

## *Liste des figures*

### Chapitre I:

Figure I.1 : façade principale.....	03
Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$ .....	13
Figure I.3: Diagramme des contraintes de déformations à ELU .....	15
Figure I.4: Diagramme des contraintes de déformation ELS .....	15
Figure I.5 : Diagramme Contraintes-Déformation .....	16

### Chapitre II :

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	19
Figure II.4 : une poutrelle.....	23
Figure II.5: Dimension de la poutrelle .....	23
Figure II.6 : plancher terrasse /étage courant .....	24
Figure II.7 : Acrotère.....	28
Figure II.8: Les dimensions d'un Acrotère.....	28
Figure II.9: Composition de l'escalier.....	30
Figure II.10 : Une poutre.....	34
Figure II.11 : les poutres principales et les poutres secondaires.....	36
Figure II.12 : Le poteau le plus sollicité.....	37
Figure II. 13: Coupe de voile en élévation .....	41
Figure II.14: Coupe de voile en plan.....	42
Figure II.15: Plancher Courant.....	45
Figure II.16: Plancher Terrasse .....	46

### Chapitre III :

Figure.III.1 : Dimensions d'une structure en BA en 3D .....	62
Figure III.2 : Dimensions d'une structure en Charpente métallique en 3D.....	64

### Chapitre IV :

Figure IV .1 : Dimensions d'une structure en 3D .....	70
Figure IV. 2 : Premier mode.....	76
Figure IV. 3 : Deuxième mode .....	76
Figure IV. 4 : troisième mode.....	77

Figure. IV. 5 :Distribution de l'effort sismique selon la hauteur selon XX et YY. ....	79
Figure .IV. 6 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur selon XX et YY.....	79

### Chapitre V :

Figure. V.1 : Poutres principale.....	89
Figure. V.2 : Géométrie d'une poutre .....	90
Figure. V.3 : Ferrailage d'une poutre en 3D .....	91
Figure.V.4 :Plan d'execution.....	92
Figure.V.5 : Poutres (35x40).....	93
Figure. V.7 : Ferrailage d'une poutre en 3D .....	94
Figure.V.8 :Plan d'execution.....	95
Figure. V.9 : Poutres (30x30).....	96
Figure. V.11: Ferrailage d'une poutre en 3D .....	97
Figure.V.12 :Plan d'execution.....	98
Figure. V.13 : Poutres (30x35).....	99
Figure. V.15 : Ferrailage d'une poutre en 3D d'une poutre (30x35).....	100
Figure. V.16 :Plan d'exécution d'une poutre (30x35).....	101
Figure. V.17 : Poutres (30x45).....	102
Figure. V.19: Ferrailage d'une poutre (30x45) .....	103
Figure. V.20 :Plan d'exécution d'une poutre (30x45).....	104
Figure.V.21: Poteau plus sollicité .....	106
Figure. V.22 : Géométrie d'un poteau en 3D .....	107
Figure. V.23: Ferrailage d'un poteau en 3D.....	108
Figure. V.24 :Plan d'exécution d'un poteau.....	109
Figure V.25 :1er Type d'un voile.....	111
Figure .V.26 : Ferrailage de 1 <sup>er</sup> Type d'un voile en 3D .....	112
Figure .V.28 :2eme Type d'un voile .....	114
Figure .V.29: Ferrailage d'un 2eme Type du voile en 3D.....	115
Figure. V.30: plan d'exécution d'un 2 <sup>ème</sup> Type du voile.....	116
Figure .V.31 :3eme Type d'un voile .....	117
Figure.V.32 : Ferrailage du 3eme type d'un voile en 3D .....	118
Figure .V.33 : plan d'exécution du 3eme type d'un voile .....	119

### Chapitre VI :

Figure .VI.1 :Acrotère .....	121
Figure .VI.2 :Ferrailage de l'acrotère.....	124

Figure.V I.3 :Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	125
Figure.VI.4 :Schéma de ferrailage du balcon (étage courant).....	127
Figure. VI.5 : Vue en élévation d'un escalier.....	128
Figure.VI.6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants .....	129
Figure. VI.7 : Ferrailage de l'escalier .....	132
Figure. VI.8 :Diagramme du moment a ELUR .....	139
Figure. VI.9 :Diagramme du moment a ELS .....	140
Figure. VI.12 :Diagramme du moment a ELU.....	143
Figure. VI.14: Ferrailages des poutrelles .....	150

### Chapitre VII :

Figure VII.1 : Les différents types des semelles .....	155
Figure VII.3 : Ferrailage d'une semelle triple en plan .....	158
Figure VII.5 : plan d'exécution d'un semelle isolée type 2.....	161
Figure VII.8: plan d'exécution d'une semelle jumelée .....	164
Figure VII.10 : plan d'exécution d'une semelle isolée type 4.....	167
Figure VII.12 : plan d'exécution d'un 1 <sup>er</sup> coté du 5 <sup>ème</sup> type.....	170
Figure VII.14 : plan d'exécution d'un 2 <sup>ème</sup> coté du 5 <sup>ème</sup> type .....	173
Figure .VII.16 : plan d'exécution d'un 1 <sup>er</sup> coté du 6 <sup>ème</sup> type.....	176
Figure .VII.18 : plan d'exécution d'un 2 <sup>ème</sup> coté du 6 <sup>ème</sup> type .....	179
Figure .VII.20 : plan d'exécution d'un 7 <sup>ème</sup> type .....	182

## *Liste des tableaux*

### Chapitre II :

Tableau .II.1: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).....	25
Tableau .II.2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).....	25
Tableau .II.3: Charges permanentes du plancher étage courant (corps creux).....	26
Tableau .II.4: Charges permanentes du plancher étage courant (dalle pleine).....	26
Tableau .II.5: Charges permanentes du Cloisons extérieurs .....	27
Tableau .II.6: récapitulatif des charges permanentes G et des charges d'exploitation Q.....	27
Tableau .II.7: Charges permanentes du palier .....	31
Tableau .II.8: Charges permanentes de la volée.....	32
Tableau .II.9: le poids propre du balcon.....	33
Tableau .II.10 : Effort normal ultime Nu.....	39
Tableau .II.11 : Détermination de valeur $a$ .....	39
Tableau .II.12 : Charge Permanentes de Plancher Courant .....	45
Tableau .II.13 : Charge Permanentes de Plancher Terrasse .....	46
Tableau .II.14: Charges permanentes du Cloisons extérieurs.....	47
Tableau .II.15: Charges permanentes du Cloisons intérieur.....	47
Tableau .II.16: le poids propre du l'acrotère .....	48
Tableau .II.17: le poids propre du balcon.....	48
Tableau .II.18.Pré dimensionnement en BA.....	59
Tableau .II.19.Pré dimensionnement en CM.....	59

### Chapitre III :

Tableau.III.1 : Devis des poutres et poteaux .....	62
Tableau.III.2 : Devis des dalles .....	63
Tableau.III.3 : Devis Totale.....	63
Tableau .III.4 : Devis des poutres et poteaux .....	64
Tableau .III.5 : Devis des dalles .....	65
Tableau .III.6 : Devis Totale.....	65
Tableau .III.7 : Comparaison des coûts .....	65

### Chapitre IV :

Tableau .IV.1 : coefficient d'accélération de zone.....	71
Tableau .IV.2 : Valeurs de $\zeta$ (%). .....	72



Tableau .IV.3 : Valeur de pénalités .....	73
Tableau. IV.4 : La période fondamentale de la structure et Facteur d'amplification .....	73
Tableau .IV.5 : le poids total de la structure.....	74
Tableau. IV.6 : Mode de vibration et taux de participation massique.....	75
Tableau. IV.7 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur dans le sensXX .....	78
Tableau. IV.8: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure .....	80
Tableau. IV.9 : Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité.....	81
Tableau. IV .10 : Excentricité théorique dans les deux sens .....	82
Tableau. IV .11 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	83
Tableau. IV .12 : Déplacement inter-étage dans le sens YY .....	83
Tableau. IV .13 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens XX .....	84
Tableau .IV .14 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons XX .....	84
Tableau. IV.15 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur .....	86

### Chapitre V :

Tableau .V.1 : Caractéristiques des matériaux d'une poutre principale .....	89
Tableau .V.2 : Géométrie d'une poutre principale .....	90
Tableau .V.3 : Tableau d'armature d'une poutre principale.....	91
Tableau .V.4 : Tableau d'armature d'une Poutres (35x40) .....	94
Tableau .V.5 : Tableau d'armature d'une Poutres (30x30) .....	97
Tableau .V.6 : Tableau d'armature d'une poutre (30x35).....	100
Tableau .V.7 : Tableau d'armature d'une poutre (30x45).....	103
Tableau .V.8 : Caractéristiques des matériaux d'un poteau .....	106
Tableau .V.9 : Géométrie d'un poteau .....	106
Tableau .V.10 : Tableau d'armature d'un poteau.....	107
Tableau. V. 11: Caractéristiques des matériaux d'un 1er Type d'un voile .....	111
Tableau. V.12 : Géométrie 1er Type d'un voile.....	112
Tableau. V.13 : Tableau d'armature 1er Type d'un voile .....	112
Tableau .V.14 : Géométrie de 2eme Type d'un voile .....	114
Tableau .V.15 : Tableau d'armature d'un 2eme Type du voile.....	115
Tableau .V.16: Géométrie d'un3eme Type d'un voile.....	117
Tableau .V.17: Tableau d'armature d'un 3eme Type du voile.....	118

### Chapitre VI:

Tableau .VI.1. Combinaison d'action et de charge .....	136
--	-----

Tableau.VI.2. Efforts internes max .....	144
--	-----

### Chapitre VII :

Tableau .VII.1 : les Caractéristiques des matériaux d'une semelle .....	156
Tableau .VII.2 : les Géométries d'une semelle triple .....	156
Tableau .VII.3 : Tableau d'armature .....	157
Tableau .VII.4: les Géométries d'une semelle isolée .....	159
Tableau .VII.5 : Tableau d'armature .....	159
Tableau .VII.6 : les Géométries d'une semelle isolée .....	162
Tableau .VII.7 : Tableau d'armature d'un semelle jumelée .....	162
Tableau .VII.8 :les Géométries d'une semelle isolée .....	165
Tableau .VII.9 : Tableau d'armature .....	165
Tableau .VII.10: les Géométries d'une semelle isolée .....	168
Tableau .VII.11 : Tableau d'armature .....	168
Tableau .VII.14 : les Géométries d'une semelle isolée .....	171
Tableau .VII.15 : Tableau d'armature .....	171
Tableau .VII.18 : les Géométries d'une semelle isolée .....	174
Tableau.VII.19 : Tableau d'armature .....	174

# Sommaire

## Chapitre I : INTRODUCTION GENERALE

I.1.Introduction.....	02
I.2.Presentation du projet.....	03
I.3.Construction En Charpente Métallique.....	06
I.3.1.Charpente métallique .....	06
I.3.2.Les Eléments De La Construction Métallique .....	06
I.3.3.Les Avantages De La Construction Métallique .....	08
I.3.4.Les Inconvénients De La Construction Métallique.....	08
I.4. Construction en Béton armée .....	11
I.4.1.le béton.....	11
I.4.2.Les matériaux composant le béton.....	11
I.4.3.Résistances mécaniques du béton .....	12
I.4.4.Fluage.....	13
I.4.5.Retrait.....	13

## Chapitre II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1.Introduction .....	19
II.2.Pré dimensionnement des différents éléments.....	19
II.3.Pré dimensionnement et descente de charges .....	20
II.3.1.Pré dimensionnement.....	20
II.3.2.Descente de charges.....	24
II.3.2.1.Descente de charges des dalles .....	24
II.3.2.2.Cloisons extérieurs.....	27
II.3.2.3.Acrotère .....	28
II.3.2.4.Escaliers.....	29
II.3.2.5.Balcon.....	33
II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	34
II.4.1.Pré dimensionnement des poutres.....	34
II.4.2.Pré dimensionnement des poteaux.....	37
II.4.3.Pré dimensionnement des voiles.....	41
II.5.Introduction .....	44
II.6.Descente de charges.....	44
II.6.1.Descente de charges des dalles .....	44
II.6.2. Maçonnerie .....	47
II.6.3.Acrotère .....	48
II.6.4.Balcon.....	48

II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	49
II.4.1.les solives.....	49
II.4.2.Pré dimensionnement des poutres.....	53
II.4.3.Pré dimensionnement des poteaux.....	56
<b><u>Chapitre III : DEVIS ESTIMATIF</u></b>	
III.1.Introduction .....	61
III.2.le devis estimatif.....	61
III.3.les prix unitaires .....	61
III.4.Construction en béton armé.....	62
III.4.1.Devis estimatif d'une structure en béton .....	62
III.5.Construction en charpente métallique .....	64
III.5.1.Devis estimatif d'une structure en charpente métallique.....	64
III.6.Conclusion.....	65
<b><u>Chapitre IV: ETUDE SISMIQUE</u></b>	
IV.1.Introduction.....	67
IV.2.Choix de la méthode de calcul .....	68
IV.2.1.Méthode statique équivalente.....	68
IV.2.2.Les Méthodes Dynamiques .....	69
IV.2.3.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 .....	69
IV.2.4.Modélisation.....	69
IV.3.Description du logiciel ROBOT.....	70
IV.4.Spectre de réponse de calcul .....	71
<b><u>Chapitre V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX</u></b>	
V.1.Introduction .....	88
V.2.Ferraillage des poutres.....	89
V.3.Ferraillage des poteaux.....	105
V.4.Ferraillage des voiles.....	110
<b><u>Chapitre VI : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES</u></b>	
VI.1.Introduction.....	121
VI.2.Etude de l'acrotère .....	121
VI.3.Etude du balcon.....	125
VI.4.Etude de l'escalier .....	128
VI.5.Etude des planchers.....	133
<b><u>Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</u></b>	
VII.1.Etude des fondations.....	154
VII.1.1.Introduction.....	154
VII.1.2.Choix du type de fondations .....	154
VII.2.Ferraillage de semelle .....	156
Conclusion.....	184



## Résumé

Ce projet consiste à faire une étude technico-économique d'un même bâtiment en béton armé comparé avec un bâtiment en charpente métallique dans la wilaya de Tissemsilt. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. Ce projet se compose d'un R+4.

Le dimensionnement, calcul et analyse de l'immeuble est faite à l'aide du logiciel Robot Analyze Structure.

L'objectif de cette étude est la comparaison selon deux aspects économiques et techniques, et de montrer la faisabilité techniquement de la conception du bâtiment.

Cette étude permettra de mettre en avant l'effet du séisme sur la conception structurelle choisie adopter avec un système voile-portiques auto-stable comme contreventement.

**Mot clé :** R+4, étude de séisme, voile-portiques auto-stable, étude technico-économique.

## Abstract

This project consists of a technical-economic study of the reinforced concrete design building compared to a building made of metal frame in the wilaya of Tissemsilt. This region is classified in seismic zone IIa according to RPA99 version 2003. This project consists of a GF+4.

The structural elements dimension, calculation and analysis of the building is done using the Robot Analyze Structure software.

The objective of this study is the comparison according to two economic aspects and techniques, and to demonstrate the technical feasibility of the design of the building.

This study will highlight the effect of the earthquake on the selected structural design adopted with auto-stable-frame system as bracing.

**Keyword:** GD+4, seismic analysis, auto-stable-frame system, technical-economic.

## المخلص

هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة خرسانة مسلحة مكونة من طابق ارضي و أربعة طوابق علوية في ولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني المطبق في هندسة مقاومة الزلازل و مقارنته مع نفس العمارة ذات هيكل معدني .

الهدف من المشروع المقارنة على محورين أساسيين :

محور اقتصادي و محور تقني و كذا إظهار إمكانية انجاز مبنى متعدد الطوابق بمنطقة زلزالية , هذه الدراسة تسمح بإظهار تأثير الزلازل على الهيكل الهندسي , للبنى السكنية أخذين بالاعتبار المواد المستعملة في البناء وتدعيم المبنى بالإطارات من أجل الاستقرار وذلك باستعمال برنامج

ROBOT STRUCTURAL ANALYSE

الكلمات المفتاحية : المبنى متعدد الطوابق- دراسة الزلازل- مدعم بالإطارات

# *Chapitre I*

*Introduction*

*Générale*

**I. Introduction :**

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus parts des payes, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine de bâtiment ou des travaux publics. Dans ce projet ont essayé le maximum d'utiliser un matériau avec une avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis –à-vis des aléas naturelle tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

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

- ◆ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des couts d'entretien.

Pour cela il faut choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

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 et esthétique.



## I.2.Présentation du sujet :

Le présent travail a pour but d'étudier d'un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation, dont le lieu d'implantation est la wilaya de Tissemsilt qui est classée comme zone de moyenne sismicité Zone IIa selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99version 2003*) [RPA, 03].

Cet ouvrage est constitué de :

- ◆ Un rez-de-chaussée.
- ◆ Quatre étages courant.



Figure I.1 : façade principale

### I.2.1. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II a).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble : catégorie S2

Contrainte admissible du sol  $s = 1.5$  bars.

**I.2.2. Données géométriques de l'ouvrage :**

Le bâtiment a une forme rectangulaire en plan dont les dimensions sont :

**I.2.2.1. Dimensions en élévation:**

Hauteur totale du bâtiment.....H=17.1 m

Hauteur du rez-de-chaussée.....h=3.06 m

Hauteur de l'étage courant.....h=3.06 m

**I.2.2.2. Dimensions en plan:**

Longueur totale en plan .....L=27.40 m

Largeur totale en plan .....L=15.90 m

**I.2.3. classification Selon RPA 99 Ver.03 :**

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne car sa hauteur ne dépasse pas 48, c'est le groupe 2.

**I.2.3.1. Règlement utilisés :**

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

- ◆ **CCM 66** : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure.
- ◆ **RPA 99 version 2003** : règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique.
- ◆ **RNV 99** : Règlement neige et vent algérien.
- ◆ **BAEL91** : Béton armé aux états limites.
- ◆ « **DTRB.C2.2** » charge permanentes et charge d'exploitation.

*Partie*

*N° 01*

### **I.3.Construction En Charpente Métallique :**

#### **I.3.1.Charpente métallique :**

La charpente métallique est un assemblage de pièce de bois ou de métal, servant soutenir ou couvrir des constructions et faisant partie de la toiture. C'est une ossature porteuse ponctuelle, par opposition a la structure linéaire que constitue un mur continu. Généralement est un domaine très vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité ; c'est pour cela qu'elle est devenue un facteur primordial dans la politique de construction du pays.

La construction métallique, courante dans le domaine des bâtiments industrielles et de stockage (principalement dans la construction de ponts, de halles et de toiture au portée imbattables ou au forme complexes), reste rare dans l'habitas résidentiel.

Aujourd'hui, la construction métallique signifie, construction intelligente et forme élégante.

#### **I.3.2.Les Eléments De La Construction Métallique :**

##### **I.3.2.1.les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux qui transmettent les charges des planchers et de la toiture vers les appuis. Nous avant

Plusieurs types :

- ◆ **Poutre à treillis** : la poutre à treillis sont utilisés lorsque la portée du cadres est grandes ou pour les couvertures de halles avec une forme spéciale. les poutres à treillis peuvent être composées de divers profilés.
- ◆ **Poutre à aile étroites (IPE)** : profilé économique, leur porté recommandé jusqu'à 9 m pour les plancher, et 16 m pour la toiture.
- ◆ **Poutre alvéolaires** : fabriqué à partir de profilés IPE, HEA ou HEB, elles sont avantageuse pour la reprise de moments de flexion importants, la portées recommandes jusqu'à 12m pour les plancher et jusqu'à 20m pour la toiture.
- ◆ **Profilée laminé à larges ailes** : la portée recommandées de 4 jusqu'à 7m, elle sert à reprendre les efforts importants avec hauteur minimale.

**I.3.2.2. Les dalles :**

On peut citer deux types de dalle :

- ◆ **Plancher mixte acier –béton :** le plancher mixte est un système porteur formé par les poutres, la tôle profilée et la dalle de béton armé coulé dessus. Le béton remplit la fonction de la membrure supérieure comprimée, la tôle sert d'armature et garantie par sa forme l'adhérence au béton. un léger treillis d'armature dans la dalle est destiné à limiter la fissuration du béton. Lorsque la dalle est liée au poutraisson par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier- béton. ce système est très économique.
- ◆ **Plancher métallique :** ce type de plancher est composé de tôles profilées et d'une dalle en plusieurs couches. La tôle profilée en acier est seule porteuse et peut servir de coffrage pour la chape coulé sur place, la nervure souvent de forme trapézoïdale. Les tôles sont galvanisées.

**I.3.2.3. les poteaux :**

Les poteaux en acier ont, en générale, une section beaucoup plus réduite que ceux en béton. Ils occupent peu de surface au sol, ce qui contribue à un rapport avantageux entre surface totale et surface utile. Nous avons plusieurs types :

- ◆ **Section en I :** c'est- la forme la plus courante et la plus économique, elle convient particulièrement bien au raccordement de poutre dans les deux directions.
- ◆ **Profilés laminés creux :** les arrêtes arrondies donnant une image rassurante, le remplissage en béton augmente la résistance mécanique et la résistance au feu.
- ◆ **Poteau composé de plusieurs sections :** convient si le sommet doit être placé entre les deux moitiés du poteau, ou si les conduites placées dans le poteau doivent demeurer accessible.
- ◆ **Section en caisson rectangulaires et section pleine en acier :** convient pour des poteaux avec fortes charges, fléchis selon les deux axes, grandes longueurs de flambage.

### **I.3.3. Les Avantages De La Construction Métallique :**

La construction métallique offre d'importants avantages pour la conception, la réalisation et l'utilisation :

- ◆ La construction en acier permet une mise en œuvre rapide et efficace indépendante des conditions atmosphériques, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement, considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction.
- ◆ Grande liberté grâce aux structure filigranes et légères.
- ◆ Facilité d'adaptation aux changements d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration de nouveaux éléments et installations.
- ◆ Comportement élastique avec une résistance et une rigidité élevées. Ainsi, l'acier supporte des contraintes très élevées à la traction comme à la compression, jusqu'à sa limite élastique.
- ◆ Utilisation optimale de l'espace grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments.

### **I.3.4. Les Inconvénients De La Construction Métallique :**

Malgré les avantages de la construction en acier et ces qualités incommensurables, elle souffre toujours de quelques inconvénients tel que :

- ◆ Le coût élevé de projet de point de vue matière première.
- ◆ Très grand consommateur d'énergie lors de sa fabrication.
- ◆ La conductivité thermique élevée, ce qui induit lors d'incendie une perte de sa résistance et une déformation complète de l'ossature provoquée par les dilatations importantes de l'acier.
- ◆ Le comportement à la corrosion, ce qui nécessite des traitements et l'utilisation des peintures.

### I.3.5. Caractéristiques Des Matériaux Choisis :

Pour notre projet, on a choisis les matériaux de construction suivants:

#### I.3.5.1. Aciers de construction pour les éléments de structure : CCM66.P15

Pour la réalisation de notre structure on utilise des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'aciers utilisés est la (E24), qui a comme caractéristiques :

- ◆ Résistance limite d'élasticité :  $G_e = 235 \text{ Mpa}$
- ◆ Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- ◆ Module de cisaillement :  $G = 8,1 \times 10^4 \text{ Mpa}$
- ◆ Poids Volumique :  $\rho = 78750 \text{ dan / mm}^3$
- ◆ Coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$
- ◆ Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

#### I.3.5.2. Organes d'assemblages :

Pour notre projet on a utilisé les types d'organes d'assemblages suivant :

- ◆ Les boulons HR classe 10 – 9 sont choisis pour l'assemblage rigide des portiques auto stable, et les boulons ordinaires de classe 4 – 6 pour l'assemblage des éléments secondaires.
- ◆ Des soudures pour les platines.

#### I.3.5.3. Contrainte limite conventionnelle d'élasticité CCM 66:

- ◆ L'ossature métallique Fe 360 :  $f_y = 235 \text{ Mpa}$ .
- ◆ Boulons ordinaire (classe 4 - 6) :  $f_y = 240 \text{ Mpa}$ .
- ◆ Boulons haute résistance HR 10 - 9 :  $f_y = 900 \text{ Mpa}$ .

#### I.3.5.4. Aciers de ferrailage :

Pour ferrailer les planchers on a utilisé des treillis soudés de type HA et de nuance TSHA dont les caractéristiques sont :

- ◆ Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- ◆ Contrainte limite d'élasticité :  $F_e = 235 \text{ Mpa}$
- ◆ Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres HA de nuance F<sub>e</sub>E 400 dont la contrainte limite d'élasticité est  $F_e = 400 \text{ Mpa}$

*Partie*

*N° 02*



## **I.4.Construction en Béton armée :**

### **I.4.1. le béton :**

Le béton est un assemblage de matériau de nature généralement minéral. Il met en présence des métièrs inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitumes, argile), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autre ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. mêlés a de l'eau, on obtient une pate ,a l'homogénéité variable ,qui peut selon le matériau ,être moulée en atelier (pierre artificielle ),ou coulée sur chantier .le béton fait alors « prise» ,c'est-à-dire qu'il se solidifie ,leur rôle est de reprendre les efforts de compression.

### **I.4.2. Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

- ◆ **Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles, elle est utilisees pour le béton sont soit d'origines naturelle, qui est composé d'un ensemble de grains minéraux, sont les principaux composants du bêton
- ◆ **Sables :** Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
- ◆ **Graviers :** Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).
- ◆ **Ciment:** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

### I.4.3. Résistances mécaniques du béton :

#### I.4.3.1. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

#### I.4.3.2. Résistance à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

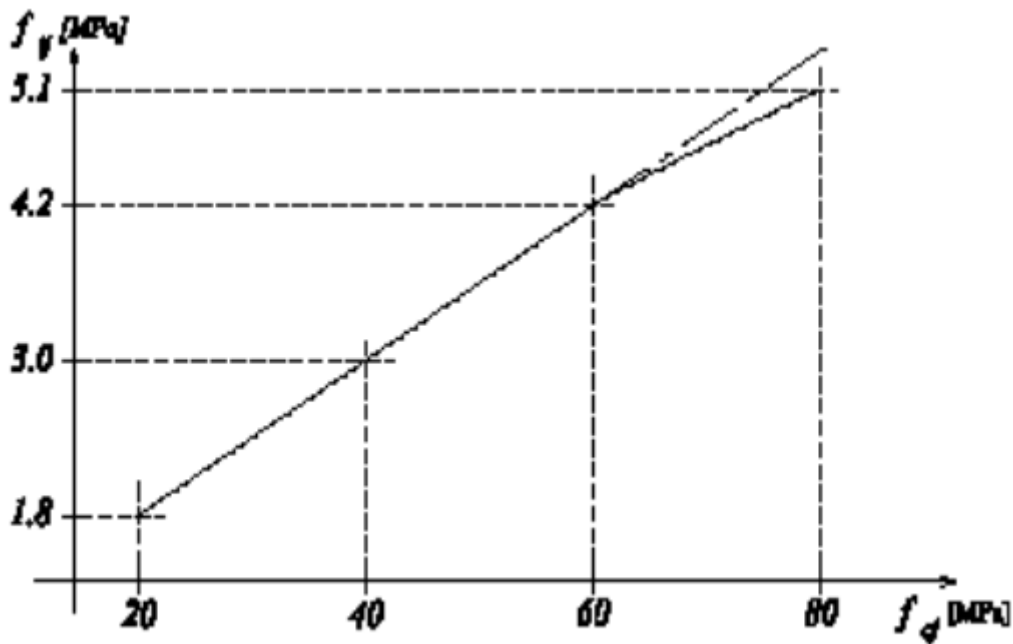


Figure. I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

#### I.4.4. Fluage :

Le fluage et le retrait dépendent de l'humidité ambiante des dimensions de l'élément et de la composition de béton. Le fluage dépend également de la maturité des bétons lors du premier chargement ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge

#### I.4.5. Retrait :

Est un phénomène particulier au béton, du a la diminution de la teneur en eau du béton, qui correspond a un raccourcissement évoluant sur deux ou trois ans mais dent plus de la moitié et réalisée un mois après le bétonnage

La déformation totale de retrait se compose de la déformation due au retrait de dessiccation et de la déformation due au retrait endogène.

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on a utilisé un béton CPA dosé à  $350 \text{ kg} / \text{m}^3$  dont les caractéristiques sont :

- ◆ Poids Volumique :  $\rho = 2500 \text{ Mpa}$
- ◆ Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$
- ◆ Résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06. f_{c28} + 0,6 = 2.1\text{Mpa}$
- ◆ Module d'élasticité :  $E = 14000 \text{ Mpa}$

### I.4.6. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à :

$\nu=0$  béton fissuré à L' E.L.U

$\nu=0,2$  béton non fissuré à L' E.L.S

### I.4.7. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.  $E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

D'où on a :  $E_{i\ 28} = 32164,2\text{MPa}$

### I.4.8. Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  D'où on a :  $E_{v\ 28} = 10721,4\ \text{MPa}$

### I.4.9. Les Contrainte Limites :

#### I.4.9.1. Contrainte limite de béton:

En se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites :

◆ **Etat limite ultime « E.L.U » :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :  $\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec  $\gamma_b$  est le Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des actions courantes transitoire

$\gamma_b = 1,15$  cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objectif de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

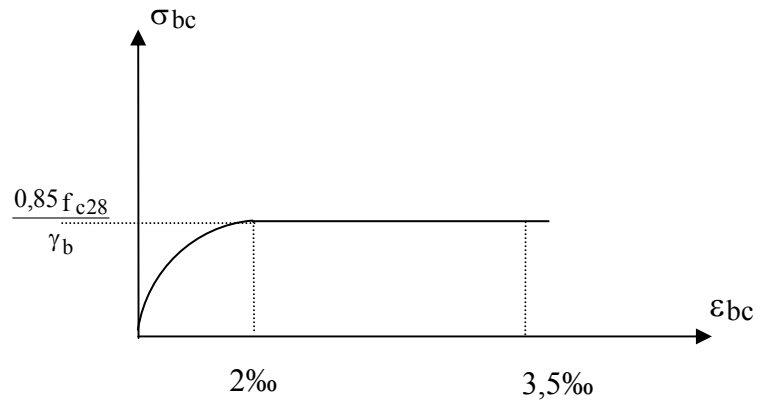


Figure .I.3: Diagramme des contraintes de déformations à ELU

♦ Etat limite de service « E.L.S » :

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

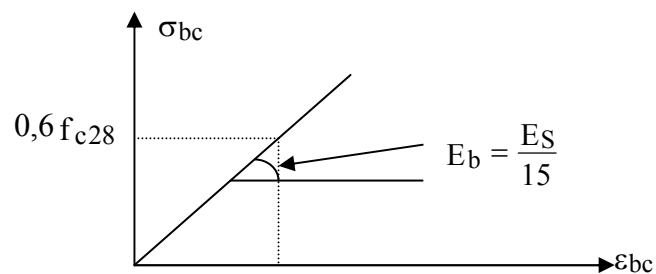


Figure .I.4: Diagramme des contraintes de déformation ELS

## I.4.9.2. Contrainte limite de l'acier :

## ♦ Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte -déformations suivant avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

1,15 pour le cas des actions courantes

1,00 pour le cas d'actions accidentelles

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l

## ♦ Etat limite de service « E.L.S »:

- ♦ Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- ♦ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 150\eta)$
- ♦ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e, 110\eta)$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour des aciers de HA

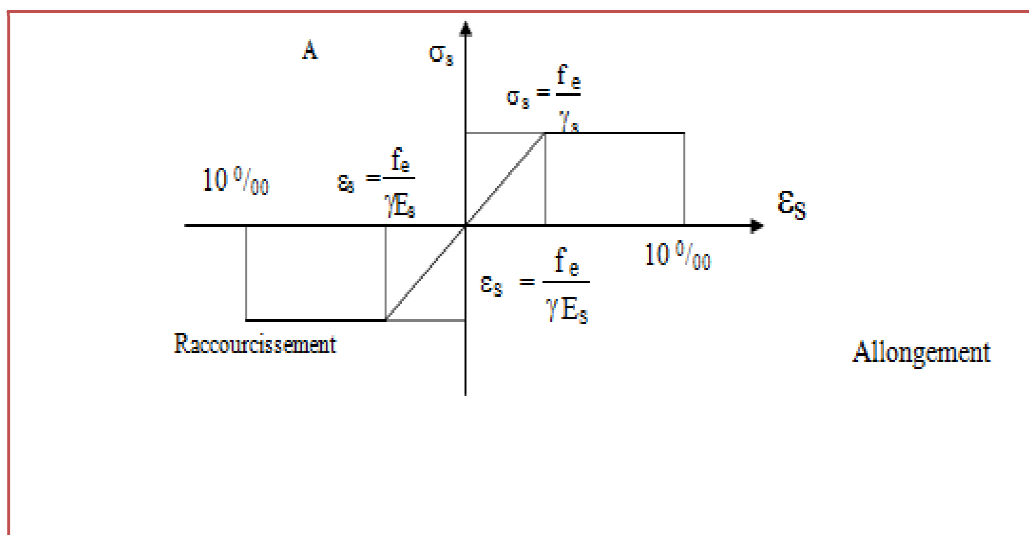


Figure .I.5 : Diagramme Contraintes-Déformation

# *Chapitre II*

*Descente de charges*

*Et*

*Pré dimensionnement*

*Des*

*Eléments Structuraux*

*Partie N° 01*

*Descente Des Charges*

*Et*

*Pré Dimensionnement*

*En*

*Béton armée*



## **II.1. Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales.

**Pour le pré dimensionnement, on utilise les règles suivantes:**

- ◆ Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.
- ◆ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- ◆ Document Technique Réglementaire; Charges Permanentes et Charges d'Exploitation DTR.

## **II.2. Pré dimensionnement des différents éléments :**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

### **II.2.1. Les Planchers :**

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes, et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux aussi C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

### **II.2.2. Planchers a corps-creux :**

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

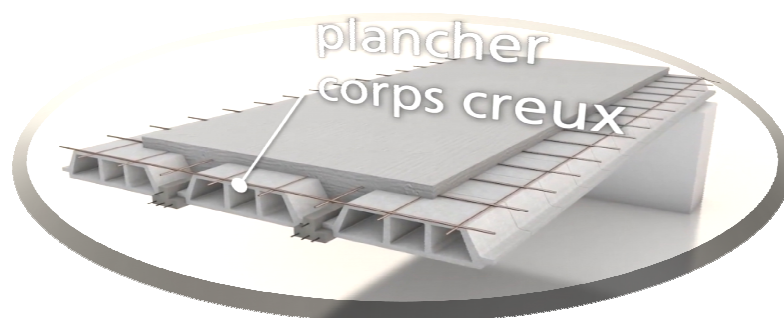


Figure. II.1 : Plancher à corps creux

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ♦ La facilité de réalisation.
- ♦ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
- ♦ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

### **II.3. Pré dimensionnement et descente de charges:**

#### **II.3.1. Pré dimensionnement:**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

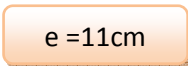
##### **II.3.1.1. Planchers à dalle pleine :**

###### **a. Résistance au feu :**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- ♦  $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- ♦  $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu
- ♦  $e = 17,5\text{ cm}$  pour un coupe-feu de quatre heures.

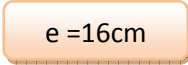
Alors : 

  $e = 11\text{cm}$

###### **b. Isolation phonique :**

- ♦ Dalle plein en consol :  $e > \frac{L_{max}}{10} = \frac{155}{10} = 15.5\text{ cm}$

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de :

  $e = 16\text{cm}$


###### **c. Résistance à la flexion :**

- ♦ Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- ♦ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

$Lx$  : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ayant une portée  $Lx$  égale à 5,75 m

On aura donc :  $\frac{5,75}{50} \leq e \leq \frac{5,75}{40}$  m

11,5 cm  $\leq e \leq$  14,37 cm    donc :  e =12cm

**d. Condition de flèche :**

La condition à vérifier est la suivante :  $f_{\max} \leq L_{\max} / 500$

$f_{\max}$  : La flèche maximum à calculer pour une poutre encastree a ses extremités.

Le calcul RDM nous donne :  $f_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot L_x^4}{384 \cdot EI}$

$$\frac{5 \cdot q \cdot L_x^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{L_x}{500} \quad \text{Avec : } I = \frac{b \cdot e^3}{12}$$

$$D'où : e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3}{384 \cdot E \cdot b}}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur  $b = 1$  m. La dalle est supposée encastree à ses deux extremités. Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :

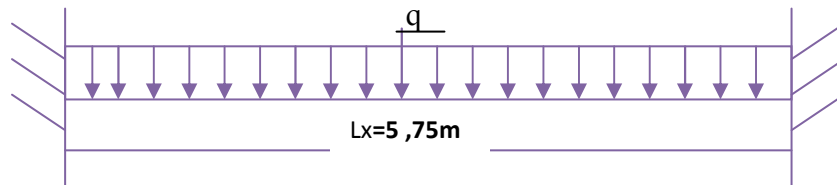


Figure .II.2: charge de la dalle

Plancher de RDC

$G = 538 \text{ Kg/m}^2$  —————▶ charge permanente.

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$  —————▶ charge d'exploitation.

Ceci donne  $q = (538+150) \times 1.00 = 688 \text{ Kg /ml}$

$E = 30822.5\text{MPa} = 308225 \text{ Kg/cm}^2$  **D'ou :**

$$e \geq ((3 \cdot 10^4 \times 688 \cdot 10^{-2} \times 380^3) / (384 \times 308225 \times 100))^{1/3} = 9,85 \text{ cm}$$

On prend  $e = 12 \text{ cm}$ .

Conclusion:

L'épaisseur à retenir est :  $e = \max (11, 16, 12, 12)$

Donc :  e = 16 cm

II.3.1.2. Planchers à corps creux :

Pour dimensionner le plancher a corps creux, on utilise la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{avec} \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases} \quad L = 470\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{470}{22,5} = 20.88 \text{ cm}$$

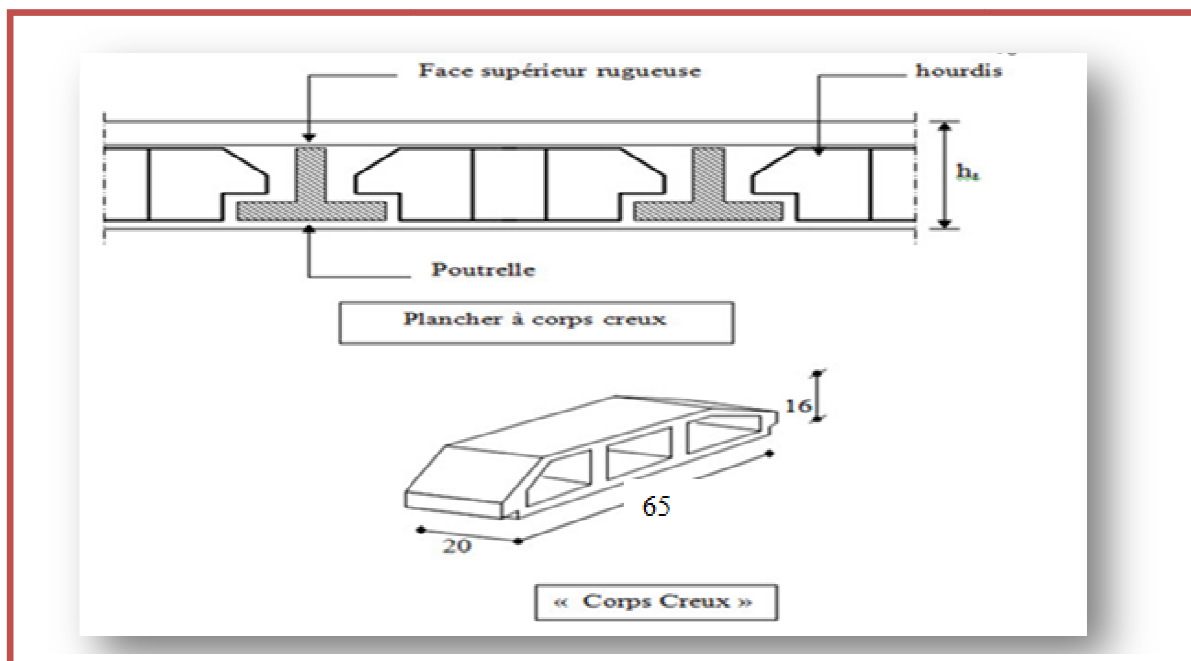


Figure .II.3 : plancher a corps creux

En ajoutant 4 cm de la dalle de compression.

Alors notre dalle est d'épaisseur  $h_t = (16+4) \text{ cm}$

Donc :  $h_t = \begin{cases} 16 \text{ cm pour la dalle pleine} \\ h_t = 20 \text{ cm pour la dalle en corps creux} \end{cases}$

### II.3.1.3. Dimensionnement des poutrelles :

#### II.3.1.3.1. La poutrelle :

Une poutrelle désigne un élément porteur d'un plancher béton. Elle est constituée de béton enrobant une ou plusieurs armatures. La taille d'une poutrelle et de ses armatures est calibrée en fonction de sa longueur et des charges qu'elle doit reprendre.

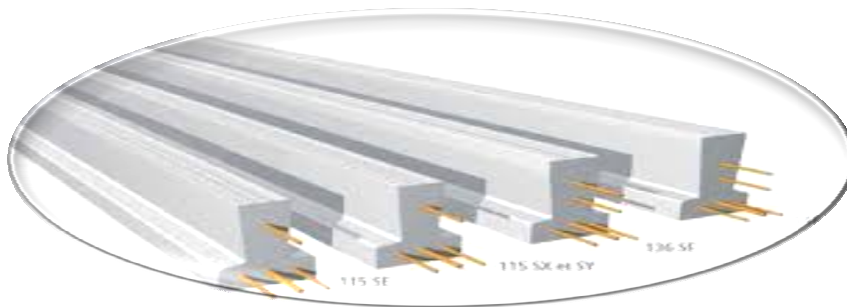


Figure. II.4 : une poutrelle

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

On prend  $L_n = 65$  cm la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et } b_1 = \text{Min} \left( \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x,max}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$$

$h_0$  : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x,max}$  : la portée maximale de la poutrelle

$$b_1 = \text{Min} \left( \frac{65}{2} ; \frac{470}{10} ; [6 \times 4 ; 8 \times 4] \right)$$

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32.5 ; 47 ; [24,32])$$

$$\text{Donc : } 24 < b_1 < 32$$

On prend  $b_1 = 26,5$

Donc :

$$b_0 = L_n - 2b_1 = 65 - 2 \times 26,5 = 12 \text{ cm.}$$

Alor  $\rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$

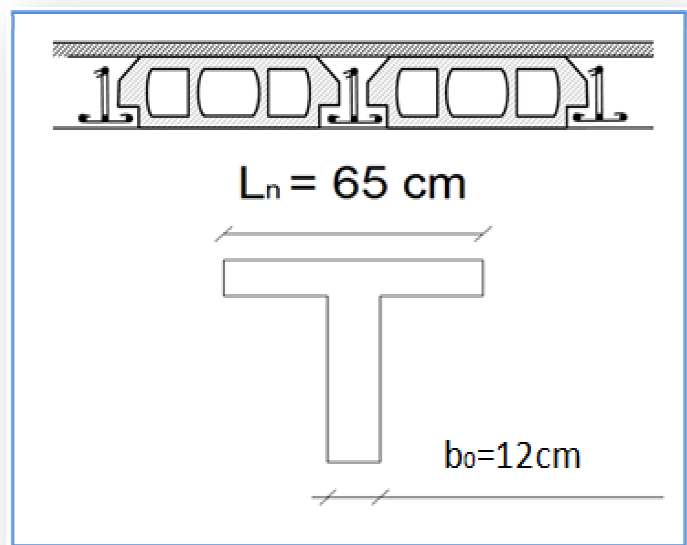


Figure .II.5: Dimension de la poutrelle

### II.3.2. Descente de charges

#### II.3.2.1. Descente de charges des dalles:

##### 1. Introduction :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- ◆ Charge permanente "G"
- ◆ Charge d'exploitation "Q"

**Charge permanente :** la charge permanente correspond au poids propre des éléments porteurs, ainsi que les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, enduits, et revêtements quelconques, et les éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation.

**Charge d'exploitation :** les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

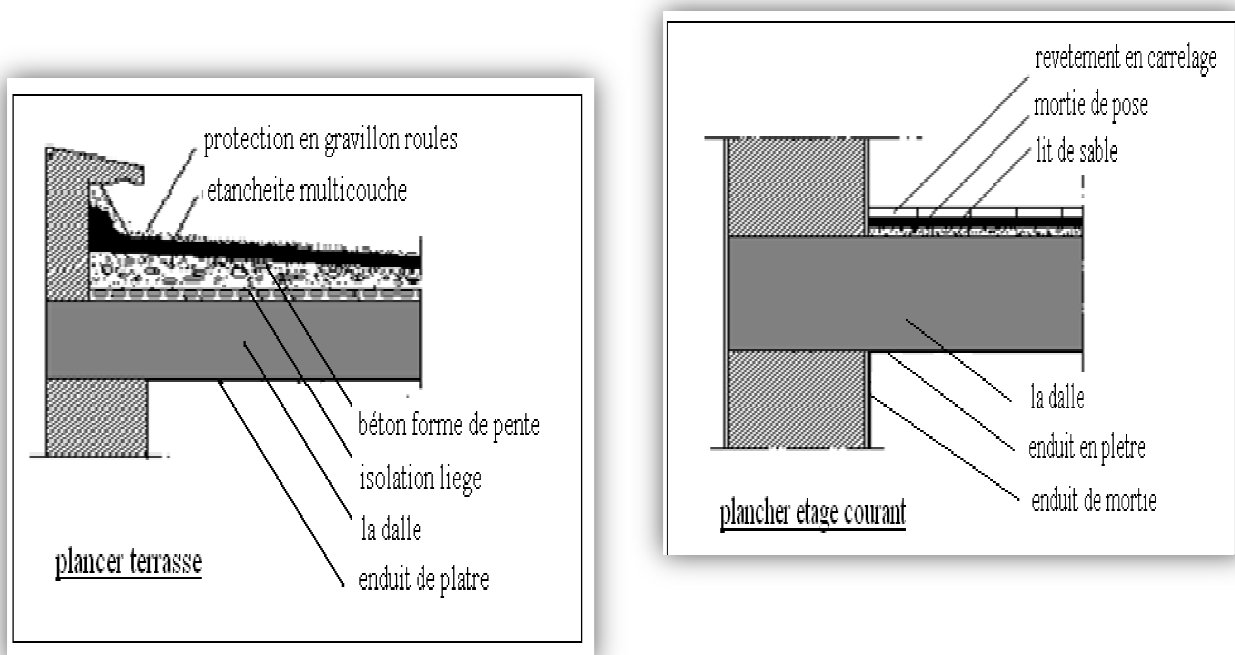


Figure. II.6 : plancher terrasse /étage courant

◆ Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Tableau .II.1: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouches	2	0,06	0,12
Béton de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique au liège	4	0,04	0,16
Dalle pleine en corps creux	14	0,20	2,80
Enduit plâtre	10	0,02	0,20
Total			G = 6,33 kN/m <sup>2</sup>

◆ Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) :

Tableau. II.2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Béton de pente	20	0,05	1
Isolation thermique au liège	1,2	0,025	0,03
Dalle pleine en béton armée	25	0,15	3,75
Enduit plâtre	0,10	2	0,20
Chappe flottante en asphalte	20	0,025	0,50
Total			G = 6,4kg/m <sup>2</sup>

◆ **Plancher étage courant (corps creux) :**

Tableau. II.3: Charges permanentes du plancher étage courant (corps creux)

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Plancher à corps creux	14	0,20	2,80
Cloison en briques creuses			1
Enduit plâtre	10	0,02	0,20
Total			G = 5,38kN/m <sup>2</sup>

◆ **Plancher étage courant (dalle pleine) :**

Tableau .II.4: Charges permanentes du plancher étage courant (dalle pleine)

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Plancher à corps creux	14	0,20	2,80
Cloison légers	10	0,01	0,1
Enduit plâtre	10	0,02	0,20
Total			G = 4.48kN/m <sup>2</sup>



II.3.2.2.Cloisons extérieurs :

Tableau .II.5: Charges permanentes du Cloisons extérieurs

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	20	0,02	0,40
Briques creuses	14	0,15	2,10
Briques creuses	14	0,10	1,40
Enduit intérieur	12	0,015	0,18
Total			G = 4,08kN/m <sup>2</sup>

Total = 408 kg/m<sup>2</sup> Avec 25 % d'ouverture : 408 · 0,75 = 306 kg/m<sup>2</sup> Donc :

**G = 306 kg/m<sup>2</sup>**

♦ Charges d'exploitations :

1- surcharge du plancher terrasse inaccessible : ..... Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>

2- surcharge des planchers étages (habitations): ..... Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup>

♦ Les charges permanentes G et des charges d'exploitation Q :

Tableau. II.6: récapitulatif des charges permanentes G et des charges d'exploitation Q

	Charges	RDC+ étages	Terrasse
Plancher à corps creux	G (KN/m <sup>2</sup> )	5,38	6.33
	Q (KN/m <sup>2</sup> )	1,50	1,00
Plancher à dalle pleine	G (KN/m <sup>2</sup> )	4,48	6,4
	Q (KN/m <sup>2</sup> )	1,50	1,00

II.3.2.3.Acrotère :

Muret en béton armé situé en bordure d’une toiture-terrasse. L’acrotère est dit bas lorsque sa hauteur, mesurée par rapport à la couche de protection, est inférieure à 30-cm et haut dans le cas contraire. Un acrotère haut peut faire office de garde-corps dans le cas d’une toiture-terrasse accessible. La partie saillante de l’acrotère empêchant l’eau de pluie de s’infiltrer derrière le relevé d’étanchéité est parfois appelée becquet.

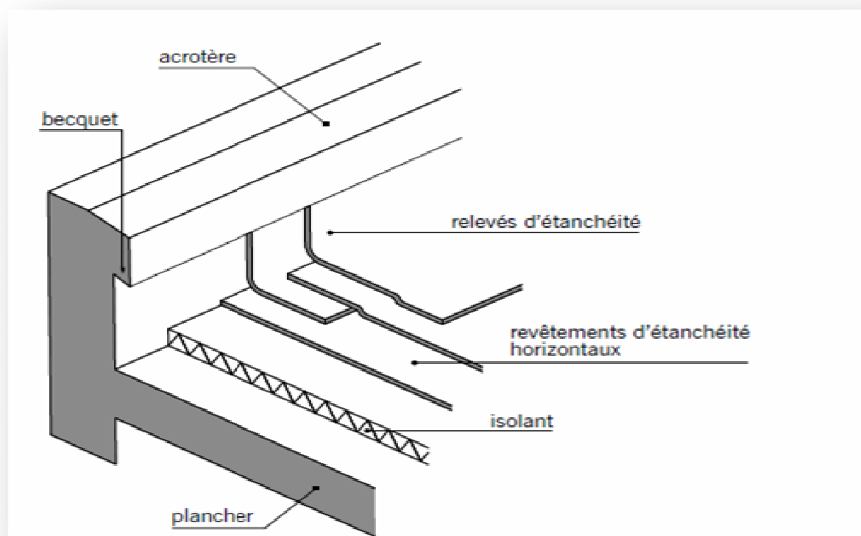


Figure. II.7 : Acrotère

La surface de l’acrotère est :

$$S = (0,02 \times 0,1) \text{ l'acrotère est :}$$

$$P = (0,069 \times 2500) = 172 \text{ Kg} / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de m

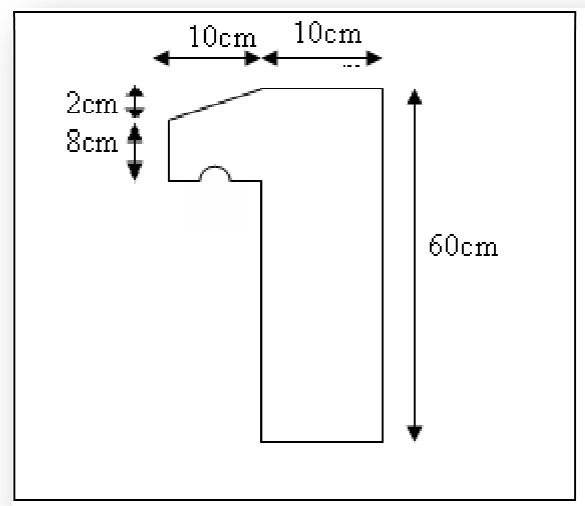


Figure .II.8: Les dimensions d’un Acrotère

➔

**G = 172 kg/m**

**Q = 100 kg/m**

### II.3.2. 4.Escaliers:

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Par extension, ce type de construction a donné son nom à un escalier, voie piétonne, à ciel ouvert ou couverte, constituée par une ou plusieurs volées de marches.

#### IV. 4.1.Composition de l'escalier :

- ♦ **Balustres** : Eléments de formes variées (section ronde ou carrée, bois ou métal) situés entre le limon de l'escalier et la main courante.
- ♦ **Contremarche** : Panneau de bois vertical obturant l'espace entre 2 marches d'un escalier.
- ♦ **Echappée** ou coup de tête : Hauteur libre à la verticale entre un nez de marche et le plafond, ou une autre marche de la volée supérieure ou tout élément de la construction. Elle ne doit pas être inférieure à 1,90m.
- ♦ **Emmarchement** : Largeur des marches, prise entre les deux limons d'un escalier.
- ♦ **Encombrement** : Dimensions hors tout au sol d'un escalier.
- ♦ **Garde-corps** : Ensemble constitué de balustres et d'une main courante pour assurer une protection devant un vide.
- ♦ **Giron** : Largeur de la marche d'un escalier mesurée de nez à nez sur la ligne de foulée.
- ♦ **Hauteur de l'escalier ou hauteur à monter** : Distance entre les niveaux de départ et d'arrivée de l'escalier mesurée de sol fini à sol fini.
- ♦ **Hauteur de marche** : Distance mesurée entre les faces supérieures de 2 marches consécutives d'un escalier.
- ♦ **Ligne de foulée** : Ligne imaginaire correspondant à la trajectoire moyenne d'une personne montant et descendant un escalier.
- ♦ **Limon** : Pièce de bois inclinée supportant les marches, les contremarches et la rampe d'un escalier.
- ♦ **Main courante** : Partie supérieure de la rampe d'escalier, de forme ergonomique, qui sert d'appui à la main.
- ♦ **Marche** : Surface horizontale où on pose le pied en montant l'escalier. Une marche peut être droite ou balancée.
- ♦ **Marche balancée** : Marche de largeur variable dans le quartier tournant d'un escalier et dont le nez de marche n'est pas parallèle aux autres marches.
- ♦ **Palier** : Plateforme horizontale à l'extrémité ou entre 2 volées d'un escalier.
- ♦ **Reculément** : Distance entre l'extrémité de l'escalier et le mur.

- ♦ **Trémie** : Vide de la dalle permettant le passage de l'escalier. Le terme chevêtre peut être utilisé pour l'ouverture dans un plancher bois.
- ♦ **Volée** : Ensemble de marches droites comprises entre deux paliers d'un escalier

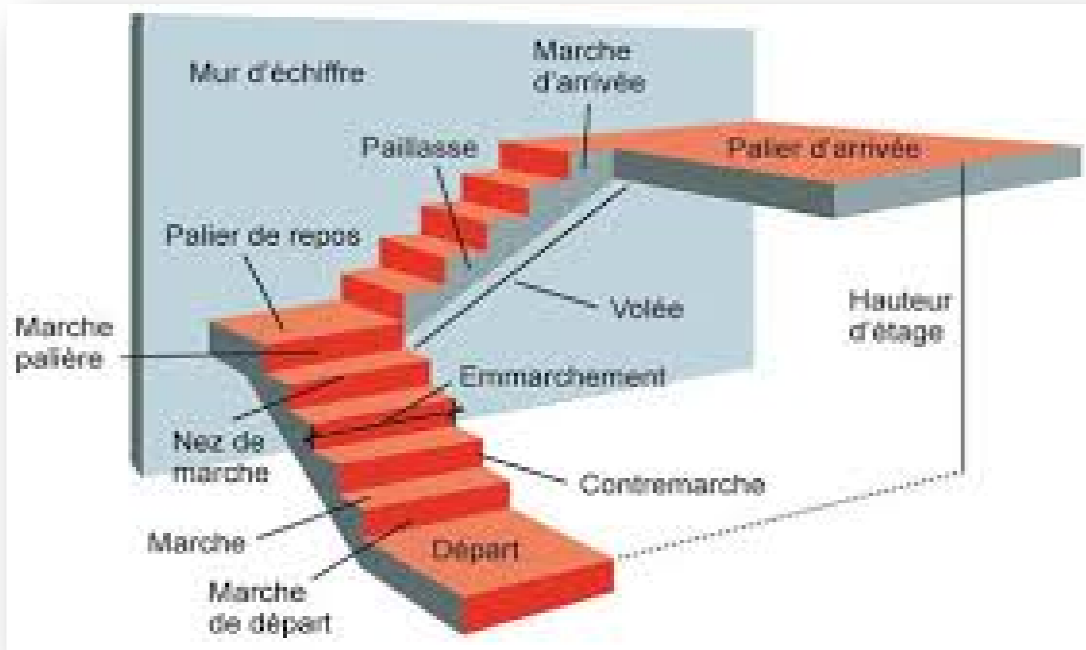


Figure .II.9: Composition de l'escalier

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

Avec :  $58 < (g+2h) < 64$

Hauteur : H=3,06 m.

$$58 < (g+2h) < 64$$

$$58 < (g+2(17)) < 64$$

$$58 < (g+34) < 64$$

$$58-34 < g < 64 -34$$

$$24 < g < 30$$

Giron:

**g =30 cm.**

Pour :  $h = 17\text{cm} \Rightarrow$  on aura 18 marches entre chaque étage

Dans ce cas on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1,53m

Donc : il y a 9 marches sur chaque volée

- La longueur de la ligne de foulée sera :  $L = g (n-1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$ .

- L'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

- La longueur de la paillasse est :  $L = \frac{1,53}{\sin\alpha} = 3,10 \text{ m}$ .

**L'épaisseur de la volée :**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

Condition de résistance :  $L/30 < e < L/20 \quad 10,33 < e < 15,5 \quad \text{avec } L = 3,10\text{m}$


On prend comme épaisseur :

**e = 12 cm**

**a) Palier :**

**Tableau .II.7: Charges permanentes du palier**

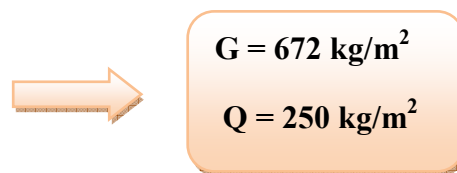
Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,12	3
Enduit plâtre	10	0,02	0,20
<b>Total</b>			<b>G = 4,40kN/m<sup>2</sup></b>

 **G = 440 kg/m<sup>2</sup>**  
**Q = 250 kg/m<sup>2</sup>**

b) Volée :

Tableau .II.8: Charges permanentes de la volée

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Poids propre de la marche	22	0,17x0,5	1,87
Poids propre de la pailleasse	25	0,12	3,45
Enduit plâtre	10	0,02	0,20
Total			G = 6,72kN/m <sup>2</sup>



**II.3.2.5.Balcon:**

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \quad \text{avec : } L_{\max} = 2.5\text{m}$$

$$16,67 \leq e \leq 19.5\text{cm}$$

On prend :

**e = 20 cm.**

Le balcon est constitué par une console en béton armé

On estime le poids propre du balcon comme suit :

Tableau. II.9: le poids propre du balcon

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	25	0,18	4,50
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Enduit plâtre	10	0,02	0,20
Total			G = 5,90 kN/m <sup>2</sup>

→ **G = 590 kg/m<sup>2</sup>**  
**Q = 350 kg/m<sup>2</sup>**

II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux:

**II.4.1. La poutre :** est une pièce mécanique de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion. Elle est placée en général en position horizontale, où elle sert alors à supporter des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et à les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou aux murs sur lesquels elle s'appuie.

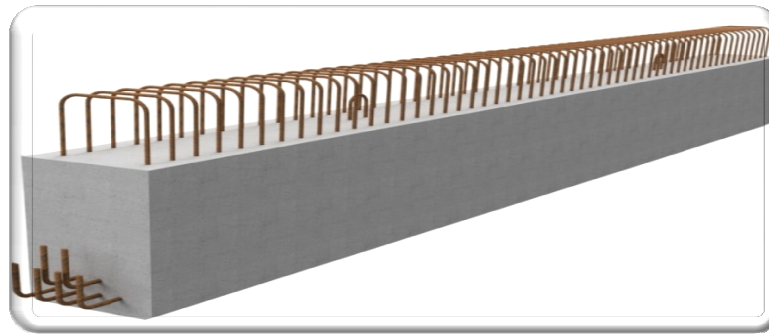


Figure .II.10 : Une poutre

- ◆ La poutre sur deux appuis aux extrémités a sa partie haute en compression et sa partie basse en tension.
- ◆ La poutre en porte-à-faux encastrée dans un appui est en flexion, a sa partie haute en tension et sa partie basse en compression

Les trois étapes précédentes sont résumées comme suite :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3ht \leq b \leq 0,7ht \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$



II.4.1.1. Poutres principale :

$$L_{max} = 575\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} \frac{575}{15} \leq h_t \leq \frac{575}{10} \\ 38.33\text{cm} \leq h_t \leq 57.5\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,3ht \leq b \leq 0,7ht \\ 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm} \end{cases}$$

On prend  $h_t = 50\text{cm}$

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

D'après le R.P.A 99(version 2003), on a:

$$\begin{cases} b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée..} \\ \frac{h_t}{b} = 1,6 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x50) cm<sup>2</sup>**

L=470cm  $\longrightarrow$  (35x40) cm<sup>2</sup>

L=270cm  $\longrightarrow$  (30x30) cm<sup>2</sup>

L=360cm  $\longrightarrow$  (30x30) cm<sup>2</sup>

L=325cm  $\longrightarrow$  (30x30) cm<sup>2</sup>

II.4.1.2.Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L = 500\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 33,33\text{cm} \leq h_t \leq 50\text{cm} & \text{On prend } h_t = 35\text{cm} \\ 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} & \text{On prend } b = 30\text{cm} \end{cases} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\begin{cases} b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,4 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm<sup>2</sup>**

- L=415cm → (30x30) cm<sup>2</sup>
- L=390cm → (30x30) cm<sup>2</sup>
- L=225cm → (30x30) cm<sup>2</sup>
- L=450 cm → (30x45)cm<sup>2</sup>

Alors :



**Poutres principales (30x50) cm<sup>2</sup>**  
**Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>**

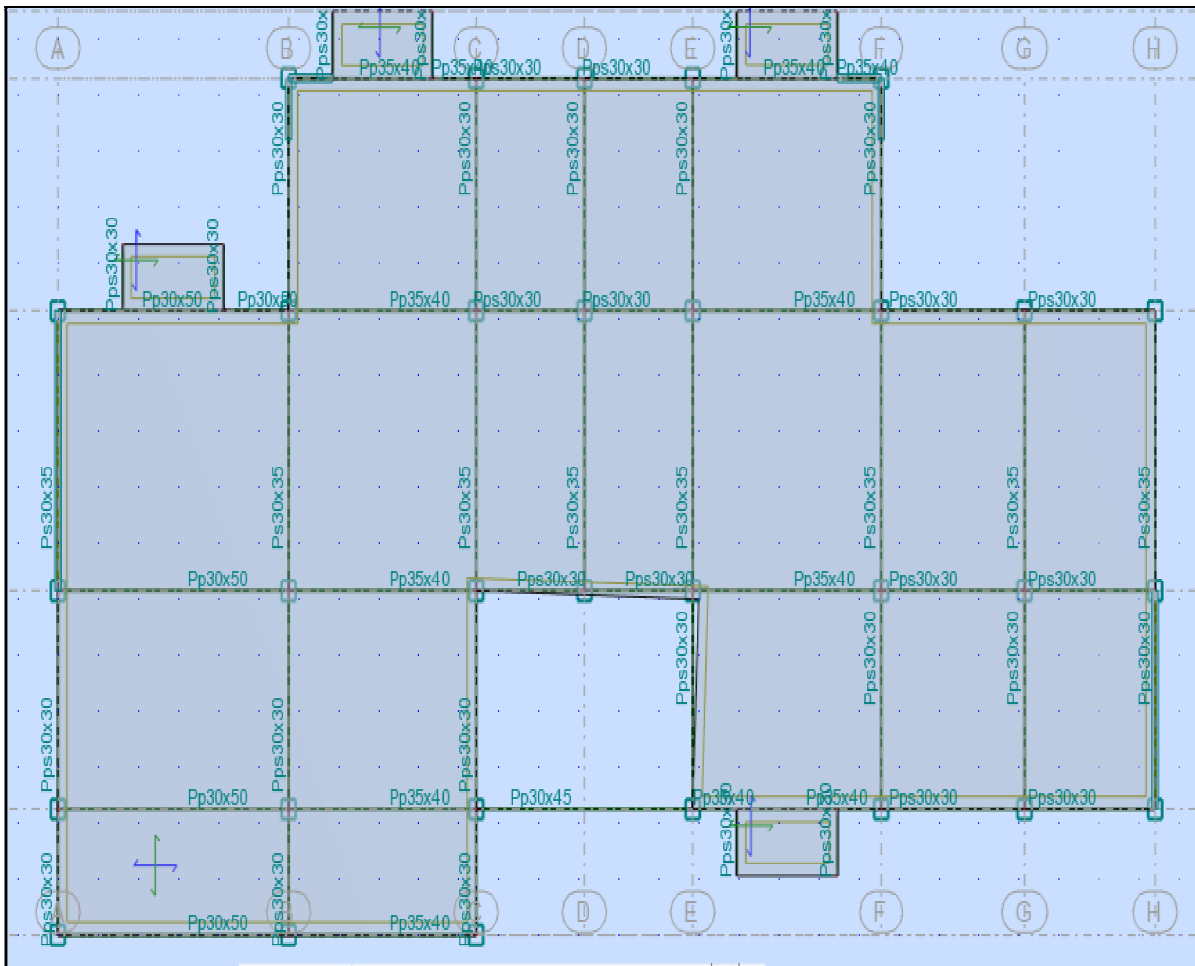


Figure .II.11 : les poutres principales et les poutres secondaires

## II.4.2. Les poteaux :

### II.4.2.1. Poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix au poteau axes (B ; 4)

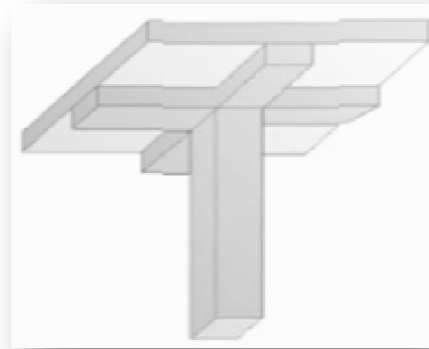
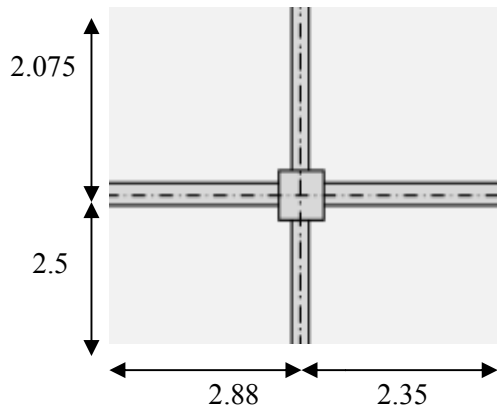


Figure .II.12 : Le poteau le plus sollicité

-L : longueur du plancher ( $L = 5.23 \text{ m}$ ).

- l : largeur du plancher ( $l = 4.57 \text{ m}$ )

#### ◆ Surface reprise par poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par poteau axe (F, 5) :

$$S = L \times l$$

$$S = 5.23 \times 4.57 = 23.90 \text{ m}^2$$

**Effort normal ultime due à chaque niveau.**

#### ◆ Les efforts de compression due aux charges permanentes $N_G$ :

##### ◆ Plancher terrasse :

- Poids propre du plancher :  $G_{\text{terrasse}} \times S = 6.33 \times 23.90 = \mathbf{151.287 \text{ KN}}$

- Poids propre des poutres principales:  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,50) \times 5.75 = \mathbf{21.56 \text{ KN}}$

- Poids propre des poutres secondaires:  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,30) \times 5 = \mathbf{11.25 \text{ KN}}$

$$\mathbf{G = 184.10 \text{ KN}}$$

**◆ Plancher étages courants :**

- Planchers étages :  $G_{\text{étage}} \times S = 5.14 \times 23.90 = 122.85 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres principales:  $\gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,50) \times 5.75 = 21.56 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres secondaires:  $\gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,30) \times 5 = 11.25 \text{ KN}$

$$G = 155.66 \text{ KN}$$

**◆ Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q :**

$$Q_0 = 1 \times S = 1 \times 23.90 = 23.90 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + 1.5 \times S = 23.90 + (1.5 \times 23.90) = 59.75 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_e \times S) = 23.90 + 0.95(59.75 + 1.5 \times 23.90) = 114.72 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_e \times S) = 23.90 + 0.9(59.75 + 114.72 + 1.5 \times 23.90) = 213.188 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_e \times S) = 23.90 + 0.85(59.75 + 114.72 + 213.188 + 1.5 \times 23.90)$$

$$Q_4 = 383.88 \text{ KN}$$

**II.4.2.2. Détermination de la section du poteau :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression)
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

Tableau .II.10. Effort normal ultime Nu

	G (kn/m)	G	Q	Q	NU
terrasse	184.10	184.10	23.90	23.90	284.385
étage 4	155.66	339.76	35.85	59.75	548.30
étage 3	155.66	495.42	35.85	95.60	812.22
étage 2	155.66	651.08	35.85	131.45	1076.133
étage 1	155.66	806.74	35.85	167.30	1340.05
					4061.09

◆ Détermination de (a):

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Br \geq \left[ \frac{B \cdot Nu}{\frac{f_{cb}}{0.9} + 0.85 \frac{f_e}{\gamma_s \cdot 100}} \right]$$

$$Br \geq \left[ \frac{Nu \cdot 10 \cdot 1}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15 \times 100}} \right]$$

$$Br = 0.66 Nu \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = m^2$$

$$B_r = (a-2)^2 \quad a \geq \sqrt{B_r} + 2$$

Tableau .II.11. Détermination de valeur a

NU	$B_r$ ( $cm^2$ )	a (cm)	b (cm)	choix a (cm)	choix b (cm)
284.385	187.69	15.70	15.70	35	35
548.30	361.88	21.02	21.02	35	35
812.22	536.06	25.15	25.15	35	35
1076.133	710.24	28.65	28.65	35	35
1340.05	884.43	31.73	31.73	35	35
4061.09					



Poteaux (35x35)  $cm^2$

**a) Vérification de la section de poteau vis-à-vis des condition exigée par l'ARP99:**

L'article 7.4.1 de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux pour la zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(a, b) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.

**b) Vérification du poteau au flambement :**

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 5ème étage parce qu'il a la plus faible section

✓ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125.052 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

✓ **Rayon de giration :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{125.052 \times 10^3}{35 \times 35}} = 10.10 \text{ cm.}$$

✓ **Elancement mécanique :**

$$\text{On a : } l_f = k \times h_0$$

Avec :

-  $l_f$  : longueur de flambement.

-  $h_0 = 2.56 \text{ m}$  (la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives).

-  $k = 0,7$  : Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple encré directement dans les fondations.

$$\lambda = \frac{0.7 \times 256}{10.10} = 17.74 < 50 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### II.4.3. Les voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

- ◆ Pour les voiles à abouts libres :  $a \geq \text{Max}\left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm}\right]$
- ◆ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux  $a \geq \text{Max}\left[\frac{h_e}{25}, 15 \text{ cm}\right]$
- ◆ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :  $a \geq \text{Max}\left[\frac{h_e}{22}, 15 \text{ cm}\right]$

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

#### II.4.3.1. Les types de voiles :

On peut considérer deux types de voiles :

- ◆ Voile simple rectangulaire
- ◆ Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.

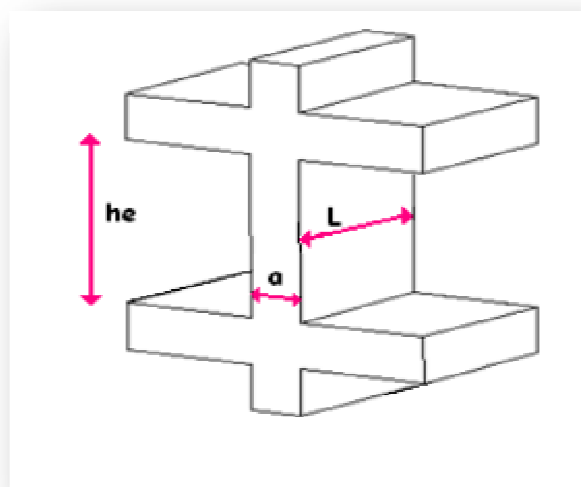


Figure .II. 13: Coupe de voile en élévation

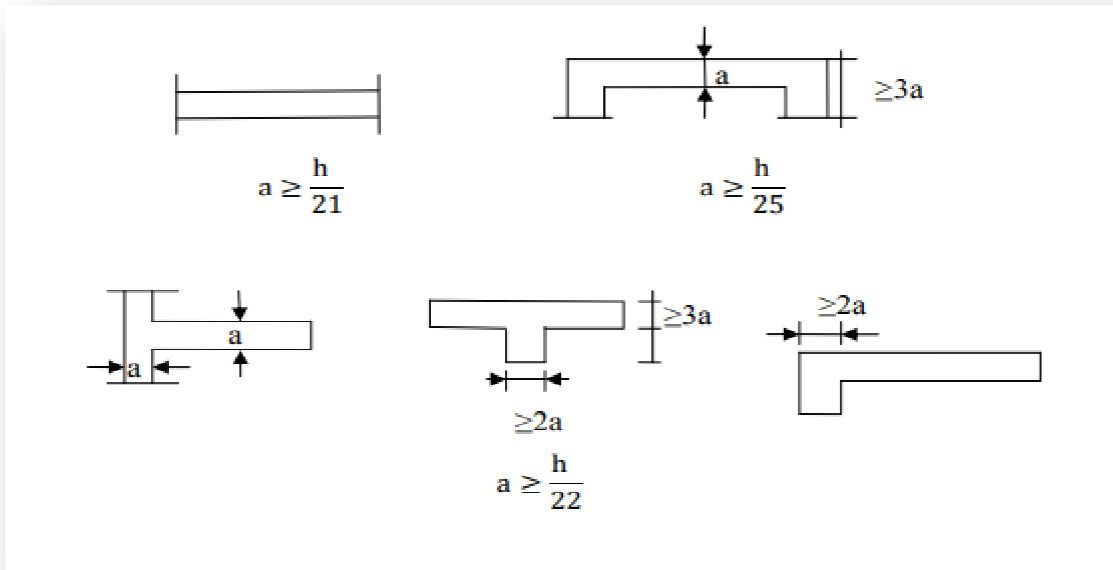


Figure .II.14: Coupe de voile en plan

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec :

$$h_e = 2,71 \text{ m.}$$

Et  $a \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$

Donc  $a \geq \text{Max}\left(\frac{271}{20}; 15 \text{ cm}\right) = (13.55 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$

Donc  $\Rightarrow$  a = 15cm

Alors on adopte pour tous les niveaux un voile de  $a = 15 \text{ cm}$ .



*Partie N° 02*

*Descente Des Charges*

*Et*

*Pré Dimensionnement*

*En*

*Charpente métallique*

## **II.5.Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutre, poteau, palée de contreventement), afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques, aux charges verticales et horizontales le pré dimensionnement des éléments se fera selon les prescriptions données par le CCM66.

### **II.5.1.les planchers :**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment. Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des éléments porteurs (murs porteurs, poteaux et poutres...). notre structure contient des plancher mixte, et dalle pleine.

#### **II.5.1.1. Pré dimensionnement des plancher mixte :**

Leurs épaisseurs sera déduit comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_y = 5.75 \text{ m} \\ L_x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow h_c \geq \max \left\{ L_x \frac{80}{25} = 3,2 \text{ cm}, 8 \text{ cm} \right\} = 8 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

## **II.6.Descente De Charge:**

Pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- ◆ Poids propre (structure porteuse et élément non porteurs)
- ◆ Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- ◆ Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- ◆ Actions accidentelles (les séismes, les explosions ...)

### **II.6.1.Charge Permanentes :**

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes)

II.6.1.1. Plancher Courant :

Tableau. II.12 : Charge Permanentes de Plancher Courant

Eléments constituants	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2000	0,02	40
Mortier de pose	2000	0,02	40
Faux plafond en plâtre	/	/	10
Plancher collaborant	2875	0.08	230
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)			10
Total			G = 330kg/m <sup>2</sup>

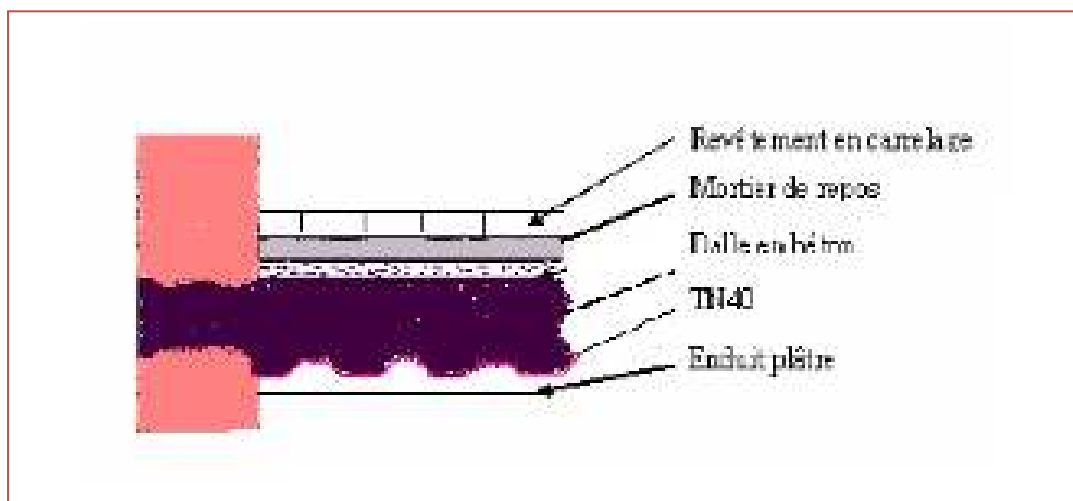


Figure. II.15: Plancher Courant

II.6.1.2.Plancher Terrasse (Inaccessible) :

Tableau. II.13 : Charge Permanentes de Plancher Terrasse

Eléments constituants	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	2000	0,03	60
Forme de pente	2200	0,1	220
Isolation thermique liège	25	0,04	1
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Plancher collaborant	2875	0.08	230
Faux plafond en plâtre	/	/	10
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)			10
Total			G = 543kg/m <sup>2</sup>

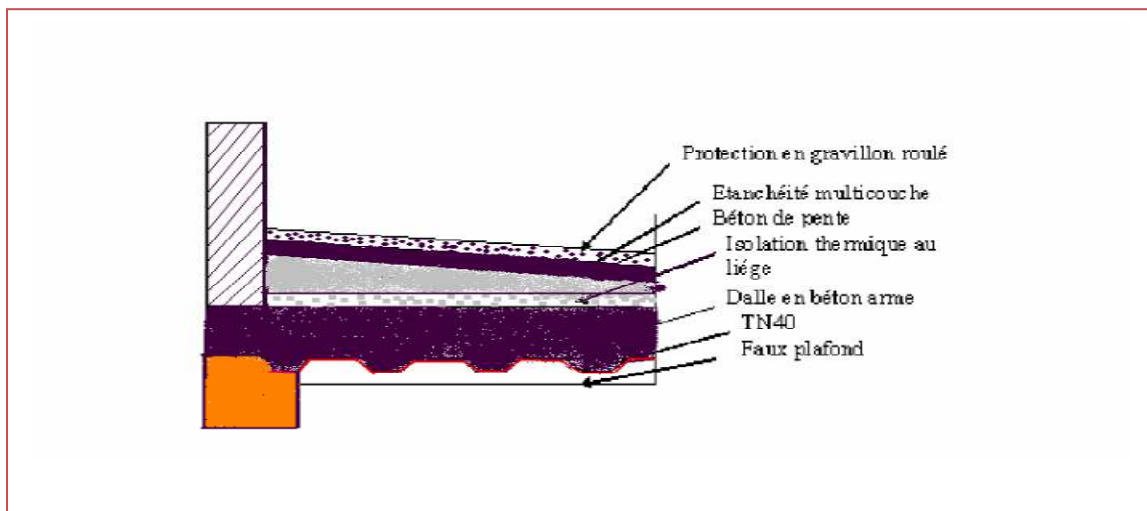


Figure .II.16: Plancher Terrasse

II.6.1.3. Maçonnerie :

- ◆ Murs extérieurs à double cloison :

Tableau .II.14: Charges permanentes du Cloisons extérieurs

Eléments constituants	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
Brique	900	0,2	180
Revêtement extérieur	2000	0,02	40
Revêtement intérieur	1200	0,02	24
Total			G = 244kg/m <sup>2</sup>

- ◆ Mur intérieur :

Tableau. II.15: Charges permanentes du Cloisons intérieur

Eléments constituants	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
Brique	900	0,10	90
Revêtement extérieur	2000	0,02	40
Total			G = 130kg/m <sup>2</sup>

**II.6.1.4.Acrotère :**

Tableau. II.16: le poids propre du l'acrotère

Eléments constituants	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment sur les deux faces	/	/	40
Acrotère	900	0,10	90
Total			G = 130kg/m <sup>2</sup>

**II.6.1.5 .balcon :**

Tableau .II.17: le poids propre du balcon

Eléments constituants	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
Poids propre du balcon	/	/	200
Lit de sable	/	/	51
Chape	/	/	40
Revêtement carrelage	/	/	44
Enduit	1800	0,02	36
Total			G = 475kg/m <sup>2</sup>

**II.6.2 .Charge variable :**

Les actions variables  $Q_i$ , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

### **II.6.2.1.Charge d'exploitations :**

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

- ♦ Plancher terrasse inaccessible.....100 kg/m<sup>2</sup>
- ♦ Plancher courant (2<sup>ème</sup> étage).....150 kg/m<sup>2</sup>
- ♦ Escalier .....250 daN/m<sup>2</sup>
- ♦ Balcon.....350kg/m<sup>2</sup>

## **II.7.Pré dimensionnement des éléments structuraux:**

### **II.7.1. Introduction :**

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme les vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la RDM et les règles CM66.

### **II.7.2.Pré dimensionnement des éléments :**

#### **II.7.2.1.Les solives :**

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent a flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement.

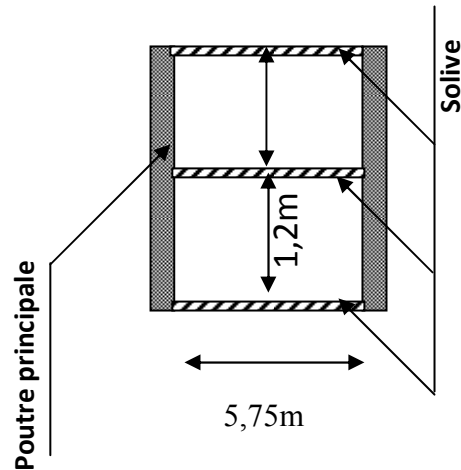
$$0.7 \leq L \leq 1.50$$

On calcul pour une distance de L=1.20 m

**II.7.2.1.1. Pré dimensionnement des solives du plancher terrasse :**

Longueur des solives.....L=5.75 m

L'entraxe des solives.....L=1.20 m



Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $q_{tr} = 543 \text{ kg/m}^2$	$q_{ter} = 543 \times 1,2 = 651,6 \text{ kg/ml}$
$G = 651,6 \text{ kg/ml}$	
Surcharge : Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ charge de neige $N_0 = 11,2 \text{ kg/m}^2$	$Q = (100 + 11,2) \times 1,2 = 133,44 \text{ kg/ml}$
$Q + N_0 = 133,44 \text{ kg/ml}$	

**Combinaison des charges :**

Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$	Charge non pondérée : $G + Q + N_0$
1057,87kg/ml	785,04kg/ml



**a) Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq \overline{f}$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384 EI}$$

$$\overline{f} \leq \frac{l}{300} \quad (Q \text{ charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 7,85 \times 575^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I}$$

Donc :

$$I \geq \frac{5 \times 7,85 \times 575^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 575} = 2313,30 \text{ cm}^4$$

**b) Condition de résistance**

La solive est sollicité a la flexion simple

$$\frac{M_{\max}}{W_x} \leq \delta_e \quad \text{Avec } M_{\max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{10,57 \times 575^2}{8} = 436838,28 \text{ kg.cm}$$

( $Q$  pondérée)

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{\delta_e} = \frac{436838,28}{2400} = 182,01 \text{ cm}^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\begin{cases} I_x \geq 2313,30 \text{ cm}^4 \\ W_x \geq 182,01 \text{ cm}^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE 220}$$

désignation abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	e mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm
IPE220	26.2	33.4	20	110	9.2	2772	205	252	37.3	9.11	2.48

**II.7.2.1.2. Pré dimensionnement des solives de l'étage courant :**

Longueur des solives.....L=5.75m

L'entraxe des solives.....L=1,20m

Chargement	Charge linéaire
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : q =330kg/m <sup>2</sup>	q =330x1,2= 396 kg/ml
G=396 kg/ml	
Surcharge : Charge d'exploitation Q=150 kg/m <sup>2</sup>	Q= 150x1,2=180 kg/ml
Q=180 kg/ml	

**Combinaison des charges**

Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	Charge non pondérée : G+Q
798 kg/ml	576 kg/ml

Vue que la charge Q= 576 kg /m<sup>2</sup>

Et les solives des étages courants ont la même longueur que celle de la terrasse

⇒ Donc on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

**II.7.2.2.Les poutres :**

Les poutres sont des élément qui travaillent essentiellement à la flexion, sous l’action des efforts transmis par les solives .pour être dans un cas montage plus pratique on suppose que les solives sont articulée aux poutres, tant en respectant la condition de flèches ainsi que nous somme limites par la hauteur des sous plafond.

Longueur des poutres.....L=27.4 m

L’entraxe des poutres.....L=5,75m

Chargement	Charge linéique sur la poutre
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $q_{tr} = 543 \text{ kg/m}^2$	$q_{ter} = 543 \times 5.75 = 3122.25 \text{ kg/ml}$
$G = 3122.25 \text{ kg/ml}$	
Surcharge : Charge d’exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ charge de neige $N_0 = 11,2 \text{ kg/m}^2$	$Q = (100 + 11.2) \times 5.75 = 639.4 \text{ kg/ml}$
$Q + N_0 = 639.4 \text{ kg/ml}$	

**Combinaison des charges**

Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$	Charge non pondérée : $G + Q + N_0$
5068.8 kg/ml	3761.65kg/ml

**a) Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq \overline{f}$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$$

$$\overline{f} \leq \frac{l}{300} \quad (Q \text{ charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 37.61 \times 2740^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I}$$

Donc :

$$I \geq \frac{5 \times 37.61 \times 575^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 575} = 11083.23 \text{ cm}^4$$

**b) Condition de résistance**

La solive est sollicité a la flexion simple

$$\frac{M_{\max}}{W_x} \leq \delta_e \quad \text{Avec } M_{\max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{50.68 \times 575^2}{8} = 2094509.37 \text{ kg.cm}$$

( $Q$  pondérée)

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{\delta_e} = \frac{2094509.37}{2400} = 872.71 \text{ cm}^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\begin{cases} I_x \geq 11083.23 \text{ cm}^4 \\ W_x \geq 872.71 \text{ cm}^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE330}$$

Pour  $L= 4,70\text{m}$

$$\begin{cases} I_x \geq 6052.82 \text{ cm}^4 \\ W_x \geq 583.08 \text{ cm}^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE 300}$$

Pour L= 3,6m

$$\begin{cases} I_x \geq 2720cm^4 \\ W_x \geq 342.09cm^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE220}$$

Pour L=2,7m

$$\begin{cases} I_x \geq 1147.5cm^4 \\ W_x \geq 192.42cm^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE180}$$

Pour L=3,25m

$$\begin{cases} I_x \geq 2001.3cm^4 \\ W_x \geq 278.8cm^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE220}$$

Pour L = 5,4m

$$\begin{cases} I_x \geq 9180.03cm^4 \\ W_x \geq 769.7cm^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE330}$$

désignation abrégée	Poids	Section A	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m		h mm	b mm	e mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm
IPE330	49.1	62.6	330	160	11.5	11770	788	713	98.5	13.7	3.55

**Sens non structurent :**

Pour L= 2,25m

$$\begin{cases} I_x \geq 664,06cm^4 \\ W_x \geq 133,62cm^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE 160}$$

Pour L= 3,9m

$$\begin{cases} I_x \geq 3458,25cm^4 \\ W_x \geq 401,40cm^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE 240}$$

Pour L= 5m

$$\begin{cases} I_x \geq 7287,40cm^4 \\ W_x \geq 659,89cm^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE 300}$$

Pour L= 4,15m

$$\begin{cases} I_x \geq 4166,84cm^4 \\ W_x \geq 454,60cm^3 \end{cases} \Rightarrow \text{IPE 270}$$

### **II.7.2.3. les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent aux fondations tout les efforts extérieurs qui sont appliquée aux bâtiments.

-Efforts verticaux provenant des charges permanentes, de la neige et des surcharges d'exploitation.

- Efforts horizontaux provenant du vent ou du séisme.

- Moment fléchissant résultant des efforts indiqués ci-dessus.

Le type de profilé qui convient le mieux pour les poteaux est le **H** soit **HEA** ou bien **HEB** ces deux derniers présentes une inertie transversale plus grande ainsi que la largeur des ailes qui facilite l'attache « poutre-solive ».

#### **◆ Méthode de pré dimensionnement :**

On distingue deux types de portique

- les portiques de contreventement.

- les portiques qui supportent que les charges verticales.

Le pré dimensionnement des poteaux de contreventement se fait en flexion composée en prenant en compte des efforts de compression dus aux charges verticales et les efforts horizontaux.

Du moment qu'on n'a pas encore les efforts horizontaux on prend pour les portiques de contreventement dans les deux sens horizontale et verticale.

Pour le deuxième type de portique on procède de la façon suivante :

-On calcule la longueur de flambement de l'élément suivant l'art 5.134 CM66.

-On prend un élancement  $\lambda$  tel que  $50 \leq \lambda \leq 80$

-On cherche la section de l'élément A tel que :  $A = k \frac{N}{\sigma_e}$

-On choisit un profilé.

-On tire son élancement  $\lambda'$ .

-On vérifie  $k \frac{N}{A} \leq \sigma_e$  si non on augmente la section.

-On ne calcule que les poteaux du RDC qui sont les plus sollicités.

La surface reprise par les poteaux

$$S = 5.23 \times 4.57 = 23.90 \text{ m}^2$$

◆ **Niveaux terrasse**

$$Q = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(q + n) = \frac{4}{3}543 + \frac{17}{12}(100 + 11,2) = 881.53 \text{ kg} / \text{m}^2$$

◆ **Niveaux étage courant**

$$Q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}q = \frac{4}{3}330 + \frac{3}{2}150 = 665 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$N = (881.53 + (4 \times 665)) \times 23.90 = 84642.56 \text{ kg}$$

La condition  $k \frac{N}{A} \leq \sigma_e$

$$50 \leq \lambda \leq 80 \quad \text{on prend } \lambda = 75$$

Art 13.411 CM66 nous donne  $\lambda = 75$  donc  $k = 1,372$  (E24)

$$A \geq 1,372 \frac{84642.56}{2400} = 48.38 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA200**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,707.330}{4.98} = 46.84$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{0,707.330}{8.28} = 28.17$$

$\lambda_{\max} < \lambda_{\text{estimé}}$  car  $42.34 < 75$

$$\lambda = 42.34 ; k = 1,076 \text{ donc } k \frac{N}{A} = 1,076 \frac{110964.12}{53,8} = 2219,28 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

désignation abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	e mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm
HEA200	42.3	53.8	190	200	10	3692	1336	389	134	8.28	4.98



**II.8.Conclusion de pré dimensionnement de deux variantes**

**II.8.1. Pré dimensionnement en Béton armée :**

Tableau. II.18.Pré dimensionnement en BA

Élément	L(m)	Section (cm <sup>2</sup> )
Poteaux	3.06	35x35
Poutres	5.75	30x50
	4.70	35x40
	2.70	30x30
	3.60	30x30
	3.25	30x30
	5.40	30x45
	2.25	30x30
	3.90	30x30
	5.00	30x35
	4.15	30x30

**II.8.2. Pré dimensionnement en charpente métallique :**

Tableau .II.19.Pré dimensionnement en CM

Élément	L(m)	Section
Solives	5.75	IPE200
Poteaux	3.06	HEA200
Poutres	5.75	IPE330
	4.70	IPE300
	2.70	IPE180
	3.60	IPE220
	3.25	IPE220
	5.40	IPE330
	2.25	IPE 160
	3.90	IPE240
	5.00	IPE300
	4.15	IPE270

*Chapitre III*

*DEVIS*

*ESTIMATIF*

### III.1. Introduction :

De nos jours on trouve des structures réalisées complètement en béton ou complètement en charpente métallique. En ce qui concerne les immeubles de grande hauteur, les deux matériaux constituent un choix judicieux. Les raisons pour lesquelles le béton et/ou l'acier est/sont utilisé(s) sont évoquées ci-dessous :

- ◆ **Economies**
- ◆ **Confort et sécurité sur le chantier**
- ◆ **Techniques**

Nous avons fait l'étude et le dimensionnement de notre structure dans les deux variante (BA- CM) est déjà réalisé selon deux aspects :

- ◆ **Aspect technique:** comporte les avantages et les inconvénients des deux modes de constructions.
- ◆ **Aspect économique :** comporte principalement les coûts et les délais de réalisation d'une structure dans les deux variantes

### III.2. le devis estimatif :

Document présentant les prix des ouvrages à réaliser, détaillés dans les devis descriptif et quantitatif.

⇒ pour compléter l'étude de notre projet, il faut faire la comparaison entre les deux variantes pour cela nous allons calculer le devis estimatif de notre projet.

### III.3. Les prix unitaires retenu :

- ⇒ Le béton armé de 35.000DA le m<sup>3</sup>
- ⇒ L'acier est de 250 DA le Kg

*Variante I*

**III.4. Construction en béton armé :**

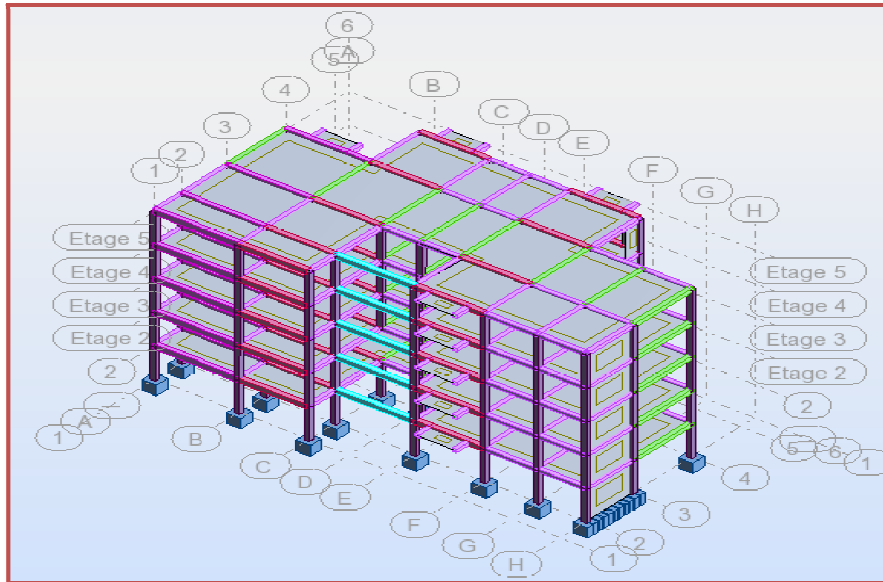


Figure.III.1 : Dimensions d ‘une structure en 3D

**III.4.1. Devis estimatif d’une structure en béton :**

**III.4.1.1. Devis des poutres et poteaux :**

Tableau.III.1 : Devis des poutres et poteaux

section	Groupe	Poids [Kg]	Prix de la matière	Prix (DA)
Pp30x50	Poutres	43148.53	655500.00	655500.00
Pp35x40	Poutres	74065.38	1125180.00	1125180.00
Pps30x30	Poutres	113774.79	1728433.80	1728433.80
Pp30x45	Poutres	9117.47	138510.00	138510.00
Ps30x35	Poutres	52528.64	798000.00	798000.00
Poteau35x35	Poteaux	145333.62	2207866.50	2207866.50
Total				6653490.3

## III.4.1.2. Devis des dalles:

Tableau.III.2 : Devis des dalles

Type	Nombre	Epaisseur [cm]	Poids unitaire [Kg/m <sup>2</sup> ]	Surface [m <sup>2</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]	Poids total [Kg]	Prix (DA)
Beton25							
Dalle balcon	1	20.0	500.27	57.03	11.41	28529	399350
Dalle 16+4	5	20.0	500.27	1538.66	307.73	769751	10770550
Voile	30	15.0	375.20	203.37	30.51	76304	1067850
Total				1799.06	349.65	874584	12237750

## III.4.1.3. Devis Totale :

Tableau.III.3 : Devis Totale

Élément	Poutres	Poteaux	Dalles	Total
<b>Prix (DZD)</b>	<b>4445623.80</b>	<b>2207866.50</b>	<b>12237750</b>	<b>18 899 124.03</b>

*Variante II :*

**III.5. Construction en charpente métallique :**

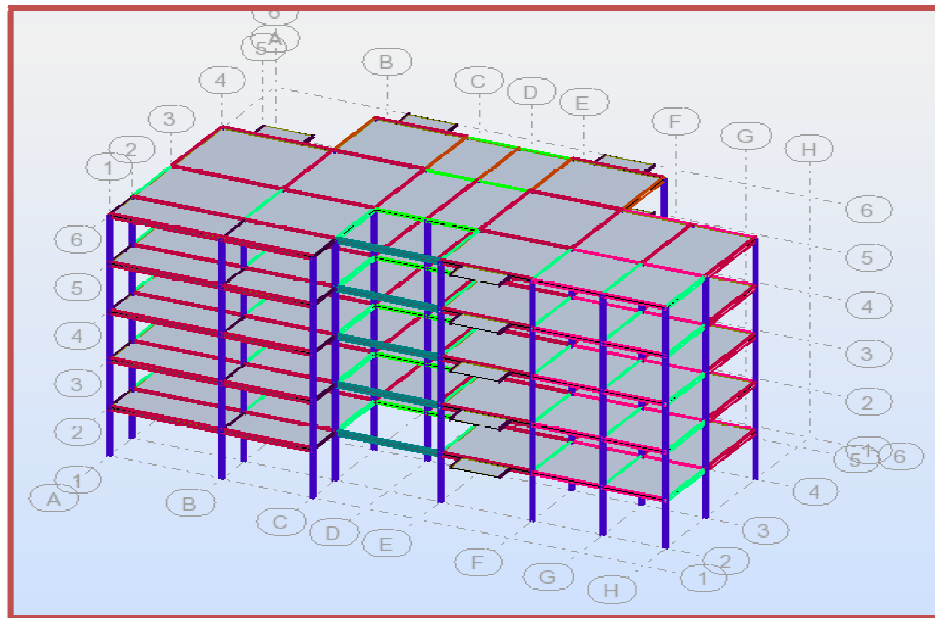


Figure III.2 : Dimensions d ‘une structure en Charpente métallique en 3D

**III.5.1. Devis estimatif d’une structure en charpente métallique :**

**III.5.1.1. Devis des poutres et poteaux :**

Tableau. III.4 : Devis des poutres et poteaux

section	Groupe	Poids [Kg]	Prix de la matière	Prix (DA)
HEA200	Poteaux	20049.97	5012491.42	5012491.42
IPE330	Poutres	1327.42	331854.39	331854.39
IPE300	Poutres	22248.66	5562166.25	5562166.25
IPE180	Poutres	1523.24	380809.72	380809.72
IPE220	Poutres	2692.59	673148.68	673148.68
IPE240	Poutres	4192.91	1048228.02	1048228.02
IPE270	Poutres	3743.28	935821.07	935821.07
IPE160	Poutres	1284.12	321029.94	321029.94
total		57062.20	14265549.50	14265549.50

III.5.1.2. Devis des dalles:

Tableau. III.5 : Devis des dalles

Type	Nombre	Epaisseur [cm]	Poids unitaire [Kg/m <sup>2</sup> ]	Surface [m <sup>2</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]	Poids total [Kg]	Prix (DA)
Beton25							
Dalle balcon	1	20.0	500.27	57.03	11.41	28529	399350
Dalle 16+4	5	20.0	500.27	1538.66	307.73	769751	10770550
Total				1595.69	319.14	798280	11169900

III.5.1.3. Devis Total :

Tableau .III.6 : Devis Totale

Élément	Poutres	Poteaux	Dalles	Total
Prix (DZD)	9253058.08	5012491.42	11169900	25 435 449.5

⇒ Comparaison des coûts :

Tableau .III.7 : Comparaison des coûts

Variantes	Béton armée	Charpente métallique
Prix (DZD)	18 899 124.03	25 435 449.5

→  $18\,899\,124.03 < 25\,435\,449.5$

III.6.Conclusion :

Le prix de la construction en béton armé est moins chère par rapport la construction en charpente métallique, on a trouvé un pourcentage de 25 % de différence, donc le choix de notre matériau est fait pour la 1<sup>ère</sup> variante.

# *Chapitre IV*

*Etude*

*Sismique*



## ETUDE SISMIQUE

### IV.1.Introduction:

Lorsqu'une structure se trouve sous une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou moins rapidement. Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée. Le modèle le plus représentable au comportement réel des bâtiments composés par un système auto-stable et de concentrer la masse du plancher d'un niveau (j) et de représenter la rigidité des portiques par celle d'une barre afin d'obtenir un modèle de brochette à plusieurs degrés de liberté.

#### IV.1.1.Définition d'un séisme :

Un séisme ou un tremblement de terre est un ensemble de secousses et de déformations brusques de l'écorce terrestre (surface de terre), qui découle de la libération brusque d'énergie accumulée par les déplacements des plaques tectoniques de la terre.

Les séismes ne sont pas, la plupart du temps, ressentis par les humains, parce qu'ils sont trop faibles ; mais parfois, ils peuvent être dévastateurs.

#### IV.1.2.caractéristiques d'un séisme :

- ◆ **Le foyer** : est le lieu profond où la matière se déplace ; l'origine du séisme.
- ◆ **La magnitude** : est la mesure de la quantité d'énergie dégagée par le foyer. Elle se mesure avec l'échelle de Richter graduée de 1 à 12
- ◆ **L'épicentre** : est le point de la surface terrestre où l'intensité du séisme est au maximum.
- ◆ **L'intensité** : qui est basée sur les dégâts en surface elle est mesurée sur l'échelle de Mercalli graduée de 1 à 12

#### IV.1.3.Le but d'étude :

Le but de cette étude est d'évaluer les forces horizontales extérieures engendrées par un séisme pour chaque niveau de la structure, et pour cela, nous utilisons plusieurs méthodes, notamment :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique

## IV.2.choit de la méthode de calcul :

### IV.2.1. Méthode statique équivalente :

#### IV.2.1.1 Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

#### IV.2.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

#### Zone I :

- ❖ tous groupes.

#### Zone IIa :

- ❖ groupe d'usage 3.
- ❖ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ❖ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

#### Zone IIb et III :

- ❖ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

## IV.2.2. Les Méthodes Dynamiques :

### IV.2.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### IV.2.2.2. La méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale**.

## IV.2.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- ◆ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de tissemsilt donc en zone IIa.
- ◆ Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- ◆ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S2.

## IV.2.4. Modélisation de la structure :

Notre structure est composée de 5 étage R+4 donc on a un seul bloc pour ce la on fait l'étude sismique seulement pour ce bloc.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux, l'utilisation de l'outil informatique s'impose dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique nommée Robot Structural Analysis.

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl

(Translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

### IV.5.Présentation de logiciel :

Le Robot est un programme graphique intégré pour la modélisation, l'analyse et la conception de divers types de structures (en BA et acier, aluminium, bois...).il vous permet de créer des structures, de réaliser des calculs et de vérifier les résultats.

Les caractéristiques les plus importantes de ROBOT comprennent :

- ◆ Effectue une analyse statique et dynamique de la structure.
- ◆ Exécuter des analyses sur des études sismiques.

#### IV.5.1.Caractéristique géométrique :

La structure est composé d'un seul bloc compose de R+4 avec terrasse inaccessible dont les caractéristiques géométrique sont représenté dans la figure suivant :

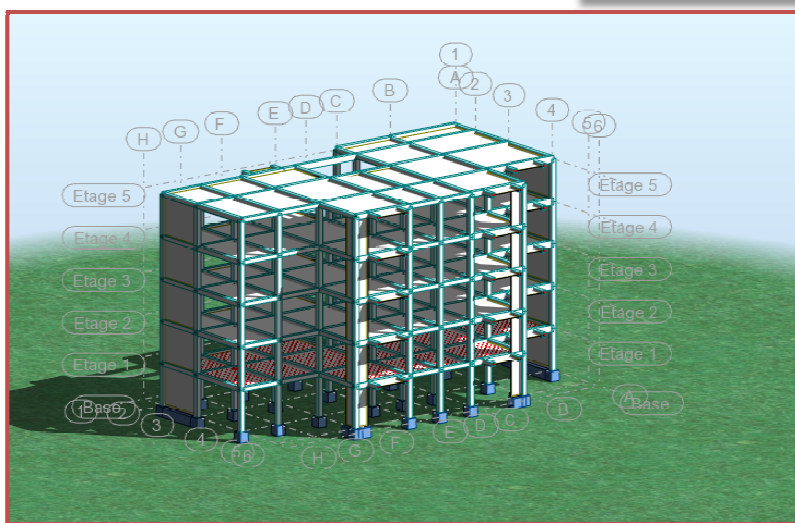
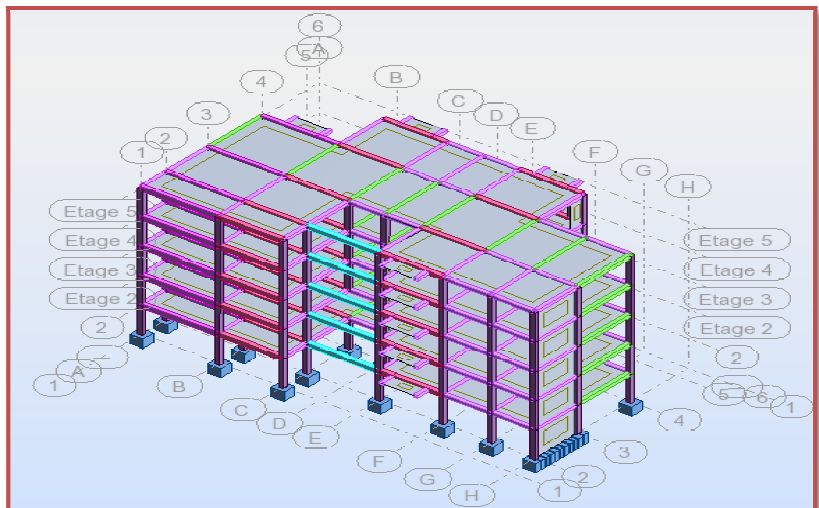


Figure .IV .1 : Dimensions d 'un structure en 3D

### IV.6. Spectre de réponse de calcul :

- **Méthode statique équivalente :**

La force sismique totale « V » est calculée dans les 2 directions longitudinale et transversale.

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

#### IV.6.1. Coefficient d'accélération de zone : Tableau 4.1 de RPA99/V2003

- ♦ A : Coefficient d'accélération de zone (Bâtiment de groupe d'usage 2 implanté en zone II a.)

Tableau .IV.1 : coefficient d'accélération de zone

Groupe	I	II	III
1A	0.15	0.25	0.35
1B	0.12	0.20	0.30
2	0.10	0.15	0.25
3	0.07	0.10	0.15

$$\rightarrow A = 0,15$$

#### IV.6.2. Facteur d'amplification dynamique moyen :

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec} \\ 2,5 \eta (T_2 / 3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0 / T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ Sec} \end{cases}$$

- ♦  $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

Site ferme (S<sub>2</sub>) :  $T_2=0,40s$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

- $T_x = 0,15s \Rightarrow 0 < T_x < T_2$
- $T_y = 0,40s \Rightarrow 0 < T_x < T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)$ .

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Avec :

$\xi$  (%) : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau .IV.2 : Valeurs de  $\zeta$  (%).

	<i>Portique</i>		<i>Voile ou murs</i>
<i>Remplissage</i>	<i>Béton armé</i>	<i>Acier</i>	<i>Béton armé/maçonnerie</i>
<i>Léger</i>	6	4	10
<i>Dense</i>	7	5	

- ♦  $\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0,764 > 0,7$

**IV.6.3.Coefficient de comportement R : RPA (tableau 4.3)**

- ♦ R : Coefficient de comportement global de la structure

R= 3,5 (portique contreventé par voiles)

**IV.6.4.Facteur de qualité Q :**

- ♦ Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum \rho_q$$

$\rho_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau .IV.3 : Valeur de pénalités

Critère « q »	Sens XX	Sens yy
Condition minimales sur les files de contreventement.	0.00	0.00
Redondance en plan.	0.05	0.05
Régularité en plan.	0.05	0.05
Régularité en élévation.	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.1	0.1
Facteur de qualité (Q)	1.30	1.30

#### IV.6.5. Estimation empirique de la période fondamentale :

##### ♦ La période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$  : la hauteur total de la structure mesurée à partir de la base

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) RPA99/2003.

Tableau. IV.4 : La période fondamentale de la structure et Facteur d'amplification

$C_T$	Sons	$T = C_T h_N^{3/4}$	$D_x$	$D_y$
0.05	SensX	0.46	1,90925	1,90925
	SensY	0.46		

### IV.6.6.Détermination du poids total de la structure :

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

Tableau .IV.5 : le poids total de la structure

Etage	Wi (kg)	Wi (kN)	W cum (kN)
Terrasse	239250.79	2392.5079	2392.5079
R+4	239250.79	2392.5079	4785.0158
R+3	239250.79	2392.5079	7177.5237
R+2	238313.15	2383.1315	9560.6552
R+1	109885.35	1098.8535	10659.5086
Poids totale de bloc			10659.5086

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5)RPA99/2003

dans notre cas  $\beta = 0.30$ .

On tire les masses de chaque étage à partir de robot :

Les résultats des masses et des poids de chaque étage pour chaque bloc sont représenté dans les tableaux suivants :



**Structure par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale appliquée à la base de bloc doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule 105830.14 suivante :

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

$$\longrightarrow V_{x,statique} = \frac{0.15 \times 1.90925 \times 1.30}{3.5} \times 10659.51 = 1133.87 \text{ kN}$$

$$V_{y,statique} = \frac{0.15 \times 1.90925 \times 1.30}{3.5} \times 10659.51 = 1133.87 \text{ kN}$$

**IV.7: Disposition des voiles :**

Après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.6 : Mode de vibration et taux de participation massique

Mode	Fréquence	Période	Facteur de participation massique (%)			
			Masses cumulées $U_x$	Masses cumulées $U_y$	Masses modale $U_x$	Masses modale $U_y$
1	1.75	0.57	86.70	0.01	86.69	0.01
2	3.14	0.32	86.71	75.26	0.02	75.26
3	4.56	0.22	86.74	78.36	0.03	3.09
4	5.89	0.17	94.59	78.36	7.85	0.00
5	10.07	0.10	94.76	78.46	0.18	0.10
6	10.22	0.10	94.77	78.53	0.00	0.07
7	10.27	0.10	94.87	78.54	0.10	0.00
8	10.28	0.10	94.87	78.69	0.00	0.15
9	10.30	0.10	94.89	78.72	0.02	0.04
10	10.95	0.09	94.90	93.41	0.01	14.68

D'après les résultats de tableau IV. 4 on constate que :

- ♦ La période de calcul automatique est :  $T_{dyn} = 0.57 \text{ Seconde}$ .

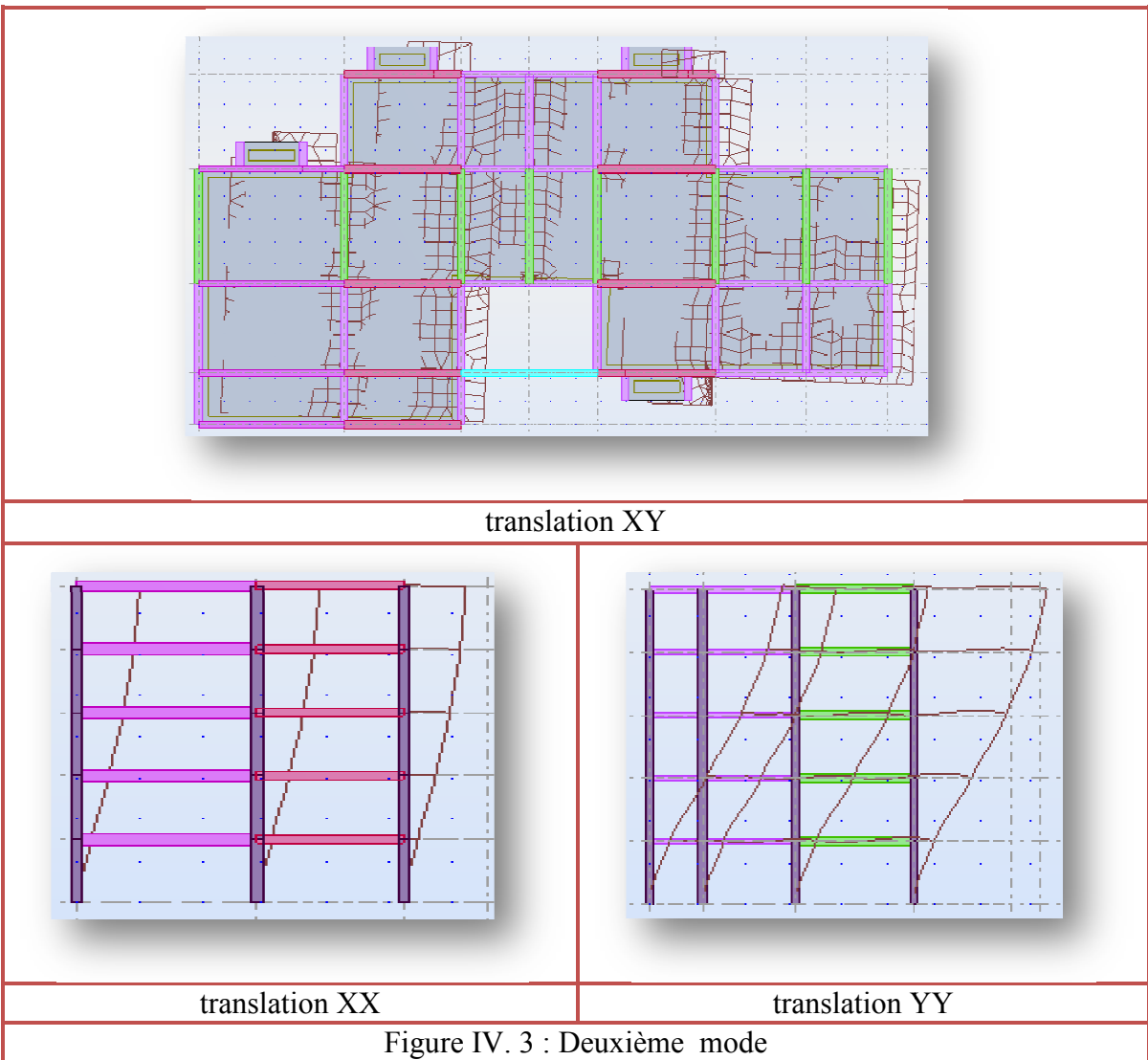
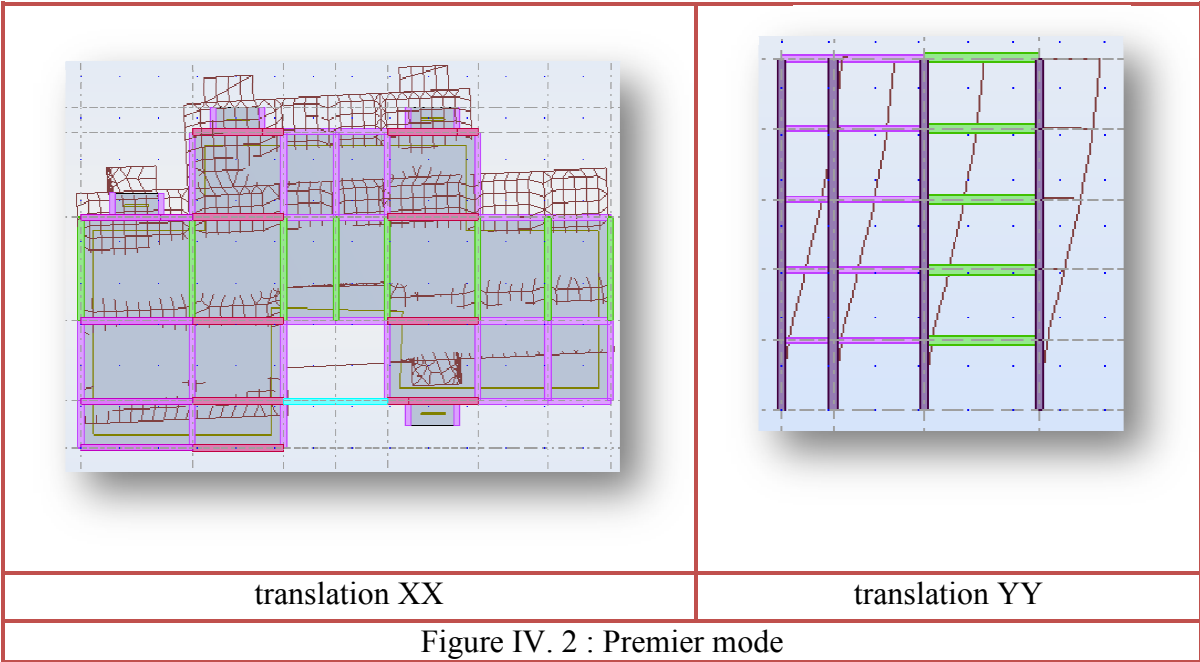
D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure  $T_{dyn}$  doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = \text{Seconde}$$

Donc :

$$T_{dyn} = 0.57 < T_{cal} = 0.598 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$



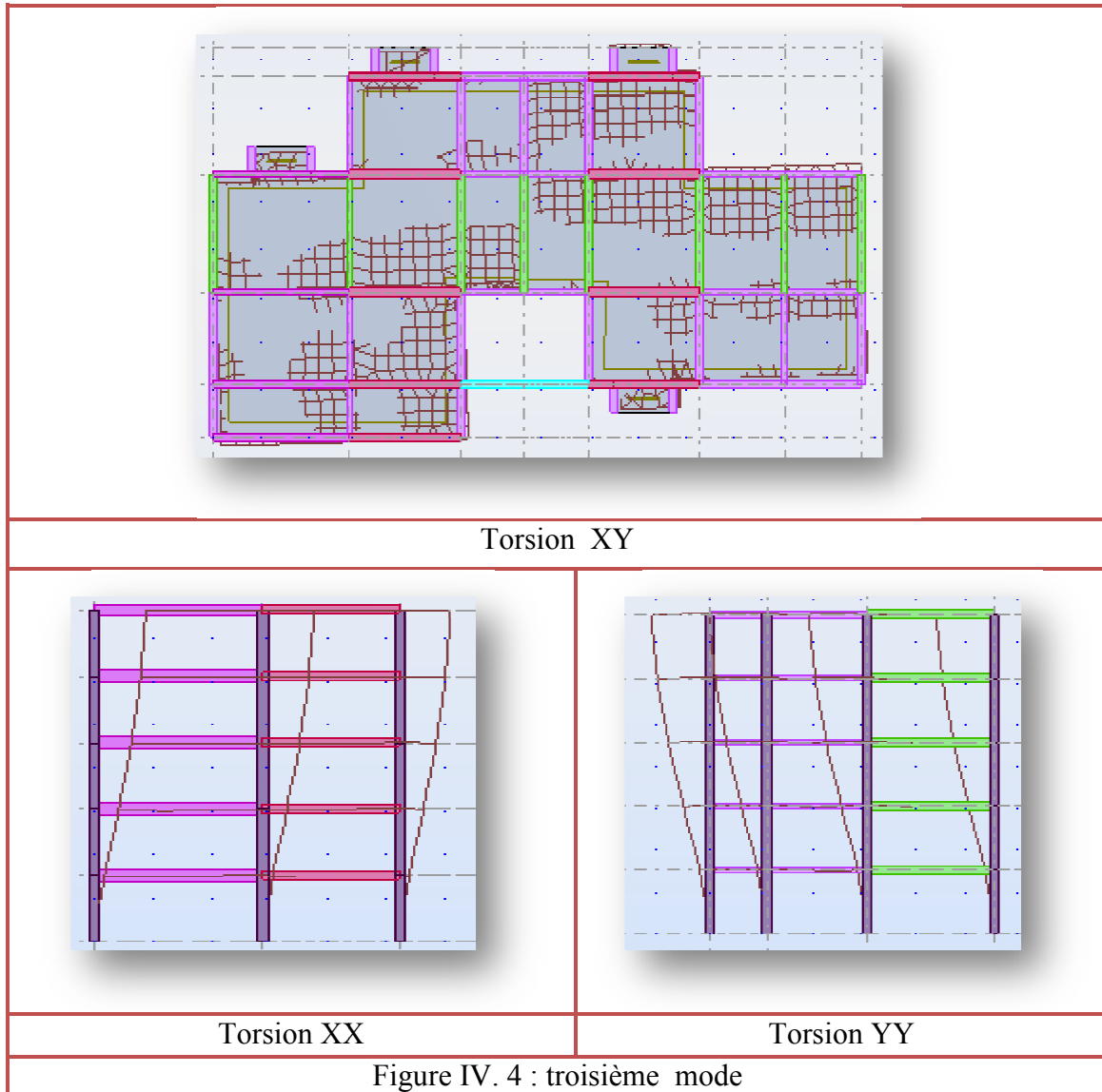


Figure IV.4 : troisième mode

- ♦ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XY) et (YZ) et (XZ) successivement.
- ♦ Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.

**IV.8. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0.25V$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : Niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque

$W_i, W_j$  : Poids revenant au plancher  $i$  et  $j$

Dans notre cas  $T < 0.7$  Sec donc  $F_t = 0 < 0.25 V$  condition vérifiée

$V_{x,dyn} = V_{y,dyn}$  Donc :

$$F_{x,dyn,i} = F_{y,dyn,i}$$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. IV.7 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur dans le sens XX

Niv	H(m)	Wi (kN)	H x Wi	$\sum W_i \times H_i$	$V_x = V_y$	$F_x$	$F_y$	$V_{kx}$	$V_{ky}$
Terrasse	15.30	2392.5079	3660537.09	6628877.24	1133.87	82.85	97.95	82.85	97.95
4	12.24	2392.5079	2928429.67	6628877.24	1133.87	110.99	181.05	193.84	279
3	9.18	2392.5079	21963.22	6628877.24	1133.87	138.78	238.89	332.62	517.89
2	6.12	2383.1315	14584.76	6628877.24	1133.87	130.66	270.19	463.28	788.08
1	3.06	1098.8535	3362.49	6628877.24	1133.87	68.84	279.65	532.12	1067.73
Total								532.12	1067.73

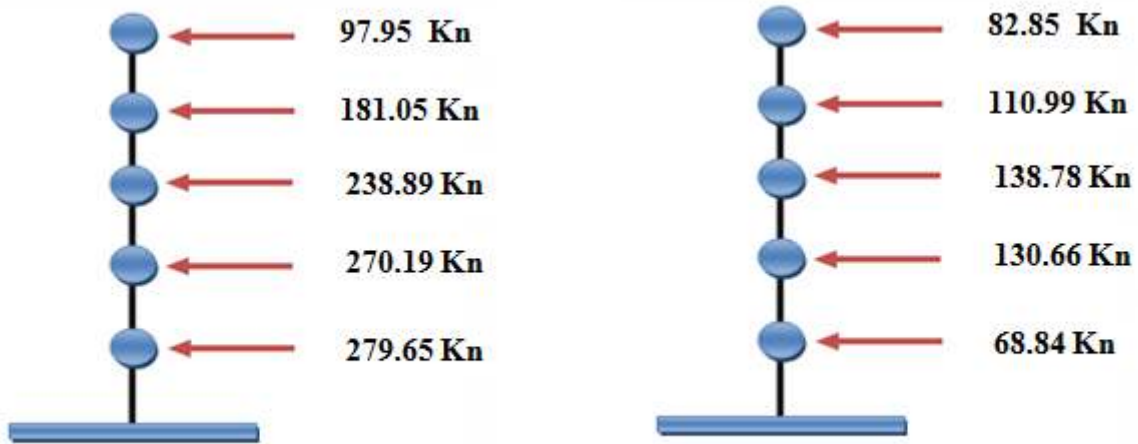


Figure. IV. 5. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur selon XX et YY.

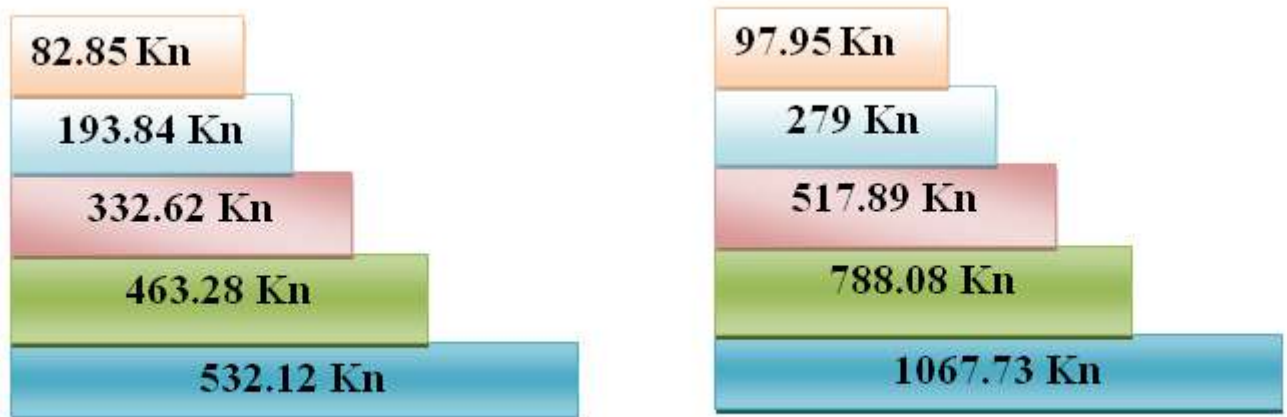


Figure .IV. 6. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur selon XX et YY.

## IV.9.Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA :

### IV.9.1. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

D'après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente,

$$0.8V < V_t$$

Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

Tableau. IV.8: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

	$V_t$ (KN)	V (KN)	80%V	$0.8V < V_t$
Sens- X	975.31	1133.87	907.096	vérifie
Sens-Y	1072.57	1133.87	907.096	vérifie

### IV.9.2.Effets de l'excentricité accidentelle :

⇒ **Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse :**

La détermination du centre de masse et de rigidité est basée sur le calcul des centres de masse et de rigidité de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, rampes, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Et les coordonnées du centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Les résultats du centre de torsion et du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant : (à partir de logiciel ROBOT)

Tableau. IV.9 : Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité

niveau	$X_G (m)$	$Y_G (m)$	$X_t$	$Y_t$
5	12.79	7.90	13.33	7.33
4	12.90	7.82	13.38	7.33
3	12.89	7.82	13.33	7.33
2	12.89	7.82	13.33	7.33
1	12.89	7.82	13.33	7.33

Donc le centre de masse globale de la structure est la moyenne des centres de masse des différents niveaux : (5.33, 7.92)m

Et le centre de torsion globale de la structure est la moyenne des centres de torsion des différents niveaux : (5.15, 8.23) m

♦ **Evaluation des excentricités :**

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

⇒ **Excentricité théorique :**

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$e_x = |X_t - X_G|$$

$$e_y = |Y_t - Y_G|$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. IV .10 : Excentricité théorique dans les deux sens

Etage	$e_x(m)$	$e_y(m)$
5	0.54	0.57
4	0.48	0.49
3	0.44	0.49
2	0.44	0.49
1	0.44	0.49

⇒ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \text{Max} \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_x = 1,37m$$

Donc

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 1,37m$$

### IV.9.3.Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisée par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du le RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Et :

$\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

La vérification se fait selon les deux directions et en se basant sur les combinaisons

$$\text{Suivantes : } \begin{cases} G + Q \pm S_x \\ G + Q \pm S_y \\ 0,8G \pm S_x \\ 0,8G \pm S_y \end{cases}$$



Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Tableau. IV .11 : Déplacement inter-étage dans le sens XX

Etage	$UX\delta_{ek,maj}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	He(m)	1% $h_{étage}$	observation
RDC	1.1	0.2	-0.8	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+1	1	0.2	-0.6	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+2	0.8	0.3	-0.4	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+3	0.5	0.3	-0.1	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+4	0.2	0.2	0.2	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$

Tableau. IV .12 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

Etage	$UX\delta_{ek,maj}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	He(m)	1% $h_{étage}$	observation
RDC	0.6	0.3	-0.8	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+1	0.4	0.3	-0.5	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+2	0.3	0.2	-0.2	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+3	0.2	0.1	0	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+4	0.1	0.1	0.1	3.06	0.0306	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$

#### ⇒ Conclusion :

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du le RPA99/2003 est vérifiée.

#### IV.9.4.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de 2° ordre ou l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfais est à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 »

$h_k$  : Hauteur d'étage « k »

Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$  les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta)$ .

Si  $\theta > 0.20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. IV .13 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  sens XX

Niveau	$P_k$ (kN)	$\Delta_k 10^{-2}$ (m)	$F_x$ (kN)	$V_x$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta_x$
5	2392.5079	0.3	144,49	-82.85	3.06	-2.83
4	2392.5079	0.2	115,59	-193.84	3.06	-0.8
3	2392.5079	0.1	0,87	-332.62	3.06	-0.3
2	2383.1315	0.1	0,58	-463.28	3.06	-0.16
1	1098.8535	0	0,13	-532.12	3.06	0

Tableau .IV .14: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sens XX

NIVEAU	$Ndx=Ndy$	$Bc$ (mm)	$V$	$V \leq 0.30$
5	637.04	350x350	0.00	CV
4	653.82	350x350	0.00	CV
3	670.99	350x350	0.00	CV
2	499.05	350x350	0.00	CV
1	337.08	350x350	0.00	CV

⇒ **Conclusion :**

$\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieures à 0.1 donc l'effet du 2<sup>o</sup> ordre est négligeable.

#### IV.10. Vérification de l'effort normal réduit :

La vérification de l'effort normal réduit a but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,30$$

$N_d$  : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

$B_c$  : section du poteau.

$F_{cj}$  : résistance caractéristique du béton = 45 Mpa

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

#### IV.11.Vérification vis-à-vis du renversement :

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{Stabilisateur}}{M_{Renversement}} \geq 1.5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison  $0.8G \pm E$ . En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

Donc :  $M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = W \times \frac{L}{2}$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$

$W$  : Poids du bâtiment

b: La plus petite valeur entre le centre de masse de la structure et leur extrémité.

$W$  : Le poids total de la structure dus aux charges permanentes seulement.

Et :

$$M_{Renversement} = \sum_{i=1}^n F_i H_i$$

$F_i$  : L'effort sismique de chaque niveau

$H$  : La hauteur de l'étage considérée

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Tableau. IV.15: Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Niveau	Sens XX		
	H (m)	$F_x, (kN)$	$M_{Ren}(kN.m)$
5	15.3	82.85	2210.70
4	12.24	110.99	1414.82
3	9.18	138.78	7.99
2	6.12	130.66	3.55
1	3.06	68.84	0.40
Total			3637.45

$$M_{Sta,x} = 163090.48KN.m$$

$$M_{Sta,y} = 163090.48kN.m$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 44.84 \geq 1.5 \dots\dots\dots Cv$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 44.84 \geq 1.5 \dots\dots\dots Cv$$

# *Chapitre V*

*Ferraillage*

*Des*

*Éléments Structuraux*

### V.1.Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ROBOT**. Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles : Compression simple ; Traction simple ; Flexion simple ; Flexion composée.

⇒ les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la **flexion simple**.

⇒ Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en *flexion composée*

### V.2.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissent et aux efforts tranchants, donc elles sont calculés en flexion simple. Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

#### ◆ **Combinaisons :**

Selon le RPA, les poutres sont admises à la flexion dont les moments sur appuis et en travée, sont déterminés comme suit : \* Les moments sont obtenus d'après les combinaisons accidentelles :

- **G+Q±E** pour la nappe supérieure
- **0.8G±E** pour la nappe inférieure
- Les moments en travée sont obtenus d'après les combinaisons durables **1.35G+1.5Q**

V.2.1.Ferrailage d'une Poutres principale :

- ◆ Le calcul se fait par logiciel RSA (la combinaison à ELUR)
- ⇒ L =5.75m :
- ⇒ Poutre : Poutre450

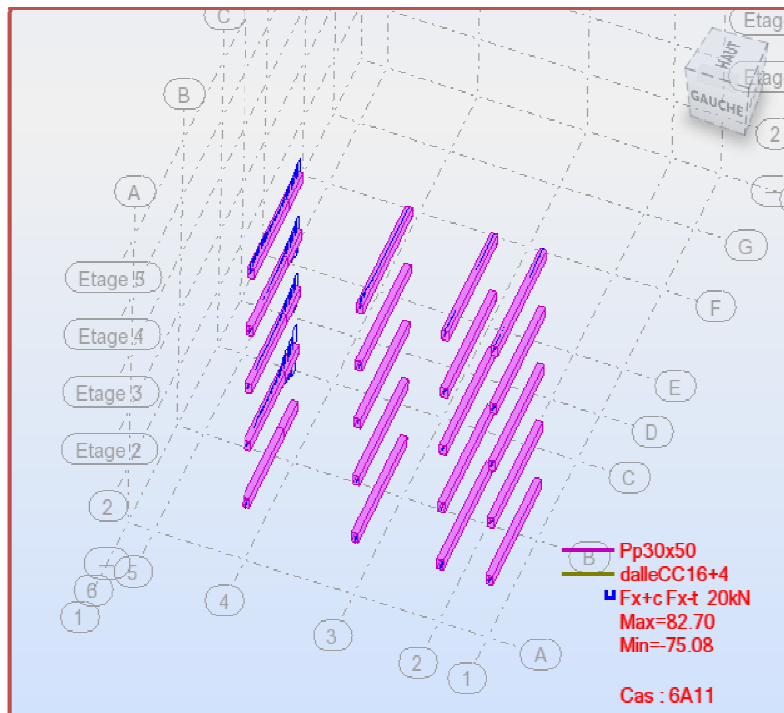


Figure. V.1 : Poutres principale

Tableau .V.1 : Caractéristiques des matériaux d'une poutre

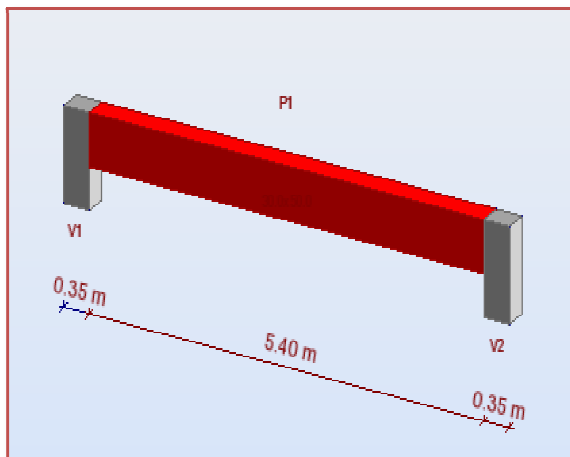
Caractéristiques des matériaux				
Béton	Densité	Poids volumique	Aciers longitudinaux	Aciers transversaux
fc28 =25(MPa)	2501.36 (kg/m3)	2501.36 (kg/m3)	fe = 400 (MPa)	fe = 400(MPa)

Tableau .V.2 : Géométrie d'une poutre

Géométrie			
Section	30.0 x 50.0 (cm)		
Position	APG (m)	L (m)	APD(m)
Travée	0.35	5.40	0.35

⇒ Poutre de section 30x50 (cm)<sup>2</sup>

◆ en 3D :



◆ En plan :

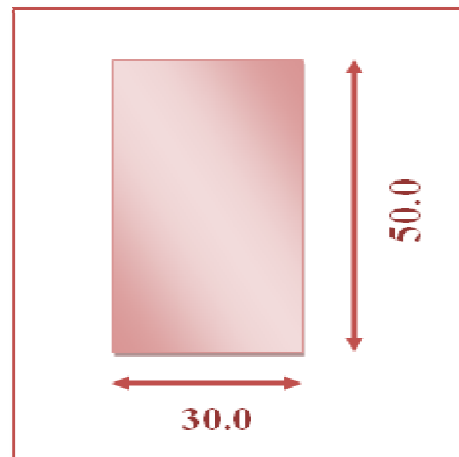


Figure. V.2 : Géométrie d'une poutre



⇒ **Tableau d'armature :**

Tableau .V.3 : Tableau d'armature d'une poutre principale

N°	Type d'armature	Diamètre (mm)	Code de la forme	nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Transversale principale	12	31	14	0.24	0.44	0.24	0.44
2	Supérieur de construction	12	00	3	6.04			
3	Principale inférieur	12	00	3	5.79			
4	Principale supérieur	12	00	6	2.51			

⇒ **Ferraillage d'une poutre en 3D :**

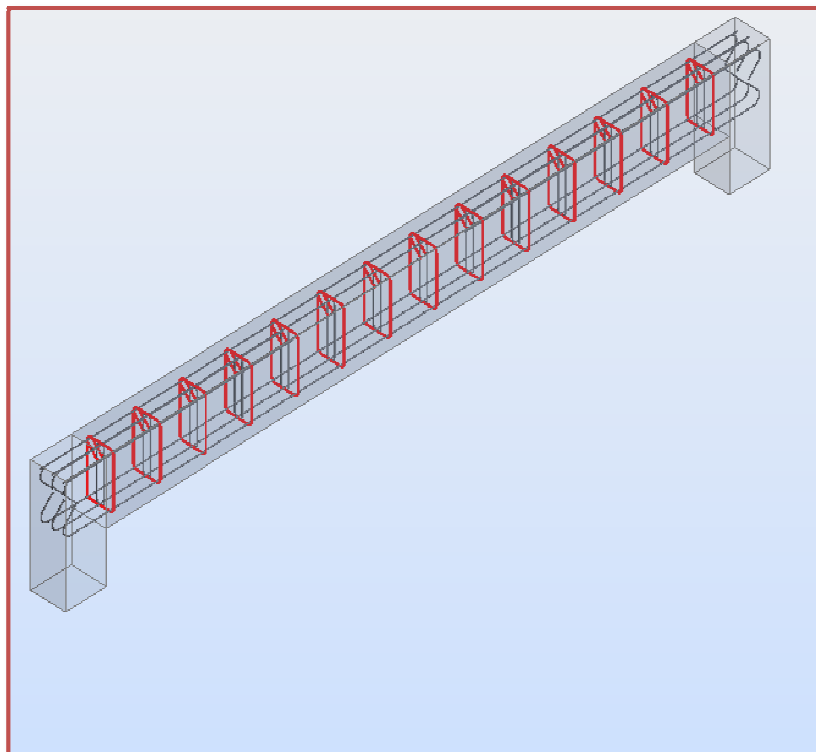


Figure. V.3 : Ferraillage d'une poutre en 3D

⇒ Ferrailage d'une poutre en plan :

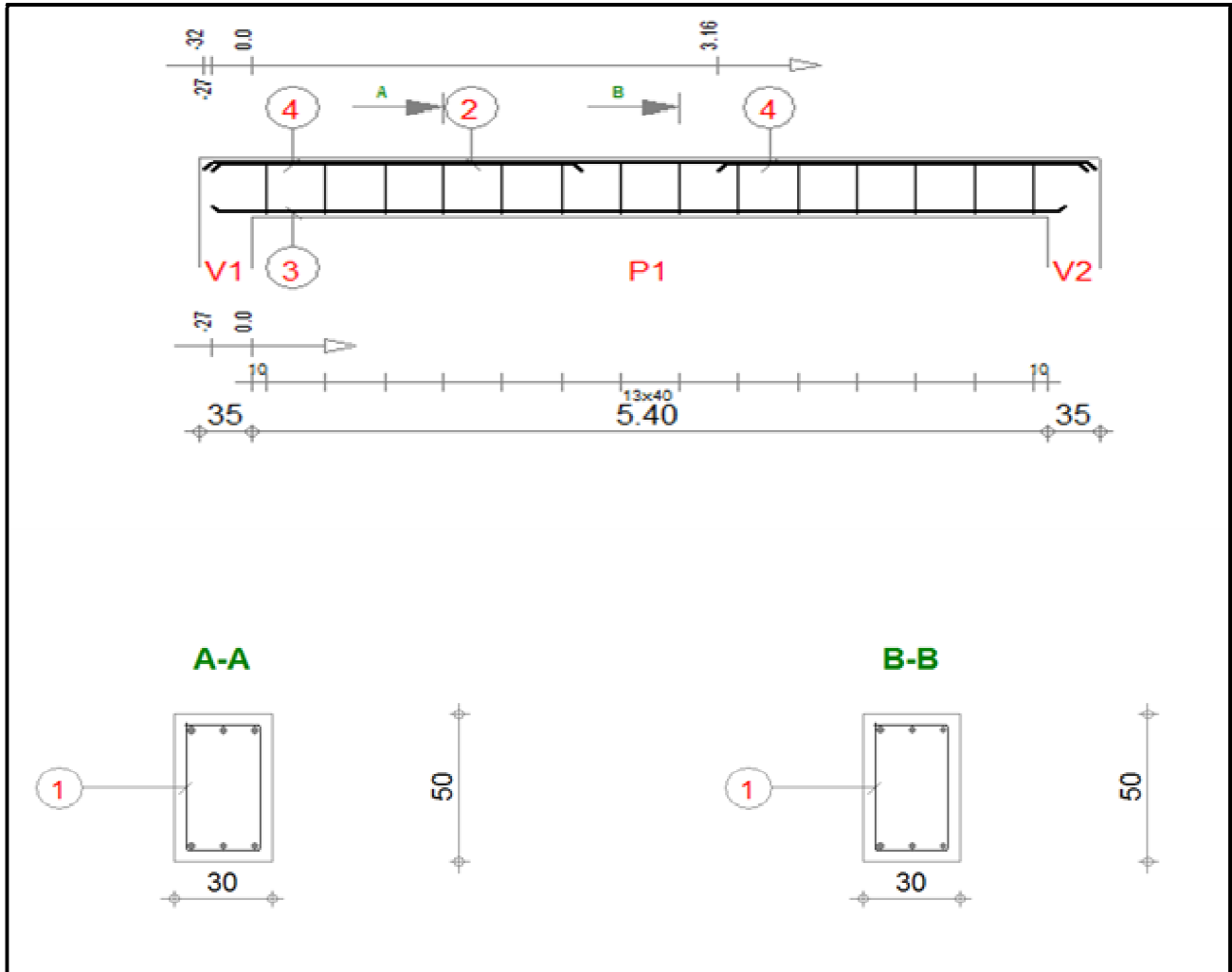


Figure.V.4 :Plan d'exécution

V.2.2.Ferrailage des poutres :

⇒ L =4.70m :

⇒ Poutre de section (35x40) cm<sup>2</sup>

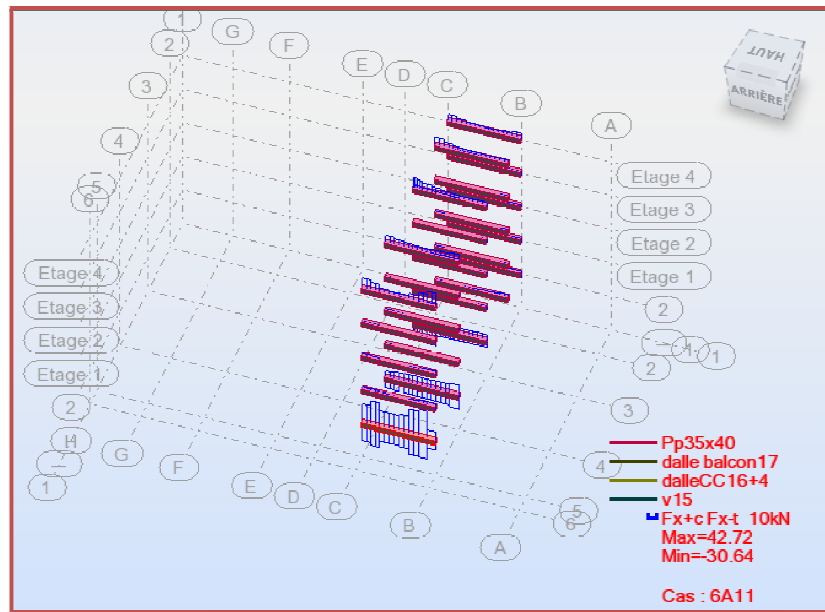


Figure. V.5 : Poutres (35x40)

⇒ Poutre de section 35x40 (cm)<sup>2</sup>

◆ En plan :

◆ en 3D :

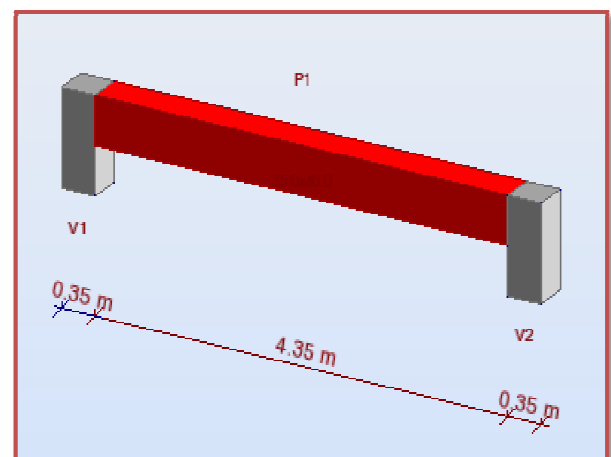
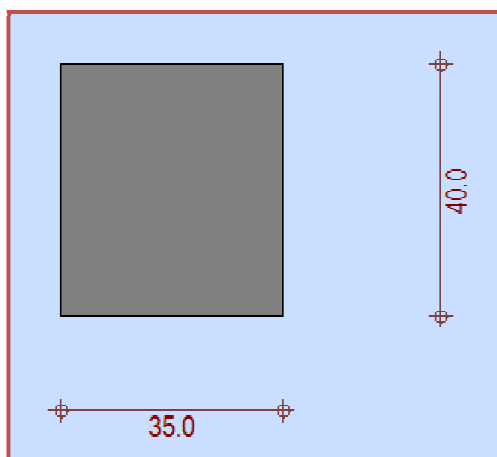


Figure. V.6 : Géométrie d'une poutre

⇒ **Tableau d'armature :**

Tableau .V.4 : Tableau d'armature d'une Poutres (35x40)

N°	Type d'armature	Diamètre (mm)	Code de la forme	nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Transversale principale	12	31	15	0.29	0.34	0.29	0.34
2	Principale inferieur	14	00	3	4.97			
3	Principale supérieur	12	00	3	4.89			

⇒ **Ferraillage d'une poutre en 3D :**

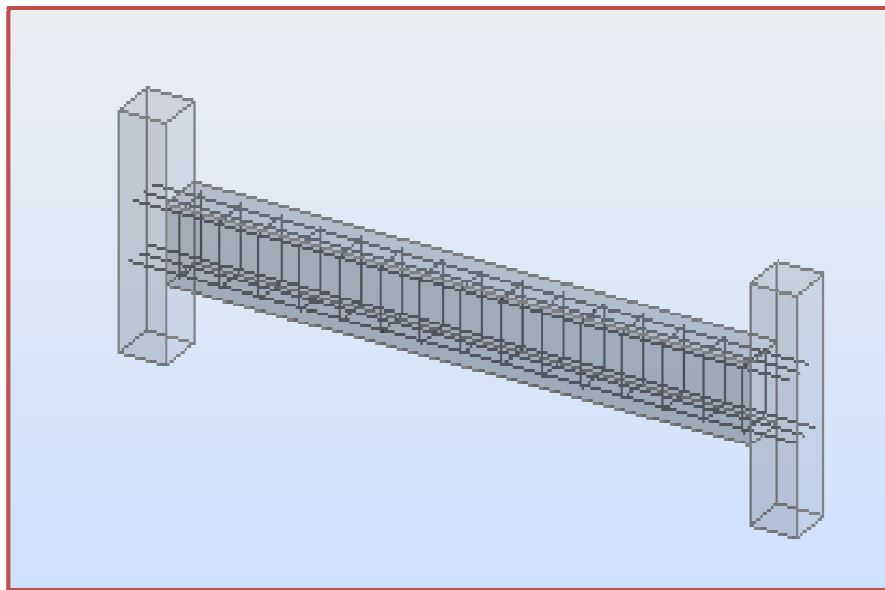


Figure. V.7 : Ferraillage d'une poutre en 3D

⇒ Ferrailage d'une poutre en plan :

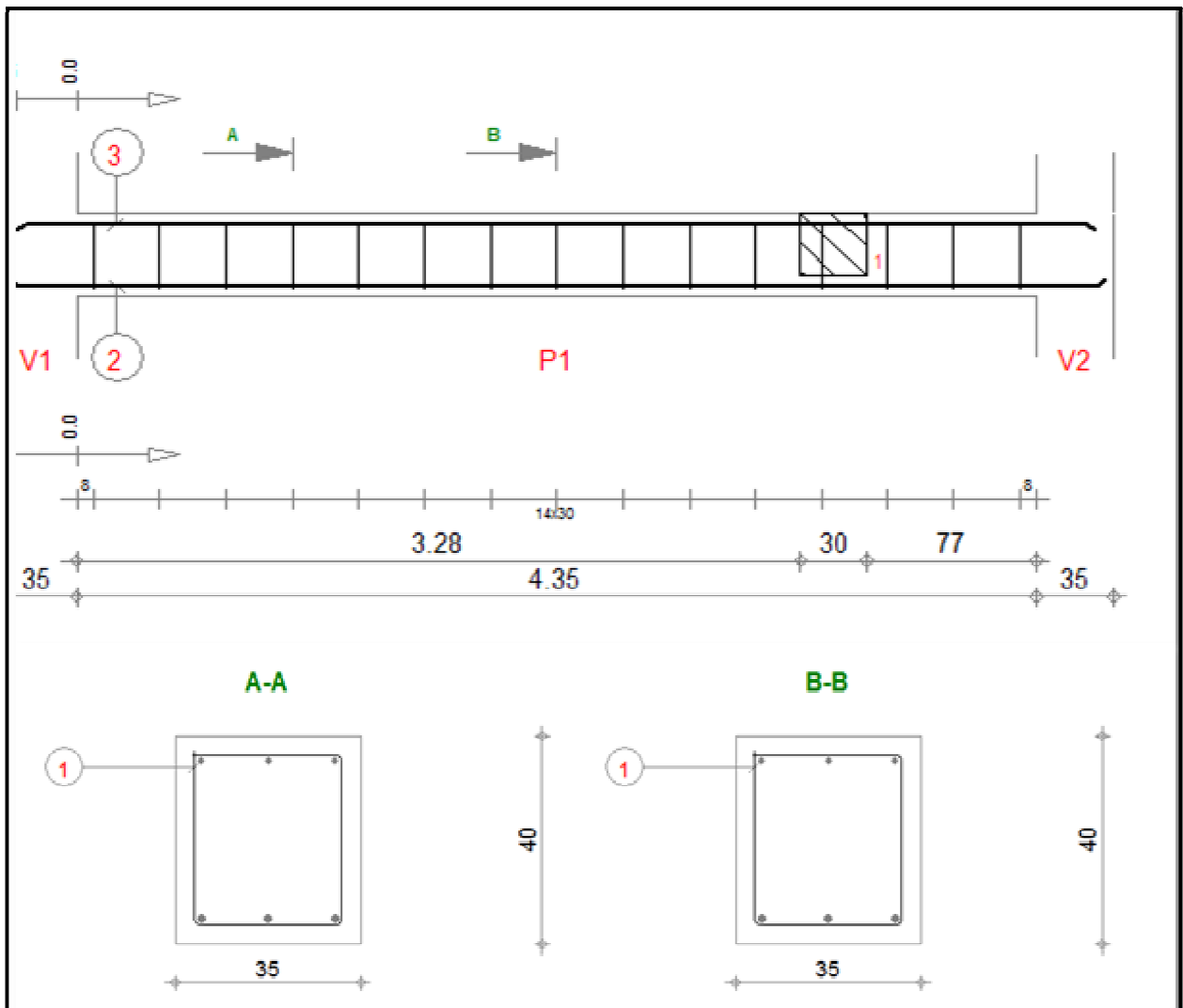


Figure. V.8 : Plan d'exécution

⇒ L = 2.70m - 3.60 m - 3.25 m - 3.90 m - 4.15m - 2.25 m.

⇒ Poutre de section (30x30) cm<sup>2</sup>

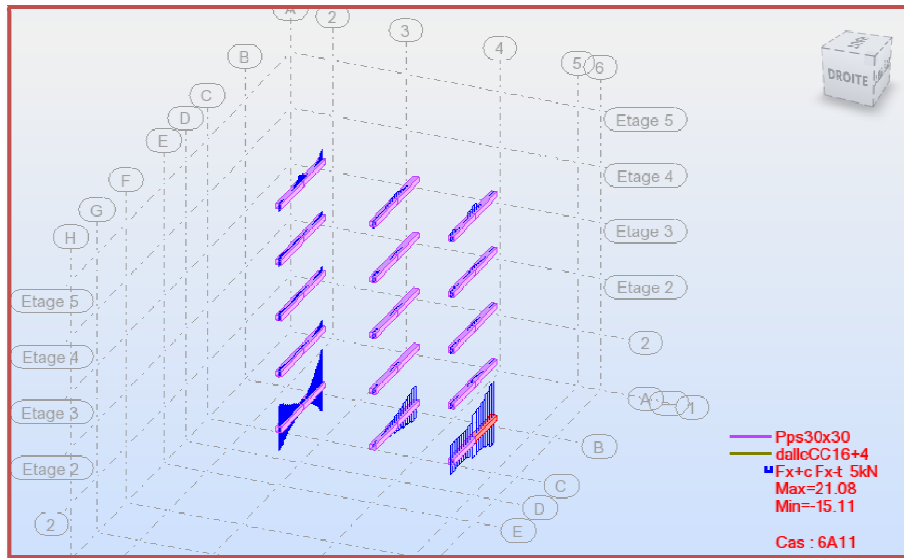
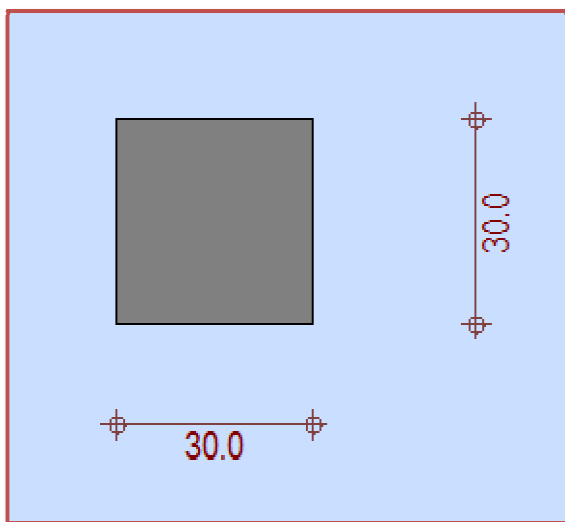


Figure. V.9 : Poutres (30x30)

⇒ Poutre de section 35x30 (cm<sup>2</sup>)

◆ En plan :



◆ en 3D :

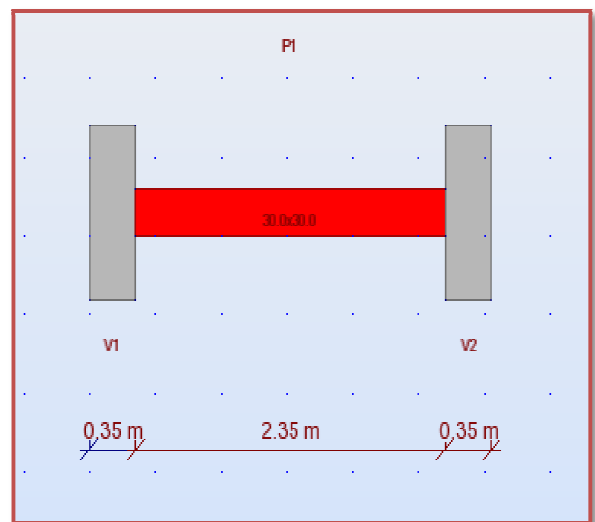


Figure. V.10 : Géométrie d'une poutre

⇒ **Tableau d'armature :**

Tableau .V.5 : Tableau d'armature d'une Poutres (30x30)

N°	Type d'armature	Diamètre (mm)	Code de la forme	nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Transversale principale	12	31	12	0.24	0.24	0.24	0.24
2	Valeur défirent	12	00	6	2.89			

⇒ **Ferraillage d'une poutre en 3D :**

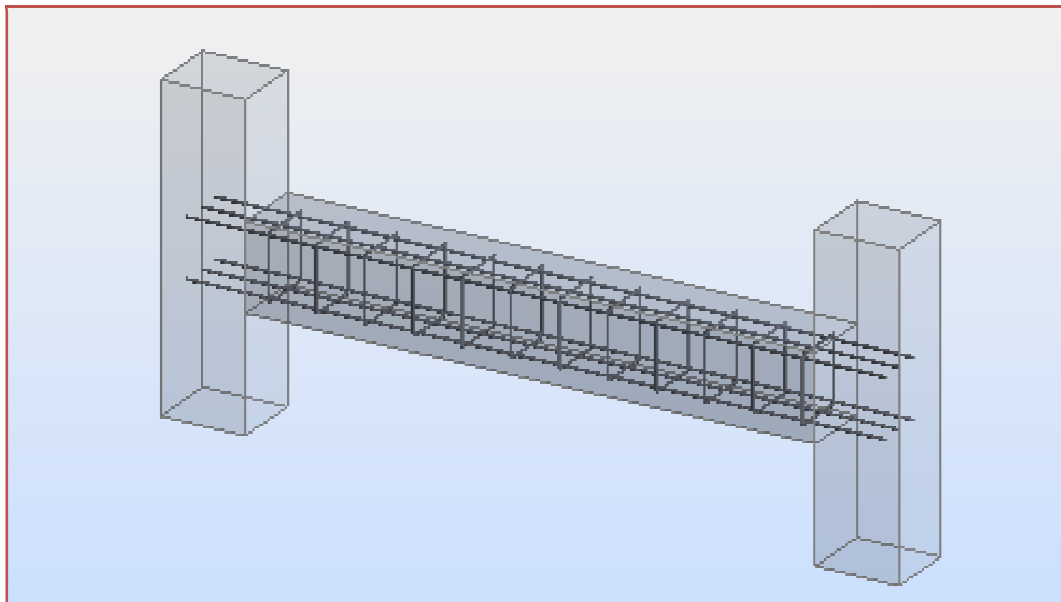


Figure. V.11: Ferraillage d'une poutre en 3D

⇒ Ferrailage d'une poutre en plan :

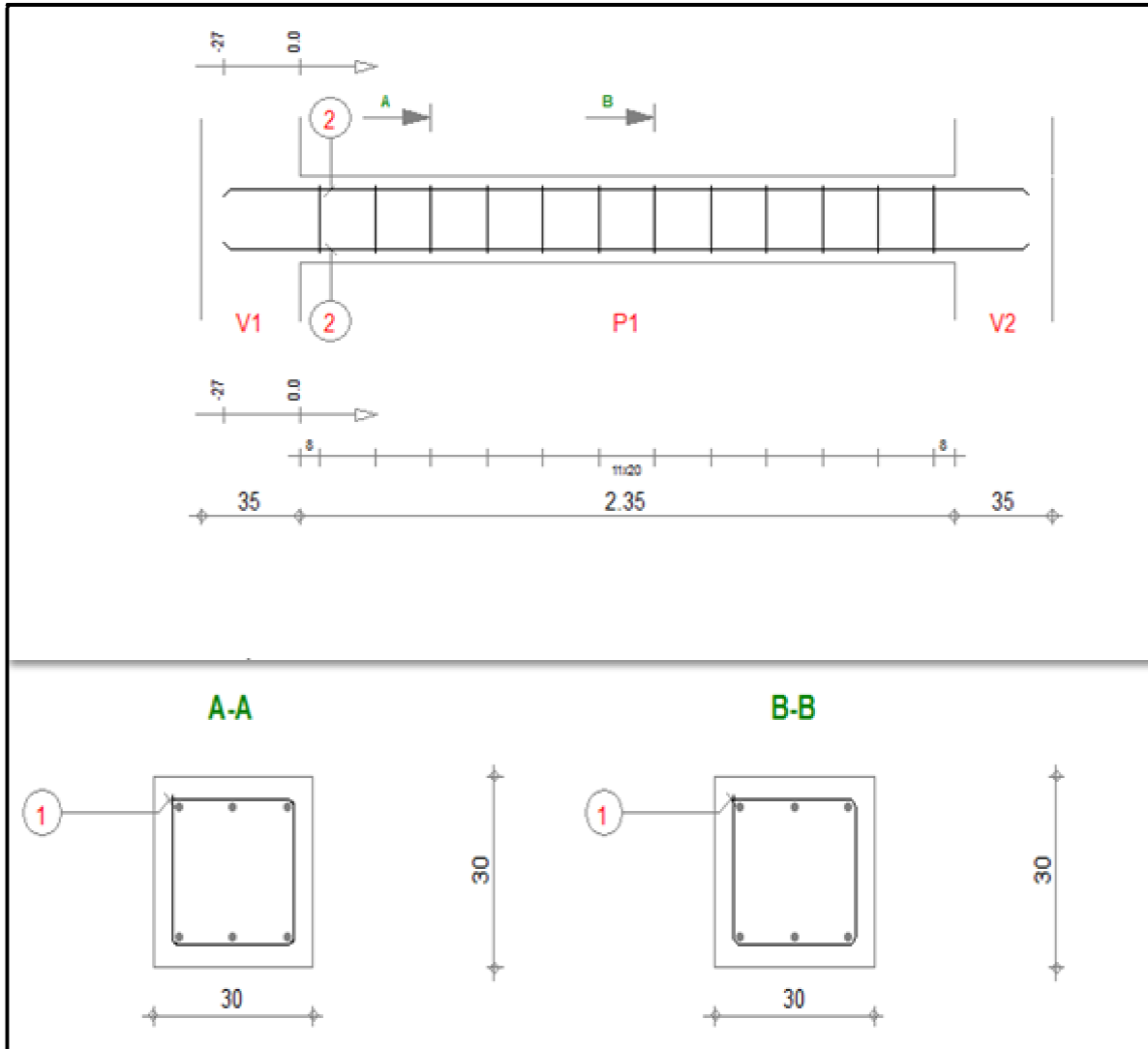


Figure.V.12 :Plan d'exécution



- ⇒ L = 5 m
- ⇒ Poutre de section (30x35) cm<sup>2</sup>

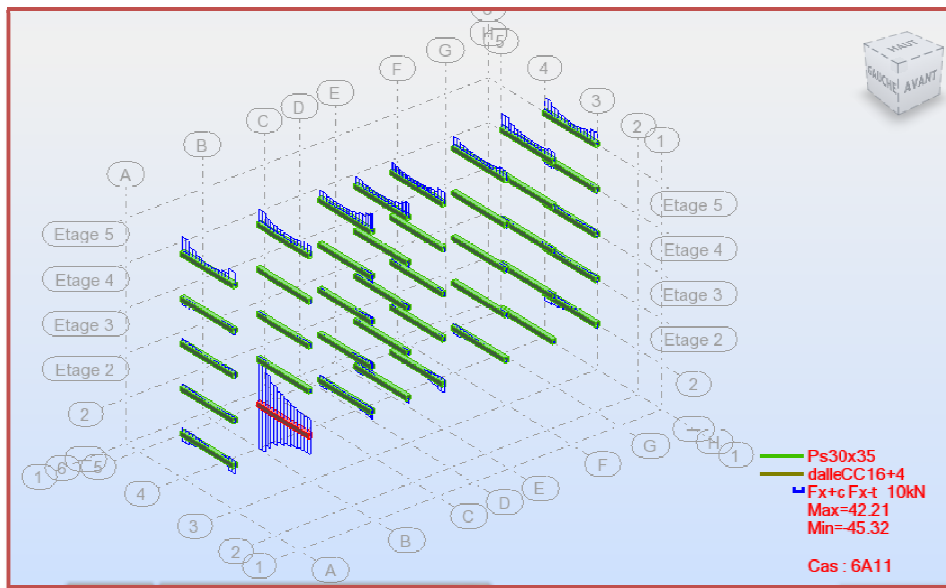
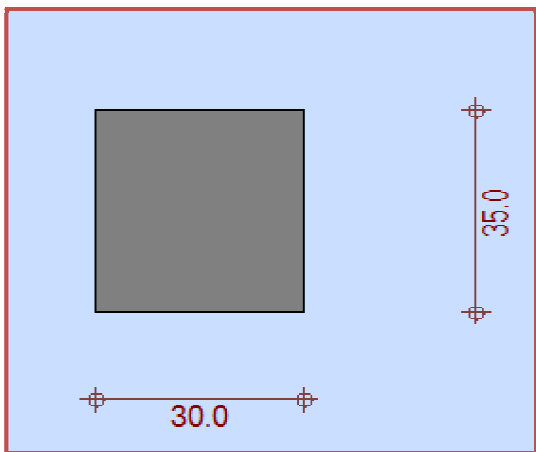


Figure. V.13 : Poutres (30x35)

- ⇒ Poutre de section 30x35 (cm<sup>2</sup>)

◆ En plan :



◆ en 3D :

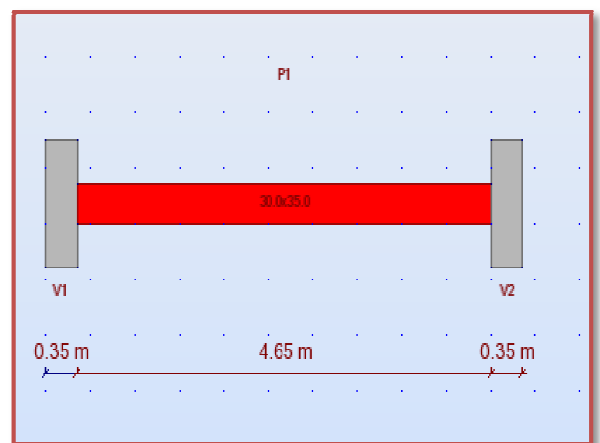


Figure. V.14 : Géométrie d'une poutre (30x35)

⇒ **Tableau d'armature :**

Tableau .V.6 : Tableau d'armature d'une poutre (30x35)

N°	Type d'armature	Diamètre (mm)	Code de la forme	nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Transversale principale	12	31	19	0.24	0.29	0.24	0.29
2	Supérieure de construction	12	00	3	5.29			
3	Principale inférieur	14	00	3	5.28			
4	Principale supérieur	12	00	6	2.21			

⇒ **Ferraillage d'une poutre en 3D :**

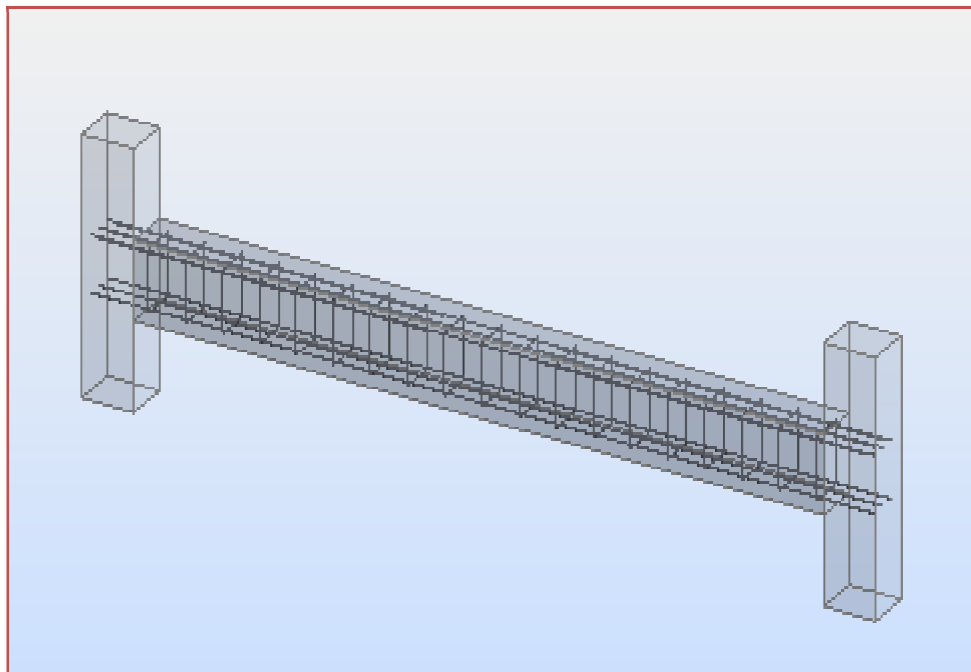


Figure. V.15 : Ferraillage d'une poutre en 3D d'une poutre (30x35)

⇒ Ferrailage d'une poutre en plan :

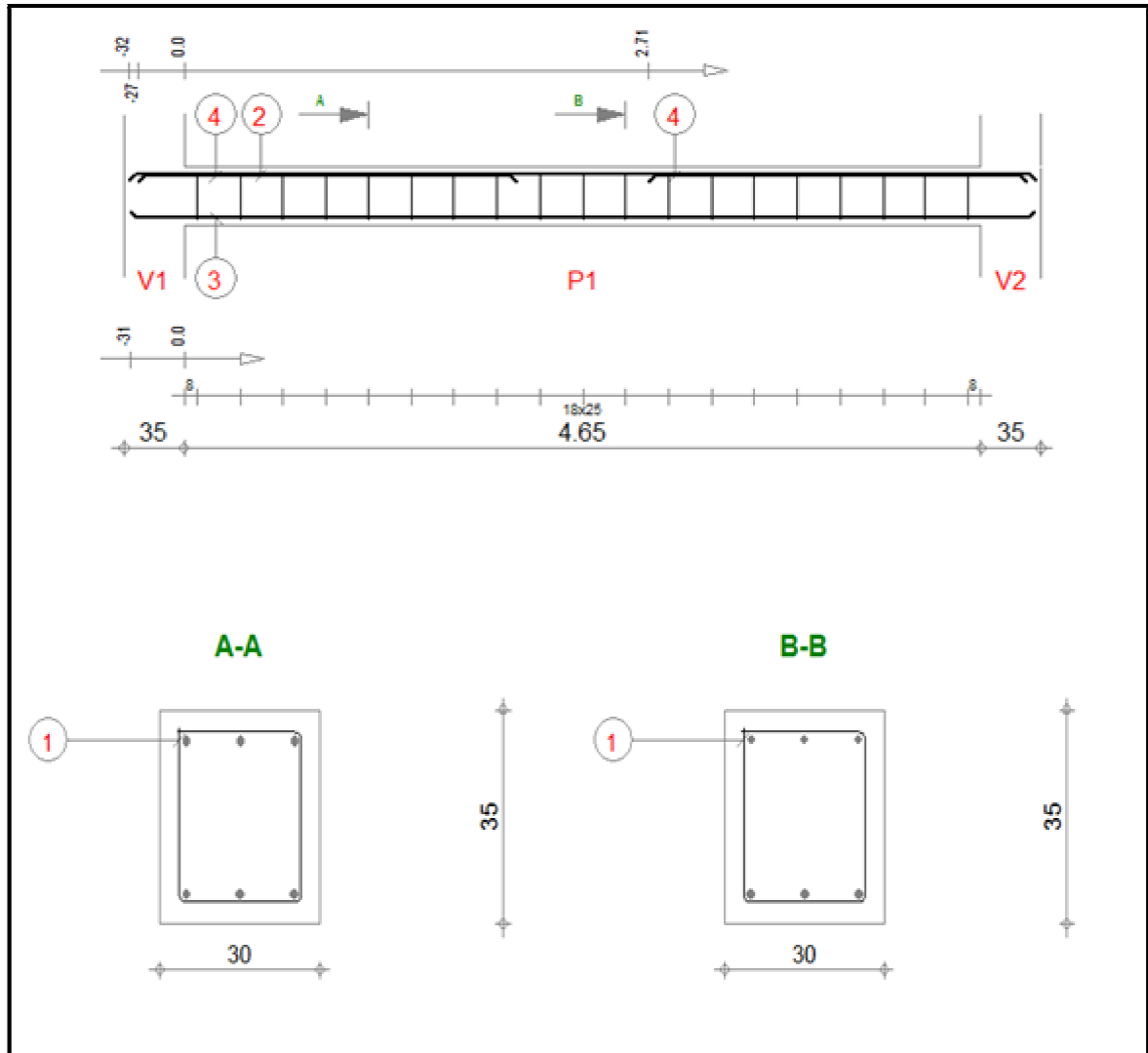


Figure. V.16 : Plan d'exécution d'une poutre (30x35)

⇒ Poutre de section (30x45) cm<sup>2</sup>

⇒ L=5.40 m

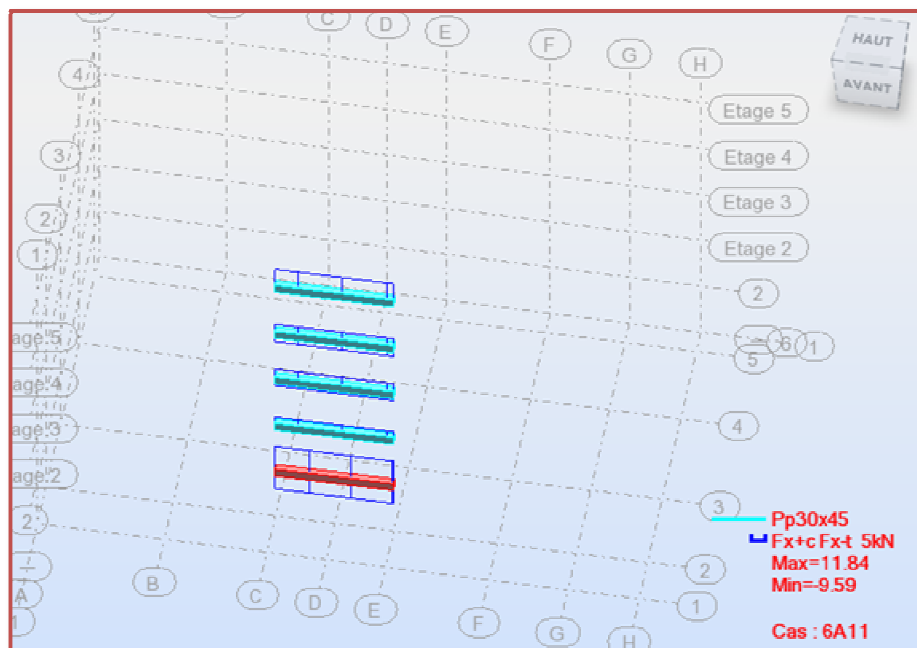
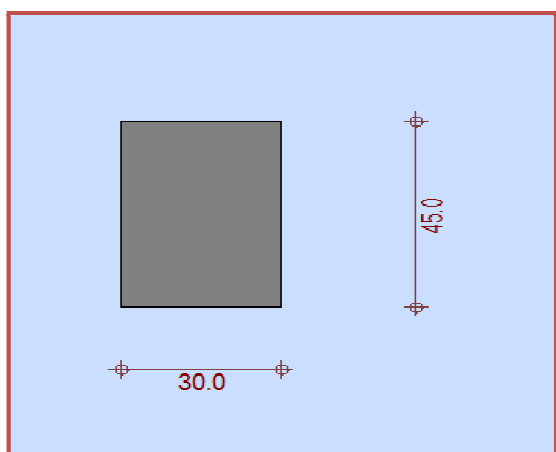


Figure. V.17 : Poutres (30x45)

⇒ Poutre de section 30x45 (cm<sup>2</sup>)

◆ En plan :



◆ en 3D :

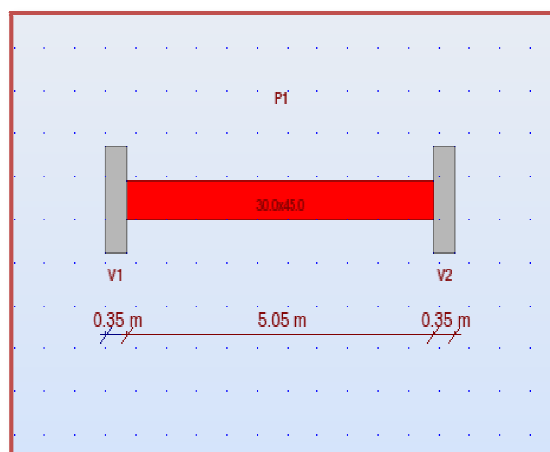


Figure. V.18 : Géométrie d'une poutre (30x45)

⇒ **Tableau d'armature :**

Tableau .V.7 : Tableau d'armature d'une poutre (30x45)

N°	Type d'armature	Diamètre (mm)	Code de la forme	nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Transversale principale	12	31	17	0.24	0.39	0.24	0.39
2	Valeur défient	12	00	6	5.59			

⇒ **Ferraillage d'une poutre en 3D :**

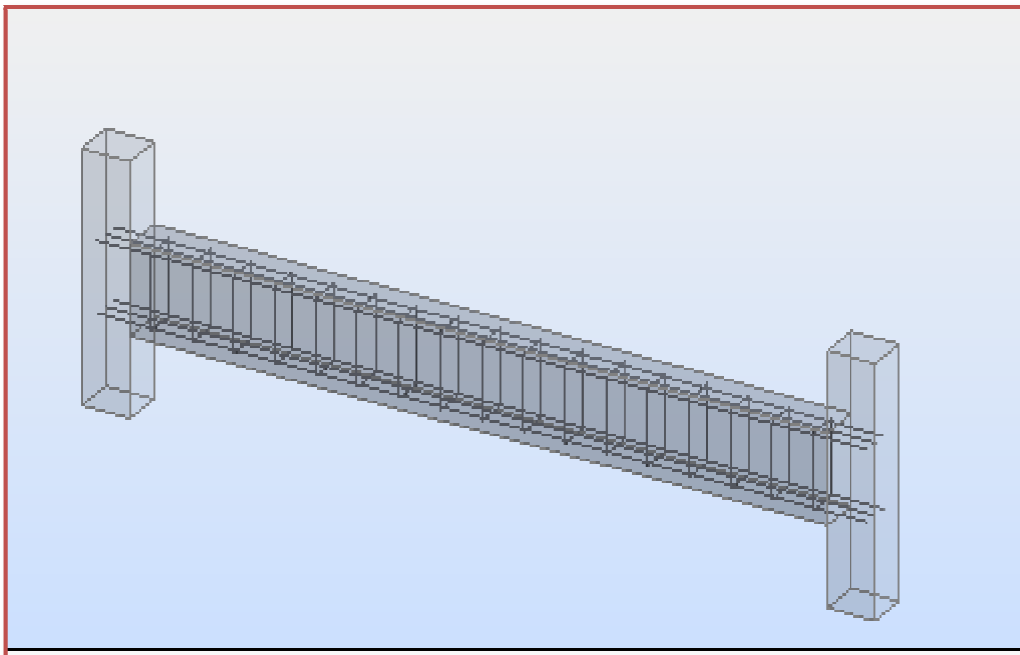


Figure. V.19: Ferraillage d'une poutre (30x45)

⇒ Ferrailage d'une poutre en plan :

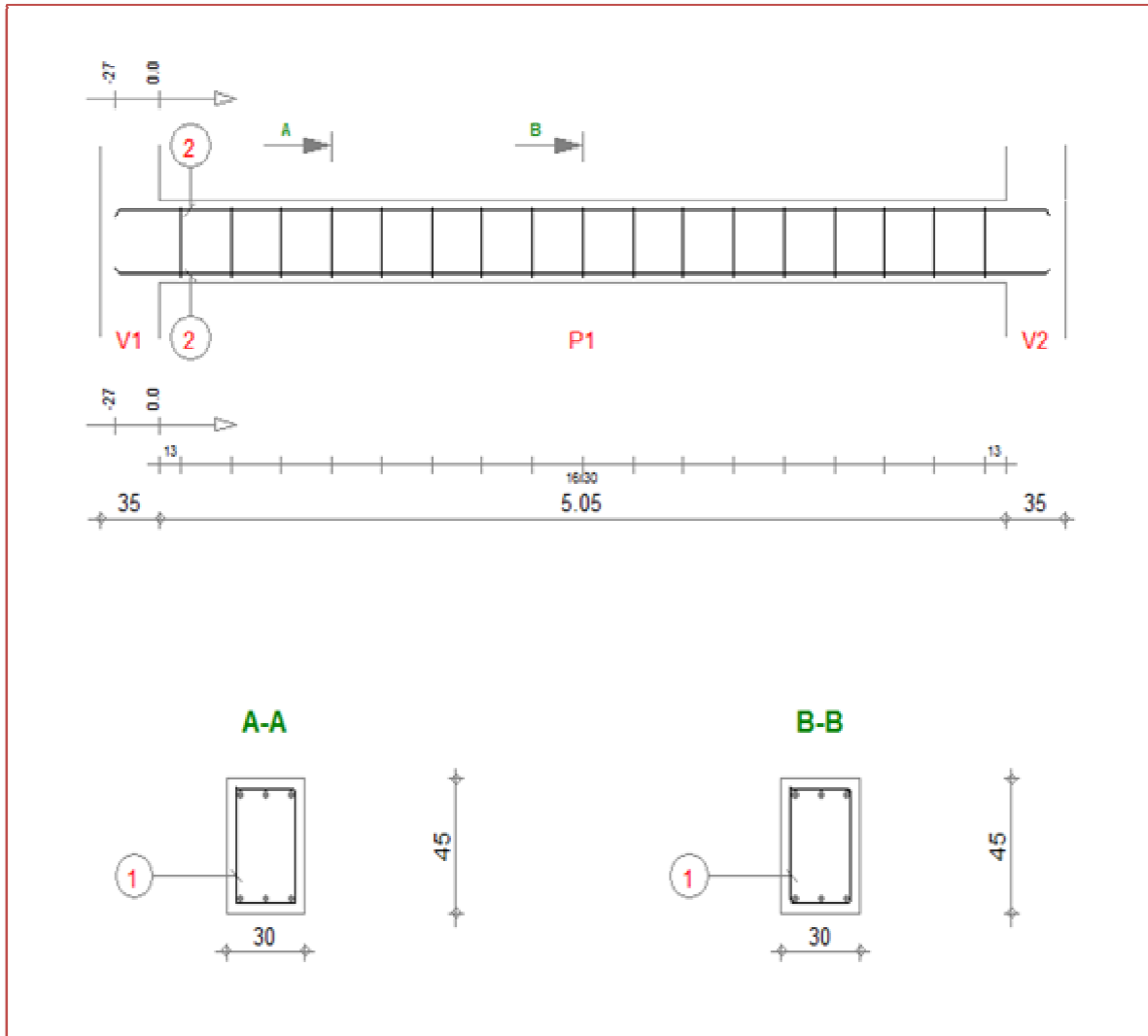


Figure. V.20 : Plan d'exécution d'une poutre (30x45)

### V.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour le cas suivant:

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348

#### ◆ Combinaisons des charges :

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

##### ◆ Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$

##### ◆ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

La combinaison  $G + Q + E$  comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

V.1.1.Ferrailage d'un Poteau plus sollicité :

- ◆ Le calcul se fait par logiciel **ROBOT (la combinaison à ELUR)**
- ⇒ **L =5.75m**
- ⇒ **Poteau : poteau425**
- ⇒ **Niveau : étage 5**

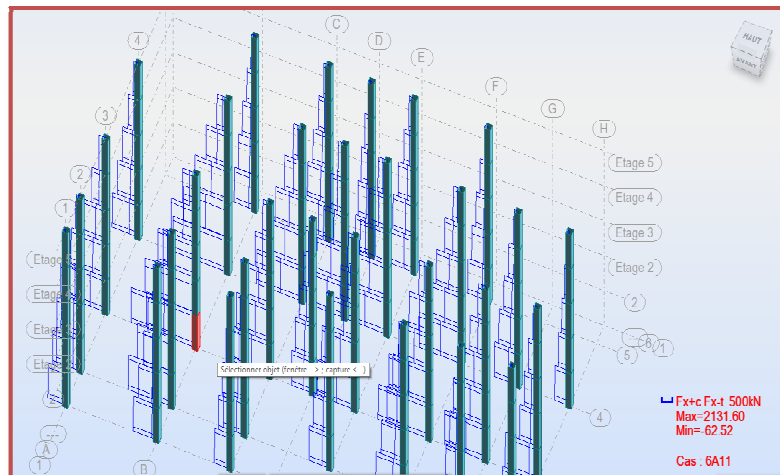


Figure.V.21: Poteau plus sollicité

Tableau .V.8 : Caractéristiques des matériaux d'un poteau

Caractéristiques des matériaux				
Béton	Densité	Poids volumique	Aciers longitudinaux	Aciers transversaux
fc28 =25(MPa)	2501.36(kG/m3)	2501.36 (kG/m3)	fe = 400 (MPa)	fe = 400(MPa)

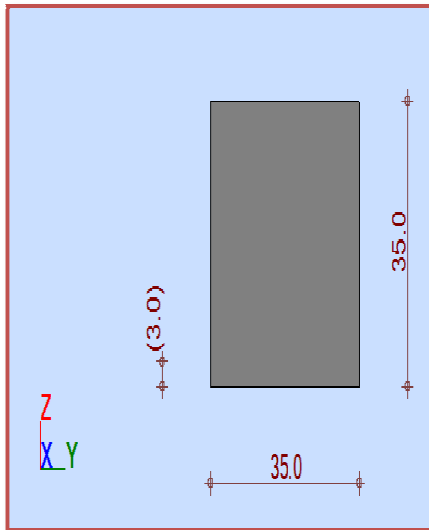
Tableau .V.9 : Géométrie d'un poteau

Géométrie d'un poteau				
Rectangle (cm)	Epaisseur de la dalle(m)	Sous dalle (m)	Sous poutre (m)	Enrobage (cm)
35x 35	0.17	3.14	2.81	3.0



⇒ Poteau de section 35x35 (cm<sup>2</sup>)

◆ En plan :



◆ en 3D :

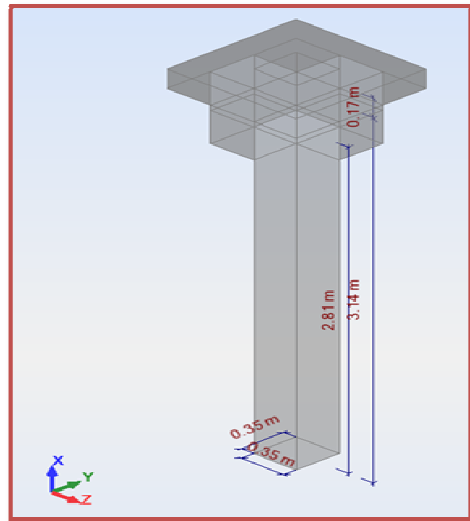


Figure. V.22 : Géométrie d'un poteau en 3D

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .V.10 : Tableau d'armature d'un poteau

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Transversale	HA 400	12	31	16	0.29	0.29	0.29	0.29
2	Transversale	HA 400	12	00	16	0.29			
3	Principale	HA 400	12	00	6	3.03			

⇒ Ferrailage d'un poteau en 3D :

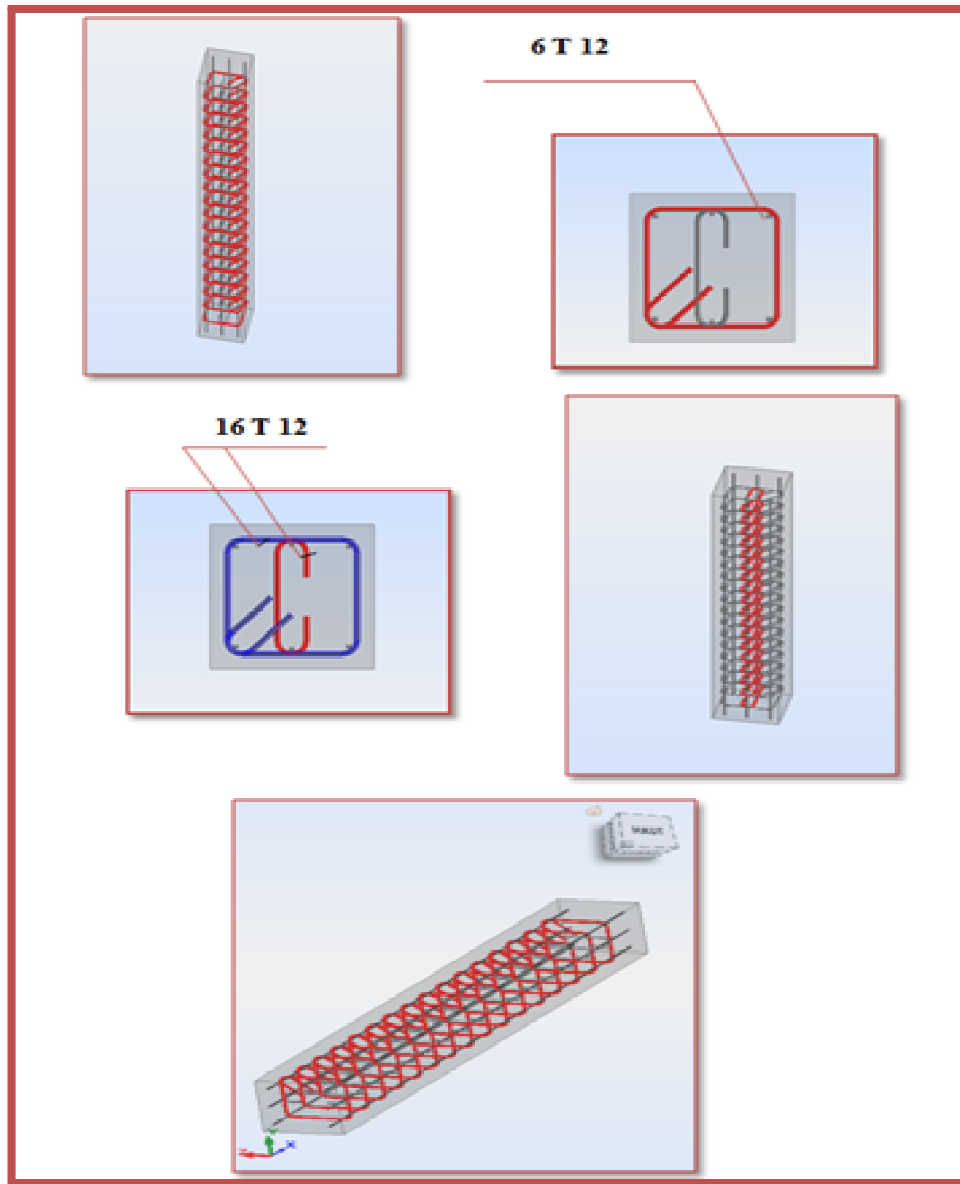


Figure. V.23: Ferrailage d'un poteau en 3D

⇒ Ferrailage d'un poteau en plan:

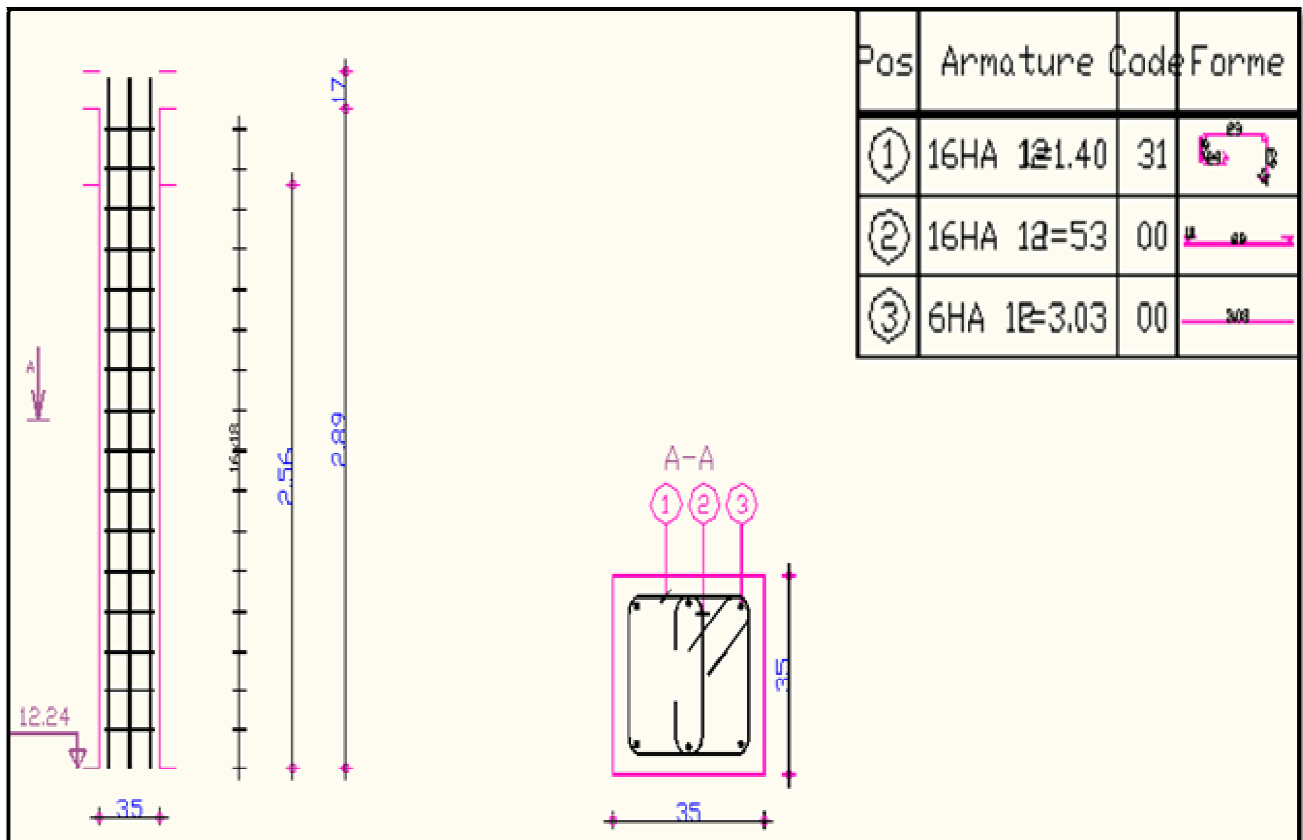


Figure. V.24 : Plan d'exécution d'un poteau

## V.4. Ferrailage des voiles :

### V.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

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

### Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

#### a) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

1. 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.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
4. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
5. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

**b) Aciers horizontaux :**

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

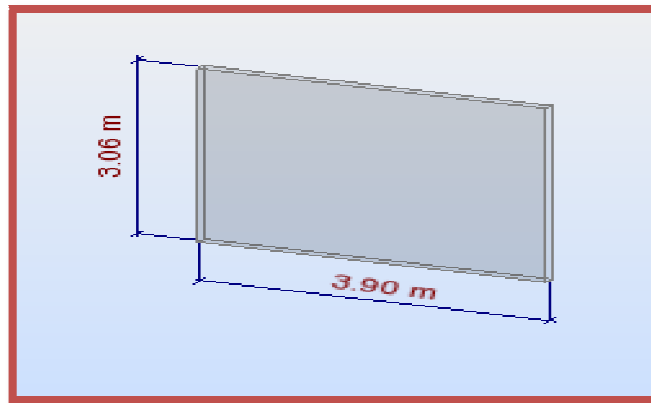
**Voile N°01 :**

Figure V.25 : 1er Type d'un voile

Tableau. V. 11: Caractéristiques des matériaux d'un 1er Type d'un voile

Caractéristiques des matériaux	
Béton	$f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité= 2501.36 (kG/m <sup>3</sup> )
Aciers longitudinaux	$f_e = 400.00$ (MPa)
Aciers transversaux	$f_e = 400.00$ (MPa)
Age du béton au chargement	28
Coefficient de comportement	$q=2.50$

Tableau. V.12 : Géométrie 1er Type d'un voile

Géométrie	
Longueur	3.90 (m)
Epaisseur	0.15 (m)
Hauteur	3.06 (m)

**Ferraillage de voile :**

⇒ **Tableau d'armature :**

Tableau. V.13 : Tableau d'armature 1er Type d'un voile

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	A(m)	B(m)	C(m)	D(m)
-1	Principale barre en U	HA400			26				
1	Epingles	HA400	12	00	62	0.09			
2	Débord transversale	HA400	12	31	62	0.09	0.37	0.09	0.37
3	Valeur déferente	HA400	12	00	36	3.58			
4	Epingles	HA400	6	00	60	0.09			

⇒ **Ferraillage du voile en 3D :**

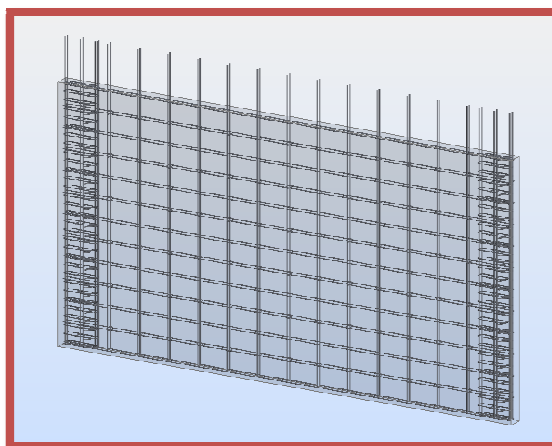


Figure .V.26 : Ferraillage de 1er Type d'un voile en 3D

⇒ Ferrailage du voile en plan :

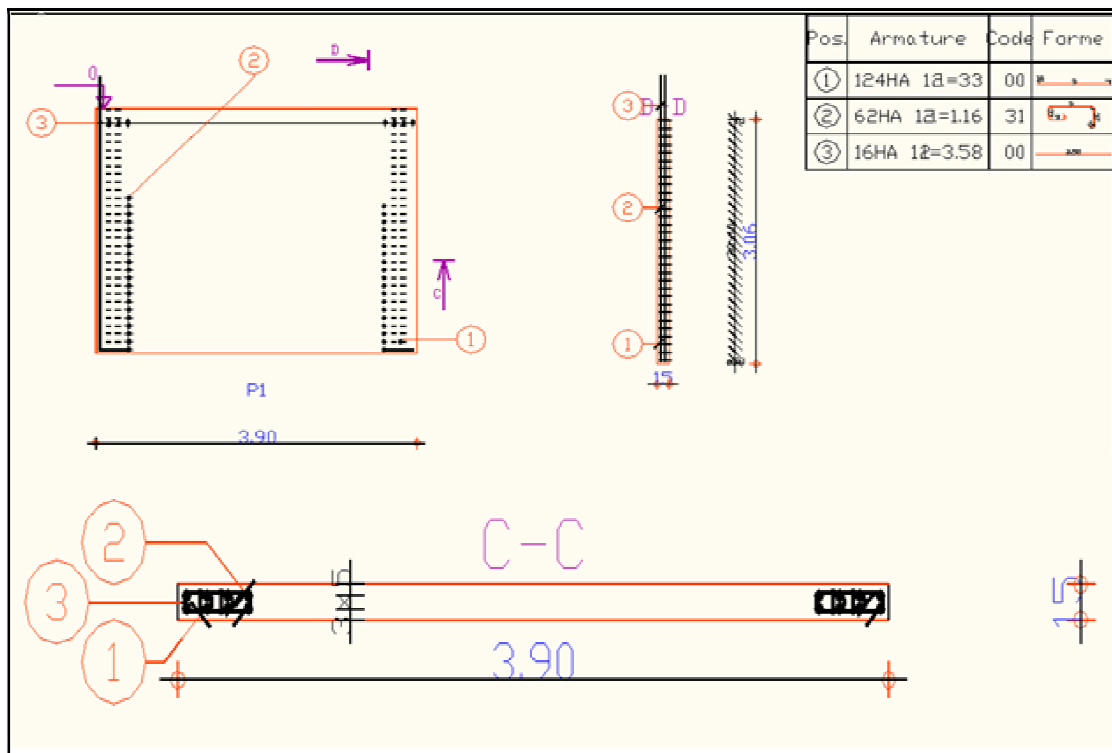
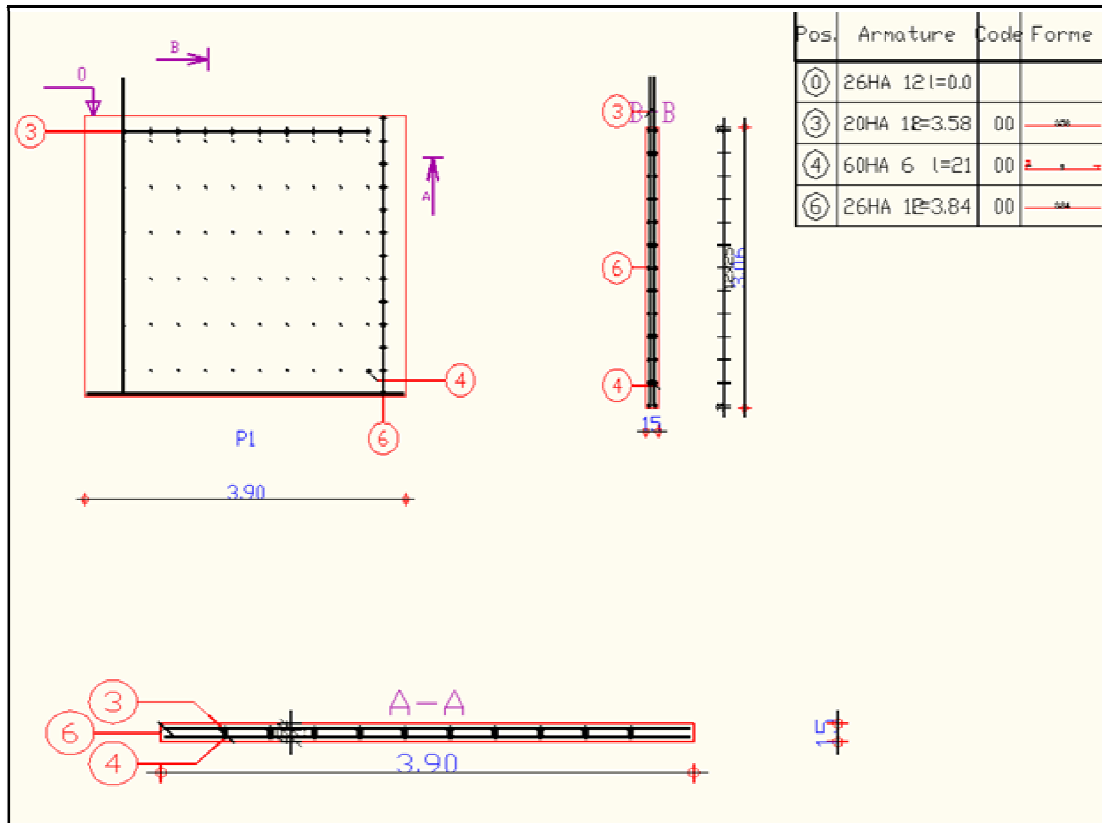


Figure. V.27: plan d'exécution de 1er Type d'un voile

Voile N°02 :

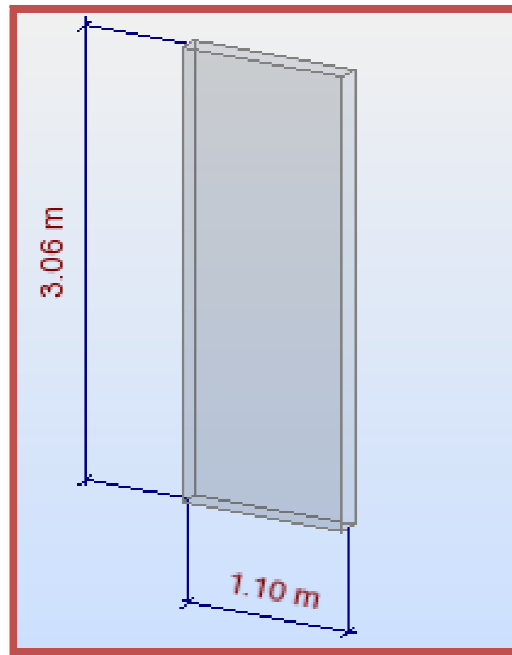


Figure .V.28 :2eme Type d'un voile

⇒ Géométrie d'un voile:

Tableau .V.14 : Géométrie de 2eme Type d'un voile

Géométrie	
Longueur	1.10 (m)
Epaisseur	0.15 (m)
Hauteur	3.06(m)



**Ferraillage de voile :**

⇒ **Tableau d'armature :**

Tableau .V.15 : Tableau d'armature d'un 2eme Type du voile

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	A(m)	B(m)	C(m)	D(m)
-1	Principale barre en U	HA400			26				
1	Epingles	HA400	12	00	62	0.09			
2	Débord transversale	HA400	12	31	31	0.09	0.35	0.09	0.35
3	Epingles	HA400	6	00	46	0.10			
4	Principale verticale	HA400	16	00	4	3.76			

⇒ **Ferraillage du voile en 3D :**

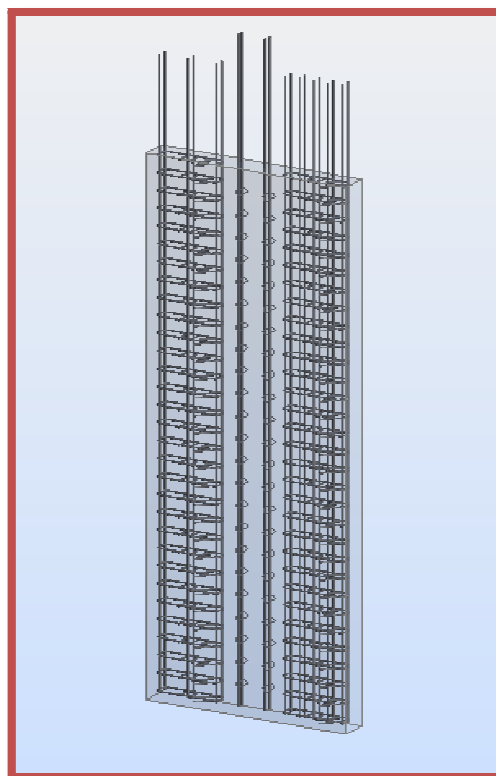


Figure .V.29: Ferraillage d'un 2eme Type du voile en 3D

⇒ Ferrailage du voile en plan :

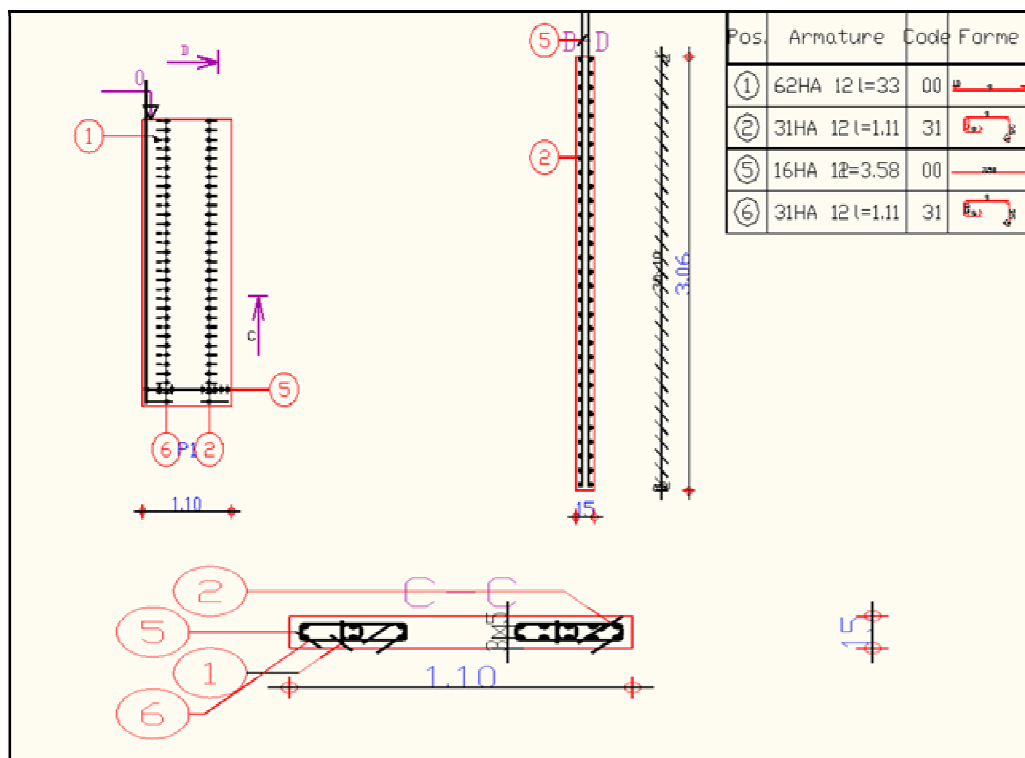
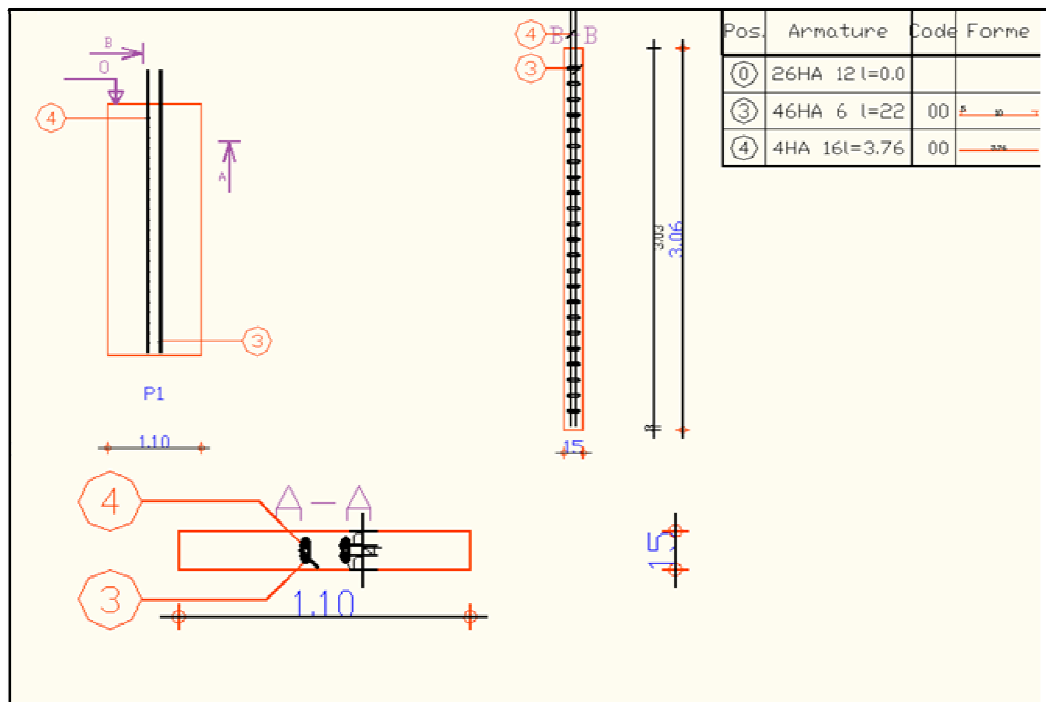


Figure. V.30: plan d'exécution d'un 2<sup>ème</sup> Type du voile

Voile N°03 :

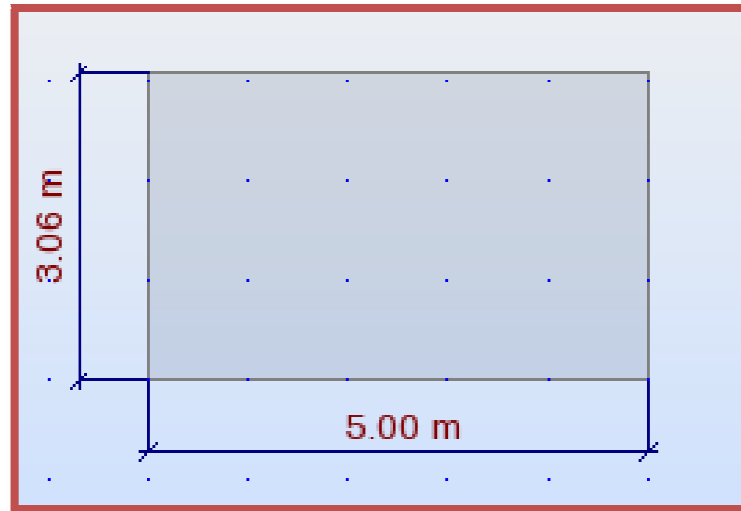


Figure .V.31 :3eme Type d'un voile

⇒ Géométrie d'un voile:

Tableau .V.16: Géométrie d'un 3eme Type d'un voile

Géométrie	
Longueur	5.00 (m)
Epaisseur	0.15 (m)
Hauteur	3.06(m)

Ferraillage de voile :

⇒ Tableau d'armature

Tableau .V.17: Tableau d'armature d'un 3eme Type du voile

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	A(m)	B(m)	C(m)	D(m)
1	Principale barre en U	HA400			26				
2	Débord transversale	HA400	12	31	62	0.09	0.37	0.09	0.37
3	Epingles	HA400	12	00	62	0.09			
4	Epingles	HA400	6	00	78	0.09			
5	Valeur déférente	HA400	12	00	38	3.55			

⇒ Ferraillage du voile en 3D :

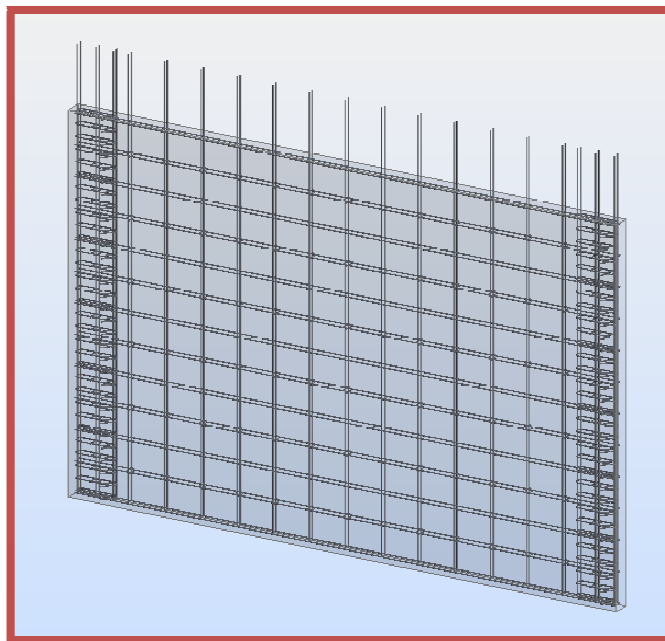


Figure. V.32 : Ferraillage du 3eme type d'un voile en 3D

⇒ Ferrailage du voile en plan:

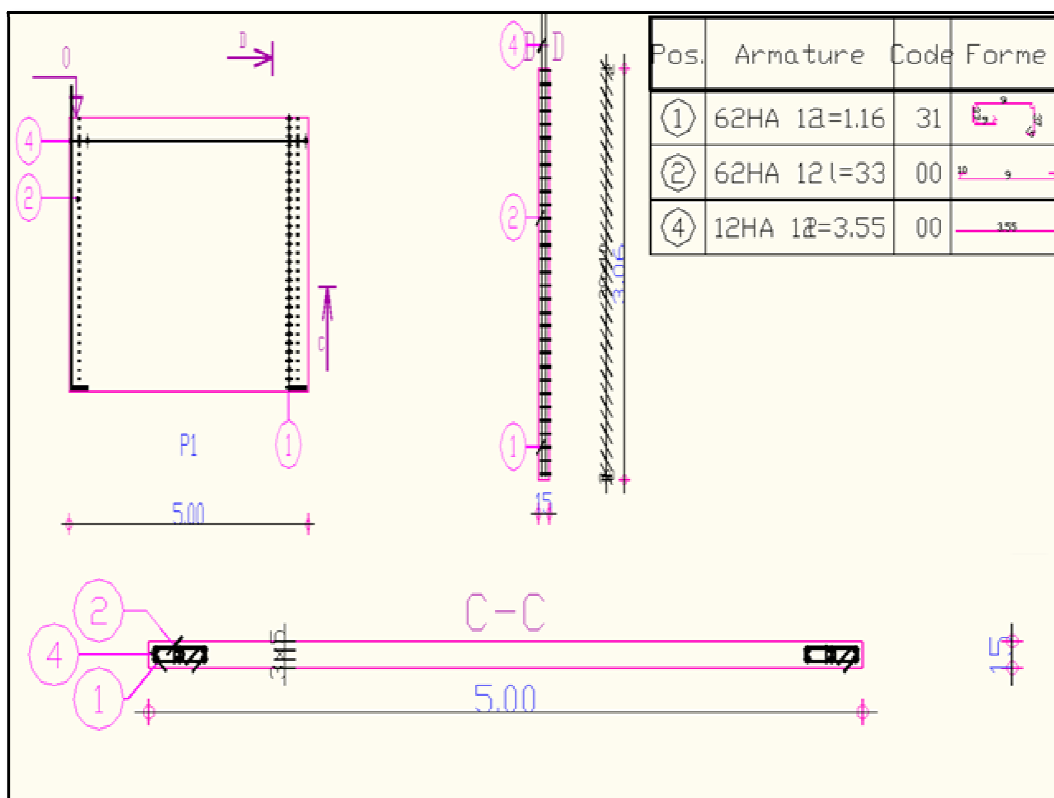
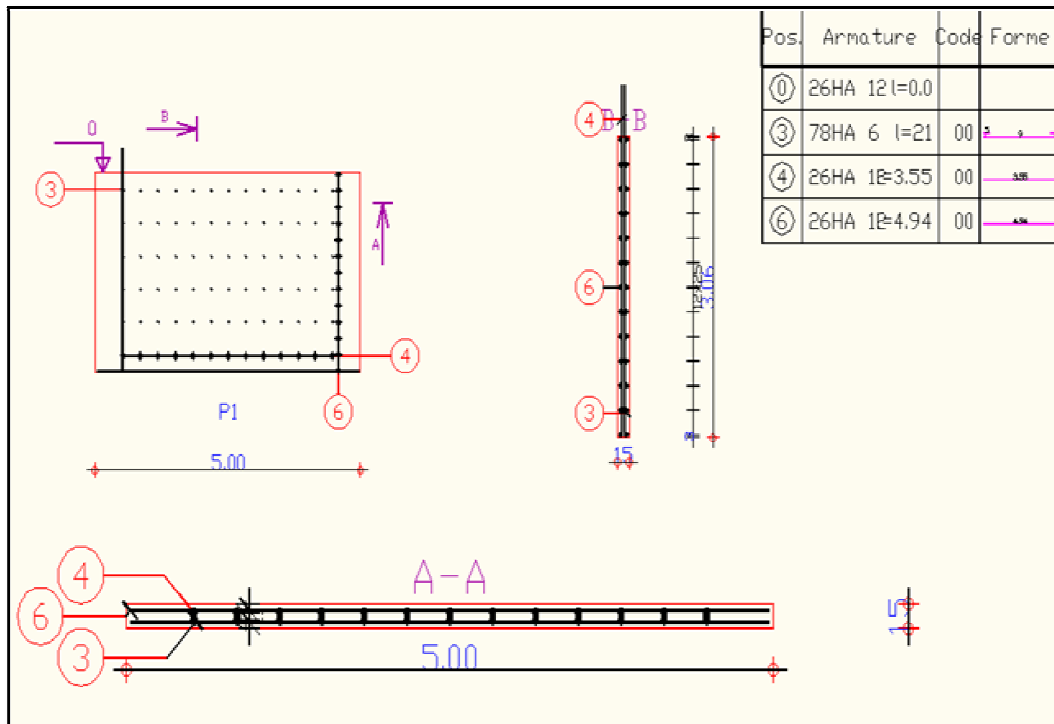


Figure .V.33 : plan d'exécution du 3eme type d'un voile

# *Chapitre VI*

*Calcul*

*Des*

*Éléments Secondaires*



## VI.1. Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- ◆ Acrotère
- ◆ Balcons
- ◆ Escaliers
- ◆ Planchers

## VI.2. Etude de l'acrotère :

### VI.2.1. Introduction

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute .Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

### VI.2.2. Dimensions :

Hauteur  $h = 60 \text{ cm}$

Epaisseur  $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

### VI.2.3. Calcul des sollicitations :

#### VI.2.3.1. Poids propre :

$$S = \left[ \frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,725 \text{ KN / ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN / ml}$$

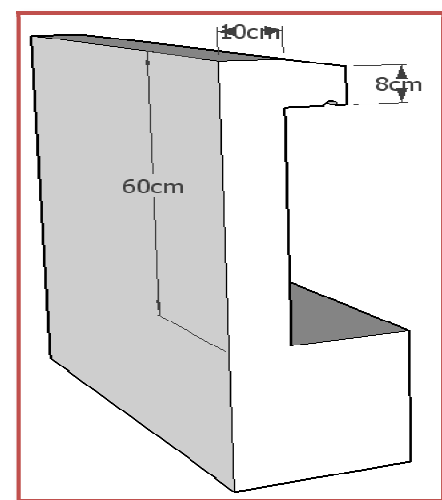


Figure .VI.1. Acrotère



**VI.2.3.2. Surcharge :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q=1,00\text{KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312\text{KN/ml}$$

$$M_u = 1,5. Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

**VI.2.3.3. Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend  $C = C' = 2\text{cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39\text{m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05\text{m} < 0,39\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

**VI.2.3.4. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:**

$$M_u = N_u \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,312 \left( 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97\text{KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808\text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905\text{KN.m}$$

$$-0,808\text{KN.m} < 24,7905\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

**VI.2.3.5. Calcul du ferrailage à l' E. L. U :**

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00845$$

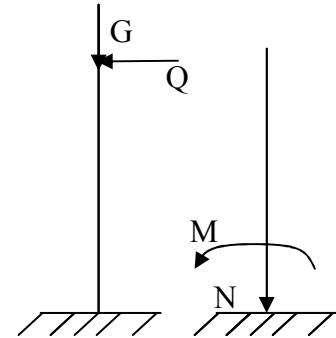
**VI.2.3.5.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A':**

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 [1 - (0,4 \times 0,668)] = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$



On calcul:

$A_{fs}$ : section d'armatures en flexion simple.

$A_{fc}$ : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ lcm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

**VI.2.3.5.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,7125 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9ht = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4 $\phi$ 6 p.m;  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

◆ **Armatures de répartition:**

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit 4 $\phi$  6p.m

**VI.2.3.6. Vérification des contraintes (E. L. S):**

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

$$M_{ser} = 1,7125(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65075 \text{ KN.m}$$

◆ **Position de l'axe neutre:**

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

$$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

◆ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

**a- Détermination des contraintes dans le béton comprimé**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650,75}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

**b -Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

Avec  $\eta$ : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6\text{mm}$ ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1,6 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 69,74 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,74 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**c- Contrainte de cisaillement :**

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{KN/m}^2 = 0,017 \text{MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

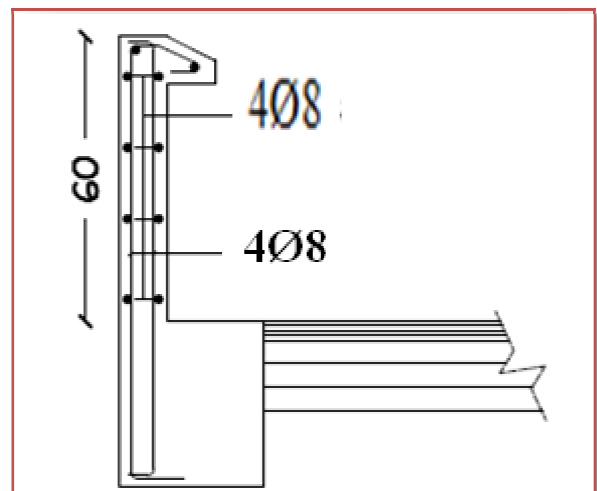


Figure .VI.2. Ferrailage de l'acrotère

**VI.3. Etude du balcon :****VI.3.1. Evaluation des charges :**

$$G = 0,440 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0,350 \text{ t/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 0,440 \text{ t/m}$$

$$Q = 0,350 \text{ t/m}$$

**VI.3.2. Sollicitations :**

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, il sera calculé à l'ELU et à l'ELS.

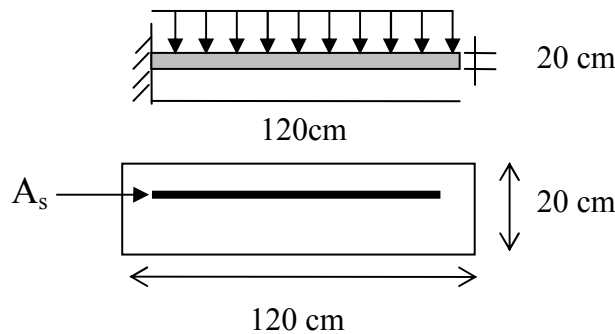


Figure. VI.3 Section théorique pour le ferrailage du balcon

**VI.3.3. Combinaisons de charges :**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 0,440 + 1,5 \times 0,350 = 1,12 \text{ t/ml}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 0,440 + 0,350 = 0,790 \text{ t/ml}$$

$$M_u = - \frac{P_u \times L^2}{2} = - 0,80 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = - \frac{P_{ser} \times L^2}{2} = - 0,56 \text{ t.m}$$

**◆ E.L.U :**

$$\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,80}{0,56} = 1,42 \Rightarrow \mu_c = 0,303 ; \alpha_c = 0,465$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,80}{1 \times (0,9 \times 0,20)^2 \times 14,17} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0.017$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$  Domaine 1, Pas d'armatures comprimées.  $A_s' = 0$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}, \varepsilon_s = 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0215$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0.179\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left( \frac{0,80}{0,151 \times 348} \right) \times 10^2$$

$$A_s = 1.28 \text{ cm}^2$$

◆ **ELS:**

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

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

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,18 = 0,094\text{m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,18 - \frac{0,094}{3} = 0,149\text{m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 0,126 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$  Section sans armatures comprimées

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,395 \times 10^2}{0,149 \times 201,63} = 1.31 \text{ cm}^2$$

◆ **Condition de non fragilité :**

$$e = 20\text{cm}; A_s = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 0,23bd (f_{t28}/f_c) = 0,23 \cdot 1,2 \cdot 0,18 (2,1 / 400) = 2,60\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} \quad \text{CNV}$$

◆ **Choix des barres :**

$$\text{Donc } A_s > \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{min})$$

$$\text{D'où : } A_s = 2,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{4HA10} (A_s = 3,14 \text{ cm}^2)$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,565 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8 ( $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ )

◆ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \text{ tel que } V_u = (1.35 G + 1.5 Q) L = 13,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13,42 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0.18} = 0.062 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

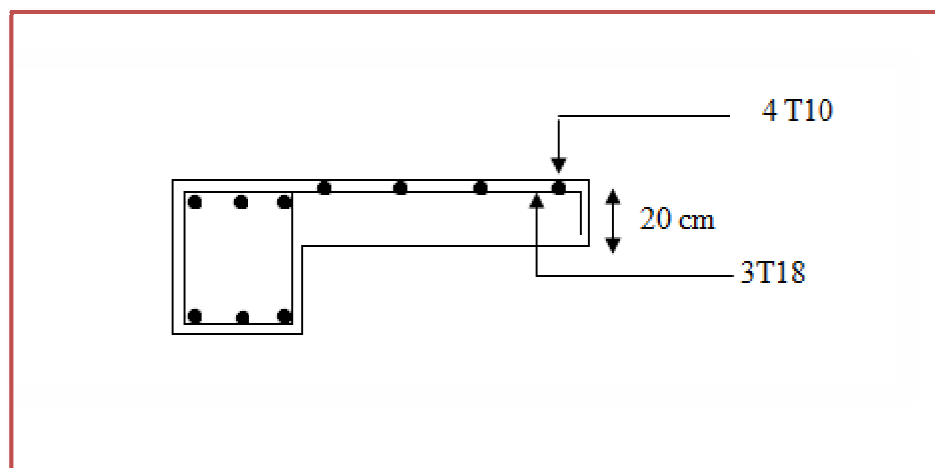


Figure. VI.4 Schéma de ferrailage du balcon (étage courant)

### VI.4. Etude de l'escalier :

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

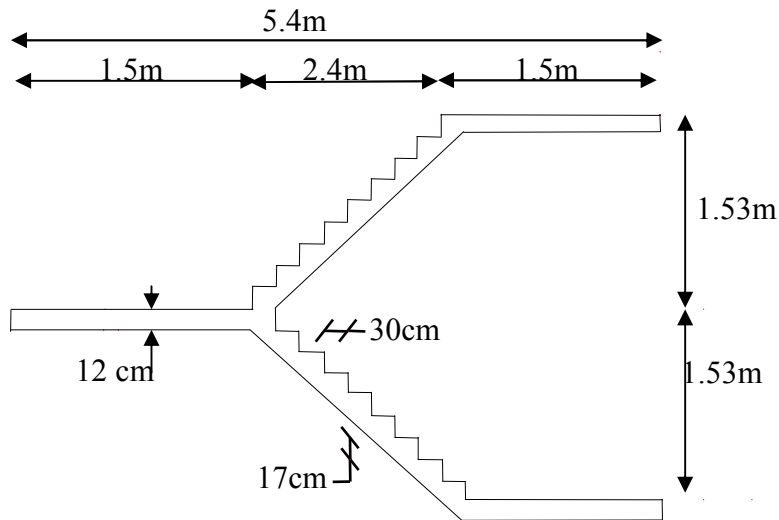


Figure. VI.5 : Vue en élévation d'un escalier

#### VI.4.1. Volée :

◆ **Estimation des charges :**

$$G = 6.72 \text{ KN/m}^2 = 0.672 \text{ t/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 0.25 \text{ t/ml}$$

◆ **Combinaisons d'actions :** (pour une bande de 1m)

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.672 + 1.5 \times 0.25$$

$$q_u = 1.28 \text{ t/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 0.672 + 0.25$$

$$q_{\text{ser}} = 0.92 \text{ t/ml}$$

◆ **Calcul des sollicitations :**

✓ **E.L.U :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.28 \times (2.4)^2}{8} \Rightarrow M_u = 0.922 \text{ t.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.28 \times (2.4)}{2} \Rightarrow V_u = 1.536 \text{ t/ml}$$

✓ **E.L.S :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{0.92 \times (2.4)^2}{8} \Rightarrow M_s = 0.662 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = \frac{0.92 \times (2.4)}{2} \Rightarrow V_s = 1.104 \text{ KN/ml}$$

Pour :

- ◆ Une épaisseur  $e = 0.12 \text{ m}$
- ◆ Une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$
- ◆ Hauteur utile  $d = 0.9 \times e = 0.108 \text{ m}$

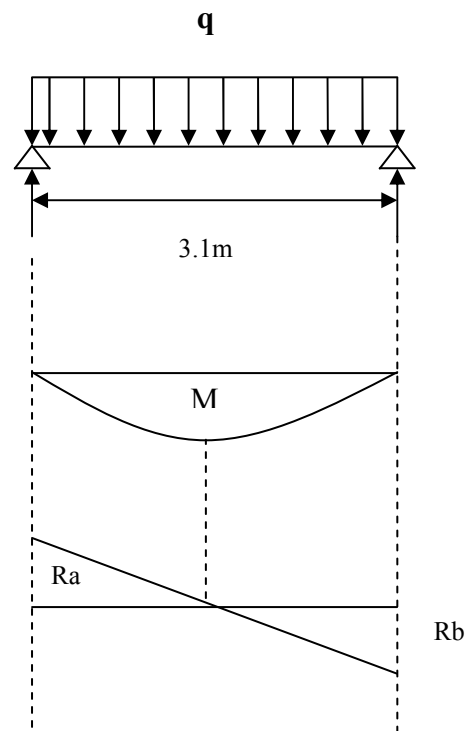


Figure.VI.6. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

◆ **Ferraillage de volée :**

◆ **Ferraillage longitudinal :**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferraillage se fait en fissuration peu nuisible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.055$$

$0.055 < 0.186 \Rightarrow$  section sans armatures comprimées

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.07$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.105$$

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



$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA10** ( $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ )

◆ **Espacement des armatures :**

$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm})$  Soit :  $S_t = 25\text{cm}$

◆ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA8** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ) ; soit :  $S_t = 25\text{cm}$

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 b d (f_{t28}/f_c) = 0.23 \times 1 \times 0.108 \times 2.1/400 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{s \min}$  donc la condition est vérifiée

◆ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1.536 \times 10^{-2}}{1 \times 0.108} = 0.142 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

### VI.4.2. Palier :

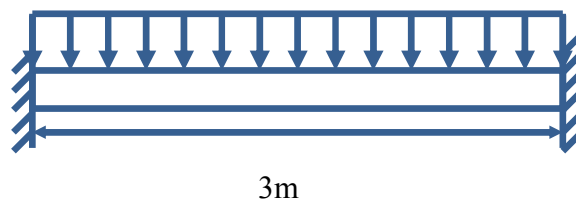
Le palier sera assimilé à une poutre simplement appuyée en tenant compte après de l'encastrement par des réductions dans la valeur des moments trouvés, ainsi le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur.

◆ **les actions :**

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2 = 0.44 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 0.969 \text{ t/m}^2$$



◆ **les sollicitations :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.969 (3^2)}{8} = 1.090 \text{ t.m /ml}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{0.969 (3)}{2} = 1.453 \text{ t /ml}$$

◆ **ferraillage du palier :**

◆ **Ferraillage longitudinal :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.065$$

$$\mu = 0.065 \leq 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{Domaine 1} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_s = 10.10^{-3} \rightarrow \text{pas d'acier comprimé}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.084$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.108 \times (1 - 0.4 \times 0.084) = 0.104 \text{ m}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{1.090 \cdot 10^{-2}}{0.104 \cdot 348} = 3.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA10** ( $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ )

◆ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) \quad \text{Soit: } S_t = 25 \text{ cm}$$

◆ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA6** ( $A_r = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ )      soit : **S<sub>t</sub> = 25cm**

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 b d (f_{t28} / f_e) = 0.23 \times 1 \times 0.108 \times 2.1 / 400 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \quad \text{donc la condition est vérifié}$$

◆ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1.453 \times 10^{-2}}{1 \times 0.108} = 0.134 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

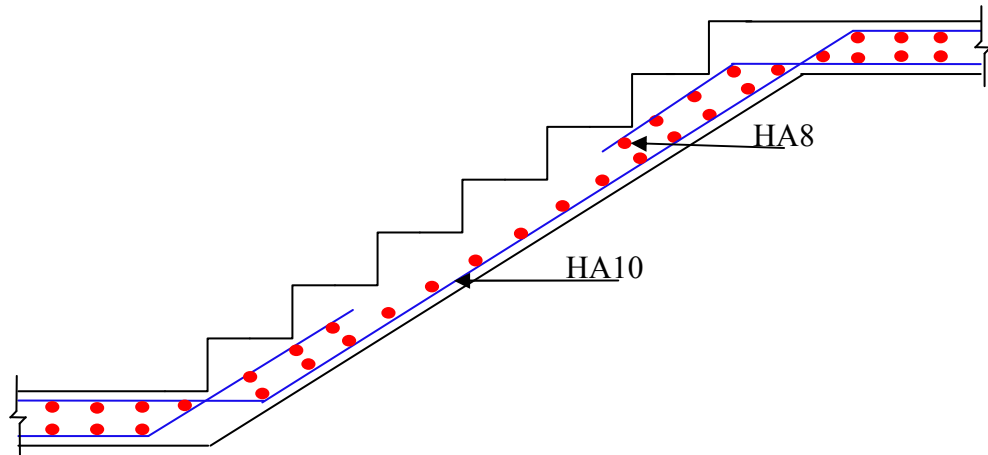


Figure.VI.7. Ferrailage de l'escalier

## VI.5. ETUDE DES PLANCHERS

### VI.5.1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle de transmettre les charges et les sur charges aux poutres puis aux poteaux.

### VI.5.2. PLANCHER EN CORPS CREUX :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$  avec une dalle de compression de  $4 \text{ cm}$  d'épaisseur.

#### VI.5.2.1. méthode de calcul:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

Notre ouvrage constitue des poutrelles à 6,4 et 2 travées

#### ◆ Méthode forfaitaire :

##### ◆ Domaine d'application :

**H<sub>1</sub>** :  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$

**H<sub>2</sub>** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

**H<sub>4</sub>** : Fissuration non préjudiciable.

##### ◆ Exposé de la méthode :

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

$$\Rightarrow M_t \geq \text{Max} \left\{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\Rightarrow M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

$M_0$  : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

◆ **Moment sur appuis :**

- ◆  $M=0,2M_0$ .....appuis de rive
- ◆  $M=0,6M_0$ .....pour une poutre à deux travées
- ◆  $M=0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- ◆  $M=0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

◆ **Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

◆ **Exposé de la méthode :**

◆ **Moment sur appuis :**

Charge gauche et droite

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ **Moment en travée :**

Pour trouver le moment max en une travée en charge cette travée et décharger les autres

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Avec :

$(M_w; M_e)$  : Les valeurs des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- $q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- $q_e$ : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives "l'w" à gauche et "l'e" à droite, avec :

$$l'=l.....pour\ une\ travée\ de\ rive$$

$$l'=0,8l.....pour\ une\ travée\ intermédiaire$$

Où "l" représente la portée de la travée libre.

**VI.5.2.2.Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes :

- ◆ 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression.
- ◆ 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.

✓ 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression

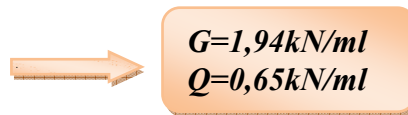
❖ Evaluation des charges et surcharges :

⇒ Charges permanentes :

- ◆ Poids propre de la poutrelle.....0,12×0,04×25=0,12kN/ml
  - ◆ Poids du corps creux.....0,65×0,20×14=1,82kN/ml
- G=1,94kN/ml**

⇒ Charges d'exploitation :

$$Q=1×0,65=0,65kN/ml$$



❖ Combinaison des charges :

$$E.L.U \longrightarrow q_u=1,35G+1,5Q=3,59kN/ml$$

$$E.L.S \longrightarrow q_{ser}=G+Q=2,59kN/ml$$

◆ Calcul des moments :

$$\Rightarrow M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,59 \times (5)^2}{8} = 11,21kNm$$

$$\Rightarrow M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,59 \times (5)^2}{8} = 8,09kNm$$

◆ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 11,21 \text{ kNm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 4 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{11,21}{0,12 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 14,17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu = 0,203 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

✓ **2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression**

**Evaluation des charges et surcharges :**

◆ **Sollicitations :**

Les valeurs utilisées, correspondent aux charges et surcharges des étages courants.

Donc :

$G = 5,38 \text{ kN/ml}$   
 $Q = 1,5 \text{ kN/ml}$

D'où :  $q_G = 5,38 \times 0,65 = 3,69 \text{ KN/m}$

$q_Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/m}$

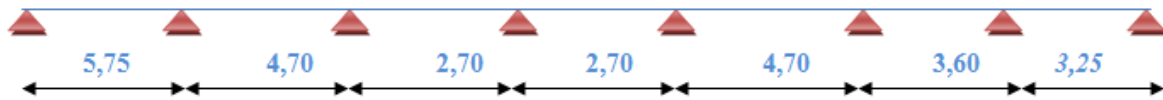
◆ **Combinaison d'action et de charge**

a)- Travée charge :  $1,35G + 1,5Q$

b)- Travée non charge :  $1,35G$

Tableau .VI.1. Combinaison d'action et de charge

	ELU(kN/m)	ELS (kN/m)
Travée charge	6,43	4,66
Travée non charge	4,98	3,69



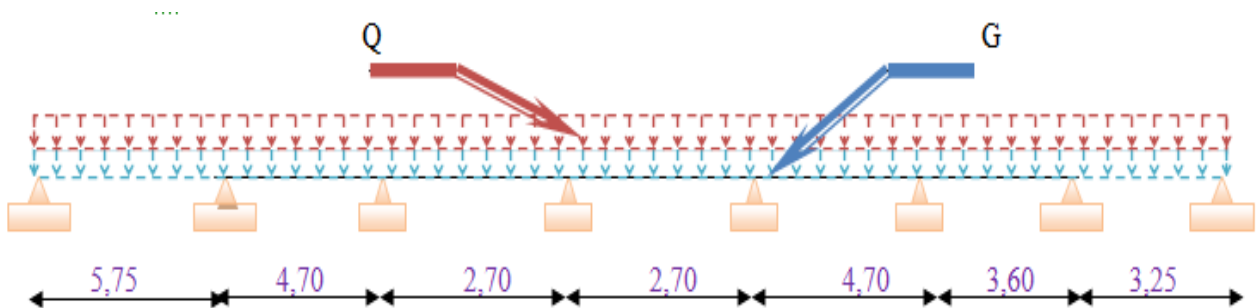
1<sup>er</sup> type : Poutrelle à sept travées :

◆ Travée charge :

$$\Rightarrow \begin{cases} q_u = 6,43 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,66 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4<sup>eme</sup> condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire: Fissuration préjudiciable.

Alors, on utilise la méthode de **CAQUOT**



Les efforts obtenues ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

on a :

- ◆ une charge uniformément répartie
- ◆ les poutrelles ont le même inertie

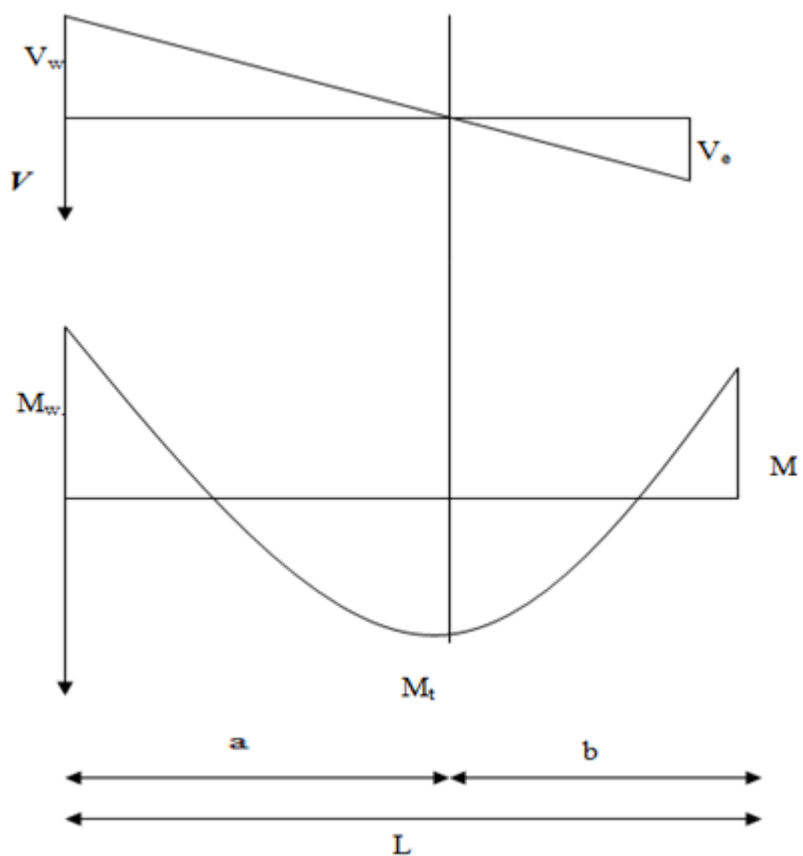
**Portée fictive :**

$$\Rightarrow L' = L$$

$$\Rightarrow L' = 0,8L$$



Diagramme de L'Effort tranchant\_:(BAEL page 51)

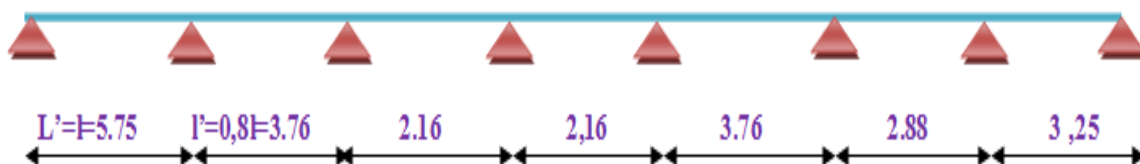


$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$b = L - a$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$



VI.5.3.Calcul de moment fléchissant :

-ELUR :  $Q_u=6,43kN/m$

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
L(m)	5.75	4.70	2.70	2.70	4.70	3.60	3.25	
M0(ql <sup>2</sup> /8)	26.57	17.75	5.85	5.85	17.75	10.41	8.28	
M appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
coeff	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0
MA	0	13.28	7.1	2.92	7.1	7.1	5.20	0
Mt	21.78	8.8	1.24	1.24	11.89	4.98	6.47	
Mtrav	16.73	0	0	0	0	0	5.34	
Mint	0	9.40	3.10	3.10	9.40	5.20	0	
Mtot	21.78	9.40	3.10	3.10	11.89	5.52	6.47	

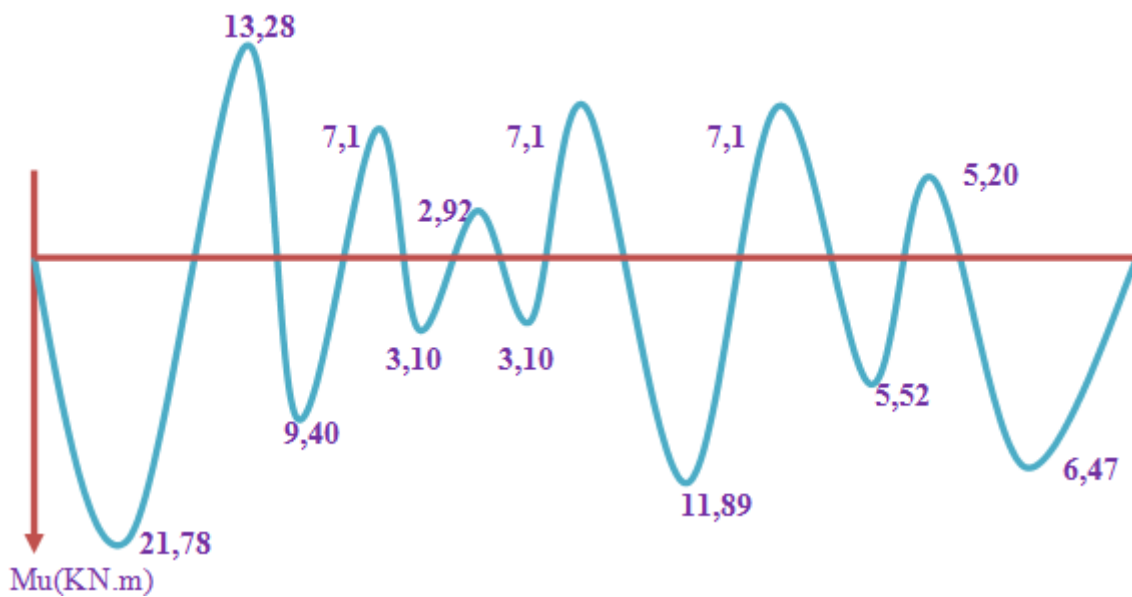


Figure. VI.8.Diagramme du moment a ELUR

*-ELS:  $Q_s=6,44kN/m$*

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
L(m)	5.75	4.70	2.70	2.70	4.70	3.60	3.25	
$M_0(ql^2/8)$	19.25	18.86	4.24	4.24	12.86	7.54	6.15	
M appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
coeff	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0
MA	0	9.92	5.14	1.69	5.14	5.14	3.77	0
Mt	15.63	6.23	1.11	1.11	8.62	3.60	4.69	
Mtrav	12.12	0	0	0	0	0	3.87	
Mint	0	6.81	2.24	2.24	6.81	3.99	0	
Mtot	15.63	6.81	2.24	2.24	8.62	3.99	4.69	

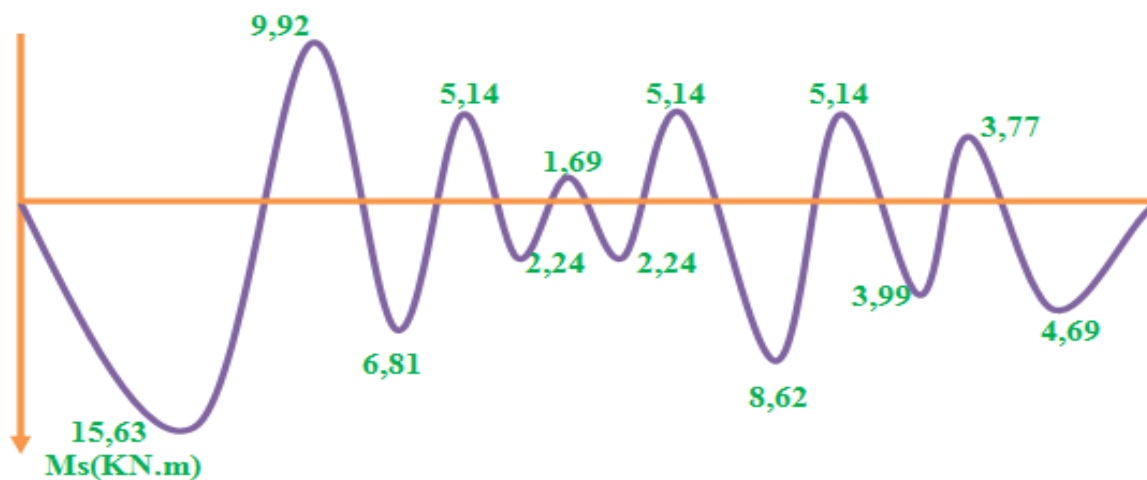


Figure. VI.9. Diagramme du moment a ELS

VI.5.4.Calcul de l'effort tranchant :

L(m)	5.75	4.70	2.70	2.70	4.70	3.60	3.25
a(m)	2.53	2.53	1.52	1.17	2.35	1.87	1.86
b(m)	3.22	2.17	1.17	1.52	2.35	1.73	1.39
Vw	-17.21	-17.92	-13.42	-10.29	-16.16	-13.49	-12.54
Ve	21.77	15.20	10.29	13.42	16.16	12.39	9.30

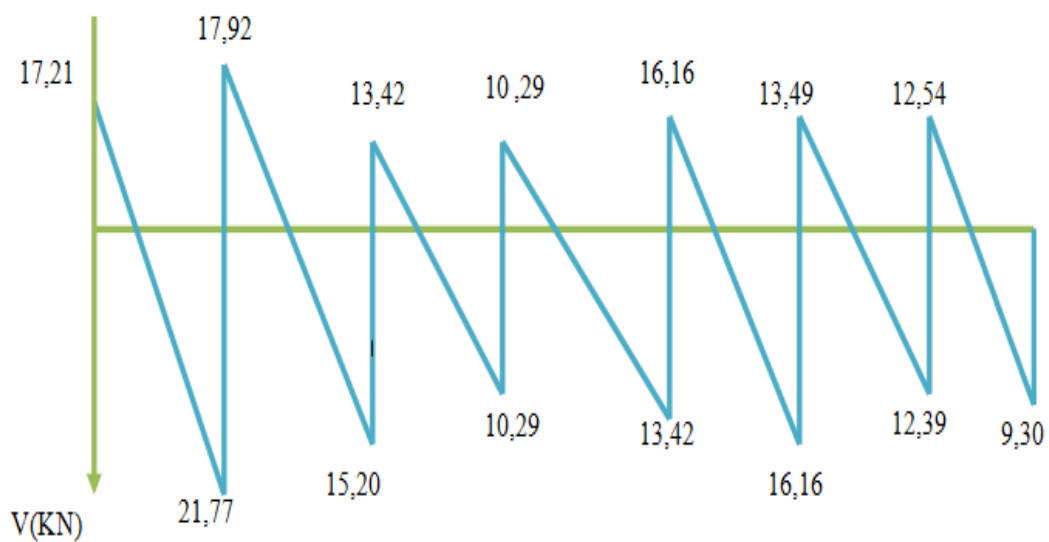


Figure. VI.10. Diagramme de l'effort tranchant

2<sup>ème</sup> type poutrelle a quatre travées :

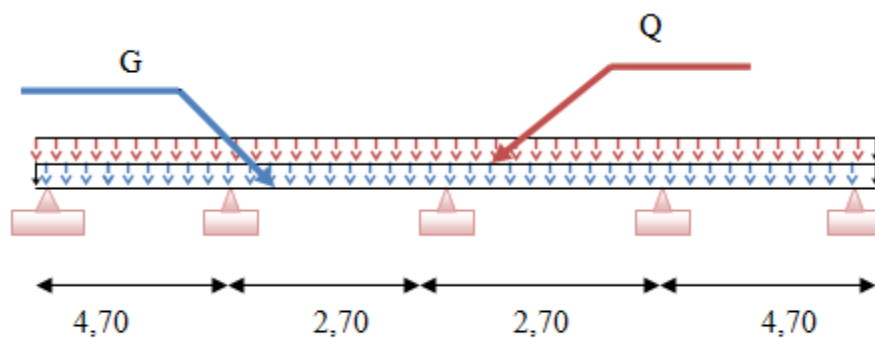


Figure. VI.11.Schéma statique d'une poutrelle à quatre travées

-Calcul de Moment fléchissant

- ELU :  $Q_u=6,43\text{KN/m}$

Travée	1	2	3	4	
L(m)	4,70	2,70	2,70	4,70	
$M_0(ql^2/8)$	17,75	5,85	5,85	17,75	
M appuis	1	2	3	4	5
coeff	0	0,5	0,4	0,5	0
MA	0	8,78	2,34	8,78	0
MT	14,55	0,64	0,64	14,55	
M riv	11,18	0	0	11,18	
M int	0	3,10	3,10	0	
M totale	14,55	3,10	3,10	14,55	

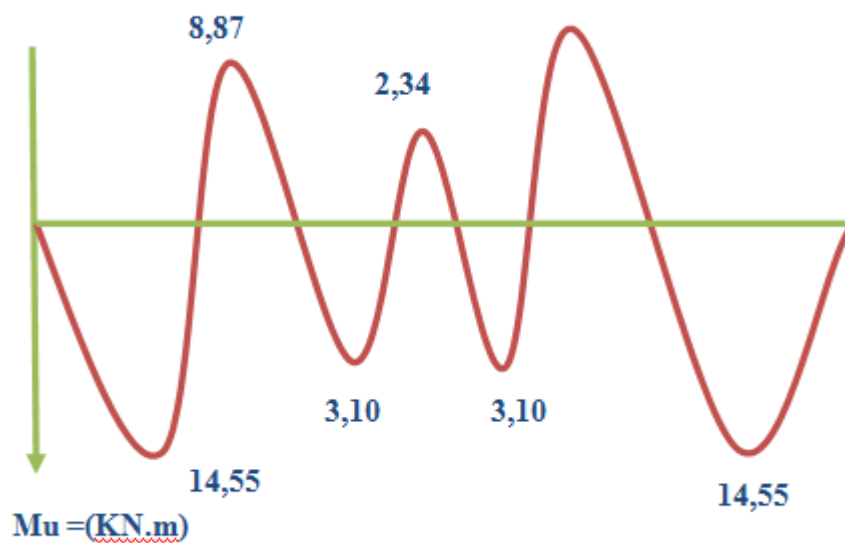


Figure. VI.12. Diagramme du moment à ELU

-Calcul d'Effort Tranchant :

L(m)	4,70	2,70	2,70	4,70
a(m)	2,07	1,73	0,97	2,63
b(m)	2,63	0,97	1,73	2,07
Vw	-14,05	-10,99	-6,14	-17,80
Ve	17,80	6,14	10,99	14,05

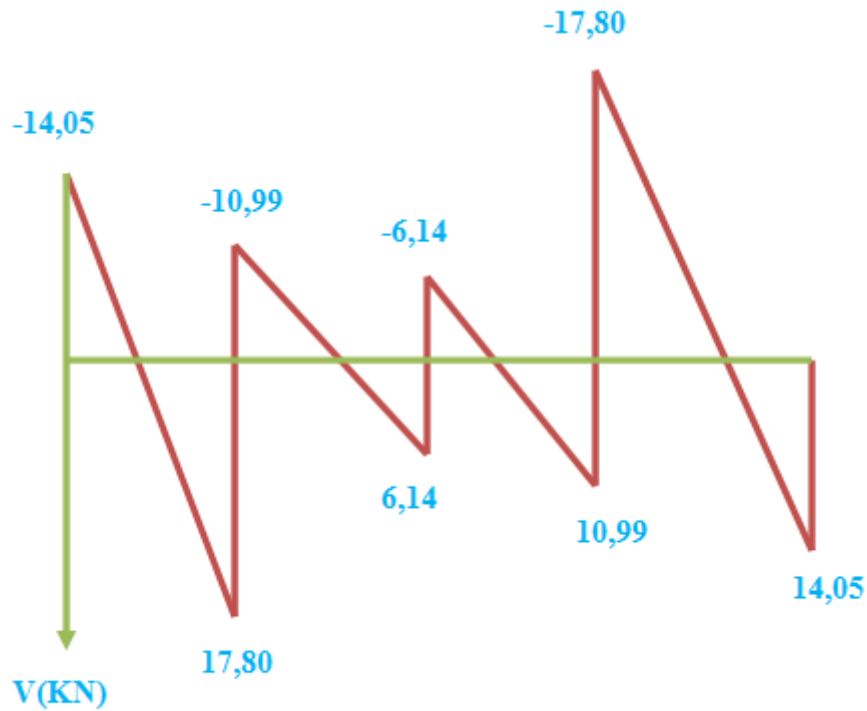


Figure. VI.13. Diagramme de l'effort tranchant

◆ TABLEAU RECAPITULATIF

Tableau. VI.2. Efforts internes max

	ELU	ELS
$M^{MAX}$ (travée) (kN,m)	21,78	15,63
$M^{MAX}$ (appuis) (kN.m)	13,28	9,92

**VI.5.5.Ferraillage des poutrelles :****VI.5.5.1.Armatures longitudinales :**

Les poutrelles sont des sections en T, elles sont sollicitées à la flexion simple

**a)-ferraillage en travée**

En travée  $M_u = 21.78 \text{ kn.m}$

Les dimensions de la poutrelle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 20 \text{ cm} \\ B = 65 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

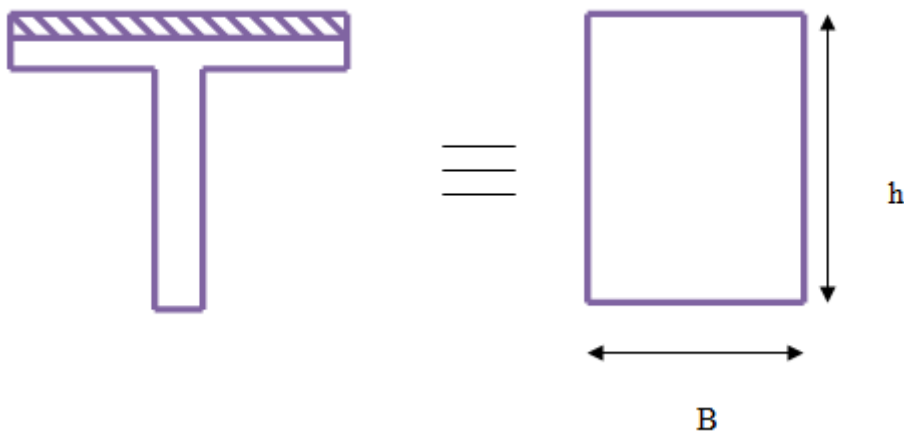
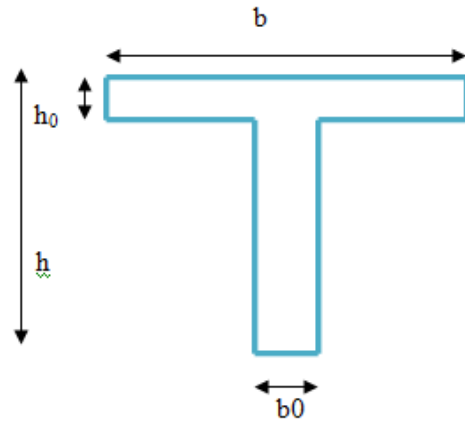
Le ferraillage se fait selon le l'organigramme de la flexion simple (section en T)

$$\begin{aligned} M_t &= b \cdot h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0/2) \\ &= 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \times (0.18 - 0.04/2) \\ &= 58.94 \text{ KN.m} > 6.29 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$M_t = 58,94 \text{ kN.m}$$

On a  $M_t > M_u$

L'axe neutre est dans la table de compression donc le calcul se fait avec une section rectangulaire





$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21.78 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.395 > \mu_c = 0.293 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.395}}{0.8} = 0.67$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{De même ; } \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{21.78 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} = 4.81 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA16** ( $A_s = 6,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ )

### Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,26 \text{ cm}^2$$

### b)-Ferrailage sur appuis :

$$M_{\max \text{ appui}} = 13.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0 / 2)$$

$$= 0.12 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \times (0.18 - 0.04 / 2)$$

$$= 10,88 \text{ KN.m} < 13.28 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (bxh)}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.28 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.240 < \mu_c = 0.29 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.240}}{0.8} = 0.348$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.154 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{13.28 \times 10^{-3}}{0.154 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12** ( $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ )

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,26 \text{ cm}^2 < A_s \quad \text{vérifiée}$$

- **en travée** :  $A_s = 0,26 \text{ cm}^2 < 1,01 \text{ cm}^2$  (Condition vérifiée).

- **sur appui** :  $A_s = 0,26 \text{ cm}^2 < 1,26 \text{ cm}^2$  (Condition vérifiée).

**► Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91 : le Diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par

$$\text{l'inégalité suivante : } \Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right)$$

$\Phi_1$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t : \min (0,571; 1; 1,3) \text{ cm}$$

On adopte  $\Phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

On choisit :  $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$  ( $A_t$ : section d'un seul cours transversal).

**• Selon le BAEL91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage; } \alpha = 90^\circ \\ S_{t2} \leq \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \end{array} \right.$$

**• Selon le RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

-Valeurs de  $S_t$  selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003

Selon le BAEL 91	Selon le RPA 99/ver2003
$S_{t1} \leq 1 \text{ cm}$	$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,039$
$S_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$	$S_t \leq 5 \text{ cm}$
$S_{t3} \leq 47,5 \text{ cm}$	$S_t \leq 10 \text{ cm}$

Donc on choisit:  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Vérifications nécessaires

#### a) Vérification a l'Effort Tranchant

Pour la vérification de cisaillement on prend le cas de plus défavorable

Avec :  $T_u^{\max} = 21.77 \text{ kN}$

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

( $V_{u\max} = 12.90 \text{ KN}$ ), donc il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 21.77 \text{ KN, Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{21.77 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 1,007 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des appuis (d'après le BAEL page 204)

◆ appuis de rive :

Armatures longitudinale

$$A_s \geq (T_u + h_u) / (f_e / \gamma_s)$$

$$A_s = 0,62 \text{ cm}^2 < A_s = 2,47 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Avec :

$h_u$  ; force horizontale  $h_u = 0$

◆ appuis intermédiaires :

$$A_s > (T_u + M_u / 0,9d) / \sigma_s$$

$$A_s = 2,47 \text{ cm}^2 \geq 0,29 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

► Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure)

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

$$\tau_u^1 = \frac{V_u \times b_1}{0,9d \times b \times h_0}$$

$h_0$ : hauteur de plan de cisaillement. Tel que:  $b_1 = \frac{b - b_0}{2}$

$$\tau_u^1 = \frac{21,77 \times 10^{-3} \times (0,65 - 0,12) / 2}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,36 \text{ MPa}$$

$\tau_u^1 < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée

► Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_{\text{ser max}} \times L^2}{10EI} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec:

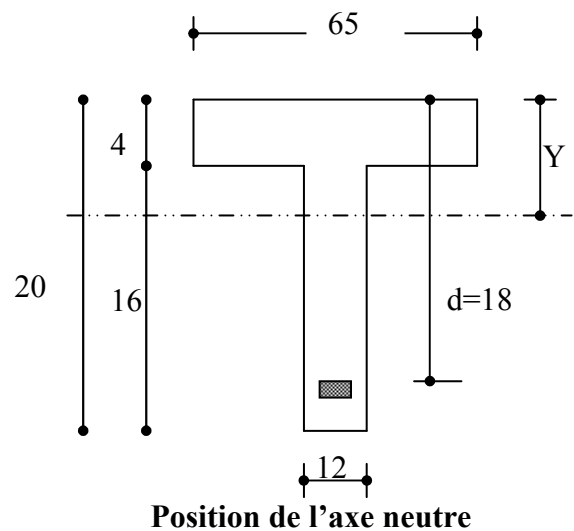
$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_s (d - y)^2 + n A_s' (y - c)^2 = 0,0 \quad , n = 15$$

Après calcul :  $y = 1,80 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$  (axe neutre dans la table)

Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale

$$I = (0,65 \times 0,0180) / 3 + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0180)^2$$

$$I = 1,34 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$



**-Calcul des modules de déformation:**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 3,2164 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 1,0818 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{ser max}} = 15,63 \text{ KN.m}$$

Calcul de la flèche

$$f = \frac{15,63 \times 10^{-3} \times 5,75^2}{10 \times 32164.20 \times 1,34 \times 10^{-3}} = 0,0012 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{575}{500} = 1,15 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Armatures transversales**

**SELON LE BAEL 91 :**

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_T} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{f_e}$$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_T} \geq \frac{1}{f_e} \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{ MPa}\right)$$

Pour une fissuration préjudiciable

$$K = 1 \text{ et } f_{tj} = \min(f_{tj}; 3,3 \text{ MPa})$$

$$S_T = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

**SELON LE RPA 99 :**

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1\right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

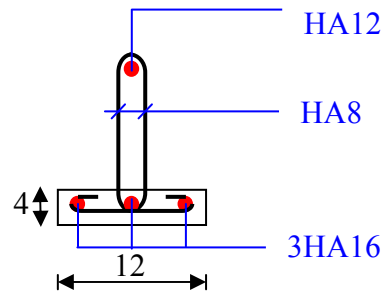


Figure.VI.14.Ferrailages des poutrelles

$$\text{Avec : } \phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_1$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min(0,571; 1; 1,2) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$  Donc :

$$\text{Selon BAEL91} \quad \left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0108 \text{ cm} \\ S_t \leq 16,20 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon RPA99} \quad \left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,55 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

### VI.5.6. CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{On a si : } L \leq 50 \text{ cm} \quad \text{alors} \quad A_c = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{si : } 50 \text{ cm} \leq L_i \leq 80 \text{ cm} \quad \text{alors} \quad A_c = \frac{4 \cdot L_x}{f_e}$$

Avec :

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65$  cm).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

$f_e=400$  MPa quadrillage de T.S.TIE 400.

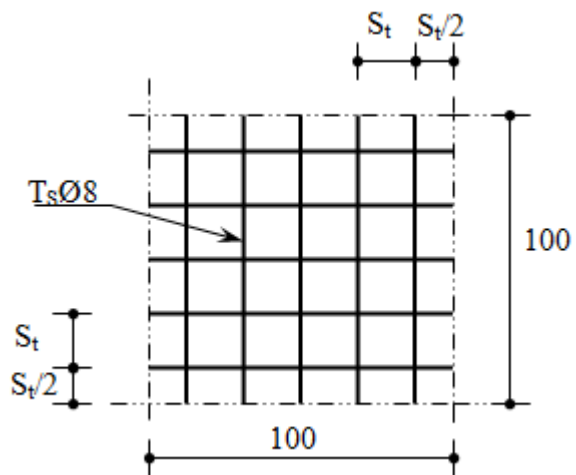
$L=65$  cm donc :  $50 \text{ cm} \leq L_i \leq 80 \text{ cm}$

Alors : 
$$A_c = \frac{4.L_x}{f_c}$$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$5T8 \Rightarrow A_1 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$



Armatures de répartition :

$$A_2 = A_1/4 = 0,62 \text{ cm}^2$$

Soit 5T8  $\Rightarrow A_2 = 2,51 \text{ cm}^2$  et  $S_t=20$  cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

Figure. VI.15. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

# *Chapitre VII*

*Etude*

*De*

*L'infrastructure*



## VII.1. Etude des fondations :

### VII.1.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

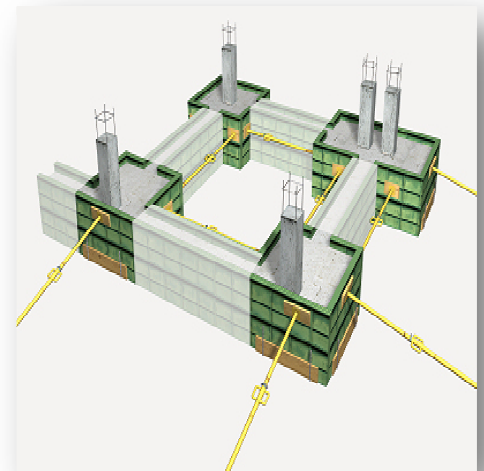
- ◆ L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :
  - ⇒ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
  - ⇒ Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
  - ⇒ Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
  - ⇒ Jouer un rôle d'appuis.

### VII.1.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres dont les plus importants sont :

- ◆ La nature de la structure (portiques; voiles (mixte)... )
- ◆ La nature du sol et sa capacité portante.
- ◆ Côté économique.

Dans notre projet le types de **semelle isolée**



### VII.1.3.Définition d'une fondation :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

**VII.1.4. Une semelle isolée :**

Une semelle isolée est une partie discontinue des fondations qui n'est pas (forcément) reliée à l'ensemble des fondations. C'est pour cette raison qu'elle est qualifiée d'isolée, par opposition au radier et à la semelle filante qui sont continus dans toute la tranchée péri métrique des fondations nécessaires à l'édification d'une construction. La semelle isolée est donc une partie ponctuelle d'un élément de la structure comme un pilier ou un poteau isolé dont la base doit reposer au sol sur un socle de fondations.

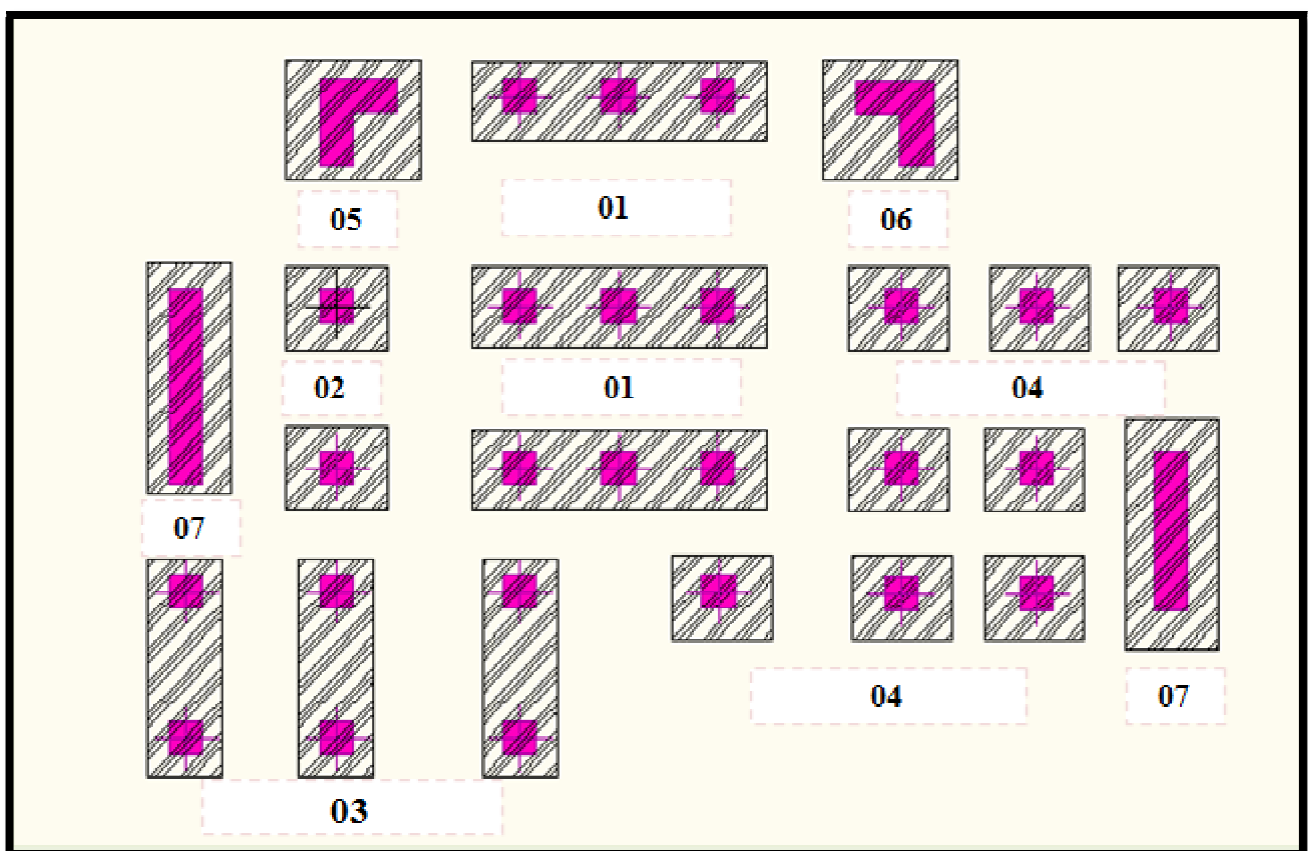


Figure .VII.1 : Les différents types des semelles

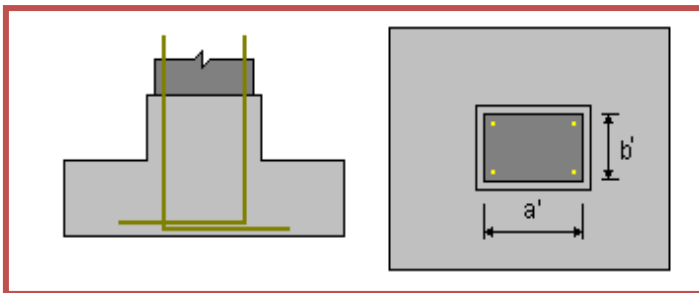
VII.2.Ferrailage de la semelle isolée :

Tableau .VII.1 :les Caractéristiques des matériaux d'une semelle

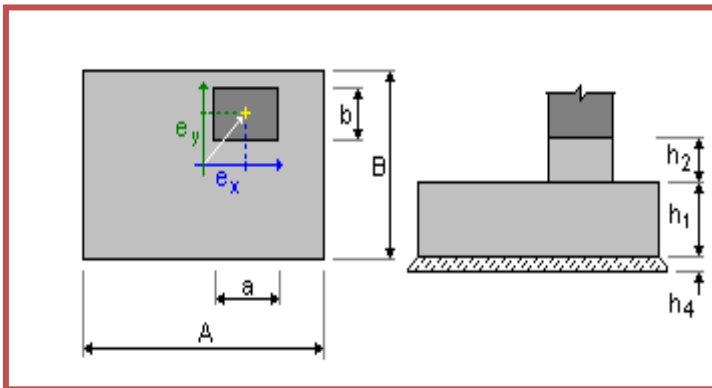
Caractéristiques des matériaux	
Béton	25.00 MPa
Poids volumique	2501.36 (kG/m3)
résistance caractéristique d'Aciers longitudinaux	400.00 MPa
Aciers transversaux	400.00 MPa

❁ 1<sup>er</sup> type : semelle triple N°01

Tableau .VII.2 :les Géométries d'une semelle triple



Géométrie	
a'	35.0 (cm)
b'	35.0 (cm)
C <sub>1</sub>	5.0 (cm)
C <sub>2</sub>	3.0 (cm)



Géométrie			
A	2.70(m)	a	0.35(m)
B	2.70(m)	b	0.35(m)
h1	0.60(m)	h2	0.30(m)
ex	0.00(m)	ey	0.00(m)
h4		0.10(m)	

➤ Le ferrailage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .VII.3 : Tableau d'armature

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Valeur defférente	HA400	12	00	36	2.60			
2	transversale	HA400	10	31	5	0.29	0.29	0.29	0.29
3	transversale	HA400	12	21	2	1.27	0.27	1.27	
4	transversale	HA400	12	21	3	1.28	0.27	1.28	

⇒ Le ferrailage d'une semelle

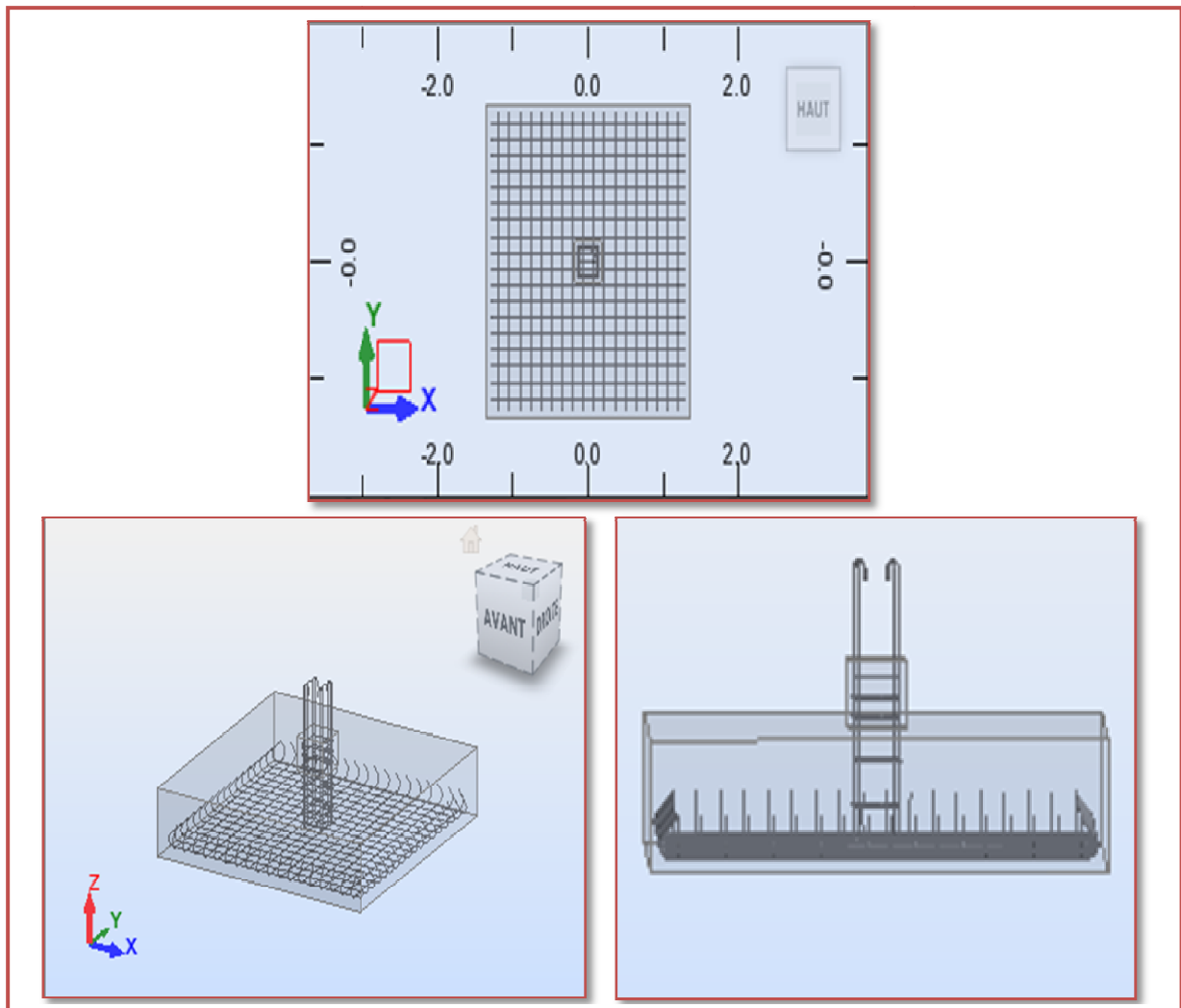
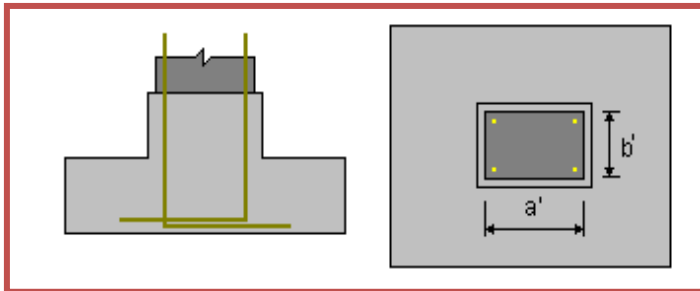


Figure .VII.2 : Ferrailage d'une semelle triple en 3D

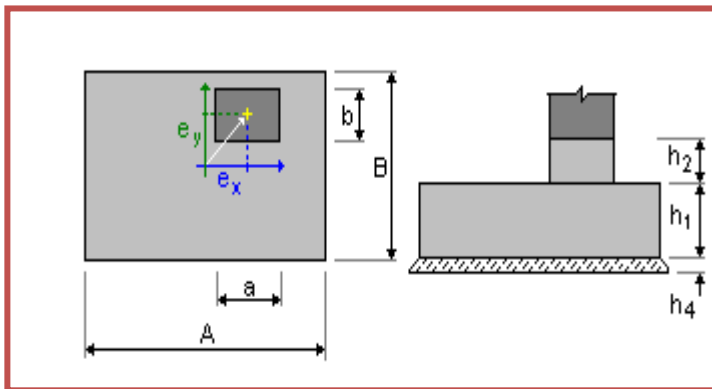


2<sup>ème</sup> type Semelle isolée N°02 :

Tableau .VII.4:les Géométries d'une semelle isolée



Géométrie	
a'	35.0 (cm)
b'	35.0 (cm)
C1	5.0 (cm)
C2	3.0 (cm)



Géométrie			
A	3.20(m)	a	0.35(m)
B	3.20(m)	b	0.35(m)
h1	0.60(m)	h2	0.30(m)
ex	0.00(m)	ey	-0.00(m)
h4	0.05(m)		

➤ Le ferrailage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .VII.5 : Tableau d'armature

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombr e	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	attente	HA400	12	00	4	1.32			
2	Valeur defférente	HA400	12	00	47	3.10			
3	transversale	HA400	10	31	5	0.59	0.59	0.59	0.59
4	transversale	HA400	12	21	3	0.82	0.57	0.82	
5	transversale	HA400	12	21	3	0.85	0.57	0.85	

⇒ Le ferrailage d'une semelle en 3 D:

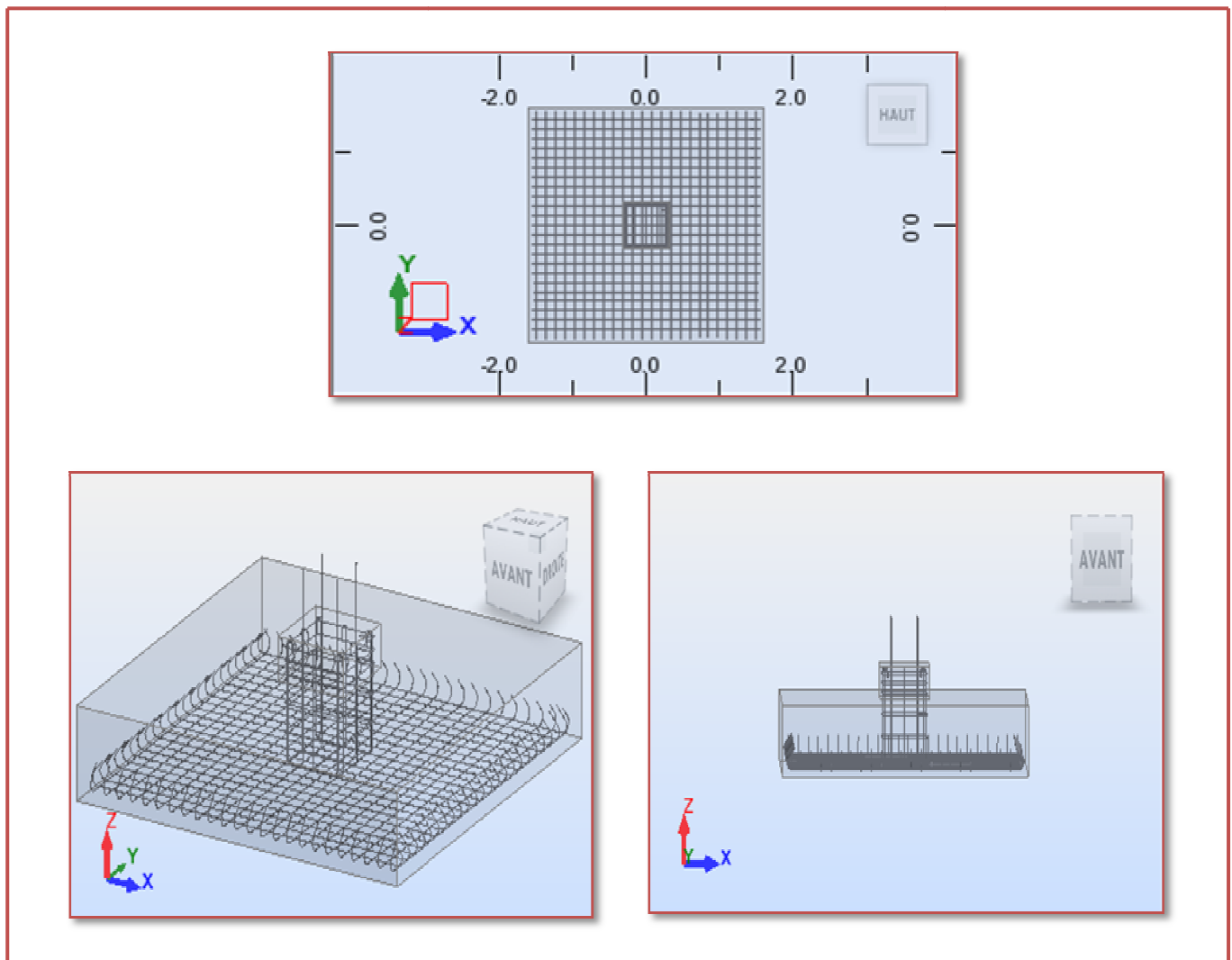


Figure VII.4 : Ferrailage d'une semelle isolée en 3D

⇒ Le ferrailage d'une semelle en plan:

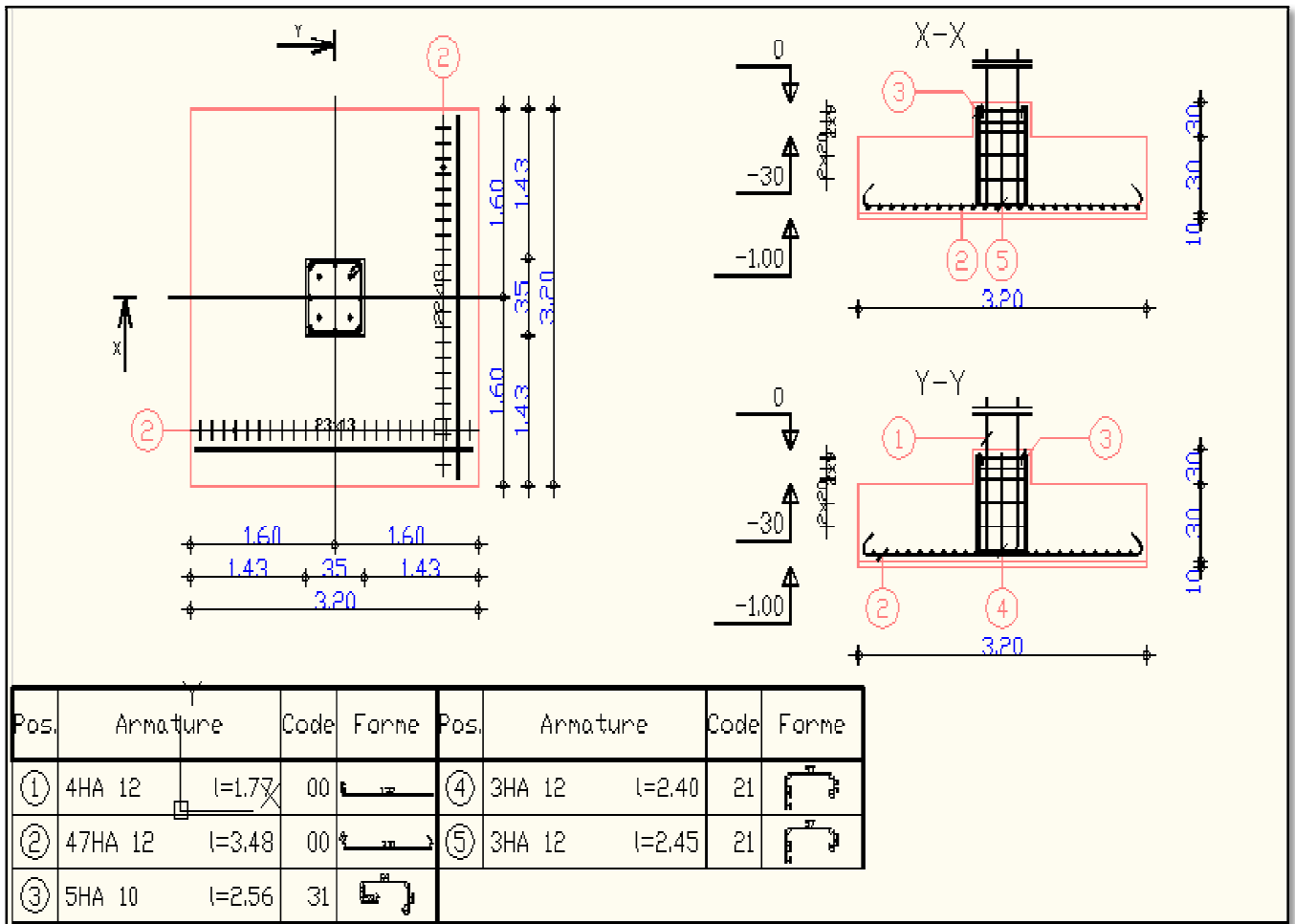
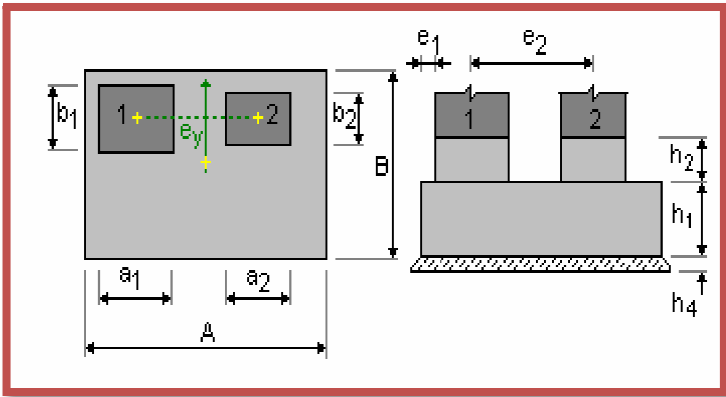


Figure .VII.5 : plan d'exécution d'une semelle isolée

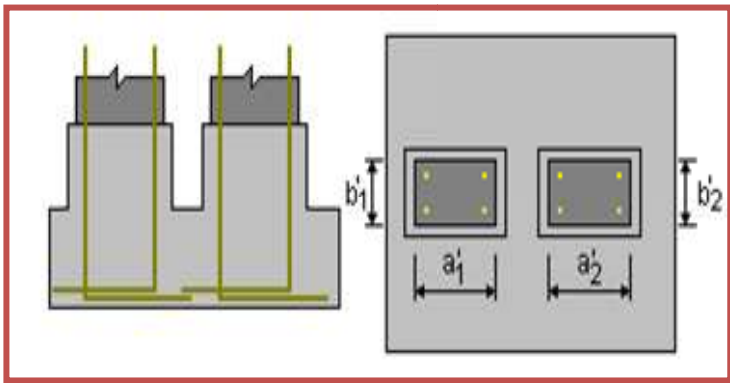


3<sup>ème</sup> type Semelle jumelée N°03 :

Tableau .VII.6 :les Géométries d'une semelle isolée



Géométrie	
$a'1=a'2$	35.0 (cm)
$b'1=b'2$	35.0 (cm)
$C_1$	5.0 (cm)
$C_2$	3.0 (cm)



Géométrie			
A	2.90(m)	$a1=a2$	0.35(m)
B	2.90 (m)	$b1=b2$	0.35(m)
$h_1$	0.60(m)	$h_2$	0.30(m)
$e_1$	-0.00(m)	$e_2$	2.25(m)
$h_4$	0.10(m)	$e_y$	0.00(m)

➤ Le ferrailage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .VII.7 : Tableau d'armature d'un semelle iumelée

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombr e	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Valeur defférente	HA400	12	00	71	2.80			
2	transversale	HA400	12	21	4	1.28	0.27	1.28	
3	transversale	HA400	12	21	5	1.27	0.27	1.27	
4	transversale	HA400	10	31	10	0.29	0.29	0.29	0.29

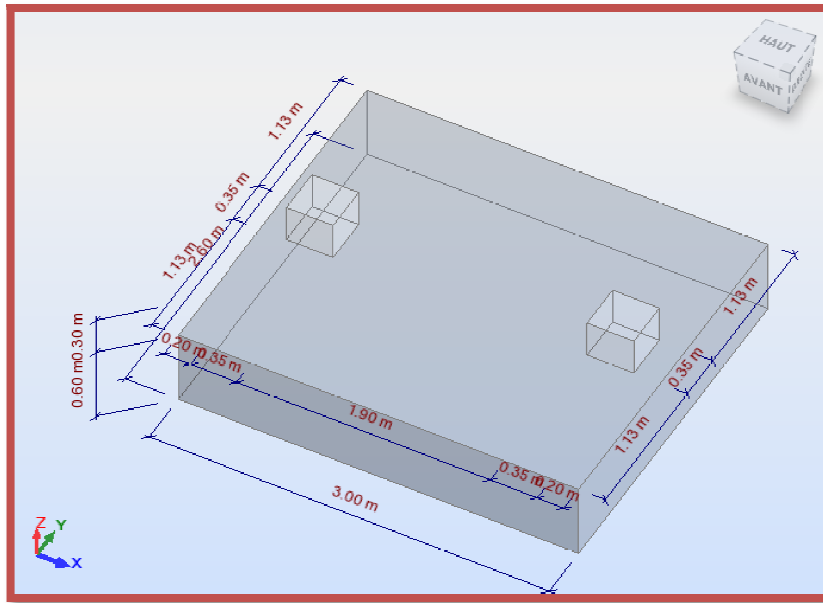


Figure .VII.6 : semelle jumelée

⇒ Le ferrailage d'une semelle en 3D:

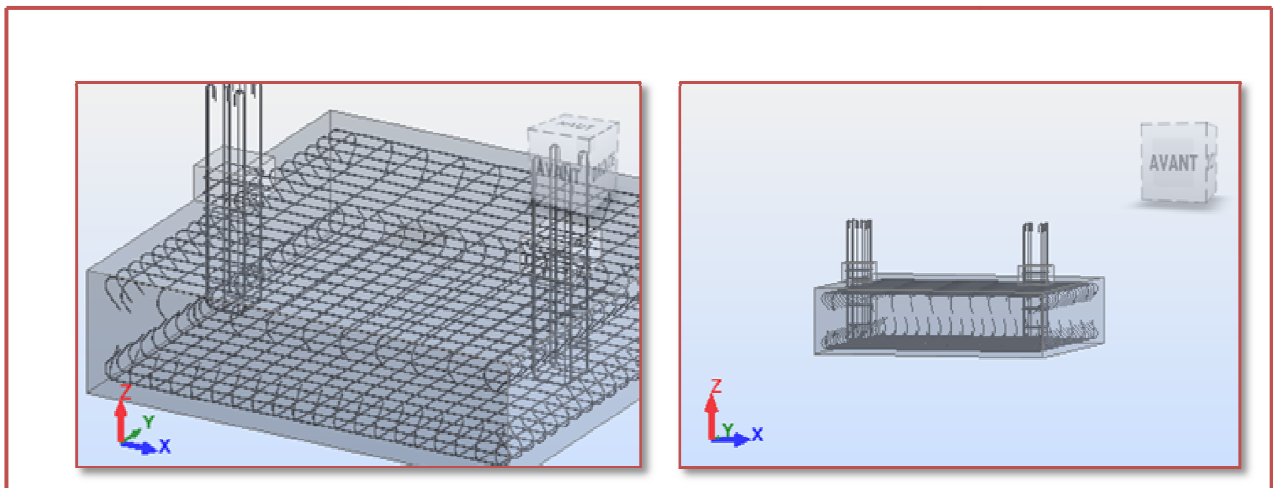


Figure .VII.7 : Ferrailage d'une semelle jumelée en 3D

⇒ Le ferrailage d'une semelle en plan:

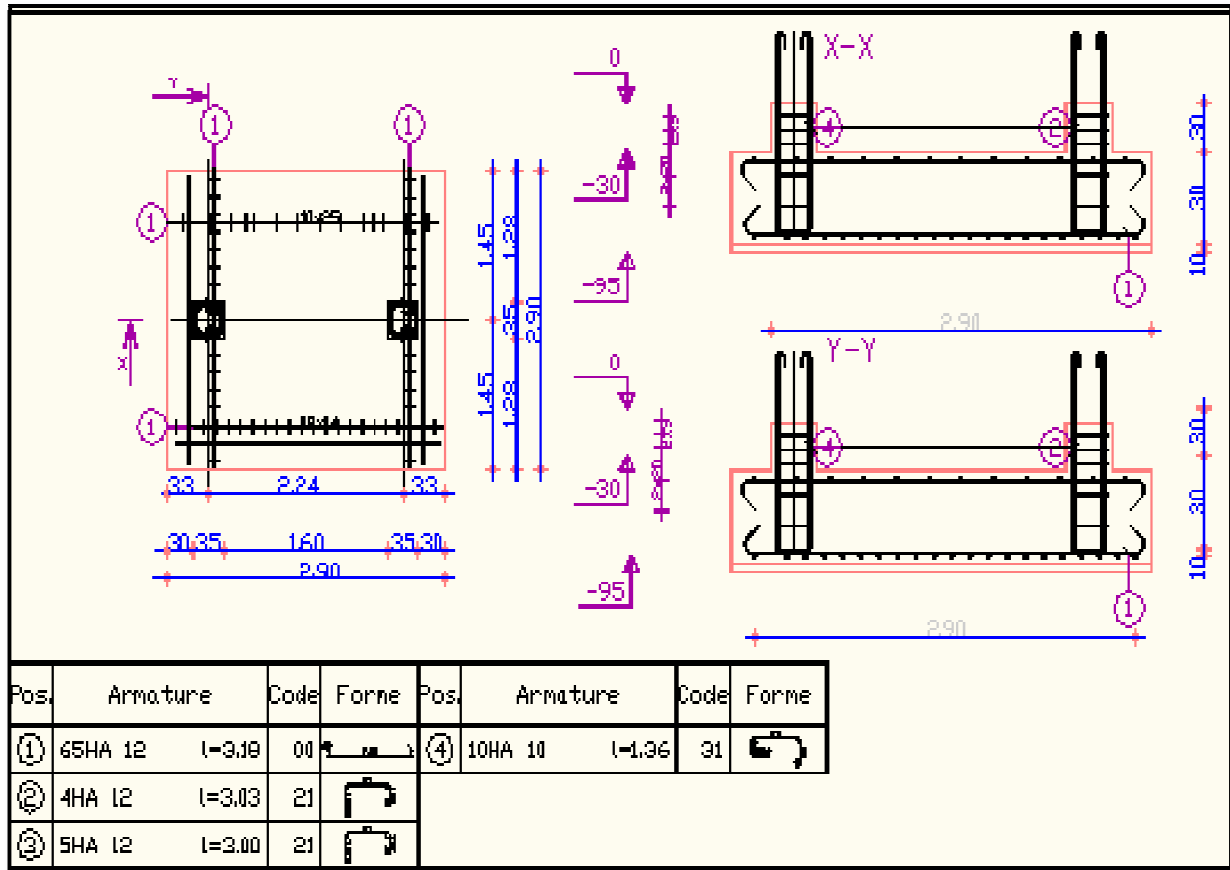
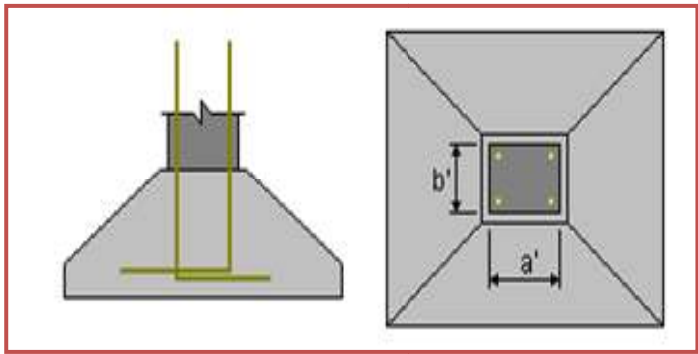


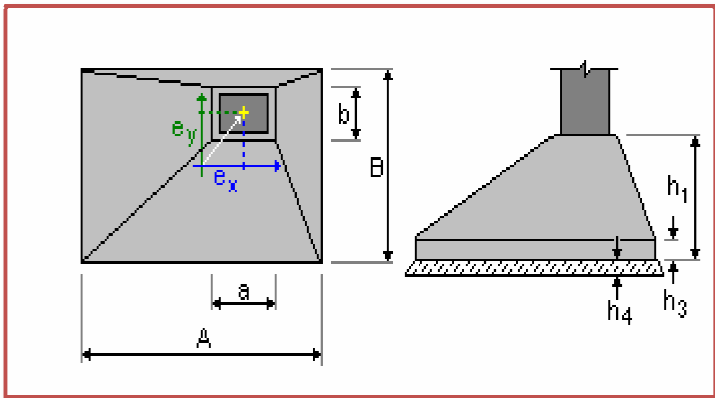
Figure .VII.8: plan d'exécution d'une semelle jumelée

4<sup>ème</sup> type Semelle isolée N°04 :

Tableau .VII.8 :les Géométries d'une semelle isolée



Géométrie	
a'	35.0 (cm)
b'	35.0 (cm)
c1	5.0 (cm)
c2	3.0 (cm)



Géométrie			
A	3(m)	a	0.35(m)
B	3(m)	b	0.35(m)
h1	0.60(m)	h2	0.30(m)
ex	0.00(m)	ey	-0.00(m)
h4		0.10(m)	

➤ Le ferrailage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .VII.9 :Tableau d'armature

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombr e	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	Valeur defférente	HA400	12	00	50	2.90			
2	transversale	HA400	10	31	4	0.29	0.29	0.29	0.29
3	transversale	HA400	12	21	2	0.97	0.27	0.97	
4	transversale	HA400	12	21	2	0.98	0.27	0.98	

⇒ Le ferrailage d'une semelle en 3 D:

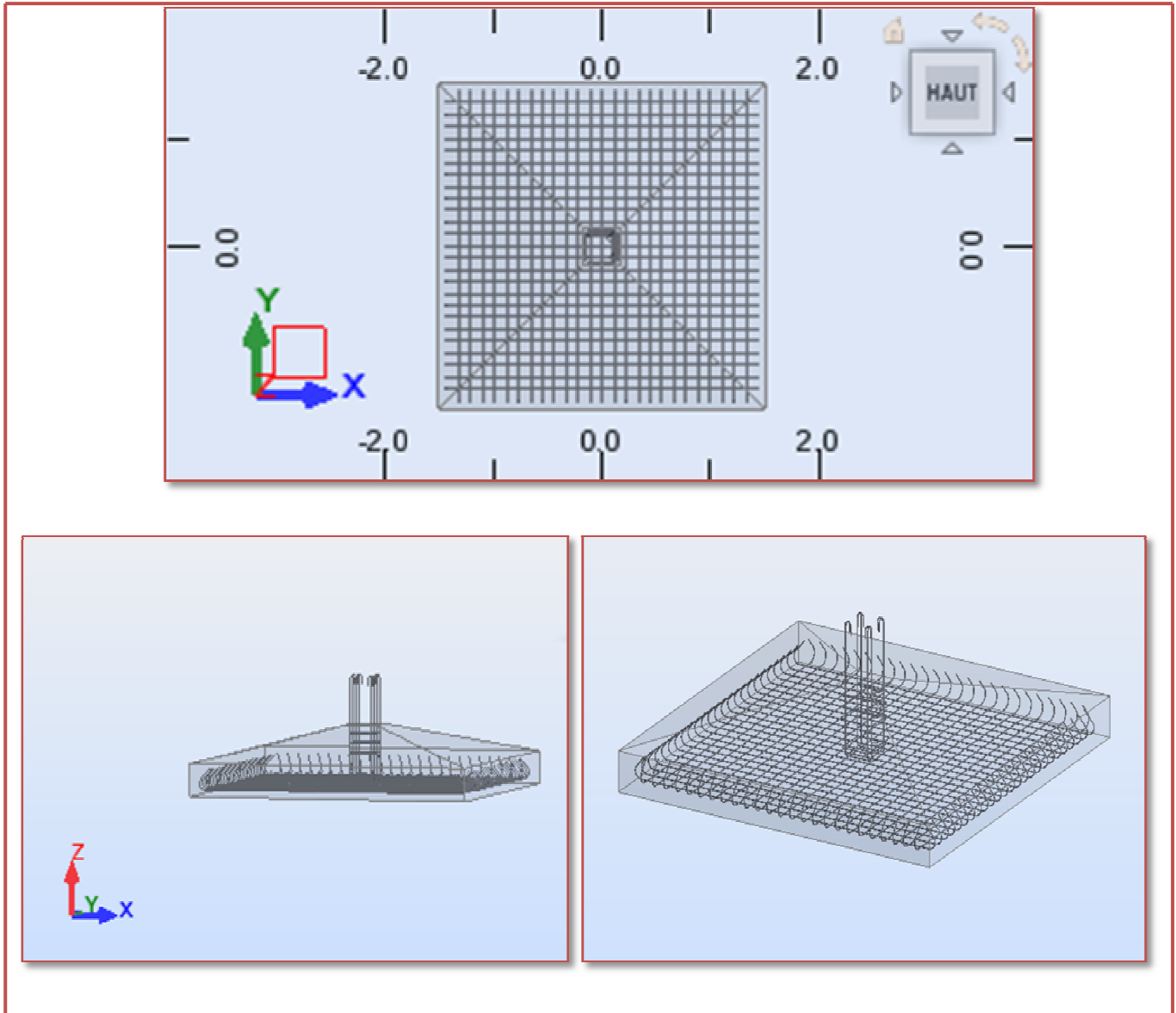


Figure .VII.9 : Ferrailage d'une semelle isolée en 3D

⇒ Le ferrailage d'une semelle en plan:

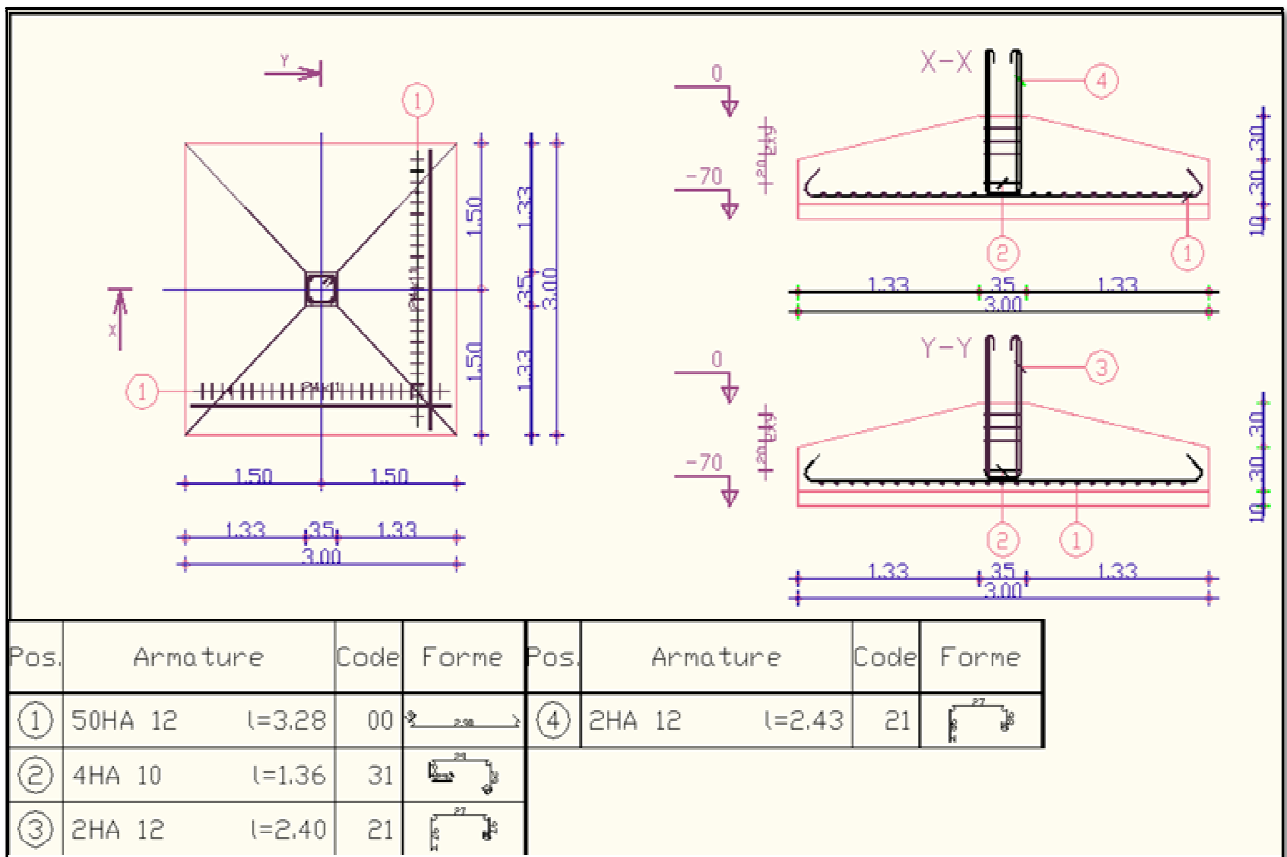
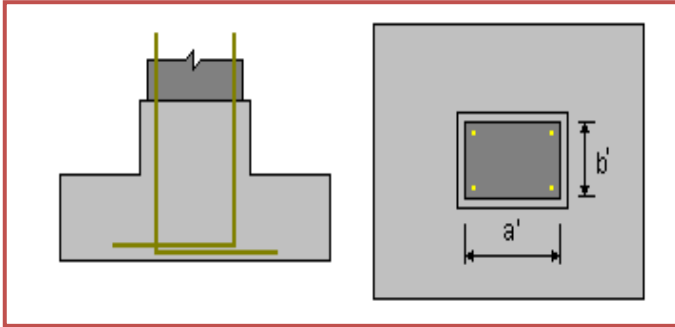


Figure .VII.10 : plan d'exécution d'une semelle isolée

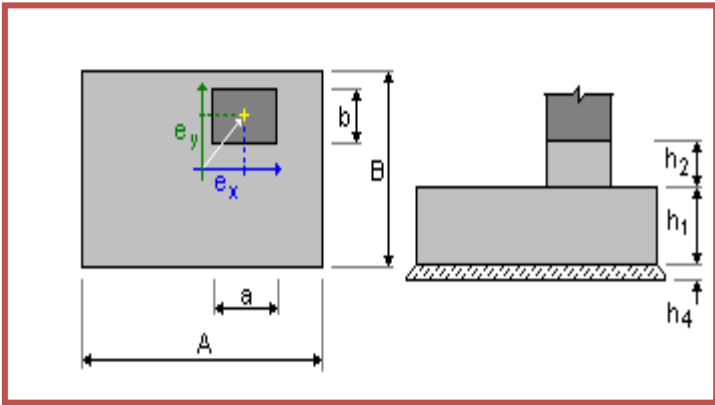
5<sup>ème</sup> type Semelle voile 1 :

1<sup>er</sup> coté :

Tableau .VII.10:les Géométries d'une semelle isolée



Géométrie	
a'	15.0 (cm)
b'	110.0 (cm)
c <sub>1</sub>	5.0 (cm)
c <sub>2</sub>	3.0 (cm)



Géométrie			
A	1.50 (m)	a	0.15(m)
B	1.80 (m)	b	1.10(m)
h1	0.60(m)	h2	0.30(m)
e <sub>x</sub>	0.00(m)	e <sub>y</sub>	0.10(m)
h4	0.10(m)		

➤ Le ferrailage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .VII.11 : Tableau d'armature

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombr e	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	attente	HA400	12	0.00	4	1.27			
2	Inferieur dans la direction Y	HA400	12	0.00	9	1.70			
3	transversale	HA400	10	31	5	1.04	0.14	1.04	0.14
4	transversale	HA400	12	21	3	0.77	1.02	0.77	
5	transversale	HA400	12	21	4	0.80	0.12	0.80	
6	Inferieur dans la direction X	HA400	12	0.00	11	1.40			

⇒ Le ferrailage d'une semelle

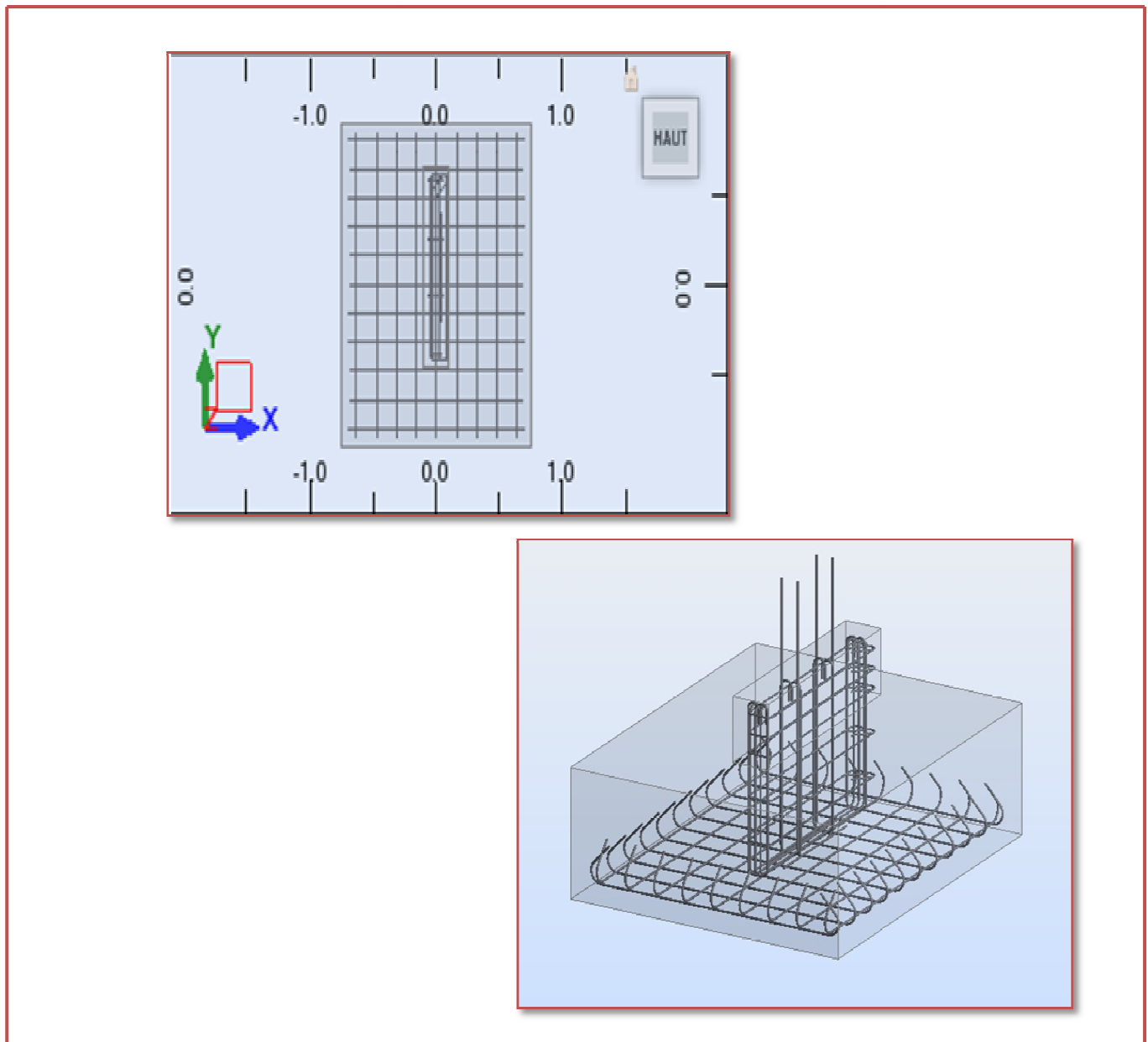


Figure. VII.11 : Ferrailage d'une semelle isolée en 3D



⇒ Le ferrailage d'une semelle en plan:

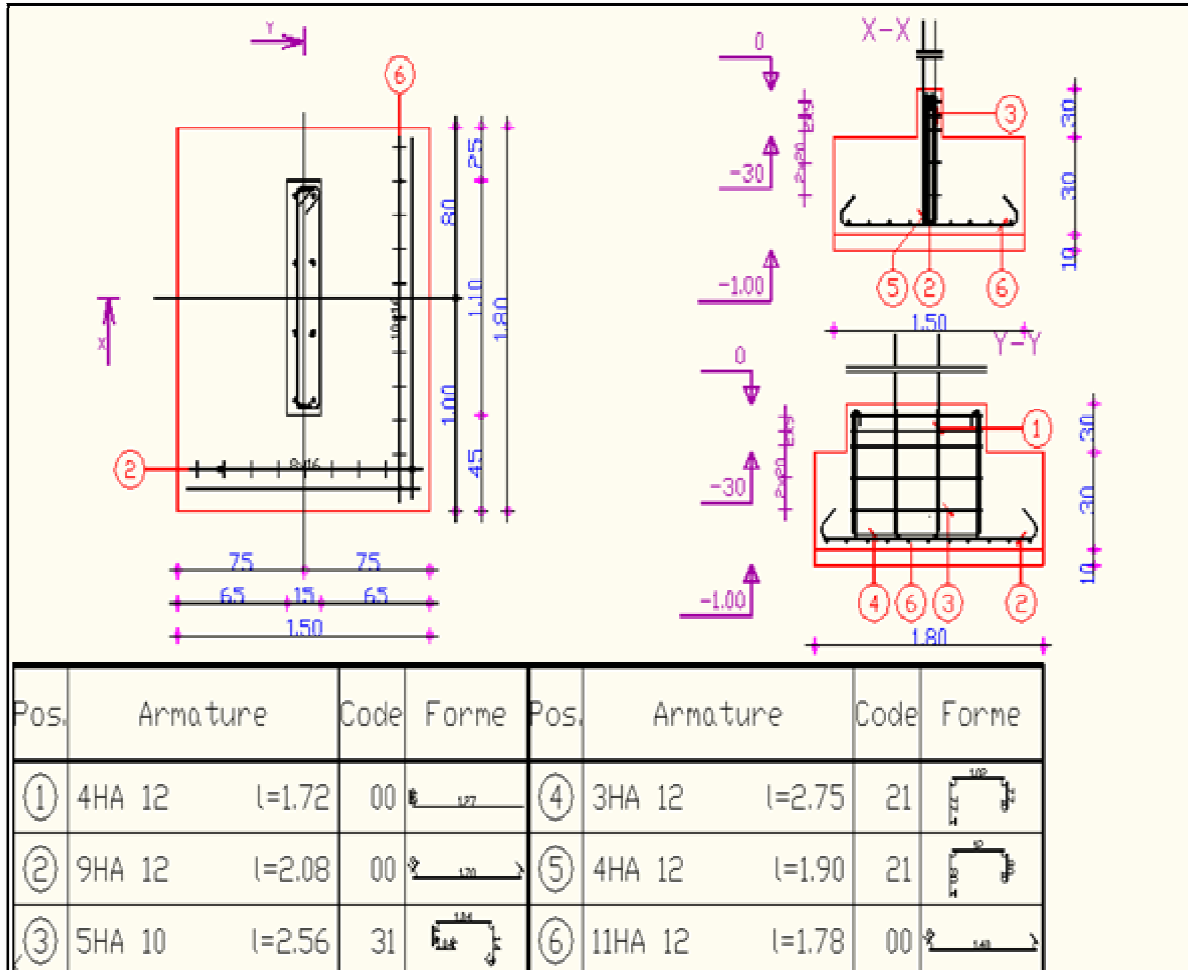
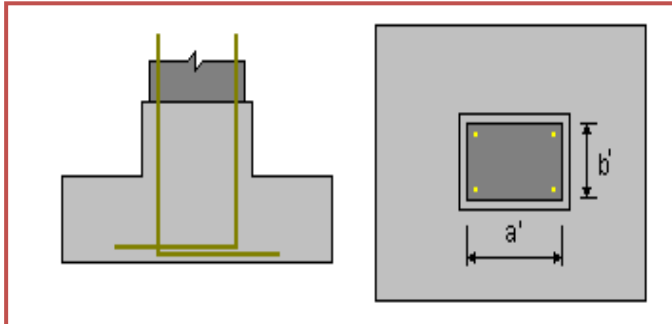


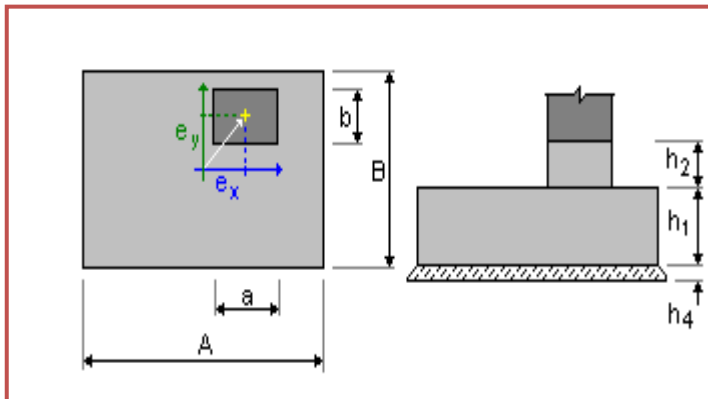
Figure .VII.12 : plan d'exécution d'un 1<sup>er</sup> coté du 5<sup>ème</sup> type

2<sup>ème</sup> coté :

Tableau .VII.12 :les Géométries d'une semelle isolée



Géométrie	
a'	110.0 (cm)
b'	15.0(cm)
C <sub>1</sub>	5.0 (cm)
C <sub>2</sub>	3.0 (cm)



Géométrie			
A	1.50 (m)	a	1.10(m)
B	1.80 (m)	b	0.15(m)
h1	0.60(m)	h2	0.30(m)
ex	0.00(m)	ey	0.10(m)
h4	0.10(m)		

➤ Le ferrailage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .VII.13 : Tableau d'armature

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	attente	HA400	12	0.00	4	1.27			
2	Inferieur dans la direction Y	HA400	12	0.00	9	1.70			
3	transversale	HA400	10	31	5	1.04	0.14	1.04	1.04
4	transversale	HA400	12	21	4	0.77	1.02	0.77	
5	transversale	HA400	12	21	3	0.80	0.12	0.80	
6	Inferieur dans la direction X	HA400	12	0.00	11	1.40			

⇒ Le ferrailage d'une semelle en 3 D:

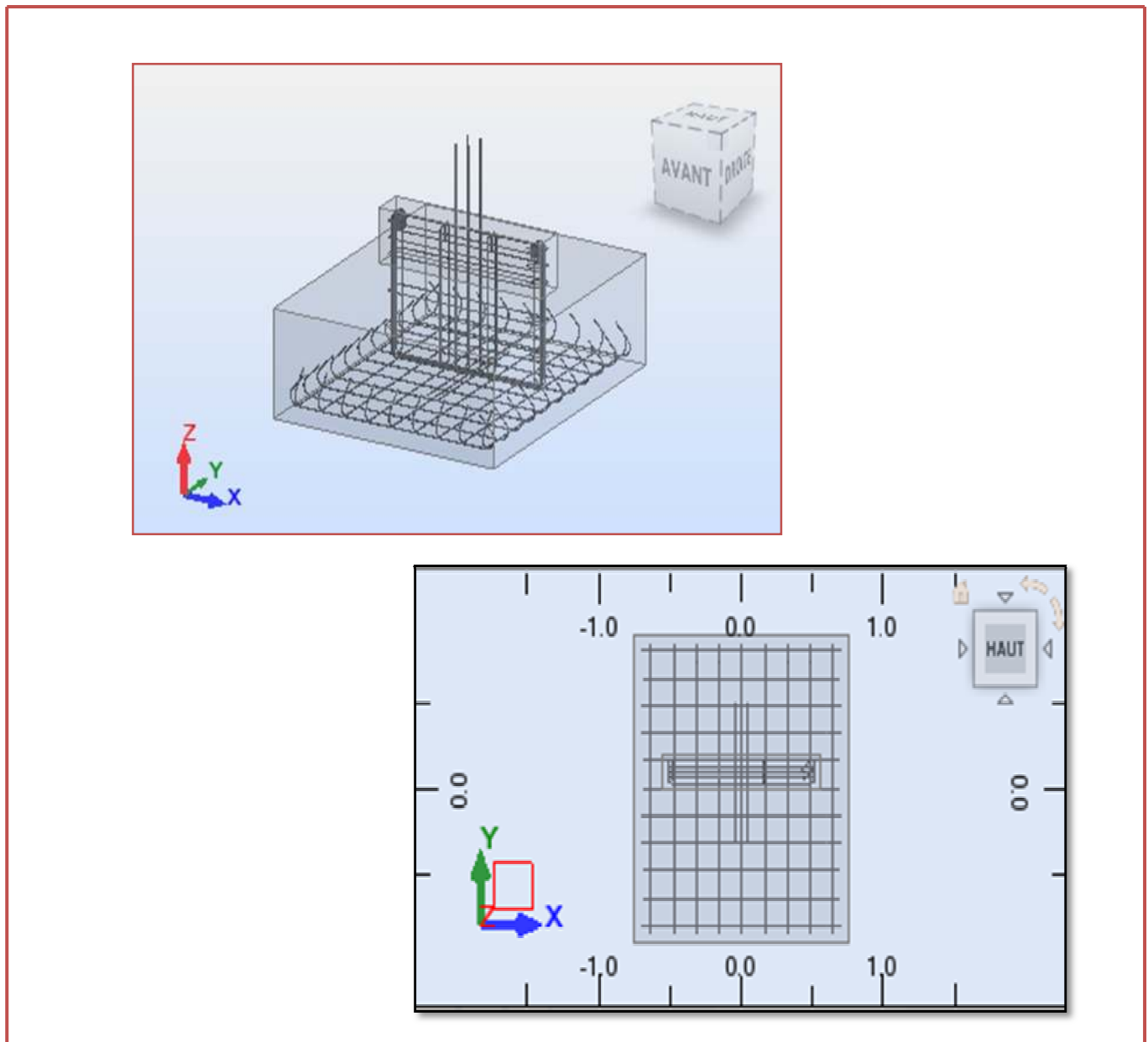


Figure .VII.13 : Ferrailage d'une semelle isolée en 3D

⇒ Le ferrailage d'une semelle en plan:

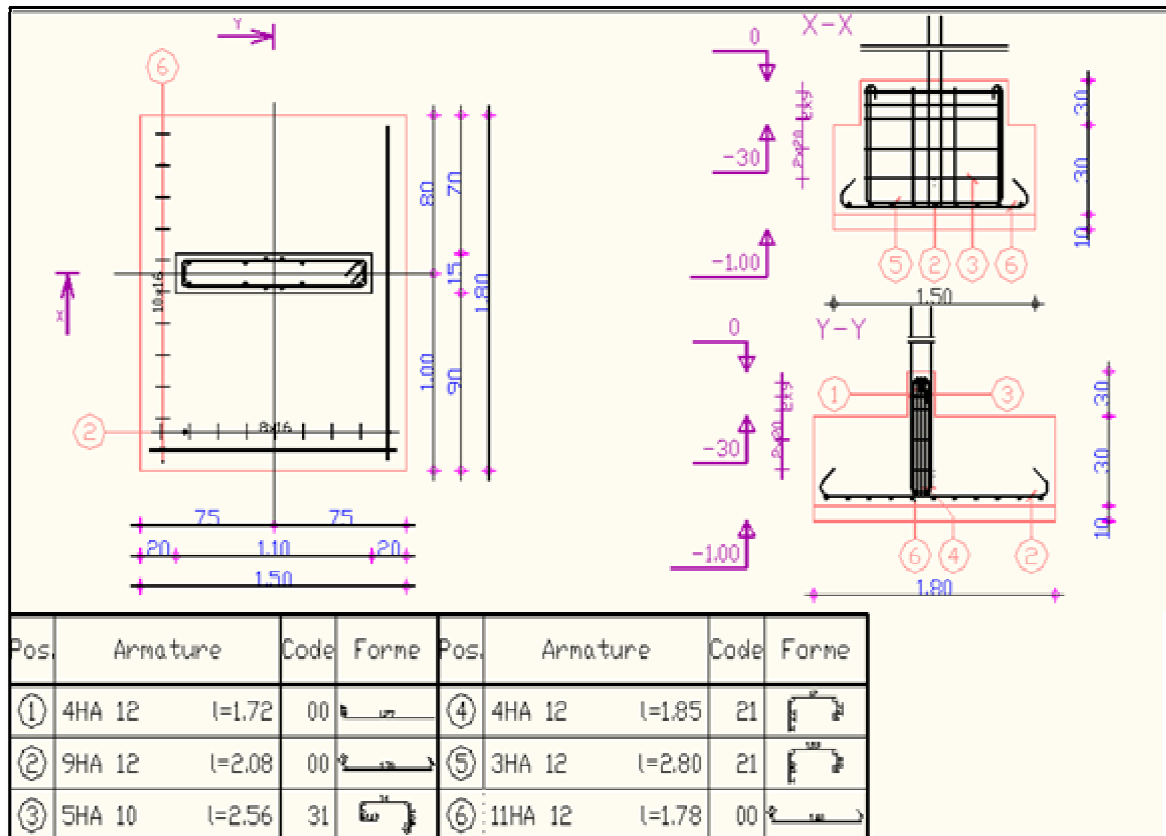


Figure .VII.14 : plan d'exécution d'un 2<sup>ème</sup> coté du 5<sup>ème</sup> type

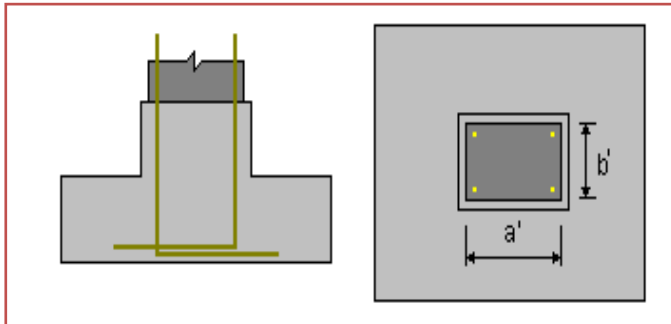
❁ 6<sup>ème</sup> type :

Niveau : Milieu

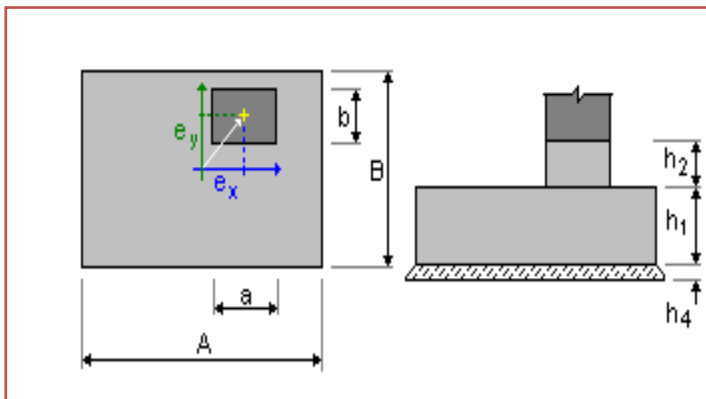
Semelle isolée : Semelle voile 1

❁ 1er coté :

Tableau .VII.14 :les Géométries d'une semelle isolée



Géométrie	
a'	15.0 (cm)
b'	110.0 (cm)
C <sub>1</sub>	5.0 (cm)
C <sub>2</sub>	3.0 (cm)



Géométrie			
A	1.50 (m)	a	0.15(m)
B	1.80 (m)	b	1.10(m)
h1	0.60(m)	h2	0.30(m)
ex	0.00(m)	ey	0.10(m)
h4	0.10(m)		

➤ Le ferrailage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .VII.15 :Tableau d'armature

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombr e	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	attente	HA400	12	0.00	4	1.27			
2	Inferieur dans la direction Y	HA400	12	0.00	9	1.70			
3	transversale	HA400	10	31	5	1.04	0.14	1.04	0.14
4	transversale	HA400	12	21	3	0.77	1.02	0.77	
5	transversale	HA400	12	21	4	0.80	0.12	0.80	
6	Inferieur dans la direction X	HA400	12	0.00	11	1.40			

⇒ Le ferrailage d'une semelle

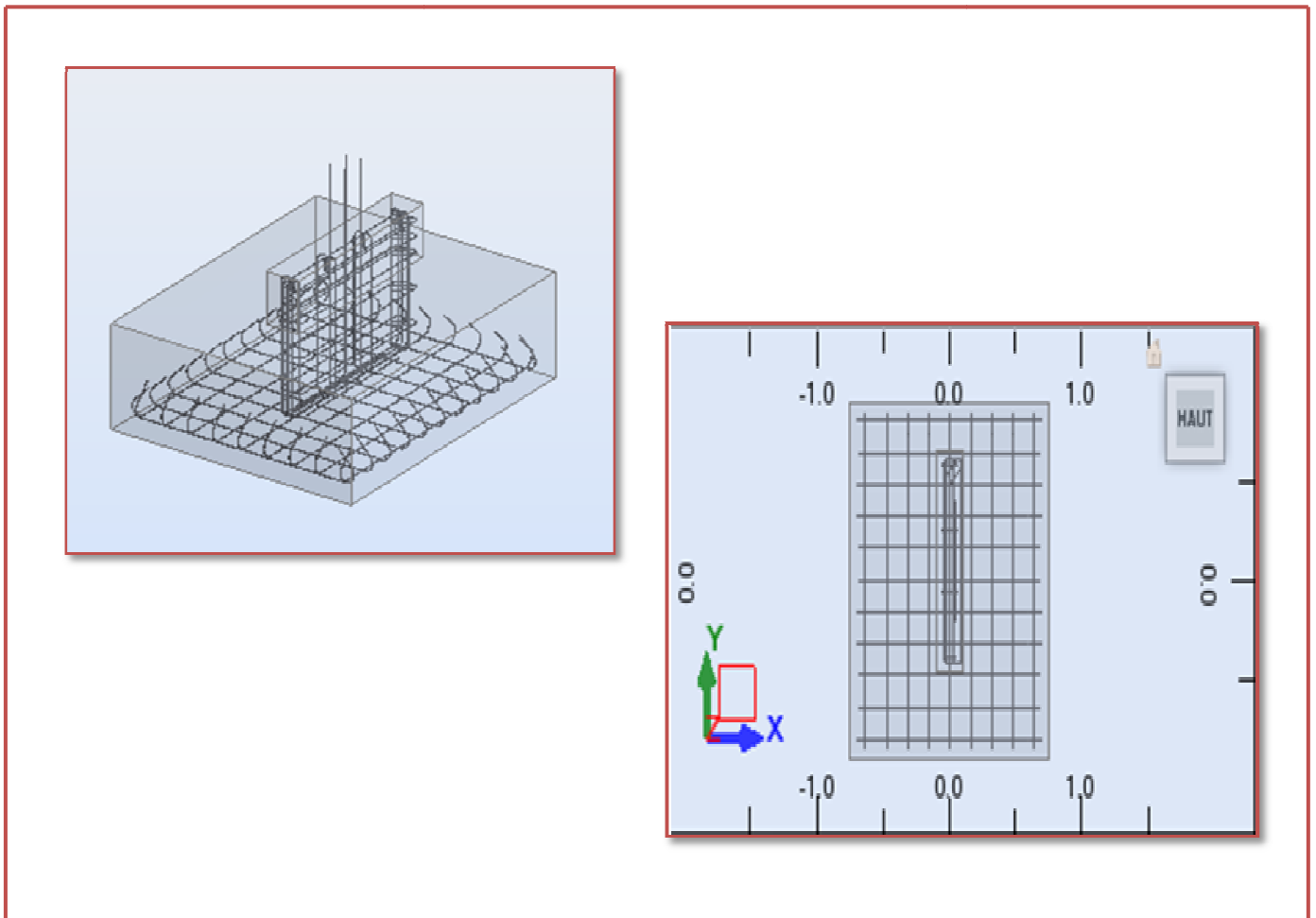


Figure. VII.15 : Ferrailage d'une semelle isolée en 3D

⇒ Le ferrailage d'une semelle en plan:

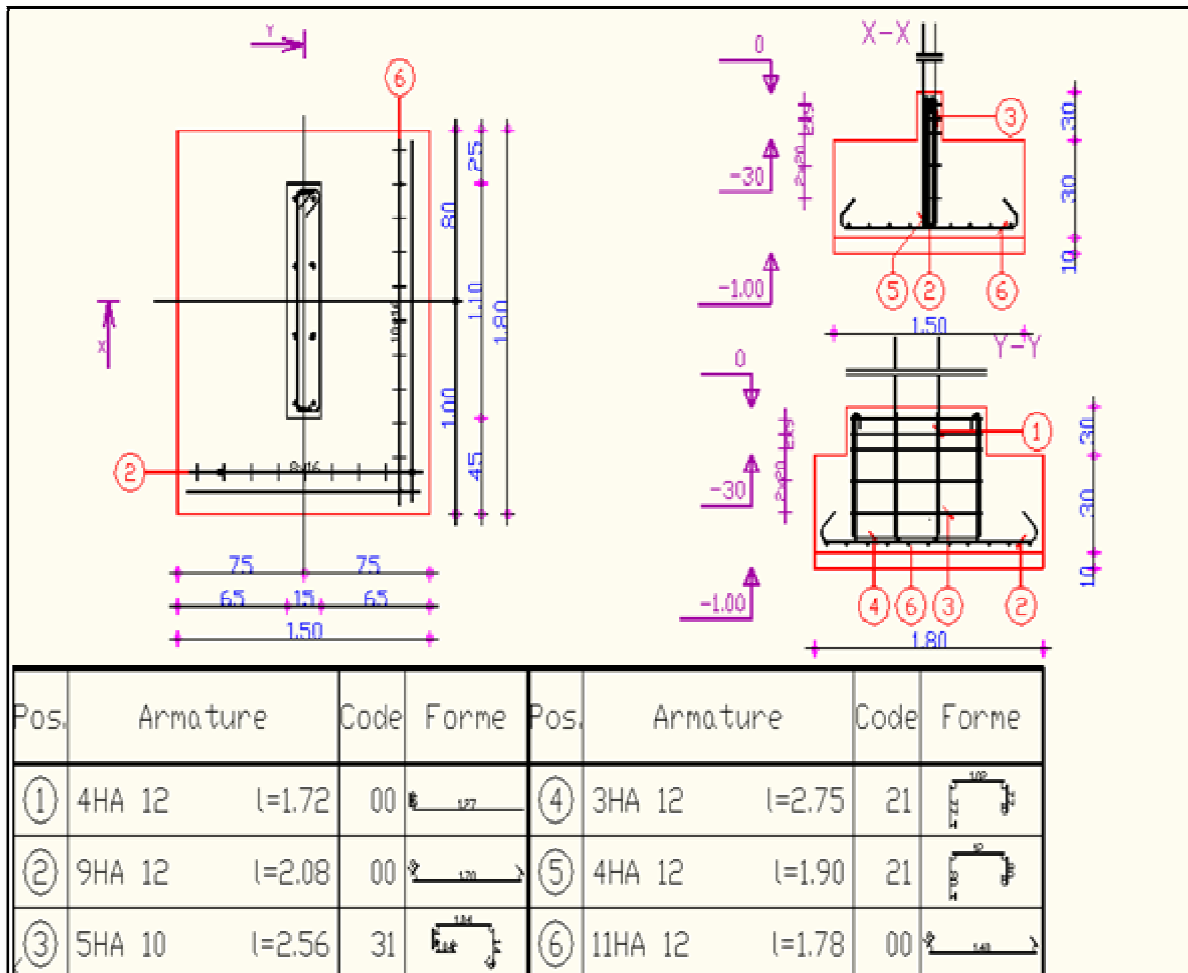
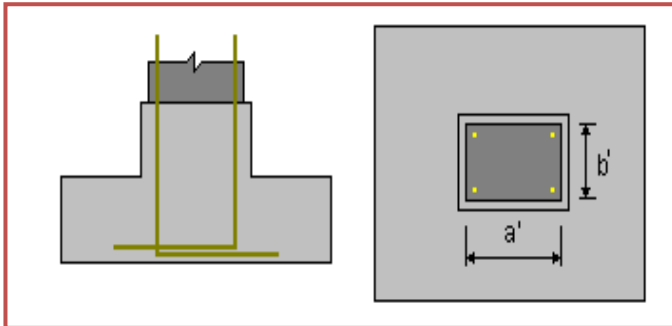


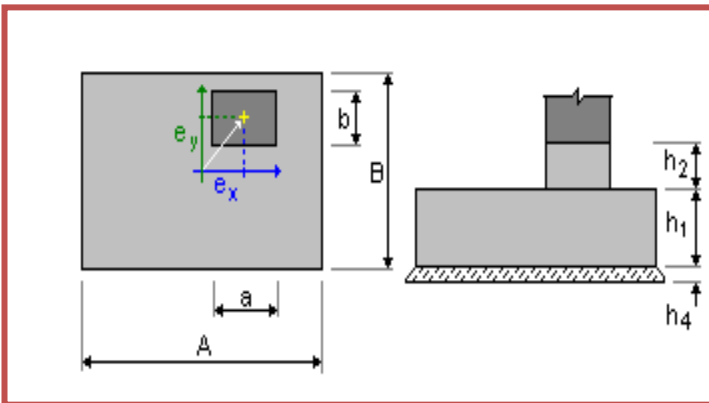
Figure .VII.16 : plan d'exécution d'un 1<sup>er</sup> coté de 6<sup>ème</sup> type

✿ 2<sup>ème</sup> coté :

Tableau VII.16 :les Géométries d'une semelle isolée



Géométrie	
a'	110.0 (cm)
b'	15.0(cm)
C <sub>1</sub>	5.0 (cm)
C <sub>2</sub>	3.0 (cm)



Géométrie			
A	1.50 (m)	a	1.10(m)
B	1.80 (m)	b	0.15(m)
h1	0.60(m)	h2	0.30(m)
ex	0.00(m)	ey	0.10(m)
h4	0.10(m)		

➤ Le ferrailage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau .VII.17 :Tableau d'armature

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombr e	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	attente	HA400	12	0.00	4	1.27			
2	Inferieur dans la direction Y	HA400	12	0.00	9	1.70			
3	transversale	HA400	10	31	5	1.04	1.04	0.14	1.04
4	transversale	HA400	12	21	4	0.77	0.12	0.77	
5	transversale	HA400	12	21	3	0.80	1.02	0.80	
6	Inferieur dans la direction X	HA400	12	0.00	11	1.40			



⇒ Le ferrillage d'une semelle

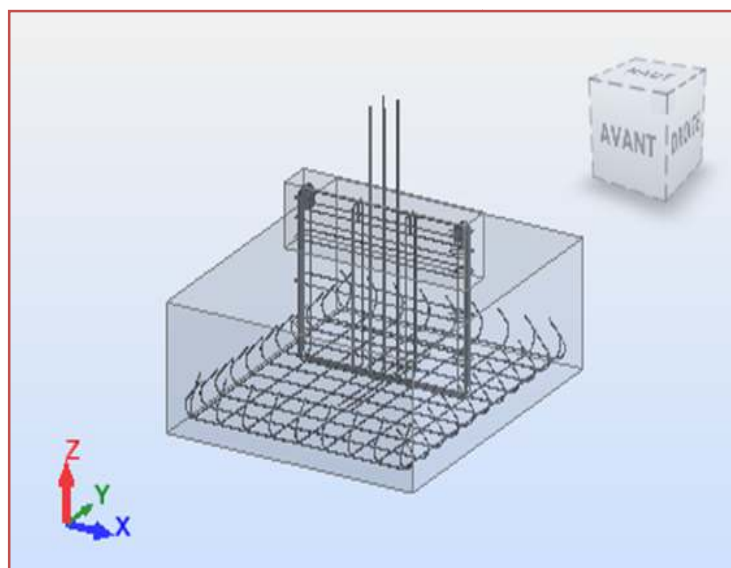
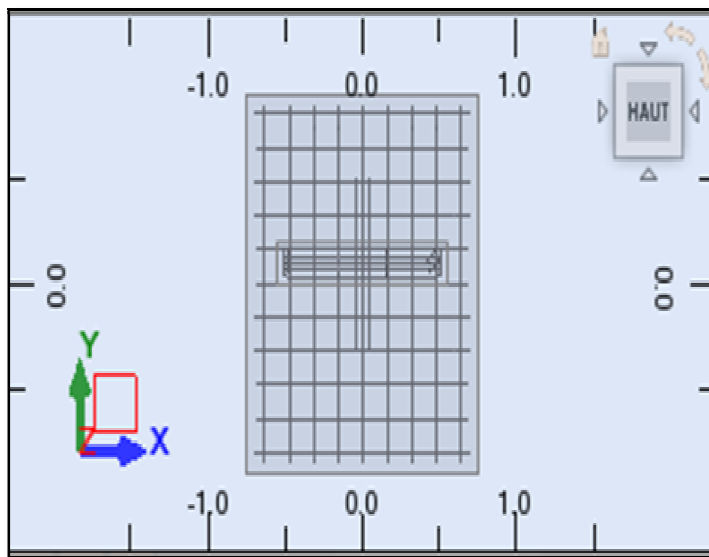


Figure .VII.17 : Ferrillage d'une semelle isolée en 3D

⇒ Le ferrailage d'une semelle en plan:

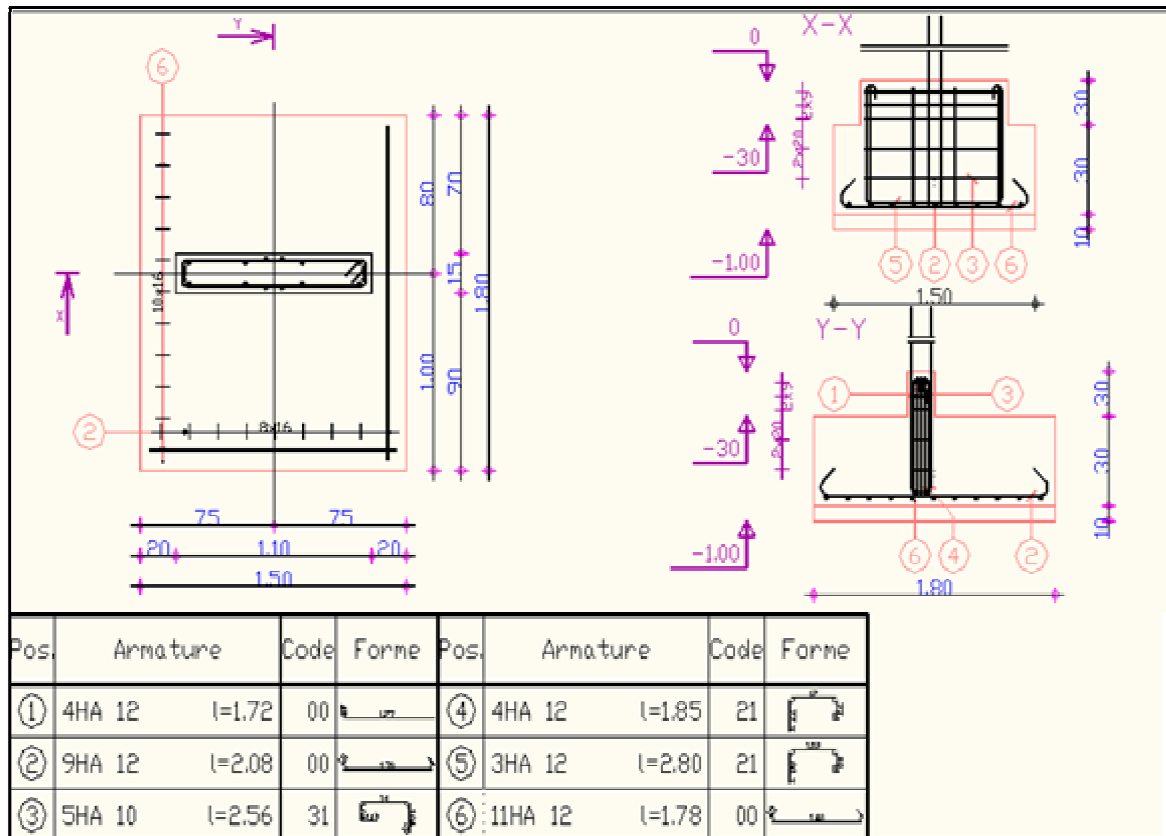


Figure .VII.18 : plan d'exécution d'un 2<sup>ème</sup> coté de 6<sup>ème</sup> type

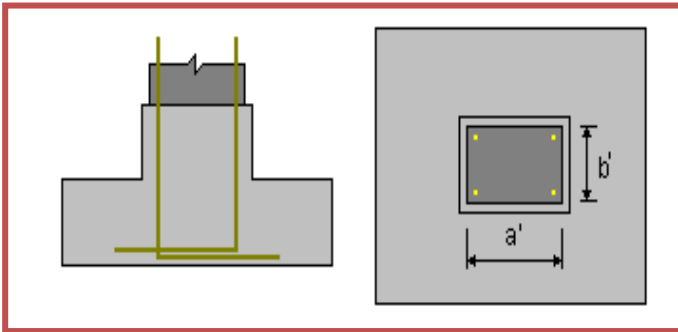
7<sup>ème</sup> type :

Niveau : Milieu

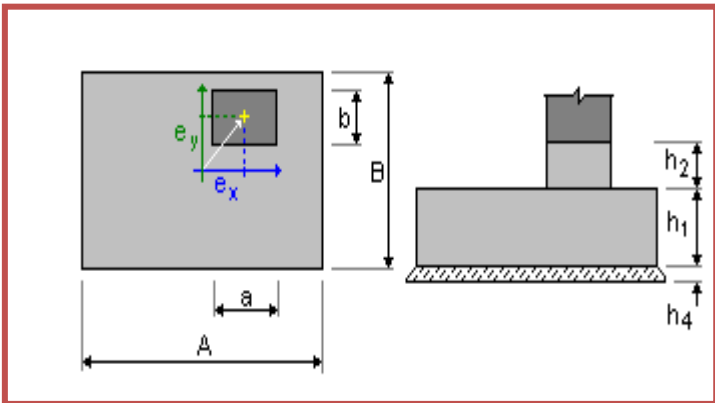
Semelle isolée : Semelle voile 3(3.90 m)

Même ferrailage pour voile de 5 m

Tableau .VII.18 :les Géométries d'une semelle isolée



Géométrie	
a'	390.0 (cm)
b'	15.0 (cm)
C1	5.0 (cm)
C2	3.0 (cm)



Géométrie			
A	4 (m)	a	3.90(m)
B	4(m)	b	0.15(m)
h1	0.60(m)	h2	0.30(m)
ex	0.00(m)	ey	-0.05(m)
h4	0.10(m)		

➤ Le ferrillage d'une semelle:

⇒ Tableau d'armature :

Tableau.VII.19 :Tableau d'armature

N°	Type d'armature	Type d'acier	Diametre (mm)	Code de la forme	Nombre	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
1	attente	HA400	12	0.00	4	1.42			
2	Valeur différente	HA400	14	0.00	58	3.90			
3	Transversale	HA400	10	31	6	0.14	3.84	0.14	3.84
4	transversale	HA400	12	21	2	0.92	0.12	0.92	
5	transversale	HA400	12	21	2	0.94	3.82	0.94	

⇒ Le ferrailage d'une semelle en 3 D :

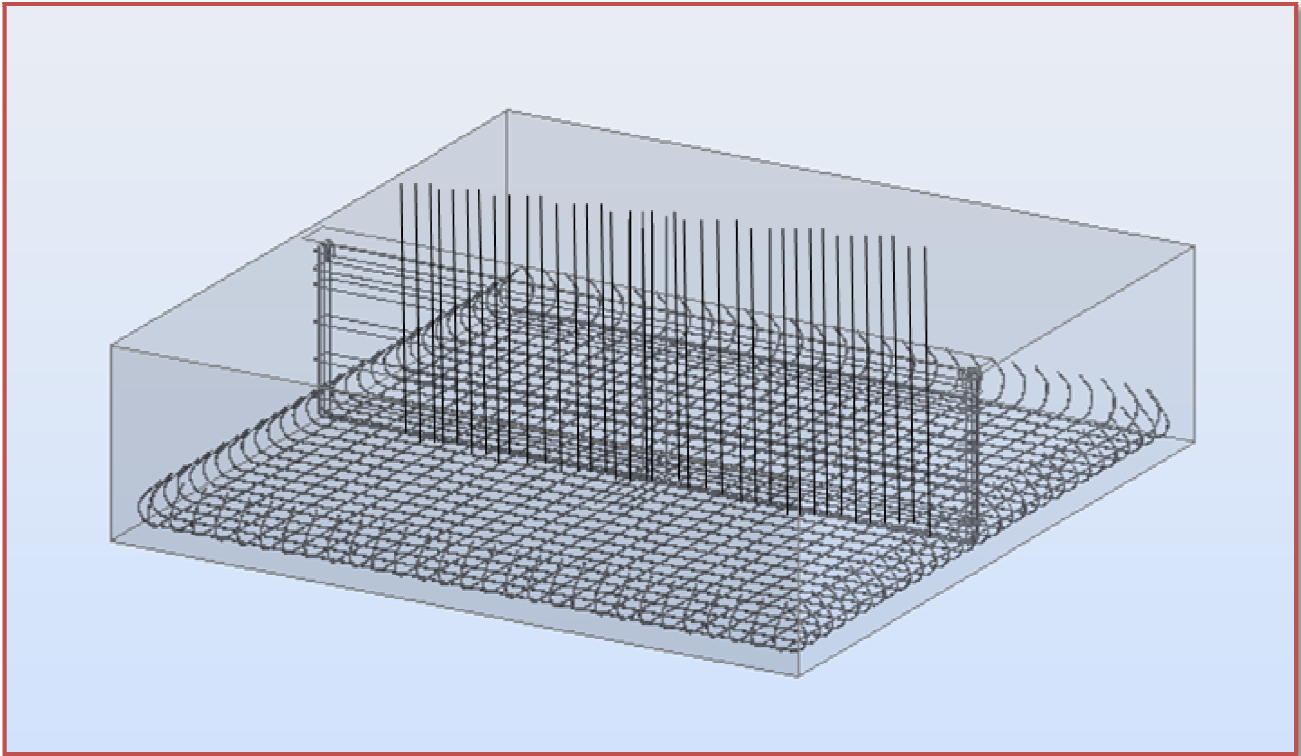


Figure VII.19 : Ferrailage d'une semelle isolée en 3D

⇒ Le ferraillement d'une semelle en plan :

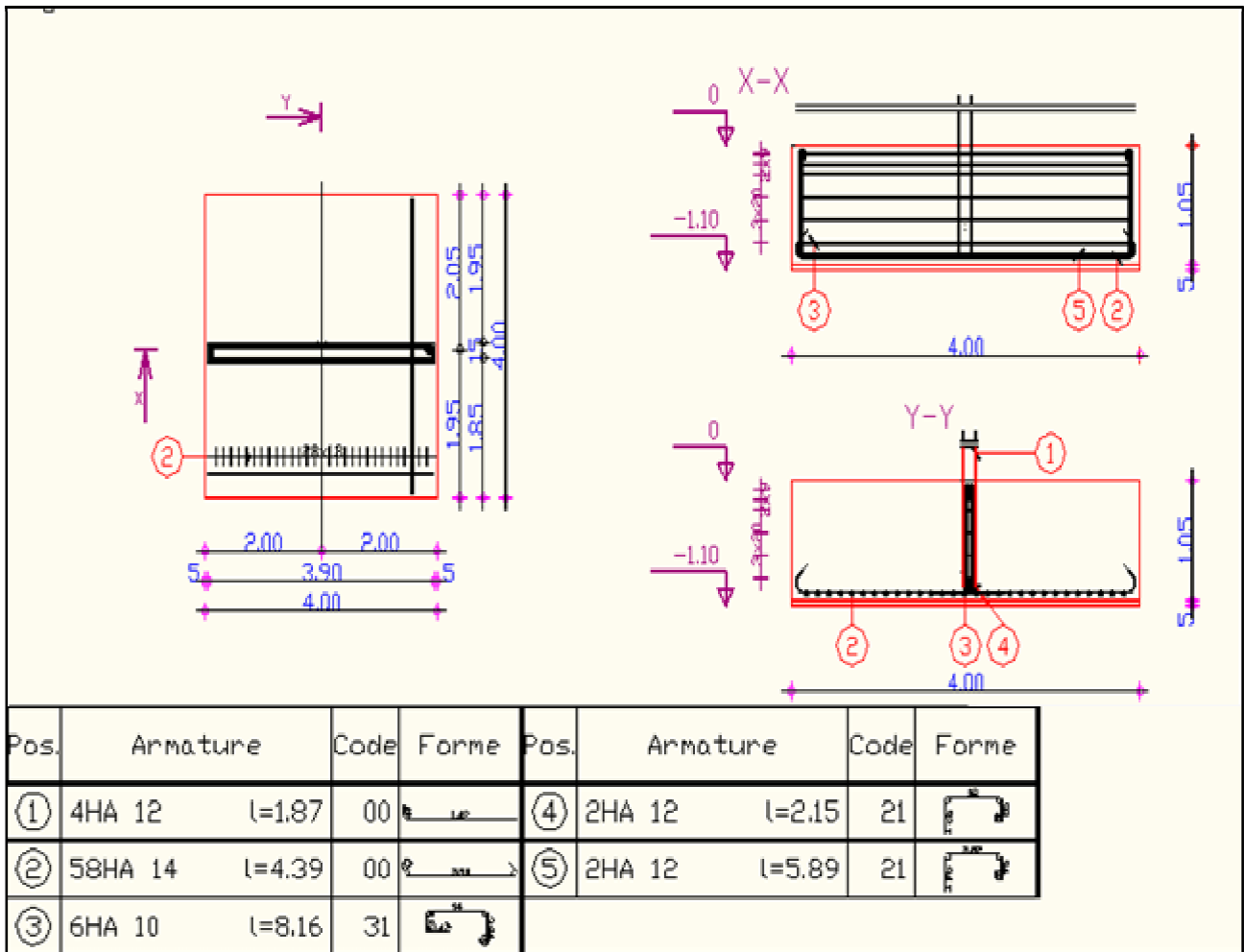


Figure .VII.20 : plan d'exécution d'un 7<sup>ème</sup> type



*Conclusion*

### Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort que les logiciels «Robot Structural Analysis et Auto-CAD ».

La conception et choix du mode de construction ainsi que les matériaux utilisées ne doit pas être pris d'une façon absolue, et que la tendance que les avantages d'un matériaux par rapport un autre ne doit pas influencer le jugement finale de l'ingénieur sur son choix de conception, car notre étude a montrer que une structure en BA est moins cher que celle en CM de point de vue structurelle, ou on a trouver un pourcentage de 25% de différence, malgré cela, la conception optimale d'un projet doit prendre en considération tous les aspects techniques et économiques pour la réalisation d'un projet donné.