

Rapport du Projet de Fin d'Année

Présenté par :
LABBASSI BRAHIM

Spécialité : **Génie Civil**

Thème :

Conception et dimensionnement d'un bâtiment en R+3

Encadré par :

M. HASSAN EL MINOR, Encadrant à l'ENSA

M. ABDELAZIZ MAZZOUZ, directeur général B.U.M.A.T.E.C

BET : B.U.M.A.T.E.C

Soutenu le : **03 /07 /17** , devant la commission du jury : **M.ELMINOR**

M. HILALI

M.JADAoui

Remerciement

Je tiens tout d'abord à exprimer mes chaleureux remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin au bon déroulement de mon stage.

Je remercie tout particulièrement Monsieur **ABDELAZIZ MAZZOUZ** qui m'a permis d'effectuer mon stage au sein de son bureau d'études en m'accueillant chaleureusement et en me réservant un encadrement constructif. Je lui suis reconnaissant de m'avoir accordé toute sa confiance pour mener à bien mon projet en me procurant toutes sortes de conseils, de remarques et de recommandations. Je remercie également tout l'ensemble du personnel du bureau d'étude B.U.M.A.T.E.C pour leur gentillesse et leur collaboration depuis le début jusqu'à la fin de mon exercice.

Je remercie aussi Monsieur **HASSAN EL MINOR** l'encadrant interne, pour l'honneur qu'il m'a accordé en acceptant de m'encadrer, ainsi pour son soutien et son aide précieux tout au long de mon stage.

Vers la fin, je tiens à saluer l'initiative de l'Ecole National des sciences appliquées, pour avoir instauré un module intitulé « PFA » à travers lequel on a l'occasion de découvrir de près le milieu professionnel que nous intégrerons dès l'obtention de nos diplômes.

Sommaire

Remerciement:	1
Liste des tableaux	4
Liste des figures.....	5
Introduction générale.....	7

Chapitre 1 : Présentation du projet

I.1. INTRODUCTION:.....	9
I.2. PRESENTATION DE L'ORGANISME D'ACCUEIL :.....	9
I.3. PRESENTATION DE PROJET :.....	10
I.3.1-Objet du projet :	10
I.3.2-Destination du projet :.....	10
I.3.3- Caractéristiques géométriques:.....	10
I.3.4-DESCRIPTION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE :	11
I.4. HYPOTHESE DE CALCUL :.....	11
I.4.1- Caractéristiques des matériaux :.....	12
I.4.1.1-BETON.....	12
I.4.1.2-ACIER.....	14
I.5.RENSEIGNEMENTS GEOTECHNIQUES	15
I.6.CONCLUSION :.....	15

Chapitre 2 : Conception et pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. La CONCEPTION :	17
II.1.1-Introduction :.....	17
II.1.2-Contraintes architecturales :	17
II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE :.....	17
II.2.1-Introduction :	17
II.2.2-PLANCHER.....	17
Description de fonctionnement des planchers corps creux	18
Détermination des sens de portées:.....	18
Détermination de l'épaisseur du plancher :	19
II.2.3-Les Poutres :.....	19
Poutres continues :.....	19
Poutres isostatiques :	21
II.2.3-Les poteaux :	23

II.2.4-Les voiles :.....	23
II.3. LES PLANS COFFRAGES :	23
II.4.CONCLUSION :.....	23

Chapitre 3

Dimensionnement de la structure

III.1. LA DESCENTE DE CHARGE :.....	25
III.1.1-Evaluation des charges agissant sur l'ouvrage.....	25
III.1.2- Principe de la Descente de charge :.....	27
III.2. CALCUL DE POTEAU:.....	29
III.2.1-Calcul de l'effort normal ultime et pré-dimensionnement du poteau.....	29
III.2.2-Ferraillage du poteau P5 :	31
III.3. CALCUL DE POUTRE.....	36
III.3.1-Introduction :.....	36
III.3.2-Calculs des sollicitations :.....	36
III.3.3-Etude d'une poutre continue :.....	38
III.3.4- Ferraillage de la poutre:.....	41
III.4.CALCUL DES SEMELLES.....	46
III.4.1-Introduction :.....	46
III.4.2-Choix des fondations.....	47
III.4.3-Semelle isole.....	47
III.4.4-Coffrage de la semelle.....	48
III.4.5-Ferraillage de la semelle	48
III.4.6-Plan d'exécution.....	49
III.5: CALCUL DU PLANCHER CORPS CREUX.....	50
III.5.1-Introduction	50
III.5.2- Dimensionnement du plancher.....	50
III.6.Etude de la dalle de la cage escalier.....	54
III.6.1-Introduction	54
III.6.2-Pré dimensionnement.....	54
III.6.3-dimensionnement	54
III.7.CONCLUSION	56
CONCLUSION GENERALE.....	57
ANNEXE1.....	58
ANNEXE2.....	63

Liste des tableaux

Tableau.1 : Présentation du projet.....	9
Tableau.2 : Destination du projet.....	9
Tableau.3 : caractéristiques géométriques.....	9
Feuille 1 : Calcule de plancher haut sous-sol.....	20
Feuille 2 : Calcule de plancher Mezzanine.....	21
Feuille 3 : Calcule de plancher RDC.....	21
Feuille 4 : Calcule de plancher haut 1er, 2eme, 3eme étages.....	21
Feuille 5 : Calcule de couverture d'escalier.....	22
Tableau 4: Charge de l'acrotère par mètre linéaire.....	23
Tableau 5: Charge de la cage escalier.....	23
Tableau 6:Charge du plancher terrasse.....	24
Tableau 7:Charge du plancher étage courant.....	25
Tableau 8:Charge des murs par mètre linéaire.....	25
Tableau 9:Charges d'exploitation.....	25
Tableau 10: charges permanentes et d'exploitation à chaque étage.....	28
Tableau.11: charges permanentes et d'exploitation, le coffrage, effort ultime à chaque étage...29	29
Tableau.12: charges permanentes et d'exploitation, le coffrage, effort ultime à chaque étage...30	30
Tableau.13: calcul de ferrailage du poteau P5 pour tous les étages.....	35
Tableau.14: résultats de calcul à l'état limite ultime.....	38
Tableau 15: résultats de calcul à l'état limite de service.....	39
Tableau 16: Charges et surcharges de poteau P8.....	46
Tableau 17:valeurs de L_s/ϕ	48
Tableau.18 : Les aciers de la dalle cage escalier.....	55
Tableau.19 : La descente de charge niveau cage escalier.....	62
Tableau.20 : La descente de charge niveau Terrasse.....	62
Tableau.21 : La descente de charge niveau 1er , 2eme étage.....	62
Tableau.22 : La descente de charge niveau H-RDC.....	63
Tableau.23 : La descente de charge niveau Mezzanine.....	63
Tableau.24 : La descente de charge niveau Sous-sol.....	64

Liste des figures

Figure.1 : Coupe verticale.....	10
Figure.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	12
Figure.3: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	12
Figure.4: diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	14
Figure.5: Composants du plancher corps creux.....	17
Figure.6: Les poutres porteuses et non porteuses.....	17
Figure.7: Poutre d'axe B.....	19
Figure.8: Poutre d'axe C.....	19
Figure.9: Surface d'influence.....	26
Figure.10: La position du poteau de calcul P5.....	26
Figure.11 : Facteurs de majoration de la charge aux poteaux.....	27
Figure.12 : Longueur de flambement.....	31
Figure.13 : Détails de ferrailage du poteau P5 niveau sous-sol.....	34
Figure.14 : Poutre étudié.....	37
Figure.15: Coupe verticale de la poutre d'étude.....	38
Figure.16 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	39
Figure.17 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	40
Figure.18: Diagramme de l'effort tranchant de la travée 1.....	43
Figure.19 : Répartition des armatures transversales de la travée 1.....	45
Figure.20: Position de la semelle étudiée.....	45
Figure.21: Coupe verticale de la semelle S1.....	49
Figure.22: plancher en corps creux.....	50
Figure.23 : dimension de la poutrelle.....	50
Figure.24 : Plancher calculé.....	51
Figure.25: Coupe verticale du plancher.....	52
Figure.26: ferrailage de la poutrelle.....	53
Figure.27 : Schéma de la dalle cage escalier.....	53
Figure.28 : valeurs numériques des coefficients μ_x et μ_y	54

Introduction générale

Le domaine de construction est un vaste domaine compliqué car bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées pour trouver un abri ou règne sécurité et confort , c'est aussi un domaine qui a connu durant son histoire plusieurs innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures ; selon les besoins et les capacités. Ainsi on est face à une grande variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, le béton précontrainte, l'acier, le bois.

Le besoin sans cesse en infrastructures de Génie civil, fait que les Ingénieurs sont en perpétuels recherchent de conformité afin de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs d'un ouvrage pour assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique et sa durabilité pendant toute sa durée de vie sans risque pour l'utilisateur. Ceci sans oublier l'aspect coût économique de l'ouvrage.

Le projet présenté s'inscrit dans cette dynamique et qui consiste à concevoir, modéliser et dimensionner un bâtiment en R+3 à usage d'habitation en béton armé.

Dans cette optique, le premier chapitre portera sur une présentation générale du projet, le suivant chapitre s'intéressera à la conception et au pré-dimensionnement des éléments structuraux, le dernier chapitre traitera l'ensemble des calculs de dimensionnement de la structure.

Chapitre 1 : Présentation du projet

I.1 INTRODUCTION

Il est évident qu'un meilleur et brillant avenir professionnel dans le domaine de Génie civil est fonction des différentes expériences acquises à travers les pratiques après les compétences théoriques acquises à l'école.

L'objectif de cette étude structurale est de pouvoir proposer une répartition des différents éléments en Béton Armé de ce R+3 ainsi que les dimensions nécessaires à la bonne tenue. Le travail sera effectué sur les bases de la Résistance des matériaux, des principes BAEL révisé 99 et le RPS 2011.

Le présent document est une synthèse de tous les travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés, les normes et réglementations puis donnera, le cas échéant, les références sur lesquelles je me suis appuyé.

I.2 PRESENTATION DE L'ORGANISME D'ACCUEIL

Le bureau d'études B.U.M.A.T.E.C fut créé en 1995. Il est actuellement dirigé par Mr. Abdelaziz MAZZOUZ. Il intervient dans toutes les phases d'un projet de BTP à savoir l'étude de conception, l'étude technique et le suivi des travaux. Le BET est constitué de :

- ✓ 2 ingénieurs d'étude de structure.
- ✓ 3 techniciens.

Fiche technique

Raison sociale : Bureau Marocain Techniques, Etudes et Conseils

- Acronyme: B.U.M.A.T.E.C
- Année de fondation : 1995
- Capital : 160.000,00 DH
- Forme juridique : SARL
- Téléphone : 05 28 84 80 47
- Fax : 0528 848 771
- Siège social : 265, bd Hassan II, imm. Oudmine, 1^{er}ét. -AGADIR
- Gérant Associé Unique : **ABDELAZIZ MAZZOUZ**

L'intervention de B.U.M.A.T.E.C au niveau du Bâtiment touche les différents corps d'état techniques et architecturaux suivants :

- Structure : Béton Armé et Charpente Métallique
- Gros œuvres et Etanchéité
- Electricité : Courant Fort et Courant Faible
- Assainissement
- Plomberie sanitaire
- Climatisation et chauffage
- Piscines...

I.3 Présentation du projet

Le projet étudié est un bâtiment R+3 localisé à la ville D'AIT MELLOUL. Il s'agit du lotissement ARGANA Lot N1°EIC58 destiné à l'habitation.

I.3.1 Objet du projet

L'objectif de cette étude est de dimensionner les principaux éléments porteurs (**poteaux, poutres, voiles, planchers..**) de ce bâtiment afin d'assurer la résistance, la durabilité et la stabilité structurale de cet immeuble.

Lotissement "ARGANA Lot N1°EIC58"	
Maitre d'ouvrage	Tahar Chakir
Architecte	Reghai Hattab
Bureau d'études techniques	BUMATEC

Tableau.1 Présentation du projet

I.3.2 Destination du projet

Niveau	Activités
Sous-sol	Parking
Rez-de-chaussée	commercial (magasins)
Les étages	logements d'habitation

Tableau.2 Destination du projet

I.3.3 Caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	18,00m
Largeur totale du bâtiment	15,00m
Hauteur totale du bâtiment	19,50m
Hauteur du sous-sol	2,50m
Hauteur du RDC	5,25m
Hauteur des étages courants	2,80m

Tableau.3 caractéristiques géométriques

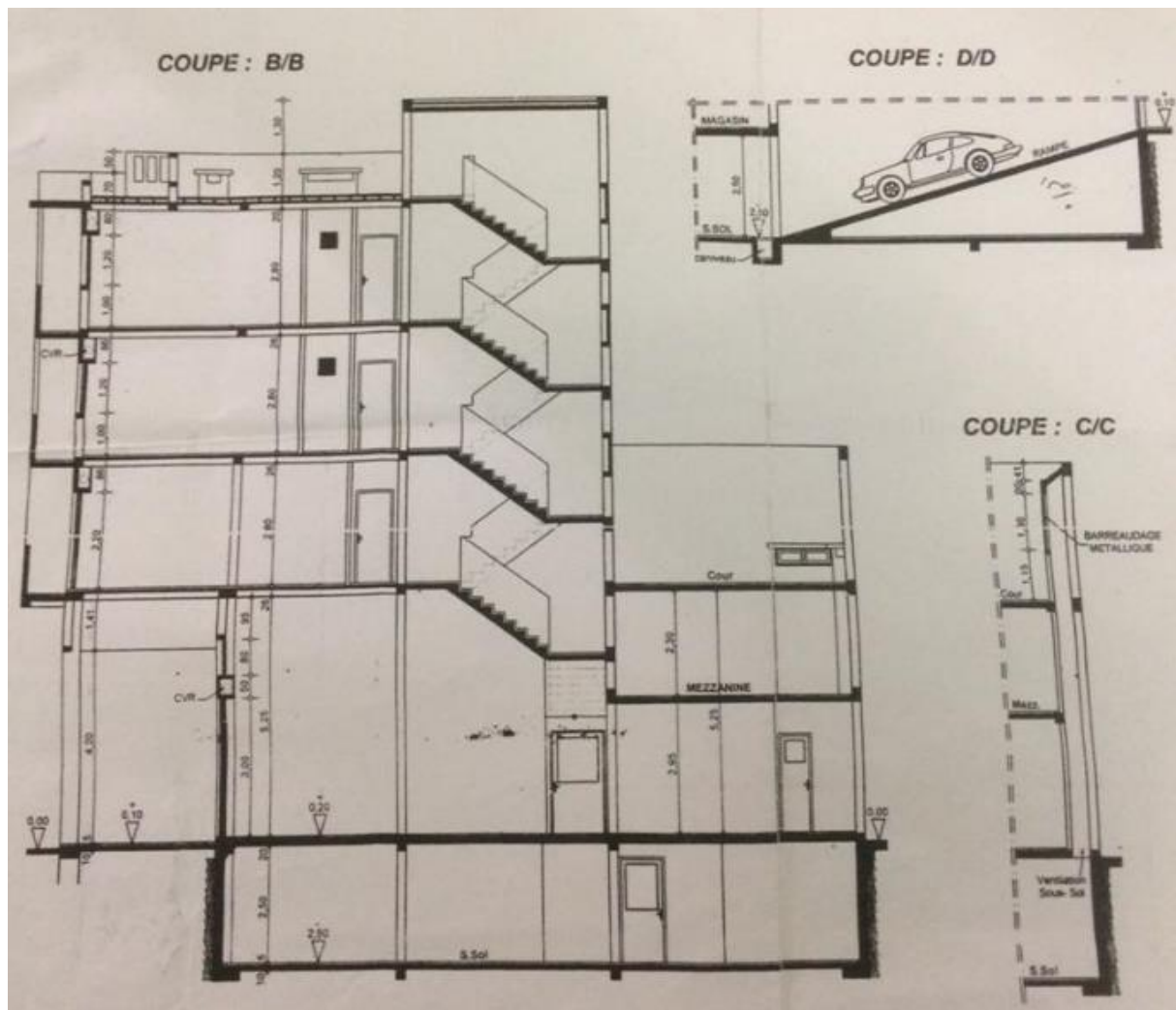


Figure.1 Coupe verticale

I.3.4 DESCRIPTION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

Le choix de l'ossature de cet ouvrage et le dimensionnement ont pour but de déterminer les dimensions et l'armature de l'ossature du bâtiment ;(C'est une ossature auto- stable réalisé en système de portique (poteaux- poutres), de façon à répondre économiquement aux exigences de l'architecte et du Maître d'ouvrage tout en garantissant la capacité portante de l'ossature et son fonctionnement à long terme.

Pour cet ouvrage, nous avons opté pour une ossature en béton armé afin de se conformer aux exigences de l'architecte.

I.4. HYPOTHESE DE CALCUL

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement BAEL 91 révisé 99 (Béton Armé aux Etats Limites), basé sur la théorie des états limites ultimes (ELU) et Etats limites de service (ELS).

Les combinaisons d'actions sont :

$$\left. \begin{array}{l} \text{A l'état limite ultime} : Q_{ul} = 1,35G + 1,5Q \\ \\ \text{A l'état limite de service} : Q_{ser} = G + Q \end{array} \right\}$$

I.4.1 Caractéristiques des matériaux

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.4.1.1 Béton

Le béton est un mélange composé de : Ciment, eau, air, granulats.

Ce mélange du béton doit respecter des rapports bien définis, Le béton résiste bien à la compression et n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 8/16 ET 16/25.
- 175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de 2.50t/m^3 .

i) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- Ciment CPA 45
- La masse volumique du béton armé : **2500 kg/m^3**
- Résistance caractéristique à la compression à 28 jours : **$f_{c28} = 25\text{ MPa}$**
- Résistance caractéristique à la traction à 28 jours : **$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1\text{ MPa}$** . (Art A-2 12 BAEL91)

D'après BAEL 91 modifiée 99 :

Si : $f_{c28} \leq 60\text{ MPa}$		$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$
Si : $f_{c28} > 60\text{ MPa}$		$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$

ii) Contraintes limites

• **ELU**

L'état limite ultime est un état qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la structure dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

La contrainte à l'ELU est notée f_{bu} tel que :

Contrainte limite à la compression (Art 4 -3 .41 BAEL91)



$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

$\gamma_b=1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b=1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

▪ *Remarque :*

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

▪ *Définition :*

Le **fluage du béton** noté ε_f , est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

Le diagramme ci-dessous montre la courbe des contraintes du béton en fonction de sa déformation à l'ELU (figure 2).

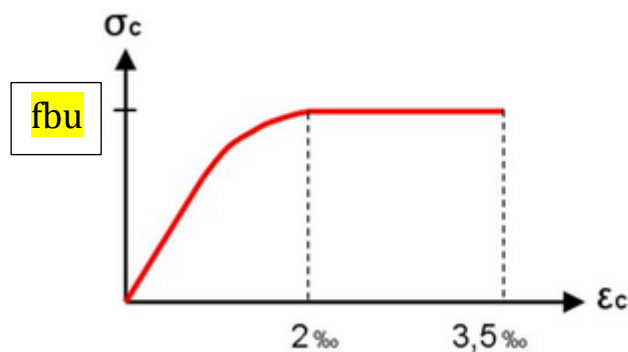


Figure.2: *Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU*

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91)

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

• *ELS*

L'état limite de service est un état qui correspond à la valeur limite *au-delà de laquelle les conditions normales d'exploitation de la structure ne sont plus satisfaites.*

La contrainte à l'ELS est donnée par : (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = f_{c28} * 0.6 = 15 \text{ MPa}$$

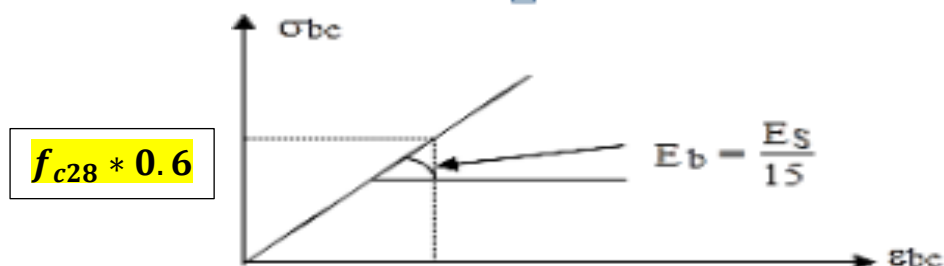


Figure.3: *Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU*

Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

Le module de déformation instantanée : (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

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

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Donc : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Le module de déformation différée : (Art A – 2.1.22 BAEL91)

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Donc : } E_{v28} = 10721.4 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ en MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

iv) Coefficient de Poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement BAEL 91 :

ELU : $\nu = 0$: calcul des sollicitations (béton fissuré).

ELS : $\nu = 0,2$: calcul des déformations (béton non fissuré).

I.4.1.2 Aciers

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration.

Type d'acier employé : Barres à haute adhérence : **Nuance Fe E500**

Limite d'élasticité : **Fe = 500 MPa**

Coefficient de sécurité : combinaisons fondamentales **$\delta_s = 1,15$**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **Es=200 000 MPa.**

i) La contrainte limite de l'acier

- **ELU**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

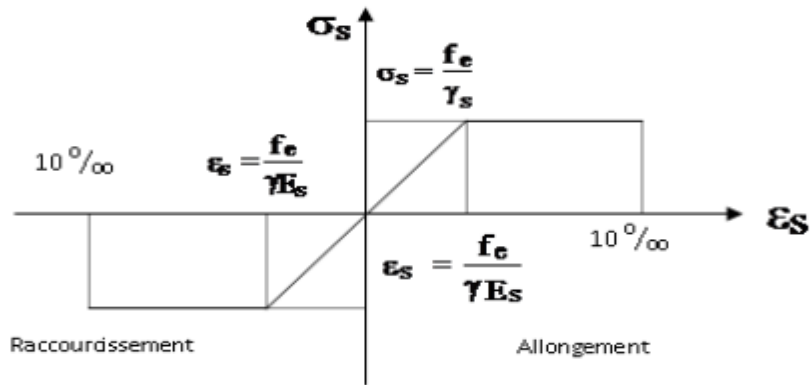


Figure.4: diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

γ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

σ_s : contrainte de l'acier.

ϵ_s : coefficient de sécurité de l'acier à pour valeur : $\begin{cases} 1.15 \text{ cas d'actions courantes} \\ 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles} \end{cases}$

• ELS

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- ❖ Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.
- ❖ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150 \eta)$ (MPa)
- ❖ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 110 \eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

I.5 Renseignements géotechniques

Définition :

Étude faite par un géotechnicien au moyen d'enquêtes, de sondages et d'essais se rapportant au sol de fondation, destinée à fournir et à interpréter les données (physiques, mécaniques, hydrogéologiques) indispensables à la conception d'un ouvrage et à sa réalisation.

Compte tenu de l'étude et de la nature du projet, les fondations à retenir peuvent être prises de type superficiel en semelles isolées ou filantes ancrées dans la formation rocheuse. La contrainte admissible à appliquer au sol sera limitée à la valeur de 2.5 bars (0,25 MPa).

I.6 CONCLUSION

Ce premier chapitre nous a permis de connaître l'organisme d'accueil, qui a été très utile pour moi, car d'après toutes ces discussions avec le gérant du bureau m'a permis d'avoir une idée claire sur les contraintes et les difficultés d'avoir un son propre BET.

Après on a présenté le projet étudiant, ses dimensions, ses caractéristiques géométriques, sa destination ainsi que les hypothèses de calcul fondamentale pour atteindre l'objet de cette étude.

Chapitre 2 :
Conception et pré dimensionnement des
éléments structuraux

II.1 La CONCEPTION

II.1.1 Introduction

La conception de l'ouvrage est la phase la plus importante dans l'étude d'une construction, elle consiste dans le choix de la structure la plus optimale, c'est-à-dire celle qui respecte le plus, les exigences du maître d'ouvrage, de l'architecte et du bureau de contrôle, tout en gardant une structure bien porteuse, facile à exécuter et moins coûteuse sur le plan économique. Aussi, le respect des normes qui réglemente le type de la structure étudiée est indispensable. Cette phase de conception se base sur les plans d'architecte.

II.1.2 Contraintes architecturales

Il s'agit d'adapter la conception à l'architecture technique en tenant compte les exigences de stabilité et de résistance, et aux contraintes architecturales de sécurité et d'esthétique.

On a pris en considération les conditions suivantes :

- ✓ Eviter d'avoir des poteaux qui débouchent au hasard dans les magasins du rez-de-chaussée.
- ✓ Eviter de grandes retombées pour les poutres.
- ✓ Aligner les poteaux le plus possible.
- ✓ Eviter d'avoir des poteaux extérieurs proches des murs.

Nous avons essayé de respecter au maximum les plans donnés par l'architecte.

II.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

II.2.1 Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, ce qui permet d'avoir des dimensions économiques et éviter d'avoir un sur plus de béton et d'acier. Pour cela les règlements en vigueur notamment le BAEL 99 et le RPS 2011 donnent des fourchettes pour **un pré-dimensionnement** à la fois sécuritaire et économique. Ce projet a commencé par la conception du plan du coffrage basé sur le pré dimensionnement des éléments de la structure.

Ce plan va constituer la base de tout le calcul des structures effectué dans le chapitre 3.

La conception du plan de coffrage est faite à la base des plans d'architecture

II.2.1.1 Plancher

Choix du type de dalle :

Pour tous les planchers du bâtiment, on optera pour des dalles à corps creux à poutrelles préfabriquées, pour les raisons suivantes :

- Gain important du temps de réalisation
- Facilités de mise en œuvre.
- Economie importante en béton et en acier
- Légèreté par rapport à la dalle pleine
- Meilleure isolation thermique et acoustique.
- Economie en coffrage (le corps creux constitue un coffrage perdu)

Remarque : Les planchers ou les dalles se composent de trois parties distinctes

- La partie portante
- Le revêtement
- Le plafond

1. Description de fonctionnement des planchers corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments :

- ♦ Les corps creux ou « entrevous » qui servent de coffrage perdu
- ♦ Des poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- ♦ Une dalle de compression ou « hourdis » coulée sur les entrevous et qui reprend les efforts de compression.

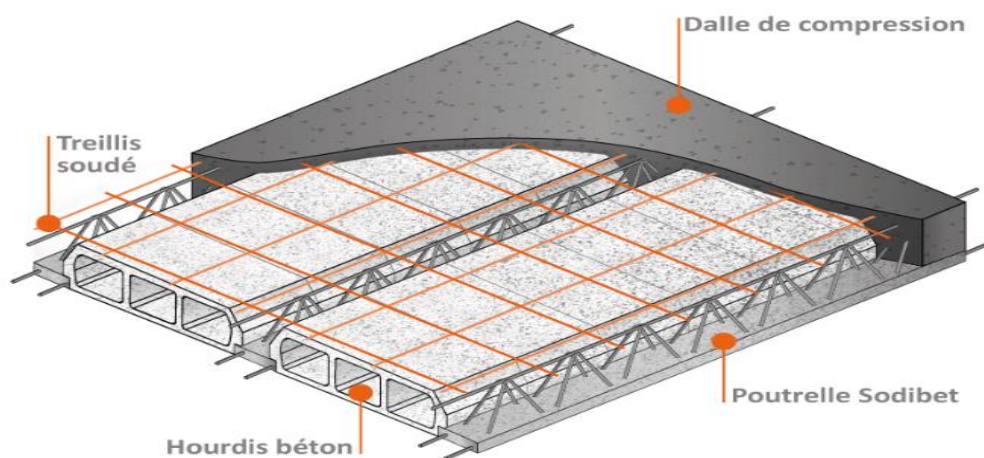


Figure.5 Composants du plancher corps creux

2. Détermination des sens de portées

On doit dans un premier temps, déterminer les sens de portée des hourdis des différents planchers suivant la petite portée afin de différencier par la suite les poutres porteuses des poutres non porteuses, selon le schéma ci-dessous :

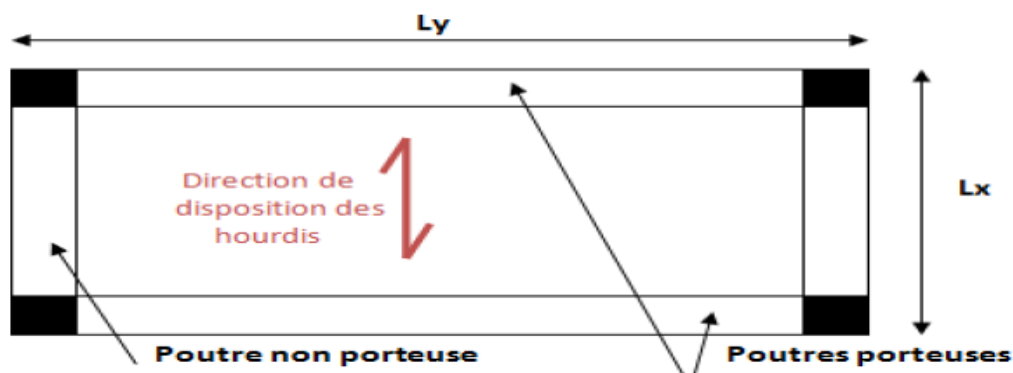


Figure.6 Les poutres porteuses et non porteuses

Remarque :

Dans quelque rectangle de charge on s'est trouvée obligée d'inverser le sens de portée afin d'éviter les retombées dans les salons.

3. Détermination de l'épaisseur du plancher

Pour l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche : $\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
Avec L : la portée max d'une poutrelle, pour ce projet $L_{max} = 5.975m$

$$ht \geq \frac{597.5}{22.5} = 26.55cm$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $ht=30cm$

Soit un plancher (25+5) cm avec

25 cm \rightarrow corps creux

5 cm \rightarrow dalle de compression

Pour des raisons de faciliter l'exécution des planchers, on va choisir la même épaisseur qui correspond l'épaisseur maximale trouvée (**30cm**).

II.2.1.2 Les Poutres

Les poutres de ce bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire $b \cdot h$, elles transmettront aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Nous avons un système de poutres continues et de poutre isostatique. Nous allons donc pré-dimensionner les poutres continues de rive puis celle du milieu. Ensuite nous procéderons au pré-dimensionnement des poutres isostatiques de la même manière, selon les formules empiriques données par BAEL99 et vérifiées par la suite selon le RPS2011.

D'après le BAEL 99

Pour les poutres hyperstatiques	$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16}$
Pour les poutres isostatiques	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec :

L : La portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

D'après le RPS 2000 version 2011

Les dimensions trouvées par le BAEL doivent satisfaire les conditions du RPS 2011. Ces conditions sont de telles que la largeur de la poutre b doit être supérieure ou égale à 20 cm et le rapport de la largeur de la poutre et de sa hauteur h doit être supérieur ou égale à 0.25.

$$\left[\begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{b}{h} \geq 0.25 \end{array} \right.$$

Poutres continues

- Poutre de rive

Dans les structures des bâtiments il arrive de rencontrer des poutres reposant sur plus de deux appuis. Ces poutres sont appelées poutres continues ou hyperstatiques. Pour pouvoir

effectuer le pré-dimensionnement nous avons observé les dimensions de chaque porté des poutres de rive et nous avons la plus grande portée. Ainsi nous appliquons la formule :

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16}$$

EXEMPLE DE CALCUL DE LA POUTRE de l'axe B :



Figure.7:Poutre d'axe B

Donc la plus grande portée de l'ensemble de ces poutres est : 597,5 m.
Ce qui nous donne alors :

$$\frac{597.5}{20} = 29.87cm \leq h \leq \frac{597.5}{16} = 37.34cm$$

On prend alors une hauteur de 40cm pour toute la travée

Pour respecter le RPS2000, le b_{min} sera de 20cm, Et $b \geq 0,25 h$

$b \geq 0.25h$ on a donc ainsi $b \geq 0.25 \cdot 40 \Rightarrow b \geq 10$ On prend donc $b=20cm$

Notre poutre sera donc : **20*40cm**

- Centrale

➤ Poutre Principale

Nous avons appelé poutre principale les poutres continues qui file et sur lesquels d'autres poutres viennent s'appuyer. Nous avons encore a déterminé la plus grande portée de l'ensemble de ces poutres et appliquer les mêmes relations ci-dessus :

EXEMPLE DE CALCUL DE LA POUTRE de l'axe C :



Figure.8:Poutre d'axe C

Or $L_{max}=370cm$, ce qui nous donne donc :

$$\frac{370}{20} = 18.5cm \leq h \leq \frac{370}{16} = 23.12cm$$

On prend alors une hauteur de **30cm** pour toute la travée
 Pour respecter le RPS2000, le b_{\min} sera de 20cm, Et $b \geq 0,25 h$
 $b \geq 0.25h$ on a donc ainsi $b \geq 0.25 * 30 \Rightarrow b \geq 7.5$ On prend donc $b=20\text{cm}$

Notre poutre sera donc : 20*30cm

➤ Poutre secondaire

Les poutres secondaires sont celles qui prennent appui sur les poutres principales. Leur pré-dimensionnement est idem à ceux précédent.

Poutres isostatiques

Nous appelons poutre isostatiques les poutres à une travée. Pour le pré-dimensionnement nous avons utilisé la poutre isostatique la plus grande c'est-à-dire avec la plus grande portée et nous avons effectué les calculs suivants :

BAEL $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ Et $0.3h \leq b \leq 0.7h$

RPS $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{b}{h} \geq 0.25 \end{array} \right.$

Pré-dimensionnement isostatique de l'ensemble des poutres

pré-dimensionnement des poutres (isostatique)							
plancher haut sous sol							
la poutre	longeur L	H-min	H-max	H-choisi	b-min	b-max	b-choisi
A-1	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
A-2	285	19	28,5	40	12	28	20
A-3	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
A-4	440	29,33333333	44	40	12	28	20
A-5	370	24,66666667	37	40	12	28	20
A-6	370	24,66666667	37	40	12	28	20
A-7	420	28	42	40	12	28	20
A-8	420	28	42	40	12	28	20
A-9	410	27,33333333	41	40	12	28	20
A-10	470	31,33333333	47	40	12	28	20
A-11	470	31,33333333	47	40	12	28	20
A-12	549,1	36,60666667	54,91	40	12	28	20

Feuille 1 Calcul de plancher haut sous-sol

pré-dimensionnement des poutres (isostatique)							
plancher Mezzanine							
la poutre	longueur L	H-min	H-max	H-choisi	b-min	b-max	b-choisi
M-1	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
M-2	285	19	28,5	40	12	28	20
M-3	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
M-4	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
M-5	425	28,33333333	42,5	40	12	28	20
M-6	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
M-7	285	19	28,5	40	12	28	20
M-8	579,5	38,63333333	57,95	40	12	28	20
M-9	550	36,66666667	55	40	12	28	20
M-10	550	36,66666667	55	40	12	28	20
M-11	550	36,66666667	55	40	12	28	20
M-12	550	36,66666667	55	40	12	28	20
M-13	475,5	31,7	47,55	40	12	28	20
M-14	550	36,66666667	55	40	12	28	20

Feuille 2 Calcul de plancher Mezzanine

pré-dimensionnement des poutres (isostatique)							
plancher Haut RDC							
la poutre	longueur L	H-min	H-max	H-choisi	b-min	b-max	b-choisi
B-1	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
B-2	285	19	28,5	40	12	28	20
B-3	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
B-4	285	19	28,5	40	12	28	20
B-5	370	24,66666667	37	40	12	28	20
B-6	370	24,66666667	37	40	12	28	20
B-7	370	24,66666667	37	40	12	28	20
B-8	370	24,66666667	37	40	12	28	20
B-9	370	24,66666667	37	40	12	28	20
B-10	370	24,66666667	37	40	12	28	20
B-11	350	23,33333333	35	40	12	28	20
B-12	410	27,33333333	41	40	12	28	20
B-13	470	31,33333333	47	40	12	28	20
B-14	549,8	36,65333333	54,98	40	12	28	20
B-15	350	23,33333333	35	40	12	28	20
B-16	410	27,33333333	41	40	12	28	20
B-17	470	31,33333333	47	40	12	28	20
B-18	549,8	36,65333333	54,98	40	12	28	20
B-19	549,8	36,65333333	54,98	40	12	28	20
B-20	230	15,33333333	23	40	12	28	20

Feuille 3 Calcul de plancher RDC

pré-dimensionnement des poutres (isostatique)							
plancher Haut 1er,2eme,3eme étages							
la poutre	longueur L	H-min	H-max	H-choisi	b-min	b-max	b-choisi
C-1	597,5	39,83333333	59,75	40	12	28	20
C-2	285	19	28,5	40	12	28	20
C-3	370	24,66666667	37	40	12	28	20
C-4	370	24,66666667	37	40	12	28	20
C-5	370	24,66666667	37	40	12	28	20
C-6	370	24,66666667	37	40	12	28	20
C-7	100	6,66666667	10	40	12	28	20
C-8	757,35	50,49	75,735	55	16,5	38,5	20
C-9	470	31,33333333	47	40	12	28	20
C-10	100	6,66666667	10	40	12	28	20
C-11	757,35	50,49	75,735	55	16,5	38,5	20
C-12	757,35	50,49	75,735	55	16,5	38,5	20
C-13	470	31,33333333	47	40	12	28	20

Feuille 4 Calcul de plancher haut 1er, 2eme, 3eme étages

		pré-dimensionnement des poutres (isostatique)					
Couverture escalier							
la poutre	longeur L	H-min	H-max	H-choisi	b-min	b-max	b-choisi
M-1	285	19	28,5	35	10,5	24,5	20
M-2	170	11,3333333	17	35	10,5	24,5	20
M-3	142,5	9,5	14,25	35	10,5	24,5	20
M-4	370	24,6666667	37	35	10,5	24,5	20
M-5	470	31,3333333	47	35	10,5	24,5	20
M-6	470	31,3333333	47	35	10,5	24,5	20

Feuille 5 Calcul de couverture d'escalier

II.2.1.2 Les poteaux

Le poteau est un élément vertical qui porte le système de plancher- poutres par point d'appui isolé, il supporte les charges verticales (par compression) ainsi qu'il participe à la stabilité transversale par le système poteau-poutres (portique) pour combattre les efforts horizontaux.

Selon le RPS 2000 version 2011 :

a et b ≥ 25cm

a : La petite dimension

b : La grande dimension

Nous allons dans un premier lieu poser sur le plan de coffrage initial des poteaux de **25×30** et **20×30** pour les poteaux voiles, sachant qu'ils ne sont pas définitifs.

II.2.1.2 Les Voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types des voiles :

✓ **Voile de contreventement**

✓ **Voile de soutènement :**

D'après le RPS 2011, l'épaisseur d'un voile est de **$e_{min} = \min(15cm ; h_e/20)$**

Avec : h_e hauteur d'étage

Donc : **$e_{min} = \min(15cm ; 250/20) = 12.5cm$**

On a pris alors un voile de 20 cm

II.3 LES PLANS COFFRAGES

Voir Annexe 1 (page 57)

II.4 CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de mettre l'accent sur les hypothèses nécessaires pour la conception de la structure ainsi que la méthodologie utilisée pour le pré-dimensionnement de tous les éléments de cette structure, afin d'aboutir au plan coffrage qui permet d'avoir les dimensions économiques et d'éviter par la suite d'avoir un sur plus de béton et d'acier.

Chapitre 3 : **Dimensionnement de la structure**

III.1 La Descente de charges

III.1.1 Evaluation des charges agissant sur l'ouvrage

❖ Charges permanentes(G)

Comme leur nom l'indique, ces charges ne varient pratiquement pas dans le temps. Ces charges résultent principalement des poids propres des différents éléments de la structure donc sont des actions verticales. Elles résultent du poids volumique des matériaux mis en œuvre et des dimensions de l'ouvrage. Nous prendrons pour le béton armé un poids volumique de 25 KN/m³. La norme NF P 06-004 précise les poids volumiques des divers matériaux de construction.

➤ Charges permanentes de l'acrotère :

L'acrotère est un petit mur en béton armé au-dessus de la terrasse le long du périphérique du bâtiment, donc sa charge ne sera supportée que par les poteaux de périphérique.

Acrotère			
Element	Surface (cm ²)	poids volumique (kN/m ³)	G(KN/ml)
Acrotère	2400	25	6

Tableau 4 Charge de l'acrotère par mètre linéaire

➤ Charges permanentes de toit de la cage escalier

Toit de la cage d'escalier :		
Matériau	Epaisseur (cm)	G(kN/m ²)
Gravillon de protection	5	1
Etanchéité multicouche	2	0,12
Forme de pente	10	2,1
Dalle plein	10	2,14
G (kN/m ²)		5,36

Tableau 5 Charge de la cage escalier

➤ Charges permanentes de plancher de la terrasse :

La terrasse est accessible et réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. La forme de pente à une inclinaison de 1%.

Terrasse :		
Matériau	Epaisseur (cm)	G(kN/m ²)
Gravillon de protection	5	1
Etanchéité multicouche	2	0,12
Forme de pente	10	2,1
Dalle en corps creux 25+5	25+5	4,15
Enduit sous plafond	2	0,2
G (KN/m ²)		7,57

Tableau 6 Charge du plancher terrasse

➤ Charges permanentes de l'étage courant :

Étages Courants		
Matériau	Epaisseur (cm)	G(kN/m ²)
Revetement	6	1,2
Etanchéité	2	0,12
Enduit sous plafond	2	0,2
Dalle en corps creux 25+5	25+5	4,15
Cloison	-	0,75
G (KN/m ²)		6,42

Tableau 7 Charge du plancher étage courant

➤ Charges permanentes des murs :

Murs	
Element	Mur (e=20cm)
Enduit 1	0,84
Poids propre	7,56
Enduit 2	0,84
G (kN/ml)	9,24

Tableau 8 Charge des murs par mètre linéaire

❖ **Charges d'exploitation (Q)**

Ce type de charge est variable dans le temps et est liée aux conditions d'utilisation de l'ouvrage. Ces charges sont aussi principalement gravitaire donc verticales. Pour un immeuble on peut l'assimiler aux poids propres des personnes et biens occupant l'immeuble. Suivant sa fonctionnalité, la réglementation BAEL donne les différentes valeurs des charges surfaciques à prendre en compte.

Nature et destination	Q (kN/m ²)
Terrasse accessible privée	1,5
Terrasse inaccessible	1
Habitation	1,5
RDC	5
Mezzanine	1,75
pancher sous-sol	2,5
Balcons	3,5
Escaliers	2,5

Tableau 9 Charges d'exploitation

III.1.1- Principe de la Descente de charge

La descente de charge consiste à calculer, pour tous les éléments porteurs de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusque sur la fondation, or le bâtiment ne dépasse pas 5 étages donc il n'y a pas lieu d'appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation.

Les valeurs obtenues ainsi permettront de dimensionner les éléments porteurs.

La figure ci-après montre les surfaces offertes par chaque poteau ainsi que leurs types (poteaux centraux, d'angle et de rive).

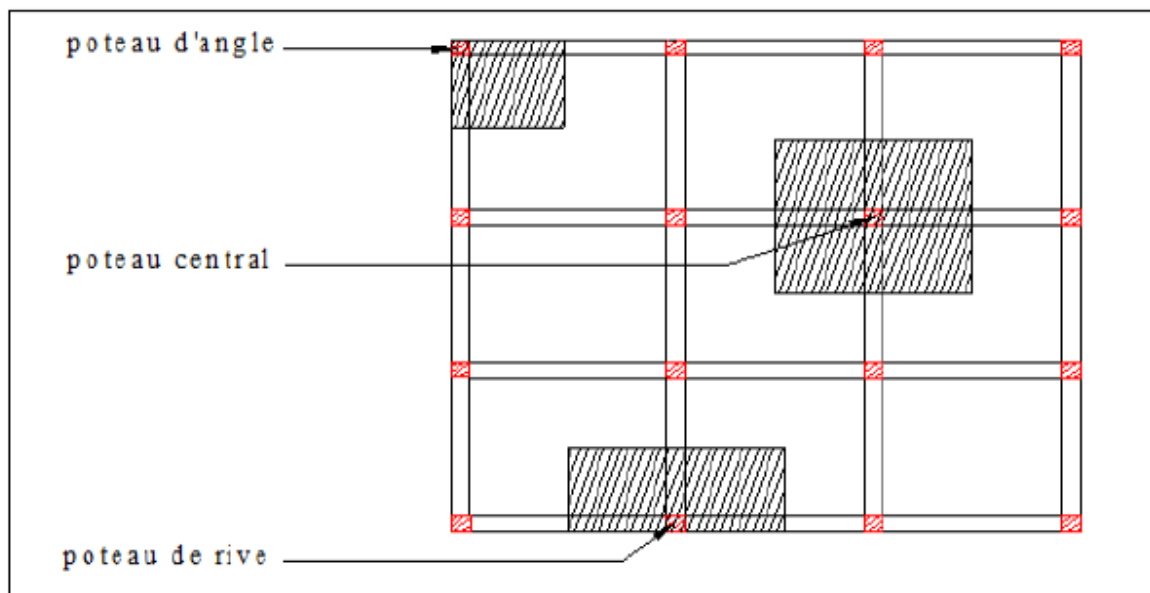


Figure.9 Surface d'influence

Prenons l'exemple de calcul des charges agissant le **poteau d'angle P5** au niveau du dernier étage (3ème étage).

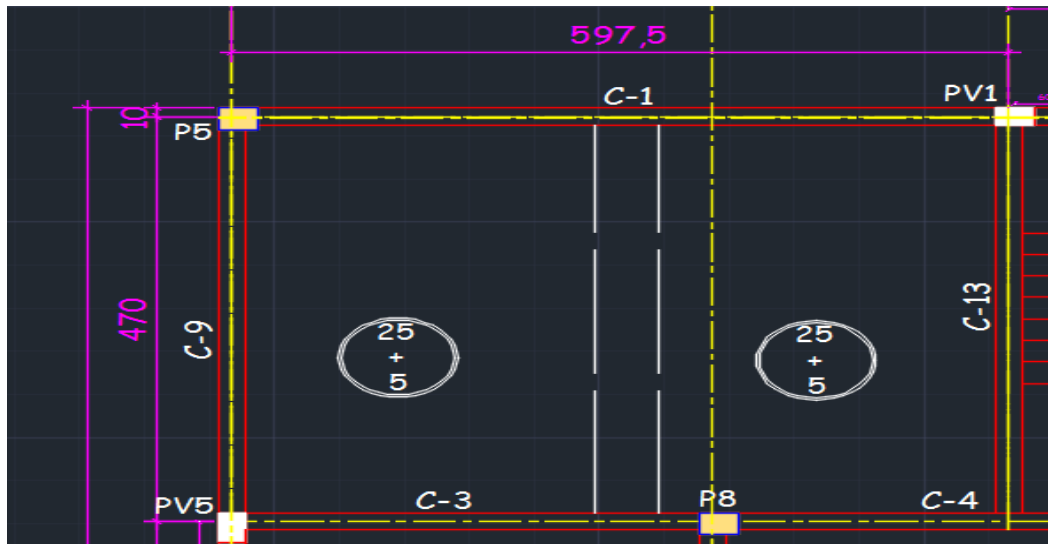


Figure.10 La position du poteau de calcul P5

Détails de calcul

Calcul du poids propre du poteau P5 :

$$\begin{aligned}
 PP_{(\text{poteau})} &= \text{section} \times \text{hauteur du poteau} \times \text{poids volumique du béton armé} \\
 &= 0,25 \times 0,3 \times 2,8 \times 25 \\
 &= 5,25 \text{ KG}
 \end{aligned}$$

Détermination des poids propres des poutres qui agissent sur le poteau P5 :

$$\begin{aligned}
 PP_{(\text{poutre})} &= \text{section} \times \text{hauteur de la poutre} \times \text{poids volumique du béton armé} \\
 &= ((4,7/2) + (5,975/2)) \times 0,2 \times 0,4 \times 25 \\
 &= 10,675 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Il est à signaler que dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par des poteaux, il convient de majorer les charges de :

- 15% pour le poteau central d'une poutre à deux travées ;
- 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d'une poutre comportant au moins 3 travées

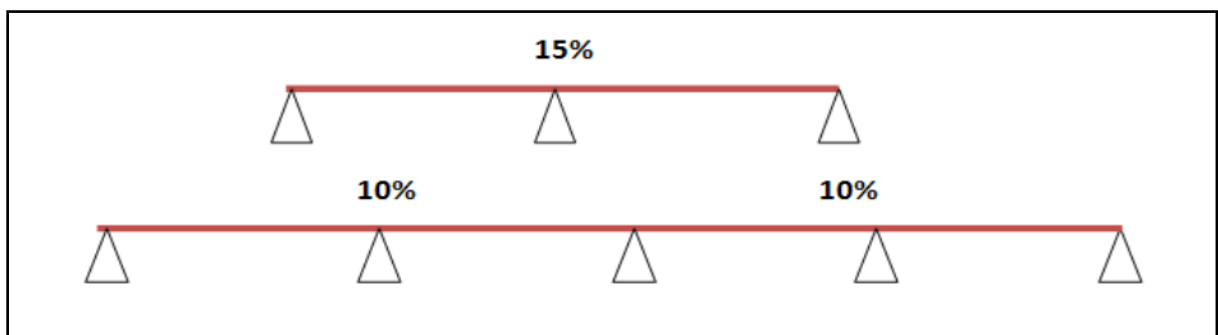


Figure.11 Facteurs de majoration de la charge aux poteaux

Pour le poteau P5 étudié est un poteau d'extrémité au niveau du plancher haut 3eme étage, alors il n'est pas soumis à cette majoration.

Détermination surface et le poids du plancher agissant sur le poteau P5 :

$$S_{(\text{plancher})} = (5,975/2) * (4,7/2) = 7.02 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} PP_{(\text{plancher})} &= S_{(\text{plancher})} * \text{charge permanente du plancher terrasse (G)} \\ &= 7.02 * 7.57 \\ &= 53.15 \text{ KN} \end{aligned}$$

Détermination du poids propre de l'acrotère agissant sur le poteau P5 :

$$\begin{aligned} PP_{(\text{Acrotère})} &= \text{longueur de l'acrotère (ml)} * G_{(\text{acrotère})} \\ &= ((5,975/2) + (4,7/2)) * 6 \\ &= 32.03 \text{ KN} \end{aligned}$$

D'où

✓ charger permanente agit sur le poteau :

$$G_{P5} = PP_{(\text{poutre})} + PP_{(\text{plancher})} + PP_{(\text{Acrotère})} = 10.675 + 53.15 + 32.03 = 95.885 \text{ KN}$$

✓ charger d'exploitation agit sur le poteau :

$$Q_{P5} = S_{(\text{plancher})} * Q_{(\text{terrasse accessible})} = 7.02 * 1.5 = 10.53 \text{ KN}$$

Le même raisonnement est faite pour les autres étages et le résultat est présenter dans le tableau suivant :

Poteau P5				
	Permanente		Exploitation	
ETAGE	G	Cumul G	Q	Cumul G
Terrasse	95,84	95,84	1,5	1,5
2eme étage	105,06	200,9	1,5	3
1ere étage	105,06	305,96	1,5	4,5
Mezzanine	125,03	430,99	1,75	6,25
RDC	81,91	512,9	1,5	7,75
Sous-sol	87,35	600,25	5	12,75

Tableau 10 charges permanentes et d'exploitation à chaque étage

REMARQUE :

Le résultat de la descente de charge pour tous les autres poteaux au niveau des différents étages du bâtiment est présenté dans l'ANNEXE 2.

III.2 CALCUL DU POTEAU

Après avoir calculé les charges que supporte chaque élément porteur de la structure, il est temps de déterminer la composition de chacun de ces éléments en matière d'acier : le ferrailage. Cette étape consiste à calculer la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts dus aux charges auxquelles est soumis notre poteau.

Calcul du poteau P5

III.1.1 Calcul de l'effort normal ultime et pré-dimensionnement des poteaux :

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

On opte pour des poteaux de sections rectangulaires de cotés $a \times b$.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait dans le cas le plus défavorable $A_s=0$ (Le béton reprend seul les contraintes de compression) suivant la formule :

$$N_u = 14 B = 14 a \times b$$

- **Section poteau (niveau : sous-sol)**

$$N_u = 1.35 \times 600.25 + 1.5 \times 12.75$$

$$= 1480 \text{ KN} = 1.50 \text{ MN}$$

$$\text{On fixe } a=0.25 \quad b \geq \frac{1.50}{14 \times 0.25} = 0.43 \Rightarrow \text{poteau } 25 \times 50$$

- **Section poteau (niveau : RDC et Mezzanine)**

$$N_u = 1.35 \times 512.9 + 1.5 \times 7.75$$

$$= 1404 \text{ KN} = 1.40 \text{ MN}$$

$$\text{On fixe } a=0.25 \quad b \geq \frac{1.40}{14 \times 0.25} = 0.4 \Rightarrow \text{poteau } 25 \times 50$$

- **Section poteau (niveau : 1^{er} étage)**

$$N_u = 1.35 \times 305.96 + 1.5 \times 4.5$$

$$= 1329.79 \text{ KN} = 1.33 \text{ MN}$$

$$\text{On fixe } a=0.25 \quad b \geq \frac{1.33}{14 \times 0.25} = 0.38 \Rightarrow \text{poteau } 25 \times 40$$

- **Section poteau (niveau : 2^{eme} étage)**

$$N_u = 1.35 \times 200.9 + 1.5 \times 3$$

$$= 1015.72 \text{ KN} = 1.01 \text{ MN}$$

$$\text{On fixe } a=0.25 \quad b \geq \frac{1.01}{14 \times 0.25} = 0.29 \Rightarrow \text{poteau } 25 \times 30$$

- **Section poteau (niveau : 3^{eme} étage)**

$$N_u = 1.35 \times 95.84 + 1.5 \times 1.5$$

$$= 831.63 = 0.83 \text{ MN}$$

$$\text{On fixe } a=0.25 \quad b \geq \frac{0.83}{14 \times 0.25} = 0.24 \Rightarrow \text{poteau } 25 \times 25$$

Le tableau suivant résume les calculs précédents :

Poteau P5							
	Permanente		Exploitation		Poteau		Nu(MN)= 1,35G+1,5Q
ETAGE	G	Cumul G	Q	Cumul G	section	pp	
Terrasse	95,84	95,84	1,5	1,5	25*25	4,375	0.83
2eme étage	105,06	200,9	1,5	3	25*30	5,25	1.01
1ere étage	105,06	305,96	1,5	4,5	25*40	7	1.33
Mezzanine	125,03	430,99	1,75	6,25	25*50	8,75	1.40
RDC	81,91	512,9	1,5	7,75	25*50	8,75	1.40
Sous-sol	87,35	600,25	5	12,75	25*50	8,75	1.50

Tableau.11 charges permanentes et d'exploitation, le coffrage, effort ultime à chaque étage

• Charges au pied du poteau

Après avoir déterminé la section des poteaux dans chaque niveau, on recalcule l'effort normal ultime au pied de chaque poteau en tenant compte de son poids propre (PP). Ainsi l'effort normal ultime devient :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q + 1.35 PP$$

Les valeurs de Nu pour le poteau P5 au niveau de chaque étage sont données par le tableau suivant :

Poteau P5							
	Permanente		Exploitation		Poteau		Nu(MN)= 1,35G+1,5Q+1,35PP
ETAGE	G (KN)	Cumul G	Q(KN)	Cumul G	section	pp(KN)	
Terrasse	95,84	95,84	1,5	1,5	25*25	4,375	0.834
2eme étage	105,06	200,9	1,5	3	25*30	5,25	1.015
1ere étage	105,06	305,96	1,5	4,5	25*40	7	1.337
Mezzanine	125,03	430,99	1,75	6,25	25*50	8,75	1.408
RDC	81,91	512,9	1,5	7,75	25*50	8,75	1.408
Sous-sol	87,35	600,25	5	12,75	25*50	8,75	1.508

Tableau.12 charges permanentes et d'exploitation, le coffrage, effort ultime à chaque étage

III.1.2 Ferrailage du poteau P5

Le ferrailage des poteaux est déterminé en supposant qu'ils travaillent en compression simple, la formule forfaitaire suivante (article B.8.4, 1 du BAEL 91) donne l'effort normal résistant d'un poteau soumis à la compression centrée :

$$N_{min} = \alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} - A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

A : section d'acier prise en compte dans le calcul

Br : est la section du béton réduite déduite en retranchant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\begin{cases} 1.5 \text{ situation normal} \\ 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\begin{cases} 1.15 \text{ situation normal} \\ 1 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Selon le même article est à diviser α par 1,1 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, et on remplace f_{c28} par f_{cj} et on divise α par 1,2 si la moitié des charges est appliquée avant 28 jours.

On considérera que la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

λ est l'élanement du poteau déterminé par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Où L_f : la longueur de flambement du poteau.

i : est le rayon de giration calculé par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ Avec I : l'inertie du poteau et B la section du béton.

Longueur de flambement

L_f dépend à la fois de la longueur du poteau et aussi de la nature de ses liaisons à chaque extrémité, la figure suivante donne la longueur de flambement pour chaque type de liaison en fonction de l_0 la longueur du poteau :

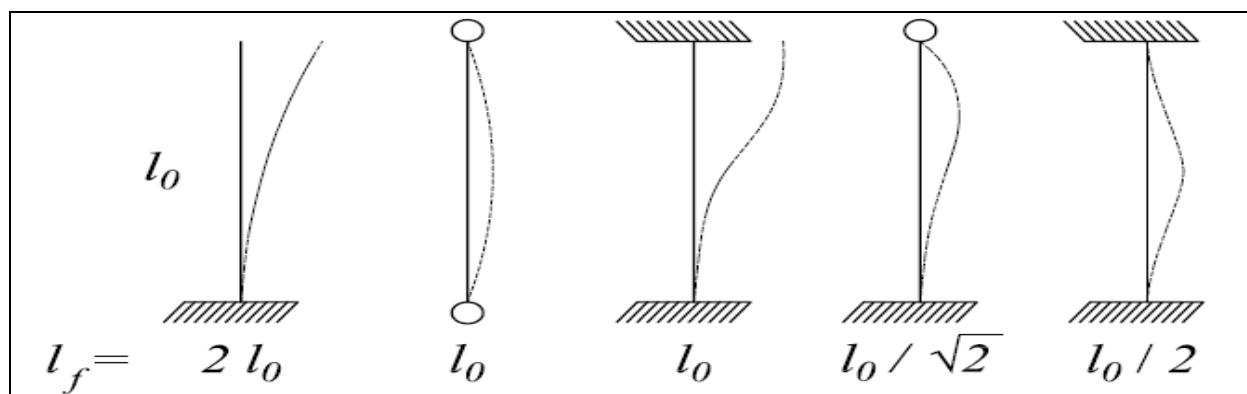


Figure.12 Longueur de flambement

On considérera que les poteaux de rive sont bi-articulés soit $L_f = L_0$; et les poteaux centraux articulés dans une extrémité et encastres dans l'autre soit $L_f = 0.7L_0$
 Pour la détermination des armatures des poteaux, on suivra l'organigramme suivant :

POTEAUX

Soumis à la compression simple

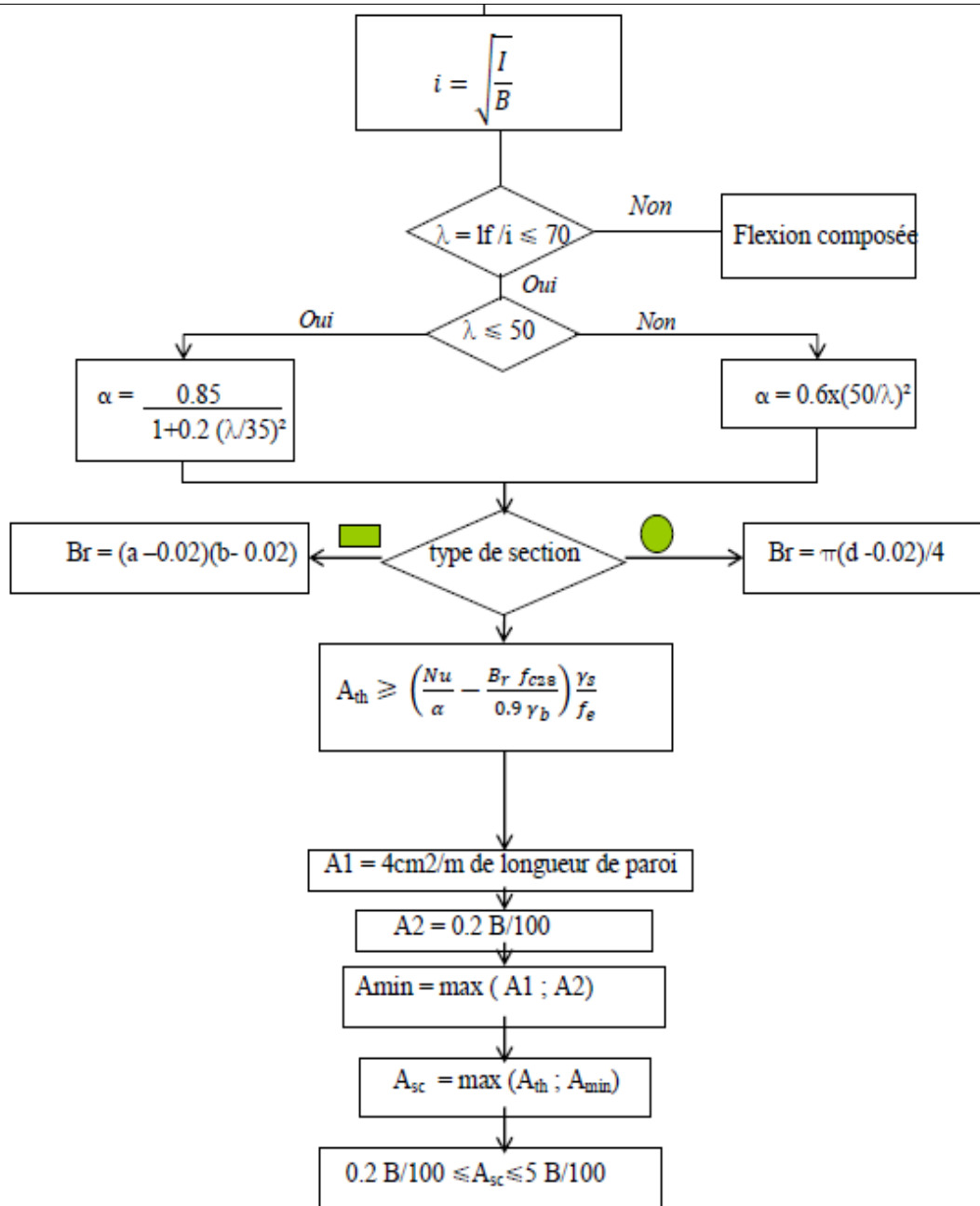
Données :

Combinaison de base : $N_u = 1.35G + 1.5Q$

Longueur de flambement : l_f

Section du poteau : a , b ou d

Matériaux : f_{c28} , f_e



- **Disposition des aciers longitudinaux**

La distance maximale entre deux armatures voisines d'une même face est au plus égale à :

$$e = \max(40\text{cm} ; a+10)$$

Où : a est le plus petit côté du poteau.

- **Disposition des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal au tiers du diamètre des armatures longitudinales:

$$\phi_t \geq \phi_l/3$$

La longueur de recouvrement est donnée par : $l_r = 0,6 \cdot l_s$

Avec : l_s est la longueur de scellement.

Soit $l_r = 24$ pour HA400 et $l_r = 30$ pour HA500.

Les armatures transversales sont espacées au maximum de :

$$\{15, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}\}.$$

Note de calcul pour le poteau P5

Calcul de ferrailage longitudinal

C'est un poteau encastré dans les fondations de longueur $L_0 = 2.5\text{m}$ soumis à l'effort normal $N_u = 1.50\text{ MN}$.

$$\Rightarrow L_f = 0.7L_0 = 0.7 \cdot 2.5 = 1.75\text{m}$$

L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = 3.46 \frac{L_f}{a} = (3.46 \cdot 1.75) / 0.25 = 24.22$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.22}{35} \right)^2} = 0.775$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \Rightarrow B_r = (25-2) \times (50-2) \Rightarrow B_r = 1104 \text{ cm}^2$$

$$A_{th} = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[\frac{0.89}{0.775} - \frac{0.1104 \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5} \right] \cdot \frac{1.15}{500} = -20.6 \text{ cm}^2$$

REMARQUE :

Dans certains cas le second terme de cette équation est négatif. Ce signe est dû au surplus du béton utilisé.

Toutefois la réglementation en vigueur prévoit des sections minimales et maximales d'acier pour les poteaux.

$$A_{min} = \max(0.2\% \times B ; 4 \text{ cm}^2/\text{m de parement}) ; \quad A_{max} = 5\% \times B$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = \max (0,2\% \cdot 25 \cdot 50 ; 4 \text{ cm}^2 \cdot (0,25 + 0,5) \cdot 2) = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 5\% \cdot 25 \cdot 50 = 62,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

D'où la section des armatures est égale à 6 cm^2 , ce qui donne une section d'armatures composée de **8HA14**.

Calcul de ferrailage transversal

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur la plus proche de $1/3$ du diamètre maximal des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3}$$

Puisque le diamètre maximal des armatures longitudinales est de : HA14.

On aura donc
$$\Phi_t \geq \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

Donc, on utilisera des barres HA6 pour le ferrailage transversal.

Espacement des aciers transversaux

On a : **$St = \min (a+10 \text{ cm}; 15 \Phi_l; 40 \text{ cm})$**

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \Phi_l: \text{diamètre max du ferrailage longitudinal.} \\ St: \text{Espacement des aciers transversaux.} \end{array} \right.$

D'où: **$St = \min (25+10 \text{ cm}; 15 \cdot 1,4; 40 \text{ cm})$**

Ainsi : **$St = 20 \text{ cm}$**

On opte pour des cadres et des étriers de T6. Les cadres seront espacés de 20 cm.

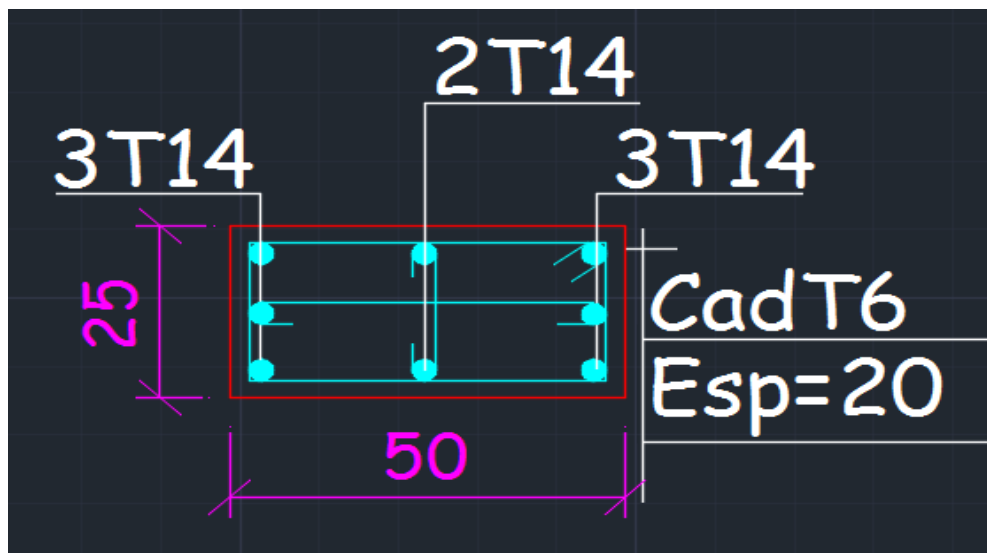


Figure.13 Détails de ferrailage du poteau P5 niveau sous-sol

Présentation des résultats

Les résultats de calcul pour le poteau P5 pour tous les étages sont présentés dans les tableaux suivants :

ETAGE	Nu(MN)	a(m)	b(m)	Lo(m)	Lf(m)	λ	α	Ath(cm ²)	Br(cm ²)	Amin(cm ²)	Amax	Sec-retenu	ACIER
Terrasse	0,137	0,25	0,25	2,8	1,96	27,1	0,759	-18,4	0,0529	4	31,25	4	6HA8
2eme étage	0,288	0,25	0,3	2,8	1,96	27,1	0,759	-18,7	0,0644	4,4	37,5	6	8HA10
1ere étage	0,441	0,25	0,4	2,8	1,96	27,1	0,759	-23,9	0,0874	5,2	50	6	8HA10
Mezzanine	0,624	0,25	0,5	2,95	2,065	28,6	0,75	-27,9	0,1104	6	62,5	10	8HA14
RDC	0,748	0,25	0,5	5,25	3,675	50,9	0,598	-18,2	0,1104	6	62,5	10	8HA14
Sous-sol	0,89	0,25	0,5	2,5	1,75	24,2	0,776	-20,6	0,1104	6	62,5	10	8HA14

Tableau.13: calcul de ferrailage du poteau P5 pour tous les étages

III.3: CALCUL DE POUTRE

III.3.1-Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables. Leur rôle est la transmission des charges du plancher aux poteaux.

Les poutrelles de notre plancher seront disposées dans le sens de la portée la plus petite (sauf dans des cas où nous souhaitons décharger des poutres ou de rendre la conception plus pratique).

La poutre est considérée chargée si son axe est perpendiculaire au sens des poutrelles, non chargée dans le cas contraire.

Cette phase peut nous servir à nuancer les dimensions géométriques des poutres déjà calculées pour éviter de grandes retombées et des poutres trop ferrillées.

Avant d'entamer les calculs on doit spécifier que :

- ✓ nous considérons les fissurations comme peu nuisible ;
- ✓ La section d'acier est calculée pour l'ELU ;
- ✓ Cette section sera vérifiée en ELS ;
- ✓ On évitera d'avoir des armatures comprimées.

III.3.2- Calculs des sollicitations :

Les poutres de notre projet sont calculées en flexion simple. Donc les sollicitations qu'on doit évaluer sont les moments de flexion en travées ainsi que ceux des appuis et les efforts tranchants.

Pour faire deux méthodes se présentent :

Méthode forfaitaire:

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchis (poutre, dalle calculées dans un seul sens).

1. $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$;

2. Les moments d'inertie de section transversale sont les mêmes dans les différentes travées

3. Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,85 et 1,25
($0,85 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$;)
4. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

La méthode de Caquot :

On utilise cette méthode généralement dans cas de charge $Q > 2G$. Elle s'applique aussi lorsque les trois premières conditions de risque ne pas être validées.

Pour notre projet, on a fait le calcul avec la méthode de Caquot car on a pris des sections différentes sur la même ligne et on a des rapports l_i/l_{i+1} qui dépasse l'intervalle signalé.

La méthode de Caquot permet de transformer l'étude du système hyperstatique en un système isostatique simple : une poutre sur deux appuis.

Le moment au droit d'un appui A est calculé en ne tenant compte que des charges se trouvant sur les deux travées encadrant cet appui, c'est-à-dire la travée située à gauche de l'appui qui sera affectée de l'indice w et la travée située à droite de l'appui qui sera affectée de l'indice e.

On considère de chaque côté de l'appui étudié des travées fictives de longueur L'_w à gauche de l'appui et L'_e à droite de l'appui. Ces longueurs sont définies de la manière suivante en fonction des portées réelles l des travées :

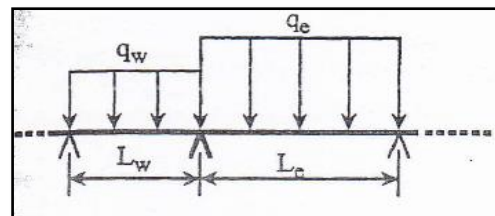
- $L' = l$ pour la travée de rive ;
- $L' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire.

Calcul des moments et des efforts tranchant :

- **Moment dû aux charges réparties :**

Le moment sur appui dû aux charges réparties est donné par l'expression suivante :

$$M_q = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)}$$



Avec :

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

L' : Longueur réduite de la travée

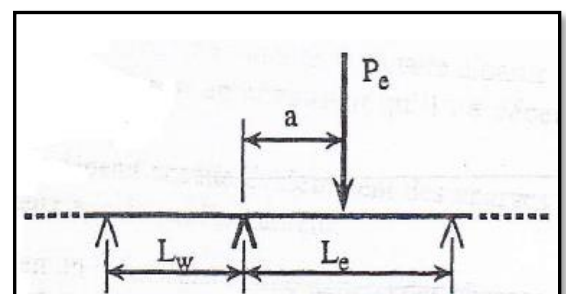
- **Moment dû aux charges concentrées :**

On calcule tout d'abord les valeurs suivantes : $x_0 =$

$$\frac{a}{L'} \text{ et } k = \frac{x \cdot (x-1) \cdot (x-2)}{2,125}$$

Le moment dû aux forces concentrées est donné par les deux relations suivantes :

$$\begin{cases} M_{pw} = \sum \frac{k_w \cdot P_w \cdot L'_w{}^2}{L'_w + L'_e} \\ M_{pe} = \sum \frac{k_e \cdot P_e \cdot L'_e{}^2}{L'_w + L'_e} \end{cases}$$



- **Moment sur appui :**

Le moment sur l'appui est la somme des trois moments suivants :

- ✓ M_q : dû aux charges réparties sur les deux travées
- ✓ M_{pw} : dû aux charges concentrées de la travée 'w'
- ✓ M_{pe} : dû aux charges concentrées de la travée 'e'

Avec la convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif et la valeur algébrique, qui sera utilisée dans la suite, est égale à la valeur obtenue par le calcul précédent, affectée du signe (-).

$$M_i = -(M_q + M_{pw} + M_{pe})$$

- **Effort tranchant :**

Soit la travée numéro i pour laquelle on a calculé les moments de flexion (en valeur algébrique) sur les deux appuis (M_w sur l'appui gauche et M_e sur l'appui droit). Les efforts tranchants d'appuis (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la formule suivant :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} - \sum P_i \cdot (1 - \frac{a_i}{L}) \\ V_e = V_w + q \cdot l + \sum P_i \end{cases}$$

- **Moment de flexion maximal en travée**

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme x_0 : l'abscisse à partir de l'appui gauche (w) : $x_0 = \frac{-V_w}{q} = L \cdot \frac{-V_w}{V_e - V_w}$

Le moment maximal en travée vaut : $M_t = M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} - \sum P_i (x_0 - a_i)$

III.3.3- Etude d'une poutre continue

Dans cette partie on s'intéressera au dimensionnement de la poutre d'axe D comme illustre la figure (14):



Figure.14 Poutre étudié

La figure suivante montre une coupe verticale de la poutre étudiée ainsi que la distribution des charges et surcharges supportées.

Avec :

$$\begin{cases} G = 6.42 \cdot (3.5/2) = 11.24 \text{ kN} \\ Q = 1.5 \cdot (3.5/2) = 2.63 \text{ kN} \end{cases}$$

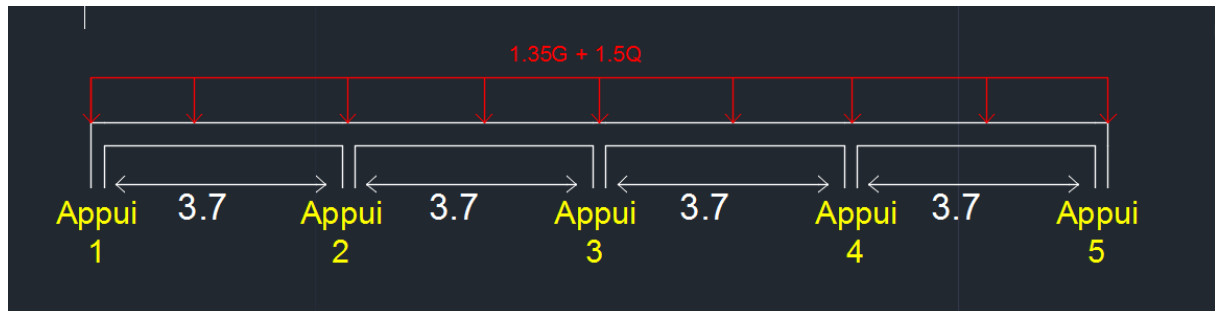


Figure.15 Coupe verticale de la poutre d'étude

Résultats :

En appliquant cette méthode (Caquot) on aboutit aux résultats à l'état limite ultime dans le tableau ci-dessous (tableau 14) :

Numéro du travée	1	2	3	4	
Numéro de l'appui	1	2	3	4	5
G : charge permanente (kN/ ml)	11,24	11,24	11,24	11,24	
Q : charge d'exploitation (kN/ ml)	2,63	2,63	2,63	2,63	
L : longueur de la travée (m)	3,7	3,7	3,7	3,7	
L' : longueur réduite(m)	3,7	2,96	2,96	3,7	
N _u réel (kN/ ml)	19,12	19,12	19,12	19,12	
N _u réduite (kN/ ml)	14,06	14,06	14,06	14,06	
M _q (kN.m)	0	19,02	14,5	19,02	0
M _w (kN.m)-----M _e (kN.m)	0----(-19,02)	(-19,02)---(-14,5)	(-14,5)---(-19,02)	(-19,02)-----0	
V _w (KN)	-30,23	-36,6	-34,13	-40,51	
V _e (KN)	40,51	34,15	36,61	30,23	
X ₀ (m)	1,58	1,91	1,78	2,11	
M _t (kN.m)	23,89	16,01	15,96	23,89	

Tableau.14 résultats de calcul à l'état limite ultime

Détails de calcul : (pour l'appui 1 et travée 1)

- $N_{u(\text{réel})} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 11.24) + (1.5 \cdot 2.63) = 19.12 \text{ kN/ml}$.
- $N_{u(\text{réduit})} = 1.35 \cdot (2/3) \cdot G + 1.5Q = (1.35 \cdot (2/3) \cdot 11.24) + (1.5 \cdot 2.63) = 14.06 \text{ kN/m}$.
- $M_q = \frac{q_w \cdot L'w^3 + q_e \cdot L'e^3}{8.5 \times (L'w + L'e)} = (14.06 \cdot (3.7^3 - 2.96^3)) / (8.5 \cdot (3.7 + 2.96)) = 19.02 \text{ kN.m}$
- $V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} - \sum P_i \cdot (1 - \frac{a_i}{L}) = (19.02/3.7) - (19.12 \cdot 3.7/2) = -30.23 \text{ kN}$.
- $V_e = V_w + q \cdot l + \sum P_i = -30.23 + (19.12 \cdot 3.7) = 40.51 \text{ kN}$.

- $x_0 = \frac{-V_w}{q} = (30.23/19.12) = 1.58.$

Le diagramme des efforts tranchants est illustré dans la figure 16 :

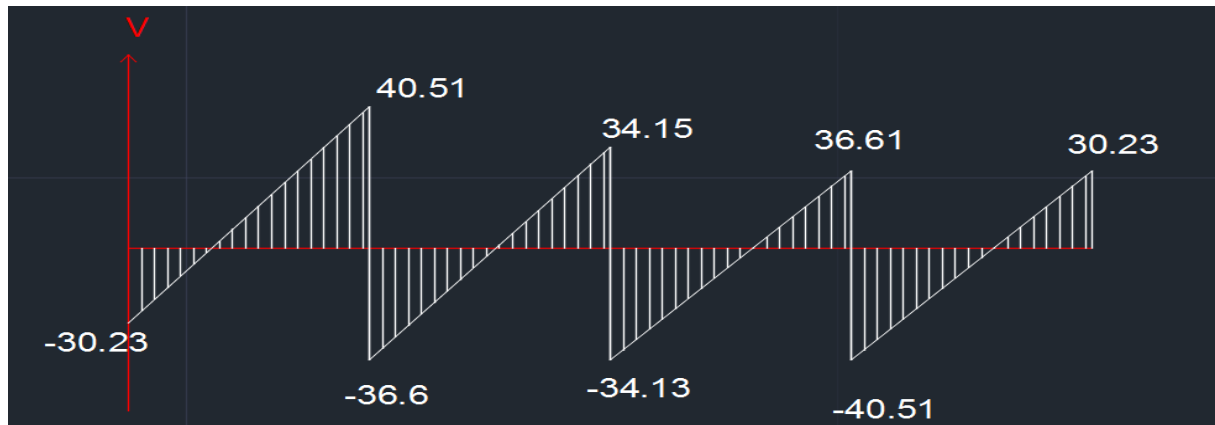


Figure.16 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Résultat des moments et efforts tranchants à l'état limite de service : (tableau 15)

Numéro du travée	1	2	3	4	
Numéro de l'appui	1	2	3	4	5
G : charge permanente (kN/ ml)	11,24	11,24	11,24	11,24	
Q : charge d'exploitation (kN/ ml)	2,63	2,63	2,63	2,63	
L : longueur de la travée (m)	3,7	3,7	3,7	3,7	
L' : longueur réduite(m)	3,7	2,96	2,96	3,7	
N _u réel (kN/ ml)	13,87	13,87	13,87	13,87	
N _u réduite (Kn/ ml)	10,12	10,12	10,12	10,12	
M _q (kN.m)	0	13,7	10,43	13,7	0
M _w (kN.m)-----M _e (kN.m)	0----(-13,7)	(-13,7)---(-10,43)	(-10,43)---(-13,7)	(-13,7)-----0	
V _w (KN)	-21,95	-19,6	-24,77	-29,36	
V _e (KN)	29,36	31,71	26,54	21,95	
X ₀ (m)	1,58	1,41	1,78	2,11	
M _t (kN.m)	17,36	0,15	11,7	17,37	

Tableau 15: résultats de calcul à l'état limite de service

Détails de calcul : (pour l'appui 1 et travée 1)

- $N_{u(réel)} = G + Q = (11.24) + (2.63) = 13.87 \text{ KN/ml.}$
- $N_{u(réduit)} = (2/3) * G + Q = ((2/3) * 11.24) + (2.63) = 10.12 \text{ KN/m.}$
- $M_q = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = (10.12 * (3.7^3 - 2.96^3)) / (8.5 * (3.7 + 2.96)) = 13.7 \text{ KN.m}$
- $V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} - \sum P_i \cdot (1 - \frac{a_i}{L}) = (13.7 / 3.7) - (13.87 * 3.7 / 2) = -21.95 \text{ KN.}$
- $V_e = V_w + q \cdot l + \sum P_i = -21.95 + (13.87 * 3.7) = 29.36 \text{ KN.}$
- $x_0 = \frac{-V_w}{q} = (21.95 / 13.87) = 1.58.$

Le diagramme des efforts tranchants est illustré dans la figure 17

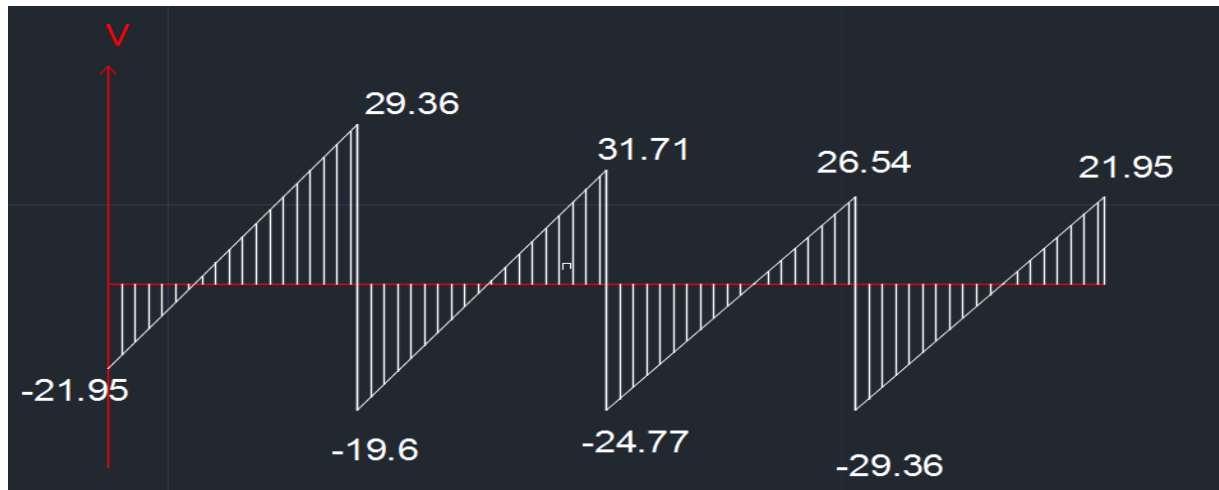


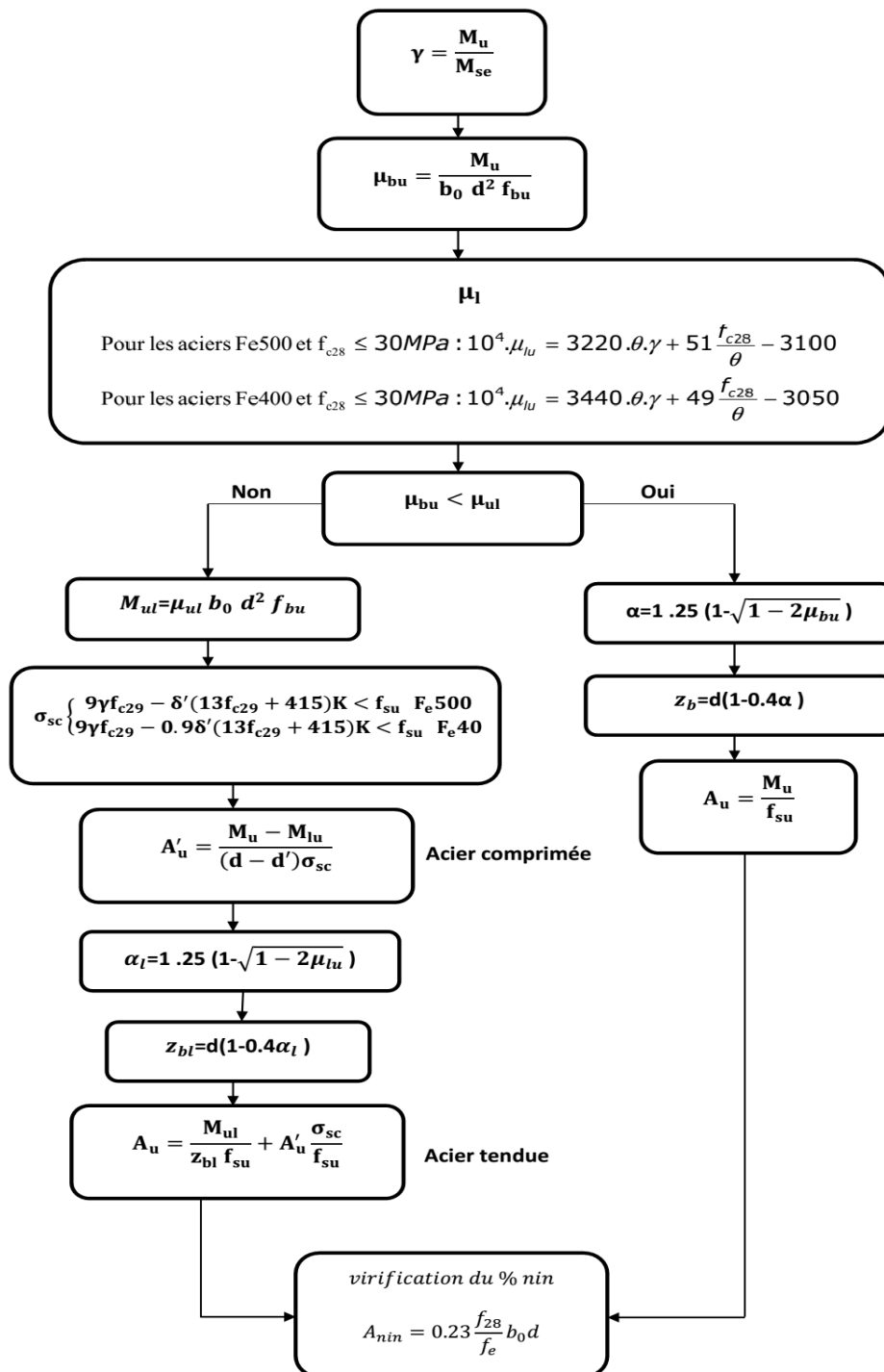
Figure.17 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.3.4- Ferrailage de la poutre:

- **Armatures longitudinales**

La détermination du ferrailage de la poutre se fait selon l'organigramme suivant. Dans cette partie on détaillera le calcul des armatures de la travée 1 soumise au moment

$$\left[\begin{array}{l} M_{t1} = 23.89 \text{ KM.m à l'ELU.} \\ M_{t1} = 17.36 \text{ KN.m à l'ELS.} \end{array} \right.$$



• **Donnée de calcul :**

- Section de la poutre $b=20$ cm, $h=40$ cm ;
- $f_{c28}= 25$ MPa et $f_e=500$ MPa
- on considère que les fissurations sont peu préjudiciables,
- $M_{ser}= 17.36$ KN.m et $M_u= 23.89$ KM.m

- **Contrainte de calcul :**

Contrainte de compression du béton : $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$

Contraint d'acier $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$

- **Moment réduit μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } d=0,9 \cdot h$$

Application numérique :

$$\mu_{bu} = \frac{0,023}{0,2 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,063 \text{ MN.m}$$

- **Moment réduit ultime μ_{lu} :**

Pour l'acier Fe 500 : $\mu_{lu} = (3220 \times \theta \times \gamma + 51 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100) \times 10^{-4}$

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{23,89}{17,36} \Rightarrow \gamma = 1,38$

Application numérique : $\mu_{lu} = (3220 \times 1 \times 1,38 + 51 \times \frac{25}{1} - 3100) \times 10^{-4}$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0,261 \text{ MPa}$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ On calcule la section d'acier tendu seulement

- **Section d'acier tendu :**

Calculons le coefficient α : $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$

Application numérique : $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,063}) \Rightarrow \alpha = 0,081$

Le bras de levier Z_{bl} : $Z_b = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$

Application numérique : $Z_b = 0,9 \times 0,40 \times (1 - 0,4 \times 0,081) \Rightarrow Z_b = 0,348 \text{ m}$

La section d'acier tendu et donnée par la formule suivante : $A_u = \frac{M_{ub}}{Z_b \cdot f_{su}}$

Application numérique : $A_u = \frac{0,024}{0,348 \times 434,78} \Rightarrow A_u = 1,58 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que les aciers calculés respectent bien la condition de % mini, Le pourcentage minimum pour une poutre rectangulaire en flexion simple vaut :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 0,2 \times 0,9 \times 0,40 \Rightarrow A_{min} = 0,695 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est bien vérifiée ($A_s > A_{min}$)

- **Vérification vis-à-vis le pourcentage minimal imposé par RPS2000 :**

Les armatures à utiliser doivent être de haute adhérence et de diamètres supérieurs ou égaux à 10 mm

Il faut vérifier que les aciers calculés respectent bien la section minimale imposée par le RPS 2011 :

$$A_{RPS\ min} = 1,4 \times \frac{B}{f_e} = 1,4 \times \frac{0,2 \times 0,4}{500} \Rightarrow A_{RPS\ min} = 2.6\ cm^2$$

$$D'o\grave{u} \quad A_u = A_{RPS\ min} = 2.6\ cm^2$$

- **Choix des armatures de la travée (1) :**

Les sections d'acier à prendre en compte sont celles obtenues à l'état limite ultime, par deux lits de 2HA10 + 2HA10

- **Armatures transversales**

Le diagramme de l'effort tranchant de la travée étudiée est illustré par la figure suivante : (Figure 18)



Figure.18 Diagramme de l'effort tranchant de la travée 1

- **Vérification du béton :**

Tout d'abord il faut vérifier la valeur de la contrainte tangentielle conventionnelle et la comparer avec la contrainte tangente limite du béton

✓ La contrainte tangentielle du béton est :

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

Avec : V_u : effort tranchant à l'ELU.

$$\text{Application numérique : } \tau_u = \frac{41.5}{0,20 \times 0,9 \times 0,4} \Rightarrow \tau_u = 0.576\ MPa$$

✓ La contrainte tangentielle limite du béton, en considérant que les fissurations sont peu préjudiciables est :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Application numérique

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 0,285 \text{ MPa} \} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ La condition est vérifiée.

- **Choix du diamètre transversal :**

$$\phi_t < \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \quad \text{AN: } \phi_t < \min \{ 10 ; 11,42 ; 20 \text{ mm} \} \Rightarrow \phi_t < 10 \text{ mm}$$

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

- **Espacement s_t :**

L'espacement doit vérifier l'inégalité suivant : $\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,9 \cdot f_e}$

Dans notre cas, on doit prendre $k=1$ car les fissurations sont peu préjudiciables

$$\text{L'espacement est : } s_t \leq \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t}{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}$$

$$\text{AN : } s_t \leq \frac{0,9 \times 400 \times 84,8}{1,15 \times 200 \times (0,576 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 100,67 \text{ mm}$$

$$s_t \leq 10,06 \text{ cm} \quad \text{On prend } s_t = 10 \text{ cm}$$

- **Application de la méthode de Caquot :**

La méthode de Caquot est une détermination forfaitaire des espacements des cadres basée sur une série d'espacements disponibles, appelée "série de Caquot".

Présentation de la méthode Caquot :

- Le premier cadre est disposé à environ $s_t / 2$ du nu de l'appui.
- On calcule la valeur entière majorant de $n=L/2$ en mètres et $n=3,7/2=1,85\text{m}$ donc $n=2$.
- On choisit dans la liste suivante : 7-8-9-10-11-13-16-20-25-35-40 en cm les espacements des aciers. Chaque valeur étant répétée successivement n fois ($n=2$).
- Le premier cadre à 5 cm ($s_t/2$)

- **Espacement selon RPS2000 :**

Les premières armatures, doivent être placées à 5 cm au plus de la face du poteau.

Dans la zone critique de longueur $L_c = 80 \text{ cm}$ ($L_c = 2 \cdot h$) l'espacement entre

Les armatures est égal à 8 cm

En effet :

$$s_t = \min \{ 8 \cdot \phi_l ; 24 \cdot \phi_t ; 40 \text{ cm} ; 0,25 h \} = \min \{ 8 ; 14,4 ; 40 ; 10 \} \Rightarrow s_t = 8 \text{ cm}$$

- La répartition des armatures transversales sera comme suivie :

1*5cm → 2*7cm → 2*8 cm 2*9 cm → 2*10cm → 2*11 → 2*13 cm → 2*16 cm → 2*20 cm = 193cm

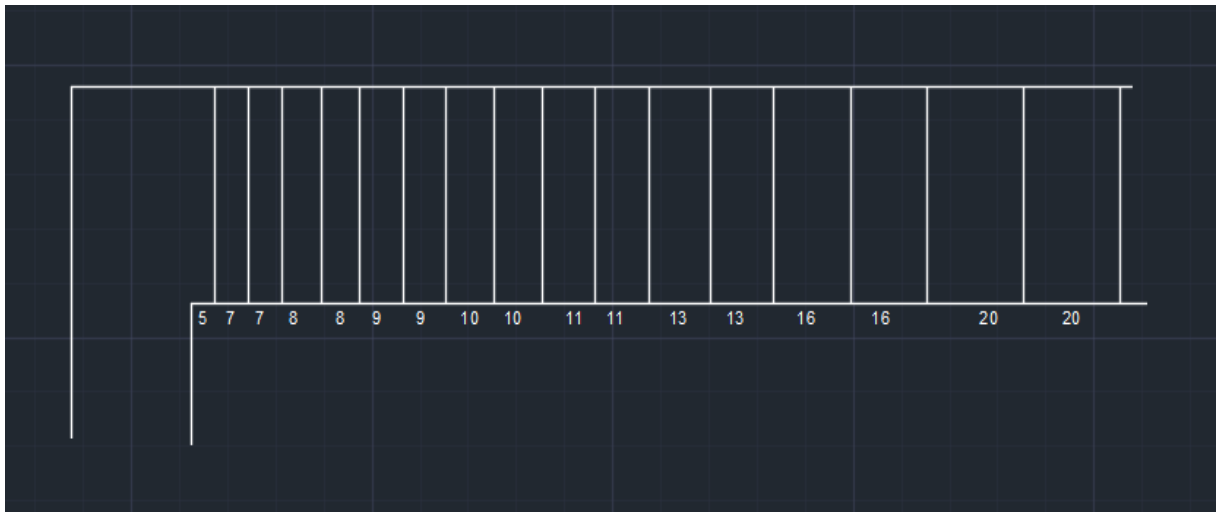


Figure.19 Répartition des armatures transversales de la travée 1

III.4 CALCUL DES SEMELLES

III.4.1 Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel elle va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

Les fondations ont deux fonctions essentielles :

- Transmettre les charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

On se propose d'étudier la semelle isolée S1 sous le poteau P8. La position de la semelle est illustrée dans la figure suivante :

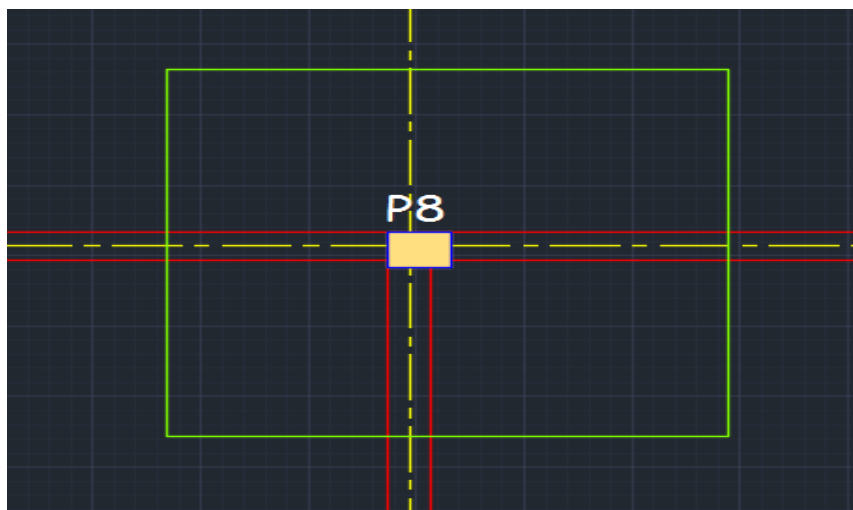


Figure.20 Position de la semelle étudiée

III.4.2 Choix des fondations:

Une étude géotechnique du sol de fondation a été élaborée par le laboratoire géotechnique en vue de déterminer le niveau du bon sol et sa contrainte admissible ainsi que les recommandations pour l'ensemble des fondations du projet.

- Les fondations à retenir sont de type superficiel en **semelle isolée**.
- Le niveau d'assise des fondations doit être établi dans les limons argileux (environ **1.5 m** de profondeur).
- La contrainte admissible vis-à-vis de la rupture est de $\sigma_{ad} = 2.5 \text{ bars}$.

III.4.3 Semelle isole:

On se propose de dimensionner la semelle S1 située au-dessous du poteau P8. Le sol est cohérent ce qui mène à dire que la répartition des contraintes est rectangulaire. Les méthodes de calcul des fondations sont multiples et reposent sur plusieurs hypothèses. Notre présente étude est faite en s'appuyant sur la méthode des bielles.

- **Donnée de calculs**

Le tableau suivant présente les charges et surcharges relative au poteau P8

Poteau P8				
	Permanente		Exploitation	
ETAGE	G	Cumul G	Q	Cumul G
Terrasse	197,2	197,2	1,5	1,5
2eme étage	178,4	375,6	1,5	3
1ere étage	178,4	554	1,5	4,5
RDC	130,6	684,6	1,5	6
Sous-sol	134,5	819,1	5	11

Tableau 16 Charges et surcharges de poteau P8

- Charges transmises à la semelle : $\begin{cases} P_s = G + Q = 0.83 MN \\ P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.12 MN \end{cases}$
- Dimensions du poteau P17 : $\begin{cases} a = 0.25 m \\ b = 0.50 m \end{cases}$
- Portance du sol : $\begin{cases} \sigma_u = 0.25 MPA \\ \sigma_{ser} = \frac{2}{3} * \sigma_u = 0.17 MPA \end{cases}$
- L'enrobage dans les éléments de l'infrastructure est égal à 3 cm.
- Matériaux : $\begin{cases} Acier = F_e 500 \\ Béton = B25 \end{cases}$

III.4.4 Coffrage de la semelle:

Les dimensions de la semelle sont définies par les conditions suivantes :

- Condition d'homothétie : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$
- Condition de portance : $AB \geq \frac{P}{\sigma}$ tel que $\frac{P}{\sigma} = \text{Max}\left(\frac{P_{ser}}{\sigma_{ser}}; \frac{P_u}{\sigma_u}\right)$

$$\text{Donc } B \geq \sqrt{\frac{P}{\sigma} * \frac{b}{a}} \quad \text{ou} \quad A \geq \sqrt{\frac{P}{\sigma} * \frac{a}{b}}$$

Application Numérique :

$$\frac{P}{\sigma} = \text{Max}\left(\frac{P_{ser}}{\sigma_{ser}}; \frac{P_u}{\sigma_u}\right) = \text{Max}\left(\frac{0.83}{0.17}; \frac{1.12}{0.25}\right) = 4.88 \text{ m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{P}{\sigma} * \frac{b}{a}} = \sqrt{4.88 * \frac{50}{25}} = 3.12 \text{ m} \quad \text{Et} \quad \text{On prend donc } B=3.5 \text{ m}$$

La condition d'homothétie nous permet d'avoir $A = \frac{B*a}{b} = \frac{3.5*25}{50} = 1.75 \text{ m}$

Finalement : $\begin{cases} A = 1.75 \text{ m} \\ B = 3.5 \text{ m} \end{cases}$

- Condition de rigidité : $\frac{B-b}{4} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq A - a$

Application numérique : $0.75 \text{ m} \leq d \leq 1.5 \text{ m}$

$\begin{cases} d = 100 \text{ cm} \\ h = 110 \text{ cm} \end{cases}$ On prend **h=1.1 m**

- **Vérification du coffrage :**

On calcule les charges en tenant compte du poids propre de la semelle :

$$\begin{cases} P_{ser} = 1.75 * 3.5 * 1.1 * 0.025 + 0.83 = 0.997 \text{ MN} \\ P_u = 1.75 * 3.5 * 1.1 * 0.025 * 1.35 + 0.527 = 1.35 \text{ MN} \end{cases}$$

$$B = 3.5 \text{ m} \geq \sqrt{\text{Max}\left(\frac{P_{ser}}{\sigma_{ser}}; \frac{P_u}{\sigma_u}\right) * \frac{b}{a}} = \sqrt{\frac{50}{25} * \frac{0.997}{0.17}} = 3.42 \text{ m}$$

La condition est donc vérifiée.

Coffrage définitif de la semelle : $\begin{cases} A = 1.75 \text{ m} \\ B = 3.5 \text{ m} \\ h = 1.10 \text{ m} \end{cases}$

III.4.5 Ferrailage de la semelle :

Dans cette partie nous calculerons la section d'acier nécessaire à assurer la stabilité de la semelle. Les armatures sont calculées à l'état limite ultime de résistance :

$$P_u' = P_u + 1.35 * PP = 1.35 \text{ MN}$$

- **Sens A :**

La section d'aciers est donnée par :

$$A_a = \frac{(A - a) * P_u}{\sigma_s * 8 * d_b} = \frac{1.35 * (1.75 - 0.25)}{435 * 8 * 1} = 5.81 \text{ cm}^2$$

Pour éviter les crochets : la longueur de scellement doit être $L_s \leq \frac{A}{4}$

Le tableau (19) suivant illustre les valeurs de L_s/ϕ :

F_{c28} (Mpa)	16	18	20	25	30	40	50	60
Fe E 500	59.4	55.1	51.4	44.1	38.6	30.9	25.7	22.0

Tableau 17 Valeurs de L_s/ϕ

Donc $\phi \leq \frac{A}{4 \times 44.1} = \frac{1750}{4 \times 44.1} = 9.82 \text{ mm}$

Selon la réglementation BAEL et le RPS 2011, on ne peut pas prendre des aciers ayant un diamètre moins de 7 mm. On optera donc des HA 8 pour éviter les crochets.

→ Les armatures adéquates pour cette section d'acier ($A_a = 5.81 \text{ cm}^2$) sont :

12 HA 8 avec un espacement de :

$$esp = \frac{175 - 12 \times 0.8 - 3}{12} = 13.53 \text{ cm. On prend donc un espacement de } esp = 15 \text{ cm.}$$

- **Sens B :**

La section d'aciers est donnée par : $A_b = \frac{(B - b) * P_u}{\sigma_s * 8 * d_b} = \frac{1.35 * (3.5 - 0.50)}{435 * 8 * 1} = 11.63 \text{ cm}^2$

Donc pour éviter les crochets : $\phi \leq \frac{B}{4 \times 44.1} = \frac{3500}{4 \times 44.1} = 19.84 \text{ mm}$

On choisit : **11 HA 12** avec crochets dont espacement est défini comme suit :

$$esp = \frac{350 - 11 \times 1.2 - 3}{11} = 30 \text{ cm}$$

- **Réduction de la section du béton :**

On a : $e \geq \max(15 \text{ cm} ; 12\phi + 6 \text{ cm}) = 20.4 \rightarrow$ On choisit donc : **$e = 30 \text{ cm}$**

III.4.6 Plan d'exécution:

La figure (21) représente le plan d'exécution de la semelle S1 :

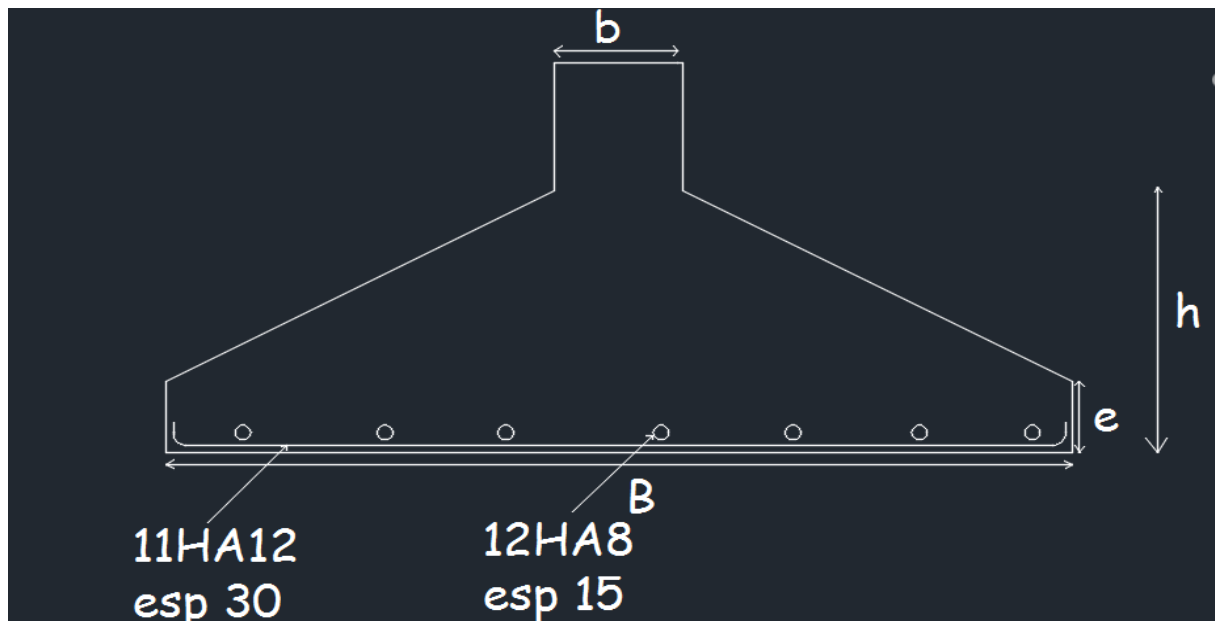


Figure.21: Coupe verticale de la semelle S1

III.5 CALCUL DU PLANCHER CORPS CREUX :

III.5.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

III.5.2 Dimensionnement du plancher:

Suite au précédent chapitre « pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pu déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$).

On a approprié un seul type de plancher : Plancher à corps creux (25+5) pour tous les étages :

- 25 cm : corps creux
- 5 cm : dalle de compression

➤ Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

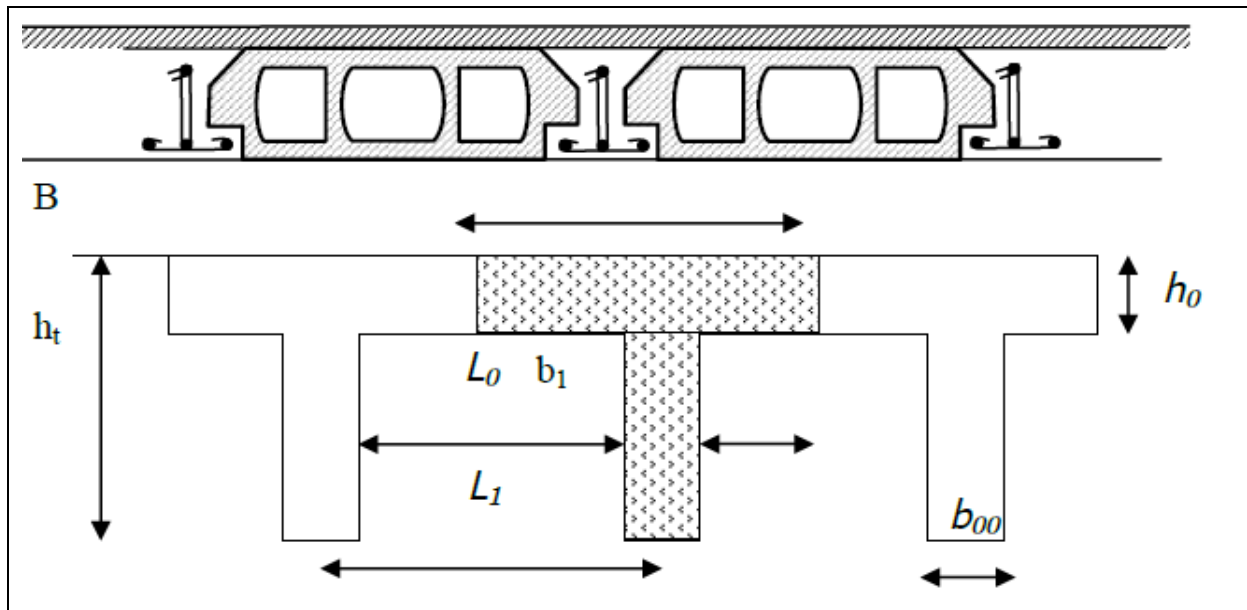


Figure.22 plancher en corps creux

La figure suivante montre les différentes dimensions des poutrelles utilisées.

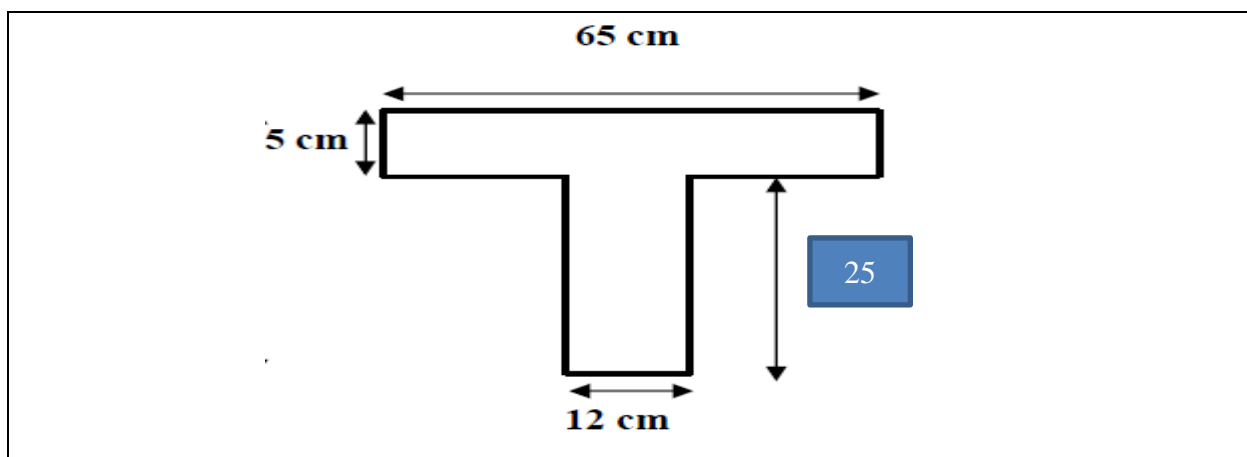


Figure.21 dimension de la poutrelle

Nous allons déterminer la largeur des hourdis que nous mettrons en place. Pour cela nous allons pré-dimensionner les hourdis du plancher.

$$b_1 \leq \min (L/2 ; L_1/10 ; 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($L = 50 - 12 = 38$ cm)

L₁ : longueur de la travée. ($L_1 = 597$ cm)

b₀ : largeur de la nervure. ($b_0 = 12$ cm)

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 5$ cm).

$$b_1 \leq \min (19 ; 59.7 ; 40) \text{ cm}$$

$$b_1 = 19 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 50 \text{ cm}$$

▪ Dimensions

La hauteur de la poutrelle est deh = 25cm
 La hauteur de la dalle de compression.....ho = 5 cm
 La largeur de la nervure bo =12 cm
 Enrobagec = 2 cm
 La hauteur utile d = (h – c) = 18 cm
 La largeur de la table.....b =50 cm

▪ Chargement :

D'après les parties traitées précédemment (partie III.1.1-Evaluation des charges agissant sur l'ouvrage) , les charges et les surcharges pour le plancher du premier étage sont les suivantes :

$$\begin{cases} G=6.42*0.5=3.21\text{KN/ml} \\ Q=0.75 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

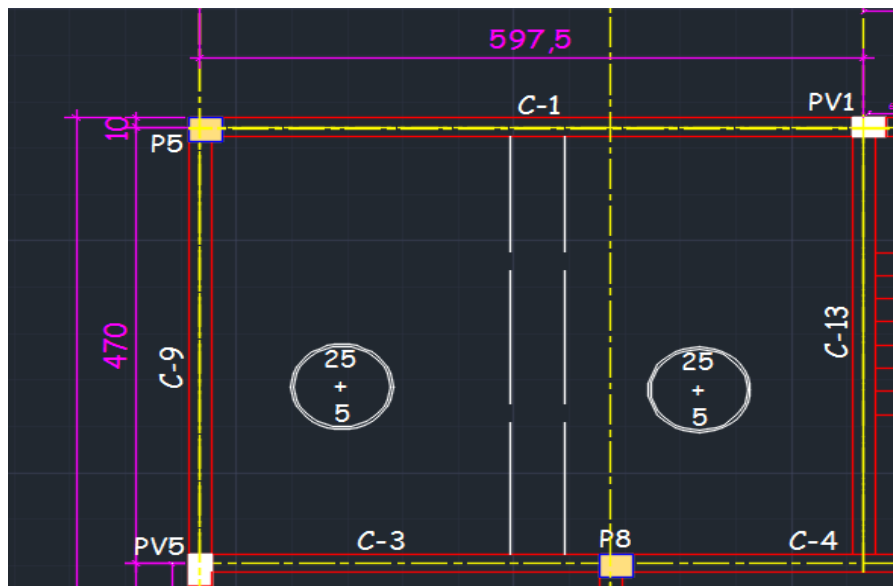


Figure.24 : Plancher calculé

▪ Combinaison des charges

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 5.45\text{KN/ml}$$

▪ Calcul des sollicitations

$$M_o = \frac{P_u L^2}{8} = 24.28\text{KN.m}$$

▪ Le moment en travée

$$M_t = 0.85M_o = 20.64\text{KN.m}$$

✓ Moment sur appuis

$$M_a = 0.5M_o = 12.14\text{KN.m}$$

✓ Déterminons z

$$Z=0.81h = 20.25\text{cm}$$

▪ Section d'acier

✓ En travée

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \cdot L} = 0.000293 = 2.93\text{cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}14$$

✓ Sur appui

Armature transversales : (art.A.7.2.2 / BAEL91)

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_l) = 25/35 = 0,71 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 8$

Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \Rightarrow \text{convenons de prendre } St = 15 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée en quadrillage d'acier haute adhérence (HA) et est coulée sur place.

L'espacement des aciers HA ne doit pas dépasser les valeurs suivantes (Art. A.8.2.4. BAEL91) :

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

▪ Calcul des armatures

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A = 4.L/fe = 4 \times 65 / 500 = 0.52\text{cm}^2/\text{ml}$$

Avec L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$6\Phi 6 / \text{ml}, A = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$St = (100 - 6 \times 0.6) / 7 = 13.78\text{cm} \text{ on prend } St = 15\text{cm}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A// = A^\wedge / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$6\Phi 6 / \text{ml}, A = 1.7 \text{ cm}^2$$

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

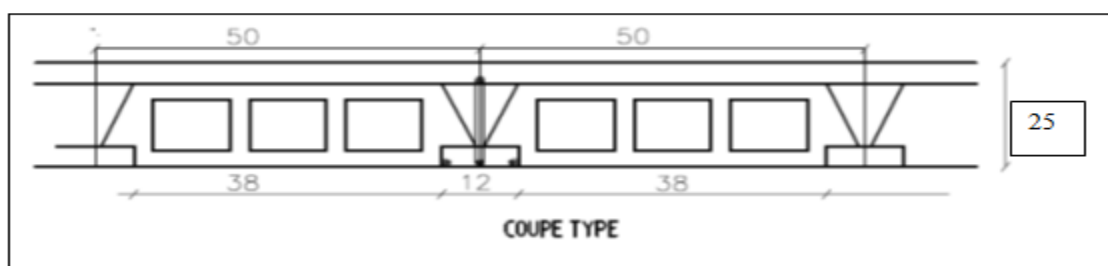


Figure.25 Coupe verticale du plancher

La figure ci-après montre la disposition des armatures de la poutrelle :

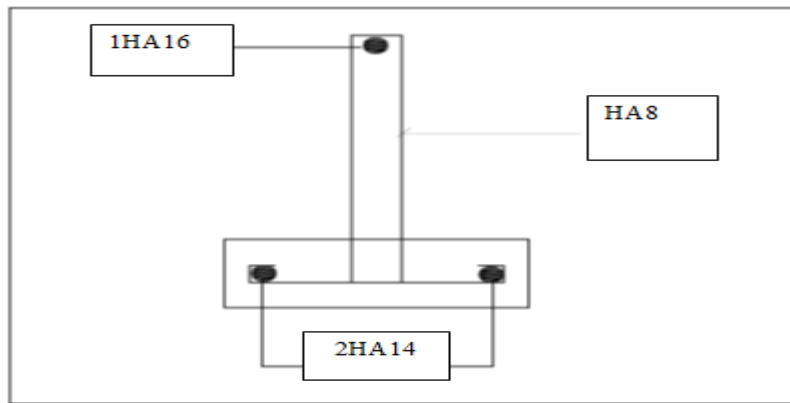


Figure.26 ferrailage de la poutrelle

III.6 Etude de la dalle de la cage escalier

III.6.1 Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.6.2 Pré-dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

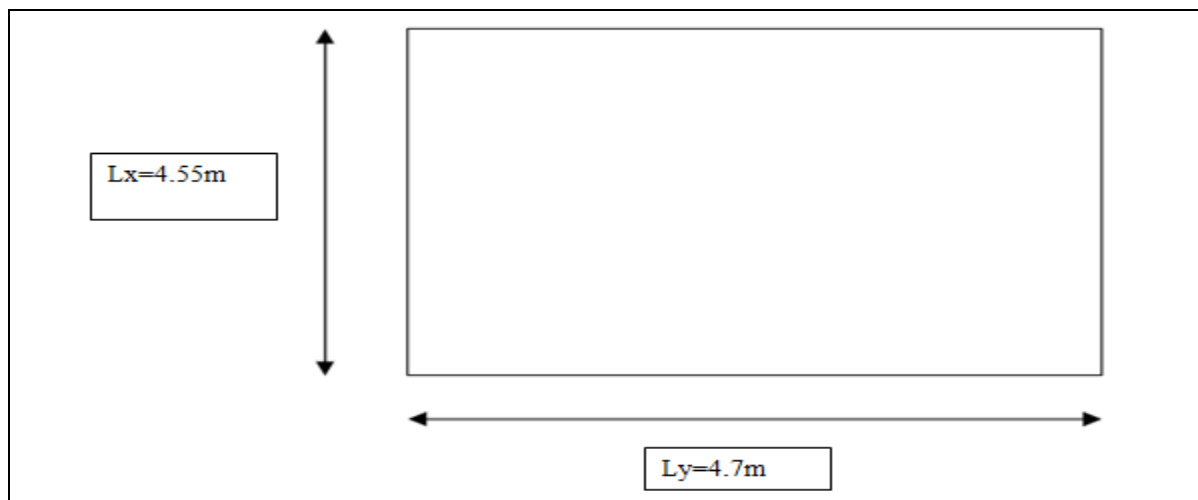


Figure.27 Schéma de la dalle cage escalier

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \longrightarrow \quad \frac{455}{50} \leq e \leq \frac{455}{40} \quad \longrightarrow \quad 9.1\text{cm} \leq e \leq 11.37$$

On prend : ***e=10cm***

III.5.3 dimensionnement :

➤ *Détermination des charges et surcharges :*

A. Charges permanentes :

$$G=3.22+pp=(3.22)+(0.1*25)=5.72\text{ kN/m}^2$$

B. Surcharge d'exploitation

$$Q=1\text{ kN/m}^2 \quad (\text{non accessible})$$

C. Combinaison de charges :

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=9.22\text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=6.72\text{ kN/m}^2$$

D. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

E. Calcul de « μ » :

➤ Calcul des moments :

Etat limite ultime :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 5.72 + 1.5 \times 1 = 9.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4.55}{4.7} = 0.968 > 0.4$$

D'après le tableau de la figure 12 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{array} \right.$$

	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
l_x/l_y	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Figure.28 valeurs numériques des coefficients μ_x et μ_y

Les moments de flexion par unité de longueur, au centre de la plaque valent :

- Dans le sens de la petite portée M_x . $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée M_y . $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0410 \cdot 9.22 \cdot 4.55^2 = 7.82 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.78 \cdot 0.8875 = 6.94 \text{ KN.m/m}$$

Moments en travées :

- $M_{tx} = 0.85 M_x = 6.65 \text{ kNm}$
- $M_{ty} = 0.85 M_y = 5.9 \text{ kNm}$

Moments en appuis :

- $M_a = \text{Max}(0.3 M_x ; 0.3 M_y) = 2.35 \text{ kNm}$

➤ Ferrailage :

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de la dalle.

$$\text{MAX diamètre} = \frac{\text{hauteur de la dalle}}{10} = 1 \text{ cm}$$

On prend un enrobage de 3cm : $d = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$

On réutilise les formules déjà vu dans le calcul des poutres :

- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$ avec : $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot 28}{0.7 b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu)^{1/2}]$
- $z = [1 - 0.4 \alpha] \cdot d$
- $A_s = \frac{M_u}{\frac{f_e}{z} \cdot \gamma_s}$

Condition de non fragilité $A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t \cdot 28}{f_e} = 0.86 \text{ cm}^2$

M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	z	A_s / m (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
6.65 (Travée suivant x)	100	9	0.0052	0.0065	0.089	1.75	0.86	3HA10
5.9 (Travée suivant y)	100	9	0.0046	0.0057	0.089	1.52	0.86	3HA10
2.35 appui	100	9	0.0018	0.0022	0.089	0.6	0.86	2HA8

Tableau.18 Les aciers de la dalle cage escalier

III.7 CONCLUSION :

Ce dernier chapitre qui est d'ailleurs le plus intéressant, nous a permis de présenter la méthodologie à suivre pour dimensionner l'ensemble des éléments porteurs de la structure, tout en déterminant le coffrage final et le ferrailage .

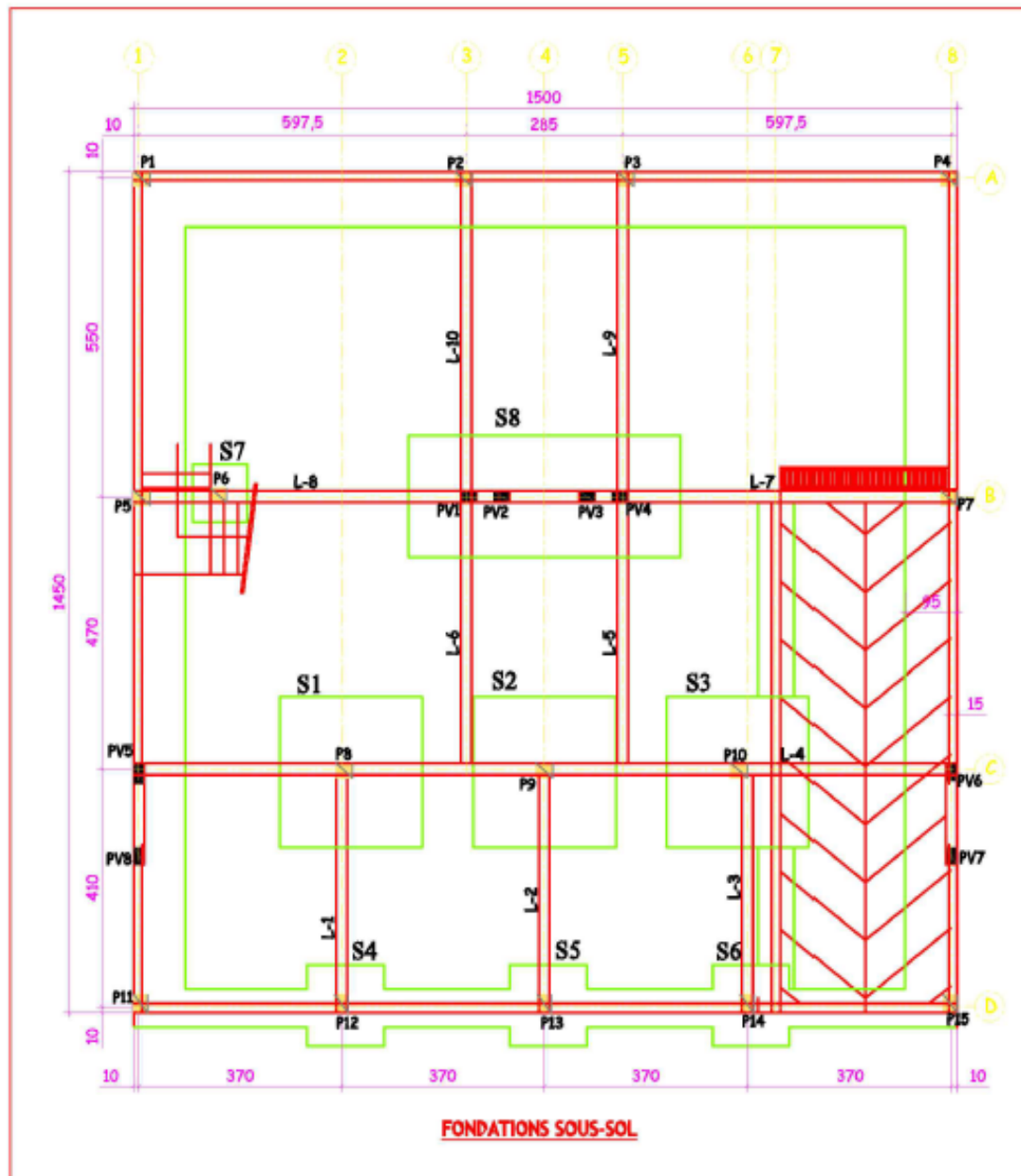
CONCLUSION GENERALE

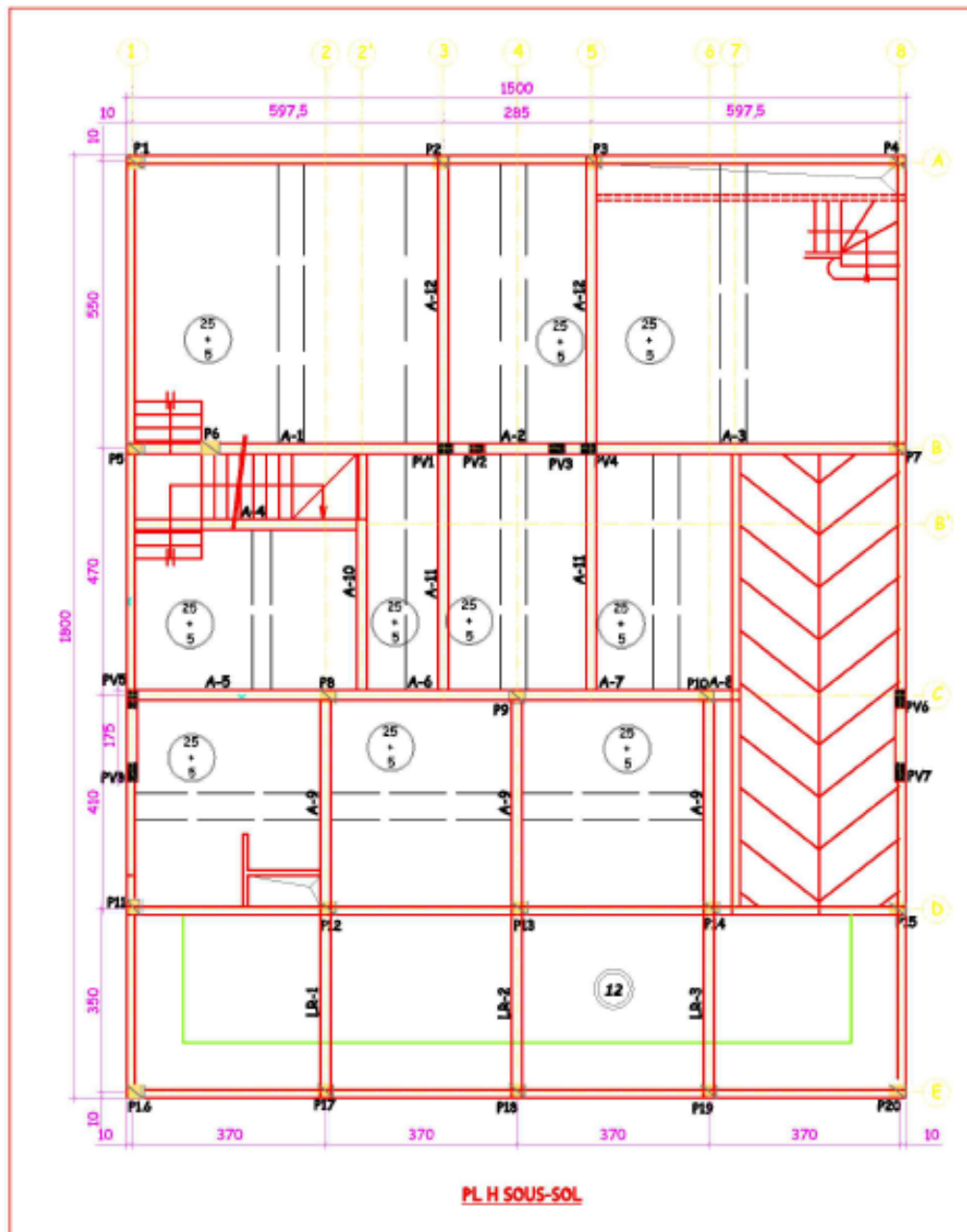
Ce stage se révèle être une expérience dans le monde du travail très bénéfique surtout au niveau du contact entre l'élève ingénieur et l'environnement professionnel qui lui permet par exemple d'avoir un œil critique et la capacité de pouvoir faire le choix entre les différentes méthodes et moyens de traités un problème en génie civil dont les méthodes analytique et numérique , à ce niveau-là j'ai choisi une étude analytique car c'est la base elle-même pour l'étude numérique (avec logiciel), d'où la nécessité de bien maîtriser le calcul manuel avant d'entamer tous calculs avec les logiciels.

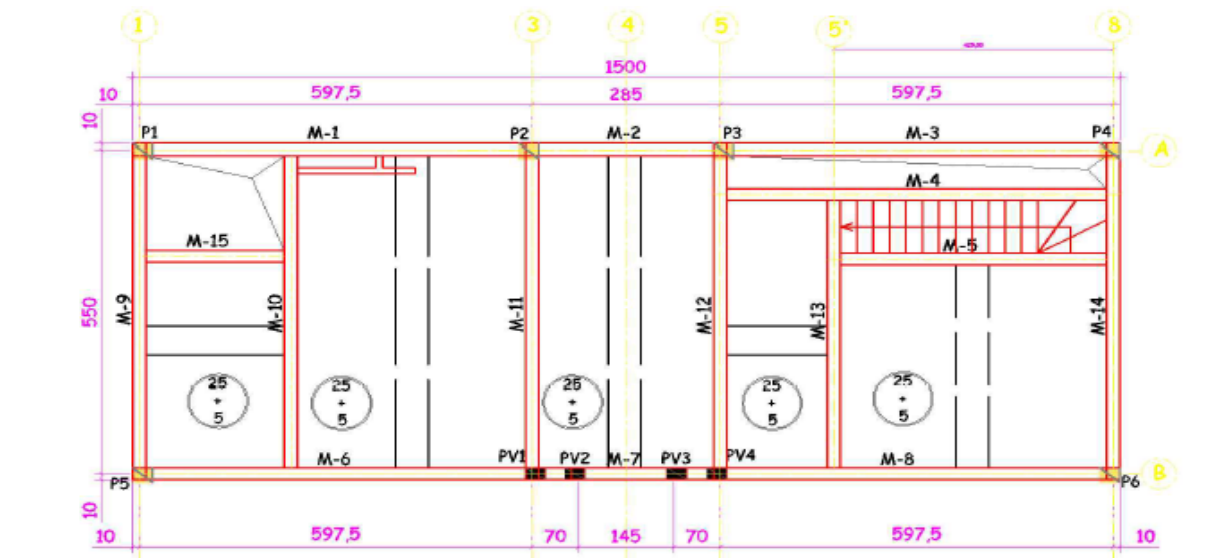
D'autre part, il fallait bien connaître et savoir les différentes caractéristiques des matériaux ce qui permet par la suite de prendre les décisions des choix selon les exigences architecturaux et celle du maître d'ouvrage, et vu les dimensions de notre structure j'ai opté pour une structure en béton armé qui répond bien aux exigences mentionnées précédemment et qui représente aussi le choix le plus économique.

Dans la phase de pré-dimensionnement et de dimensionnement c'était l'occasion pour revoir les formules de béton armé et les appliquées pour un projet réel tout en regardant si les résultats obtenus sont logiques et raisonnables et de pouvoir développer cet esprit de critiquer les résultats.

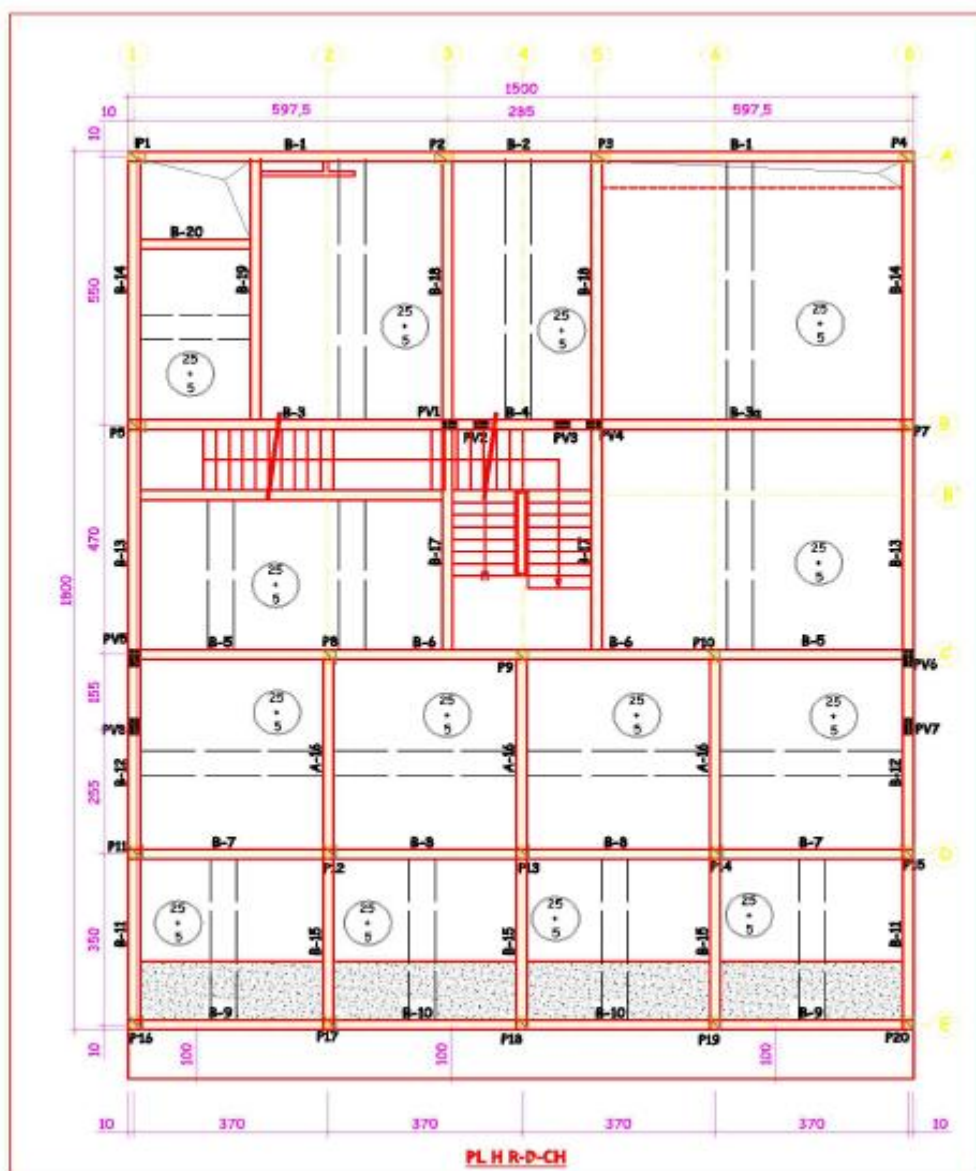
Annexe 1 : Les plans coffrages



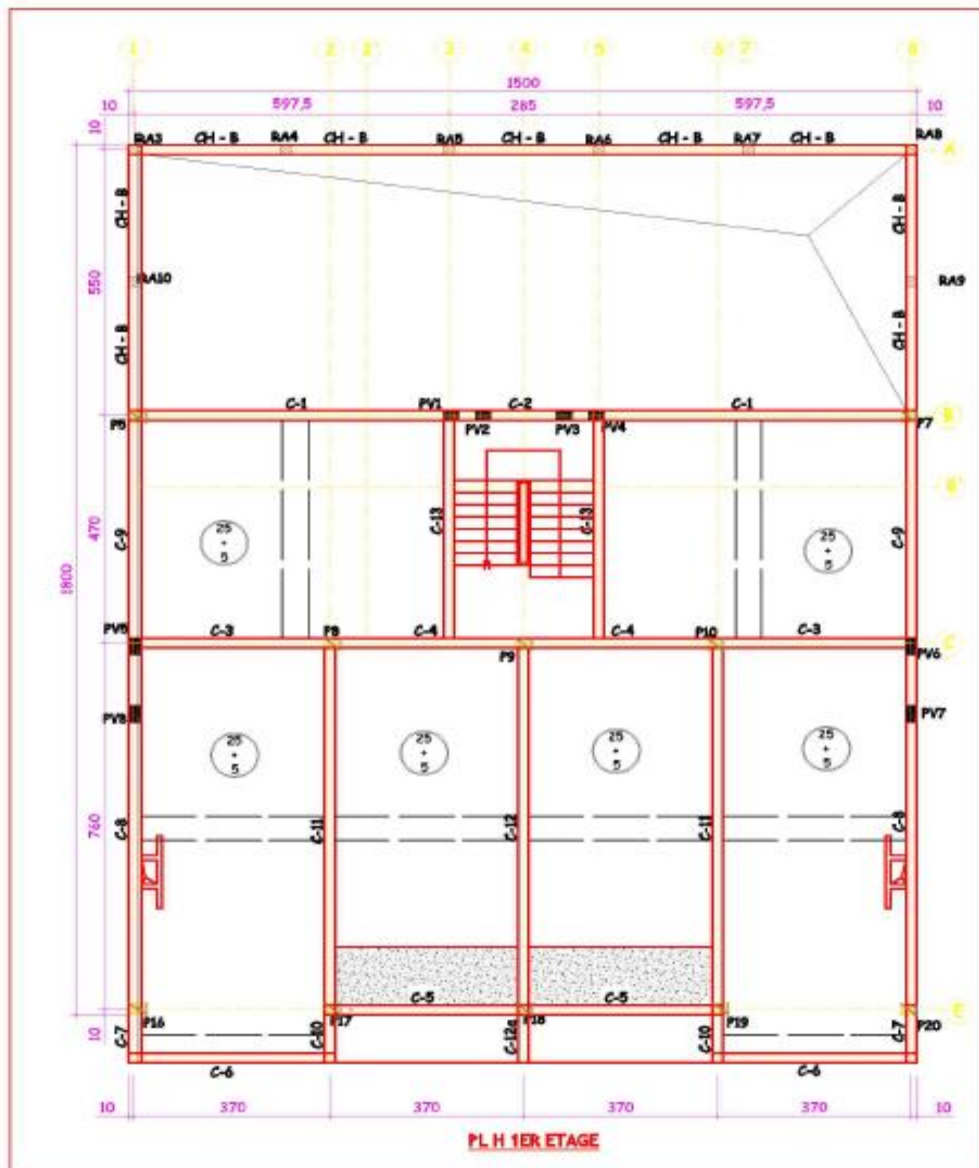


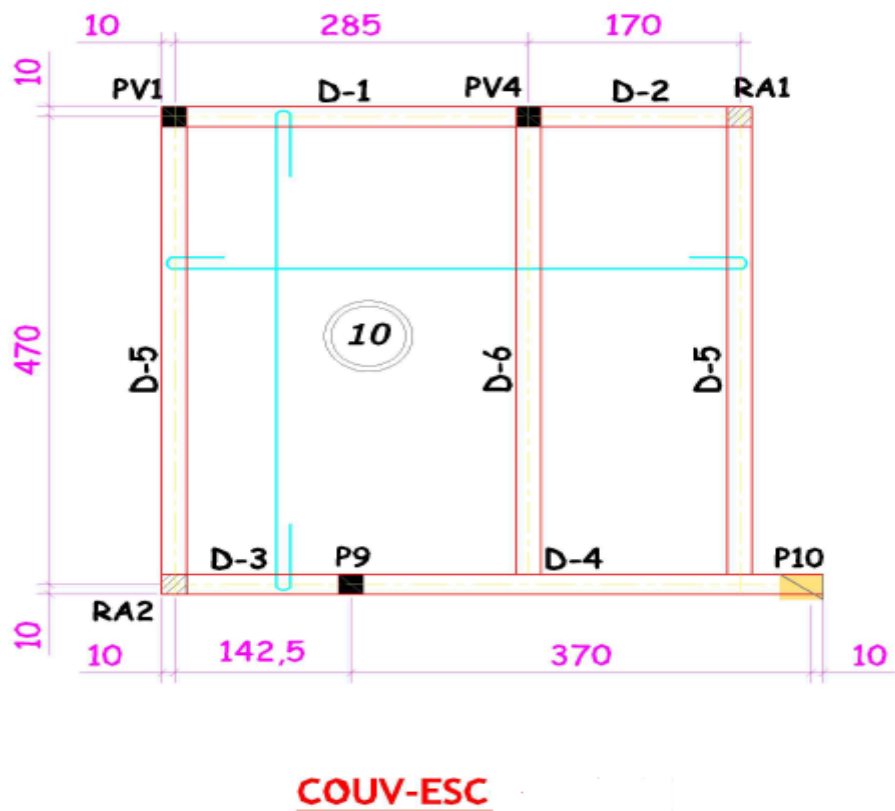
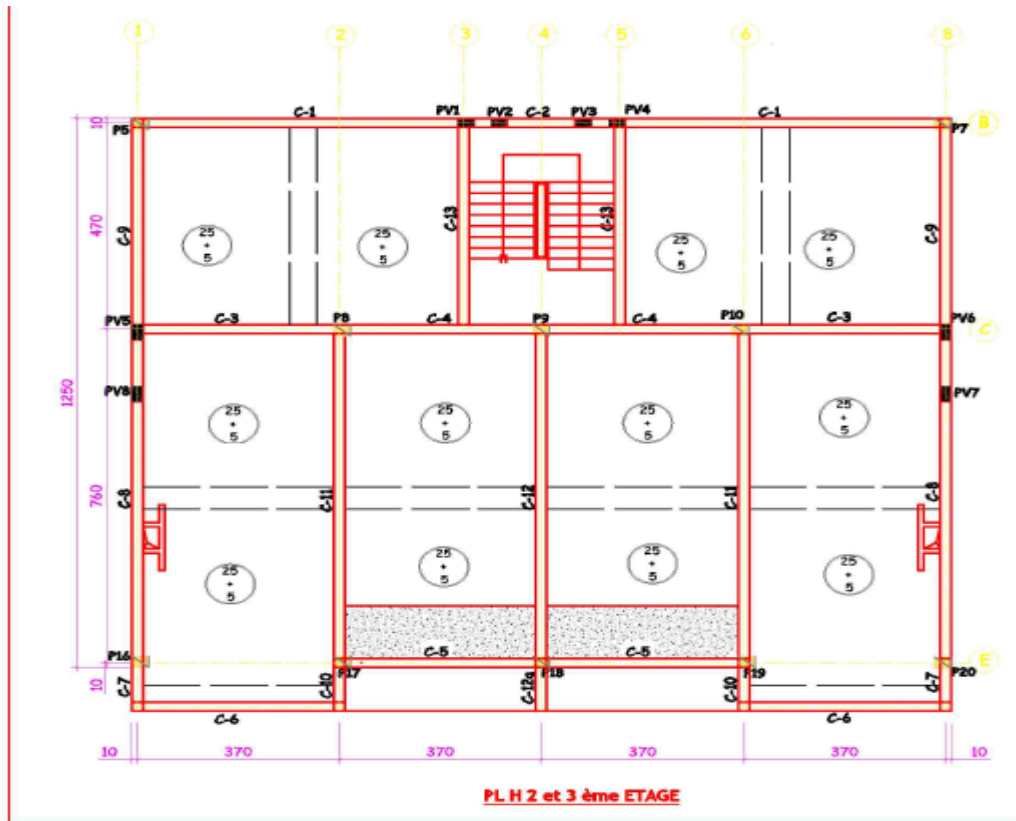


PL MEZZANINE .



PL H R-D-CH





Annexe 2 :La descente de charge

Couverture esaliers													
N°poteau	Section	PP Poteaux kN	S Poutres	PP Po	S Plar	G (CC)	G (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Ns (kN)		
PV1	20x30	3,75	0,755	6,61	3,35	17,2	27,6	1	3,349	42,29	30,9511		
PV4	20x30	3,75	0,925	8,09	5,35	27,5	39,38	1	5,346	61,18	44,7232		
RA1	25x30	4,6875	0,64	5,6	2	10,3	20,57	1	1,998	30,77	22,5721		
RA2	25x30	4,6875	0,6125	5,36	1,67	8,62	18,67	1	1,674	27,72	20,3443		
P9	25x30	4,6875	1,4525	12,7	6,02	31	48,41	1	6,022	74,39	54,4314		
P10	25x30	4,6875	1,31	11,5	4,35	22,4	38,54	1	4,348	58,55	42,8871		

Tableau.19 : La descente de charge niveau cage escalier

Terrasse													
N°poteau	Section	PP Poteaux kg	S Poutres	PP Po	S Plar	G (CC)	long Ac	G Acr	G (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Ns (kN)
P5	25x30	5,25	1,0675	10,7	7,02	53,1	5,338	32	101,1	1,5	10,5309	152,276	111,627
PV1	20x30	4,2	0,535	5,35	7,78	58,9	3,288	20	88,2	1,5	11,6766	136,589	99,8793
PV2	20x30	4,2	0,22	2,2	2,59	19,6	1,075	6,5	32,42	1,5	3,8775	49,5812	36,296
PV3	20x30	4,2	0,22	2,2	2,59	19,6	1,1	6,6	32,57	1,5	3,8775	49,7837	36,446
PV4	20x30	4,2	0,2925	2,93	7,78	58,9	3,313	20	85,93	1,5	11,6766	133,517	97,6043
P7	25x30	5,25	1,0675	10,7	7,02	53,1	5,338	32	101,1	1,5	10,5309	152,276	111,627
PV5	20x30	4,2	0,5175	5,18	5,71	43,2	3,088	19	71,14	1,5	8,56781	108,889	79,7067
PV6	20x30	4,2	0,9875	9,88	5,71	43,2	3,088	19	75,84	1,5	8,56781	115,234	84,4067
PV7	20x30	4,2	0,76	10,5	7,03	53,2	3,8	23	90,67	1,5	10,545	138,218	101,212
P8	25x30	5,25	1,97	19,7	22,8	172	0	0	197,2	1,5	34,1325	317,426	231,338
P9	25x30	5,25	2,44	24,4	22,8	172	0	0	201,9	1,5	34,1325	323,771	236,038
P10	25x30	5,25	1,41	14,1	22,8	172	0	0	191,6	1,5	34,1325	309,866	225,738
PV8	20x30	4,2	0,76	10,5	7,03	53,2	3,8	23	90,67	1,5	10,545	138,218	101,212
P16	25x30	5,25	1,0825	14,9	6,59	49,9	4,063	24	94,4	1,5	9,88594	142,264	104,282
P17	25x30	5,25	1,6	16	15,9	120	2,85	17	158,8	1,5	23,865	250,162	182,654
P18	25x30	5,25	1,6	16	15,9	120	3,7	22	163,9	1,5	23,865	257,047	187,754
P19	25x30	5,25	1,6	16	15,9	120	2,85	17	158,8	1,5	23,865	250,162	182,654
P20	25x30	5,25	1,0825	14,9	6,59	49,9	4,063	24	94,4	1,5	9,88594	142,264	104,282

Tableau.20 : La descente de charge niveau Terrasse

1er,2eme et etages													
N°poteau	Section	PP Poteaux kg	S Poutres	PP Po	S Plar	G (CC)	long M	G Mu	G (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Ns (kN)
P5	25x30	5,25	1,0675	10,7	7,02	45,1	5,338	49	110,3	1,5	10,5309	164,723	120,847
PV1	20x30	4,2	0,535	5,35	7,78	50	3,288	30	89,9	1,5	11,6766	138,883	101,579
PV2	20x30	4,2	0,22	2,2	2,59	16,6	1,075	9,9	32,93	1,5	3,8775	50,27	36,8062
PV3	20x30	4,2	0,22	2,2	2,59	16,6	1,1	10	33,16	1,5	3,8775	50,5818	37,0372
PV4	20x30	4,2	0,2925	2,93	7,78	50	3,313	31	87,71	1,5	11,6766	135,921	99,3848
P7	25x30	5,25	1,0675	10,7	7,02	45,1	5,338	49	110,3	1,5	10,5309	164,723	120,847
PV5	20x30	4,2	0,5175	5,18	5,71	36,7	3,088	29	74,57	1,5	8,56781	113,526	83,1416
PV6	20x30	4,2	0,9875	9,88	5,71	36,7	3,088	29	79,27	1,5	8,56781	119,871	87,8416
PV7	20x30	4,2	0,76	10,5	7,03	45,1	3,8	35	94,89	1,5	10,545	143,925	105,44
P8	25x30	5,25	1,97	19,7	22,8	146	0	0	178,4	1,5	34,1325	292,072	212,557
P9	25x30	5,25	2,44	24,4	22,8	146	0	0	184,9	1,5	34,1325	300,796	219,02
P10	25x30	5,25	1,41	14,1	22,8	146	0	0	170,7	1,5	34,1325	281,677	204,857
PV8	20x30	4,2	0,76	10,5	7,03	45,1	3,8	35	94,89	1,5	10,545	143,925	105,44
P16	25x30	5,25	1,0825	14,9	6,59	42,3	4,063	38	99,98	1,5	9,88594	149,801	109,865
P17	25x30	5,25	1,6	16	15,9	102	2,85	26	155,7	1,5	23,865	246,028	179,591
P18	25x30	5,25	1,6	16	15,9	102	3,7	34	163,6	1,5	23,865	256,631	187,445
P19	25x30	5,25	1,6	16	15,9	102	2,85	26	155,7	1,5	23,865	246,028	179,591
P20	25x30	5,25	1,0825	14,9	6,59	42,3	4,063	38	99,98	1,5	9,88594	149,801	109,865

Tableau.21 : La descente de charge niveau 1^{er} , 2eme étage

H-RDC													
N°poteau	Section	PP Poteaux kg	S Poutres	PP Po S	Plar G (CC)	long M	G Mu	G (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Ns (kN)	
P5	25x30	9,84375	2,995	30	15,2	97,8	5,1	47	184,7	1,5	22,854	283,673	207,589
PV1	20x30	7,875	2,83	28,3	16,9	108	0	0	144,6	1,5	25,341	233,265	169,974
PV2	20x30	7,875	0,22	2,2	5,61	36	0	0	46,09	1,5	8,415	74,8456	54,5062
PV3	20x30	7,875	0,22	2,2	5,61	36	0	0	46,09	1,5	8,415	74,8456	54,5062
PV4	20x30	7,875	1,6825	16,8	16,9	108	0	0	133,2	1,5	25,341	217,774	158,499
PV5	20x30	7,875	1,5925	15,9	5,78	37,1	3,125	29	89,79	1,5	8,6719	134,225	98,4625
PV6	20x30	7,875	0,995	9,95	5,78	37,1	3,125	29	83,82	1,5	8,6719	126,159	92,4875
PV7	20x30	7,875	0,41	4,1	3,79	24,3	2,05	19	55,26	1,5	5,6888	83,1407	60,9536
P8	25x30	9,84375	1,62	16,2	16,3	105	0	0	130,6	1,5	24,42	212,888	154,981
P9	25x30	9,84375	2,09	20,9	16,3	105	0	0	135,3	1,5	24,42	219,233	159,681
P10	25x30	9,84375	1,99	19,9	16,3	105	0	0	134,3	1,5	24,42	217,883	158,681
PV8	20x30	7,875	0,41	4,1	3,79	24,3	2,05	19	55,26	1,5	5,6888	83,1407	60,9536
P16	25x30	9,84375	0,72	7,2	3,24	20,8	0	0	37,83	1,5	4,8563	58,3529	42,6848
P17	25x30	9,84375	1,09	10,9	6,48	41,6	0	0	62,31	1,5	9,7125	98,6916	72,0258
P18	25x30	9,84375	1,09	10,9	6,48	41,6	0	0	62,31	1,5	9,7125	98,6916	72,0258
P19	25x30	9,84375	1,09	10,9	6,48	41,6	0	0	62,31	1,5	9,7125	98,6916	72,0258
P20	25x30	9,84375	0,72	7,2	3,24	20,8	0	0	37,83	1,5	4,8563	58,3529	42,6848
P11	25x30	9,84375	0,975	9,75	7,03	45,1	3,9	36	100,8	1,5	10,545	151,847	111,307
P12	25x30	9,84375	1,5	15	14,1	90,3	3,7	34	149,3	1,5	21,09	233,186	170,387
P13	25x30	9,84375	1,5	15	14,1	90,3	3,7	34	149,3	1,5	21,09	233,186	170,387
P14	25x30	9,84375	1,5	15	14,1	90,3	3,7	34	149,3	1,5	21,09	233,186	170,387
P15	25x30	9,84375	0,975	9,75	7,03	45,1	3,9	36	100,8	1,5	10,545	151,847	111,307
P1	25x30	9,84375	1,9275	19,3	5,74	36,8	5,738	53	119	1,5	8,6063	173,516	127,574
P2	25x30	9,84375	1,4325	14,3	12,1	77,7	4,413	41	142,7	1,5	18,164	219,87	160,848
P3	25x30	9,84375	1,4325	14,3	12,1	77,7	4,413	41	142,7	1,5	18,164	219,87	160,848
P4	25x30	9,84375	1,1475	11,5	5,74	36,8	5,738	53	111,2	1,5	8,6063	162,986	119,774

Tableau.22 : La descente de charge niveau H-RDC

Mezzanine													
N°poteau	Section	PP Poteaux kg	S Poutres	PP Po S	Plar G (CC)	long M	G Mu	G (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Ns (kN)	
P1	25x30	5,53125	1,9275	19,3	8,22	52,7	5,738	53	130,6	1,75	14,377	197,829	144,942
P2	25x30	5,53125	1,4325	14,3	12,1	77,9	4,413	41	138,5	1,75	21,235	218,869	159,766
P3	25x30	5,53125	2,93	29,3	12,1	77,9	4,413	41	153,5	1,75	21,235	239,085	174,741
P4	25x30	5,53125	2,645	26,5	8,22	52,7	5,738	53	137,7	1,75	14,377	207,515	152,117
P5	25x30	5,53125	1,9275	19,3	8,22	52,7	5,738	53	130,6	1,75	14,377	197,829	144,942
PV1	20x30	4,425	1,9925	19,9	9,11	58,5	3,313	31	113,4	1,75	15,941	177,056	129,381
PV2	20x30	4,425	0,22	2,2	3,03	19,4	1,1	10	36,21	1,75	5,2938	56,8235	41,5033
PV3	20x30	4,425	0,22	2,2	3,03	19,4	1,1	10	36,21	1,75	5,2938	56,8235	41,5033
PV4	20x30	4,425	2,71	27,1	9,11	58,5	3,313	31	120,6	1,75	15,941	186,742	136,556
P6	25x30	5,53125	2,645	26,5	8,22	52,7	5,738	53	137,7	1,75	14,377	207,515	152,117

Tableau.23 : La descente de charge niveau Mezzanine

Sous-sol													
N°poteau	Section	PP Poteaux kg	S Poutres	PP Po S	Plar G (CC)	long M	G Mu G(kN)	Q (kN)	Q(kN)	Nu (kN)	Ns (kN)		
P1	25x30	4,6875	1,1475	11,5	8,22	52,7	5,738	53	121,9	5	41,078	226,211	162,999
P2	25x30	4,6875	1,4325	14,3	12,1	77,9	4,413	41	137,7	5	60,672	276,885	198,359
P3	25x30	4,6875	1,4325	14,3	12,1	77,9	4,413	41	137,7	5	60,672	276,885	198,359
P4	25x30	4,6875	1,1475	11,5	8,22	52,7	5,738	53	121,9	5	41,078	226,211	162,999
P5	25x30	4,6875	1,6075	16,1	3,76	24,1	5,1	47	92,03	5	18,806	152,455	110,84
P6	25x30	4,6875	1,5075	15,1	15,2	97,8	0	0	117,6	5	76,181	273,004	193,76
PV1	20x30	3,75	2,445	24,5	13,1	84,3	0	0	112,5	5	65,663	250,383	178,173
PV2	20x30	3,75	0,22	2,2	5,48	35,2	0	0	41,15	5	27,413	96,6681	68,5602
PV3	20x30	3,75	0,22	2,2	5,48	35,2	0	0	41,15	5	27,413	96,6681	68,5602
PV4	20x30	3,75	2,1525	21,5	13,1	84,3	0	0	109,6	5	65,663	246,434	175,248
PV5	20x30	3,75	1,425	14,3	5,71	36,7	3,088	29	83,2	5	28,559	155,157	111,758
P7	25x30	4,6875	2,0875	20,9	15,2	97,8	5,1	47	170,5	5	76,181	344,451	246,684
P8	25x30	4,6875	2,53	25,3	16,3	105	0	0	134,5	5	81,4	303,682	215,905
P9	25x30	4,6875	2,57	25,7	16,3	105	0	0	134,9	5	81,4	304,222	216,305
P10	25x30	4,6875	2,23	22,3	10,3	66,4	0	0	93,37	5	51,7	203,6	145,07
PV6	20x30	3,75	0,6175	6,18	0	0	3,088	29	38,45	5	0	51,9122	38,4535
PV7	20x30	3,75	0,4095	4,1	0	0	2,048	19	26,76	5	0	36,1313	26,7639
PV8	20x30	3,75	0,4095	4,1	3,79	24,3	2,048	19	51,08	5	18,939	97,3698	70,0214
P11	25x30	4,6875	0,982	9,82	5,66	36,3	3,16	29	80,05	5	28,305	150,524	108,355
P12	25x30	4,6875	1,5	15	14,1	90,3	3,7	34	144,1	5	70,3	300,04	214,441
P13	25x30	4,6875	1,5	15	14,1	90,3	3,7	34	144,1	5	70,3	300,04	214,441
P14	25x30	4,6875	1,64	16,4	8,93	57,3	2,35	22	100,1	5	44,65	202,153	144,782
P15	25x30	4,6875	1,392	13,9	0	0	1,31	12	30,71	5	0	41,4611	30,7119

Tableau.24 : La descente de charge niveau Sous-sol