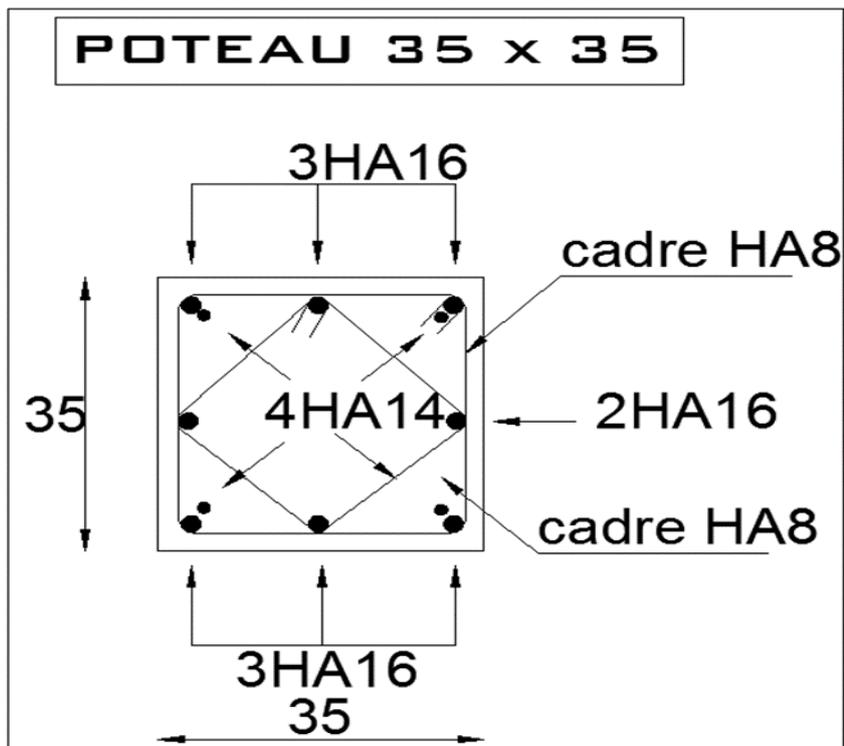


FIG V.24 : poteau 35 x 35.

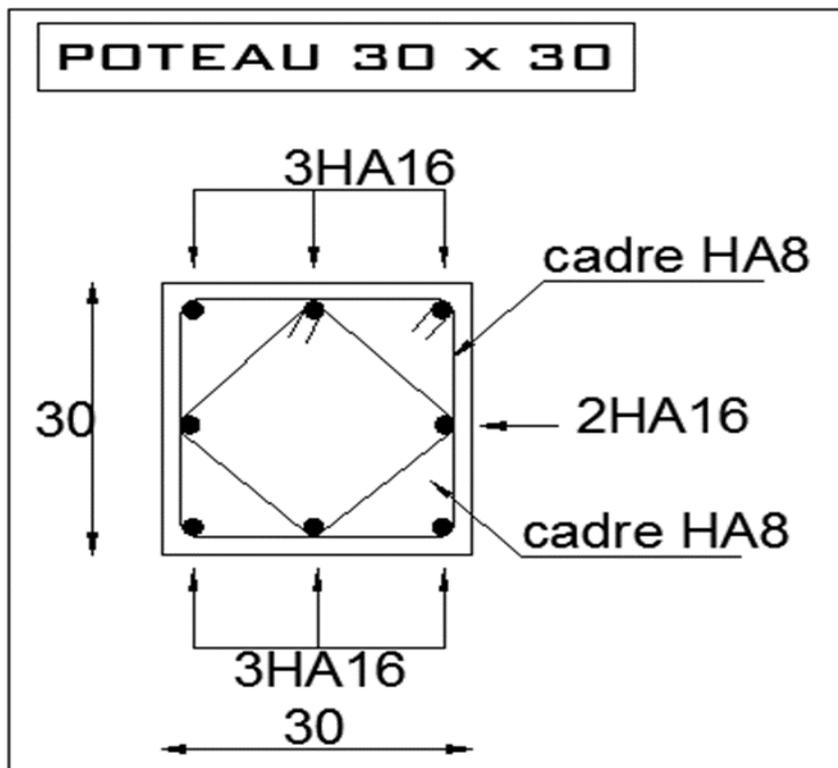


FIG V.25 : poteau 30 x30.

V.2.4.2 – POUTRES :

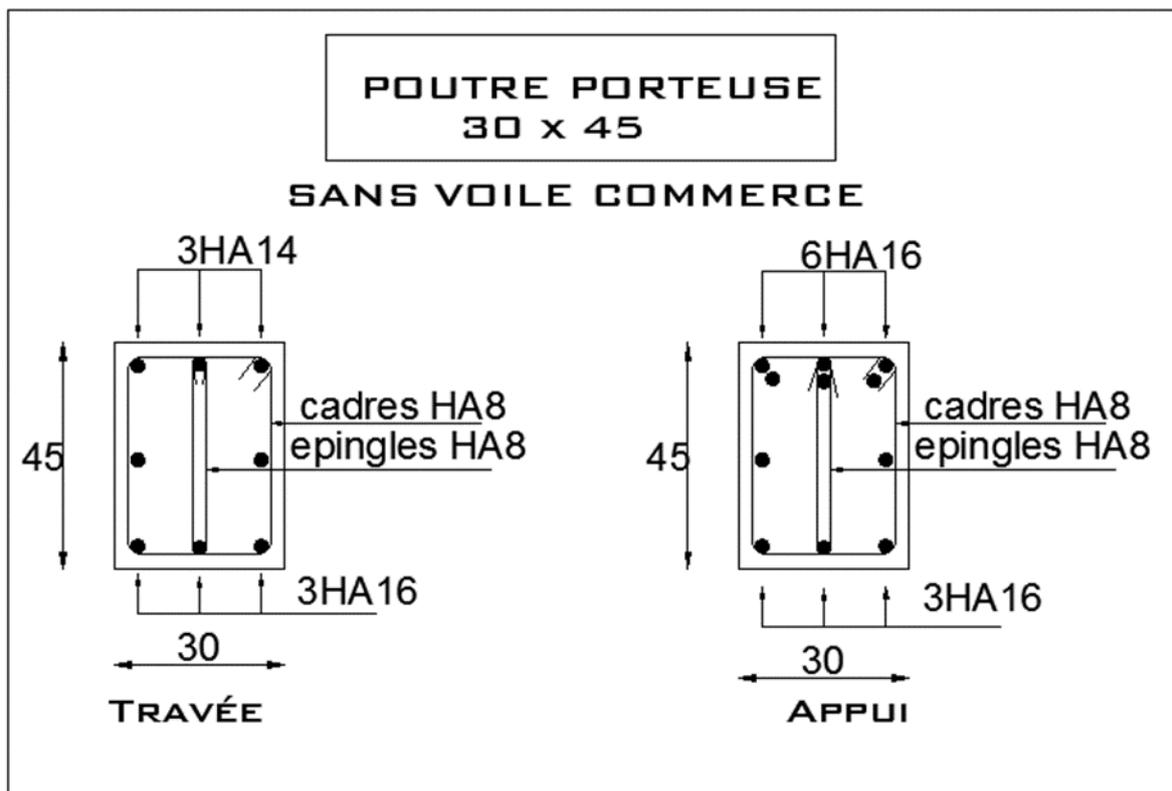


FIG V.26 : poutre 30 x 45.

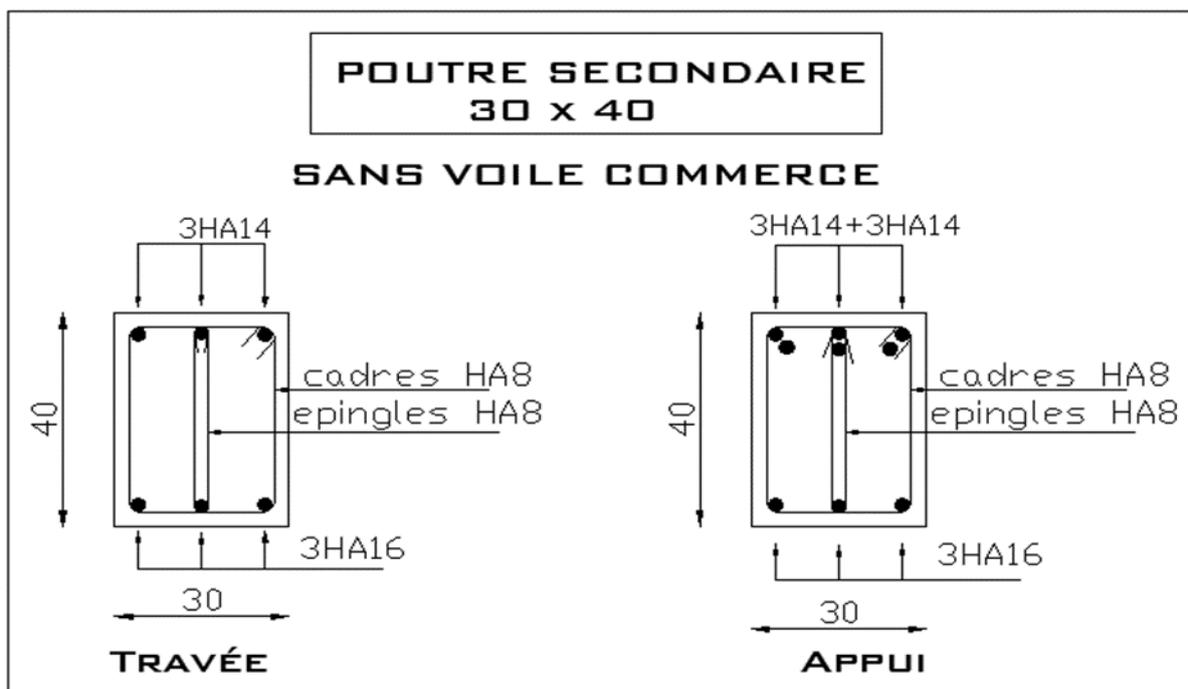


FIG V.27 : poutre 30 x 40.

V.3 - ETUDE DU VOILES

V.3. 1 Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargées de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme. Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique

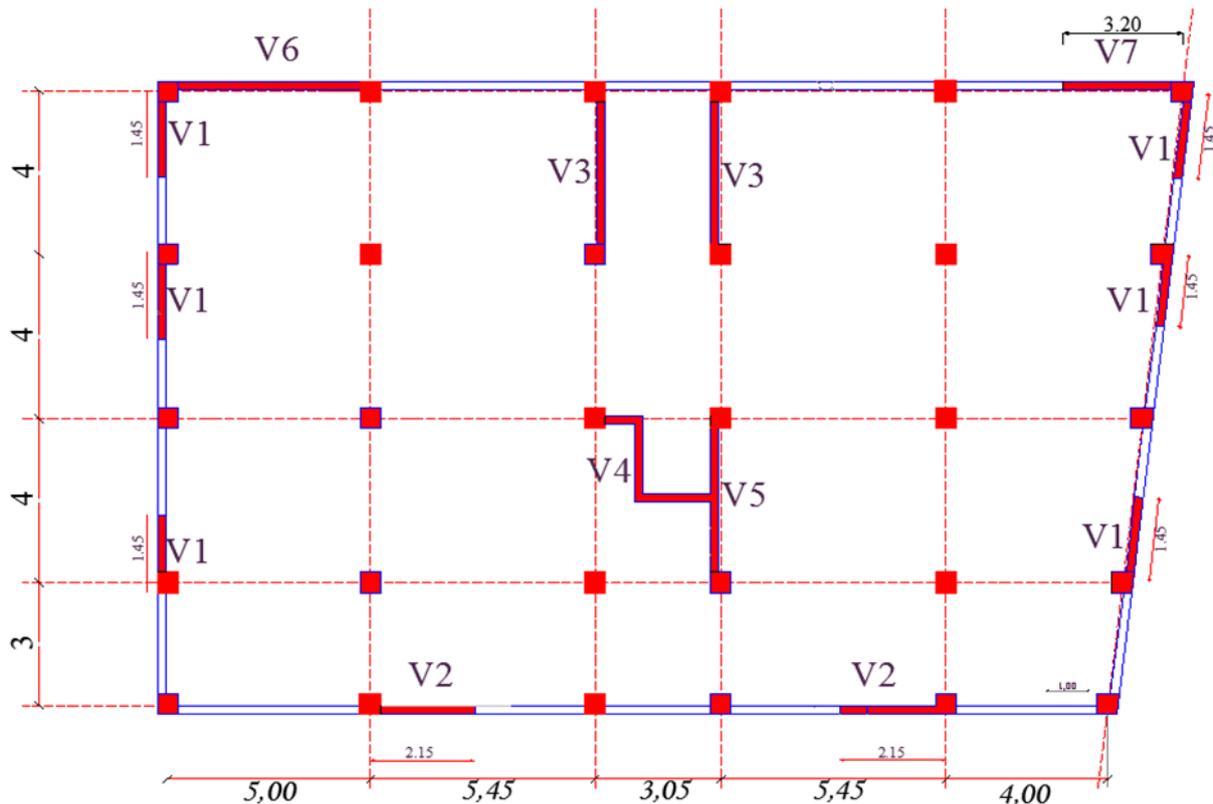


FIG V.28 : voiles.

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en [RPA99version 2003/7.7.1] (voir chapitre II)

- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

si les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailrages suivants :

- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/7.7.4]

1- les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

- **Condition du RPA99 (version 2003/7.7.4.1) :**
 - **Les armatures minimales :**
 - 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 horizontale du béton tendu.
 - A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow A_v \geq 4HA10$
 - Si des efforts de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
 - Les barres verticales du derniers niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
 - **Espacement des barres verticales :**
 - ✓ $S = \min (1,5 \times e; 30 \text{ cm})$ en zone courante.
 - ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

2 - les armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $k=1$; $\gamma_s=1$

➤ **Disposition des armatures : [RPA99/2003]**

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles par 1 m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doit 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 de charges.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

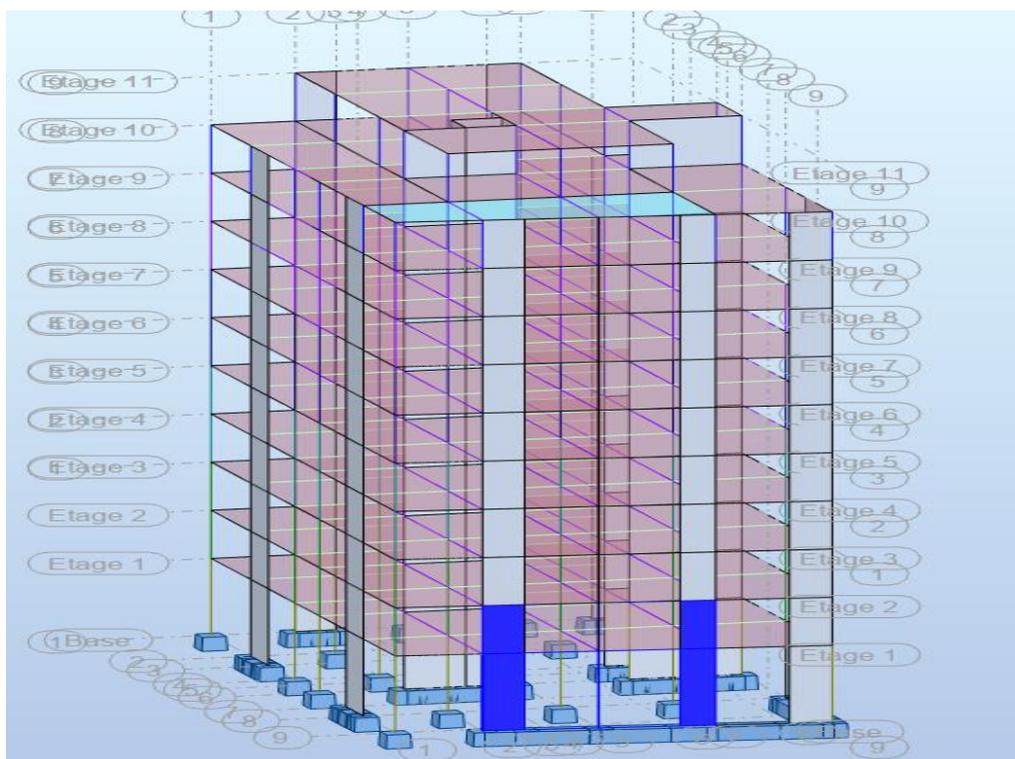
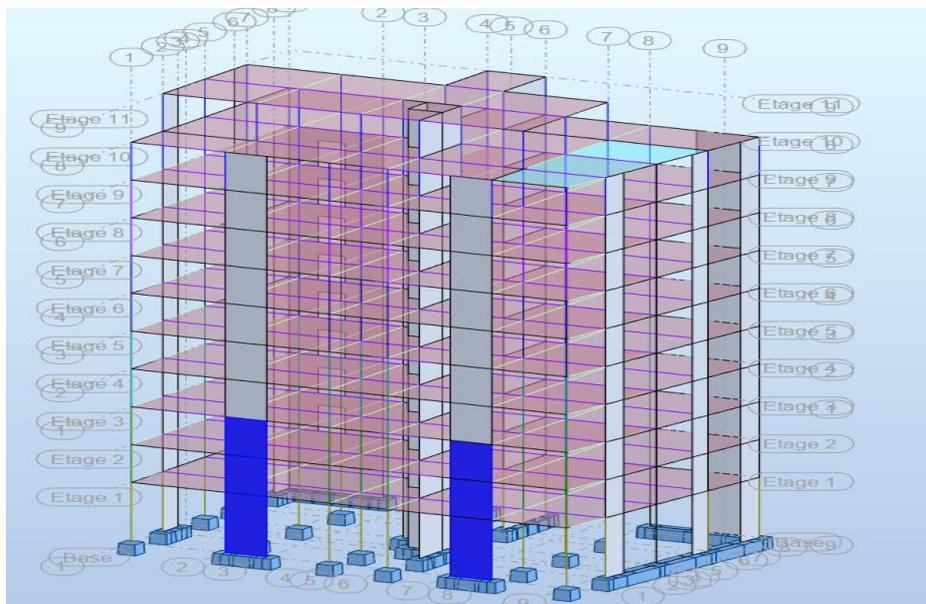
- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

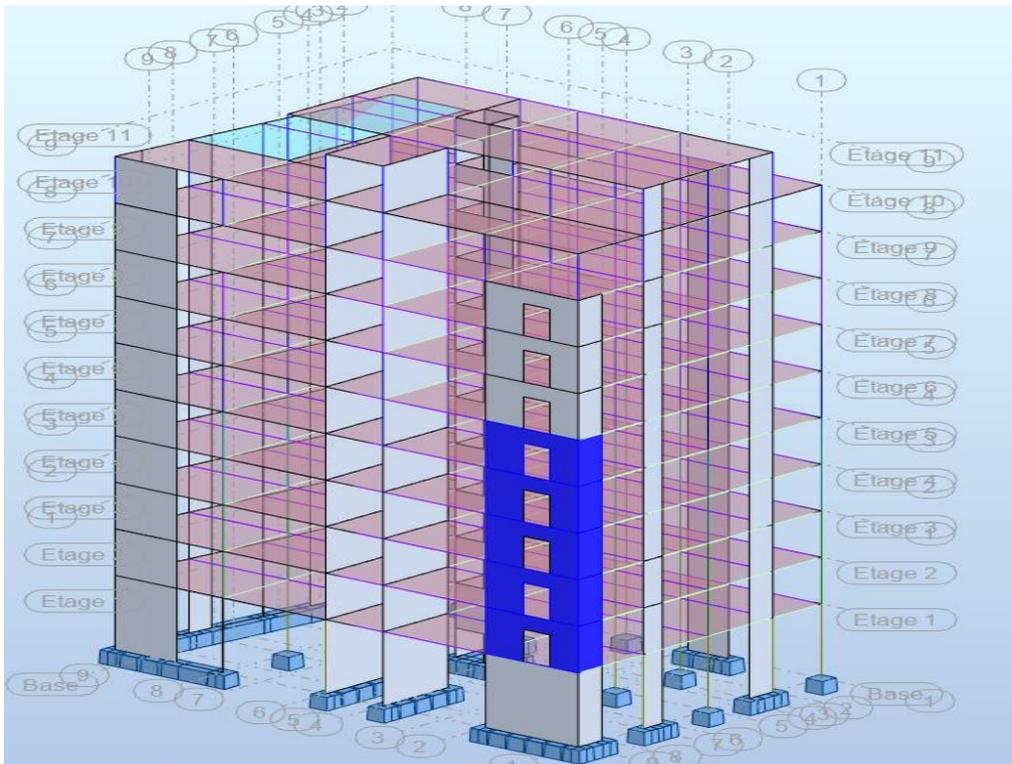
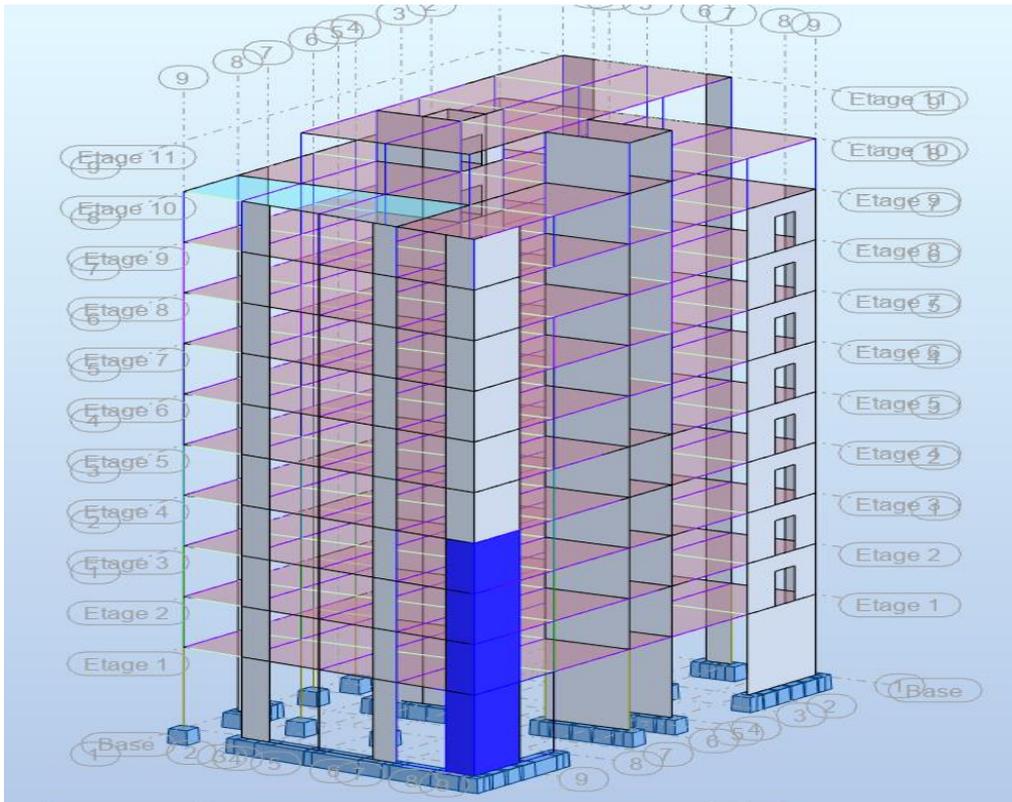
Les sollicitations de calcul seront calculées sous les combinaisons d'actions suivantes :

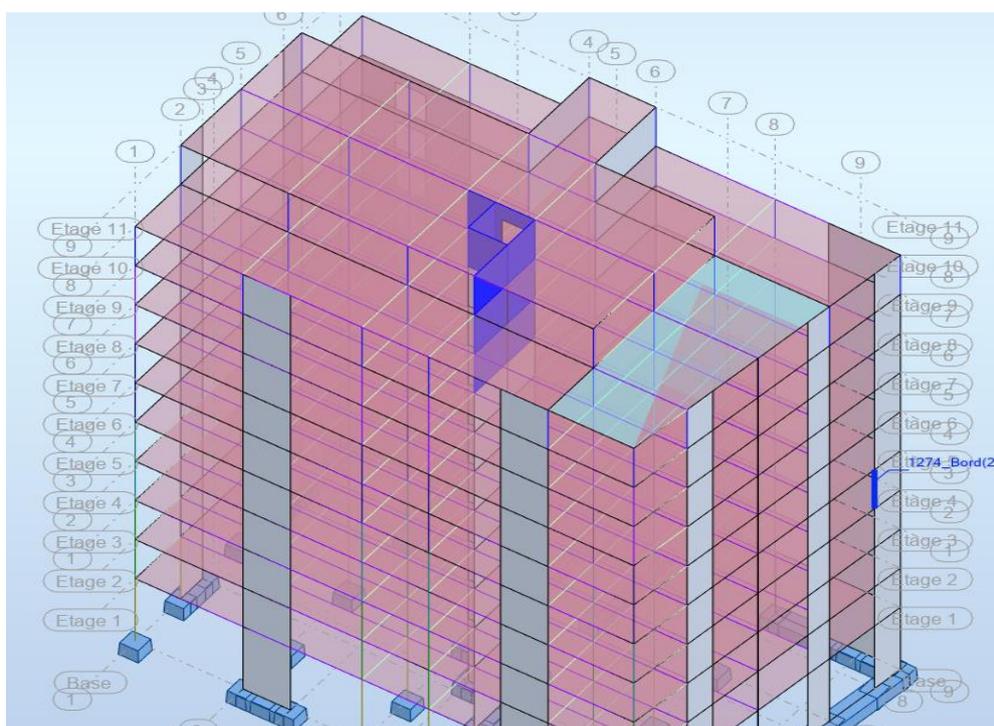
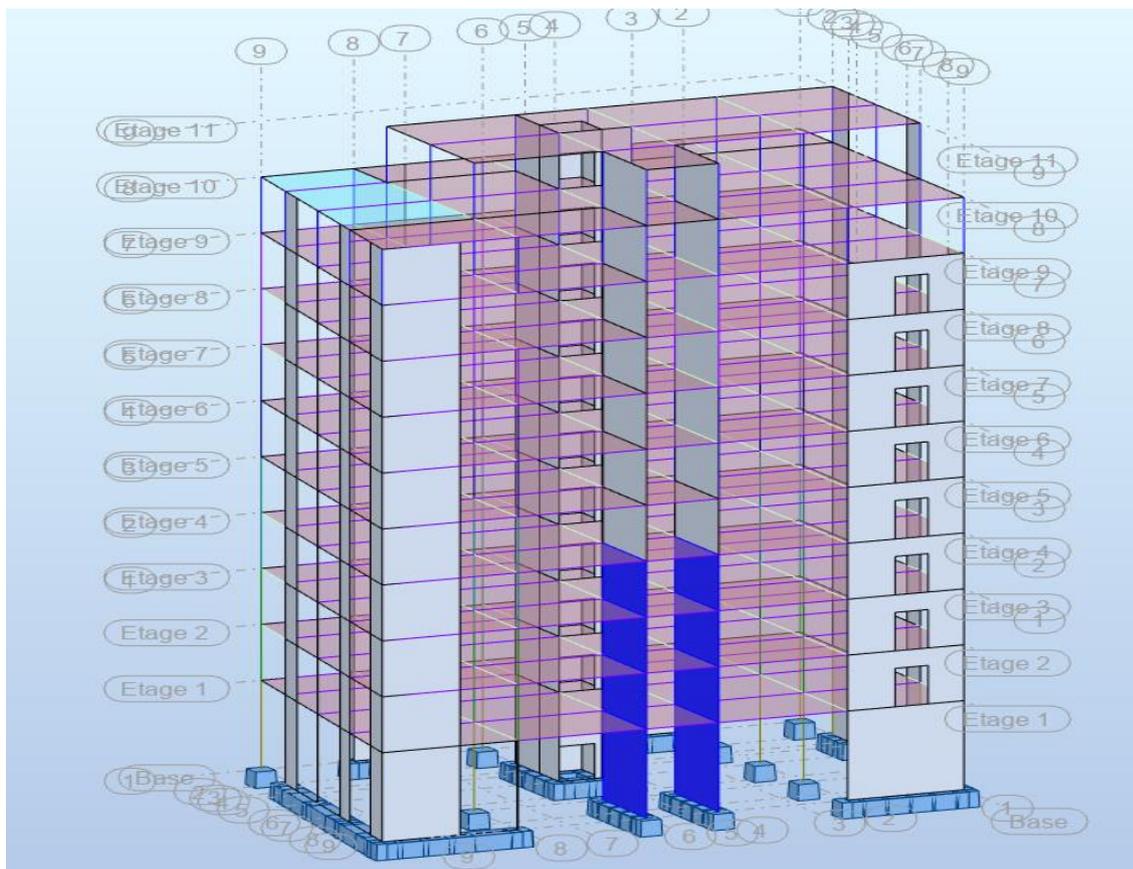
$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/V.5.2]}$$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailrages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.3.2- Représentation des voiles.







les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1]:

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

↳ Les armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

V.3.3 - Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles se fera sous les sollicitations verticales et horizontales. Les contraintes extrêmes au niveau des abouts du voiles sont calculé suivante le principe de Navier Bernoulli comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} \end{cases}$$

- **N** : Effort normal appliqué.
- **M** : Moment fléchissant du voile.
- **A** : Section transversale du voile.
- **V** : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- **I** : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

- **Description relative aux armatures des voiles :**

Pour la section des voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- a- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- b- Détermination de la nature de la section.

En flexion composée trois cas peuvent se présenter suivant la position de l'axe neutre qui peut passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures.

V.3.3.a - Voile 1 d'épaisseur 25 cm :

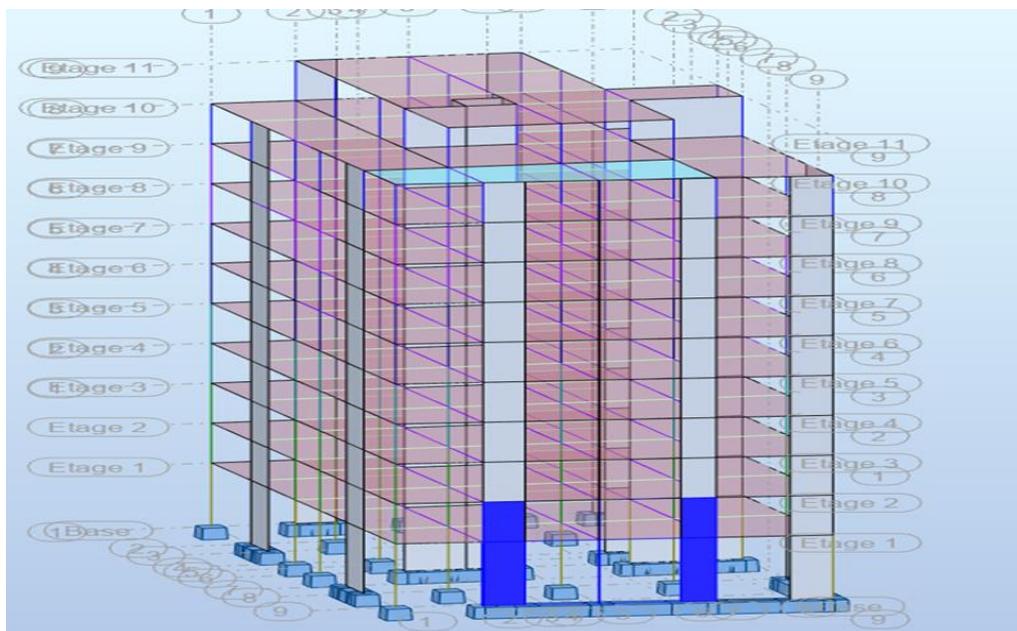


FIG V.29.

V.3.4 Note de calcul

1 Niveau:

- Nom : Etage 1
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : X0

2 Voile: Voile1207

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : BETON25 $f_{ck} = 30$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie:

Nom: V1

Longueur: 1,45 (m)
Epaisseur: 0,25 (m)

Hauteur:	5,10 (m)
Hauteur de la couronne :	0,00 (m)
Appui vertical :	-----
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant	:	NF EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2007
Enrobage	:	2,2 (cm)

2.4 Résultats théoriques:

2.4.1 Diagrammes

2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 ACC

ACC.1-	g+q+ex/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_X
ACC.2-	g+q+ey/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_Y
ACC.3-	0.8g+ex/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_X
ACC.4-	0.8g+ey/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_Y

2.4.2.2 Longueur de flambement

$$L_0 = \beta * L_w$$

$$L_0 = 4,34 \text{ (m)}$$

2.4.2.3 Elancement

$$\lambda = L_0 / i$$

$$\lambda = 75,08$$

$$\lambda_{\text{seism}} = 83,43$$

$$\lambda_{\text{seism_rnf}} = 83,43$$

2.4.2.4 Coefficient Φ

$$\Phi = \min(1, 14 * (1 - 2 * e_i / h_w) - 0.02 * l_0 / h_w, (1 - 2 * e_i / h_w))$$

$$\Phi = 0,48$$

$$\Phi_{\text{seism}} = 0,48$$

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$$\sigma_{ulim} = 6,38 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim_seism} = -9,57 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{moy} = 3,30 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$\sigma_{band,moy} = 3,91 \text{ (MPa)}$$

$$L_{band} = 0,49 \text{ (m)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 2

$$f_{cvd} = 0,57 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{cp} = 0,22 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 4

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$N_{umax} = 40,94 \text{ (kN)}$$

$$\sigma_{umax} = 0,14 \text{ (MPa)}$$

$$A_v = 0,68 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{min} = 0,47 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$N_{ulim} = 4833,33 \text{ (kN)}$$

$$\sigma_{bc} = -20,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 16,67 \text{ (MPa)}$$

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$$\underline{A_f L = 9,99 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---

$$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 0,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fL \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux

Largeur: d':

Combinaison dimensionnante: ---

$\sigma_i = 0,00$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)

$d' = 0,30$ (m)

2.4.2.7.1.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$l_f = 0,20$ (m)

$h_s = 5,10$ (m)

$l_f \leq h_s/5$

$b_f = 0,20$ (m)

$b_f < h_s/15$

Renfort délimité obligatoire

$v_d = 0,00$

Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)

$l_c = 0,30$ (m)

$\rho = 0,02\%$

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 9,99 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---

$\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 0,00$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)

$b_f = 0,00$ (m)

AfRmin = 0,00 (cm²)

2.4.2.7.2.3 Potelets minimaux

Largeur: d':

Combinaison dimensionnante: ---

$\sigma_i = 0,00$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)

$d' = 0,30$ (m)

2.4.2.7.2.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$l_f = 0,20$ (m)

$h_s = 5,10$ (m)

$l_f \leq h_s/5$

$b_f = 0,20$ (m)

$b_f < h_s/15$

Renfort délimité obligatoire

$$v_d = 0,00$$

Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)

$$l_c = 0,30 \text{ (m)}$$

$$\rho = 0,02\%$$

2.4.2.8 Cisaillement

Armatures horizontales

$$V_u = -23,04 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rd,max} = 10629,20 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rd,min} = 448,84 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rdc} = 448,84 \text{ (kN)}$$

$$A_h = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 4

$$V_u = 41,96 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 73,43 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,28 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{lim} = 1,05 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_V = 3,78$$

$$A_{th} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ---

$$V_u = 0,00 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 0,00 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{lim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_V = 0,00$$

$$A_{tv} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

2.4.2.9 Glissement

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$$V_u = 33,16 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 58,02 \text{ (kN)}$$

$$x = 0,09 \text{ (m)}$$

$$\alpha_R = 0,81$$

$$F_b = \alpha_R \cdot x^* \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 346,12 \text{ (kN)}$$

$$f_{tj} = 2,10 \text{ (MPa)}$$

$$A_t = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

2.5 Ferrailage:

• **Armatures verticales:**

Zone		Quantité Acier	Diamètre	Longueur	Espacement	
X0 (m)	X1 (m)					
0,30	1,15	8	HA 400	12,0	5,63	0,25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

• **Armatures horizontales:**

Type	Quantité	Acier	Diamètre			A B C	
Espacement	Forme	(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
droit	42	HA 400	8,0	1,41	0,00	0,00	0,25
boucles U	21	HA 400	8,0	0,39	0,14	0,39	- 21
boucles U	21	HA 400	8,0	0,39	0,14	0,39	- 21

Épingles:

Quantité	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
44	HA 400	8,0	0,16	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - gauche	10	HA 400	12,0	5,63	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	10	HA 400	12,0	5,63	0,00	0,00
Armature transversale - gauche	51	HA 400	8,0	0,15	0,25	0,15
31						
Armature transversale - droite	51	HA 400	8,0	0,15	0,25	0,15
31						
Épingles - gauche	51	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00
Épingles - droite	51	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00

V.3.5 Feriillage du voile :

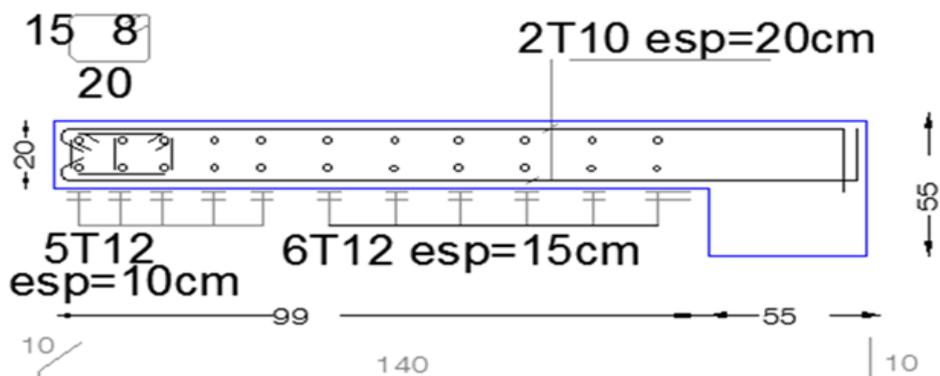


FIG V.30 feraiillage VOILE V1 L = 1.45m.

V.3.3.b voiles L=2.15 m V2 :

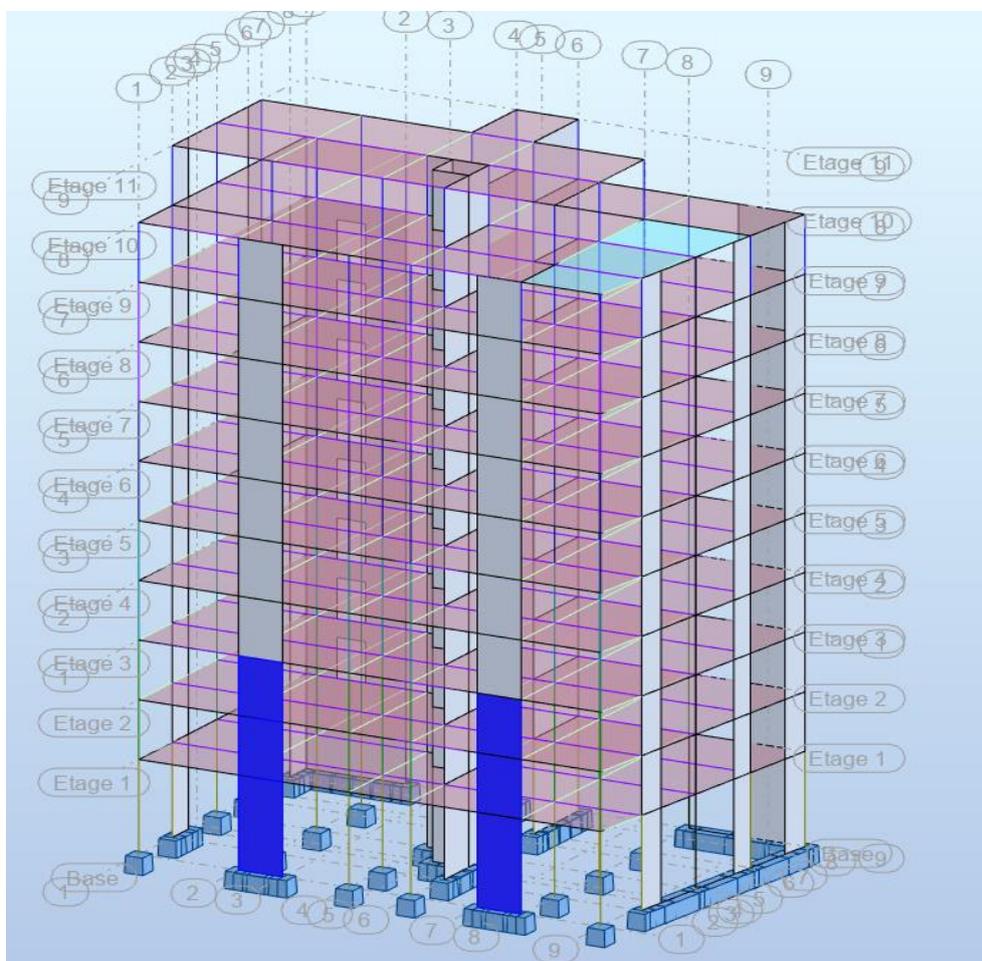


FIG V.31 VOILE 2.

V.3.4 NOTE DE CALCUL :**1 Niveau:**

- Nom : Etage 1
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : X0

2 Voile: V2**2.1 Caractéristiques des matériaux:**

- Béton : BETON25 fck = 30 (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 400 fe = 400,00 (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 fe = 400,00 (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: q = 2,50

2.2 Géométrie:**Nom: V2**

Longueur: 2,15 (m)
 Epaisseur: 0,20 (m)
 Hauteur: 5,10 (m)
 Hauteur de la couronne: 0,00 (m)
 Appui vertical:

Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : NF EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2007
 Enrobage : 2,2 (cm)

2.4 Résultats théoriques:**2.4.1 Diagrammes****2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:**

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 ACC

ACC.1- g+q+ex/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_X
 ACC.2- g+q+ey/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_Y
 ACC.3- 0.8g+ex/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_X
 ACC.4- 0.8g+ey/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_Y

2.4.2.2 Longueur de flambement

$L_0 = \beta * L_w$
 $L_0 = 4,34 \text{ (m)}$

2.4.2.3 Elancement

$\lambda = L_0 / i$
 $\lambda = 75,08$

$\lambda_{\text{seism}} = 83,43$
 $\lambda_{\text{seism_rnf}} = 83,43$

2.4.2.4 Coefficient Φ

$\Phi = \min(1,14*(1-2*ei/hw)-0.02*lo/hw, (1-2*ei/hw))$
 $\Phi = 0,48$

$\Phi_{\text{seism}} = 0,48$

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{\text{ulim}} = 6,38 \text{ (MPa)}$
 $\sigma_{\text{ulim_seism}} = -9,57 \text{ (MPa)}$

$\sigma_{\text{moy}} = 3,02 \text{ (MPa)}$
 Combinaison dimensionnante: ELU 1

$\sigma_{\text{band,moy}} = 5,72 \text{ (MPa)}$
 $L_{\text{band}} = 0,59 \text{ (m)}$
 Combinaison dimensionnante: ELU 1

$f_{\text{cvd}} = 0,00 \text{ (MPa)}$

$\tau_{cp} = 0,94$ (MPa)
 Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ACC 2
 $N_{umax} = 567,98$ (kN)
 $\sigma_{umax} = 1,31$ (MPa)

$A_v = 2,15$ (cm²/m)
 $A_{min} = 0,99$ (cm²/m)

$N_{ulim} = 7216,67$ (kN)
 $\sigma_{bc} = -20,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 16,67$ (MPa)

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$A_f L = 35,07$ (cm²)
 Combinaison dimensionnante: ACC 2

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ACC 2
 $\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 8,95$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 15,38$ (MPa)
 $b_f = 1,00$ (m)
 $A_{fL \min} = 2,91$ (cm²)

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux

Largeur: d'
Combinaison dimensionnante: ACC 2
 $\sigma_i = 8,95$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 15,38$ (MPa)
 $d' = 0,32$ (m)

2.4.2.7.1.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$l_f = 0,20$ (m)
 $h_s = 5,10$ (m)
 $l_f \leq h_s/5$
 $b_f = 0,20$ (m)

$bf < hs/15$
 Renfort délimité obligatoire
 $vd = 0,00$
 Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)
 $lc = 0,32$ (m)
 $\rho = 0,06\%$

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 35,07 (cm²)
 Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---
 $\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 0,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 15,38$ (MPa)
 $bf = 0,00$ (m)
 AfRmin = 0,00 (cm²)

2.4.2.7.2.3 Potelets minimaux

Largeur: d':
Combinaison dimensionnante: ---
 $\sigma_i = 0,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 15,38$ (MPa)
 $d' = 0,32$ (m)

2.4.2.7.2.4 Renfort délimité en raison des exigences

sismiques

$lf = 0,20$ (m)
 $hs = 5,10$ (m)
 $lf \leq hs/5$
 $bf = 0,20$ (m)
 $bf < hs/15$
 Renfort délimité obligatoire
 $vd = 0,00$
 Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)
 $lc = 0,32$ (m)
 $\rho = 0,06\%$

2.4.2.8 Cisaillement

Armatures horizontales

$V_u = -30,74$ (kN)

$V_{Rd,max} = 29629,09$ (kN)
 $V_{Rdc,min} = 668,75$ (kN)
 $V_{Rdc} = 668,75$ (kN)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)
 Combinaison dimensionnante: ELU 1
Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 3

$V_u = 271,57$ (kN)
 $V^* = 475,25$ (kN)
 $\tau^* = 1,19$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,05$ (MPa)
 $\alpha V = 1,60$
 $A_{th} = 0,76$ (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ---

$V_u = 0,00$ (kN)
 $V^* = 0,00$ (kN)
 $\tau^* = 0,00$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 0,00$ (MPa)
 $\alpha V = 0,00$
 $A_{tv} = 0,00$ (cm²/m)

2.4.2.9 Glissement

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 271,57$ (kN)
 $V^* = 475,25$ (kN)
 $x = 0,10$ (m)
 $\alpha R = 0,81$

$F_b = \alpha R \cdot x^* \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 397,00$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 4,31$ (cm²/m)

2.5 Ferrailage:

• Armatures verticales:

Zone						
X0	X1	Quantité Acier		Diamètre	Longueur	Espacement
(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,32	1,84	14	HA 400	10,0	5,54	0,24

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

• Armatures horizontales:

Type Espacement	Quantité	Acier Forme (mm)	Diamètre				C
			A (m)	B (m)	B (m)	C (m)	
droit	42	HA 400	8,0	2,12	0,00	0,00	0,25
boucles U	21	HA 400	8,0	0,39	0,14	0,39	- 21
boucles U	21	HA 400	8,0	0,39	0,14	0,39	- 21

Épingles:

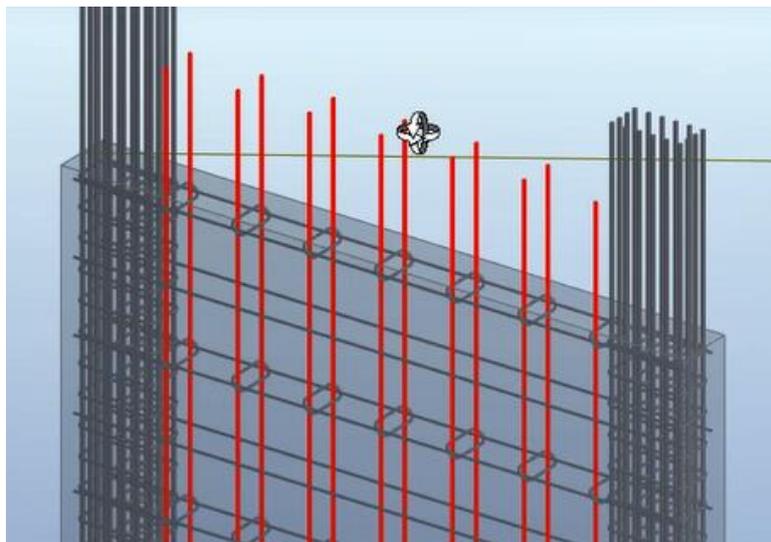
Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
77	HA 400	8,0	0,16	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - gauche	12	HA 400	20,0	6,00	0,00	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	12	HA 400	20,0	6,00	0,00	0,00	0,00
Armature transversale - gauche 31	51	HA 400	8,0	0,15	0,27	0,15	0,15
Armature transversale - droite 31	51	HA 400	8,0	0,15	0,27	0,15	0,15
Épingles - gauche	51	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00
Épingles - droite	51	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

V.3.5 ferrailage :

- Sheema ferrailage voile par robot structurale analysis :



VOILE 2

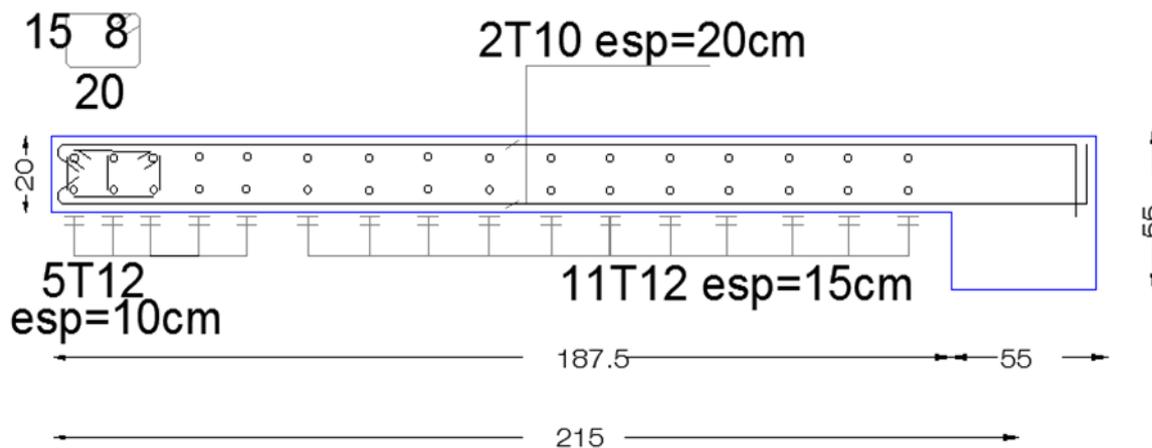
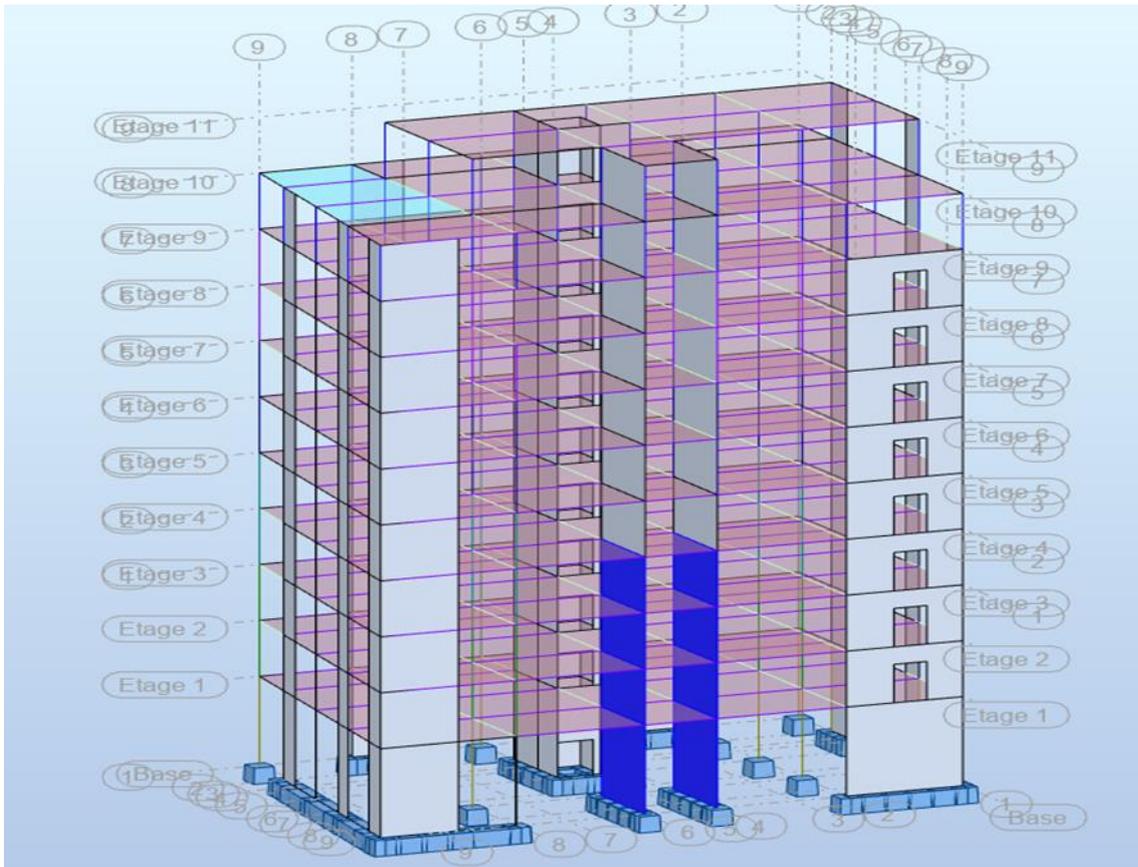


FIG.V.32 : ferrailage du voile V2 **2.15m**.

V.3.3.C voiles L=4.00 m : (V3 et V5)



V.3.4 note de calcul :

1 Niveau:

- Nom : Etage 1
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : X0

2 Voile: V3

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : BETON25 $f_{ck} = 30$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie:

Nom: V3

Longueur: 4,00 (m)
 Epaisseur: 0,20 (m)
 Hauteur: 5,10 (m)
 Hauteur de la couronne: 0,00 (m)
 Appui vertical: -----
 Conditions aux appuis: plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant : NF EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2007
 Enrobage : 2,2 (cm)

2.4 Résultats théoriques:

2.4.1 Diagrammes

2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 ACC

ACC.1- g+q+ex/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_X
 ACC.2- g+q+ey/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_Y
 ACC.3- 0.8g+ex/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_X
 ACC.4- 0.8g+ey/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_Y

2.4.2.2 Longueur de flambement

$Lo = \beta * Lw$
 $Lo = 4,34 (m)$

2.4.2.3 Elancement

$\lambda = Lo / i$
 $\lambda = 50,06$

$$\lambda_{\text{seism}} = 53,63$$
$$\lambda_{\text{seism_rnf}} = 53,63$$

2.4.2.4 Coefficient Φ

$$\Phi = \min(1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_i/h_w) - 0,02 \cdot l_0/h_w, (1 - 2 \cdot e_i/h_w))$$
$$\Phi = 0,70$$

$$\Phi_{\text{seism}} = 0,70$$

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$$\sigma_{\text{ulim}} = 9,32 \text{ (MPa)}$$
$$\sigma_{\text{ulim_seism}} = -13,98 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 2,82 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$\sigma_{\text{band,moy}} = 5,95 \text{ (MPa)}$$
$$L_{\text{band}} = 1,65 \text{ (m)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 2

$$f_{\text{cvd}} = 1,41 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{\text{cp}} = 0,69 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 4

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$$N_{\text{umax}} = 2066,31 \text{ (kN)}$$
$$\sigma_{\text{umax}} = 1,72 \text{ (MPa)}$$

$$A_v = 2,40 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$
$$A_{\text{min}} = 0,60 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$N_{\text{ulim}} = 20000,00 \text{ (kN)}$$
$$\sigma_{\text{bc}} = -20,00 \text{ (MPa)}$$
$$\sigma_{\text{ulim}} = 16,67 \text{ (MPa)}$$

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$$\underline{A_f L = 22,50 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 15,38 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 15,38 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 1,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fL \text{ min}} = 7,50 \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux

Largeur: d'

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$\sigma_i = 15,38 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 15,38 \text{ (MPa)}$$

$$d' = 0,60 \text{ (m)}$$

2.4.2.7.1.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$$l_f = 0,30 \text{ (m)}$$

$$h_s = 5,10 \text{ (m)}$$

$$l_f \leq h_s/5$$

$$b_f = 0,30 \text{ (m)}$$

$$b_f < h_s/15$$

Renfort délimité obligatoire

$$v_d = 0,00$$

Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)

$$l_c = 0,60 \text{ (m)}$$

$$\rho = 0,01\%$$

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

$$A_{fR} = 22,50 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---

$$\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 15,38 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 0,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fR \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.4.2.7.2.3 Potelets minimaux

Largeur: d':

Combinaison dimensionnante: ---

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 15,38 \text{ (MPa)}$$

$$d' = 0,60 \text{ (m)}$$

2.4.2.7.2.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$$l_f = 0,30 \text{ (m)}$$

$$h_s = 5,10 \text{ (m)}$$

$$l_f \leq h_s/5$$

$$b_f = 0,30 \text{ (m)}$$

$$b_f < h_s/15$$

Renfort délimité obligatoire

$$v_d = 0,00$$

Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)

$$l_c = 0,60 \text{ (m)}$$

$$\rho = 0,01\%$$

2.4.2.8 Cisaillement

• Armatures horizontales

$$V_u = -20,32 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rd,max} = 243595,51 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rdc,min} = 1835,50 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rdc} = 1835,50 \text{ (kN)}$$

$$A_h = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 4

$$V_u = 555,76 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 972,58 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,88 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{lim} = 1,05 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_V = 1,47$$

$$A_{th} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

• Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 4

$$V_u = 555,76 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 972,58 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,88 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{lim} = 1,05 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_V = 1,47$$

$$A_{tv} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

2.4.2.9 Glissement

Combinaison dimensionnante: ACC 4

$V_u = 555,76$ (kN)

$V^* = 972,58$ (kN)

$x = 0,32$ (m)

$\alpha R = 0,81$

$F_b = \alpha R \cdot x^* \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 1919,00$ (kN)

$f_{tj} = 2,10$ (MPa)

$A_t = 0,00$ (cm²/m)

2.5 Ferrailage:

Armatures verticales:

Zone	X0	X1	Quantité Acier	Diamètre	Longueur	Espacement	
	(m)	(m)		(mm)	(m)	(m)	
	0,60	3,40	24	HA 400	10,0	5,54	0,25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Quantité	Acier	Diamètre			Espacement	
			A	B	C		
		(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
droit	42	HA 400	8,0	3,96	0,00	0,00	0,25

Épingles:

Quantité Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
	(mm)	(m)	(m)	(m)	
132	HA 400	8,0	0,26	0,00	0,00

Armature de bord (Af):

	Quantité Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - gauche	20	HA 400	12,0	5,63	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	20	HA 400	12,0	5,63	0,00	0,00
Armature transversale - gauche	51	HA 400	8,0	0,25	0,55	0,25
31						
Armature transversale - droite	51	HA 400	8,0	0,25	0,55	0,25
31						
Épingles - gauche	153	HA 400	8,0	0,25	0,00	0,00

Épingles - gauche	51	HA 400	8,0	0,55	0,00	0,00	00
Épingles - droite	153	HA 400	8,0	0,25	0,00	0,00	00
Épingles - droite	51	HA 400	8,0	0,55	0,00	0,00	00

V.3.5 ferrailage :

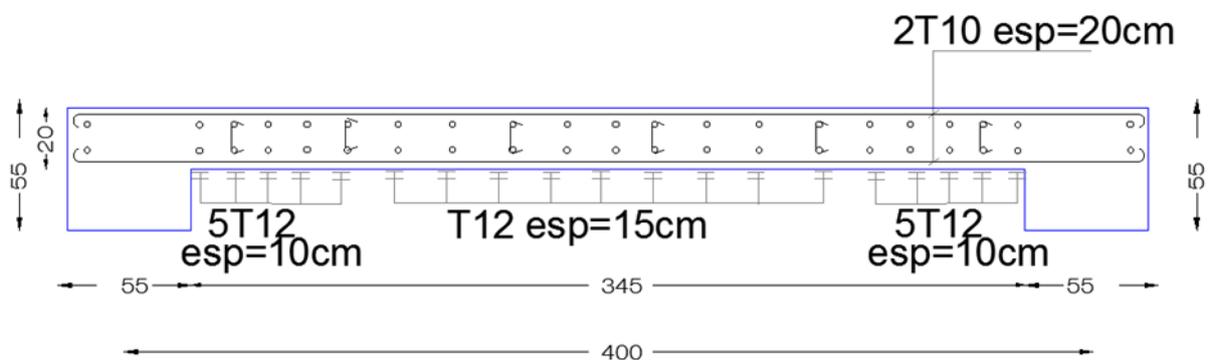
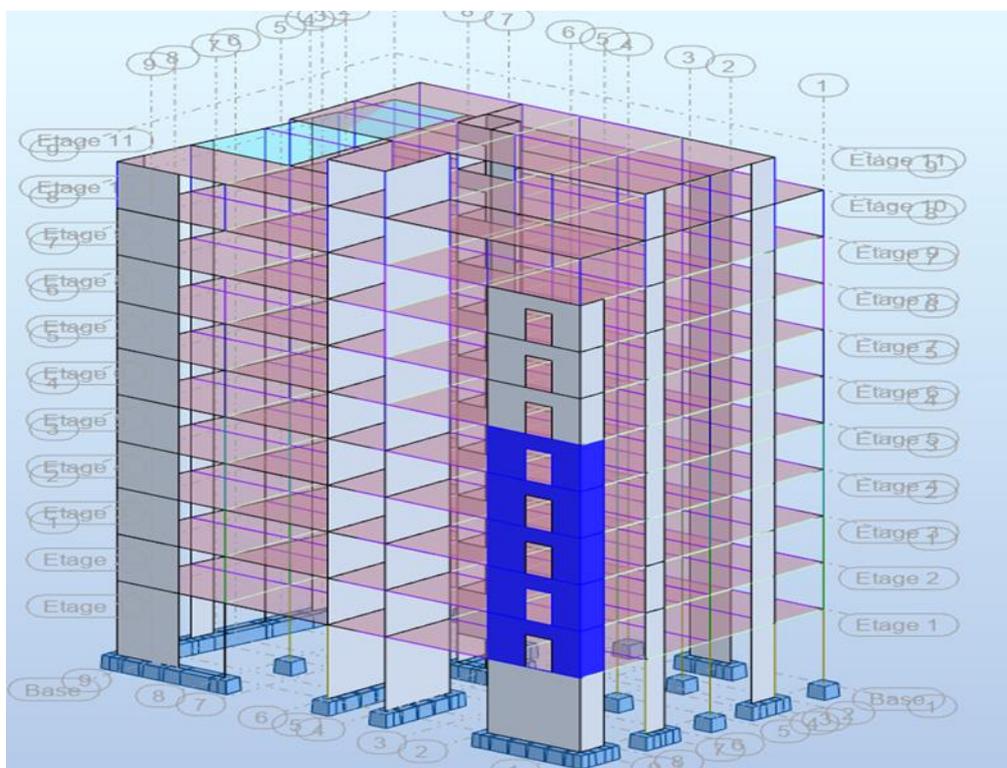


FIG V.33 : v3 L= 4 m .

V.3.3.d- Voiles L=5.00 m : V6 avec ouverture



V.3.4 NOTE DE CALCUL :

1 Niveau:

- Nom : Etage 2
- Niveau de l'étage : inférieur 5,10 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : X0

2 Voile: V6**2.1 Caractéristiques des matériaux:**

- Béton : BETON25 $f_{ck} = 30$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie:**Nom:** V6

Longueur: 5,00 (m)
 Epaisseur: 0,20 (m)
 Hauteur: 3,20 (m)
 Hauteur de la couronne: 0,00 (m)
 Appui vertical: -----
 Conditions aux appuis: plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Ouvertures:

Nom	X* (m)	Z* (m)	DX (m)	DZ (m)
H1	1,52	0,00	1,40	2,20

* - les coordonnées du coin gauche en bas de la réservation rectangulaire et les coordonnées du centre de la réservation circulaire sont mesurées à partir de l'origine de la travée.

2.4 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant : NF EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2007
 Enrobage : 2,2 (cm)

2.5 Résultats théoriques:**2.5.1 Diagrammes**

2.5.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 ACC

ACC.1- g+q+ex/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_X
 ACC.2- g+q+ey/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_Y
 ACC.3- 0.8g+ex/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_X
 ACC.4- 0.8g+ey/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_Y

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_0 = \beta * L_w$
 $L_0 = 2,72 \text{ (m)}$

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = L_0 / i$
 $\lambda = 47,11$

$\lambda_{seism} = 52,35$
 $\lambda_{seism_rnf} = 52,35$

2.5.2.4 Coefficient Φ

$\Phi = \min(1, 14 * (1 - 2 * e_i / h_w) - 0,02 * l_0 / h_w, (1 - 2 * e_i / h_w))$
 $\Phi = 0,64$

$\Phi_{seism} = 0,64$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 8,53 \text{ (MPa)}$
 $\sigma_{ulim_seism} = -12,80 \text{ (MPa)}$

$\sigma_{moy} = 1,74 \text{ (MPa)}$
 Combinaison dimensionnante: ELU 1

$\sigma_{band,moy} = 4,07 \text{ (MPa)}$
 $L_{band} = 1,60 \text{ (m)}$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$f_{cvd} = 0,69$ (MPa)

$\tau_{cp} = 0,82$ (MPa)

Combinaison dimensionnante: ACC 4

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$N_{umax} = 774,51$ (kN)

$\sigma_{umax} = 0,79$ (MPa)

$A_v = 2,40$ (cm²/m)

$A_{min} = 0,49$ (cm²/m)

$N_{ulim} = 16416,67$ (kN)

$\sigma_{bc} = -20,00$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 16,67$ (MPa)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$A_f L = 15,99$ (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 0,00$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)

$b_f = 0,00$ (m)

$A_{fL min} = 0,00$ (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux

Largeur: d' :

Combinaison dimensionnante: ---

$\sigma_i = 0,00$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)

$d' = 0,74$ (m)

2.5.2.7.1.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$l_f = 0,20$ (m)

$h_s = 3,20$ (m)

$l_f \leq h_s/5$
 $b_f = 0,20$ (m)
 $b_f < h_s/15$
 Renfort délimité obligatoire
 $v_d = 0,00$
 Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)
 $l_c = 0,74$ (m)
 $\rho = 0,01\%$

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 15,99 (cm²)
 Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---
 $\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 0,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)
 $b_f = 0,00$ (m)
 AfRmin = 0,00 (cm²)

2.5.2.7.2.3 Potelets minimaux

Largeur: d':
Combinaison dimensionnante: ---
 $\sigma_i = 0,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)
 $d' = 0,74$ (m)

2.5.2.7.2.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$l_f = 0,20$ (m)
 $h_s = 3,20$ (m)
 $l_f \leq h_s/5$
 $b_f = 0,20$ (m)
 $b_f < h_s/15$
 Renfort délimité obligatoire
 $v_d = 0,00$
 Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)
 $l_c = 0,74$ (m)
 $\rho = 0,01\%$

2.5.2.8 Cisaillement

- Armatures horizontales

$V_u = -12,55$ (kN)
 $V_{Rd,max} = 191542,07$ (kN)
 $V_{Rdc,min} = 1378,32$ (kN)
 $V_{Rdc} = 1378,32$ (kN)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)
 Combinaison dimensionnante: ELU 1
Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 3

$V_u = 812,20$ (kN)
 $V^* = 1421,35$ (kN)
 $\tau^* = 1,56$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,05$ (MPa)
 $\alpha V = 0,57$
 $A_{th} = 2,83$ (cm²/m)

- Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 812,20$ (kN)
 $V^* = 1421,35$ (kN)
 $\tau^* = 1,56$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,05$ (MPa)
 $\alpha V = 0,57$
 $A_{tv} = 2,83$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 812,20$ (kN)
 $V^* = 1421,35$ (kN)
 $x = 0,18$ (m)
 $\alpha R = 0,81$
 $F_b = \alpha R \cdot x \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 732,60$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 9,14$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage:

- Armatures verticales:

Zone						
X0	X1	Quantité	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,74	4,19	14	HA 400	12,0	1,53	0,20
0,74	4,19	22	HA 400	12,0	3,73	0,20

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

• **Armatures horizontales:**

Type	Quantité	Acier	Diamètre				C
Espacement	Forme	(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	18	HA 400	8,0	1,47	0,00	0,00	0,25
droit	18	HA 400	8,0	1,97	0,00	0,00	0,25
droit	8	HA 400	8,0	4,88	0,00	0,00	0,25
boucles U	18	HA 400	8,0	0,39	0,14	0,39	- 21

Epingles:

Quantité	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
77	HA 400	8,0	0,16	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

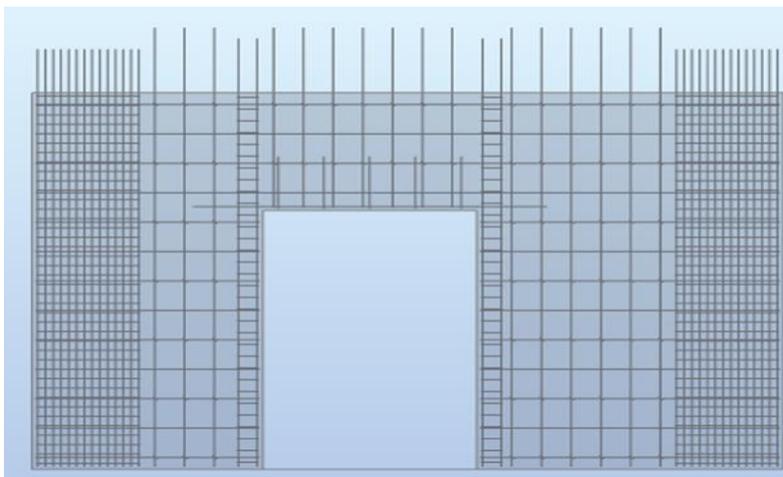
	Quantité	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - gauche	32	HA 400	8,0	3,55	0,00	0,00	
Armatures longitudinales - gauche	4	HA 400	10,0	3,64	0,00	0,00	
Armatures longitudinales - droite	32	HA 400	8,0	3,55	0,00	0,00	
Armatures longitudinales - droite	4	HA 400	10,0	3,64	0,00	0,00	
Armature transversale - gauche	40	HA 400	8,0	0,15	0,69	0,15	
31							
Armature transversale - gauche	32	HA 400	8,0	0,15	0,15	0,15	
31							
Armature transversale - droite	40	HA 400	8,0	0,15	0,69	0,15	
31							
Armature transversale - droite	32	HA 400	8,0	0,15	0,15	0,15	
31							
Épingles - gauche	160	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00
Épingles - droite	160	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

Réservations:

H1:

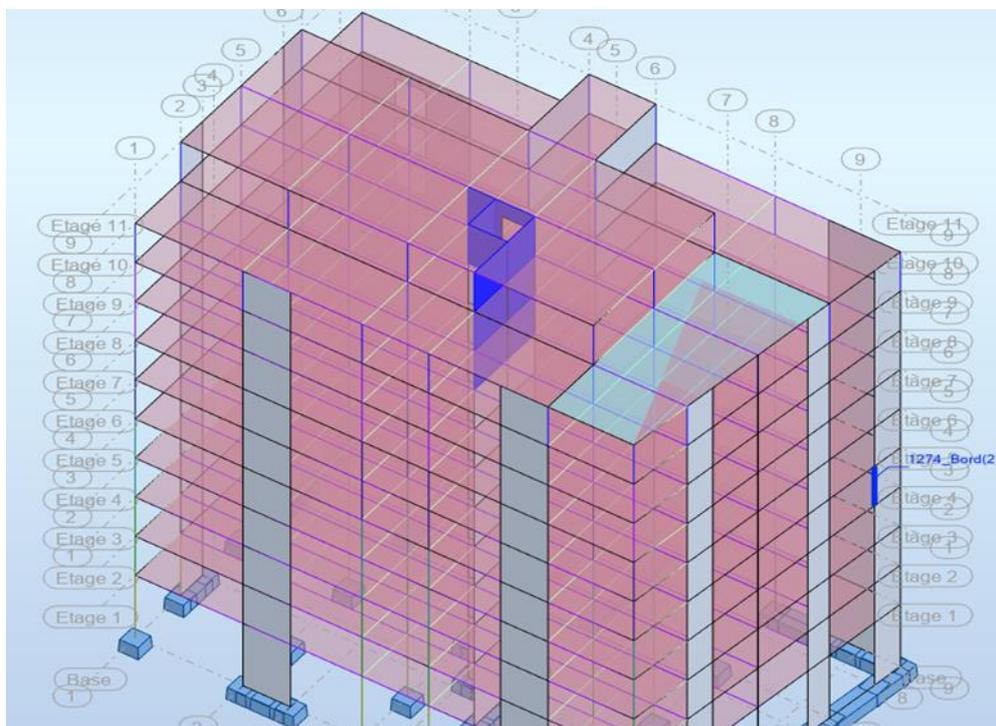
	Quantité	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Horizontale	2	HA 400	10,0	0,00	0,00	0,00	
Suspendues	5	HA 400	6,0	0,45	0,15	0,45	21

V.3.5 ferrailage :



V.34.V6

V.3.3.e- Voiles L=1.80 m : V4



V.3.3.f note de calcul :

1 Niveau:

- Nom : Etage 1
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : X0

2 Voile: V4

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : BETON25 $f_{ck} = 30$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie:

Nom: V4

Longueur: 1,80 (m)
 Epaisseur: 0,20 (m)
 Hauteur: 5,10 (m)
 Hauteur de la couronne: 0,00 (m)
 Appui vertical: -----
 Conditions aux appuis: plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant : NF EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2007
 Enrobage : 2,2 (cm)

2.4 Résultats théoriques:

2.4.1 Diagrammes

2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 ACC

ACC.1- $g+q+ex/ 1 G +1 Q +1 E$ Dir. - masses_X
 ACC.2- $g+q+ey/ 1 G +1 Q +1 E$ Dir. - masses_Y
 ACC.3- $0.8g+ex/ 0.8 G +1 E$ Dir. - masses_X
 ACC.4- $0.8g+ey/ 0.8 G +1 E$ Dir. - masses_Y

2.4.2.2 Longueur de flambement

$$L_0 = \beta * L_w$$
$$L_0 = 4,34 \text{ (m)}$$

2.4.2.3 Elancement

$$\lambda = L_0 / i$$
$$\lambda = 75,08$$

$$\lambda_{\text{seism}} = 83,43$$
$$\lambda_{\text{seism_rnf}} = 83,43$$

2.4.2.4 Coefficient Φ

$$\Phi = \min(1, 14 * (1 - 2 * e_i / h_w) - 0,02 * l_0 / h_w, (1 - 2 * e_i / h_w))$$
$$\Phi = 0,48$$

$$\Phi_{\text{seism}} = 0,48$$

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$$\sigma_{\text{ulim}} = 6,38 \text{ (MPa)}$$
$$\sigma_{\text{ulim_seism}} = -9,57 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3,61 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$\sigma_{\text{band,moy}} = 3,04 \text{ (MPa)}$$
$$L_{\text{band}} = 0,79 \text{ (m)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 2

$$f_{\text{cvd}} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{\text{cp}} = 1,63 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$$N_{\text{umax}} = 389,27 \text{ (kN)}$$
$$\sigma_{\text{umax}} = 1,08 \text{ (MPa)}$$

$$A_v = 1,36 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$
$$A_{\text{min}} = 0,75 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$\begin{aligned} N_{lim} &= 6000,00 \text{ (kN)} \\ \sigma_{bc} &= -20,00 \text{ (MPa)} \\ \sigma_{ulim} &= 16,67 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$$\underline{A_f L = 12,73 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---

$$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 0,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fL \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux

Largeur: d'

Combinaison dimensionnante: ---

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$d' = 0,30 \text{ (m)}$$

2.4.2.7.1.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$$l_f = 0,20 \text{ (m)}$$

$$h_s = 5,10 \text{ (m)}$$

$$l_f \leq h_s/5$$

$$b_f = 0,20 \text{ (m)}$$

$$b_f < h_s/15$$

Renfort délimité obligatoire

$$v_d = 0,00$$

Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)

$$l_c = 0,30 \text{ (m)}$$

$$\rho = 0,02\%$$

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

$$\underline{A_f R = 12,73 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimalesCombinaison dimensionnante: ---

$$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 0,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fRmin} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.4.2.7.2.3 Potelets minimauxLargeur: d':Combinaison dimensionnante: ---

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$d' = 0,30 \text{ (m)}$$

2.4.2.7.2.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$$l_f = 0,20 \text{ (m)}$$

$$h_s = 5,10 \text{ (m)}$$

$$l_f \leq h_s/5$$

$$b_f = 0,20 \text{ (m)}$$

$$b_f < h_s/15$$

Renfort délimité obligatoire

$$v_d = 0,00$$

Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)

$$l_c = 0,30 \text{ (m)}$$

$$\rho = 0,02\%$$

2.4.2.8 Cisaillement**• Armatures horizontales**

$$V_u = 10,96 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rd,max} = 20634,97 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rdc,min} = 566,67 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rdc} = 566,67 \text{ (kN)}$$

$$A_h = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

Combinaison dimensionnante-ACC: ---

$$V_u = 0,00 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 0,00 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{lim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_V = 0,00$$

$$A_{th} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

• Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$V_u = 390,92$ (kN)
 $V^* = 684,10$ (kN)
 $\tau^* = 2,07$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,05$ (MPa)
 $\alpha V = 0,22$
 $A_{tv} = 5,68$ (cm²/m)

2.4.2.9 Glissement

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$V_u = 390,92$ (kN)
 $V^* = 684,10$ (kN)
 $x = 0,00$ (m)
 $\alpha R = 0,00$
 $F_b = \alpha R \cdot x^* \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 0,00$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 20,36$ (cm²/m)

2.5 Ferrailage:

• Armatures verticales:

Zone	X0	X1	Quantité	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
(m)	(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,30	1,50	14	HA 400	16,0	5,81	0,19	

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

• Armatures horizontales:

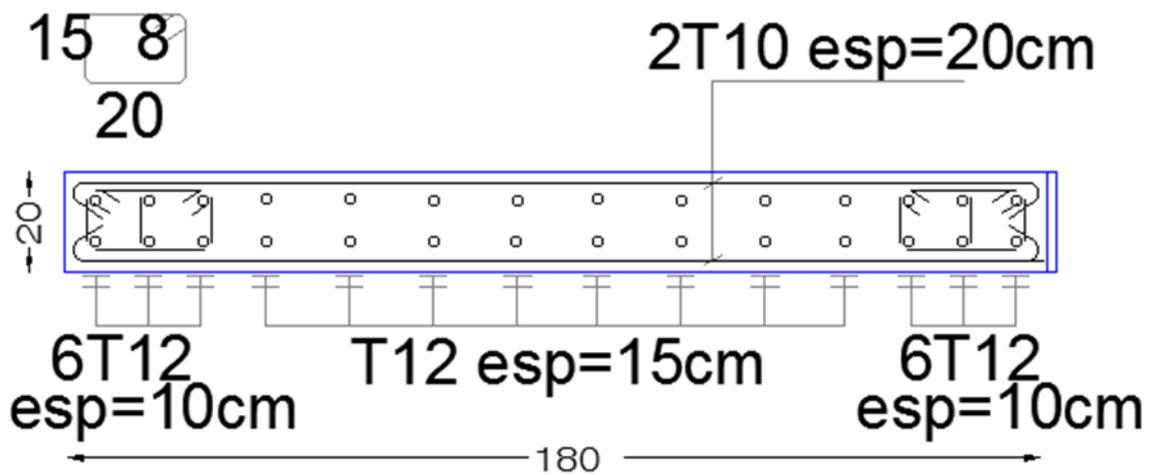
Type	Quantité	Acier	Diamètre				Espacement	
Espacement	Forme	(mm)	A	B	C	C		
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	42	HA 400	8,0	1,76	0,00	0,00	0,25	
boucles U	21	HA 400	8,0	0,39	0,14	0,39	- 21	
boucles U	21	HA 400	8,0	0,39	0,14	0,39	- 21	

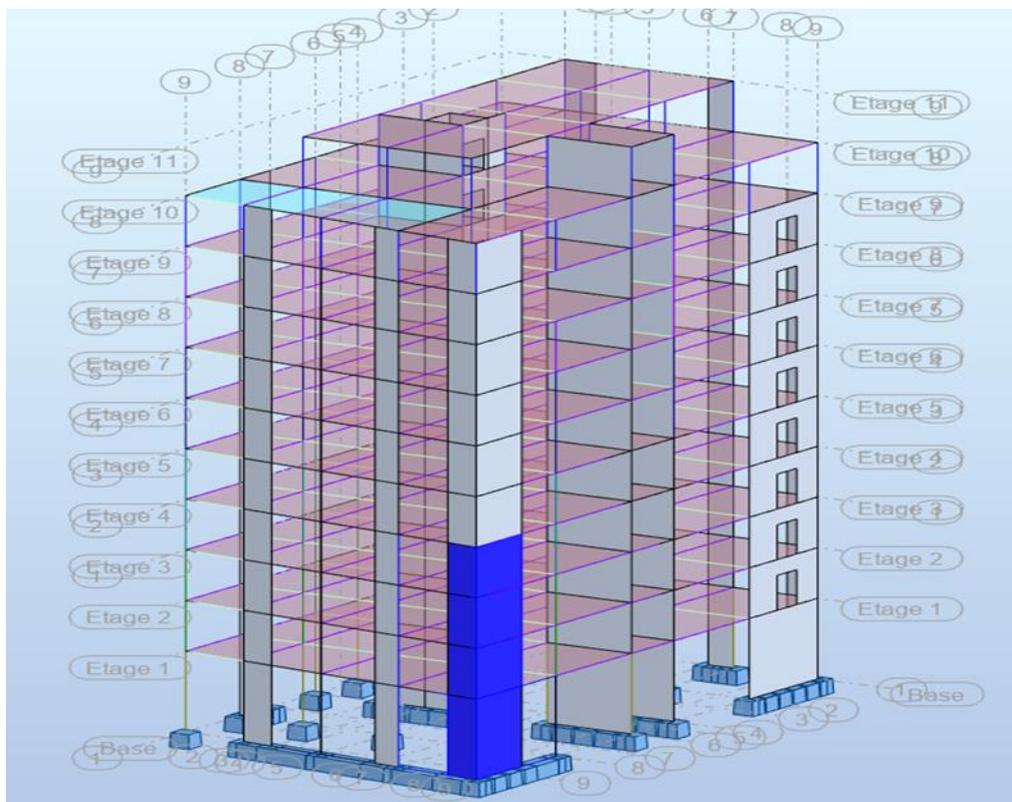
Epingles:

Quantité	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
287	HA 400	8,0	0,17	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - gauche	12	HA 400	12,0	5,63	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	12	HA 400	12,0	5,63	0,00	0,00
Armature transversale - gauche 31	51	HA 400	8,0	0,15	0,25	0,15
Armature transversale - droite 31	51	HA 400	8,0	0,15	0,25	0,15
Épingles - gauche	51	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00 00
Épingles - droite	51	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00 00

V.3.5 Ferrailage :**V.35 : VOILE V4 L = 1.80m****V.3.3.G voiles L=3.20 m : V7**



V.3.4 NOTE DE CALCUL :

1 Niveau:

- Nom : Etage 1
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : X0

2 Voile: V7

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : BETON25 $f_{ck} = 30$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie:

Nom: V7

Longueur:	3,29 (m)
Epaisseur:	0,20 (m)
Hauteur:	5,10 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis:	plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant 1:2004/A1:2014/NA:2007	:	NF EN 1992-1-
Enrobage	:	2,2 (cm)

2.4 Résultats théoriques:

2.4.1 Diagrammes

2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 ACC

ACC.1-	g+q+ex/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_X
ACC.2-	g+q+ey/ 1 G +1 Q +1 E Dir. - masses_Y
ACC.3-	0.8g+ex/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_X
ACC.4-	0.8g+ey/ 0.8 G +1 E Dir. - masses_Y

2.4.2.2 Longueur de flambement

$$L_0 = \beta * L_w$$

$$L_0 = 4,34 \text{ (m)}$$

2.4.2.3 Elancement

$$\lambda = L_0 / i$$

$$\lambda = 75,08$$

$$\lambda_{\text{seism}} = 83,43$$

$$\lambda_{\text{seism_rnf}} = 83,43$$

2.4.2.4 Coefficient Φ

$$\Phi = \min(1, 14 \cdot (1 - 2 \cdot e_i/h_w) - 0.02 \cdot l_0/h_w, (1 - 2 \cdot e_i/h_w))$$

$$\Phi = 0,48$$

$$\Phi_{\text{seism}} = 0,48$$

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$$\sigma_{\text{ulim}} = 6,38 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{\text{ulim_seism}} = -9,57 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 2,28 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$\sigma_{\text{band,moy}} = 4,96 \text{ (MPa)}$$

$$L_{\text{band}} = 1,10 \text{ (m)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$f_{\text{cvd}} = 0,72 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{\text{cp}} = 0,59 \text{ (MPa)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$$N_{\text{umax}} = 58,05 \text{ (kN)}$$

$$\sigma_{\text{umax}} = 0,09 \text{ (MPa)}$$

$$A_v = 2,40 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{\text{min}} = 0,73 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$N_{\text{ulim}} = 10966,67 \text{ (kN)}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = -20,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{\text{ulim}} = 16,67 \text{ (MPa)}$$

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$$A_f L = 24,88 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---

$$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 0,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fL \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux

Largeur: d':

Combinaison dimensionnante: ---

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$d' = 0,49 \text{ (m)}$$

2.4.2.7.1.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$$l_f = 0,20 \text{ (m)}$$

$$h_s = 5,10 \text{ (m)}$$

$$l_f \leq h_s/5$$

$$b_f = 0,20 \text{ (m)}$$

$$b_f < h_s/15$$

Renfort délimité obligatoire

$$v_d = 0,00$$

Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)

$$l_c = 0,49 \text{ (m)}$$

$$\rho = 0,03\%$$

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

$$A_f R = 24,88 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales

Combinaison dimensionnante: ---

$$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 0,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fR \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.4.2.7.2.3 Potelets minimaux

Largeur: d':

Combinaison dimensionnante: ---

$$\sigma_i = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$d' = 0,49 \text{ (m)}$$

2.4.2.7.2.4 Renfort délimité en raison des exigences sismiques

$$l_f = 0,20 \text{ (m)}$$

$$h_s = 5,10 \text{ (m)}$$

$$l_f \leq h_s/5$$

$$b_f = 0,20 \text{ (m)}$$

$$b_f < h_s/15$$

Renfort délimité obligatoire

$$v_d = 0,00$$

Armature transversale - selon EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)

$$l_c = 0,49 \text{ (m)}$$

$$\rho = 0,03\%$$

2.4.2.8 Cisaillement

• Armatures horizontales

$$V_u = -22,73 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rd,max} = 76024,02 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rdc,min} = 962,54 \text{ (kN)}$$

$$V_{Rdc} = 962,54 \text{ (kN)}$$

$$A_h = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Combinaison dimensionnante: ELU 1

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 3

$$V_u = 260,93 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 456,63 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,75 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{lim} = 1,05 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha V = 1,77$$

$$A_{th} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

• Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 4

$$V_u = 149,82 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 262,19 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,43 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{lim} = 1,05 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha V = 1,27$$

$$A_{tv} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

2.4.2.9 Glissement

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$$V_u = 260,93 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 456,63 \text{ (kN)}$$

$$x = 0,12 \text{ (m)}$$

$$\alpha_R = 0,81$$

$$F_b = \alpha_R \cdot x \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 501,45 \text{ (kN)}$$

$$f_{tj} = 2,10 \text{ (MPa)}$$

$$A_t = 1,36 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

2.5 Ferrailage:

• Armatures verticales:

Zone	X0	X1	Quantité Acier	Diamètre	Longueur	Espacement	
(m)	(m)	(m)		(mm)	(m)	(m)	
0,49		2,80	20	HA 400	12,0	5,63	0,25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

• Armatures horizontales:

Type	Quantité	Acier	Diamètre				C
Espacement	Forme	(mm)	A	B			
			(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	42	HA 400	8,0	3,25	0,00	0,00	0,25

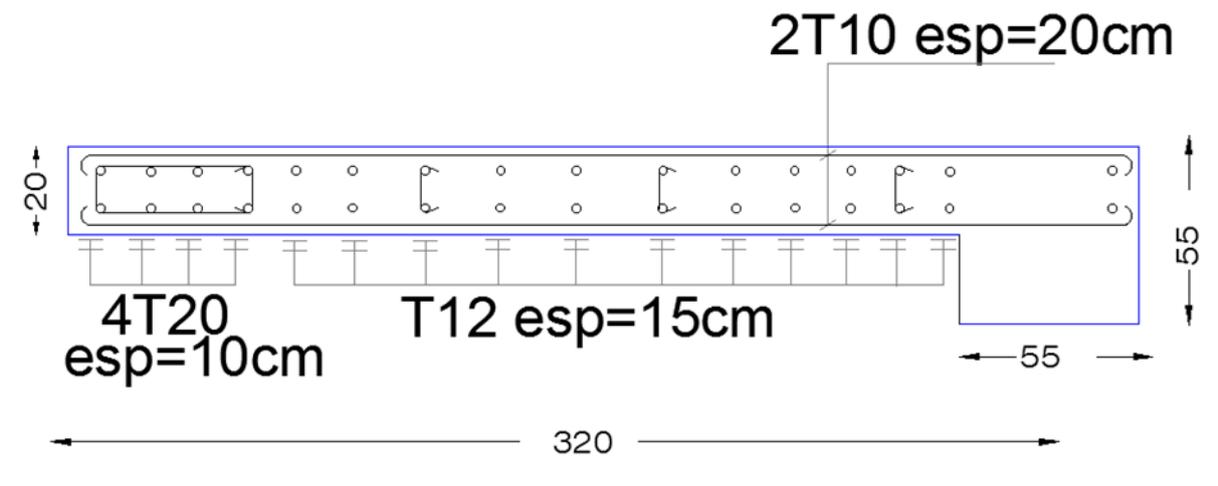
Épingles:

Quantité Acier	Diamètre	A	B	C	Forme	
	(mm)	(m)	(m)	(m)		
110	HA 400	8,0	0,16	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité Acier	Diamètre	A	B	C	Forme	
		(mm)	(m)	(m)	(m)		
Armatures longitudinales - gauche	8	HA 400	20,0	6,00	0,00	0,00	
Armatures longitudinales - droite	8	HA 400	20,0	6,00	0,00	0,00	
Armature transversale - gauche	51	HA 400	8,0	0,15	0,44	0,15	
31							
Armature transversale - droite	51	HA 400	8,0	0,15	0,44	0,15	
31							
Épingles - gauche	102	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00
Épingles - droite	102	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

V.3.5 Ferrailage :



V .36: VOILE V7

L = 3.20m.

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux....).

La distance minimale entre la sous face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton.

La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2. Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
- b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
- c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous-jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir

des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

- ❖ Etant donné l'absence l'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage nous avons choisi une contrainte admissible égale à **2.00 bars.**

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
 - ❖ L'exigence économique.
 - ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

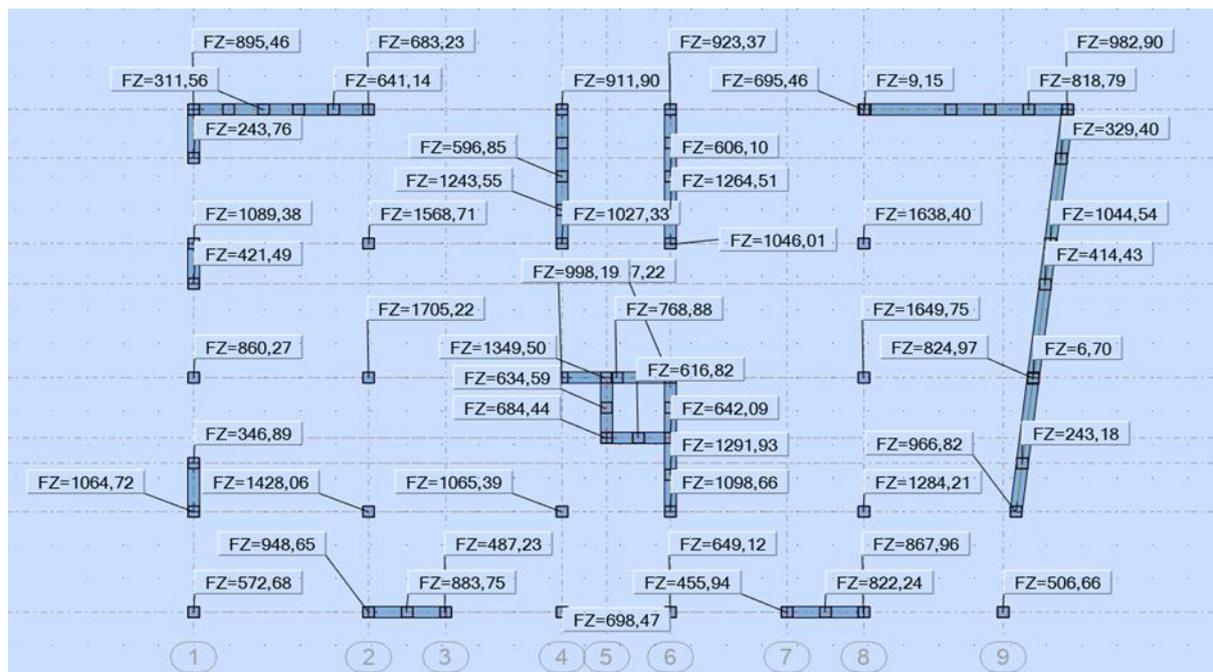
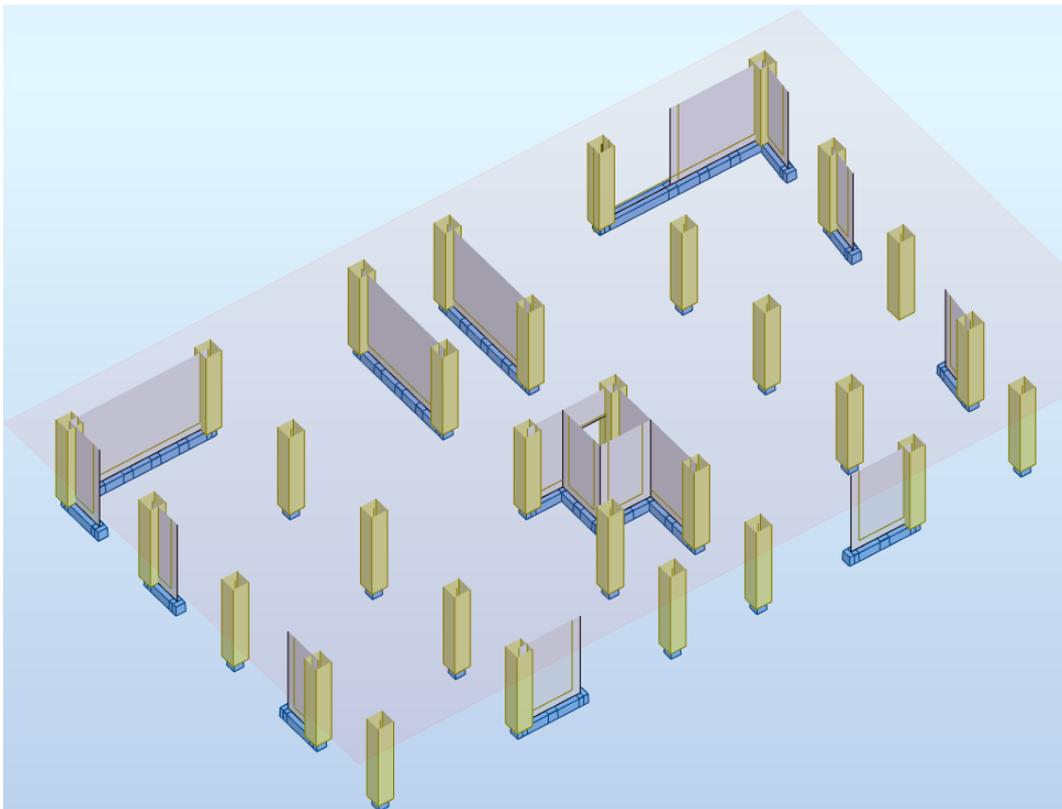


Fig. VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.



VI.2 : DISPOSITION DES VOILES.

Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b

Dans notre structure, nous avons des poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

$q = 200 \text{ KN/m}^2$.

donc : $A = \sqrt{S}$

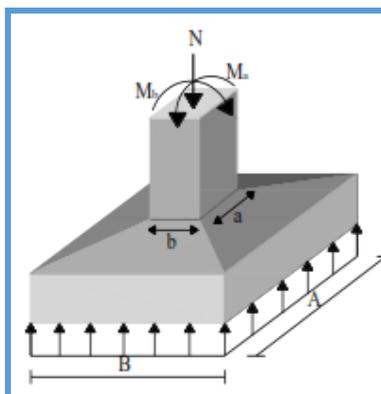


Fig. VI.3 : Semelle isolée sous poteau.

VI.4.1. Dimensionnement des semelles isolées :

La réaction à l'ELS la plus élevée est $N = 1706.22 \text{ KN}$

Donc $A = 2.92 \text{ m}$ On choisit une semelle de $3.00\text{m} \times 3.00\text{m}$

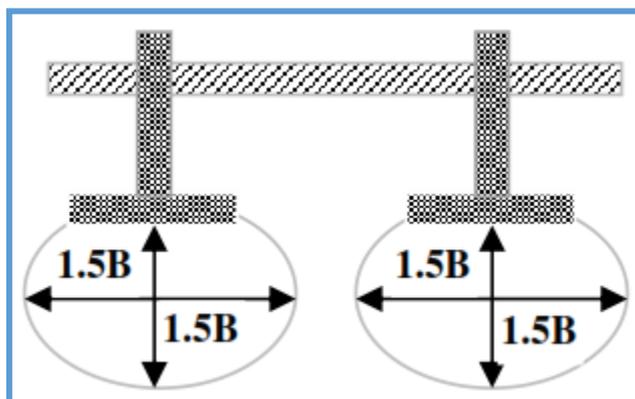


Fig. VI.4 : Les bulles de pression.

Avec les entre axes entre poteaux $L_{\max} = 5.45$ et $L_{\min} = 3.00\text{m}$

Remarque :

Nous remarquons qu'il y a des chevauchements entre les semelles. Vu les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à l'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

VI.4.2 Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
 - Bon enrobage des armatures.
 - Non poinçonnement.

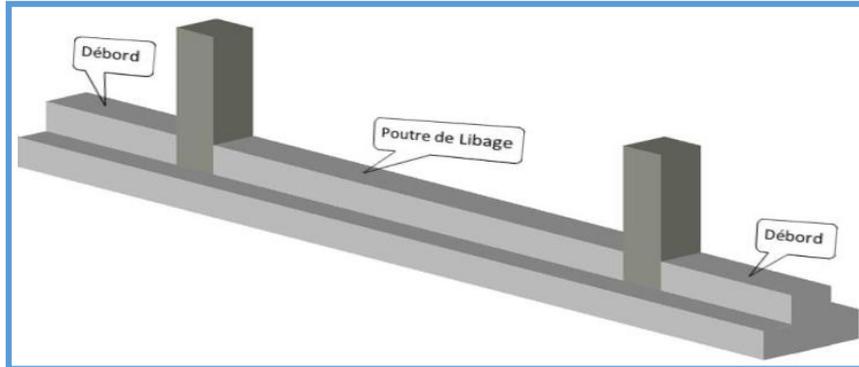


Fig VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

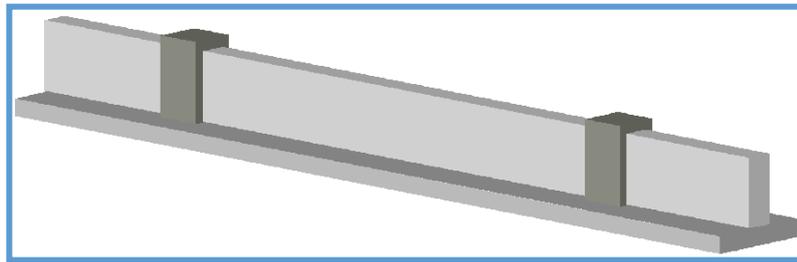


Fig VI.6 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.3 Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} ; M = \frac{\sum M}{L}$$

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b \text{ (pour les semelles sous plusieurs poteaux)}$$

c :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

argeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \sigma_{sol}} ; d \geq \frac{B-b}{4} ; h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

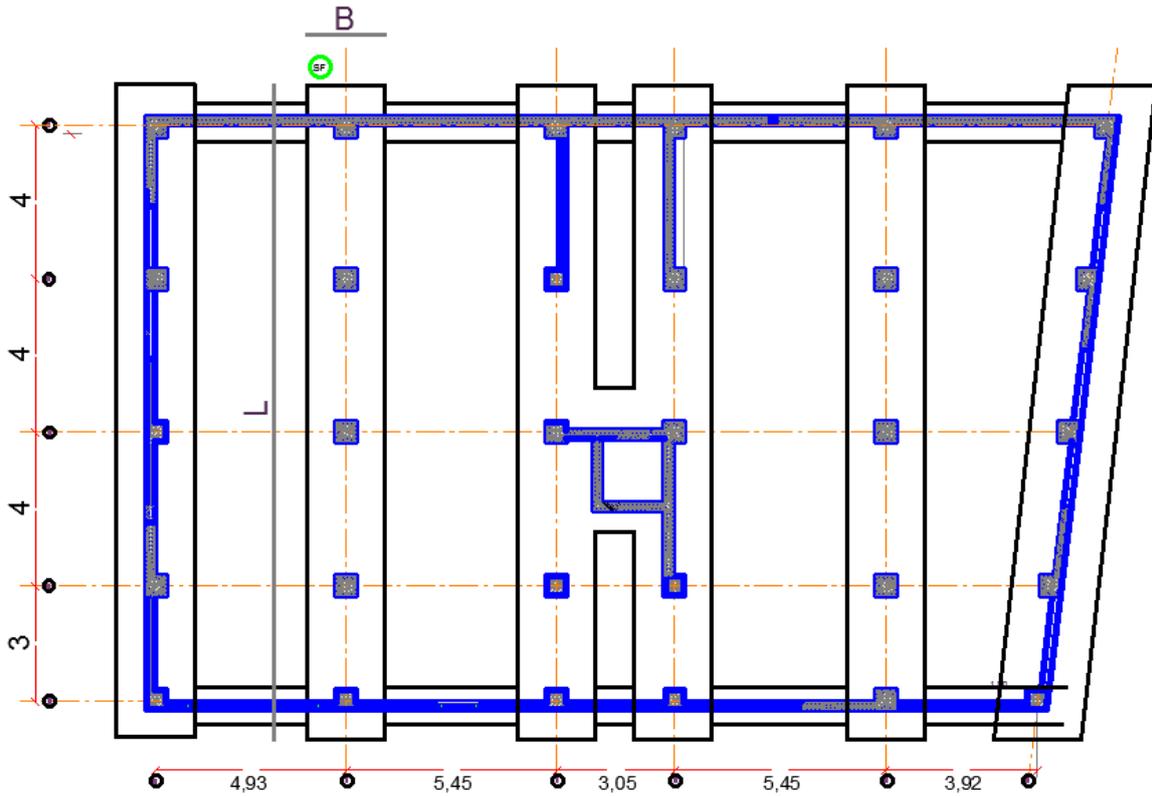


Fig. VI.7 : La proposition des semelles filantes.

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

L'équation suivante permet de trouver la largeur B de la semelle filante :

$$l = 200 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Avec } \frac{a}{b} \sigma_s \cdot A^3 - N \cdot A - 3e_{0b} \cdot N \geq 0$$

$$200 \cdot A^3 - N \cdot A - 3 \cdot M > 0$$

Semelle	L(m)	N _{ser} (KN)	N _{ser/ml} (KN/ml)	M _{ser} (KN.m)	M _{ser/ml} (KN)	B(m)	B _{choisie} (m)	h(m)	d _b (m)
SF	15.00	6333	422	18.73	1.24	2.15	2.20	0.41	0.45

Tableau VI.1: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux ELS

Avec les entre axes entre poteaux $L_{\max} = 5.45$ et $L_{\min} = 3.00\text{m}$

Remarque:

Nous remarquons qu'il y a des chevauchements entre les semelles. Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à l'ELS, nous proposons un radier.

Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

VI.4.4. Radier général :

VI.4.4.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées, dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

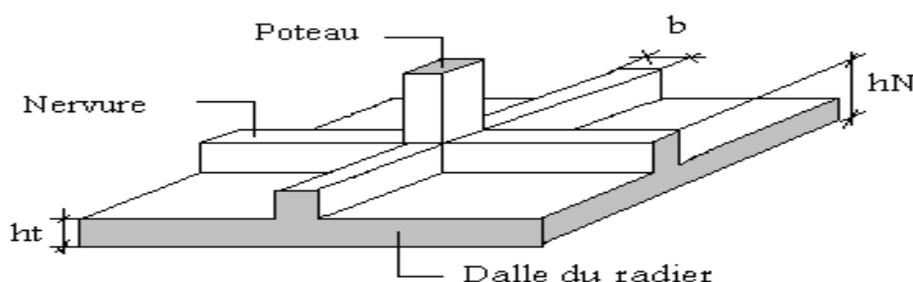


Figure VI.8: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.

VI.4.4.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \implies S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et du sous-sol.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 45509,11 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve : $S_{nec} \geq 227,55 \text{ m}^2$

- La surface occupée par l'ouvrage = $328,5 \text{ m}^2 > S_{nec}$
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

Donc la surface totale de radier est : **467,54 m²**

VI.4.4.3. Prédimensionnement de radier :**a. Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5,45 \text{ m} \quad ; \quad 21,8 \text{ cm} \leq h_1 \leq 27,25 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 25 \text{ cm}$$

On prend : $h_{min} = 40 \text{ cm}$

a. Dimensionnement des nervures :

b 1. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54,5 \text{ cm}$$

Donc on opte $b=65\text{cm}$

b 2. Hauteur de la nervure :

Condition de Laflèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

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

On a :

$$L_{max} = 5,45 \text{ m}$$

$$36,33 \text{ cm} < h_n < 54,5 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 50 \text{ cm}$$

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier :

$$\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{max}=5,85\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5450}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 104,90\text{cm} \Rightarrow h_2 = 110\text{cm}$$

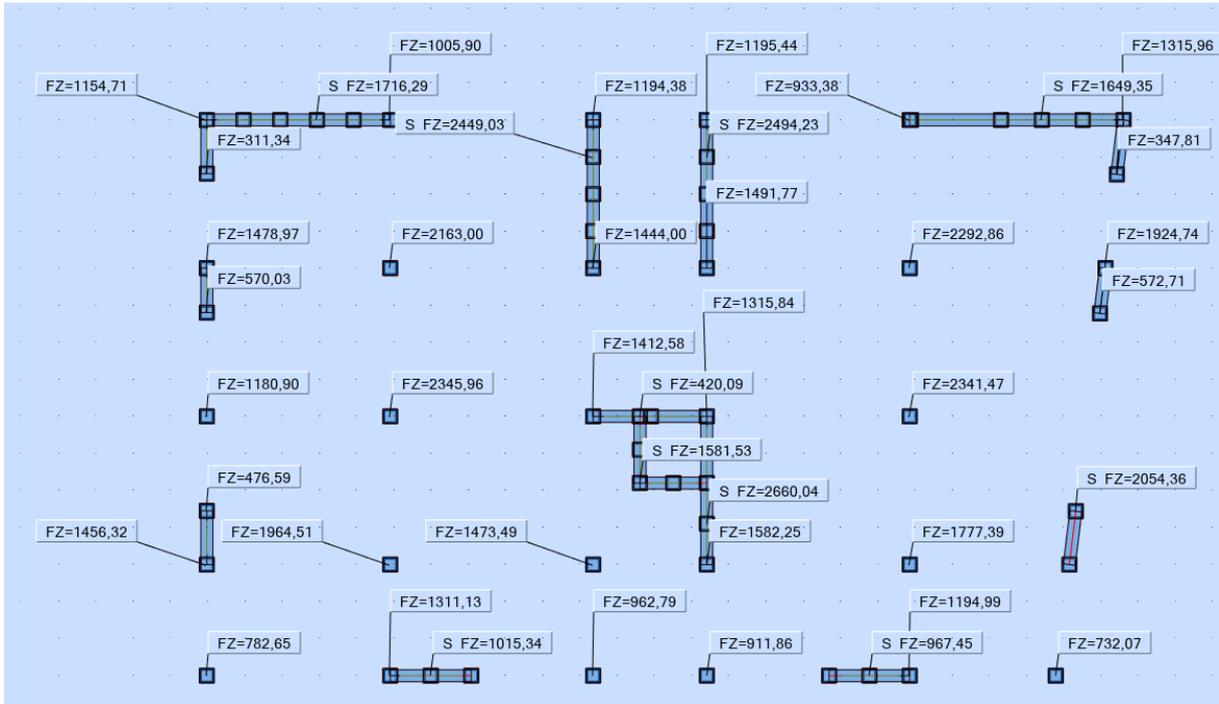


Fig. V.9 .

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h)h_n f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_n \geq 46,87cm \Rightarrow h_3 = 50cm$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max}(50; 110; 50) = 110cm$$

On prend : $h_n = 1,10m$

Le choix final :

- Épaisseur de la dalle du radier $h = 40cm$

Les dimensions de la nervure :

$$\begin{cases} h_n = 110 \text{ cm} \\ b = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 11,98m \\ Y_G = 8,187m \end{cases}$$

a. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx}=55028,84\text{m}^4 \\ I_{yy}= 68433,69\text{m}^4 \end{array} \right.$$

VI.4.3.5. Vérifications Nécessaires :**VI.4.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

$$M_r = M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **SAP2000V17**.

$$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_{ser}(\text{infrastructure})$$

$$N_{ser} = 52449,47 \text{ Kn.}$$

- **Suivant les sens xx :**

$$B_x = 22,80 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 5,7 \text{ m}$$

$$M_0 = 170705,93 \text{ kN} \quad V_0 = 6010,785 \text{ kN} \quad h = 3,0 \text{ m}$$

$$Mr = 170705,93 + 6010,785 \times 3,9 = 194147,99 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{194147,99}{52449,47} = 3,70 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = 5,47 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Suivant le sens yy :**

$$B_y = 15,60 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{B_y}{4} = 3,90 \text{ m}$$

$$M_0 = 137890,61 \text{ kN} \quad V_0 = 4755,165 \text{ kN} \quad h = 3,0 \text{ m}$$

$$Mr = 137890,61 + 4755,165 \times 3,9 = 156435,75 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{156435,75}{52449,47} = 2,98 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = 4,91 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

VI.4.3.5.2. Vérification des contraintes sous le radier :

$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$, les contraintes du sol sont données par :

a- **Sollicitation du premier genre :** On doit vérifier que :

$$\bullet \quad \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{52449,47}{467,54} = 112,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 112,18 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 240 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b- Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser **1,33** fois la contrainte admissible

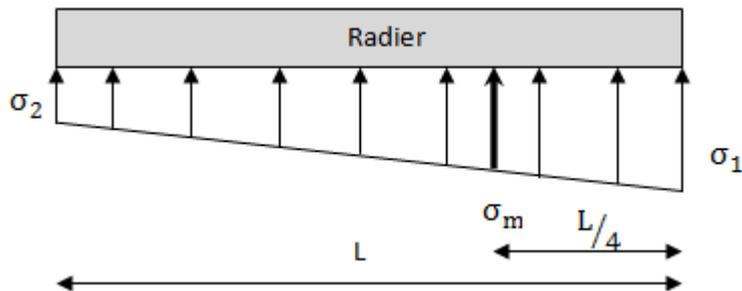


Figure VI.10 : Contraintes sous le radier.

Avec :

$$I_{xx} = 55028,84 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 68433,69 \text{ m}^4$$

- **ELU:**

$$N_u = N_u (\text{structure}) + N_u (\text{infrastructure})$$

$$N_u = 71601,66 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

$$\diamond M_x = 194147,99 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_y = 156435,75 \text{ kN.m} \quad 467.54$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 240 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	191,99	114,30	172,57
Sens y-y	175,71	130,58	164,43
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 360$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 319,2$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_S = 52449,47 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	151,03	73,34	131,61
Sens y-y	134,74	89,62	123,46
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.4.4. Ferrailage de la dalle du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

a. Ferrailage de la dalle du radier :**a 1. Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 172,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 131,61 \text{ kN/m}$$

a.2 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés. avec $L_x = 4.00 \text{ m}$ et $L_y = 5.45\text{m}$

a.3 Calcul des moments :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

- **Panneau de rive**

- Moment en travée :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

- Moment sur appuis :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (appui intermédiaire)} \end{array} \right.$$

- **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{array} \right.$$

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec : $L_x = 4,00\text{m}$; $L_y = 5,45\text{m}$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{5,45} = 0,733 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,733 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 206,53 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 105,43 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=175,55 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=89,62 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax}=0,5M_x= 103,27\text{kN.m}$$

$$M_{ay}=0,5M_y= 52,72 \text{ kN.m}$$

Ferraillage de la dalle :

$$b=100\text{cm} ; h=40\text{cm} ; d=36\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=30 \text{ MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	<u>Sens</u>	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	175,55	0,080	0	0,104	34,50	11,70	3,97	6T16	12,06	16
	y-y	89,62	0,041	0	0,052	35,25	5,84	3,97	6T12	6,78	16
Appuis	x-x	103,27	0,047	0	0,060	35,14	6,76	3,97	6T12	6,78	16
	y-y	52,72	0,024	0	0,030	35,57	3,41	3,97	6T10	4,71	16

Tableau VI.4 : Ferraillage des panneaux du radier.

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

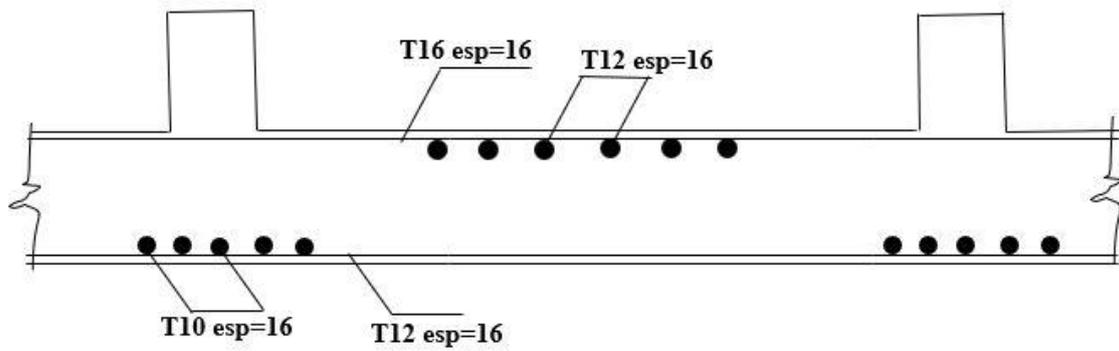


Figure VI.11: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

VI.4.5. Ferrailage des nervures :

VI.4.5.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifié99** » [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- **Sens X-X :**

$$L_{\max} = 5,45 \text{ m ; } q = \frac{172,57 \times S_{néc}}{L} ; S_{néc} = \left[\frac{(5,85 + 1,45) \times 2,2}{2} \right] \times 2 = 16,06 \text{ m}^2$$

$$q = 631,32 \text{ kN/ml ; } M_0 = 2700,67 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 2295,57 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0 = 1350,33 \text{ kN.m}$$

b.2 Calcul des armatures :

$$b = 45 \text{ cm ; } h = 110 \text{ cm ; } d = 99 \text{ cm.}$$

	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	2295,57	0,212	0,301	87,12	60,57	6T25+10T20	60,84

Appuis	1350,33	0,125	0,167	92,39	33,62	12T20	37,25
---------------	---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Tableau VI.5 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

- Sens Y-Y :

$$L_{\max}=4,00 \text{ m} ; q = \frac{172,57 \times S_{néc}}{L} ; S_{néc} = \left[\frac{(4,60+0,2) \times 2,2}{2} \right] + \left[\frac{(4,60+0,5) \times 2,05}{2} \right] = 10,51 \text{ m}^2$$

$$q=394,19 \text{ kN/ml} ; M_0=1042,64 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t=0,85M_0 = 886,24 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a=0,50M_0 = 521,32 \text{ kN.m}$$

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	886,24	0,082	0,107	94,77	21,51	5T20+3T16	21,98
Appuis	521,32	0,048	0,062	96,56	12,42	5T20	15,70

Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

VI.4.5.2. Vérifications nécessaires :

- 1- Condition de non fragilité :

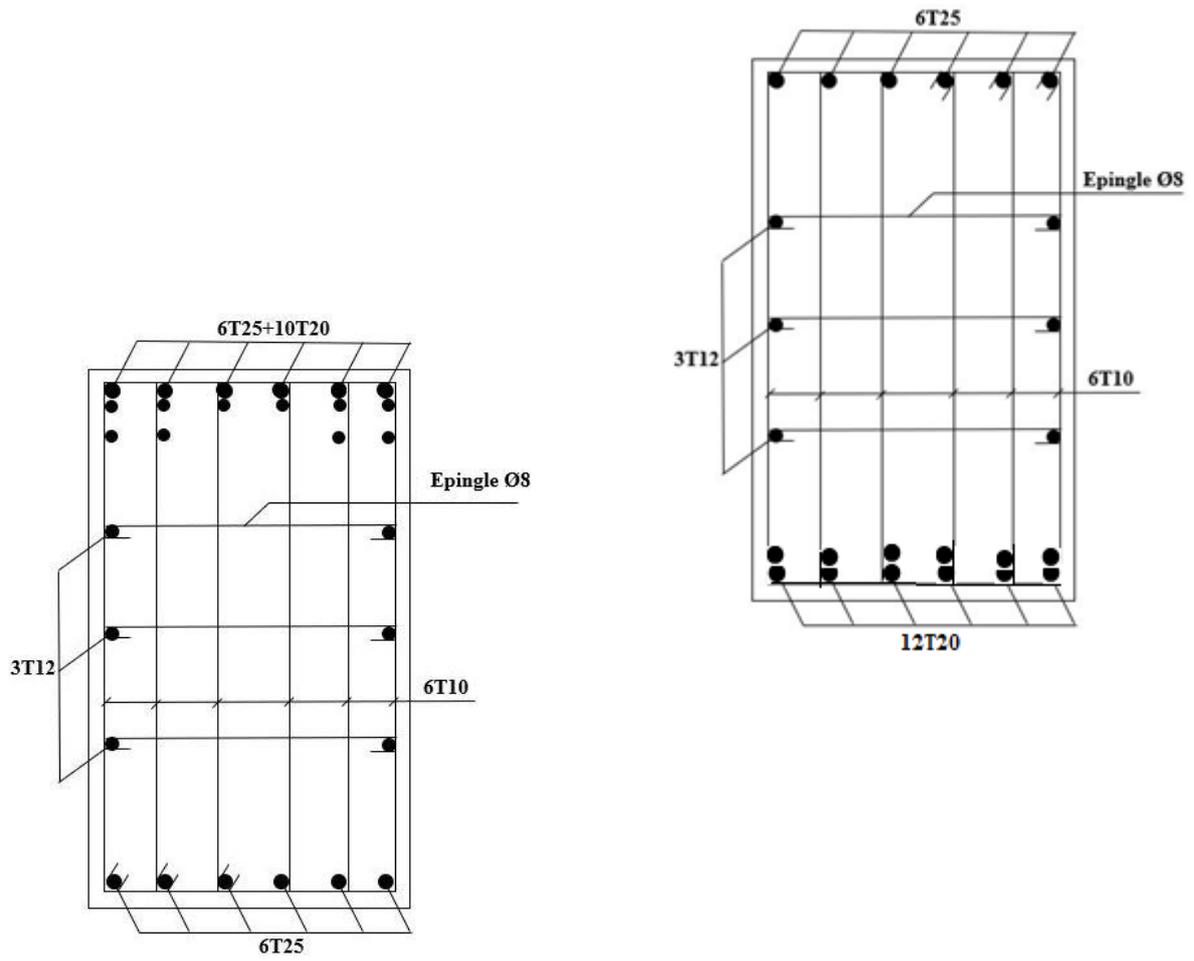
$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,10 \text{ cm}^2$$

- 2- Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=110 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 1,10 = 3,30 \text{ cm}^2$$

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



FigureVI.12 : Ferrailage des nervures suivant X-X.

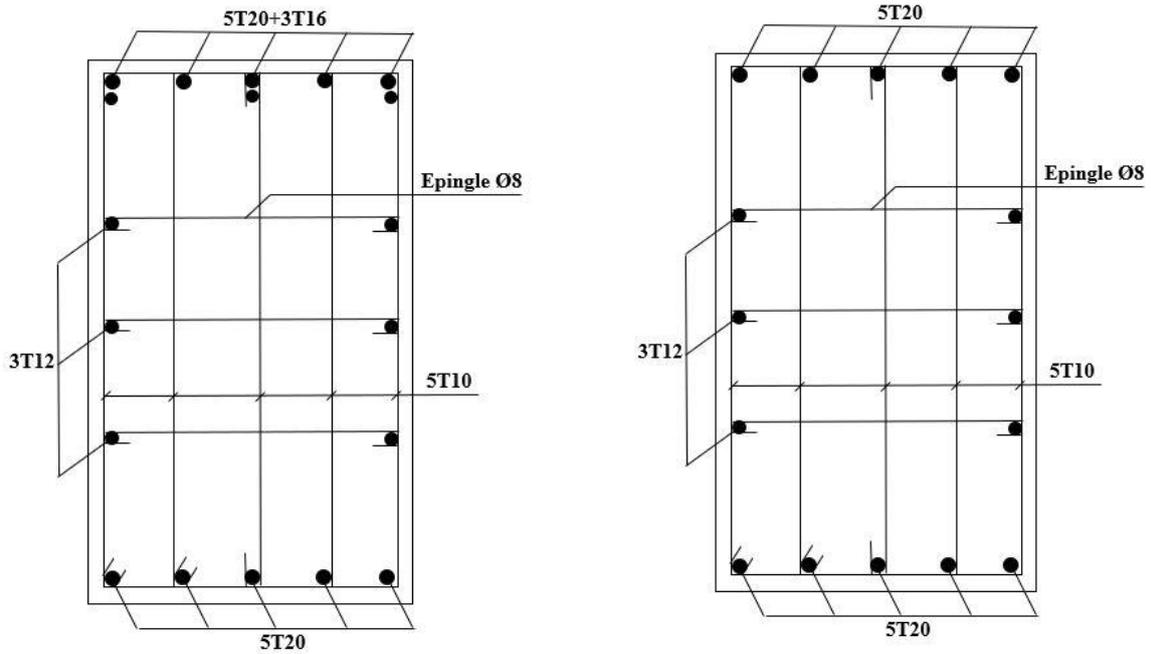


Figure VI.13 : Ferrailage des nervures suivant Y-Y.

VI.4.6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

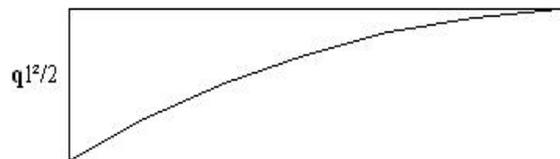
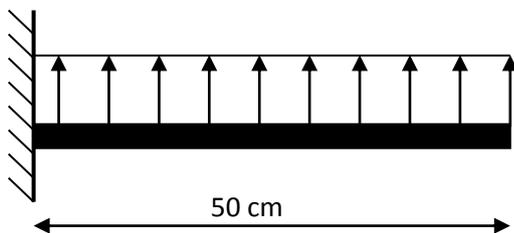


Figure VI.14 : Schéma statique du débord Figure VI.15: Diagramme des Moments.

1- Evaluation des charges :

- E.L.U : $q_u = 170,76 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.
- E.L.S : $q_{ser} = 129,49 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

2- Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- E.L.U : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 21,35 \text{ kN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -85,38 \text{ kN}$$

- E.L.S : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 16,19 \text{ kN.m}$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -64,75 \text{ kN}$$

3- Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 36\text{cm}$, $f_{c28} = 30\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$.

M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)
21,35	0,01	0.012	35,82	1,37

Tableau VI.7: Ferrailage du débord

4- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2$$

Note : On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier.

VI.5. Voile périphérique :**VI.5.1. Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

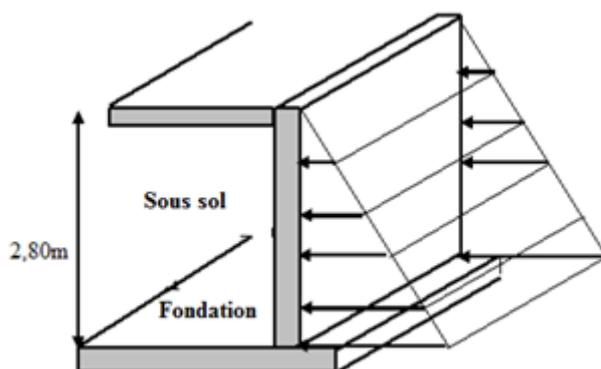


Figure VI.16 : Evaluation des charges

VI.5.2. Prédimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.5.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=2.80\text{m}$; $L_y=5.45\text{m}$; $e = 18 \text{ cm}$.

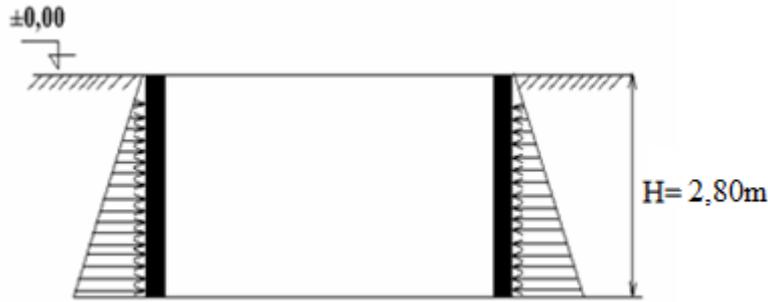


Figure VI.17 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 27.07^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.374$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 20.94 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 20.94 = 28.27 \text{ kN/ml}$$

VI.5.4. Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.80}{5.45} = 0,51 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0994 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 22.03 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.51 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 18.73 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4.68 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 11.02 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 2.76 \text{ kNm}$$

VI.5.5. Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$; $d=0,9h=16,2\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $F_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	M	A	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	18.73	0.042	0.054	15.85	2.72	4T12	2x4,52	25
	y-y	4.68	0.010	0.013	16.12	0.67	4T12	2x4,52	25
Appuis	x-x	11.02	0.025	0.032	16	1.58	4T12	2x4,52	25
	y-y	2.76	0.0062	0.0078	16.15	0.39	4T12	2x4,52	25

Tableau VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.

Remarque :

Les voiles de contreventement du sous-sol seront ferrillées de la même manière que les voiles du R.d.c

VIII.7.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 18 \times 100 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 18 \times 100 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

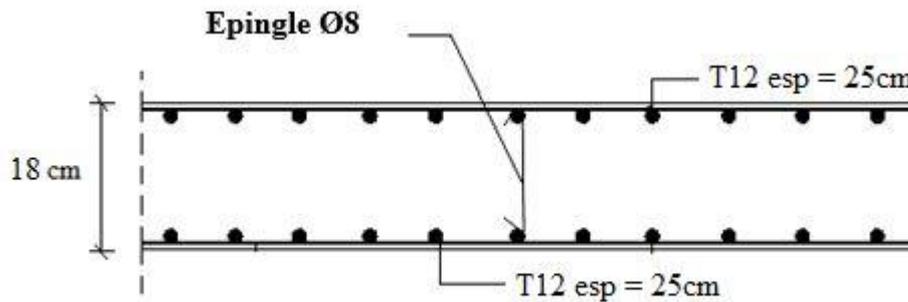


Figure VI.18 : Ferrailage du Voile Périphérique suivant les deux (2) sens

VI.6 Ferrailage des poteaux de l'infrastructure :

VI.6.1. Ferrailage longitudinal : [1]

a) Calcul du ferrailage longitudinal :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armatures longitudinales sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot 0,9} \right] \frac{\gamma_s}{F_e}$$

Avec :

Nu : effort normal de compression simple pondéré

On adopte pour les poteaux de l'infrastructure la même section des poteaux du R.D.C

b) Calcul de l'effort normal pondéré :

$$NU = 1,35 G + 1,5 Q$$

POTEAU	Nu supportée (kN)
--------	-------------------

55 × 55	2345
---------	------

Tableau VI.9 : les efforts normaux dans les poteaux.

c) Choix du ferrailage :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteau	Nu (kN)	A_S (cm ²)	A_{Srpa}^{\min} (cm ²)	A_S^{choisie} (cm ²)
55 × 55	2345	0	27.22	12T16+4T14 (30,207)

Tableau VI.10 : Ferrailage des poteaux de l'infrastructure

Remarque :

Les poteaux des sous-sols seront ferrailés de la même manière que les poteaux de R.d.c

VII.1.ORGANISATION DU CHANTIER

1.INTRODUCTION :

L'organisation du chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires dans les meilleures conditions possibles pour gérer les travaux à exécuter, c'est aussi l'ensemble des dispositifs envisagés, pour exécuter un travail avec un gain de temps en utilisant avec économie la main d'œuvre pour assurer l'efficacité de l'action du chantier c'est-à-dire la bonne organisation qui porte sur la qualité des ouvrages, leur économie et la rapidité.

Pour atteindre une meilleure organisation il faut satisfaire les objectifs suivants :

- Réduire les pertes.
- Réduire le temps mort.
- Éviter les pannes de matériels, matériaux.
- Prévoir et éviter les accidents du travail.

7.1.1. Les objectifs de l'organisation :

7.1.1.1 La qualité

- Main d'œuvre Il faut utiliser une main d'œuvre qualifiée limitée en nombre
- Matériaux Il faut avoir une bonne connaissance des matériaux (nature, utilisation, caractéristique)

7.1.1.2. La rapidité :

- Utiliser les techniques modernes.
- Dévisser une opération, travail en tâche élémentaire en consacrant une main d'œuvre spécialisée par tâche.

7.1.1.3. L'économie :

- Étude profonde du projet à construire.
- Contrôle des matériaux.
- Contrôle main d'œuvre.
- Simplifier les manutentions.
- Réduire les causes d'accidents.

Pour le travail présenté ici, la problématique principale concerne la manière de gérer le projet et le suivi de chantier dans une entreprise ayant un rayon des activités étendu. Dans un premier temps, notre étude portera sur la gestion de projet par les moyens mis en place par l'entreprise pour réaliser les opérations de suivi de chantier. Ensuite à ce diagnostic, une deuxième partie sera présentée, constituée de propositions destinées à améliorer la gestion de projet, et comment évaluer les différents coûts de notre projet. Finalement, nous terminerons par envisager des scénarios imprévus dans le planning initial (cas de grève de travailleurs et intempéries) et définir les actions appropriées pour rattraper le retard avec une évaluation de l'impact financier correspondant.

VII.2. TERRASSEMENT :

7.2.1 .Décapage de terre :

Les déblais de terre est obligatoire pour rattraper le niveau (+0.00) sur toute la surface de projet. Pour cela, Il faut avoir les donner suivant :

- Les travaux de terrassement consistent à enlever les terres représentées en déblais aux plans et à les déposer dans les zones à remblayer déterminées aux plans dans les limites de la parcelle.
- Les terres excédentaires seront évacuées dans une zone située de 5 km du site de projet.
- La topographie de terrain est sous forme de pente très accidentelle.
- Pendant les travaux et en attendant que le drainage définitif des eaux de pluie et de ruissellement fonctionne, l'entrepreneur prendra toutes les dispositions pour permettre l'écoulement de celle-ci hors du terrain.
- La réalisation des fouilles de fondation et terrassement se fait par des matérielles mécaniques.

En conclusion, le résultat de cette opération se traduira par :

- Les volumes de terre décapée : Voir tableau de planning d'avancement des travaux (01).
- La topographie de terre: Voir le plan topographie n (0)

7.2 .2. Fouilles de fondations - terrassement en déblai :

Les quantités de ce poste sont calculées sur la base du plan des fondations et des sous/sols et établies selon les grandeurs A et H, où A est l'aire en m², au fond de fouille et H (profondeur totale en mètres). Pour le projet étudié, la méthodologie d'exécution se

présente comme suit :

- Distance entre le fond de fouille et la surface du terrassement général. La profondeur totale est **H= 3m**, la surface totale de projet est **S= 445,85 m²**.
- La réalisation des fouilles se fait par terrassement des matériels mécaniques.
- Les étançonnements et boisages de sécurité ainsi que l'évacuation des eaux de pluie, sont à charge de l'Entrepreneur.
- La profondeur des fouilles est poussé jusqu'aux niveaux indiqués aux plans que est deux mètres.

VII.3. INSTALLATION DE CHANTIER :

Ce poste comprendra toutes les installations provisoires nécessaires à l'exécution des travaux :

- bureaux de chantier, équipés et avec un téléphone si le site est raccordé au réseau.
- local des plans servant de local de réunion de chantier, il est garni du mobilier indispensable pour les réunions de chantier, le classement et l'ouverture du plan.
- un magasin de stockage;
- un abri pour les ouvriers en cas de pluies.
- les installations sanitaires pour ouvriers, employés, cadres.
- l'installation des engins et matériel de levage et de maintenance, de préparation des bétons, de confection des armatures et des coffrages.
- les arbres pouvant gêner l'implantation de projet seront abattus et les souches seront soigneusement enlevées avec l'accord préalable du maître d'œuvre.
- ainsi que de l'implantation de projet comprenant tous les travaux de piquetage.
- les raccordements provisoires eau et électricité et les consommations pour les besoins des travaux et des essais jusqu'à la réception provisoire.
- Les installations de chantier sont édifiées dans les limites du terrain sur des emplacements agréés par l'architecte, un plan d'implantation sera fourni.
- L'enlèvement complet des matériels, matériaux, installations et débris du chantier devra être réalisé dans un délai de 5 jours, à dater de la réception provisoire.

Il n'est pas recommandé de commencer les travaux avant approbation de l'implantation de projet.

7.3.1. Plan d'installation du chantier : (P.I.C)

Les Bureaux :

- Deux bureaux pour le contrôle technique (chef projet, connecteur, métreur, Topographe, architecture).
- Deux bureau pour la gestion du personnel (Maçons, Coffreurs, Ferrailleurs, Manœuvres, chauffeurs).
- Un bureau pour gérer les ressources (matérielles, matériaux).
- Un bureau pour la gestion financière.
- Un magasin.
- Un poste ferrailage.
- Un poste coffrage.
- Un vestiaire.
- Branchement pour stockage de Ferrailage et coffrage.
- Un poste de maintenance.
- Le parking.
- La centrale à béton.

Il est à remarquer que tous les matériaux et matériels récupérables appartiendront à l'entreprise.

VII.4.INSTALLATION, MONTAGE ET DEMONTAGE DE GRUE A TOUR :

L'emplacement d'une grue à tour doit être choisi de façon à optimiser l'acheminement des charges nécessaires au fonctionnement du chantier. Ce choix doit tenir compte de divers facteurs importants tels que la proximité d'obstacles fixes (lignes électriques aériennes, bâtiments ou arbres). Il convient notamment de veiller à ce que des grues voisines ne constituent pas aussi un danger. Les conditions de montage et de démontage sont aussi déterminantes pour le choix de l'emplacement de la grue:

- sécurité des personnes sur le chantier et des tiers à proximité,
- cheminement de la grue sur le chantier,
- emplacement du camion-grue pour le montage et le démontage (grue à tour fixe),
- capacité de charge admissible du sol pour les assises du camion-grue et de la grue à tour.

7.4.1. Préparation du travail et du montage :

Lors de l'orientation d'une grue à tour auto- montante, la plate-forme supportant le contrepoids se déplace à proximité du châssis de la grue. Des personnes peuvent se trouver à proximité de cette zone. Il arrive aussi que du matériel, des obstacles parfois érigés au cours du chantier (murs, piliers, échafaudages) ou des véhicules soient à proximité ou à l'intérieur de cette zone à risques (Voir figure 1 et 2).

❖ Mesures à prendre :

- Une distance de sécurité horizontale de 0,5 m et verticale de 2,5 m sera respectée entre les parties d'une grue en mouvement et des obstacles dans les zones de présence éventuelle de personnes.
- Si cette distance de sécurité est inférieure, il conviendra d'interdire l'accès à cette zone en définissant un périmètre suffisamment grand.
- Il sera interdit de stocker du matériel dans le périmètre de rotation de la plate forme lors de l'utilisation d'une grue à tour auto montante.
- Il est interdit d'utiliser la zone dangereuse pour l'entreposage de matériaux et de matériel et comme lieu de stationnement d'engins et de véhicules (même personnels).

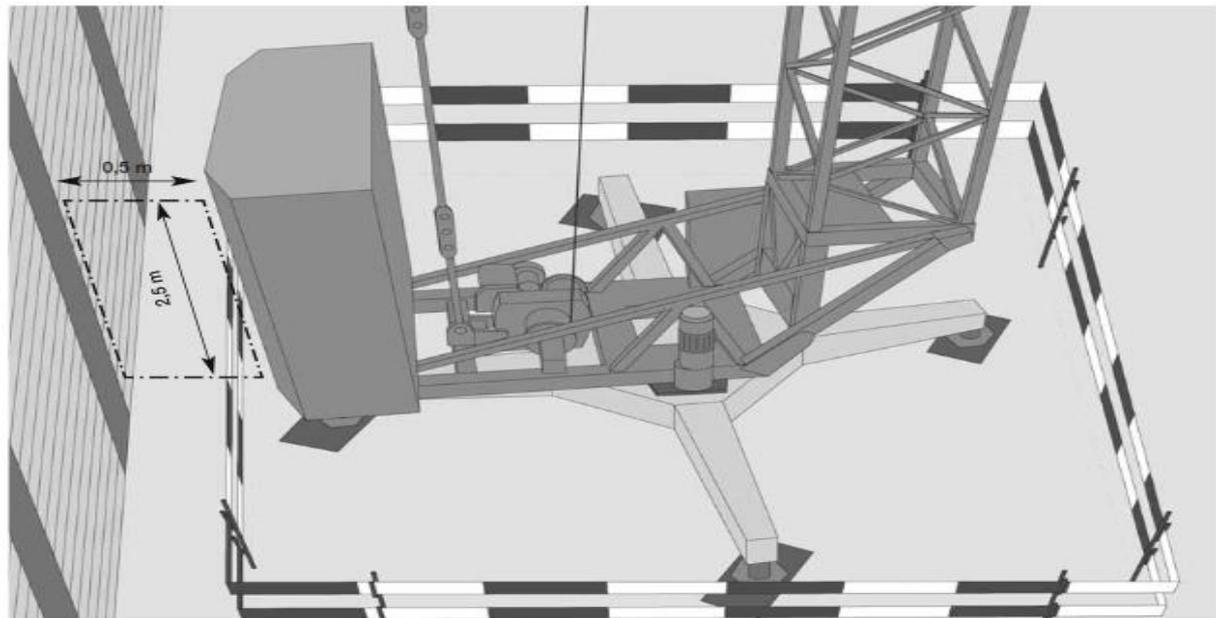


Figure VII-1 : une distance de sécurité minimale horizontale de 0,5 m et verticale de 2,5 m est à respecter entre le mur du bâtiment et le contrepoids.

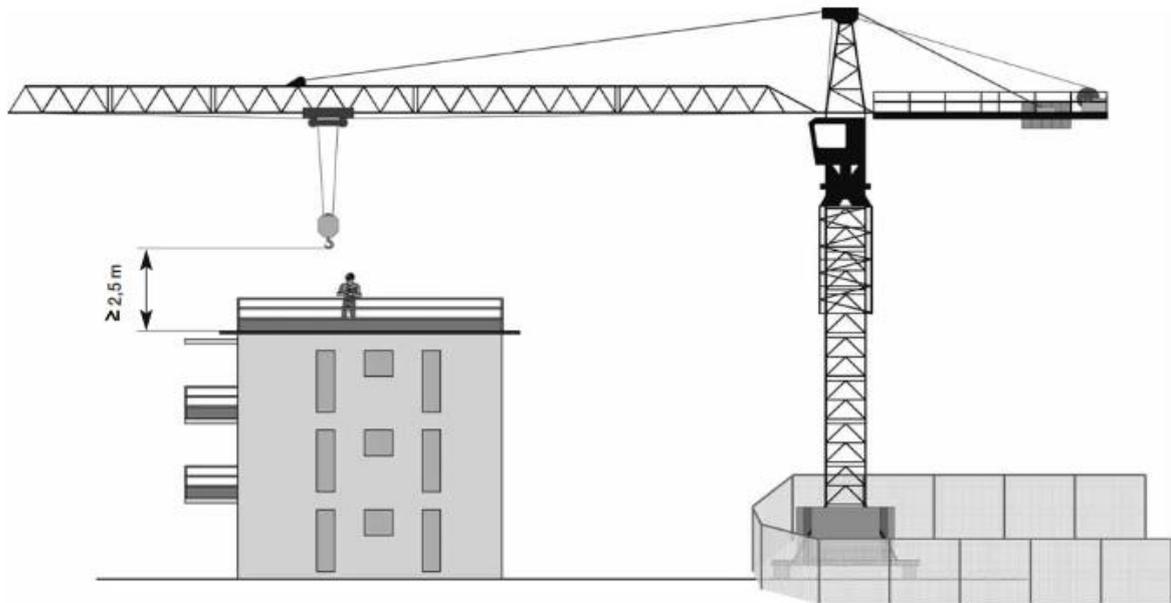


Figure VII-2 : la personne se trouvant sur le toit du bâtiment voisin ne court aucun risque, car le crochet de la grue se trouve à au moins 2,5 m au-dessus de l'ouvrage.

❖ **Conclusion :**

- Les camions-grue et les grues à tour doivent être en bon état et si besoin, avoir été contrôlés par un expert en grues reconnu.
- Seuls les spécialistes en grues procèdent au montage et au démontage des grues.
- Le montage n'est considéré comme terminé qu'après que le spécialiste en grues a procédé à un contrôle visuel et fonctionnel de la machine conformément à la notice d'instructions et que tous les dispositifs de sécurité ont été correctement réglés et contrôlés.
- Le montage doit être en conformité avec le détail estimatif et le planning.
- l'installation de chantier est fixée à un délai de 5 jours.
- Les détails d'installation de chantier en plan n (01).

VII.5. LE COUT DES TRAVAUX (TERRASSEMENT ET INSTALLATION DE CHANTIER) :

Le prix unitaire comprend donc :

- le chargement des terres en dépôt.
- le transport hors du site de ces terres.

- le dépôt de celles-ci à un endroit autorisé par les instances publiques.
- les démarches pour obtenir les autorisations du dépôt de ces terres.
- le retour des camions à vide.
- le nivellement des zones de dépôt.
- l'installation de chantier.

VII.6. VERIFIER LES SUPPORTS D'OUVRAGES AVANT INTERVENTION DE PROJET :

Pour atteindre cet objectif, les opérations suivantes doivent être assurées :

- Le contrôle visuel et la vérification des supports d'ouvrages sont effectués par rapport aux instructions et données du dossier.
- Les conditions d'intervention sont contrôlées.
- Un compte rendu oral et/ou écrit de la conformité est transmis à la hiérarchie.
- la non-conformité est enregistrée,
- la hiérarchie est informée,
- les travaux ne sont engagés qu'après accord de la hiérarchie.
- Le personnel affecté est correctement dirigé.

VII.7. ORGANIGRAMMES DES DIFFERENTS ACTIONNAIRES :

7.7.1. L'organigramme de l'entreprise :..... (1)

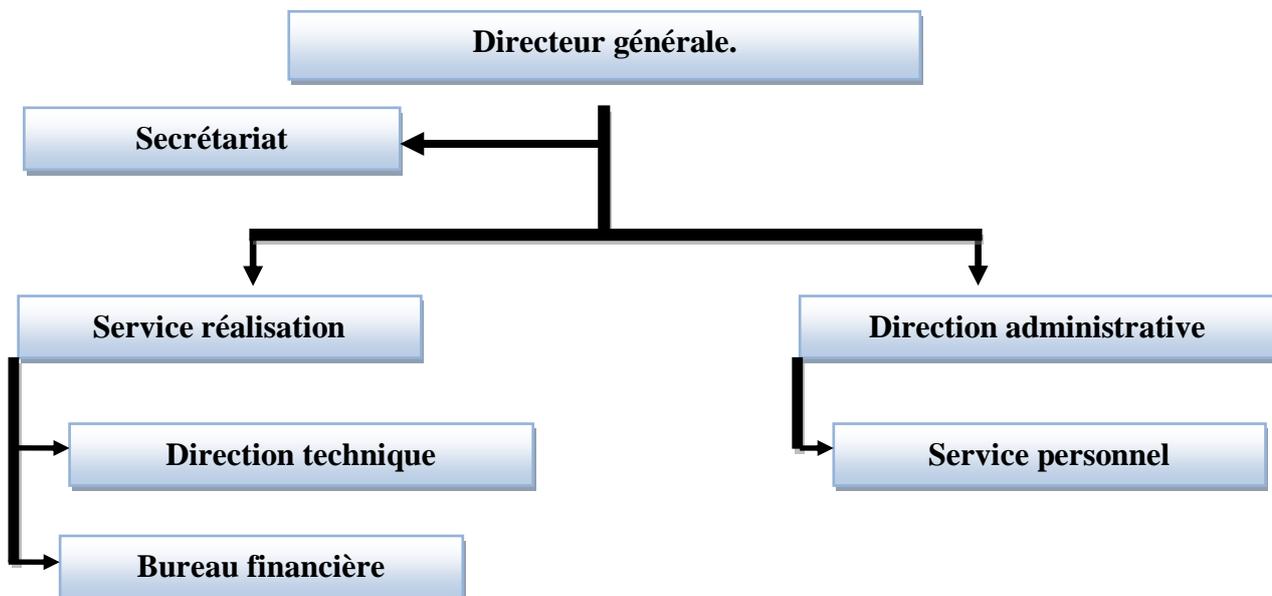


Figure VII-3: L'organigramme de l'entreprise.

7.7.2. L'Organigramme de chantier :..... (1)

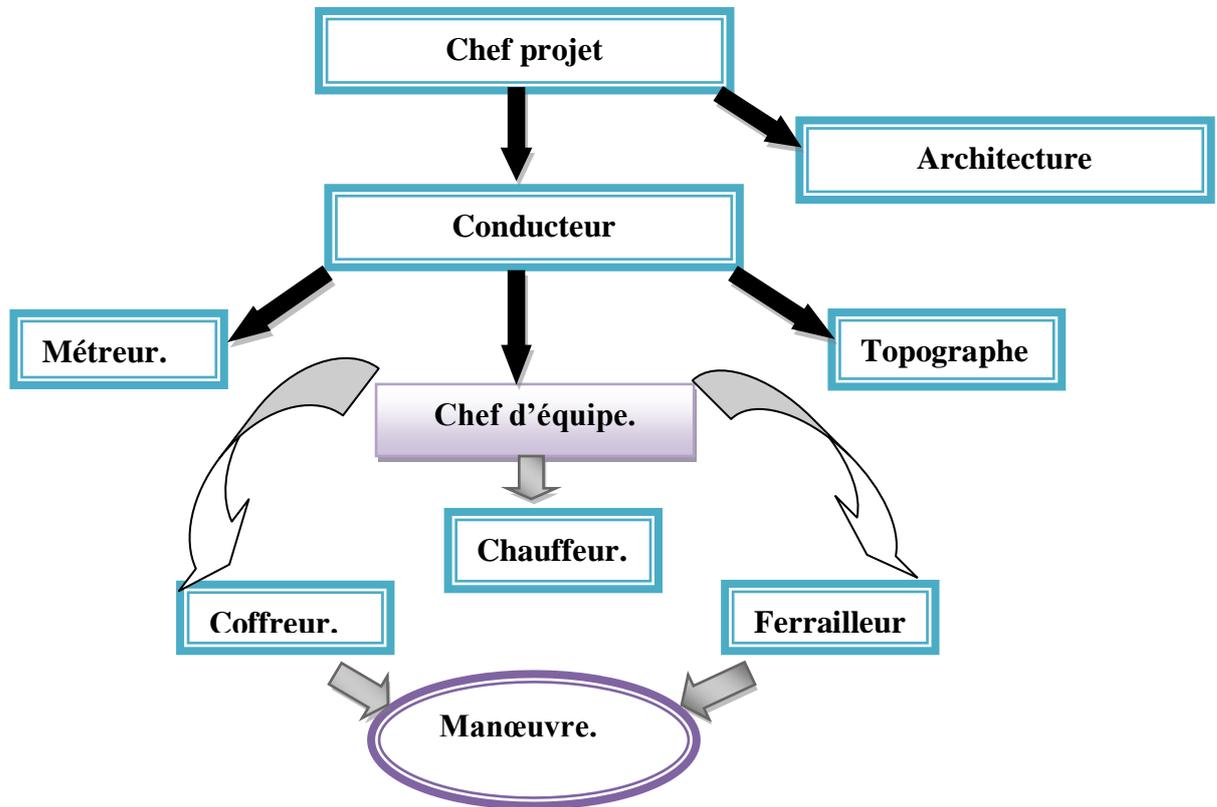


Figure VII-4: étapes du suivi de chantier.

En conclusion, selon les recommandations exposées dans de ce chapitre, on peut résumer les résultats escomptés comme suit :

- Il faut déterminer et a coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaire dans les meilleures conditions possibles pour gérer les travaux à exécuter.
- respecter la qualité, la rapidité et l'économie des travaux exécutés.
- Il faut respecter les plans et le délai de d'exception les taches.

VII.8. PLANIFICATION PAR PRIMAVERA

VII.8.1. INTRODUCTION :

Après avoir terminé l'étude de la présentation d'ouvrage , pré dimensionnement de gros œuvre, étude dynamique, étude fondation , ODC , ressources et délais des travaux), nous nous proposons d'étudier un chapitre qui a un rapport direct avec l'exécution des travaux et caractérisé par une importance capitale. Cette partie concerne la gestion le projet, basée sur les plannings.

L'objectif recherché à travers l'élaboration d'un planning est de prévoir la durée et les coûts du projet et aussi organiser les travaux en exploitant au maximum les moyens humains et matériels de l'entreprise.

Nous nous proposons donc de présenter la méthodologie de gestion de projet supportée dans la plateforme **PRIMAVERA**; plus précisément l'introduction des ressources, des tâches à réaliser, leur ordonnancement, l'évaluation des coûts induits et le suivi quotidien du projet à réaliser. Un deuxième volet de l'étude présentée concerne la gestion des situations de crise (manque de matières premières, intempéries, grèves, etc.), leur implémentation dans le système assistée sous PRIMAVERA et la présentation de solutions avec actualisation des coûts et délais pour le projet.

VII.8.2. PLANIFICATION DE PROJET :

VII.8.2.1. Le planning :

VII.8.2.1.1. Définition :

C'est un tableau qui permet de préparer les différentes tâches des travaux. Il permet de définir la durée de chaque tâche, type et nombre de matériels et son utilisation, catégorie d'effectif et leur nombre et quantité des matériaux à approvisionner. Il doit tenir compte :

- La main d'œuvre : spécialité.
- Le matériel : type, nombre, date d'affection.
- Les matériaux : nature, quantité, date de livraison.
- Le délai du projet.

VII.8.2.1.2. Objectifs du planning :

- **Prévoir** : préparer le programme à l'avance et le situer dans le temps.
- **visualiser** : traduire l'abstrait (idées) en quelque chose concrète (planning) c.à.d. tâche, durée, effectif et la liaison entre eux.
- **organiser** : mettre sur place tous les moyens nécessaires à la réalisation des travaux.
- **commander** : déclencher l'exécution d'une tâche ou donner fin d'une autre tâche et évaluer toutes les répercutions qui peuvent s'entraîner.
- **contrôler**: comparer ce qu'il y a sur plans avec les travaux sur terrain.

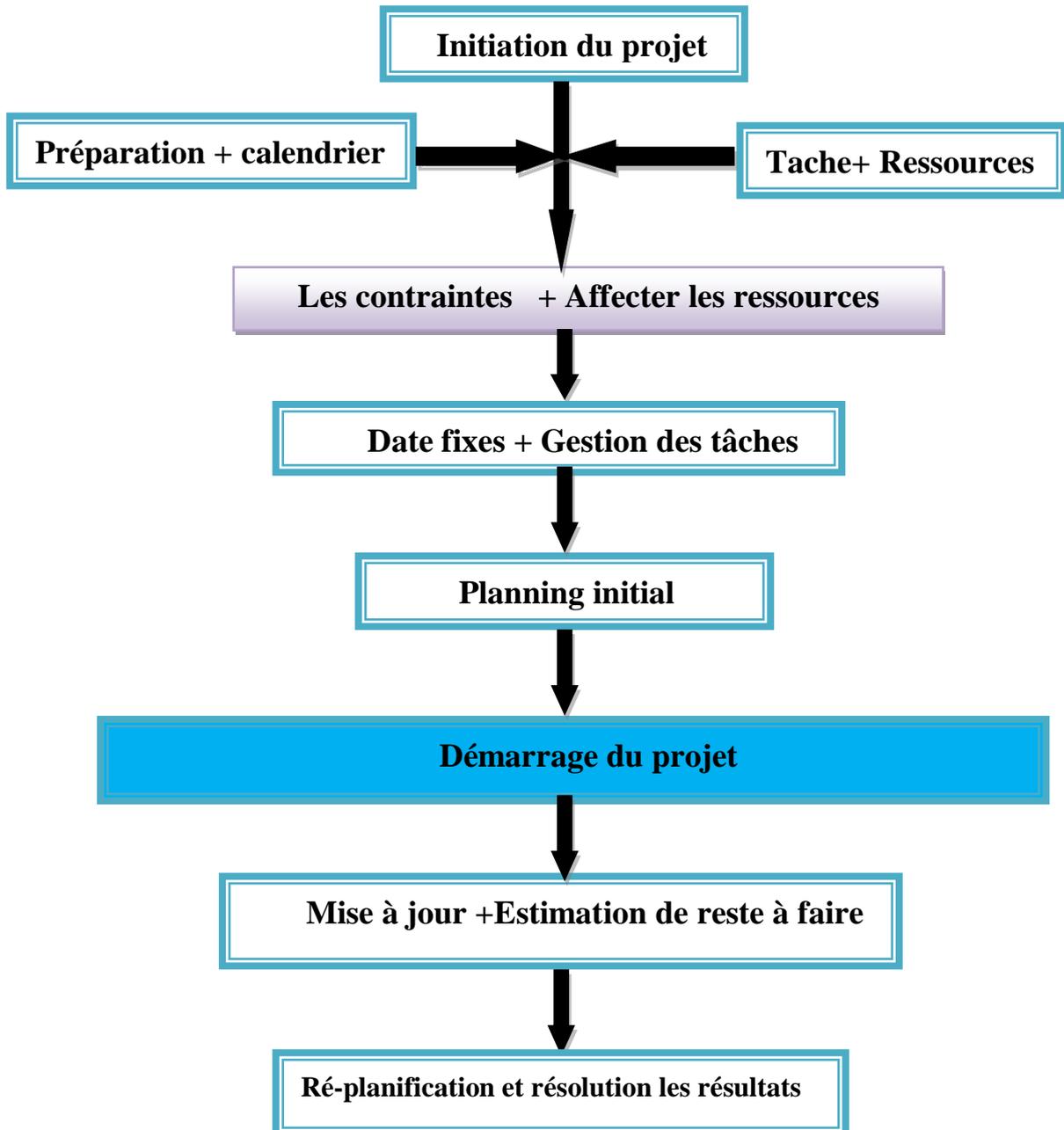
VII.8.2.1.3 Documents nécessaire pour établir un planning :

- Les ressources (matérielles, matériaux, effectifs).
- Repères de production.
- Délai du projet (marché).
- Dossier d'exécution (plans).

VII.8.3. LA METHODOLOGIE DE PLANIFICATION DE NOTRE PROJET PRMAVERA :**VII.8.3.1. Définition de PRIMAVERA:**

PRMAVERA est un logiciel de la FIRME ORACLE. Il s'agit d'un logiciel de planification, outil indispensable de management de projet, un moyen essentiel de prise de décisions pour le chef de projet, pour définir les travaux à réaliser, fixer des objectifs, coordonner diverses actions, maîtriser les moyens requis, minimiser les risques rencontrés, enfin 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.

Nous commençons d'abord par exposer les fonctionnalités de base du logiciel PRIMAVERA supportant la planification de projet.

VII.8.3.2. L'Organigramme de Planification:**Figure VII.5 :** L'Organigramme de Planification.

VII.8.3.2.1. Préparation du projet :

Il s'agit dans cette étape de définir le calendrier, les cadences de travail et la date de début du projet. Il faut dans un premier temps mettre en place le calendrier de travail de l'entreprise. Le menu ENTREPRISE - CALENDRIER permet de changer les horaires et d'ajouter des jours chômés ou fériés dans le calendrier. Deux possibilités de calendrier :

- On a créé un calendrier personnalisé et on a des horaires propres « créer un nouveau calendrier », bouton " Travail " pour déclarer un jour chômé ou spécifique

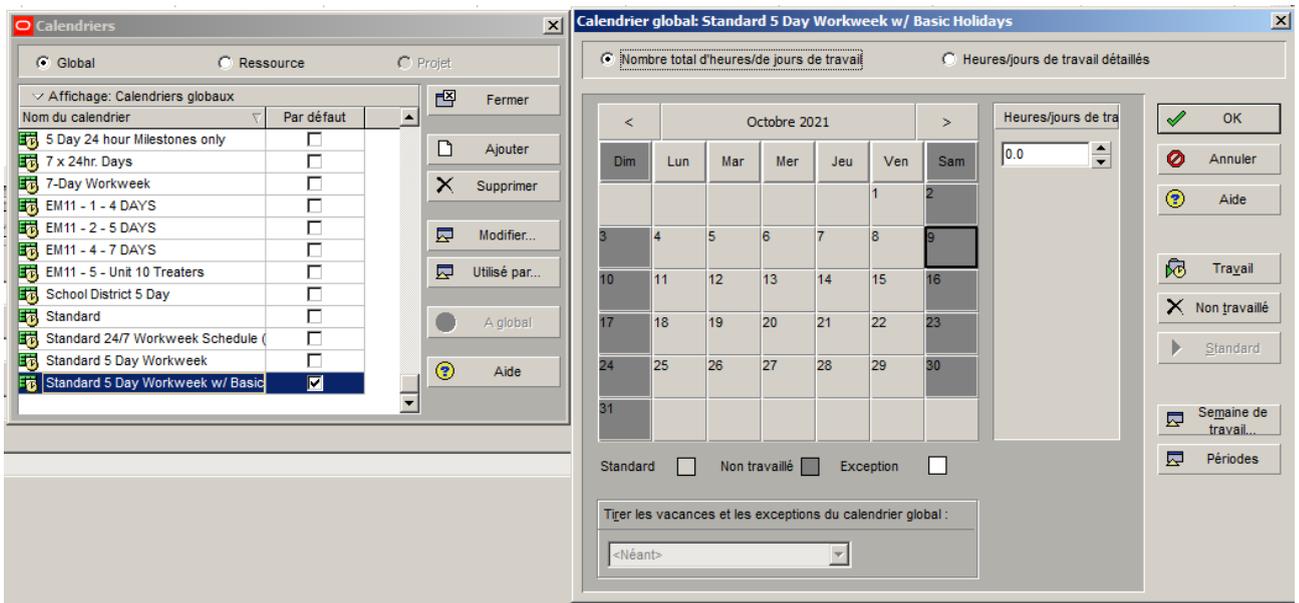


Figure VII. 6 :« semaines de travail » .

- ❖ **Remarque :** Pour le projet que nous traitons, les données se présentent comme suit :
 - Le temps de travail est 08 heures par jour.
 - 05 jours par semaine.
 - 22 jours par mois.
 - 02 jours chômés.

a. Définir les horaires de travail :

Heures par période

Précisez le nombre d'heures travaillées pour chaque pé

Heures/Jour	Heures/Semaine	Heures/Mois	Heures/Année
8.0	40.0	172.0	2000.0

OK Annuler Aide

Heures hebdomadaires du calendrier

Heures de travail standard

Dim	Lun	Mar	Mer	Jeu	Ven	Sam
8	8	8	8	0	0	8

OK Annuler Aide

b. CREATION D'UNE STRUCTURE OBS :

Menu : Entreprise /OBS

Structure OBS (Organizational Breakdown Structure)

Affichage: EPS/projets en cours

Nom OBS

- Innovative GC
- Facilities
- Transportation
- School Projects
- Infrastructure
- Petrochemical & Process
- Water / Waste
- Health Care

Général Utilisateurs Responsabilité

Nom OBS: Innovative GC

Description OBS

Fermer Ajouter Suppr. / Fusion. Couper Copier Colier Aide

c. CREATION D'UNE STRUCTURE DE L'ENTREPRISE EPS :

Menu : Entreprise /STRUCTURE DE PROJET D'ENTREPRISE

Toute l'organisation structurelle de l'entreprise est définie dans un EPS

Créer un nouvel élément Projet

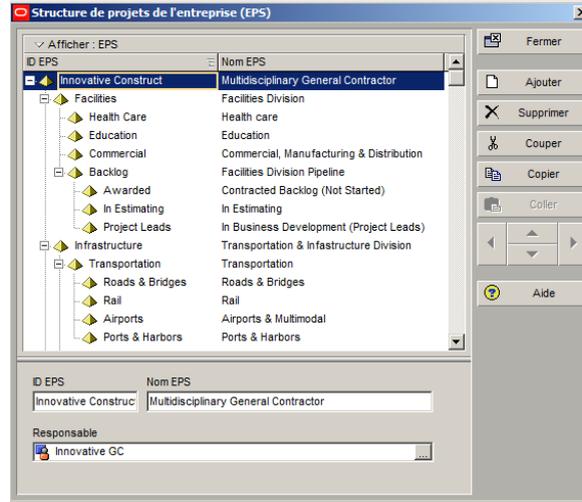
Sélectionner EPS

Sélectionnez le niveau de la structure de projets de l'entreprise (EPS) pour le nouveau projet.

Sélectionner EPS

Multidisciplinary General Contractor

Annuler Précédent Suivant Fin



d. CREATION D'UNE STRUCTURE WBS :

Menu : PROJET /WBS

La structure des taches et les phases sont définis selon une arborescence hiérarchiques

Remarque : Pour le projet traité ici, nous fixons la date de début des travaux au 02 NOVEMBRE 2021.

VII.8. 3.2.2. Planification les tâches manuelle en PRIMAVERA :

On peut remarquer 02 grandes taches à ce projet:

- Infrastructure.
- Superstructure.

On va rentrer ces taches dans le logiciel via le menu **Projet / taches.**

Chaque ligne correspond à une tache qui porte un numéro, un nom, une durée.

Concernant la durée, il est possible d'indiquer des minutes (1 min), des heures (1 h), des jours .

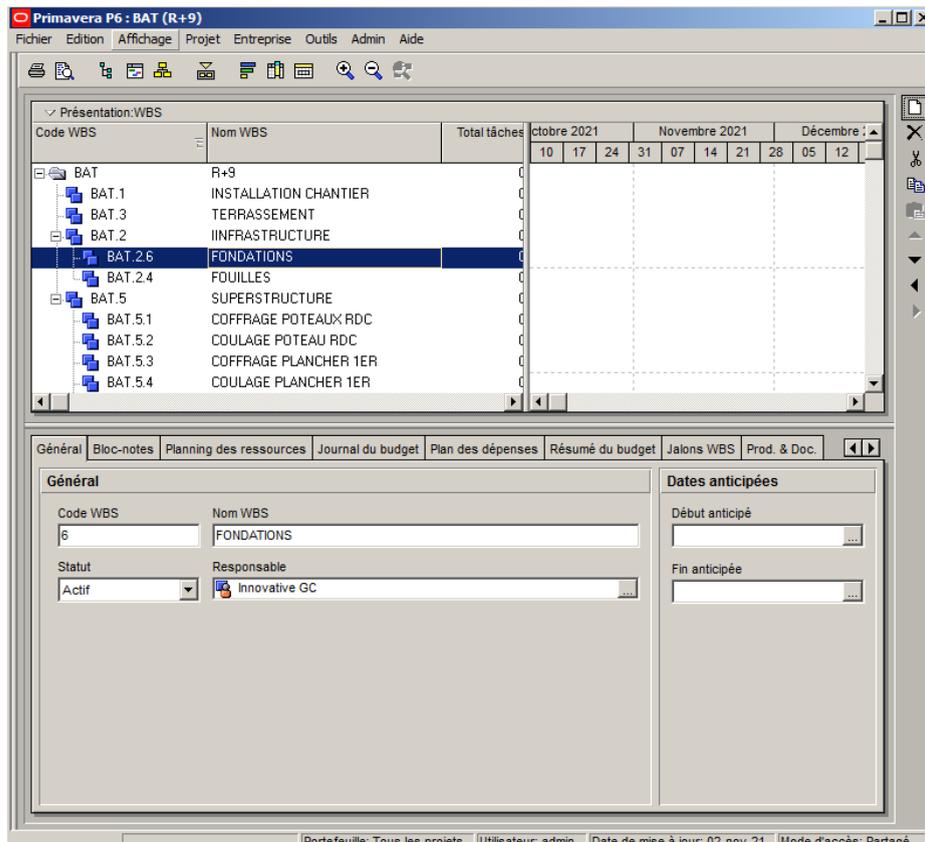


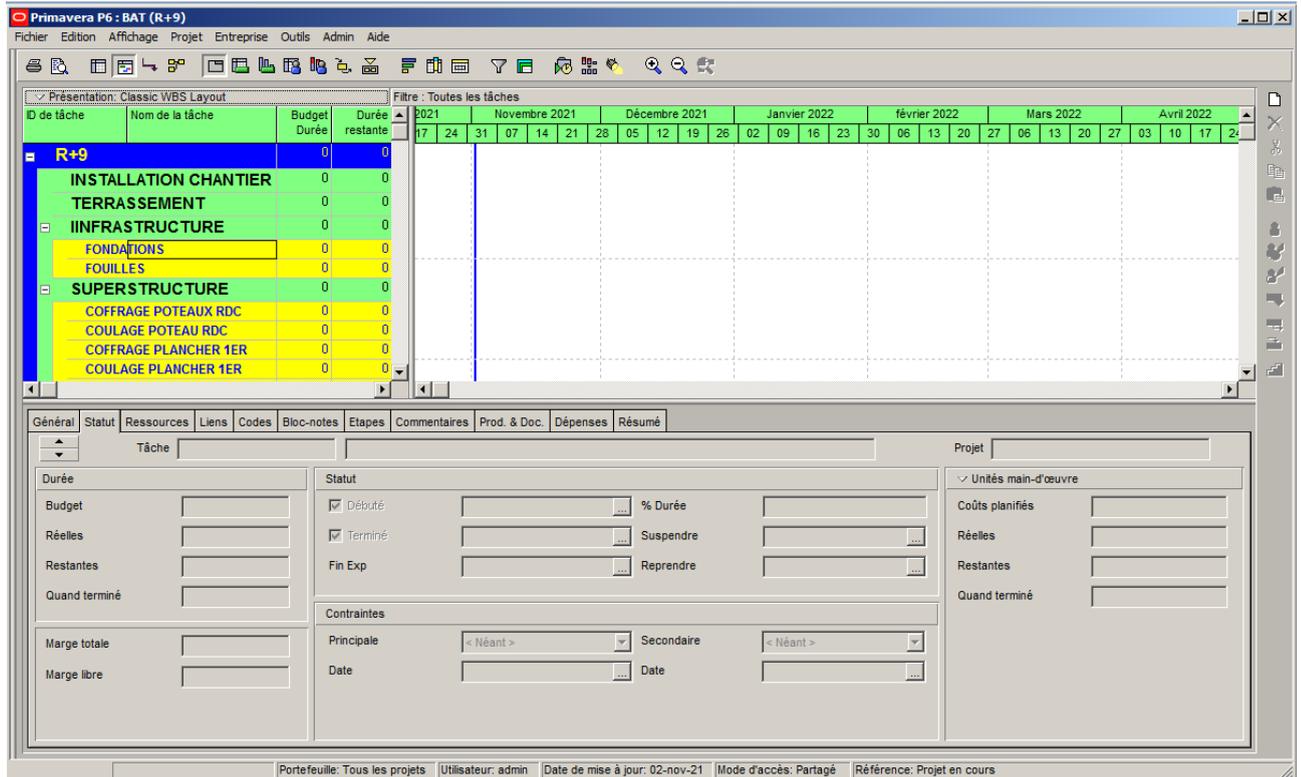
Figure VII. 7 : WBS

VII.8. 3.2.3. Planification les taches automatique avec PRIMAVERA :

Un fois toutes les taches rentrées et les prédécesseurs indiqués, il est possible de demander au logiciel de planifier automatiquement le projet :

- Au plus tôt (dès que possible).
- Doit commencer le.
- Au plus tard (le plus tard possible).
- Doit finir le.

Pour cela, un icone DETAIL présent dans l'onglet « Tache ».



VII.8. Organisation WBS et les taches en phase:

Pour PRIMAVERA, une phase est une tâche récapitulative.

PRIMAVERA va vous permettre principalement de connaître le temps du projet ou d'une partie du projet. Pour cela, insérer une ligne (Clic Droit : **AJOUTER**) avant les tâches de la phase. Sélectionner les tâches de la phase et cliquez sur l'icône « **Abaisser la tâche** ».

VII.8. 3.2.4. Définir les contraintes : LIENS ET DELAIS

Il est possible de créer des grandes parties au projet et de mettre des contraintes d'enchaînement entre les grandes parties comme on peut le voir dans cet exemple où le projet est divisé en 2 grandes parties 1 et 2 qui s'enchaînent avec 1 jour de décalage.

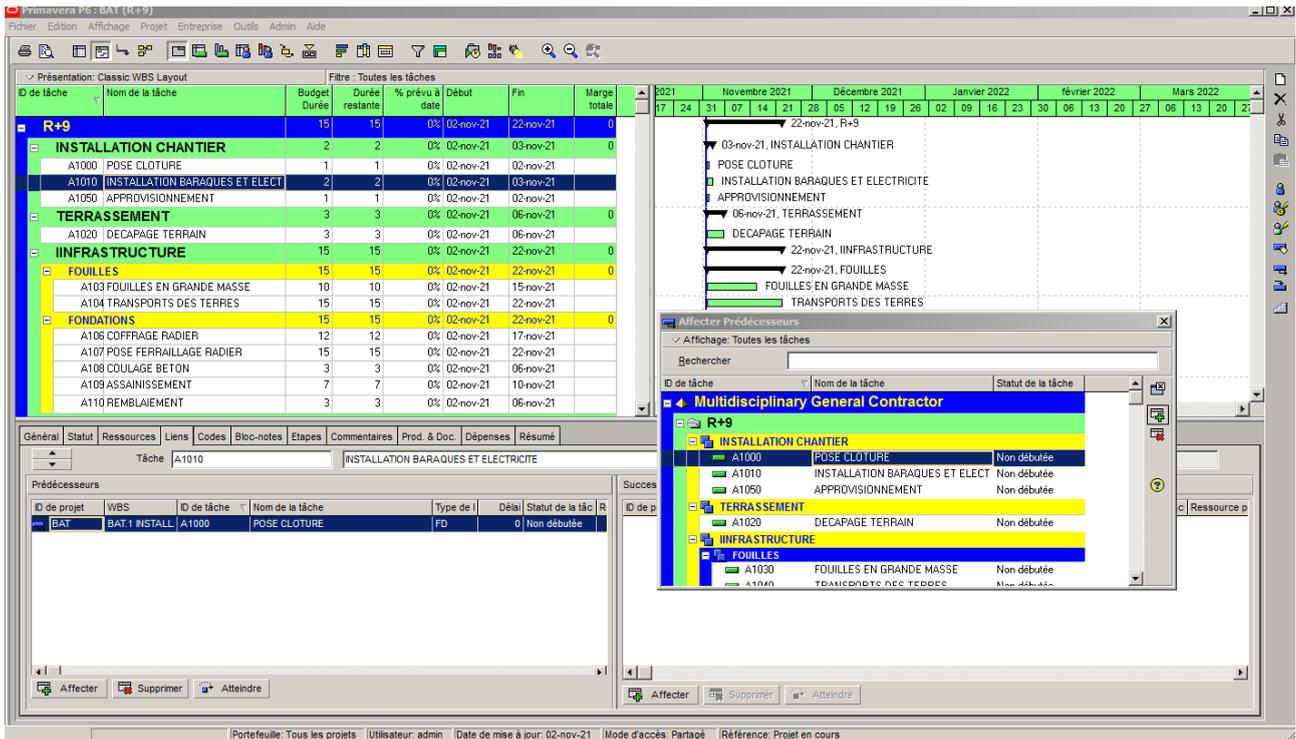
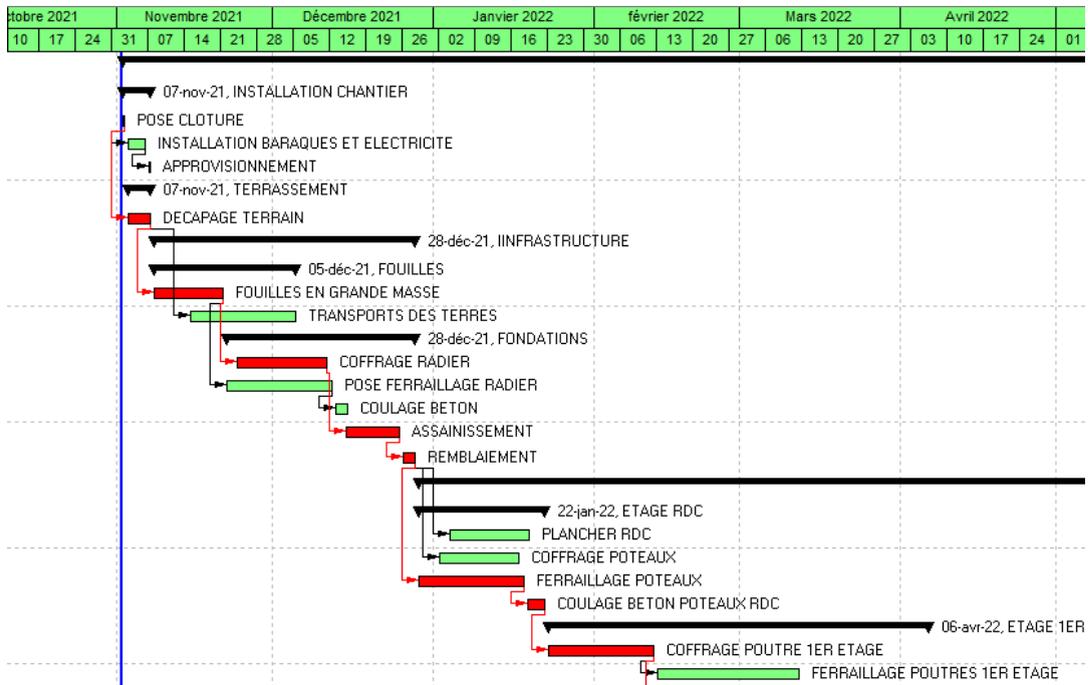


Figure VII. 9 : définir les contraintes.

VII.8. 3.2.4 PRIMAVERA permet de visualiser rapidement le chemin critique du projet.



Les taches du chemin critique apparaissent en rouge,

VII.8. 3.2.5. Création Affecter les ressources :

Pour PRIMAVERA, une ressource est une personne travaillant sur une ou plusieurs taches du

projet. Il est possible de créer autant de ressources possible et de leur affecter un cout et un temps de travail (100% étant un temps plein, 50% un Mi-temps, 125 % équivaut à un temps plein et 25% d'heures sup).

VII.8. 3.2.5.1. Création des ressources :

Dans l'onglet « Entreprise / RESSOURCES »

il est possible d'ajouter des nouvelles ressources :

- Ressources de travaux : des hommes et matériels.
- Ressources matériels : des matériaux.

ID de ressource	Nom de la ressource	Type de ressource	Unité de mesure	Compétence principale	Inités/période par défaut
Innovative Resources	Innovative Construction Internal Resourc	Main-d'œuvre			8/d
MAT	MATERIAUX	Main-d'œuvre			8/d
R-9	BETONNIERE	Ressources matéri			8/d
PEL	PELLETEUSE	Ressources matéri			8/d
R-8	CAMION	Ressources matéri			8/d
R-7	GRUE	Ressources matéri			8/d
MC	MAT-COFFRAGE	Article	SURFACE		8/d
R-6	ACIERS	Article	POIDS		8/d
R-5	BETON	Article	VOLUME		8/d
CE	OUVRIERS	Main-d'œuvre			8/d
R-4	FERRAILLEUR	Main-d'œuvre			8/d
R-3	COFFREUR	Main-d'œuvre			8/d
R-2	CONDUCTEUR CAMION	Main-d'œuvre			8/d
R-1	GRUTIER	Main-d'œuvre			8/d
R	CONDUCTEUR PELLETEUSE	Main-d'œuvre			8/d

Figure VII.10 : détail pour définir les ressources.

VII.8. 3.2.6. Affecter les ressources à une tâche :

Une fois les ressources créées, on peut les affecter aux tâches dans le diagramme de Gantt

ID de ressource	Nom de la ressource	Type de ressource	Unité de mes
R-3	BETONNIERE	Ressources matéri	
R-11	MANOEUVRE	Main-d'œuvre	
CE	OUVRIERS	Main-d'œuvre	
PEL	PELLETEUSE	Ressources matéri	
R-4	FERRAILLEUR	Main-d'œuvre	
R-8	CAMION	Ressources matéri	
R-3	COFFREUR	Main-d'œuvre	
R-2	CONDUCTEUR CAMION	Main-d'œuvre	
MC	MAT-COFFRAGE	Article	SURFACE
R-6	ACIERS	Article	POIDS
R	CONDUCTEUR PELLETEUSE	Main-d'œuvre	
R-5	BETON	Article	VOLUME

Figure VII.11 Affectation ressources.

VII.8. 3.2.7. Planning théorique initial (AFFICHAGE GANTT) :

C'est un planning à gros mailles conçu par une colonne à gauche où on écrit de haut en bas la désignation des tâches dans l'ordre technique de réalisation. En face de chaque tâche on dessine un trait ou un rectangle dont la longueur est proportionnelle à la durée de la tâche selon

une échelle convenue.

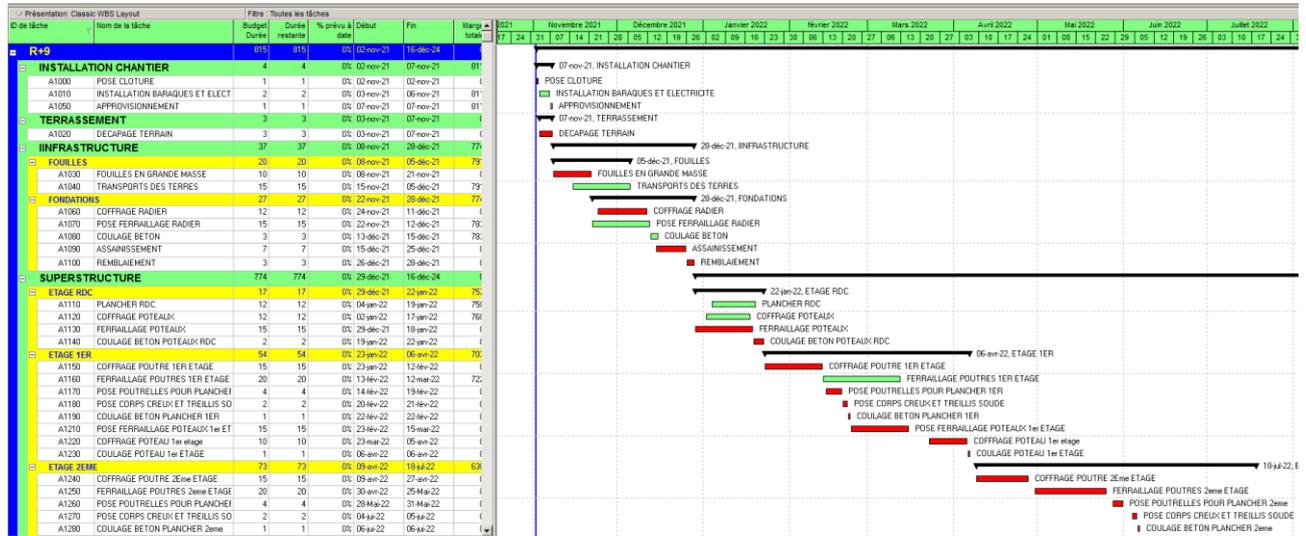


Figure VII.12 : Affichage GANTT.

VII.8. 3.2.8. Suivi d’avancement d’un projet :

Une fois que notre projet est rentré sur **PRIMAVERA** il est possible d’assurer son suivi. Suivre le projet signifie que nous allons informer à un instant donné (une date) l’état d’avancement réel du projet.

PRIMAVERA sera alors capable de nous dire si le projet est dans les temps par rapport à la planification initiale, en avance par rapport à la planification ou en retard.

Exemple :

Notre projet suivant à débiter le 02 Novembre 2021. Il est constitué de 19 tâches récapitulatives. Les durées et les enchainements donnent la planification suivante.

En théorie, le projet doit donc finir le 13 / 12 / 2023. Chacune des tâches à une tâche de début et de fin prévue par le logiciel.

Il souhaite maintenant savoir si le projet avance conformément à la prévision. Si cela n’est pas le cas, il faudra modifier le planning. Pour faire cela, on a fait appel à **PRIMAVERA** en utilisant le menu: Entreprise / Suivi.

Nom de la tâche	Durée	Début	Fin
R+10	552jours	02/10/21	13/12/23
Installation chantier	11	02/11/21	16/11/21

le terrassement	8 jours	09/11/21	20/11/21
Fouilles	13 jours	21/11/21	07/12/21
fondations	29 jours	05/12/21	12/01/22
Superstructure	500 jours	15/01/22	13/12/23
RDC	14 jours	15/01/22	01/02/22
1 ^{ème} étage	67 jours	24/01/22	26/04/22
2 ^{ème} étage	45 jours	27/04/22	28/07/22
3 ^{ème} étage	43 jours	29/07/22	28/08/22
4 ^{ème} étage	44 jours	29/08/22	29/10/22
5 ^{ème} étage	54 jours	30/10/22	11/01/23
6 ^{ème} étage	36 jours	14/01/23	04/03/23
7 ^{ème} étage	47 jours	21/02/23	26/04/23
8 ^{ème} étage	43 jours	29/04/23	26/07/23
9 ^{ème} étage	43 jours	27/07/23	26/08/23
10 ^{ème} étage	46 jours	27/08/23	29/10/23
Terrasse	33 jours	30/10/23	13/12/23

Tableau VII.1: DUREES

VII.8.4. ANALYSE LES COUTS DU PROJET :

Pour connaître l'estimation les différents coûts de projet, l'application du calcul des coûts

De revient est appropriée de deux méthodes d'estimation:

VII.8.4.1. Méthode analogique, (comparative, similitude, globale) :

- **principe** : estimer a partir de projets passes (**Top-down**).
- cout (projet b) = cout (projet a) x **k**
- cout du projet a, plus au moins connu.

- **k** : peut être le produit de plusieurs ki (taille, inflation, lieu, etc.).
- **avantages** : rapide, très bon marché.
- **inconvenients** : subjective, très grande tolérance

VII.8.4.2. Méthode analytique (démarche partie variable) :

- Découper et structurer le projet (**WBS**)
- Calculer, déterminer et valider les **quantités** de travail
- Déterminer les équipements, matériaux, etc.
- Constituer les **équipes types**, calculer les **coûts horaires**.
- Choisir les **unités d'œuvre**, décider des **rendements**.
- Calculer les **coûts unitaires**, analyser/comparer/décider.
- Consolider les heures de travail (**manhours**).
- Consolider les **coûts variables** (travail + fourniture).
- Éventuellement calculer les **délais élémentaires**.
- Déterminer le **délai global** à partir de la planification.

❖ Conclusion :

On a choisi la deuxième méthode dans notre projet parce que cette méthode permet la « **Ventilation** » de l'ensemble des charges de l'entreprise, sur la totalité des tâches.

VII.8.4.3. Les ressources directes indirectes

Dans l'ouvrage Calcul et analyse des coûts des ressources et des tâches, on retrouve les définitions suivantes pour qualifier les ressources de l'entreprise :

Les ressources entrant en compte dans le calcul des coûts sont classées dans les deux catégories suivantes :

- les ressources directes.
- les ressources indirectes.

Les ressources directes : elles sont affectées à un coût entrent donc dans cette catégorie :

- les fournitures, et matières consommées pour la réalisation des tâches.
- Une partie de la main d'œuvre de l'entreprise est également comptabilisée (la main d'œuvre effective sur le chantier).
- S'ajoutent également les heures d'utilisation du matériel qu'il soit à l'entreprise ou provienne de location.
- Les frais de déplacement sont également comptabilisés car variant en fonction du chantier et présentant des écarts non-négligeables.

Les ressources indirectes : sont caractérisées quant à elles par le fait qu'elles concernent simultanément plusieurs objets de coûts. Elles correspondent aux frais généraux de fonctionnement de l'entreprise. Il convient également de considérer les frais **d'utilisation** des véhicules de l'entreprise pour les chantiers dans cette catégorie des ressources, étant donné qu'elles sont **systematiques et constantes**.

Ainsi on peut récapituler les coûts directs et indirects avec le schéma suivant : [1]

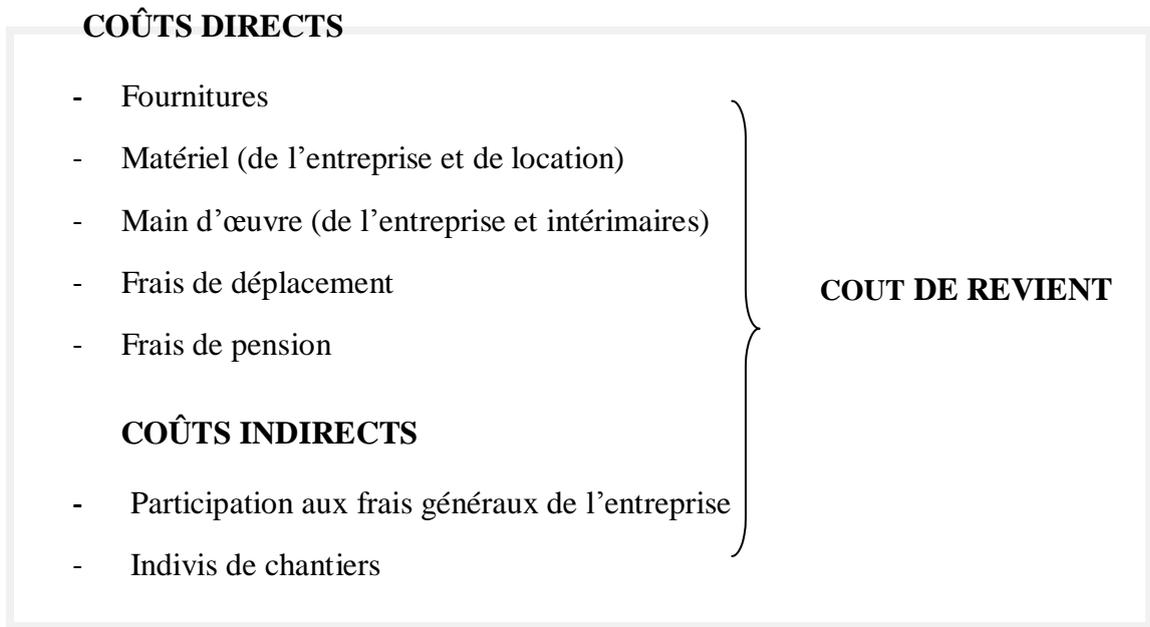


Figure VII.13 : méthode de calcul des coûts de revient J.Heinry(2012).

VII.8.4.4. Calculs des coûts directs : [1]

VII.8.4.4.1. Coût des fournitures :

Le coût des fournitures chiffrées dans l'offre de l'entreprise correspondent au prix d'achat de la fourniture auquel on ajoute différents prix tels que son acheminement sur le chantier ainsi que son stockage.

VII.8.4.4.2. Coût du matériel :

a. Matériel de l'entreprise :

Le coût du matériel interne à l'entreprise est calculé comme suit :

Coût horaire = Coût fixes + Coût variables.

Avec pour ce calcul :

Coût fixes : frais financiers assurances,

Coût variables : carburant frais d'entretien et de réparation.

Ce calcul prend en charge l'amortissement du matériel.

❖ Le matériel de l'entreprise est divisé en deux classes :

- Le matériel de première catégorie : correspondant aux pelles, camion a benne, chargeur, Compacteur, Grue Fixe, malaxeur, plomb a béton.
- Le matériel de seconde catégorie, correspondant aux engins plus petits Vibreur, bus de transport, Dumper, Bétonnière.

▪ Exemple de première catégorie : **le camion 18m³**

Coût fixes : Le Coût d'assurances = 5000 DA.

Coût variables : Le Coût carburant frais d'entretien et de réparation = 2500 DA.

Coût_u = (Coût fixes + Coût carburant et de réparation) / 176 = DA /h.

Coût_u = (5000 + 55000) / 176 = 341,00 DA /h.

▪ Exemple de seconde catégorie : **le bus**

Coût fixes : Le Coût d'assurances = 2000 DA.

Coût variables : Le Coût carburant frais d'entretien et de réparation = 22000 DA.

$$\text{Coût}_u = (\text{Coût fixes} + \text{Coût carburant et de réparation}) / 176 = \text{DA} / \text{h.}$$

$$\text{Coût}_u = (2000 + 22000) / 176 = 142,04 \text{ DA} / \text{h.}$$

❖ **Conclusion :**

- On a prend le Coût moyen par jour d'utilisation des différents matériels de l'entreprise appliqué lors de l'étude est généralisé à (341,00DA) pour les matériels de première catégorie et (142,00 DA) pour les matériels de seconde catégorie.
- Ces prix ont été établi par le s donnez que on a la trouvée dans le marché algérien d'entreprise avec l'expert comptable de l'entreprise et permettent de couvrir l'ensemble des frais d'utilisation ainsi que la main d'œuvre l'utilisant.

VII.8.4.4.3. Coût de la Main d'œuvre :

a. Les salariés de l'entreprise :

Le calcul de la main d'œuvre est réalisé comme suit :

Coût horaire = coût total de chaque la main d'œuvre

Coût horaire = (coût de contrat de chaque mois + coût variables) / nombre des heures

▪ Exemple : **le ferrailleur**

Coût de contrat de chaque mois = 36000 DA.

Coût d'assurance = 18000 DA.

$\text{Coût}_u = (\text{coût de contrat de chaque mois} + \text{Coût d'assurances}) / 176$

$\text{Coût}_u = (36000 + 18000) / 176 = 306,82 \text{ DA} / \text{h.}$

❖ **REMARQUE :**

Le Coût d'assurance est 50% de salaire.

VII.8.4.4.4. Coût des matériaux :

Il correspond au prix facturé par l'entreprise pour une réalisation donnée.

a. Estimation des coûts de revient :

La définition du coût de revient est donnée dans l'ouvrage Calcul et analyse des coûts de

Coût = Coût des matériaux venu + pourcentage de Coût indirecte.

- Exemple : **les aciers**

Coût de un ton = 58000 DA.

Pourcentage de Coût indirecte = 1000 DA.

Coût_u = (Coût des matériaux venu + pourcentage de Coût indirecte)

Coût_u = 58000 + 1000 = 59000 DA.

- ❖ **REMARQUE :**

Pourcentage de Coût indirecte est le prix d'utilisation (transport).

- ❖ **Conclusion :**

Dans chaque cas des couts il faut qu'on trouve les informations :

- On a trouve que le PRIMAVERA est un logiciel très
- il est possible d'assurer son suivi. Suivre le projet signifie que nous allons informer à un instant donné (une date) l'état d'avancement réel du projet.
- La tempe de travaille est 08 heure par jour, 05 jour par semaine, 22 jours par mois, 02 jours chôment.
- Il est constitué de 15 taches récapitulatives.
- Chacune des taches à une tache de début et de fin prévue par le logiciel.
- Notre projet va débiter le 02 Novembre 2021 et le fin de durée du réalisatiion **la première partie** (gros œuvre) 13/12/2023.
- En théorie, le projet doit donc finir le 13 / 12 / 2023.
- La durée initial de réalisation est **552 jours**.
-

R+10									
ID de tâche	Coûts planifiés Coût total	Nom de la tâche	Budget Durée	Durée restante	% prévu à date	Début	Fin	Marge totale	
R+10	89,285,250 DA		552	552	0%	02-nov-21	13-déc-23	0	
INSTALLATION CHAI	33,600 DA		11	11	0%	02-nov-21	16-nov-21	541	

- Le coût budgétaire de dépense planifiée est **(89 285 250,00 DA)**.

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (Robot structural analysis version 2020 ; Auto CAD ; Socotec, primaVera) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permette de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le prédimensionnement de la structure.

Cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques, lorsque la structure est symétrique.
- Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsion (moment de torsion).
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, Secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du Réel.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est

Impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Et nous savions que la planification du projet n'est pas moins importante que les chapitres précédents. C'est un pilier qui doit être respecté et aucune de ses règles ne doit pas être sauter, pour que le projet avancer de manière correcte et pour éviter des pertes indésirables.

Finalement, nous espérons que cette étude sera une aide pour nos collègues étudiants en Génie Civil, et pourra être à la hauteur des responsabilités que nous assumerons à l'exécution de ce projet.

Merci à tous...

Et Bonne Chance à tous les Prochains Ingénieurs En Génie Civil.