

ROYAUME DU MAROC

UNIVERSITE HASSAN I

FACULTE DES SCIENCES ET TECHNIQUES

Rapport de stage fin d'étude
Licence génie civil

Conception et dimensionnement d'un
Bâtiment R+1

Réalisé par :

Encadrant pédagogique :

Encadrant professionnel :

SOMMAIRE

Remerciement	4
Introduction.....	5
Chapitre 1 : Présentation générale.....	6
I-Présentation du bureau.....	7
II-Présentation du projet.....	8
III-La conception de la structure	12
IV -Hypothèses de calcul	15
Chapitre 2 : Evolution des charges et Pré dimensionnement Des éléments structuraux.....	19
I-Evaluation des charges	19
II-Pré-dimensionnement des éléments structuraux	22
Chapitre 3 : Ferrailage des éléments structuraux.....	27
I-CALCUL les POTEAUX	27
II-CALCUL les SEMELLES	38
III- Calcul les POUTRE.....	42
Chapitre 4 Etudes des éléments secondaires	
I-Introduction.....	58

II-Etudes des Escaliers.....	58
III-EUDES des Longrines.....	63
IV-Etude de l Acrotère.....	65
 Chapitre 5 CALCUL PAR ROBOT.....	70
CONCLUSION.....	78

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 BADER-EDDINE MRAOUA 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 ETUDE MANAGEMENT PROJET (MEP) pour leur gentillesse et leur collaboration depuis le début jusqu'à la fin de mon stage.

J'adresse un spécial remerciement aux responsables et au corps professoral de La FST et plus particulièrement les professeurs Mr Lakhouili et Mr Matrane, qui ont assuré ma formation et mon encadrement et qui n'ont ménagé aucun effort quant à ma formation.

Introduction

Le domaine du génie civil est un domaine d'activités très large, qui concerne la construction des ouvrages d'arts de différentes natures et pour différents usages.

La réalisation des projets de construction de chaque édifice doit respecter les particularités de chaque société ainsi que l'environnement où il se construit.

Pour avoir une formation complète et être apte à une bonne intégration dans le milieu professionnel, pour un étudiant en Licence Génie Civil le stage ouvrier est indispensable, c'est un outil qui lui permet de concrétiser ses connaissances théoriques et ses acquis sur le terrain et de découvrir le milieu professionnel qui est totalement méconnu pour lui. Ce stage lui permet également d'avoir une idée sur les tâches administratives et de s'habituer aux différents problèmes qu'on rencontre dans la vie professionnelle.

Dans ce but-là, j'ai passé mon stage dans un bureau d'études MEP où j'ai eu l'honneur d'être encadré par des gens de métier compétents qui m'ont fait part de leur expérience enrichissante.

CHAPITRE I :

PRESENTATION GENERALE

I. Présentation de Bureau d'études

1. Présentation :

Créé en 2010, MEP, Bureau d'Etudes Techniques et de Coordination, est une société d'ingénierie spécialisée dans l'étude, l'ordonnancement, le pilotage, et la coordination des travaux de BTP

La diversité de ses références et de ses compétences témoigne du savoir-faire acquis dans de multiples domaines, placée sous la tutelle du Mr. BADR-EDDINE MRAOUA Ingénieur d'état en génie civil.

Le bureau est installé à la ville de Kenitra.

2. Travaux de BETEL :

Le bureau d'études MEP est un cabinet d'ingénierie qui réalise les prestations liées à l'étude technique des bâtiments et des ouvrages de génie civil, qui sont :

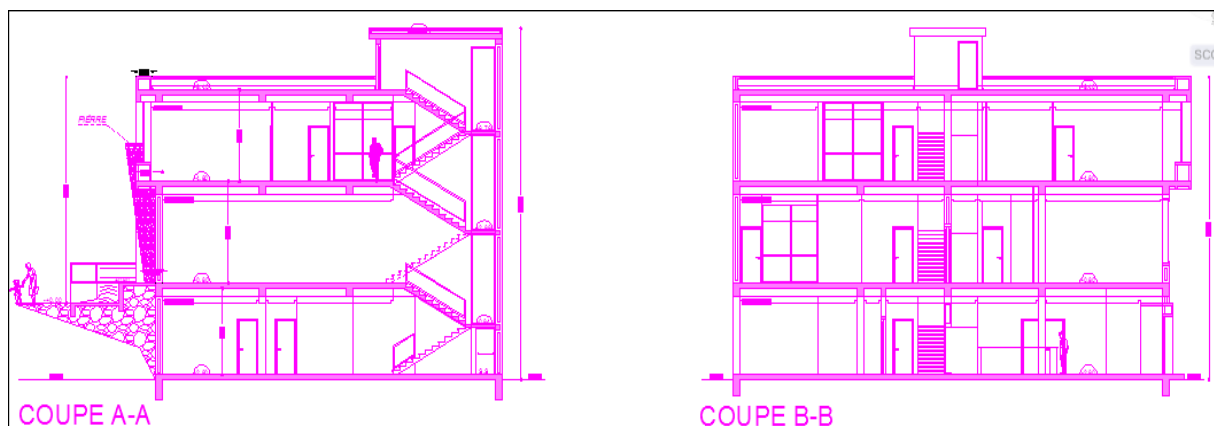
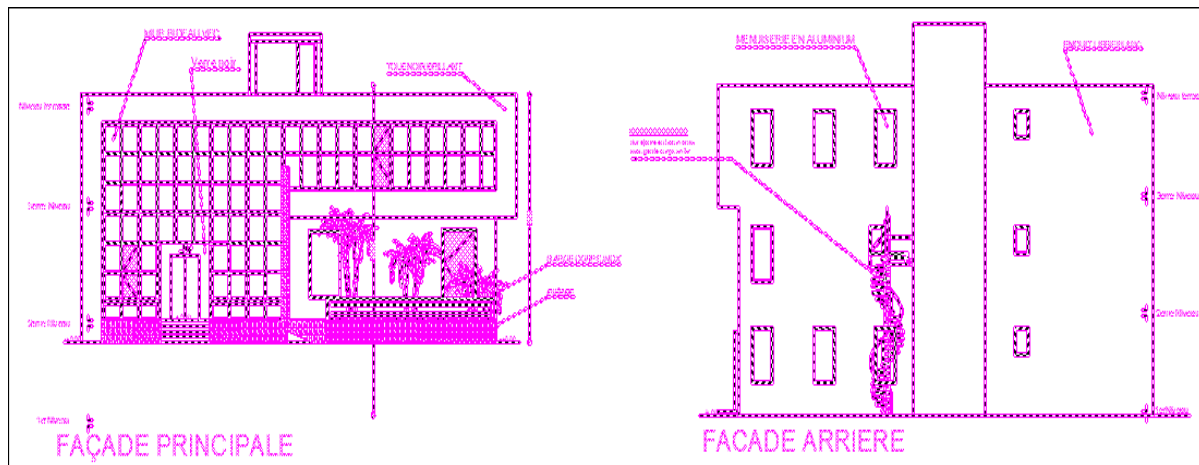
- ❖ Dessin du plan de coffrage.
- ❖ Calcul de la structure en béton armé.
- ❖ Charpente métallique.
- ❖ Voiries et réseaux divers VRD.
- ❖ Contrôle du chantier.
- ❖ Electricité et plomberie.

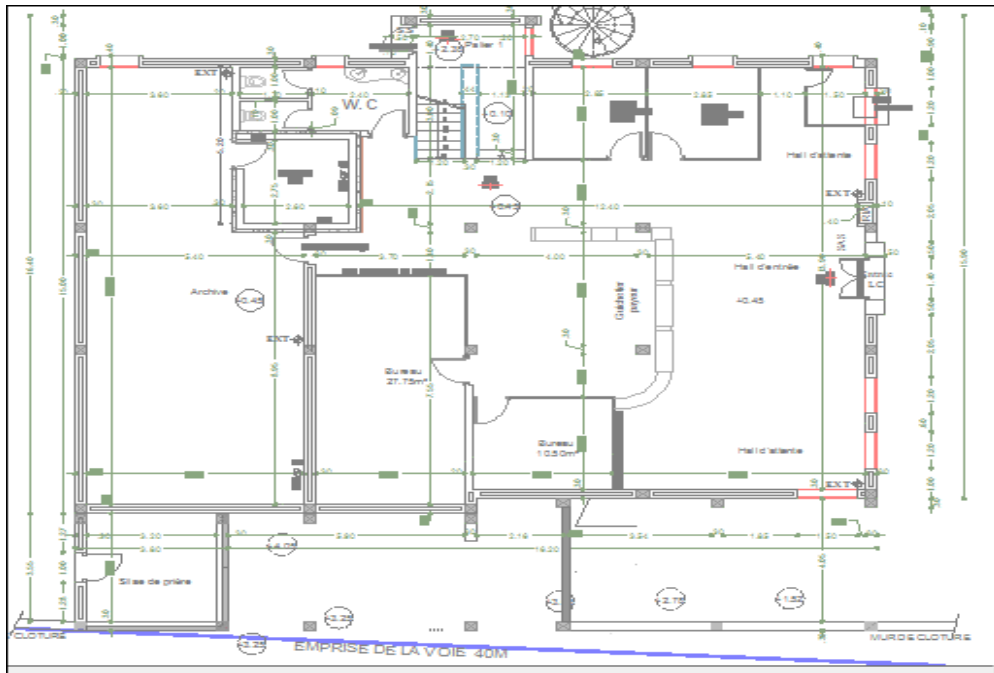
- ❖ Devis estimatif
- ❖ Métrée.

II. PRESENTATION DU PROJET :

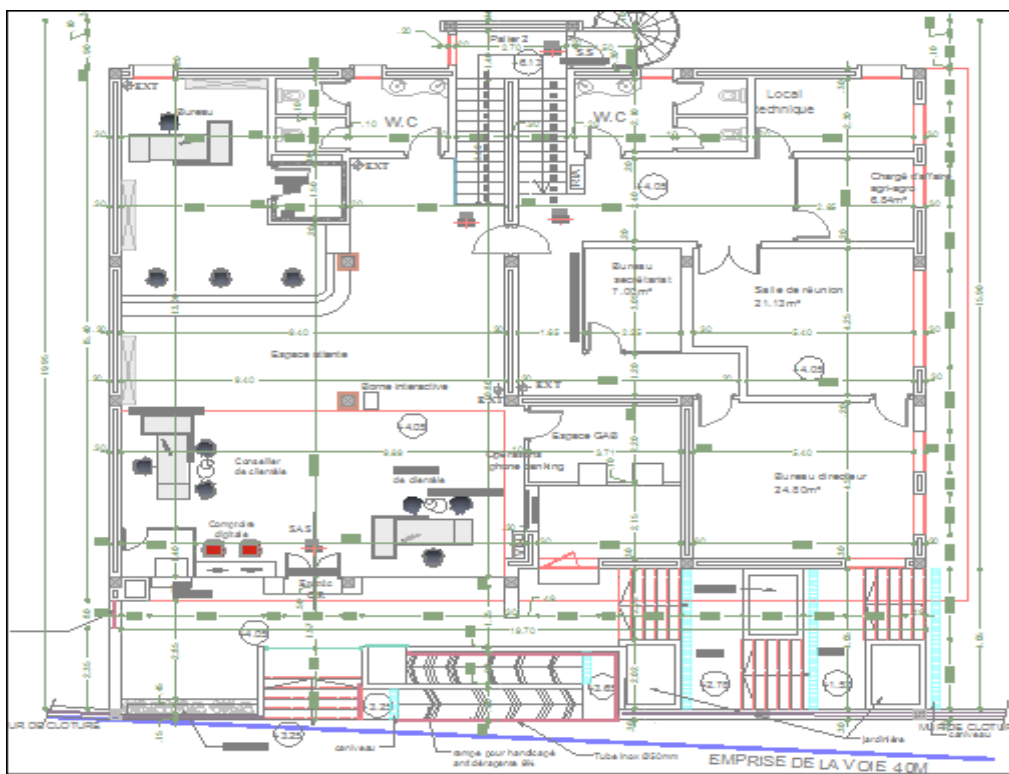
Le projet étudié est un bâtiment R+1 située à Route régional R401, Rommanie centre, Province de Khémissate. Il s'agit d'un bâtiment à SOUS SOL +RDC+ 1 étages, de forme régulière.

Dimensions en plan

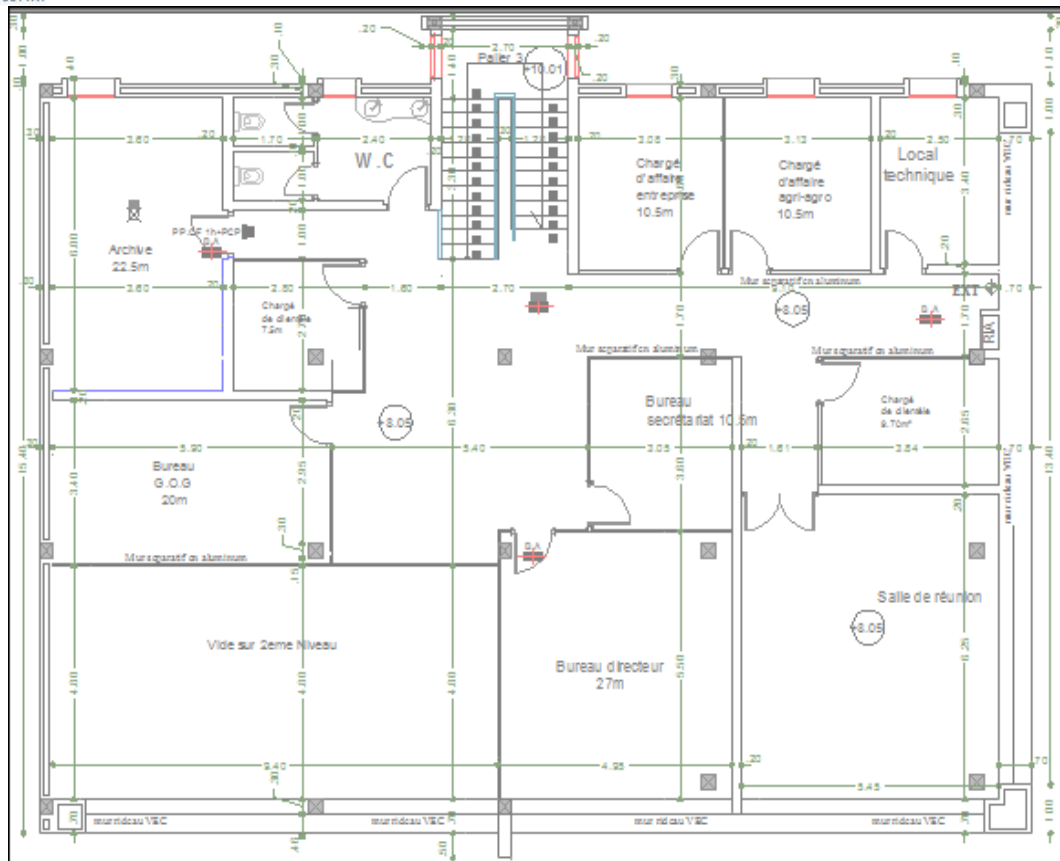




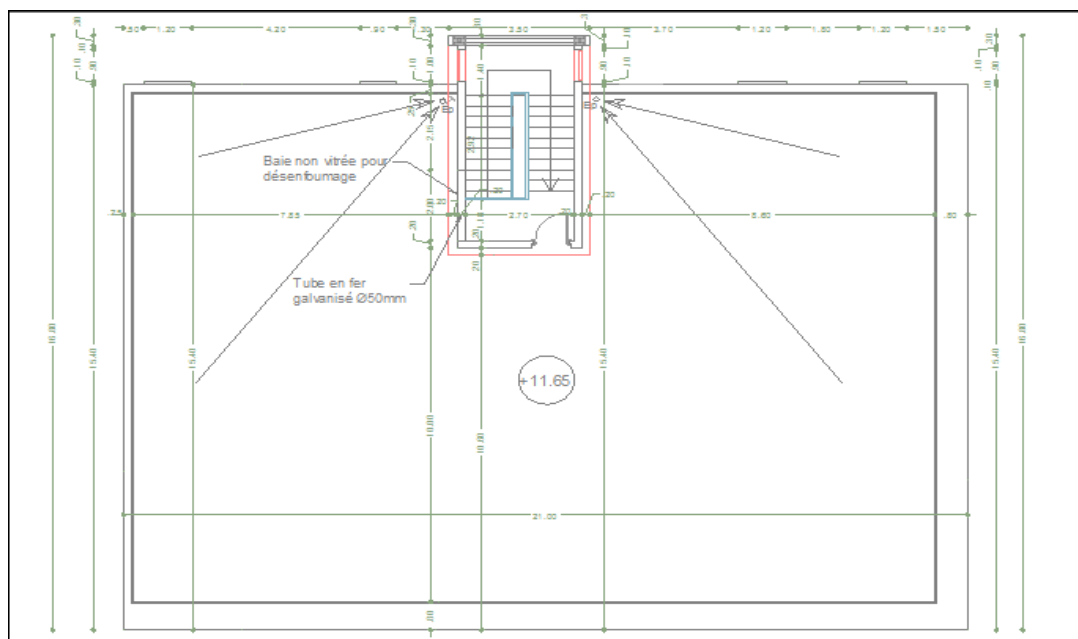
SOUS SOL



RDC



ETAGE COURANT



HAUT TERRASSE

1. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment à étudier a les dimensions suivantes:

- Hauteur d'étage courant (hauteur utile)..... 3.60 m.
- Hauteur du rez-de chaussée (hauteur utile)..... 4.00 m.
- Hauteur du sous-sol (hauteur utile).....3.60 m.
- Hauteur totale du bâtiment13.80 m.
- Surface du bâtiment328 m².

2. Description de l'ossature

Plancher:

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation, sans coffrage.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- Raison économique.
- Légèreté du plancher.
- Isolation thermique améliorée.

Conception structurale:

Il s'agit de l'ossature portique en béton armé.

Terrasse:

La terrasse du bâtiment est accessible.

III.

CONCEPTION DE LA STRUCTURE : LA CONCEPTION

1.

La phase de conception est une phase primordiale qui vient avant le pré - dimensionnement d'une structure. A partir du plan architecte et selon les contraintes que ce dernier exige, les poteaux, les poutres et dalles ont été placés pour aboutir un modèle réalisable et prêt aux calculs, tout en prenant en compte les considérations suivantes :

- Respecter le plan d'architecture en plaçant les poteaux uniquement dans les parois ou à l'endroit prévu par l'architecte (poteau de décoration)

- Eviter les grandes portées de façon à ce que les retombées soient toujours incluses dans le faux plafond.

- Respecter la flèche maximale des porte-à-faux.
- Dessiner le plan de coffrage.
- Renommer les niveaux ainsi que leur éléments ;
- Définir les dalles et indiquer leur sens de portée.
- Tracer les axes verticaux et horizontaux des poteaux et donner la cotation entre axes.

2.

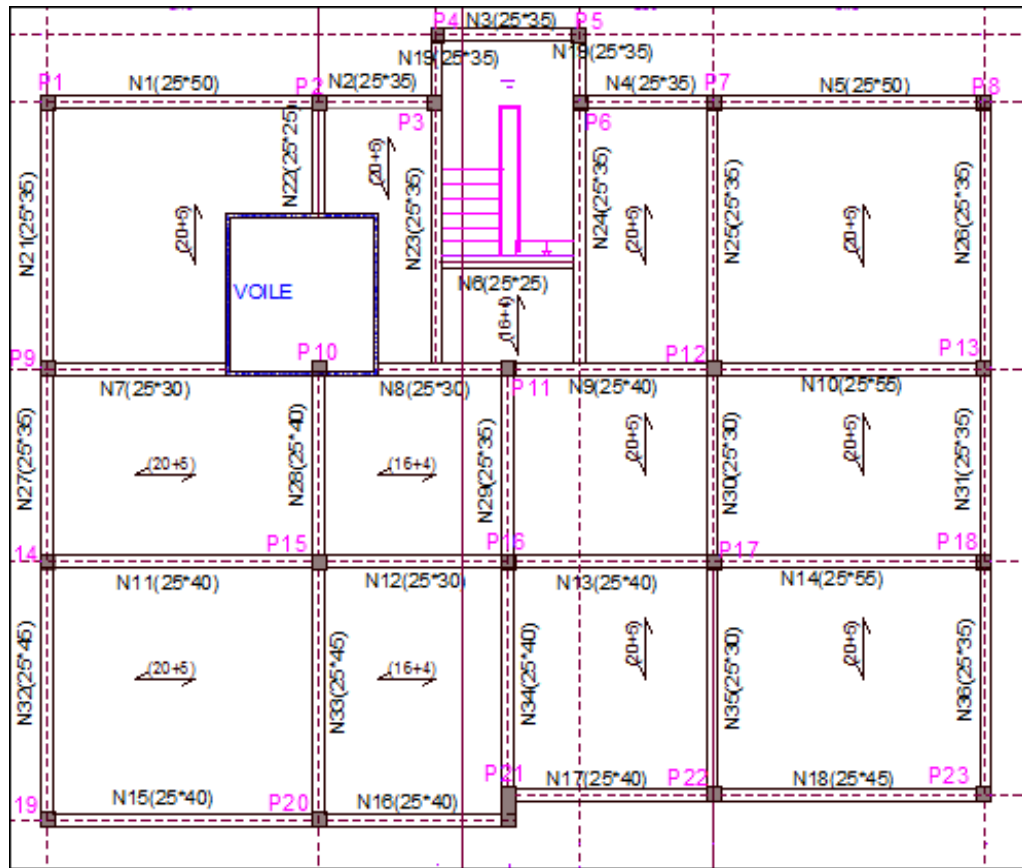
Contraintes architecturales :

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

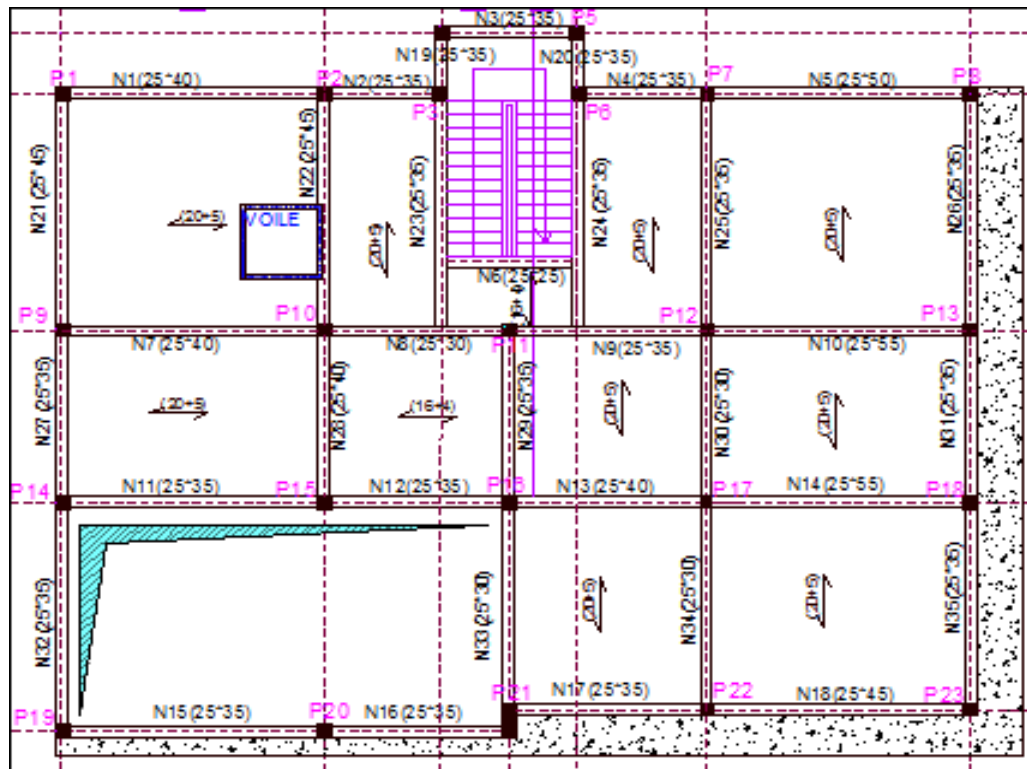
On a pris en considération les conditions suivantes :

- Eviter d'avoir des poteaux qui débouchent au hasard dans les bureaux les salles de réunion.
- Aligner les poteaux le plus possible.
- Eviter d'avoir des poteaux extérieurs proches des murs.

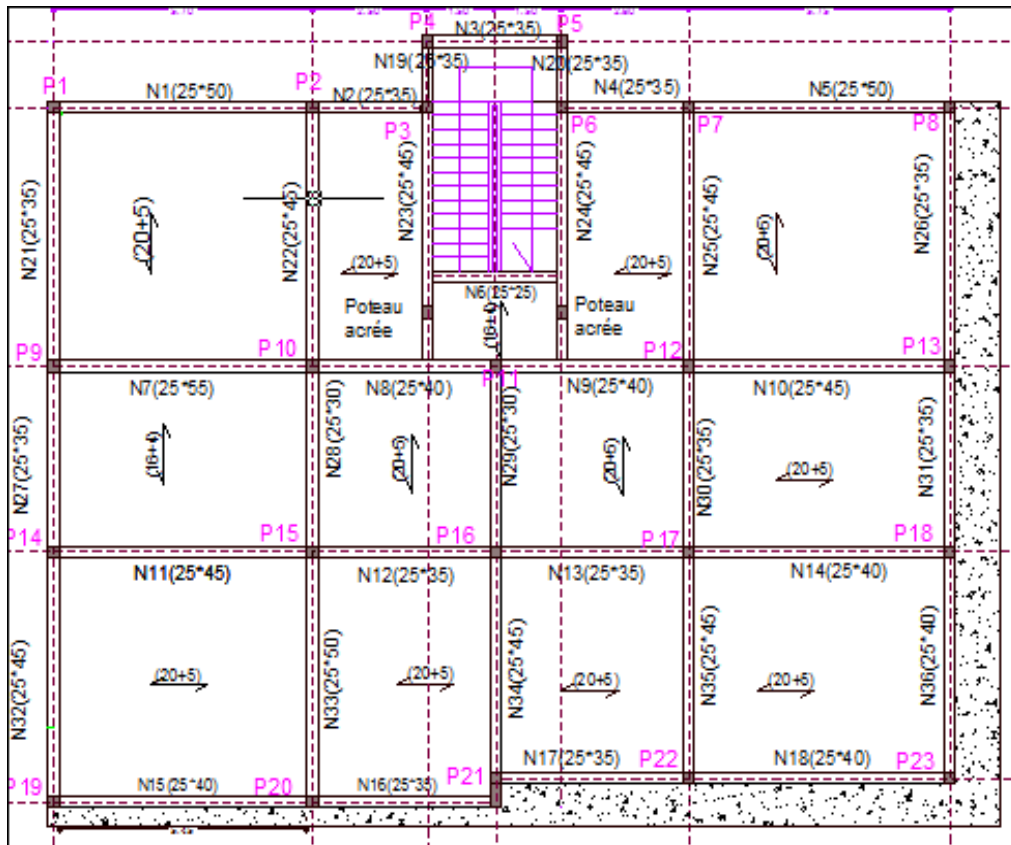
En se basant sur les données des plans d'architecte, on propose la conception suivante



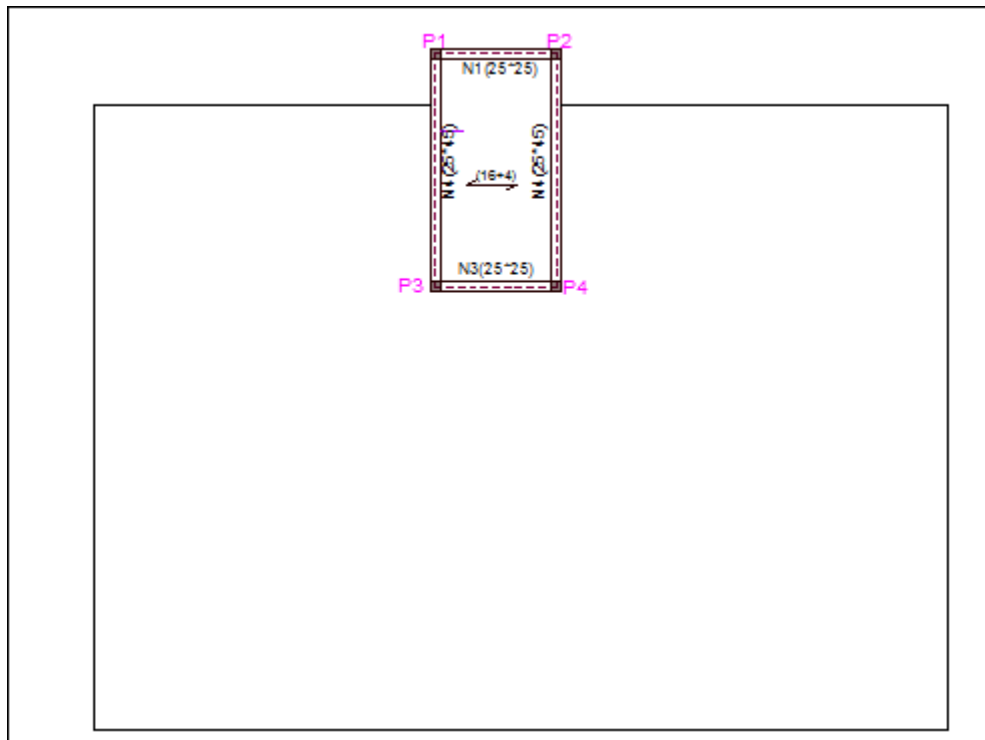
SOUS SOL



RDC



ETAGE COURANT



HAUT TERRASSE

IV. HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

1. Hypothèses de calcul :

Mon étude sera menée en respectant les prescriptions exigées par les règlements suivants :

- Le règlement BAEL 91 modifié
- Le règlement de construction parasismique RPS2011 (applicable aux bâtiments) :

2. Caractéristiques des matériaux :

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

a) Béton

Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

❖ Masse volumique :

Pour le béton non armé, elle est prise dans notre présente étude égale à 2.5 t/m³.

❖ Résistances caractéristiques :

Lors de notre étude on a pris une valeur de 25 MPA pour f_{c28} , et par conséquent :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

Contraintes limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction, ou l'un de ses éléments, est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

❖ ELU :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.

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

$$F_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = 14,17 \text{ MPA}$$

Avec :

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

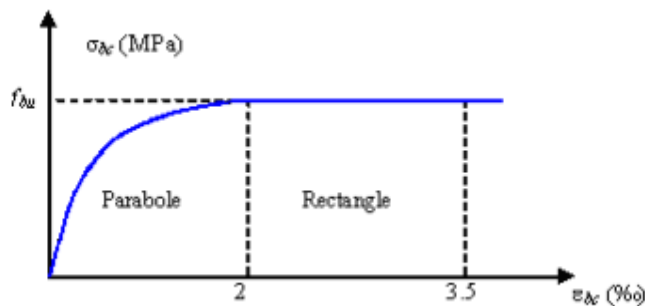
$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire

Et en fonction de la durée t d'application des combinaisons d'actions

$\theta : 1$ si $t > 24$ heures

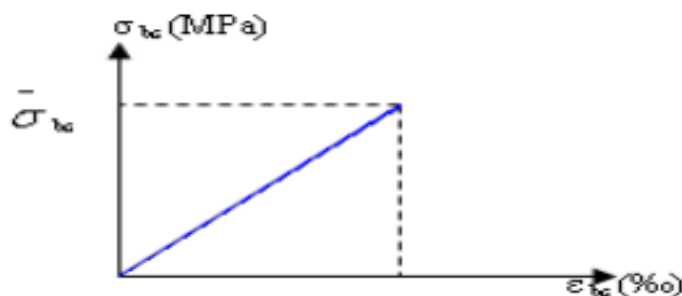
$\theta : 0.9$ si 1 heure
 $< t < 24$ heures

$\theta : 0.85$ si $t < 1$ heures



❖ ELS :

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. La contrainte à l'ELS de béton est donnée par :



$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MP}$$

b) Acier :

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal : **$E_s=200\ 000\ \text{MPa}$** .

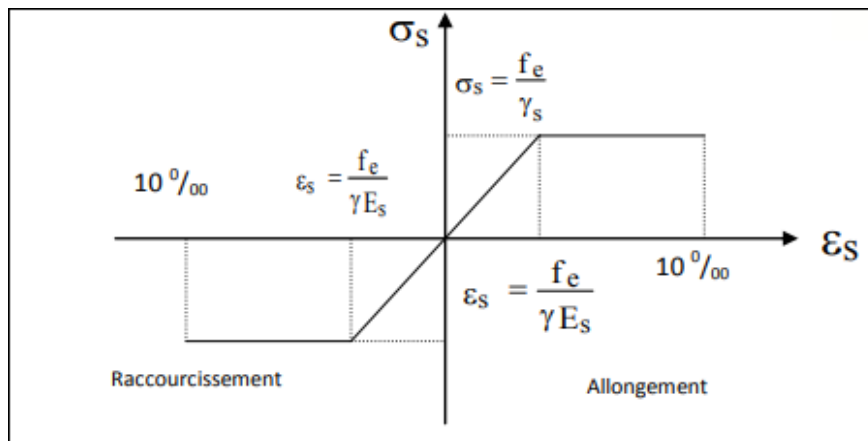
La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Type d'acier employé : d'après les nouvelles dispositions en vigueur, l'acier exigé est un acier haute adhérence de type **FeE500 et Fe400**.

Contraint limite de l'acier :



ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant



f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier. **$\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \right)$**

σ_s : contrainte de l'acier **$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$**

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s=1.15$: durables ou transitoires.

$\gamma_s=1.00$ en cas de situations accidentelles

❖ ELS :

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

-Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification

-Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min^* \left\{ \frac{2f_e}{3}, \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f t 28}) \right\}$$

-Fissuration très préjudiciable : -

$$\sigma_s = 0.8 * \min^* \left\{ \frac{2 f_e}{3}, \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f t 28}) \right\}$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{su} = f_e / \gamma_s$

CHAPITRE II: EVALUATION DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE :

I. EVALUATION DES CHARGES :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

1. LES PLANCHERS :

➤ Plancher terrasse

Cas d'une dalle en hourdis (12+4) :

Matériaux	Épaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carreau de béton	0.025	22	0.55
Sable	0.020	17	0.34
Etancheite multicouche	-	-	0.12
Isolation thermique	0.050	0.3	0.015
Forme de pente	0.11	22	2.42
Dalle à corps creux (16+4)	-	-	2.65
Platre	0.020	10	0.2

Tableau 1-détail de charge permanente d'un plancher terrasse (16+4)

G=	6,295 KN/m ²
Q=	1.5 KN/m ²

Tableau 2-charge permanente et exploitation

d'un plancher terrasse (16+4)

Cas d'une dalle en hourdis (20+5) :

Matériaux	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carreau de béton	0.025	22	0.55
Sable	0.020	17	0.34
Etancheite multicouche	-	-	0.12
Isolation thermique	0.050	0.3	0.015
Forme de pente	0.11	22	2.42
Dalle à corps creux (16+4)	-	-	3.25
Platre	0.020	10	0.2

Tableau-détail de charge permanente d'un plancher terrasse (20+5)

G=	6,895 KN/m ²
Q=	1.5 KN/m ²

Tableau 4-charge permanente et exploitation d'un plancher terrasse (20+5)

➤ Plancher RDC ET SOUS SOL :

Cas d'une dalle en hourdis (16+4)

Matériaux	Épaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloisonnement	—	—	1
Forme d'enrobage	0,03	18	0,54
Carrelage y compris mortier	—	—	0,5
Planchers hourdis (16+4)	—	—	2,65
Cloisonnement	—	—	1

Tableau 5-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (16+4)

G=	4.69 KN/m ²
Q=	2.5KN/m ²

Tableau 6-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (16+4)

Cas d'une dalle en hourdis (20+5)

Matériaux	Épaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloisonnement	—	—	1
Forme d'enrobage	0,03	18	0,54
Carrelage y compris mortier	—	—	0,5
Planchers hourdis (16+4)	—	—	3.25
Cloisonnement	—	—	1

Tableau 7-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (20+5)

G=	5.29 KN/m ²
Q=	2.5KN/m ²

Tableau 8-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (20+5)

La charge de Mur :

<u>Mur :</u>	<p>Maçonnerie en briques creuses $(0.10+0.10)*15=3\text{KN/m}^2$ Enduit=$2*0.015*18=0.54\text{ KN/m}^2$ TOTAL=3.54 KN/m²</p>
--------------	---

➤ **Cage escalier:**

Matériaux	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Gravillon de protection	0.05	20	0.1
Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
Etanchéité multicouche	—		0.12
Dalle à corps creux (16+4)	—		2.65
Enduit de plâtre	0.020	10	0.20

Tableau 9-détail de charge permanente d'unCage escalier

G=	5.29 KN/m ²
Q=	1KN/m ²

Tableau 10-détail de charge permanente d'un RDC et SOUS SOL (20+5)

II. REDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

1. Plancher :

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

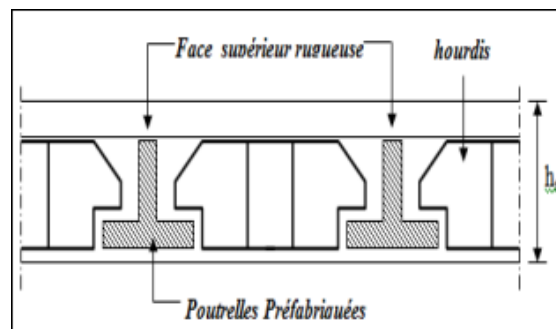
- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Pour mon cas toutes les dalles sont à corps creux :

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.



Pour le pré dimensionnement de ce type de plancher, on utilisera la condition de flèche suivante :

$$h = \frac{L}{22.5}$$

Avec

L : longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Exemple :

L=515cm \Rightarrow h=22.88 Alors on h=25cm soit (20+5)

2. Pré-dimensionnement des poutres :

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

Le pré dimensionnement des poutres se fait d'une manière forfaitaire, pour des raisons architecturales on a pris b=25 cm. Il nous restait que la hauteur h à déterminer.

Détermination de h :

La détermination de h dépend de l'emplacement de la poutre sous la dalle et de son chargement.

Si la poutre est chargée sur **deux côtés**:

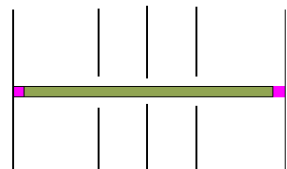
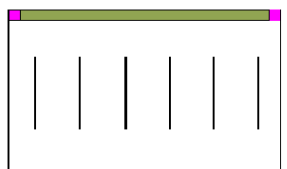
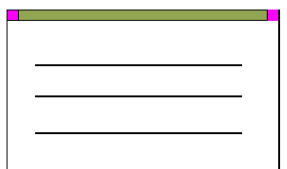
$$h = L/10.$$

Si la poutre est chargée sur **une seul cote**:

$$h = L/12.$$

Si la poutre **non chargée**:

$$h = L/15.$$

Chargée sur deux cotés	Chargée sur une coté	Non Chargée
 $h = Lx/10$	 $h = Lx/12$	 $h = Lx/15$

✚ La pré-dimensionnement des poutres dans mon projet sont

Etage courant :

Poutre	Longueur (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
N°1	540	25	50
N°2	215	25	35
N°3	110	25	35
N°4	270	25	35
N°5	110	25	35
N°6	250	25	35
N°7	540	25	50
N°8	515	25	35
N°9	515	25	45
N°10	520	25	45
N°11	520	25	45
N°12	515	25	45
N°13	515	25	35
N°14	270	25	25
N°15	540	25	55
N°16	370	25	40
N°17	400	25	40
N°18	540	25	45
N°19	370	25	35
N°20	370	25	30
N°21	370	25	30
N°22	370	25	30

N°23	370	25	35
N°24	540	25	45
N°25	370	25	35
N°26	400	25	35
N°27	540	25	40
N°28	515	25	45
N°29	495	25	50
N°30	445	25	45
N°31	445	25	45
N°32	445	25	40
N°33	540	25	40
N°34	370	25	35
N°35	400	25	35
N°36	540	25	40

RDC:

Poutre	Longueur (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
N°1	540	25	40
N°2	215	25	35
N°3	110	25	35
N°4	270	25	35
N°5	110	25	35
N°6	250	25	35
N°7	540	25	45
N°8	515	25	45
N°9	515	25	45
N°10	520	25	35
N°11	520	25	35
N°12	515	25	35
N°13	515	25	35
N°14	270	25	25
N°15	540	25	40
N°16	370	25	30
N°17	400	25	35
N°18	540	25	55
N°19	370	25	35
N°20	370	25	40
N°21	370	25	35
N°22	370	25	30
N°23	370	25	35
N°24	540	25	45
N°25	370	25	35
N°26	400	25	40
N°27	540	25	55
N°28	495	25	35
N°29	445	25	30
N°30	445	25	30
N°31	445	25	35
N°32	540	25	35

N°33	370	25	35
N°34	400	25	35
N°35	540	25	45

Sous-Sol :

Poutre	Longueur (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
N°1	540	25	50
N°2	215	25	35
N°3	110	25	35
N°4	270	25	35
N°5	110	25	35
N°6	250	25	35
N°7	540	25	50
N°8	515	25	35
N°9	515	25	25
N°10	520	25	35
N°11	520	25	35
N°12	515	25	35
N°13	515	25	35
N°14	270	25	25
N°15	540	25	30
N°16	370	25	30
N°17	400	25	40
N°18	540	25	55
N°19	370	25	35
N°20	370	25	40
N°21	370	25	35
N°22	370	25	30
N°23	370	25	35
N°24	540	25	40
N°25	370	25	30
N°26	400	25	40
N°27	540	25	55
N°28	515	25	45
N°29	495	25	45
N°30	445	25	40
N°31	445	25	30
N°32	445	25	35
N°33	540	25	40
N°34	370	25	40
N°35	400	25	40
N°36	540	25	45

3. Pré-dimensionnement des poteaux :

On choisit une section des poteaux de 25x25 afin de réaliser la descente de charge et on redimensionnera les sections des poteaux en fonction de la charge obtenue si nécessaire.

Chapitre III

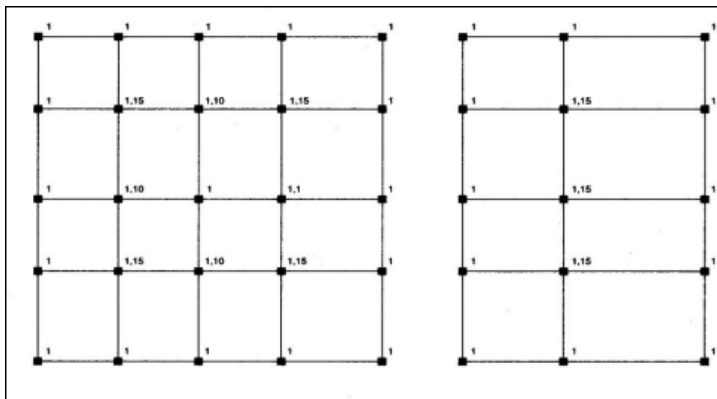
Ferraillage des éléments structuraux

I. CALCUL DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments de structure qui sont généralement verticales et sont destinés à transmettre les charges gravitaires provenant des planchers vers le système de fondation, et dans le cas d'un bâtiment courant ils n'interviennent pas au contreventement de la structure, ils sont donc calculés par la méthode forfaitaire du BAEL

Pour transmettre les charges aux fondations. On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de 15% pour les poteaux intermédiaires et 10% pour les poteaux de rive, donc dans ce cas cette charge devienne :

- ✓ Si le poteau est plus d'une fois voisin d'un poteau de rive ($N_u = 1,15N_u$).
- ✓ Si le poteau est une fois voisin d'un poteau de rive ($N_u = 1,10N_u$).



Pour dimensionner la section du poteau on doit choisir la dimension minimale du poteau de telle sorte que le poteau ne subit à aucune déformation de flambement c'est-à-dire :

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,6 = 2,52 \text{ m}$$

L_0 : hauteur de plancher à plancher

⇒

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4 = 2,8 \text{ m} \quad (\text{RDC})$$

⇒

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,6 = 2,52\text{m (Sous-sol)}$$

On peut déduire la valeur de a (dimension minimal du poteau) selon la relation suivante:

•

Pour L'étage courant :

⇒

$$a > (\sqrt{3} \times L_f) / 17,5 = 0,24\text{m}$$

Alors on prend $a = 25\text{cm}$.

•

Pour RDC

⇒

$$a > (\sqrt{3} \times L_f) / 17,5 = 0,27\text{m}$$

Alors on prend $a = 30\text{cm}$

•

Pour Sous-sol :

⇒

$$a > (\sqrt{3} \times L_f) / 17,5 = 0,24\text{m}$$

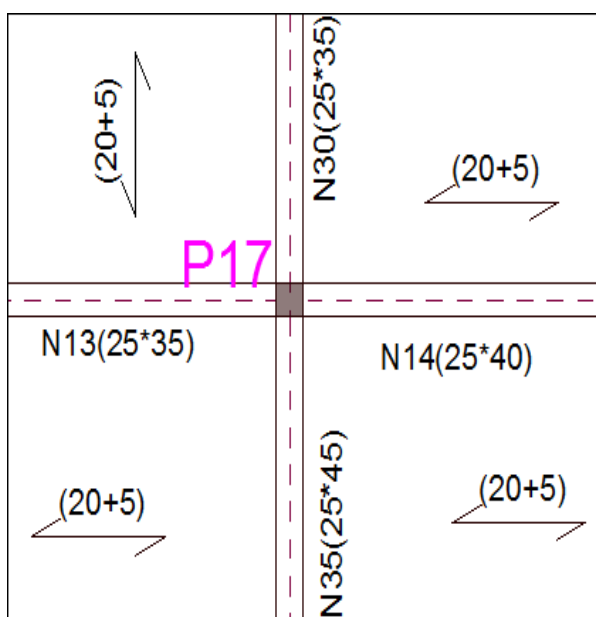
$a = 25\text{cm}$

mais on prend $a = 30\text{cm}$

Exemple de calcul de Poteau 17

1.

. CALCUL LES CHARGES



a) Charges transmise par le niveau terrasse accessible :

Longueur de la N30 : 3.7m ;

Longueur de la N13 : 4m ;

Longueur de la N14 : 5.40m ;

Longueur de la N35 : 4.45m.

1/2 poids propre de la poutre N30 : $0,25 \times 0,35 \times 3,7/2 \times 25 \text{Kn/m}^3 = 4.046 \text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N13 : $0,25 \times 0,35 \times 4/2 \times 25 \text{Kn/m}^3 = 4.375 \text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N14 : $0,25 \times 0,40 \times 5,4/2 \times 25 \text{Kn/m}^3 = 6.75 \text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N35 : $0,25 \times 0,45 \times 4,45/2 \times 25 \text{Kn/m}^3 = 6.257 \text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N30 : $6.895 \text{Kn/m}^2 \times (5.4 \times 3.7)/4 = 34.440 \text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N13 : $6.895 \text{Kn/m}^2 \times (3.7 \times 4)/4 = 25.511 \text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N35 : $6.895 \text{Kn/m}^2 \times (5.4 \times 4.45)/4 +$

$$6.895 \times (4 \times 4.45)/4 = 72.104 \text{KN}.$$

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N30 : $3.645 \text{Kn/m}^2 \times 0,25 \times 3.7/2 = 2.460 \text{KN}$.

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N13 : $3.645 \text{Kn/m}^2 \times 0,25 \times 4/2 = 1.685 \text{KN}$.

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N14 : $3.645 \text{Kn/m}^2 \times 0,25 \times 5.40/2 = 1.822 \text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N30 : $1,5 \text{Kn/m}^2 \times 0,25 \times 3.7/2 = 0.693 \text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N13 : $1,5 \text{Kn/m}^2 \times 0,25 \times 4/2 = 0,75 \text{N}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N14 : $1,5 \text{Kn/m}^2 \times 0,25 \times 4.45/2 = 1.012 \text{KN}$.

Charge d'exploitation de 1/4 des planchers :

$$1,5 \text{Kn/m}^2 \times [(3.7 \times 4)/4 + (5.4 \times 4.45)/4 + (4 \times 4,54)/4 + (5.4 \times 3.7)/4] = 28.728 \text{KN}$$

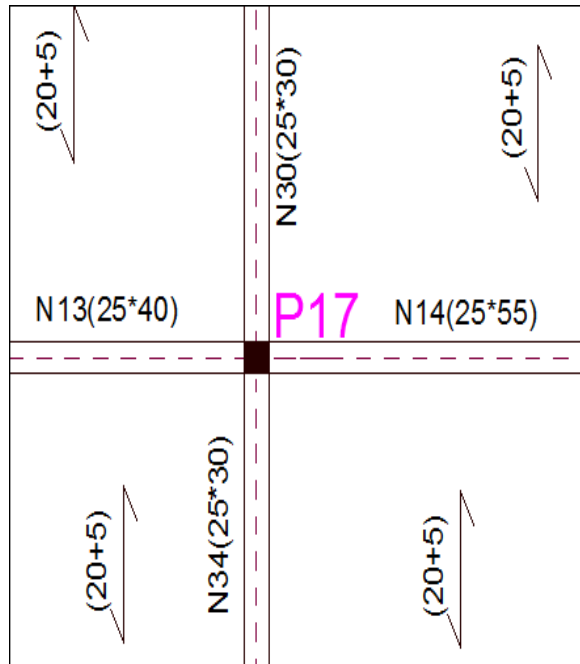
$$\text{Total: } G_{\text{total}} = 159.448 \text{KN}$$

$$Q_{\text{total}} = 31.183 \text{KN}$$

Poids propre de poteau : $0.25 \times 0.25 \times (3.4 - (0.45 - 0.25)) \times 25 \times 1.35 = 6.75 \text{KN}$

P_u à ELU	$(1.35G+1.5Q)*1.15=309.1077\text{KN}$
P_{ser} à ELS	$G+Q=195.63\text{KN}$

b) Charges transmises par le niveau PH RDC:



Longueur de la N30 : 3.7m ;

Longueur de la N13: 4m

Longueur de la N14 : 5.40m ;

Longueur de la N34 : 4.45m.

1/2 poids propre de la poutre N30 : $0,25*0,3*3,7/2*25\text{Kn/m}^3=3.468\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N13 : $0,25*0,40*4/2*25\text{Kn/m}^3=5\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N14 : $0,25*0,50*5,4/2*25\text{Kn/m}^3=8.4375\text{KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N34 : $0,25*0,30*4,45/2*25\text{Kn/m}^3=4.171\text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N13 : $5.29\text{Kn/m}^2*(3.7*4)/4+$

$5.29*(4*4.45)/4=43.113\text{KN}$.

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N14 : $5.29\text{Kn/m}^2*(3.7*5.4)/4+$

$5.29*(5.4*4.45)/4=58.203\text{KN}$

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N30 : $2.04\text{Kn/m}^2 \cdot 0,25 \cdot 3.7/2 = 0.9435\text{KN}$.

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N30 : $2.04\text{Kn/m}^2 \cdot 0,25 \cdot 4.45/2 = 1.07\text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N30: $2.5\text{Kn/m}^2 \cdot 0,25 \cdot 3.7/2 = 0.693\text{KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N34: $2.5\text{Kn/m}^2 \cdot 0,25 \cdot 4.45/2 = 0,75\text{N}$.

Charge d'exploitation de 1/4 des planchers :

$2,5\text{Kn/m}^2 \cdot [(3.7 \cdot 5.4)/4 + (5.4 \cdot 4.45)/4 + (3.7 \cdot 4)/4 + (4 \cdot 4.45)/4] = 47.88\text{KN}$

Total: $G_{\text{total}} = 124.406\text{KN}$

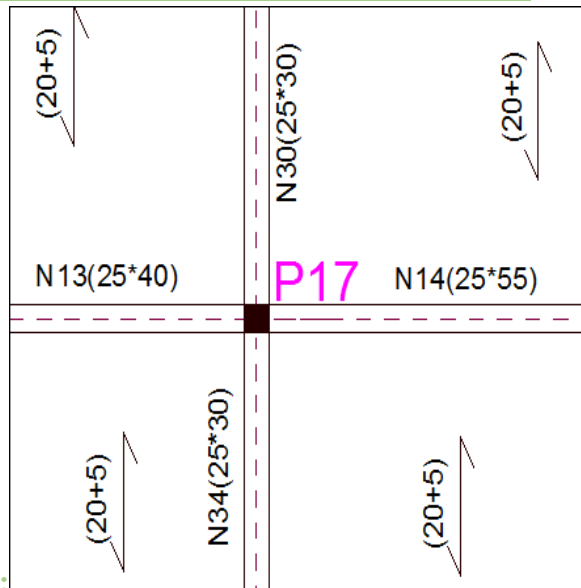
$Q_{\text{total}} = 50.436\text{KN}$

Poids propre de poteau : $0.25 \cdot 0.25 \cdot (3.8 - (0.45 - 0.25)) \cdot 25 \cdot 1.35 = 7.382\text{KN}$

P_u à ELU	$(1.35G + 1.5Q) \cdot 1.15 = 290.03\text{KN}$
P_{ser} à ELS	$G + Q = 181.213\text{KN}$

P_{utotal} à ELU	$290.03 + 309.1077 = \mathbf{599.1377\text{KN}}$
P_{sertotal} à ELS	$181.213 + 195.63 = \mathbf{376.843\text{KN}}$

c) Charges transmises par le niveau PH Sous-



Sol:

Longueur de la N30 : 3.7m ;

Longueur de la N13: 4m ;

Longueur de la N14: 5.40m ;

Longueur de la N34 : 4.45m.

1/2 poids propre de la poutre N30 : $0,25 \times 0,3 \times 3,7 / 2 \times 25 \text{ Kn/m}^3 = 3.468 \text{ KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N13: $0,25 \times 0,40 \times 4 / 2 \times 25 \text{ Kn/m}^3 = 5 \text{ KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N14: $0,25 \times 0,55 \times 5,4 / 2 \times 25 \text{ Kn/m}^3 = 8.4375 \text{ KN}$.

1/2 poids propre de la poutre N34 : $0,25 \times 0,30 \times 4,45 / 2 \times 25 \text{ Kn/m}^3 = 4.171 \text{ KN}$

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N13 : $5.29 \text{ Kn/m}^2 \times (3.7 \times 4) / 4 +$

$$5.29 \times (4 \times 4.45) / 4 = 43.113 \text{ KN}.$$

Charge de la plancher sur 1/2 de la poutre N14 : $5.29 \text{ Kn/m}^2 \times (3.7 \times 5.4) / 4 +$

$$5.29 \times (5.4 \times 4.45) / 4 = 58.203 \text{ KN}$$

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N30 : $2.04 \text{ Kn/m}^2 \times 0,25 \times 3.7 / 2 = 0.9435 \text{ KN}$.

Charge de revêtement sur 1/2 de la poutre N34 : $2.04 \text{ Kn/m}^2 \times 0,25 \times 4.45 / 2 = 1.07 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N30: $2.5 \text{ Kn/m}^2 \times 0,25 \times 3.7 / 2 = 0.693 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation sur 1/2 de la poutre N34: $2.5 \text{ Kn/m}^2 \times 0,25 \times 4.45 / 2 = 0,75 \text{ N}$.

Charge d'exploitation de 1/4 des planchers :

$$2,5\text{Kn/m}^2 * [(3.7*5.4)/4 + (5.4*4.45)/4 + (3.7*4)/4 + (4*4.45)/4] = 47.88\text{KN}$$

Total: Gtotal=124.406KN
Qtotal=50.436KN

Poids propre de poteau : $0.25*0.25*(3.2-(0.55-0.25))*25*1.35=6.11\text{KN}$

P_u à ELU	$(1.35G+1.5Q)*1.15=288.57\text{KN}$
P_{ser} à ELS	$G+Q=180.276\text{KN}$

P_{utotal} à ELU	$288.57+290.03+309.1077=889.1677\text{KN}$
P_{sertotal} à ELS	$180.276 + 181.213 + 195.63 = 557.119\text{KN}$

2. Pré-dimensionnement du poteau

On a $a=0,25\text{m}$ et $L_f=2.52\text{m}$ et $N_u=0,309\text{MN}$.

Et :

$$Br > \frac{K. \beta. Nu}{\theta * \frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85}{100} * \sigma_{su}}$$

On sait que :

$K=1.10$ (la moitié des charges est appliquée à $j \leq 90$ jours).

$$\theta = 1 \text{ (t} \geq 24\text{h)} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 14.17\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_e} = 434.78\text{MPa}.$$

Alors :

$$I = \frac{a}{\sqrt{12}} = 0,0721$$

$$\lambda = \frac{lf}{i} = 34.95$$

$$\lambda = 34.95 < 50$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.20.$$

Donc :

$$Br > \frac{1.1 * 1.20 * 0.309}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85}{100} * 434.78}$$

$$Br > 0.020 \text{ m}^2$$

$$b = 0.02 + \frac{Br}{a - 0.02}$$

$$b = 0.02 + \frac{0.020}{0.25 - 0.02} = 10.69 \text{ cm}.$$

On trouve $b < a$

$$\text{Donc } \Rightarrow b = 0.25 \text{ m}$$

Retenu : Poteau 25x25cm²

3. Section d'armatures longitudinales :

Calcul de Nb :

$$Nb = 0. \frac{Br \cdot f_{bc}}{0.9} \quad \text{avec} \quad Br = (0.25 - 0.02) * (0.25 - 0.02) = 0.0529 \text{ m}^2.$$

$$Nb = 1. \frac{0.0529 * 14.17}{0.9} = 0.8328 \text{ MN}.$$

Calcul de Ns

$$\begin{aligned} N_s &= K * \beta * N_u - N_b \\ &= (1.1 * 1.20 * 0.309) - 0.8328 \\ &= -0.425 \text{ MN} < 0 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow A = A_{\min}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 * (2 * (0.25 + 0.25)) \\ 0.2 * \left(\frac{B}{100} \right) \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \\ 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

On prend :

$$A = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 5 * \frac{B}{100} = 5 * \frac{(30*30)}{100} = 45 \text{ cm}^2$$

4. Calcul des armatures transversales

Longueur de recouvrement :

- Calcul de l_s :

Puisque on a FeE500HA donc : $l_s = 50 * \phi = 50 * 1.2 = 60 \text{ cm}$

- Calcul de l_r :

Dans le cas courant on a : $l_r = 0.6 * l_s = 0.6 * 60 = 36 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \cong \frac{1}{3} \phi_{l_{\max}} \cong \frac{1}{3} * 12 \cong 4$$

Alors $\phi = 6 \text{ mm}$

Calcul des espacements :

- Zone courantes :

$$\text{Espacement: } St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 40\text{cm} \\ a + 10\text{cm} \\ 15\phi \text{ pour } A \geq A_{\min} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 40\text{cm} \\ 25 + 10\text{cm} \\ \boxed{\times} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 40\text{cm} \\ \boxed{\times} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow St = 35\text{cm}$$

Zone de recouvrement :

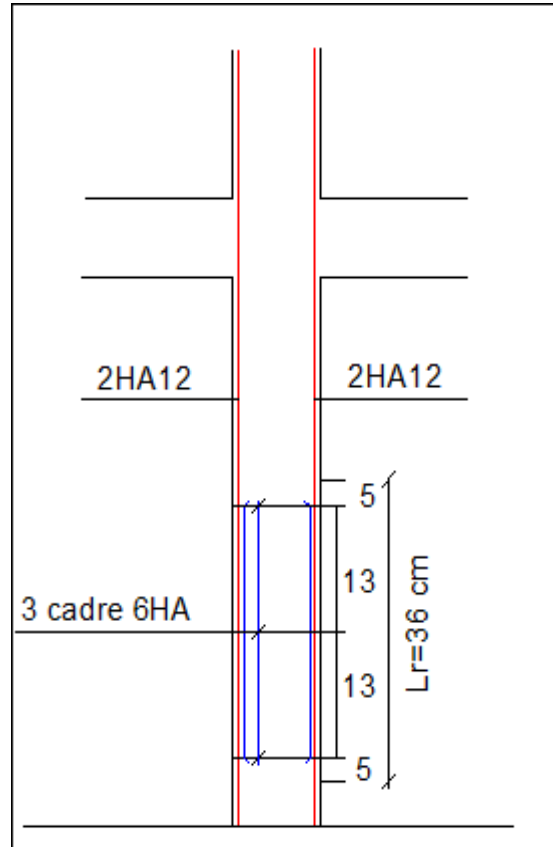
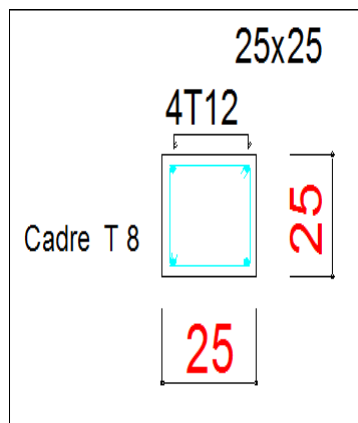
On doit avoir 3 nappes d'armatures transversales au moins sur l_r .

Avec : $Es = \frac{36-10}{2} = 13\text{cm}$

5. Résumé de Poteaux 17 :

Poteau 17	A (cm)	B (cm)	Nu (MN)	Ls (cm)	St (cm)	Lr (cm)	Es (cm)	A (cm ²)	ϕ_t	As (cm ²)	ϕ_l
PH1	25	25	0,3091	60	35	36	13	-12,52	6	4,52	4Ø12
RDC	30	30	0,5991	60	40	36	13	-11.12	6	6.78	6Ø12

6. Schéma de ferrailage



7. Résumé de ferrailage des Poteaux :

Poteaux	a	b	Nu(MN)	choix d acier
1	0,25	0,25	0,1317543	4φ12
2	0,25	0,25	0,1659743	4φ12
3	0,25	0,25	0,0605094	4φ12
4	0,25	0,25	0,0119391	4φ12
5	0,25	0,25	0,0119391	4φ12
6	0,25	0,25	0,0603844	4φ12
7	0,25	0,25	0,1672873	4φ12
8	0,25	0,25	0,1330394	4φ12
9	0,25	0,25	0,191848	4φ12
10	0,25	0,25	0,3304367	4φ12
11	0,25	0,25	0,1979317	4φ12
12	0,25	0,25	0,3160532	4φ12
13	0,25	0,25	0,1977385	4φ12
14	0,25	0,25	0,1911037	4φ12
15	0,25	0,25	0,312218	4φ12
16	0,25	0,25	0,2684519	4φ12
17	0,25	0,25	0,3080953	4φ12
18	0,25	0,25	0,1696428	4φ12
19	0,25	0,25	0,1295322	4φ12
20	0,25	0,25	0,1466192	4φ12
21	0,25	0,25	0,1866973	4φ12
22	0,25	0,25	0,1591316	4φ12
23	0,25	0,25	0,0516727	4φ12

Poteaux	a	b	Nu(MN)	choix d acier
1	0,3	0,3	0,3297493	6φ12
2	0,3	0,3	0,3016809	6φ12
3	0,3	0,3	0,1339166	6φ12
4	0,3	0,3	0,0238781	6φ12
5	0,3	0,3	0,0238781	6φ12
6	0,3	0,3	0,1410937	6φ12
7	0,3	0,3	0,3804441	6φ12
8	0,3	0,3	0,3308768	6φ12
9	0,3	0,3	0,4353245	6φ12
10	0,3	0,3	0,5546499	6φ12
11	0,3	0,3	0,431875	6φ12
12	0,3	0,3	0,6160889	6φ12
13	0,3	0,3	0,4469599	6φ12
14	0,3	0,3	0,3544592	6φ12
15	0,3	0,3	0,4509097	6φ12
16	0,3	0,3	0,435902	6φ12
17	0,3	0,3	0,599021	6φ12
18	0,3	0,3	0,3983699	6φ12
19	0,3	0,3	0,2441252	6φ12
20	0,3	0,3	0,248315	6φ12
21	0,3	0,3	0,3488358	6φ12
22	0,3	0,3	0,3880583	6φ12
23	0,3	0,3	0,2309322	6φ12

Poteaux	a	b	Nu(MN)	choix d acier
1	0,3	0,3	0,5165538	6φ12
2	0,3	0,3	0,4971496	6φ12
3	0,3	0,3	0,205221	6φ12
4	0,3	0,3	0,0358172	6φ12
5	0,3	0,3	0,0358172	6φ12
6	0,3	0,3	0,2194136	6φ12
7	0,3	0,3	0,5870743	6φ12
8	0,3	0,3	0,5195402	6φ12
9	0,3	0,3	0,670676	6φ12
10	0,3	0,3	0,6707178	6φ12
11	0,3	0,3	0,6740992	6φ12
12	0,3	0,3	0,9174361	6φ12
13	0,3	0,3	0,6862028	6φ12
14	0,3	0,3	0,6082663	6φ12
15	0,3	0,3	0,7672025	6φ12
16	0,3	0,3	0,6614453	6φ12
17	0,3	0,3	0,8891484	6φ12
18	0,3	0,3	0,6457467	6φ12
19	0,3	0,3	0,426343	6φ12
20	0,3	0,3	0,4768294	6φ12
21	0,3	0,3	0,5423086	6φ12
22	0,3	0,3	0,5954665	6φ12
23	0,3	0,3	0,3934444	6φ12

II. CALCUL DES SEMELLES :

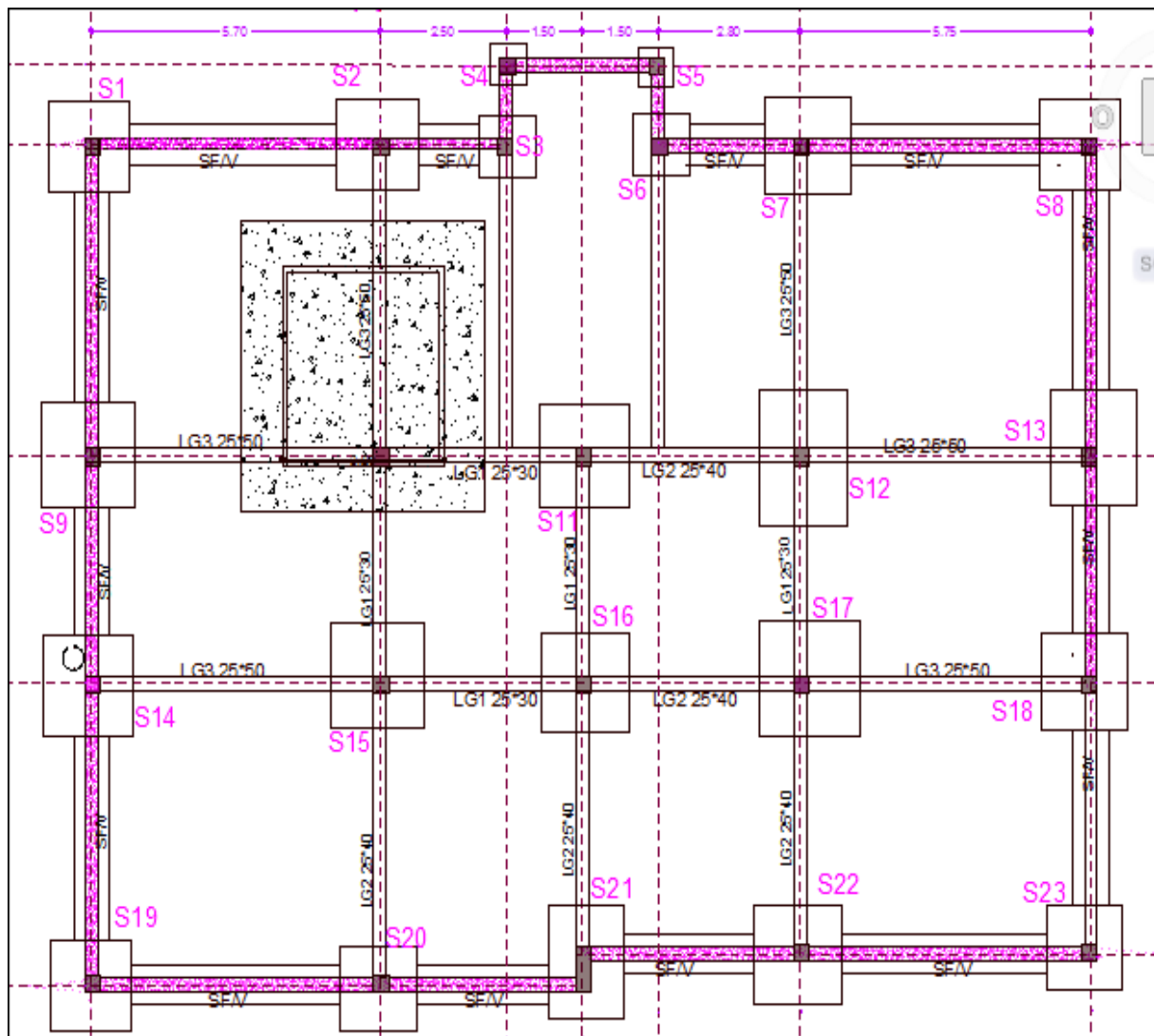
1. Introduction :

Les semelles de fondation La fondation sont la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel ils vont transmettre toutes les charges permanentes et les variables supportées par cet ouvrage.

Les semelles sont donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

De ce fait les semelles doivent assurer la bonne transmission des efforts venant :

- Des charges permanents.
- Des charges d'exploitation
- Des actions climatiques
- Des actions accidentelles (séisme, vent).



Exemple de calcul des semelles

Semelle sous poteau 17 (centré) :

On va faire le calcul de la semelle centrée S17 qui supporte les charges transmises par le poteau N17 qui sont calculés dans le chapitre précédent.

2. Pré-dimensionnement :

- $P_{telu}=0.8891\text{MN}$, $\bar{q}_{aELU} = 0,25 \text{ MPa}$

- $P_{tser}=0.5572\text{MN}$, $\bar{q}_{aser} = 0,16 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \frac{P}{\bar{q}_a} = \max \left\{ \frac{P_{telu}}{\bar{q}_{aELU}} ; \frac{P_{tser}}{\bar{q}_{aser}} \right\}$$

$$= \max \left\{ \frac{0.8891}{0,25} ; \frac{0.5572}{0,16} \right\}$$

$$= \max \{3.569; 3.483\}$$

$$\Rightarrow \frac{P}{\bar{q}_a} = 3.569\text{m}^2$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{P}{\bar{q}_a}} = \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.30}{0,30} \cdot 3.569} \rightarrow B = 1.889\text{m}$$

(On ajoute 10cm) Alors **B=2 m**

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{P}{\bar{q}_a}} = \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.30}{0,30} \cdot 3.569} \rightarrow A = 1.889\text{m}$$

On prend **A=2 m**

- $d \geq \sup\left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4}\right) \geq \sup\left(\frac{2-0,30}{4}, \frac{2-0,30}{4}\right)$

$$d = 0,425\text{m}, \quad \text{On prend } d = 0.45\text{m}$$

- $h = d + 5\text{cm} \Rightarrow h = 0,5\text{m}$

Résultat final :

A(m)	B(m)	d(m)	h(m)
2	2	0.45	0.50

Le poids propre de la semelle :

$$\Rightarrow g_0 = A.B.h.25\text{KN/m}^3 = 2*2*0.5*25 = 50\text{KN}$$

3. Chargement :

$$\Rightarrow P'_{\text{telu}} = P_{\text{telu}} + 1.35g_0 = 0.9566\text{MN} \quad ; \quad \Rightarrow P'_{\text{ser}} = P_{\text{ser}} + g_0 = 0.6072\text{MN}$$

Vérification :

$$\Rightarrow \frac{P}{q_a} = \max \left\{ \frac{P'_{\text{ult}}}{q_{a \text{ ELU}}} ; \frac{P'_{\text{ser}}}{q_{a \text{ ser}}} \right\} = \max \left\{ \frac{0.9566}{0.25} ; \frac{0.6072}{0.16} \right\} = \max \{3.8264 ; 3.795\}$$

$$\Leftrightarrow \frac{P}{q_a} = 3.8264\text{m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{P}{q_a}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.30}{0.30} \cdot 3.8264} \Leftrightarrow B = 1.95 \text{ m} < 2.45\text{m}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{P}{q_a}} \Leftrightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.30}{0.30} \cdot 3.8264} \Leftrightarrow A = 1.95\text{m} < 2 \text{ m}$$

Alors les conditions sont vérifiées \rightarrow On garde les valeurs calculées

4. Calcul de la section des armatures

$$d_a = d_b = d$$

$$\Rightarrow A_a = \frac{P'_{\text{ult}} * (A - a)}{8 * d_a * \sigma_{su}} = \frac{0.9566 * (2 - 0.30)}{8 * 0.45 * 434.78} = 0.00104\text{m}^2$$

$$\Leftrightarrow A_a = 10.4\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_b = \frac{P'_{\text{ult}} * (A - a)}{8 * d_a * \sigma_{su}} = \frac{0.9566 * (2 - 0.30)}{8 * 0.45 * 434.78} = 0.00104\text{m}^2$$

$$\Leftrightarrow A_b = 10.4\text{cm}^2$$

-Sens A

$$\Rightarrow \frac{A_a}{\phi_{12}} = \frac{10.4}{1.13} = 9.20 \rightarrow N = 10$$

$$\Rightarrow \text{esp} = \frac{200 - 2 * 5}{N - 1} = 21.11\text{cm} \quad \text{vérifier} \quad 12.5\text{cm} < \text{esp} < 25 \text{ cm}$$

Alors

$$A_a = 10HA12$$

$$\Rightarrow L_{sa} = \frac{\varphi}{4} * \frac{fe}{0,6 * \psi^2 * ft28} = \frac{12 * 10^{-3} * 500}{4 * 0,6 * (1,5)^2 * 2,1} = 0.529m$$

$\Rightarrow \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,5 < L_{sa} \Leftrightarrow$ toutes les barres sont prolongées aux extrémités et comportant des crochets.

-Sens B :

$$\Rightarrow \frac{Ab}{\emptyset 16} = \frac{10.4}{1.13} = 9.20 \rightarrow N=10$$

$$\Rightarrow esp = \frac{200 - 2 * 5}{N - 1} = 21.11cm \quad \text{vérifier} \quad 12,5cm < esp < 25 cm$$

Alors

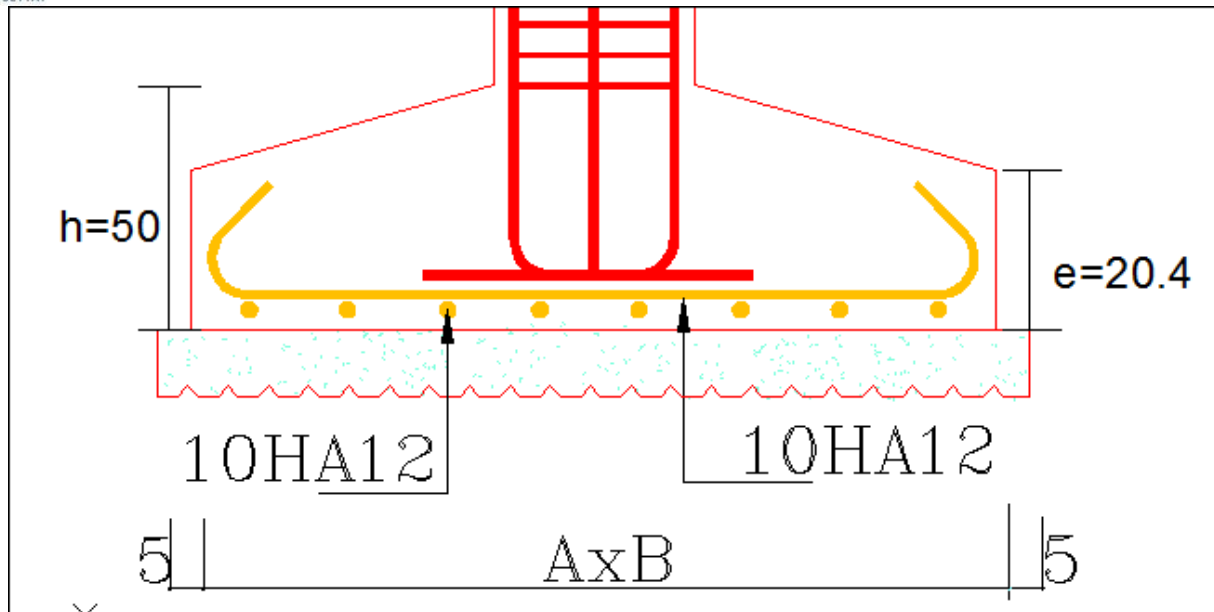
$$A_b = 10HA12$$

$$\Rightarrow L_{sa} = \frac{\varphi}{4} * \frac{fe}{0,6 * \psi^2 * ft28} = \frac{12 * 10^{-3} * 500}{4 * 0,6 * (1,5)^2 * 2,1} = 0.529m$$

$\Rightarrow \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,5 < L_{sa} \Leftrightarrow$ toutes les barres sont prolongées aux extrémités et comportant des crochets.

$$\Rightarrow e \geq \max \{15cm ; 6 + 12\varphi_{max}\} \geq \max \{15cm ; 6 + 12 * 1,2\}$$

$$e = 20.4cm$$



III CALCUL LES POUTRES

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé sollicitées 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, elles peuvent être continues ou isostatiques.

Poutre isostatique P32(25x45) au niveau étage courant :

1. Les charges transmises sur la poutre :

P28 : L=5.05m et b=0,25m et h=0,65m

Poids propre $0,25 \times 0,45 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 2.8125 \text{ KN/m}$.

Acrotère 1.4687 KN/m

Plancher terrasse $\frac{5.45}{2} * 6.895 = 18.788 \text{ KN/m}$

G= 23.07KN/m.

Charge d'exploitation : $1.5 * \frac{5.45}{2} = 4.08 \text{ KN/m}$

Q= 4.08KN/m.

P_u à ELU	1.35G+1.5Q=37.265KN/m =0.0372MN/m
P_{ser} à ELS	G+Q=27.15KN/m =0.0271MN/m

2. Calcul du moment à l'ELU et à l'ELS :

$$M_u = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,0372 \cdot 5,05^2}{8} = 0,119 \text{ MN.m}$$

$$M_s = \frac{0,0271 \cdot 5,05^2}{8} = 0,0863 \text{ MN.m}$$

3. CALCUL D'ACIER LONGITUDINAL

$$\epsilon_{sl} = \frac{\sigma_{su}}{E_s} = \frac{434,78}{200\,000} = 2,17 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_{lim} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \epsilon_{sl}} = 0,617$$

$$\mu_{lim} = 0,8 \cdot \alpha_{lim} (1 - 0,4 \cdot \alpha_{lim}) = 0,371$$

On a :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,119}{0,2 \cdot 0,405^2 \cdot 14,17} = 0,2073$$

$\mu < \mu_{lim}$: section sans armatures comprimés

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,2073})$$

$$= 0,2936$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \alpha_u)$$

$$= d \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,2936)$$

$$=0,357$$

Alors :

$$\begin{aligned}
 A_u &= \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_{su}} \\
 &= \frac{0,119}{0,357 \cdot 434,78}
 \end{aligned}$$

$$A_u = 7.66 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{b_0 \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{0,25 \cdot 0,45}{1000} ; 0,23 \cdot 0,25 \cdot 0,405 \cdot \frac{2,1}{500} \right\} = \text{Max} \{1,125 ; 1\}$$

$$A_{min} = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0,04 \cdot B = 45 \text{ cm}^2 \quad (B \text{ est section transversale du béton})$$

$$A_{min} < A_u < A_{max} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Choix d'aciers :

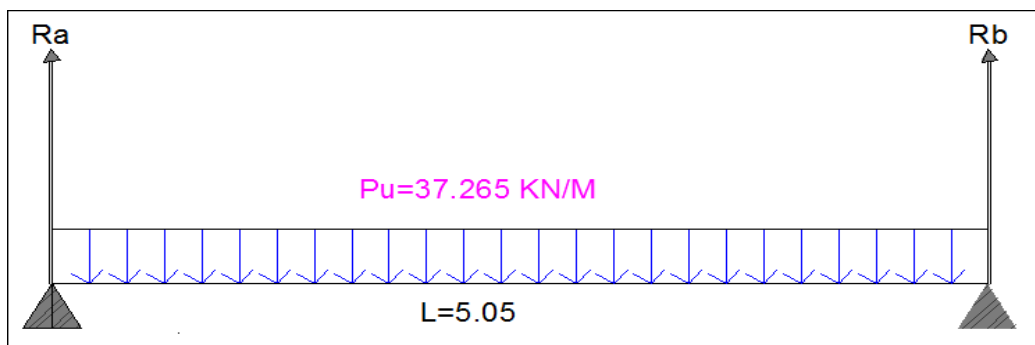
Avec enrobage $c=3\text{cm}$ et des barres entre 10Φ et 20Φ :

$$\text{On prend } 3\text{HA}14+3\text{HA}12 \quad A_s = 7.89 \text{ cm}^2$$

4. Ferrailage transversal :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ on prend donc des cadres et des étriers ayant un } \phi \text{ de HA8.}$$

5. Calcul la flèche maximale de travée :

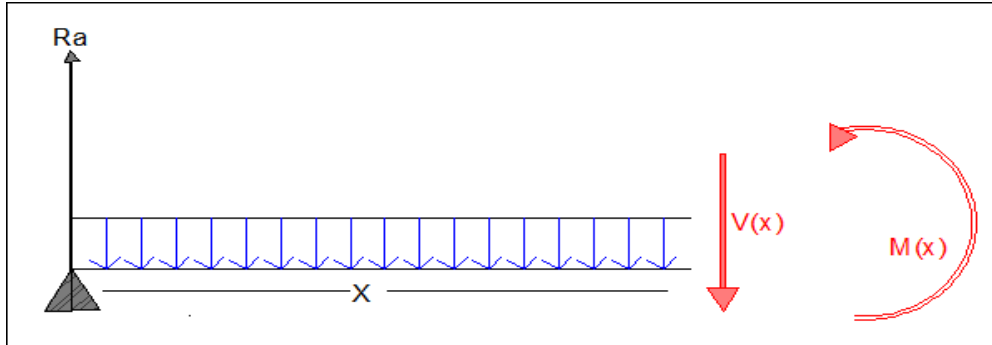


Calcul les réactions des appuis RA et RB :

Par symétrie on trouve $R_a = R_b = \frac{P_u \cdot l}{2}$

$$R_a = R_b = 0.0940 \text{ MN/m}$$

Calcul l'effort tranchant $V(x)$:



$$\sum F_y = 0$$

$$V(x) + P_u \cdot X - R_a = 0$$

$$V(x) = R_a - P_u \cdot X$$

$$V(x) = P_u \left(\frac{l}{2} - X \right)$$

$$\text{N.M: } V(x) = 0.0372 \left(\frac{5.05}{2} - X \right)$$

Calcul le moment $M(x)$:

$$\sum M = 0$$

$$M(x) + \frac{P_u \cdot X^2}{2} - R_a \cdot X = 0$$

$$M(x) = R_a \cdot X - \frac{P_u \cdot X^2}{2}$$

$$M(x) = \frac{P_u}{2} (L \cdot X - X^2)$$

$$\text{N.M: } M(x) = \frac{0.0372}{2} (5.05 \cdot X - X^2)$$

On appliquant les formules de Bresse :

$$V(s) = V_0 - W_0(x - x_0) + \int_{s_0}^s \frac{M(y - \epsilon)}{E \cdot I} ds$$

$$W(s) = w_0 + \int_{s_0}^s \frac{M}{E \cdot I} ds$$

La rotation de la poutre initiale :

Pour $X=0$ $V(0)=0$

Pour $X=L$ $V(L)=0=0-W_0(L-0)+\int_0^L \frac{M(L-X)}{EI} dx$

$$=W_0*L+\int_0^L \frac{\frac{Pu}{2}(L*X-X^2)(L-X)}{EI} dx$$

$$W_0=-\frac{Pu}{2EI}\int_0^L (L*X-X^2)(L-X)dx$$

$$W_0=-\frac{Pu}{2EI}\int_0^L (L^2*X-2L*X^2-X^3)dx$$

$$W_a=W_0=-\frac{Pu}{24*EI}*L^3$$

N.M : $I=\frac{b*h^3}{12}=0.00189m^4$, $E=200000$

$W_a=W_0=-0.00052 \text{ rad}$

La rotation sur la poutre :

$$W(L)=w_0+\int_{s0}^S \frac{M}{EI} ds$$

$$W(L)=-\frac{Pu}{24*EI}*L^3+\frac{Pu}{2*EI}\int_0^L (L*X-X^2)dx$$

$$W(L)=-\frac{Pu}{24*EI}*L^3+\frac{Pu}{12*EI}*L^3$$

$$W_B=W(L)=\frac{Pu}{24*EI}*L^3$$

N.M: $I=\frac{b*h^3}{12}=0.00189m^4$, $E=200000$

$W_b=W_0=0.00052 \text{ rad}$

Calcul la flèche au centre de la poutre $X=L/2$ (la flèche maximale):

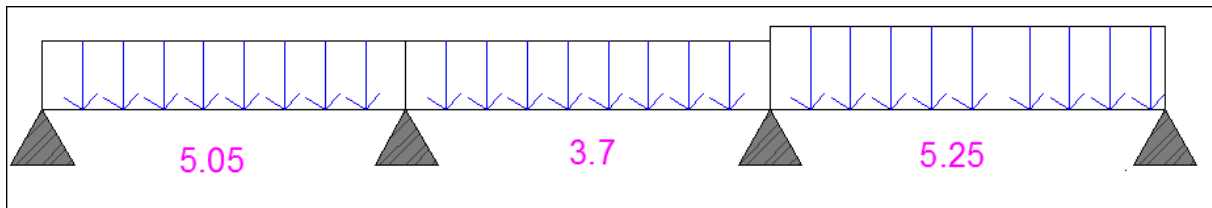
Pour $X=L/2$ $V(L/2)=V_0-W_0(L/2-0)+\int_0^{L/2} \frac{M(L/2-X)}{EI} dx$

$$=-\frac{Pu}{24*EI}*L^3*(L/2)+\frac{Pu}{2*EI}\int_0^{L/2} (L*X-X^2)*(\frac{L}{2}-X)dx$$

$$=-\frac{Pu}{24*EI}*L^3*(L/2)+\frac{Pu}{2*EI}\int_0^{L/2} (\frac{L}{2}*X-L*X^2-X^2*\frac{L}{2}+X^4)dx$$

$$V(L/2) = - \frac{5P_u}{384 \cdot E \cdot I} L^4$$

Poutre continu (axe 1) fil A /E



1.Chargement :

▪ Travée 1 :

Charge Permanente:

-Poids propre:	$g1=0,25 \cdot 0,35 \cdot 25 \text{ KN/m}^3 \rightarrow g1=2.1875 \text{ KN/m}$
-Revêtement:	$g2=0.25 \cdot 3.645 \rightarrow g2=0.91125 \text{ KN/m}$
-Acrotère	$\rightarrow g3=1.4687 \text{ KN/m}$

$$\underline{\underline{G_{P1}=4.56 \text{ KN/m}}}$$

Charge d'exploitation:

$$Q_{P1}=1.5 \cdot 0.25=0.375 \text{ KN/m}$$

▪ Travée 2 :

Charge Permanente:

-Poids propre:	$g1=0,25 \cdot 0,35 \cdot 25 \text{ KN/m}^3 \rightarrow g1=2.1875 \text{ KN/m}$
-Revêtement:	$g2=0.25 \cdot 3.645 \rightarrow g2=0.91125 \text{ KN/m}$
-Acrotère	$\rightarrow g3=1.4687 \text{ KN/m}$

$$\underline{\underline{G_{P2}=4.56 \text{ KN/m}}}$$

Charge d'exploitation:

$$Q_{P2}=1.5 \cdot 0.25=0.375 \text{ KN/m}$$

▪ Travée 3 :

Charge Permanente:

- Poids propre: $g_1 = 0,25 \times 0,45 \times 25 \text{ KN/m}^3 \rightarrow g_1 = 2.8125 \text{ KN/m}$
 -Plancher terrasse $\frac{5.45}{2} \times 6.895 \rightarrow g_2 = 18.78 \text{ KN/m}$
 -Acrotère $\rightarrow g_3 = 1.4687 \text{ KN/m}$

$$G_{P3} = 23.07 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation:

$$Q_{P3} = 1.5 \times \frac{5.45}{2} = 4.08 \text{ KN/m}$$

ELU	ELS
<ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 1:</u> $P_u = 1,35G + 1,5Q = 6.7185 \text{ KN/m}$	<ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 1:</u> $P_{ser} = G + Q = 4.93 \text{ KN/m}$
<ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 2:</u> $P_u = 1,35G + 1,5Q = 6.7185 \text{ KN/m}$	<ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 2:</u> $P_{ser} = G + Q = 4.93 \text{ KN/m}$
<ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 3:</u> $P_u = 1,35G + 1,5Q = 37.26 \text{ KN/m}$	<ul style="list-style-type: none"> <u>Travée 3:</u> $P_{ser} = G + Q = 27.15 \text{ KN/m}$

3.CALCUL LES MOMENTS

Domaines d'application des méthodes propres au béton armé

☞ Selon les 4 conditions suivantes qu'elles soient vérifier ou non en appliqueras différentes méthodes :

- $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 0,5 \text{ t/m}^2$.
- Inerties constantes dans le long de la poutre.
- Les portées successives (l_i ; $l_{i+1} \dots$) sont dans un rapport compris entre :
 $0,8 \leq L \leq 1,25$.
- La fissuration ne doit pas compromettre la tenue de la structure Fissuration peu préjudiciable.
 - Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire ;
 - Si une ou plus des quatre conditions a, b, c et d ne sont pas vérifier, on appliquera la méthode de Caquot.

- ✚ Si les quatre conditions sont vérifiées, il est toujours possible d'utiliser la méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

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

M0: c'est la valeur maximale du moment en travée isostatique

Deux travées				
0		$0.6 \max(M_{01}, M_{02})$		0
Δ	$(0.6+0.15\alpha) M_{01}$	Δ	$(0.6+0.15\alpha) M_{02}$	Δ
Plus de deux travées				
0		$0.5 \max(M_{01}, M_{02})$		$0.4 \max(M_{02}, M_{03})$
Δ	$(0.6+0.15\alpha) M_{01}$	Δ	$(0.5+0.15\alpha) M_{02}$	Δ
Δ				$(0.5+0.15\alpha) M_{03}$
appui de rive		appui voisin de rive		appui intermédiaire

Méthode Caquot:

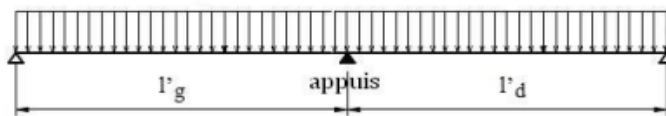
Hypothèses : Pour le calcul des moments sur appui « Ma », on fait les hypothèses suivantes :

Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte.

☞ On adopte portées

$l' = l$ pour les

$l' = 0,8.l$
intermédiaires.



des longueurs de
fictives l_0 , telles que :
travées de rive.
pour les travées

Pour chaque force concentrée : $x = \frac{a}{L'}$ puis $k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2,125}$

- Lorsque l'inertie de la poutre est **constante** dans une travée, **mais variable d'une travée à l'autre**, le moment sur l'appui est la somme des trois moments suivants :

M_q = dû aux charges répartie sur les deux travées:

$$M_q = \frac{qw Lw'^2 + \beta \cdot qe \cdot Le'^2}{8,5(1+\beta)}$$

M_{pw} = dû aux charges concentrées de la travée w :

$$M_{pw} = \sum \frac{kw \cdot Pw \cdot Lw'}{1+\beta}$$

M_{pe} = dû aux charges concentrées de la travée e :

$$M_{pe} = \sum \frac{\beta \cdot ke \cdot Pe \cdot Le'}{1+\beta}$$

- Lorsque les travées ont toutes le **même moment d'inertie** , le moment sur l'appui est la somme des trois moment suivants :

M_q = dû aux charges répartie sur les deux travée :

$$M_q = \frac{qw Lw'^3 + qe \cdot Le'^3}{8,5(Lw' + Le')}$$

M_{pw} = dû aux charges concentrées de la travée w :

$$M_{pw} = \sum \frac{kw \cdot Pw \cdot Lw'^2}{Lw' + Le'}$$

M_{pe} = dû aux charges concentrées de la travée e :

$$M_{pe} = \sum \frac{ke \cdot Pe \cdot Le'^2}{Lw' + Le'}$$

Le moment sur appui est négatif et la valeur algébrique qui sera utilisée dans la suite, est égale à la valeur calculée par les formules précédentes affectée du signe (-)

Moment et effort tranchant dans la travée d'une poutre continue

$$V(x) = \frac{d\mu}{dx} + \frac{Mi - Mi-1}{Li}$$

$$M(x) = \mu(x) + Mi - I \left(1 - \frac{x}{Li}\right) + Mi \cdot \frac{x}{Li}$$

$\frac{d\mu}{dx}$: Effort tranchant de la travée isostatique

$\mu(x)$: Moment fléchissant, de la travée isostatique.

Mi : Moment sur les appuis.

Choix de méthode

$$1/2G > Q$$

vérifiée

2 / Le moment d'inertie variable $I_1=I_2$ et $I_2 \neq I_3$

non vérifiée

Puisque la condition d'inertie n'est pas vérifiée, on ne peut pas utiliser la méthode Forfaitaire

Donc on utilise la méthode de Caquot.

Méthode Caquot :

La longueur réduite de chaque travée :

Travée de rive : $L'=L$

- Travée AB $L_1'=5.25\text{m}$
- Travée CD $L_3'=5.05\text{m}$

Travée intermédiaire : $L'=0,8*L$

- Travée BC $L_2'=2.96\text{m}$

Le moment d'inertie de travées AB et travées BC:

$$I=0,25*\frac{0,35^3}{12}=8.93*10^{-4}\text{m}^4$$

Le moment d'inertie de travées CD :

$$I=0,25*\frac{0,45^3}{12}=1,9*10^{-3}\text{m}^4$$

■ Travées AB et BC :

La charge répartie sur les deux travées : $P_1=P_2=6.718\text{KN/m}$

✓ **Moments sur Appui B:**

Les deux travées ont le même moment d'inertie alors :

$$\Rightarrow M_q = \frac{6.718 \times 5.25^2 + 6.718 \times 2.96^2}{8,5 \times (5.25 + 2.96)} = 16.5 \text{N.m}$$

$$\Rightarrow M_{pw} = 0 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow M_{pe} = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_q + M_{pw} + M_{pe} = 16.58 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M_B = -16.5 \text{kn.m}}$$

■ Travées BC et CD :

La charge répartie sur travée BC : $P_2=6.718\text{KN/m}$

La charge répartie sur travée CD : $P_3=37.26\text{KN/m}$

✓ **Moments sur appui C :**

Calcul de β :

$$\Rightarrow \beta = \frac{L/e \times I_w}{L/w \times I_e} = \frac{5.05 \times 8.93 \times 10^{-4}}{2.96 \times 1.9 \times 10^{-3}} = 0.80$$

Le moment d'inertie est constant dans une travée mais variable d'une autre travée alors :

$$\Rightarrow M_q = \frac{6.718 \times 2.96^2 + 0.80 \times 37.26 \times 5.05^2}{8.5(1+0.80)} = 53.53 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow M_{pe} = 0 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow M_{pw} = 0 \text{ KN.M}$$

➤ $M_q + M_{pw} + M_{pe} = 53.53 \text{ kn.m}$

$$M_c = -53.53 \text{ kn.m}$$

❖ **Moments en Travées :**

a. Cas isostatique :

▪ **Travée AB :**

$$V(x) = \frac{P_1 L}{2} - P_1 x$$

$$M(x) = \frac{P_1 L x}{2} - \frac{P_1 x^2}{2}$$

$$\Rightarrow V(x) = 17.635 - 6.718x \quad \Rightarrow M(x) = 17.635x - 3.359x^2$$

▪ **Travée BC :**

$$V(x) = \frac{P_2 L}{2} - P_2 x$$

$$M(x) = \frac{P_2 L x}{2} - \frac{P_2 x^2}{2}$$

$$\Rightarrow V(x) = 12.3 - 6.718x \quad \Rightarrow M(x) = 12.3x - 3.359x^2$$

▪ **Travée CD :**

$$V(x) = \frac{P_3 L}{2} - P_3 x$$

$$M(x) = \frac{P_3 L x}{2} - \frac{P_3 x^2}{2}$$

$$V(x) = 94.08 - 37.26x \quad \Rightarrow M(x) = 94.08x - 18.63x^2$$

b. Cas continue :

▪ **Travée AB:**

$$M_a=0 ; M_b=-16.58\text{KN}$$

$$V(x)=\frac{d\mu}{dx}+\frac{M_b-M_a}{L_1}=17.635-6.718x+\frac{-16.58}{5.25}$$

$$\Rightarrow V(x)=14.5-6.718x$$

$$M(x)=\mu(x)+M_a\left(1-\frac{x}{L_1}\right)+M_b\frac{x}{L_1}$$

$$M(x)=17.635x-3.359x^2-16.58\frac{x}{5.25}$$

$$\Rightarrow M(x)=14.5x-3.359x^2$$

▪ Travée BC:

$$M_b=-16.58\text{KN} ; M_c=-53.53\text{KN}$$

$$V(x)=\frac{d\mu}{dx}+\frac{M_c-M_b}{L_2}$$

$$\Rightarrow V(x)=2.31-6.718x$$

$$M(x)=\mu(x)+M_b\left(1-\frac{x}{L_2}\right)+M_c\frac{x}{L_2}$$

$$\Rightarrow M(x)=2.31x-3.359x^2-16.5$$

▪ Travée CD:

$$M_d=0; M_c=-53.53\text{KN}$$

$$V(x)=\frac{d\mu}{dx}+\frac{M_d-M_c}{L_3}$$

$$\Rightarrow V(x)=104.68-37.26x$$

$$M(x)=\mu(x)+M_c\left(1-\frac{x}{L_3}\right)+M_d\frac{x}{L_3}$$

$$\Rightarrow M(x)=104.68x-18.63x^2-53.53$$

E.L.S

	Cas isostatique :	Cas continue :
Appui A		MA=0KN.m
Appui B		MB=-12.05KN.m
Appui C		MC=-39.02KN.m
Appui D		MD=0KN.m
Travée AB	$V(x)=12.94-4.93x$ $M(x)=12.94x-2.465x^2$	$V(x)=10.64-4.93x$ $M(x)=10.64x-2.465x^2$

Travée BC	$V(x) = 9.12 - 4.93x$	$V(x) = 1.83 - 4.93x$
	$M(x) = 9.12x - 2.465x^2$	$M(x) = 1.83x - 2.645x^2 - 12.05$
Travée CD	$V(x) = 68.55 - 39.02x$	$V(x) = 76.27 - 27.15x$
	$M(x) = 68.55x - 13.57x^2$	$M(x) = 76.27x - 13.575x^2 - 39.02$

Moment max à ELU et ELS :

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Appuis B	Appuis C
<u>ELU</u>	15.56	39.8	92.84	16.5	53.53
<u>ELS</u>	8.115	30.36	69.57	12.05	30.02

3. CALCUL D'ACIER LONGITUDINAL :

▪ Travée 1 :

$$M_u = 15.56 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.56}{0.25 \cdot 0.33^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3} \quad \mu = 0.04$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0.371$$

$$\mu < \mu_{lim} \rightarrow \text{donc pas d'acier comprimé } A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \mu < 0.104 \text{ alors :}$$

$$A_s = \frac{1.07 M_u}{d \cdot \sigma} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.875 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{max} = 0.04 B = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_s < A_{max}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3\emptyset 12 \text{ HA}$$

▪ Travée 2 :

$$M_u = -39.8 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39.8}{0.25 \cdot 0.33^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 0.103$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0.371$$

$$\mu < \mu_{\text{lim}} \rightarrow \text{donc pas d'acier comprimé } A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \alpha_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.104})$$

$$= 0.13$$

$$\Rightarrow Z_b = d \cdot (1 - 0.4 \alpha_u)$$

$$= 0.315 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.13)$$

$$= 0.3$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_{su}} = \frac{0.0398}{0.3 \cdot 434.78} = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.875 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{max}} = 0.04 B = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_s < A_{\text{max}}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3\emptyset 12 \text{ HA} + 2\emptyset 12 \text{ HA} = 3.39 \text{ cm}^2$$

✚ le moment max est négative alors les aciers tendus sont posés dans la partie supérieure.

■ Travée 3 :

$$M_u = 92.8 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{92.8}{0.25 \cdot 0.405^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3} \mu = 0.15$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0.371$$

$$\mu < \mu_{\text{lim}} \Leftrightarrow \text{donc pas d'acier comprimé } A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_u = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.104})$$

$$= 0.204$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 \alpha_u)$$

$$= 0.405 * (1 - 0.4 * 0.204)$$

$$= 0.37$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_{su}} = \frac{0.0928}{0.37 * 434.78} = 5.77 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{max}} = 0.04 B = 45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_s < A_{\text{max}} \text{ donc}$$

$$\text{On adopte: } A_s \text{ choisi} = 6 \text{ } \emptyset 12 \text{ HA} = 6.78 \text{ cm}^2$$

■ Appui B:

$$M_u = -16.5 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.5}{0.25 * 0.315^2 * 14.16} * 10^{-3} \mu = 0.05$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0.371$$

$$\mu < \mu_{\text{lim}} \Leftrightarrow \text{donc pas d'acier comprimé } A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu < 0.104 \text{ alors :}$$

$$A_s = \frac{1.07 M_u}{d \cdot \sigma} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.875 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0.04 B = 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte :}$$

$$A_s \text{ choisi} = 3 \emptyset 10 \text{ HA} = 2.37 \text{ cm}^2$$

■ Appui C :

$$M_u = -53.53 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{53.53}{0.25 \cdot 0.405^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3} \quad \mu = 0.092$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0.371$$

$\mu < \mu_{\text{lim}} \Leftrightarrow$ donc pas d'acier comprimé $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

$\mu < 0.104$ alors :

$$A_s = \frac{1.07 M_u}{d \cdot \sigma} = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0.04 B = 32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_s < A_{\text{max}}$$

On adopte : $A_s \text{ choisi} = 3\emptyset 12 \text{ HA} = 3.39 \text{ cm}^2$

- les moments sur les appuis B et C sont négatives alors les aciers tendus sont posés dans la partie supérieure.

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

I. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

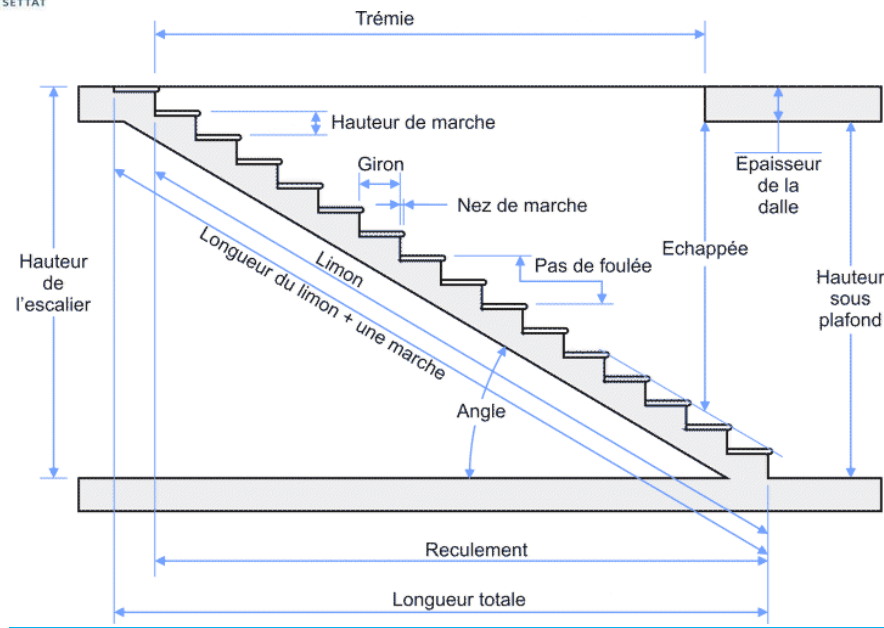
- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

II. ETUDE DES ESCALIERS

1. INTRODUCTION :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux marches et paliers permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

La longueur des marches s'appelle l'emmarchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche



2.DEFINITIONS

- **Le giron:** distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La volée:** ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier:** plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée.
- **La contremarche** : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

3-PRE- DIMENSIONNEMENT :

Notations utilisées:

- g : giron,
- h: hauteur de la contre marche
- ép. : épaisseur de la paillasse,
- H: hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée.

Calcul de contre marche :

- Contre marche est comprise entre 16 et 21

D'après le plan d'architecte

On prend $h=16\text{cm}$

- Nombre de contre marche

$$n = \frac{\frac{1}{2} \cdot H}{h} \Leftrightarrow n = \frac{\frac{1}{2} \cdot 360}{16} \Leftrightarrow n = 11.25 \Leftrightarrow n \approx 23$$

Calcul de giron :

On a $\Rightarrow g+2 \cdot h=59 \text{ à } 66 \text{ cm}$

On pose $g + 2 \cdot h = 62\text{cm} \Leftrightarrow g = 62 - 2 \cdot 16 \Leftrightarrow g = 30\text{cm}$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{cm} < g + 2h < 66 \Leftrightarrow 59\text{cm} < 30 + 2 \cdot 16 < 66 \text{ cm} \Leftrightarrow 59\text{cm} < 62 < 66 \text{ cm}$$

La relation est vérifiée.

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par

$$\Rightarrow e_p > \max\left\{\frac{L}{30}, 10\right\} \Leftrightarrow$$

$$e_p > \max\left\{\frac{3.86}{25}, 10\right\} \Leftrightarrow e_p = 15\text{cm}$$

avec $L = \sqrt{l_x^2 + l_y^2}$

$$\Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} \Leftrightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{16}{30} = 0,533 \Leftrightarrow \alpha = \arctg(0,53) \Leftrightarrow \alpha = 28.07^\circ$$

$$L' \text{ épaisseur du palier} = \frac{e_{\text{paillasse}}}{\cos(\alpha)} = 17\text{cm}$$

4-Calcul les charges et les surcharges

La volée : Poids propre

$$25\text{Kn/m}^3 \cdot \left(\frac{0.16}{2} + \frac{15}{\cos(28.07)}\right) = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

Poids des revêtements

$$= 2.04 \text{ KN/m}^2$$

Poids des gardes corps

$$= 0,20 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$



$$= 17.5 \text{ KN/ml}$$

$$P_{uv} = (1,35 \times 8.5 + 1,5 \times 4) \cdot 1$$



KN/ml

$$P_{sv} = (8.5 + 4) \times 1 = 12.5$$

Le palier : -Poids de la dalle

$$0.17 \times 25 = 4.25 \text{ KN/m}^2$$

-Poids des revêtements=2.04KN/m²

$$G = 6.3 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$



$$1 = 14.5 \text{ KN/ml}$$

$$P_{up} = (1.35 \times 6.3 + 1.5 \times 4) \times$$



KN/mμ

$$P_{sp} = (6.3 + 4) \times 1 = 10.3$$

5-Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales :

▪

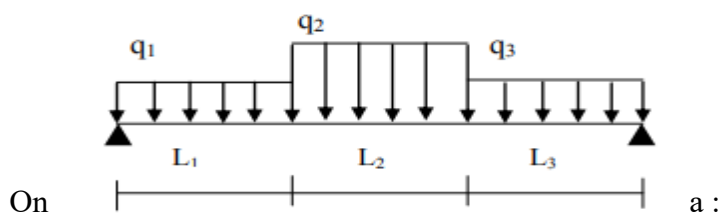
En travée :

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.35 * \left(\frac{G_{paillasse} * L^2}{8} - \frac{(G_{paillasse} - G_{palier}) * l^2}{2} \right) + 1.5 * \left(\frac{q * L^2}{8} \right) \\
 &= 1.35 * \left(\frac{8.5 * 6^2}{8} - \frac{(8.5 - 6.3) * 6^2}{2} \right) + 1.5 * \left(\frac{4 * 6^2}{8} \right)
 \end{aligned}$$

$$M_u = 0.025 \text{ MN.m}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{\sigma_{su}}{E_s} = \frac{434.78}{200\,000} = 2.17 * 10^{-3}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_{lim} &= \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_{sl}} = \\
 &= 0.617 \\
 \mu_{lim} &= 0.8 * \alpha_{lim} (1 - 0.4 * \alpha_{lim}) = 0.371
 \end{aligned}$$



$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.025}{1 * 0.14^2 * 14.16} = 0.090$$

$\mu < \mu_{lim}$ section sans aciers comprimés

$$\begin{aligned} \alpha_u &= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ &= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.090}) \\ &= 0.11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_b &= d * (1 - 0.4 \alpha_u) \\ &= 0.153 * (1 - 0.4 * 0.11) \\ &= 0.134 \end{aligned}$$

Section d'aciers tendus :

$$\begin{aligned} A_u &= \frac{M_u}{Z_b * \sigma_{su}} \\ &= \frac{0.025}{0.14 * 434.77} \end{aligned}$$

$$A_u = 4.3 \text{ cm}^2$$

On prend des armatures de $4 * \emptyset 12 = 4 * 1.13$

$$A_s = 4\emptyset 8 = 2 \text{ cm}^2$$

•

Sur appui :

$$M_u = 0.15 * M_u = 0.004$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.004}{1 * 0.144^2 * 14.16} = 0.014$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0.371$$

$\mu < \mu_{lim} \rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

$$\Rightarrow \alpha_u = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.018$$

$$\Rightarrow Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha_u) = 0.14 \text{ m}$$

Section d'aciers tendus :

$$\Rightarrow A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_{su}} = \frac{0.0040}{0.14 * 434.78} = 0.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow$$

$$A_u = 0.65 \text{ cm}^2$$

On prend des armatures de $4 \times \emptyset 8 = 4 \times 0.5$

$$Au = 4 \emptyset 8 = 2 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal :

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33) \Leftrightarrow St = 33\text{cm}$$

$$\text{En travée: } St = 100/6 = 16,67 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

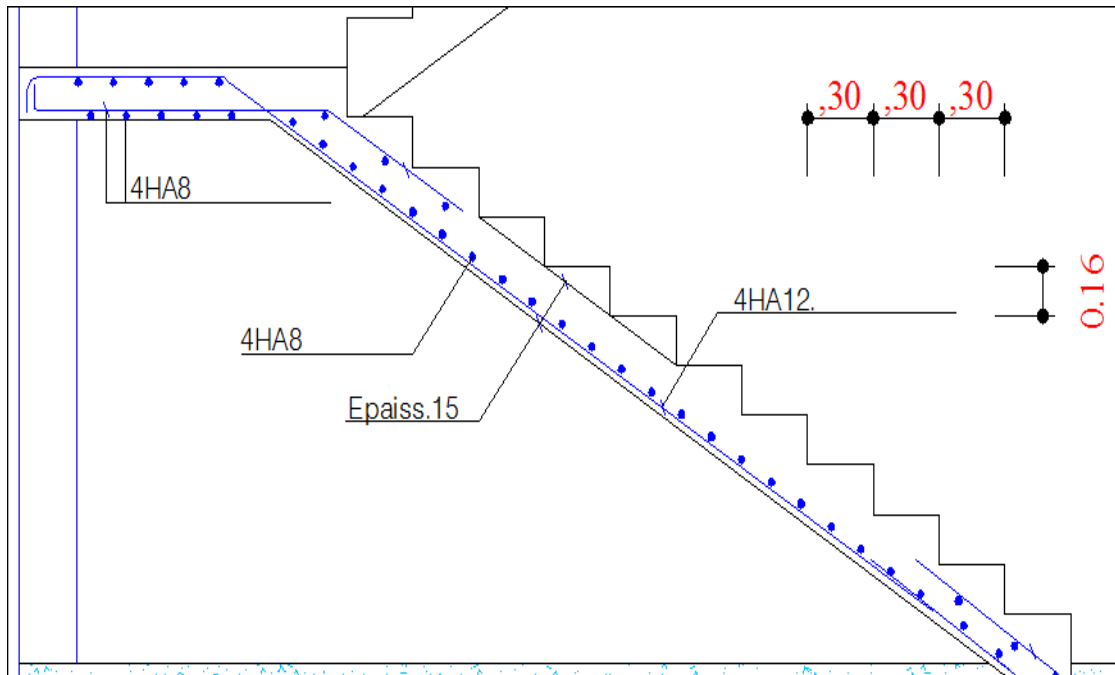
$$\text{Sur appui : } St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

6- Armature de répartition :

$$\text{En travée : } Ar = Au/4 = 4.3/4 = 1.08 \text{ cm}^2$$

→ on adopte: $4 \emptyset 8 \text{HA}$

7-Shéma de ferrailage :



III. ETUDE DES LONGRINES

Les longrines sont des éléments en béton armé qui joignent les poteaux entre eux, cette liaison permet d'assurer une stabilité de ces derniers, on les considère comme des poutres isostatiques au moment de calcul de leur section de ferrailage.

Les dimensions de longrine :

On note trois types de longrines :

- **LG1 : 25 x 30** si on a $L < 3.50$
- **LG2 : 25 x 40** si on a $3.5 < L < 4.70$
- **LG3 : 25 x 50** si on a $L > 4.7$

Exemple de calcul LG1 (25*50) :

1-Calcul des charges linéaires :

$$g = (0.25 \times 0.50 \times 25) + 6.83 = 9.95 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35g = 13.43 \text{ KN/m.}$$

2-Calcul du moment :

AL'ELU :

$$M_{\max} = \frac{P \cdot l^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{13.43 \cdot 5.45^2}{8}$$

$$M_{\max} = 0.050 \text{ MN.m}$$

3- Ferrailage longitudinal:

$$M_{\max} = 0.050 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sl} = \frac{\sigma_{su}}{E_s} = \frac{434.78}{200\,000} = 2.17 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \alpha_{lim} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot \varepsilon_{sl}} = 0.617$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0.8 \cdot \alpha_{lim} (1 - 0.4 \cdot \alpha_{lim}) = 0.371$$

On a :

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.050}{0.25 \cdot 0.45^2 \cdot 14.17} = 0.07$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_{lim} \text{ et } \mu < 0.104$$

Alors:

$$\Rightarrow A_u = \frac{1.07 \cdot M_u}{d \cdot \sigma_{su}} \Leftrightarrow A_u = \frac{1.07 \cdot 0.050}{0.45 \cdot 434.77} \Leftrightarrow A_u = 2.73 \text{ cm}^2$$

Verification :

$$\Rightarrow A_{\min} = \max \left\{ \frac{b_0 \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.25 \cdot 0.50}{1000} ; 0.23 \cdot 0.25 \cdot 0.45 \cdot \frac{2.1}{500} \right\} = \max \{1.25 ; 1.08\}$$

$$A_{\min} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = 0.04 \cdot B = 50 \text{ cm}^2 \quad (B \text{ est section transversale du béton})$$

$$A_{\min} < A_u < A_{\max} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

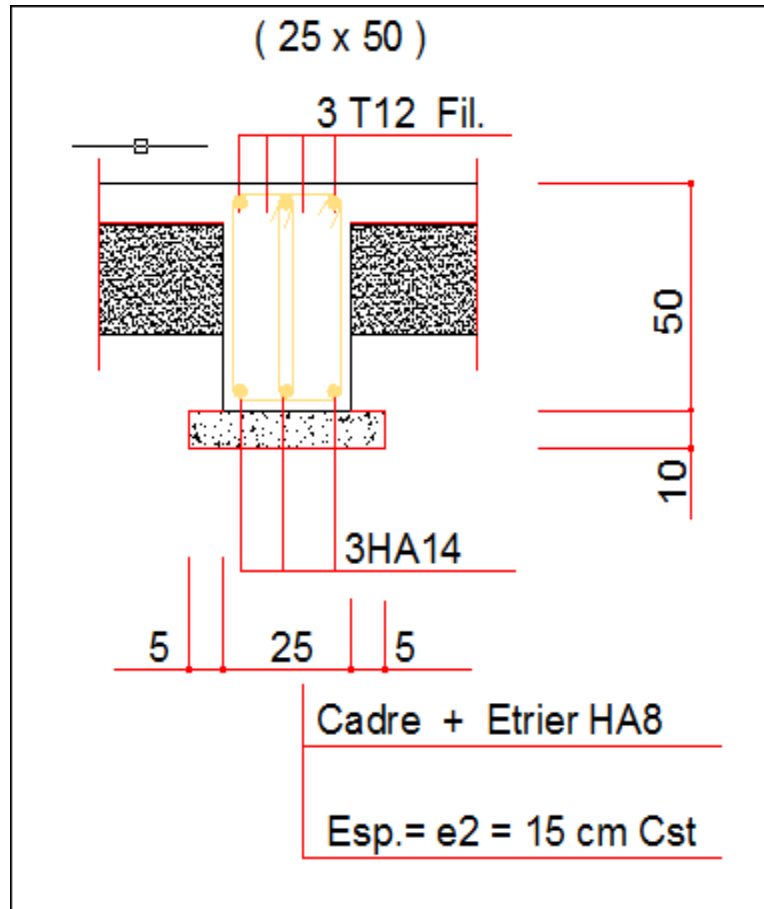
Choix d'aciers :

$$\text{On prend 3HA14} \rightarrow A_u = 4.62 \text{ cm}^2$$

5-Ferrailage transversal :

La section des armatures transversales est donnée par

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{1.4}{3} = 0.46 \text{ on prend donc des cadres et des étriers ayant un } \emptyset \text{ de HA8.}$$



IV. ETUDE D'UN ACROTERE :

les **acrotères** sont des socles soutenant des ornements, disposés au sommet ou sur les deux extrémités d'un fronton.

Il forme une paroi contre toute chute

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

1.EVOLUTION DES CHARGES

Charge permanente :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.50) + (0.1 \times 0.052) + (0.05 \times 0.05) + \frac{0.05 \times 0.05}{2} \text{ m}^2$$

$$S = 0.05875 \text{ m}^2$$

Poids de l'acrotère :

$$\Rightarrow G = S \cdot \rho = 0.05875 \times 25$$

$$\Rightarrow G = 1.4687 \text{ KN /m}$$

Charge d'exploitation :

$$\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml (de la main courante de personne)}$$

2. EXIGENCE DES REGLES RPA99 :

Le RPA exige est impose l'application de la force horizontal « F_p » pour calcul des éléments de la structure secondaire : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

- A : Coefficient d'accélération de la zone,
- C_p : Facteur de la force horizontale,
- W_p : Poids de l'élément secondaire.

Alors le calcul se fait en flexion composée :

Calcul de la force horizontale :

$$- A = 0, 1$$

$$- C_p = 0, 80$$

$$- W_p = G = 1.4687 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1.4687 \Rightarrow F_p = 0.5 \text{ KN/ml}$$

A l'ELU :

$$\Rightarrow N_u = 1,35 \cdot W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 0,5 \Rightarrow N_u = 0,675 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,5 \times 0,5 \Rightarrow M_u = 0,375 \text{ KN.m}$$

3. VERIFICATION DE NON FLAMBEMENT :

$$\Rightarrow L_f = 2 \cdot l_0 \Leftrightarrow L_f = 2 \times 0,5 \Leftrightarrow L_f = 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} = 23,1 \quad \Leftrightarrow \lambda = 23,1 \quad \text{avec } a: \text{ épaisseur de l'acrotère}$$

4. CALCUL DE L'EXCENTRICITE :

- $e_0 = a/6 \Leftrightarrow e_0 = 15/6 \Leftrightarrow e_0 = 2,5 \text{ cm}$
- $e_1 = M_u / N_u \Leftrightarrow e_1 = 0,375 / 0,675 \Leftrightarrow e_1 = 55,56 \text{ cm}$
- $e_1 > e_0$

Donc la section est partiellement comprimée

$$\bullet \quad \lambda_{\max} = \max [50 ; \min (100 ; e_1/a)] \Leftrightarrow \lambda_{\max} = 50 > 23,1$$

Donc pas de risque de flambement

- $e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) \Leftrightarrow e_a = 2 \text{ cm}$
- $e_2 = \frac{3 l f^2}{10000 \cdot h} (2 + a \phi) \Leftrightarrow e_2 = 0,56 \text{ cm}$

$a = 0$ car NG ne crée aucune moment

$$\bullet \quad e = e_a + e_1 + e_2 \Leftrightarrow e = 58,12 \text{ cm}$$

5. CALCUL DE COEFFICIENT DE MAJORATION :

$$\Rightarrow \delta f = \left\{ \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \left(\frac{a}{e_1} \right) ; 1,4 \right] \right\} \quad \text{si } e_1 / a > 0,75 \}$$

$$\Rightarrow \delta f = \left\{ 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right\} \quad \text{si } e_1 / a \leq 0,75 \}$$

$$\Rightarrow e_1 / a = 2,13 > 0,75 \text{ alors } \delta f = \left\{ \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \left(\frac{a}{e_1} \right) ; 1,4 \right] \right\} = 1,01$$

avec a : épaisseur de l'acrotère

$$\Rightarrow \delta f = 1,01$$

6. FERRAILLAGE:

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

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

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

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$d' = 2 \text{ cm}$$

- **La sollicitation majorée:**

$$N_u^* = N_u \cdot \delta_f \rightarrow N_u^* = 0.675 \cdot 1.01 \rightarrow N_u^* = 0.7 \text{ KN}$$

$$M_{ug}^* = N_u^* \cdot (e_a + e_l) \rightarrow M_{ug}^* = 0.7 \cdot (0.02 + 0.55) \rightarrow M_{ug}^* = 0.4 \text{ KN.m}$$

- **Evolution des moments au niveau des armatures tendus:**

$$\Rightarrow M_{uA}^* = M_{ug}^* + N_u^* \cdot (d - h/2) \Rightarrow M_{uA}^* = 0.4 + 0.7 \cdot (0.14 - 0.15/2)$$

$$\Leftrightarrow M_{uA}^* = 0.55 \text{ KN.m}$$

Calcul de section d'acier:

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_{uA}^*}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.55}{1 \cdot 0.14^2 \cdot 14.16} \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 0.002$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0.371$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_{lim} \Rightarrow \text{donc pas d'acier comprimé} \Rightarrow A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{et } \mu < 0.104$$

alors :

$$\Rightarrow A_s = \frac{1.07 M_u}{d \cdot \sigma} = 0.20 \text{ cm}^2$$

- **Section minimal :**

$$\Rightarrow A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot 0 \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot 0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.35$$

$$\Rightarrow A_s = \max [A_s ; A_{s \min}] \rightarrow A_s = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s = 4HA8 = 2 \text{ cm}^2$$

CALCUL DES ARMATURES DE REPARTITION :

$$\Rightarrow A_{s \text{ rép}} = A_{s \text{ adopter}} / 4 = 2 / 4 \Rightarrow A_{s \text{ rép}} = 0,5 \text{ cm}^2$$

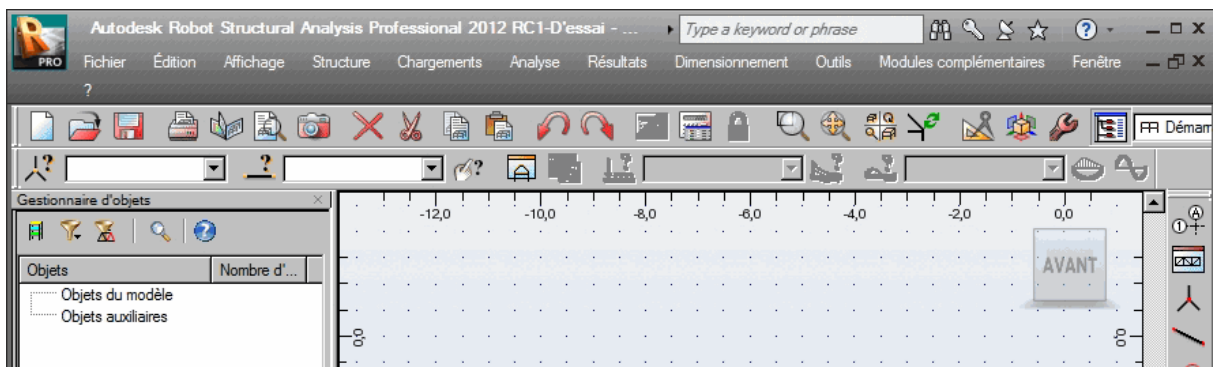
$$A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Chapitre V

CALCUL PAR ROBOT

Description générale du programme Robot

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée

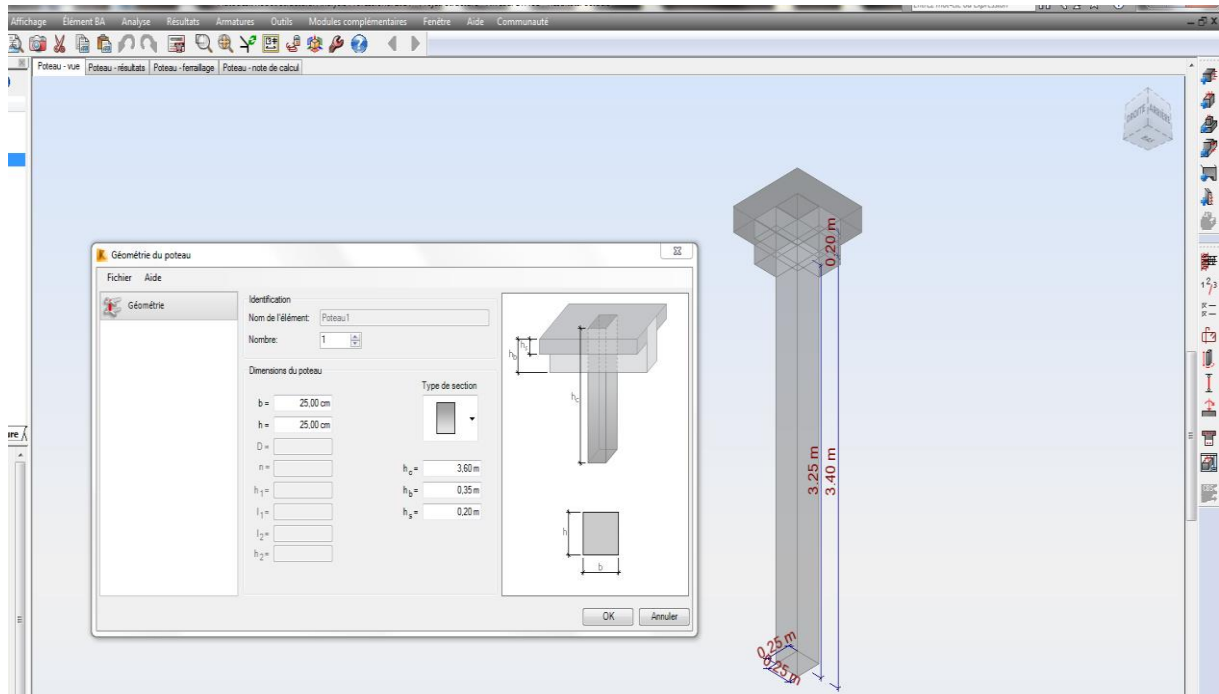
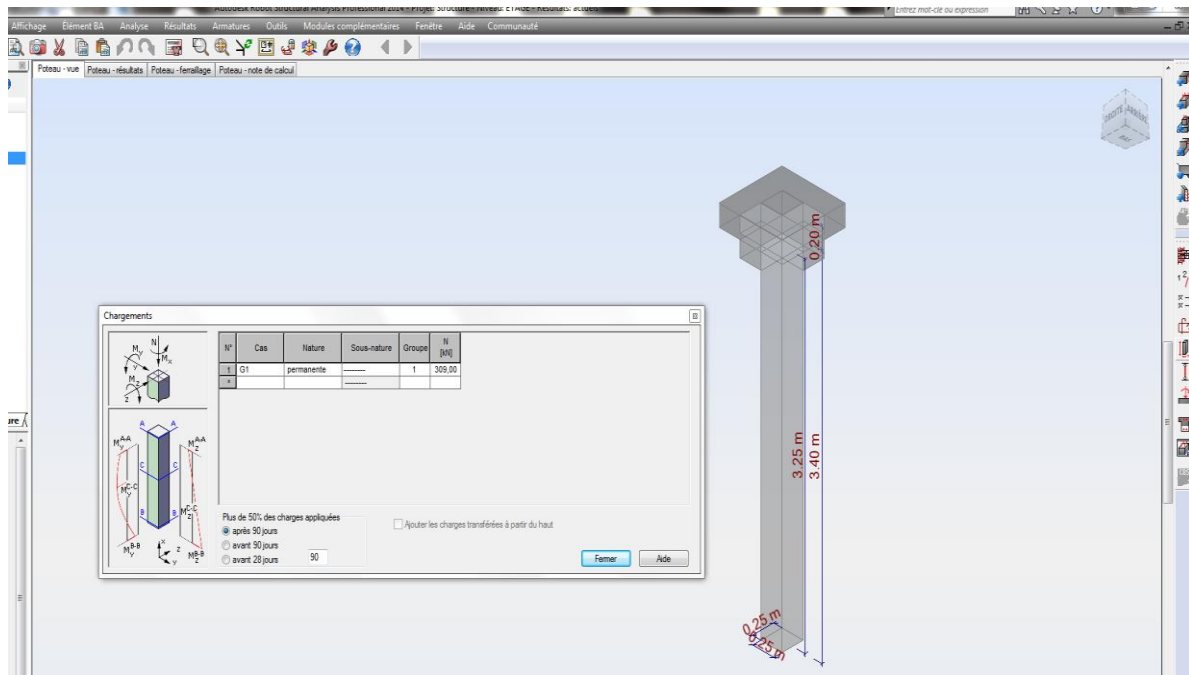


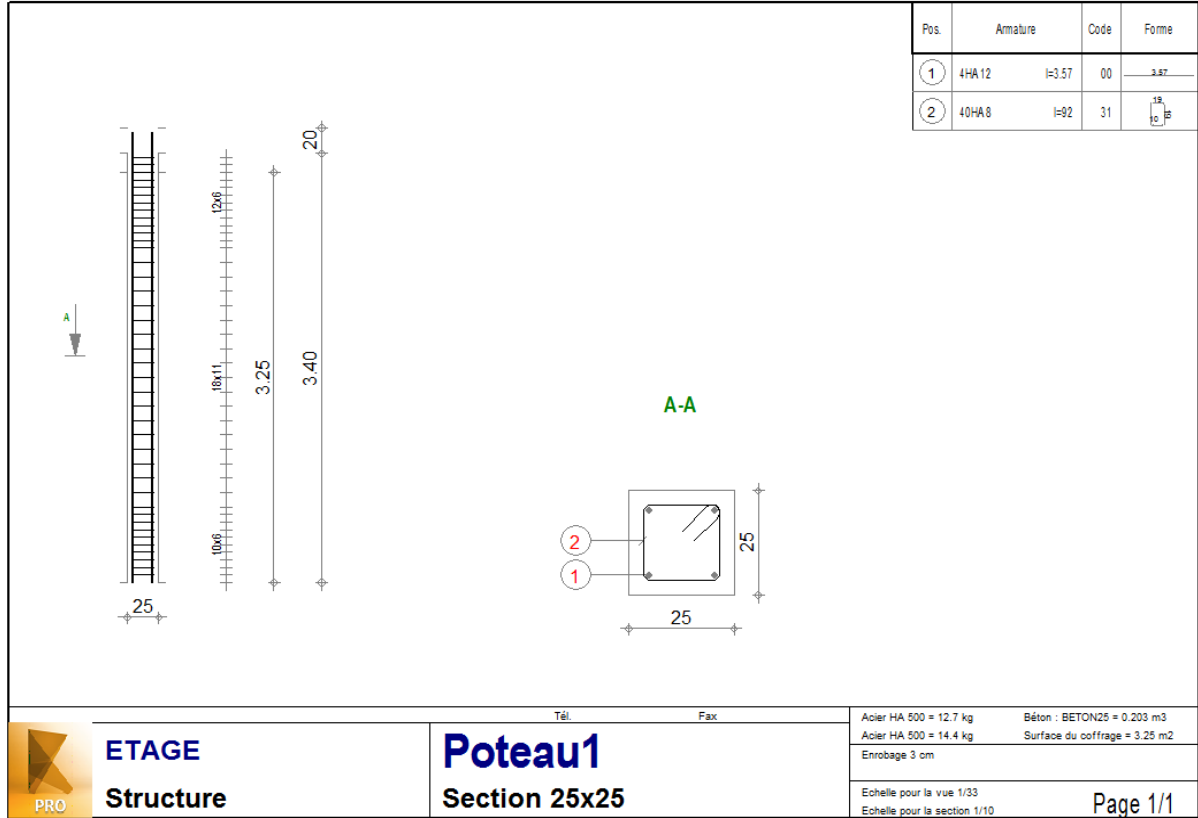
Le logiciel Robot regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.



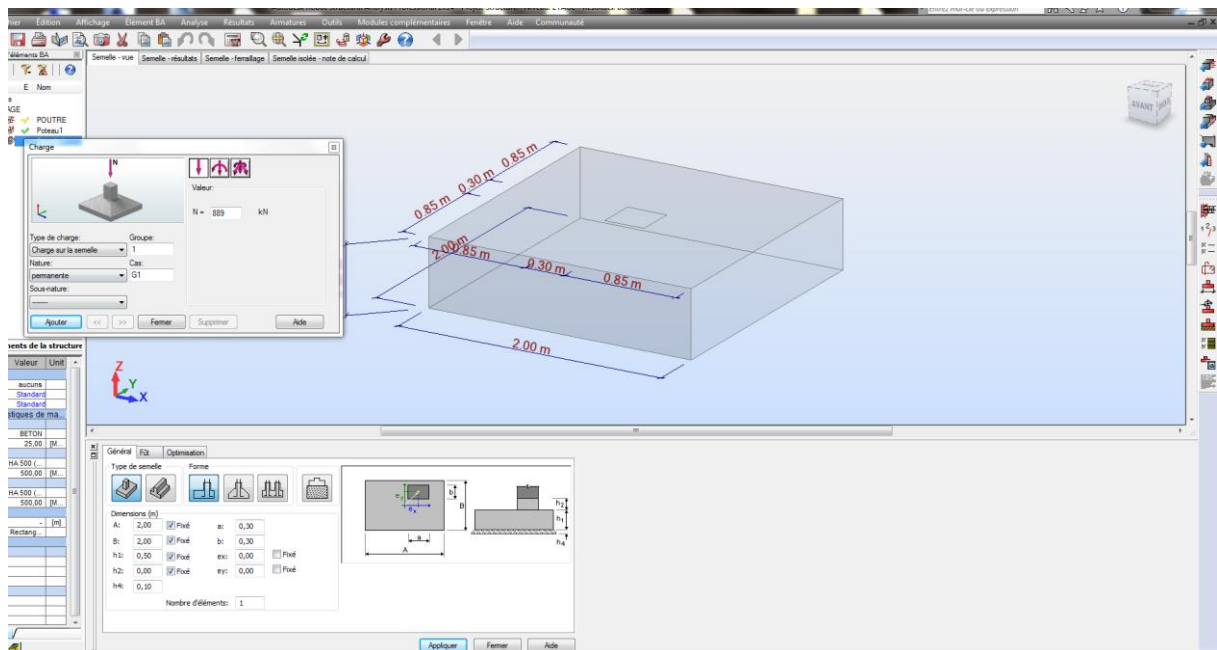
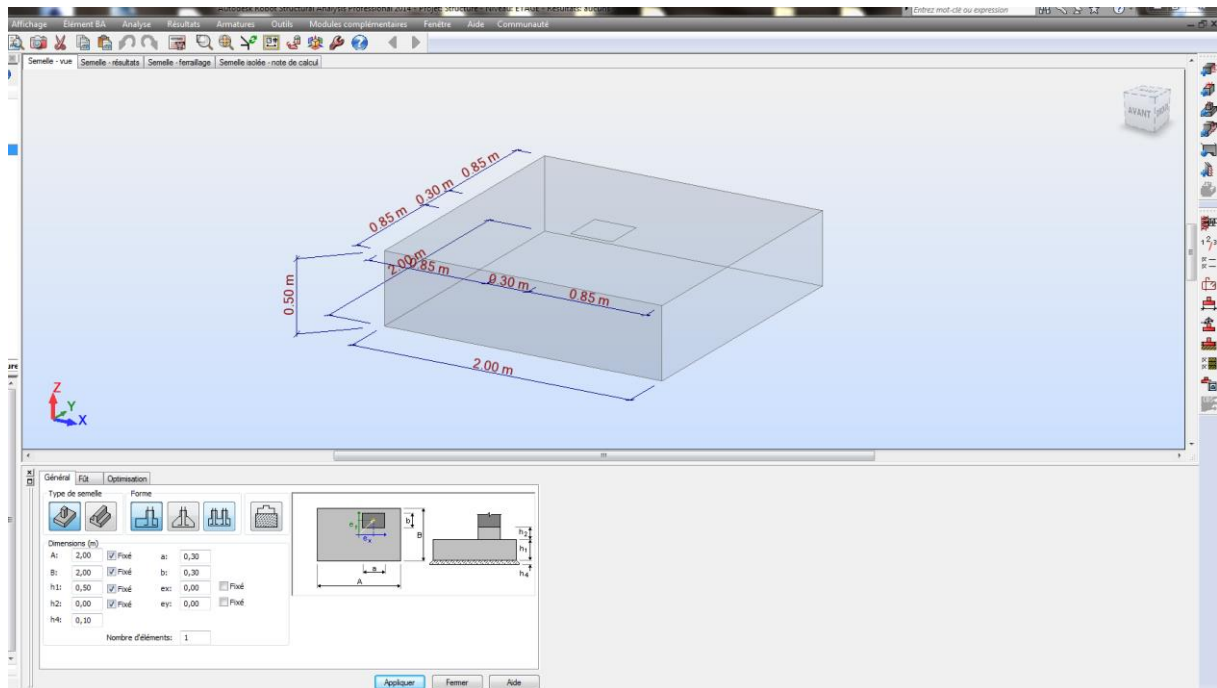
EXEMPLE

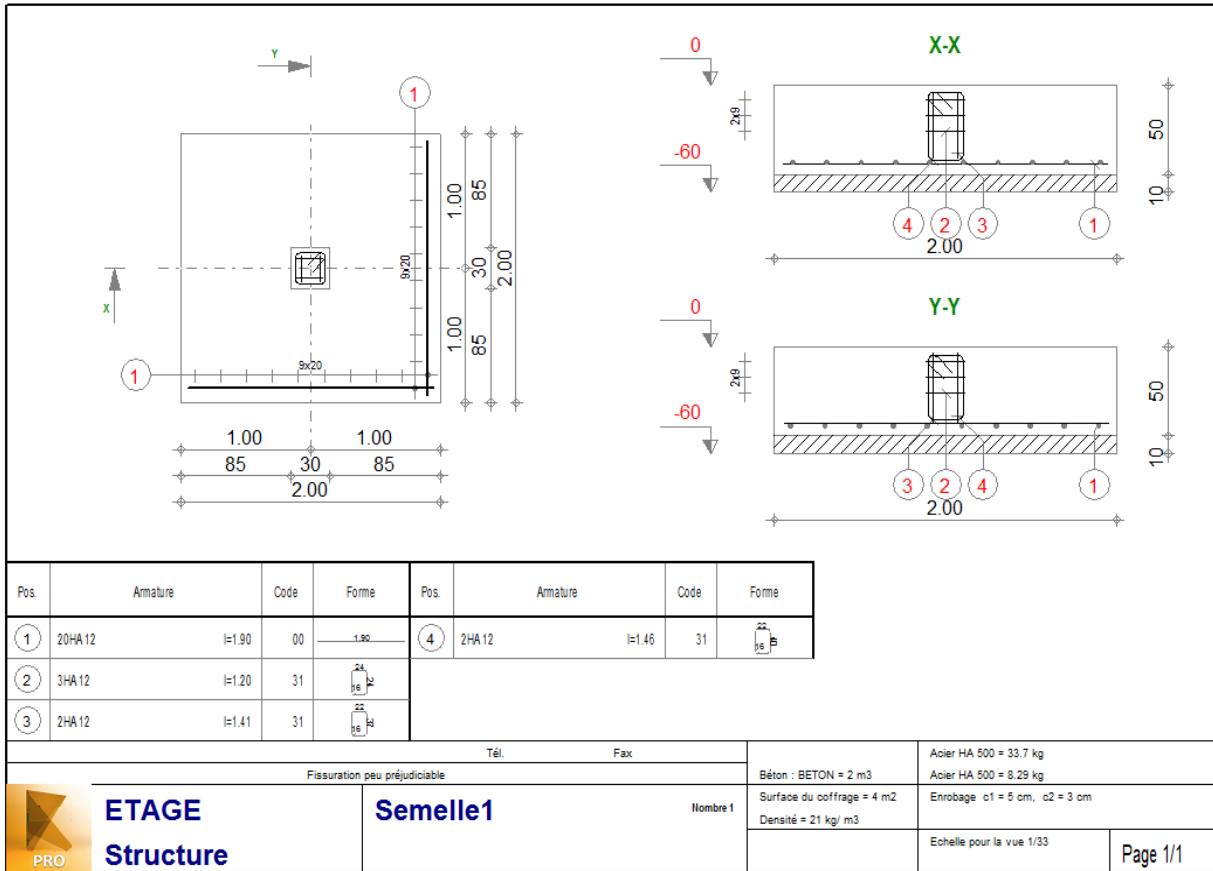
POTEAUX 17



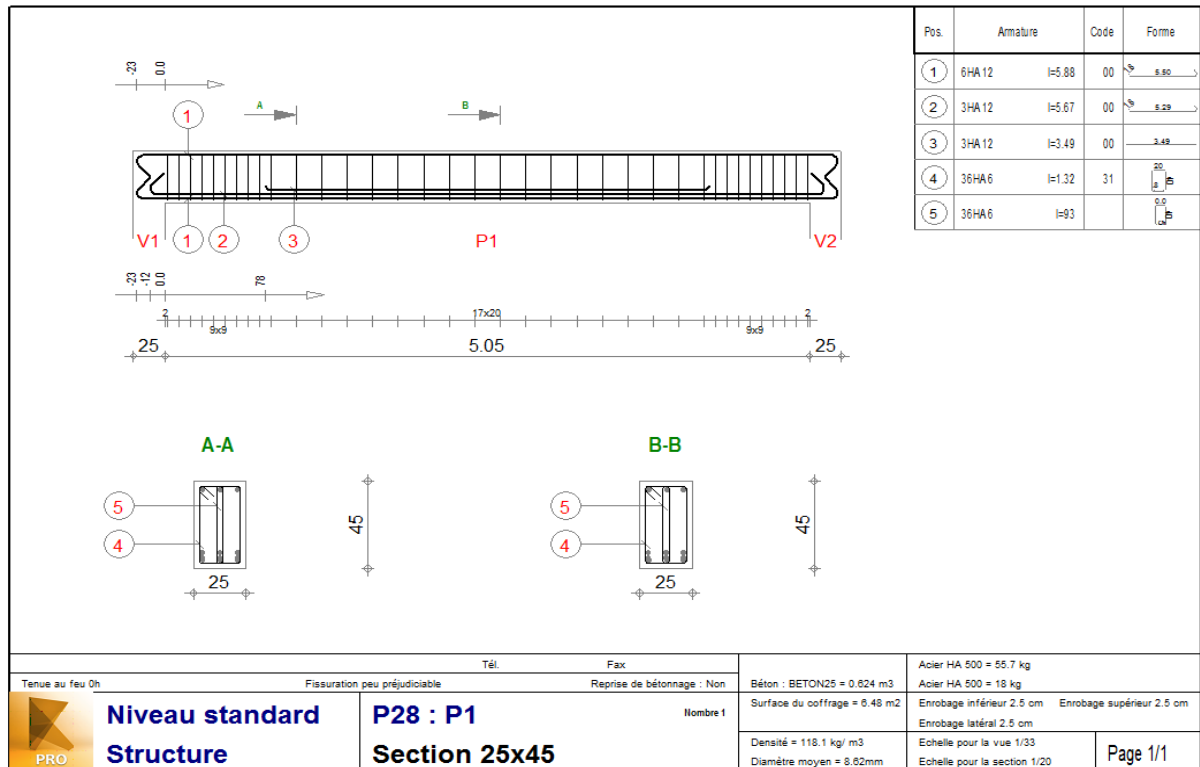


SEMELLE 17

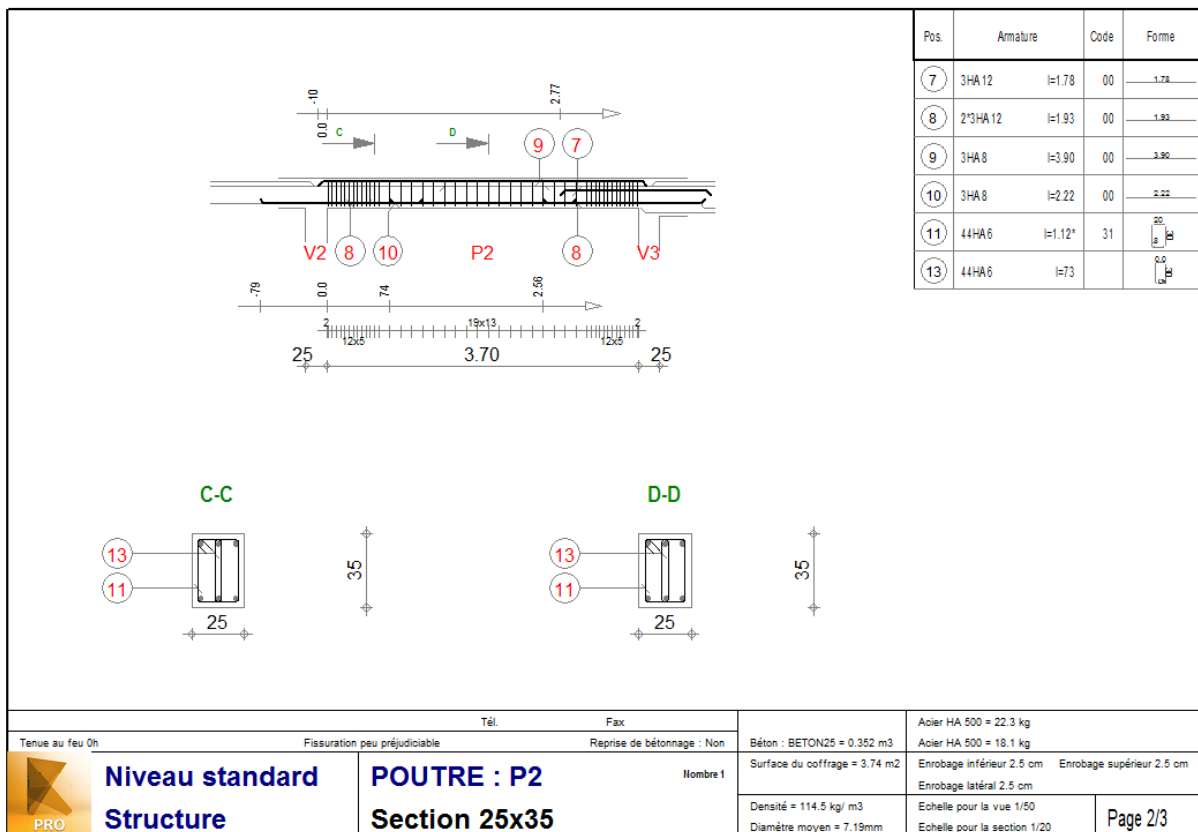
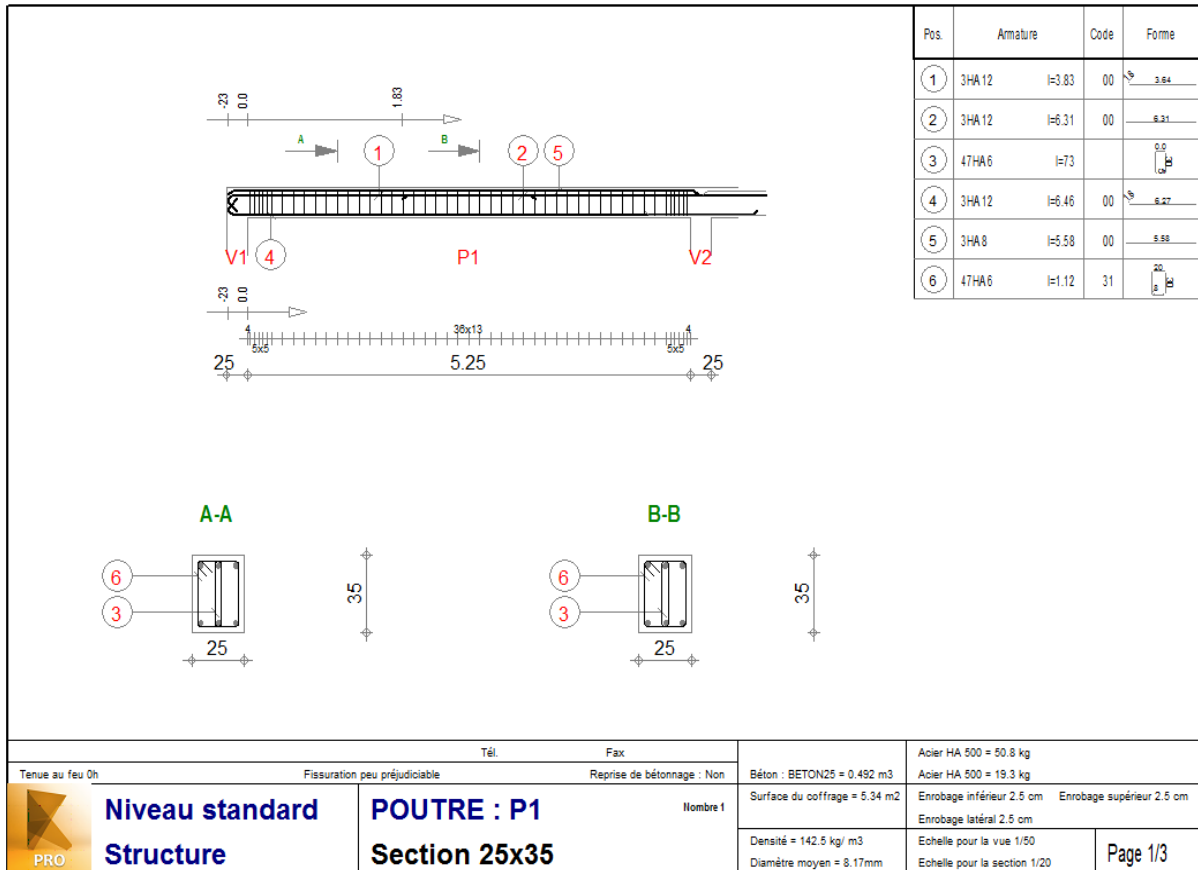


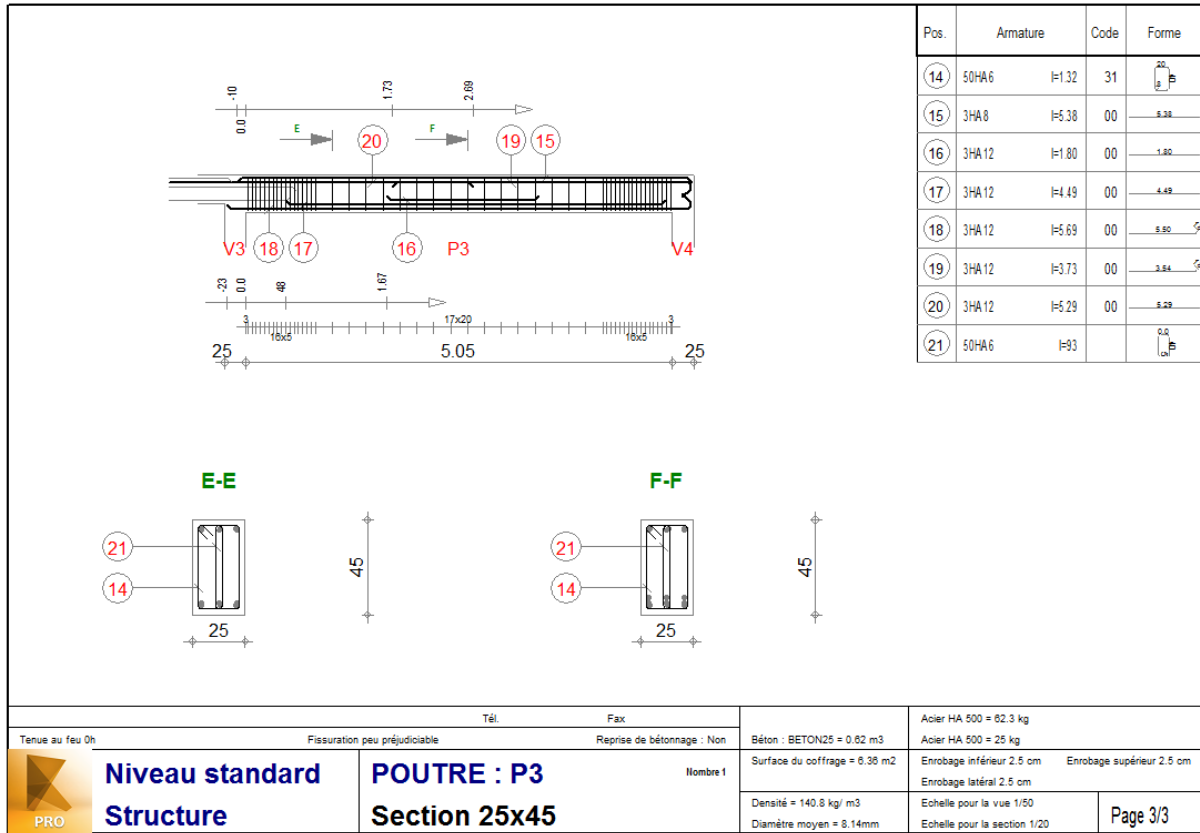


POUTRE ISOSTATIQUE



POUTRE HYPERSTATIQUE





CONCLUSION

Ainsi, j'ai effectué mon stage au sein du Département Bâtiment à MEP , Lors de ce stage de 2 mois, j'ai pu mettre en pratique certaines de mes connaissances théoriques acquises durant ma formation, de plus, je me suis confronté aux difficultés réelles du monde du travail et du management d'équipes.

Je pense que cette expérience en entreprise m'a offerte une bonne préparation à mon insertion professionnelle car elle fut pour moi une expérience enrichissante et complète qui conforte mon désir d'exercer mon futur métier dans le domaine du génie civil.

Enfin, je tiens à exprimer ma satisfaction d'avoir pu travaillé dans de bonnes conditions matérielles et un environnement agréable

ANNEXE 1

Evolution des charges.

ETAGE COURANT

Poutre	hauteur	largeur	total G	Q	Nu	Ns	chARGE co q	Nu(kn)	Ns(kn)				
1	0,5	0,25	1,75	3,8625	8,15625	27,708							
2	0,35	0,25	2,6	0,375	4,0725	6,447							
3	0,35	0,25	3,6	0	4,86	2,1875							
4	0,35	0,25	4,6	0	6,21	2,1875							
5	0,35	0,25	5,6	0	7,56	2,1875							
6	0,35	0,25	6,6	0,375	9,4725	6,447							
7	0,5	0,25	7,75	3,8625	16,2563	27,708							
8	0,35	0,25	8,6	0,375	12,1725	6,447							
9	0,45	0,25	9,7	2,025	16,1325	13,042							
10	0,45	0,25	10,7	1,65	16,92	11,8675	9,1203	2,025	15,3493	11,1453			
11	0,45	0,25	11,7	1,65	18,27	11,8675	9,1203	2,025	15,3493	11,1453			
12	0,45	0,25	12,7	2,025	20,1825	13,042							
13	0,35	0,25	13,6	0,375	18,9225	6,447							
14	0,25	0,25	14,5	1,2375	21,4313								
15	0,55	0,25	15,8	6,6375	31,2863	39,47							
16	0,4	0,25	16,65	4,3875	29,0588	19,316	27,032	3,9	42,34	30,932	TOTAL Pu	Pser	
17	0,4	0,25	17,65	0,73125	24,9244	19,316	27,032	3,9	42,34	30,932	57,6893	42,0773	
18	0,45	0,25	18,7	4,2375	31,6013	25,715							
19	0,35	0,25	19,6	0,375	27,0225	6,447							
20	0,3	0,25	20,55	0,375	28,305	3,161							
21	0,3	0,25	21,55	0,375	29,655	3,161							
22	0,35	0,25	22,6	4,425	37,1475	26,139							
23	0,35	0,25	23,6	4,05	37,935	27,822							
24	0,45	0,25	24,7	3,15	38,07	19,518							
25	0,35	0,25	25,6	3,15	39,285	18,99							
26	0,35	0,25	26,6	3,15	40,635	18,99							
27	0,4	0,25	27,65	0,375	37,89	3,786							
28	0,45	0,25	28,7	4,05	44,82	28,44							
29	0,5	0,25	29,75	6,825	50,4	41,32							
30	0,45	0,25	30,7	5,775	50,1075	35,127							
31	0,45	0,25	31,7	7,05	53,37	36,4							
32	0,4	0,25	32,65	4,05	50,1525	28,153							
33	0,4	0,25	33,65	0,375	45,99	6,753							
34	0,35	0,25	34,6	0,375	47,2725	6,4422							
35	0,35	0,25	35,6	0,375	48,6225	20,5445							
36	0,4	0,25	36,65	0,375	50,04	6,753							

RDC

Poutre	hauteur	largeur	total G	Q	Nu	Ns	cHArge concentré q	Nu(kn)	Ns(kn)
1	0,4	0,25	1,65	0,625	3,165	2,275			
2	0,35	0,25	2,6	6,4375	13,16625	9,0375			
3	0,35	0,25	3,6	0	4,86	3,6			
4	0,35	0,25	4,6	0	6,21	4,6			
5	0,35	0,25	5,6	0	7,56	5,6			
6	0,35	0,25	6,6	6,4375	18,56625	13,0375			
7	0,5	0,25	7,75	6,4375	20,11875	14,1875			
8	0,45	0,25	8,7	6,75	21,87	15,45			
9	0,45	0,25	9,7	0,625	14,0325	10,325			
10	0,35	0,25	10,6	0,625	15,2475	11,225	8,4393	3,375	16,45542
11	0,35	0,25	11,6	0,625	16,5975	12,225	8,4393	3,375	16,45542
12	0,35	0,25	12,6	0,625	17,9475	13,225			
13	0,35	0,25	13,6	0,625	19,2975	14,225			
14	0,25	0,25	14,5	1,8375	22,33125	16,3375			
15	0,4	0,25	15,65	0,625	22,065	16,275			
16	0,3	0,25	16,55	6,4375	31,99875	22,9875			
17	0,35	0,25	17,6	12,9	43,11	30,5	6,3635	1,625	27,4834
18	0,55	0,25	18,8	11,0625	41,97375	29,8625	6,3635	1,625	27,4834
19	0,35	0,25	19,6	6,75	36,585	26,35			
20	0,4	0,25	20,65	11,375	44,94	32,025			
21	0,35	0,25	21,6	5,25	37,035	26,85			
22	0,3	0,25	22,55	0,625	31,38	23,175			
23	0,35	0,25	23,6	0	31,86	23,6			
24	0,45	0,25	24,7	0	33,345	24,7			
25	0,35	0,25	25,6	0	34,56	25,6			
26	0,4	0,25	26,65	10,1875	51,25875	36,8375			
27	0,55	0,25	27,8	10,1875	52,81125	37,9875			
28	0,35	0,25	28,6	0	38,61	28,6			
29	0,3	0,25	29,55	0,625	40,83	30,175			
30	0,3	0,25	30,55	0,625	42,18	31,175			
31	0,35	0,25	31,6	0,625	43,5975	32,225			
32	0,35	0,25	32,6	0	44,01	32,6			
33	0,35	0,25	33,6	0	45,36	33,6			
34	0,35	0,25	34,6	5,5625	55,05375	40,1625			
35	0,45	0,25	35,7	5,5625	56,53875	41,2625			

SOUS SOL

Poutre	hauteur	largeur	total G	Q	Nu	Ns	cHArge co q	Nu(kn)	Ns(kn)
1	0,5	0,25	1,75	6,4375	12,01875	34,3352			
2	0,35	0,25	2,6	6,4375	13,16625	33,9287			
3	0,35	0,25	3,6		4,86	2,1875			
4	0,35	0,25	4,6		6,21	2,1875			
5	0,35	0,25	5,6		7,56	2,1875			
6	0,35	0,25	6,6	6,4375	18,56625	33,9287			
7	0,5	0,25	7,75	6,4375	20,11875	34,3352			
8	0,35	0,25	8,6	0,625	12,5475	15,0045			
9	0,25	0,25	9,5	0,625	13,7625	2,6975			
10	0,35	0,25	10,6	0,625	15,2475	3,3195	8,4393	3,375	16,45542
11	0,35	0,25	11,6	0,625	16,5975	3,3195	8,4393	3,375	16,45542
12	0,35	0,25	12,6	0,625	17,9475	3,3195			
13	0,35	0,25	13,6	0,625	19,2975	15,0045			
14	0,25	0,25	14,5	2,4375	23,23125	6,112			
15	0,3	0,25	15,55	7,0625	31,58625	24,0434			
16	0,3	0,25	16,55	7,0625	32,93625	23,0685	6,3635	1,625	27,4834
17	0,4	0,25	17,65	12,75	42,9525	41,5115	6,3635	1,625	27,4834
18	0,55	0,25	18,8	11,0625	41,97375	37,908			
19	0,35	0,25	19,6	6,75	36,585	39,815			
20	0,4	0,25	20,65	11,375	44,94	36,84344			
21	0,35	0,25	21,6	5,25	37,035	18,614			
22	0,3	0,25	22,55	0,625	31,38	3,01			
23	0,35	0,25	23,6	0,625	32,7975	15,0445			
24	0,4	0,25	24,65	0,625	34,215	15,14			
25	0,3	0,25	25,55	0,625	35,43	3,01			
26	0,4	0,25	26,65	10,1875	51,25875	34,2442			
27	0,55	0,25	27,8	10,1875	52,81125	35,1817			
28	0,45	0,25	28,7	6,75	48,87	35,1735			
29	0,45	0,25	29,7	11,375	57,1575	37,147			
30	0,4	0,25	30,65	5,25	49,2525	21,43			
31	0,3	0,25	31,55	0,625	43,53	3,01			
32	0,35	0,25	32,6	0,625	44,9475	15,0445			
33	0,4	0,25	33,65	0,625	46,365	15,14			
34	0,4	0,25	34,65	0,625	47,715	15,14			
35	0,4	0,25	35,65	5,5625	56,47125	31,3375			
36	0,45	0,25	36,7	5,5625	57,88875	31,6502			

ANNEXE 2

FERRAILLAGE DES POUTRES

HAUT TERRASSE

Haut TERRASSE	Nu(MN.m)	Mu(MN.m)	Au(cm ²)	Amin(cm ²)	Amax(cm ²)		Armature de montage
1	0,03798899	0,13847	1384,7	13847000	1,3847E+11	3φ14HA+3φ14	4φ8HA
2	0,00875322	0,005296	52,96	529600	5296000000	3φ10HA	4φ8HA
3	0,00295313	0,000447	4,47	44700	447000000	3φ10HA	4φ8HA
4	0,00295313	0,002691	26,91	269100	2691000000	3φ10HA	4φ8HA
5	0,00295313	0,000447	4,47	44700	447000000	3φ10HA	4φ8HA
6	0,00875322	0,006838	68,38	683800	6838000000	3φ10HA	4φ8HA
7	0,03798899	0,13847	1384,7	13847000	1,3847E+11	3φ14HA+3φ14	4φ8HA
8	0,00875322	0,02902	290,2	2902000	2,902E+10	3φ12HA	4φ8HA
9	0,0183033	0,060681	606,81	6068100	6,0681E+10	3φ12HA	4φ8HA
10	0,01651095	0,055807	558,07	5580700	5,5807E+10	3φ12HA	4φ8HA
11	0,01651095	0,055807	558,07	5580700	5,5807E+10	3φ12HA	4φ8HA
12	0,0183033	0,060681	606,81	6068100	6,0681E+10	3φ12HA	4φ8HA
13	0,00929322	0,03081	308,1	3081000	3,081E+10	3φ12HA	4φ8HA
14	0,01097668	0,010003	100,03	1000300	1,0003E+10	3φ12HA	4φ8HA
15	0,05428738	0,197878	1978,78	19787800	1,9788E+11	6φ14HA+2φ14	4φ8HA
16	0,03541742	0,060608	606,08	6060800	6,0608E+10	3φ12HA	4φ8HA
17	0,02993304	0,059866	598,66	5986600	5,9866E+10	3φ12HA	4φ8HA
18	0,03535172	0,128857	1288,57	12885700	1,2886E+11	6φ14HA+2φ14	4φ8HA
19	0,00875322	0,014979	149,79	1497900	1,4979E+10	3φ10HA	4φ8HA
20	0,0043236	0,007399	73,99	739900	7399000000	3φ10HA	4φ8HA
21	0,0043236	0,007399	73,99	739900	7399000000	3φ10HA	4φ8HA
22	0,03595275	0,061524	615,24	6152400	6,1524E+10	3φ12HA	4φ8HA
23	0,03870747	0,066238	662,38	6623800	6,6238E+10	3φ12HA+2φ14	4φ8HA
24	0,02547349	0,092851	928,51	9285100	9,2851E+10	3φ12HA+2φ14	4φ8HA
25	0,02612824	0,044712	447,12	4471200	4,4712E+10	3φ12HA	4φ8HA
26	0,02612824	0,052256	522,56	5225600	5,2256E+10	3φ12HA	4φ8HA
27	0,00516735	0,018835	188,35	1883500	1,8835E+10	3φ10HA	4φ8HA
28	0,03901068	0,119482	1194,82	11948200	1,1948E+11	3φ14HA+3φ14	4φ8HA
29	0,05680879	0,173995	1739,95	17399500	1,74E+11	6φ14HA+2φ14	4φ8HA
30	0,04829614	0,119548	1195,48	11954800	1,1955E+11	3φ14HA+3φ14	4φ8HA
31	0,05812065	0,143867	1438,67	14386700	1,4387E+11	6φ14HA+2φ14	4φ8HA
32	0,0347086	0,085915	859,15	8591500	8,5915E+10	3φ10HA+3φ14	4φ8HA
33	0,0097151	0,035412	354,12	3541200	3,5412E+10	3φ12HA	4φ8HA
34	0,00929322	0,015903	159,03	1590300	1,5903E+10	3φ12HA	4φ8HA
35	0,00929322	0,018586	185,86	1858600	1,8586E+10	3φ12HA	4φ8HA
36	0,0097151	0,035412	354,12	3541200	3,5412E+10	3φ12HA	4φ8HA

RDC

RDC	Nu(MN.m)	Mu(MN.m)	Au(cm ²)	Amin(cm ²)	Amax(cm ²)	ARMATURES	Armature de montage
1	0,02244	0,08181	818,1	8181000	8,181E+10	3φ12HA+2φ12HA	3φ8HA
2	0,04868	0,02945	294,5	2945000	2,945E+10	3φ12HA	4φ8HA
3	0,00295	0,00045	4,5	45000	450000000	3φ12HA	4φ8HA
4	0,00295	0,00269	26,9	269000	2690000000	3φ10HA	4φ8HA
5	0,00295	0,00045	4,5	45000	450000000	3φ10HA	4φ8HA
6	0,04868	0,03803	380,3	3803000	3,803E+10	3φ12HA	4φ8HA
7	0,04923	0,17944	1794,4	17944000	1,7944E+11	6φ14HA+2φ12HA	4φ8HA
8	0,05041	0,16712	1671,2	16712000	1,6712E+11	6φ14HA+2φ12HA	4φ8HA
9	0,00542	0,01798	179,8	1798000	1,798E+10	3φ12HA	4φ8HA
10	0,00458	0,01548	154,8	1548000	1,548E+10	3φ12HA	4φ8HA
11	0,00458	0,01548	154,8	1548000	1,548E+10	3φ12HA	4φ8HA
12	0,00458	0,01518	151,8	1518000	1,518E+10	3φ12HA	4φ8HA
13	0,02226	0,0738	738	7380000	7,38E+10	6φ12HA	4φ8HA
14	0,00914	0,00833	83,3	833000	8330000000	3φ12HA	4φ8HA
15	0,005	0,01823	182,3	1823000	1,823E+10	3φ10HA	4φ8HA
16	0,03554	0,06082	608,2	6082000	6,082E+10	6φ12HA	4φ8HA
17	0,04497	0,08993	899,3	8993000	8,993E+10	3φ12HA+3φ14HA	4φ8HA
18	0,05373	0,19584	1958,4	19584000	1,9584E+11	6φ14HA+2φ12HA	4φ8HA
19	0,05004	0,08564	856,4	8564000	8,564E+10	3φ12HA+3φ14HA	4φ8HA
20	0,05143	0,08801	880,1	8801000	8,801E+10	6φ12HA	4φ8HA
21	0,02323	0,03975	397,5	3975000	3,975E+10	3φ12HA	4φ8HA
22	0,00416	0,00711	71,1	711000	7110000000	3φ10HA	4φ8HA
23	0,02132	0,03649	364,9	3649000	3,649E+10	3φ12HA	4φ8HA
24	0,00449	0,01635	163,5	1635000	1,635E+10	3φ10HA	4φ8HA
25	0,00364	0,00623	62,3	623000	6230000000	3φ10HA	4φ8HA
26	0,04776	0,09552	955,2	9552000	9,552E+10	3φ12HA+3φ14HA	4φ8HA
27	0,04902	0,17869	1786,9	17869000	1,7869E+11	6φ14HA+2φ12HA	4φ8HA
28	0,02064	0,0632	632	6320000	6,32E+10	3φ12HA+3φ14HA	4φ8HA
29	0,00416	0,01029	102,9	1029000	1,029E+10	3φ10HA	4φ8HA
30	0,00416	0,01029	102,9	1029000	1,029E+10	3φ10HA	4φ8HA
31	0,02226	0,0551	551	5510000	5,51E+10	3φ12HA	4φ8HA
32	0,02064	0,07522	752,2	7522000	7,522E+10	4φ10HA+3φ14HA	4φ8HA
33	0,02064	0,03531	353,1	3531000	3,531E+10	4φ10HA	4φ8HA
34	0,04487	0,08974	897,4	8974000	8,974E+10	3φ12HA+3φ14HA	4φ8HA
35	0,04523	0,16488	1648,8	16488000	1,6488E+11	3φ16HA+4φ14HA	4φ8HA

SOUS SOL

Poutre	hauteur	largeur	total G	Q	Nu	Ns	charge co	q	Nu(kn)	Ns(kn)
1	0,5	0,25	1,75	6,4375	12,01875	34,3352				
2	0,35	0,25	2,6	6,4375	13,16625	33,9287				
3	0,35	0,25	3,6		4,86	2,1875				
4	0,35	0,25	4,6		6,21	2,1875				
5	0,35	0,25	5,6		7,56	2,1875				
6	0,35	0,25	6,6	6,4375	18,56625	33,9287				
7	0,5	0,25	7,75	6,4375	20,11875	34,3352				
8	0,35	0,25	8,6	0,625	12,5475	15,0045				
9	0,25	0,25	9,5	0,625	13,7625	2,6975				
10	0,35	0,25	10,6	0,625	15,2475	3,3195	8,4393	3,375	16,45542	11,8142
11	0,35	0,25	11,6	0,625	16,5975	3,3195	8,4393	3,375	16,45542	11,8142
12	0,35	0,25	12,6	0,625	17,9475	3,3195				
13	0,35	0,25	13,6	0,625	19,2975	15,0045				
14	0,25	0,25	14,5	2,4375	23,23125	6,112				
15	0,3	0,25	15,55	7,0625	31,58625	24,0434				
16	0,3	0,25	16,55	7,0625	32,93625	23,0685	6,3635	1,625	27,4834	19,7995
17	0,4	0,25	17,65	12,75	42,9525	41,5115	6,3635	1,625	27,4834	19,7995
18	0,55	0,25	18,8	11,0625	41,97375	37,908				
19	0,35	0,25	19,6	6,75	36,585	39,815				
20	0,4	0,25	20,65	11,375	44,94	36,84344				
21	0,35	0,25	21,6	5,25	37,035	18,614				
22	0,3	0,25	22,55	0,625	31,38	3,01				
23	0,35	0,25	23,6	0,625	32,7975	15,0445				
24	0,4	0,25	24,65	0,625	34,215	15,14				
25	0,3	0,25	25,55	0,625	35,43	3,01				
26	0,4	0,25	26,65	10,1875	51,25875	34,2442				
27	0,55	0,25	27,8	10,1875	52,81125	35,1817				
28	0,45	0,25	28,7	6,75	48,87	35,1735				
29	0,45	0,25	29,7	11,375	57,1575	37,147				
30	0,4	0,25	30,65	5,25	49,2525	21,43				
31	0,3	0,25	31,55	0,625	43,53	3,01				
32	0,35	0,25	32,6	0,625	44,9475	15,0445				
33	0,4	0,25	33,65	0,625	46,365	15,14				
34	0,4	0,25	34,65	0,625	47,715	15,14				
35	0,4	0,25	35,65	5,5625	56,47125	31,3375				
36	0,45	0,25	36,7	5,5625	57,88875	31,6502				

ANNEXE 3

FERRAILLAGE DES SEMELLES

semelle	A(m)choisie	B(m) Choisie	Aa(cm ²)	Armature	Ab(cm ²)	armature	Avec Croche	e (cm)
1	1,6	1,6	5,885107846	8φ10HA	5,88510785	8φ10HA	oui	15
2	1,6	1,6	5,677898476	8φ10HA	5,67789848	8φ10HA	oui	15
3	1,1	1,1	2,000744843	5φ8HA	2,00074484	5φ8HA	oui	15
4	0,7	0,7	0,229721484	5φ8HA	0,22972148	5φ8HA	oui	15
5	0,7	0,7	0,229721484	5φ8HA	0,22972148	5φ8HA	oui	15
6	1	1	2,292751638	5φ8HA	2,29275164	5φ8HA	oui	15
7	1,7	1,7	6,349097008	9φ10HA	6,34909701	9φ10HA	oui	15
8	1,6	1,6	5,916998999	8φ10HA	5,916999	8φ10HA	oui	15,6
9	1,85	1,85	8,050831241	8φ12HA	8,05083124	8φ12HA	non	16,8
10	1,75	1,75	7,474875898	10φ10HA	7,4748759	10φ10HA	oui	18
11	1,8	1,8	7,798150674	8φ12HA	7,79815067	8φ12HA	non	19,2
12	1,75	2,4	7,5983893	9φ10HA	11,0045638	10φ12HA	non	20,4
13	1,7	2	6,650890377	8φ12HA	8,07608117	8φ12HA	oui	21,6
14	1,75	1,75	6,824014954	9φ10HA	6,82401495	9φ10HA	oui	22,8
15	1,85	1,85	9,126196189	8φ12HA	9,12619619	8φ12HA	oui	24
16	1,75	1,75	7,378239634	10φ10HA	7,37823963	10φ10HA	oui	25,2
17	2	2	8,641846502	8φ12HA	8,6418465	8φ12HA	non	26,4
18	1,7	1,7	6,939487789	9φ10HA	6,93948779	9φ10HA	oui	27,6
19	1,6	1,6	4,921785825	8φ10HA	4,92178583	8φ10HA	oui	28,8
20	1,5	1,5	4,999586659	8φ10HA	4,99958666	8φ10HA	oui	30
21	1,5	2	4,545824437	9φ10HA	6,43991795	9φ10HA	non	31,2
22	1,75	1,75	6,690616978	9φ10HA	6,69061698	9φ10HA	oui	32,4
23	1,5	1,5	4,1776481	8φ10HA	4,1776481	8φ10HA	oui	33,6