



**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER 2 EN
GESTION DES INFRASTRUCTURES ET SERVICES
OPTION : MAITRISE D'OUVRAGE**

THEME

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA
STRUCTURE PORTEUSE D'UN BATIMENT R+2 A
USAGE SCOLAIRE**

Réalisé par : DIARRA Salifou

Encadré par :

KOUAKOU Ekanny Jean de Dieu

Ingénieur béton à TERRABO-Ingénieur-conseil

Promotion 2023-2024

SOMMAIRE

LISTE DES ANNEXES	4
LISTE DES TABLEAUX.....	5
DEDICACE.....	6
REMERCIEMENT.....	7
RESUME	8
ABSTRACT	9
LISTE DES ABREVIATIONS ET SIGLES	10
INTRODUCTION GENERALE	11
CHAPITRE 1: PRESENTATION DE L'ENTREPRISE ET DU PROJET	13
I- PRESENTATION DE L'ENTREPRISE.....	13
I-1-Historique.....	13
I-2-Situation géographique.....	13
II-PRESENTATION DU PROJET	14
A-Localisation du projet.....	14
B-Description	14
CHAPITRE 2 : HYPOTHESES DE CALCULS -NORMES-PRINCIPE GENERAUX ET CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX	16
I-HYPOTHESES ET REGLEMENTS UTILISES	16
1.1 Hypothèses de calculs	16
1.1.1 Calcul aux états limites de services	16
1.1.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :.....	16
1.1.3 Règlements utilisés :.....	16
1.2 Actions.....	17
1.2.1 Actions permanentes (G).....	17
1.2.2 Actions variables (Qi).....	17
1.2.3 Actions accidentelles (Fa)	17
1.3 combinaisons d'actions	17
1.3.1 Combinaisons selon le BAEL 91	17
II- NORMES	17
III-PRINCIPES GENERAUX	18
IV-CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX.....	18
4.1 Béton (B25)	18
Les matériaux utilisés pour le projet auront les comportements mécaniques suivants :.....	18
4.2 Acier (FE500)	19
CHAPITRE 3 : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET DESCRIPTION DES ELEMENTS DESELEMENTS	20
I-CONCEPTION ARCHITECTURAL.....	20
• Objectifs visés.....	20
II-CONCEPTION STRUCTURAL	21
• Objectifs visés.....	21
III-Description des éléments	22
CHAPITRE 4 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	24

I-PLANCHER A CORPS CREUX.....	24
III-POTEAUX	25
IV-Escalier	26
CHAPITRE 5 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	28
I-Charges sur Plancher	28
I-1 Plancher terrasse inaccessible.....	28
I-2-Plancher étage courant	28
II-CHARGES DES ESCALIERS.....	29
II-1- Paillasse	29
II-2- Palier.....	29
III-CHARGE SUR LE POTEAU P1 LE PLUS CHARGE AXE V/4	30
III-1-poteau P1 du RDC	30
❖ Dégression des charges	30
III-2-Calculs des efforts sur le poteau P1	31
III-3-Calcul des dimensions du poteau P1.....	32
IV-RESULTAT DU PREDIMENSIONNEMENT APRES DESCENTE DE CHARGE	32
CHAPITRE 6 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	33
I- POTEAU P1 AXE V/4.....	35
I-1-Données nécessaires au calcul.....	35
I-2-Calcul du ferrailage du poteau	35
II- SEMELLE ISOLEE SOUS LE POTEAU P1 LE PLUS CHARGE	37
II-1-Détermination des dimensions de la semelle	37
II-2-Section d'armature Ab parallèle à la largeur B de la semelle en supposant qu'il n'y a pas de crochets :	38
III-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE CONTINUE (AXE A.).....	41
III-1- Descente de charge sur la poutre	41
III-2-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	42
III-3-Détermination des armatures longitudinales à l'ELU	49
II-3-4-Vérification à l'état limite de service	51
III-4-Détermination des armatures transversales	51
III-5-Dispositions constructives concernant les armatures longitudinales.....	52
III-6-ferrailage de la poutre continue	53
.....	54
FERRAILLAGE DE LA POUTRE CONTINUE	54
IV - DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	55
IV-1-escalier RDC	55
IV-1-1-Données nécessaires pour le calcul	55
IV-1-2-Calcul des sollicitations à L'ELU et à L'ELS	58
CHAPITRE 7 : MODELISATION ET VERIFICATION DE LA STRUCTURE SUR ROBOT	64
Présentation du logiciel robot	64
Etapas de la modélisation.....	64
I-MODELISATIONS DE LA STRUCTURE	65
II-CREATION DES CAS DES CHARGES.	66

III-APPLICATION DES CHARGES	67
IV-DEFINITION DES COMBINAISON DE CALCUL : ELU-ELS	68
IV-1-A L'ELU	68
IV-2-A L'ELS	69
V-DIMENSIONNEMENT ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	69
V-1-POTEAUX P1	69
V-1-1-Définition de la géométrie du poteau	70
V-1-2-PARAMETRAGE DU FLAMBEMENT	71
VI-1-3-NOTE DE CALCUL DU POTEAU	72
V-1-4-ferraillage du poteau	77
V-2 -POUTRE CONTINUE FILE A DU PLANCHER HAUT R+1	77
V-2-1-Note de calcul poutre continue AXE A.....	78
V-2-2 –Plans de ferraillages	81
V-3-SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU P1File 3/F	84
V-3-1-Note de calcul	84
V-3-2-Ferraillage de la semelle isolée.....	86
CHAPITRE 8 : RESULTATS DES ETUDES	87
CONCLUSION GENERALE	89
REFERENCES BIBLIOGRAPHIE.....	90
ANNEXES	91

LISTE DES ANNEXES

<i>Annexe1</i> : Tableau de vérification rapide à L'ELS.....	P86
<i>Annexe2</i> : Tableau de vérification rapide à L'ELU	P87
<i>Annexe3</i> : Organigramme de calcul d'une poutre rectangulaire.....	P88
<i>Annexe4</i> : Tableau des sections équivalent d'aciers	P89
<i>Annexe5</i> : Vue en plan RDC	P90
<i>Annexe6</i> : Vue en plan étage courant	P91
<i>Annexe7</i> : Vue 3d	P92
<i>Annexe8</i> : Façade arrière	P93
<i>Annexe9</i> : Façade latérale gauche	P94
<i>Annexe10</i> : Plan de coffrage étage courant	P95
<i>Annexe11</i> : Plan de fondation	P96

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : caractéristique des salles du RDC et de l'étage.....	P14
Tableau 2 : caractéristique des salles à l'étage courant.....	P14
Tableau 3 : Récapitulatif des hypothèses	P18
Tableau 4 : pré-dimensionnement des poutres	P22
Tableau 5 : Charges permanentes toiture terrasse	P26
Tableau 6 : Charges permanentes plancher étage courant.....	P26
Tableau 7 : Charges permanentes paillasse d'escalier	P27
Tableau 8 : Charges permanentes du palier.....	P27
Tableau 9 : descente de charges sur le poteau P1 AXEY/File 6	P29
Tableau 10 : combinaisons des charges sur le poteau central P1	P29
Tableau 11 : Efforts sur le poteau P1	P31
Tableau 12 : Calcul de ferrailage du poteau P1	P31-32
Tableau 13 : Longueurs de scellement : valeurs de l_s/ϕ_b	P 34
Tableau 14 : Moment et effort tranchant à L'ELS	P40
Tableau 15 : Moment et effort tranchant	P41
Tableau 16 : calcul du ferrailage de la poutre continue	P47
Tableau 17 : Calcul des armatures transversales	P47
Tableau 18 : Données géométriques de L'escalier.....	P50
Tableau 19 : Evaluation des charges et surcharge sur l'escalier	P51
Tableau 20 : Calcul du ferrailage de l'escalier	P56

DEDICACE

Je dédie ce travail à :

- ✓ Mes défunts parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études, que Allah vous accorde sa miséricorde durant votre séjour tombal et céleste.
- ✓ Mon grand frère qui, après le décès de mes parents a toujours été là pour moi et qui m'a donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance
- ✓ Mes amies : **Diallo Alpha, Kouakou Éric DT** de la mairie de Kani
- ✓ Tous mes cousins et particulièrement à **Soro Doulaye**
- ✓ **M. SORO Moussa**, pour l'aide inestimable et indescriptible qu'il m'a apporté durant mes moments difficiles
- ✓ A vous tous, nous vous dédions ce travail

REMERCIEMENT

La magnanimité et la sollicitude de certaines personnes nous ont permis d'élaborer ce présent mémoire. Aussi, par des sentiments de gratitude, nous adressons nos sincères remerciements à :

2IE Ouagadougou :

- **Au professeur El Hadji Bamba DIAW**, Directeur General de l'Institut international d'Ingénierie de l'Eau et l'Environnement
- **Tout le personnel administratif et corps enseignant** de l'Institut International d'Ingénierie de l'eau et de l'Environnement pour les efforts continuels consentis pour l'encadrement, le suivi et les conseils donnés durant notre formation.

TERRABO-Ingénieur-conseil :

- KOUAKOU EKANNY, Ingénieur Génie Civile m'avoir encadré malgré son emploi de temps chargé

INNOVA INGENIERIE ET TRAVAUX- 2IT:

- KONE SOULEYMANE, le directeur général, pour son soutien à tous les niveaux
- M.TIE-BI-NOEL, Directeur technique de 2IT pour ses précieux conseils

À tous nos amis et camarades des promotions 2024-2025 pour le soutien moral intellectuel accordé à notre personne.

RESUME

Le projet de fin d'études porte sur la conception technique et le dimensionnement d'un bâtiment R+2 à usage scolaire implanté dans la ville de Yamoussoukro. Le bâtiment sera entièrement réalisé en béton armé et le choix de la structure retenue s'est basée sur, sa destination, son architecture et les résultats des essais de laboratoire.

La conception et l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure se sont effectuées manuellement et avec le logiciel ROBOT Descente de charges. Avec la méthode manuelle, nous avons évalué les charges permanentes et d'exploitations à chaque niveau de notre projet ensuite faire le prédimensionnement des éléments structuraux, faire la descente de charge sur le poteau le plus chargé enfin en application des règles (Règles BAEL 91 modifié 99) nous sommes passé aux calculs des différents éléments structure. En ce qui concerne le calcul avec le logiciel ROBOT, Au préalable, on spécifie à ROBOT les options de calcul et les caractéristiques du bâtiment et des matériaux utilisés. Mais aussi, en application des lois fondamentales de la résistance des matériaux et des méthodes empiriques nous pilotons le fonctionnement de la descente de charges pour avoir une bonne répartition des charges. Ainsi, une conception correcte est essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs. L'ensemble des calculs a été réalisé sur la base des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites (Règles BAEL 91 modifié 99). Les résultats des deux méthodes de calculs nous ont permis de faire un choix définitif des plans d'exécutions en tenant compte des critères économique et sécuritaires.

Mots clés :

- ❖ Conception technique
- ❖ Dimensionnement
- ❖ Descente de charges
- ❖ Béton Armé

ABSTRACT

The final year project concerns the technical design and sizing of a three-story school building located in Yamoussoukro. The building will be entirely constructed in reinforced concrete, and the choice of structural system was based on its intended use, its architecture, and the results of laboratory tests. The design and evaluation of the structural element loads were carried out manually and with the ROBOT structural analysis software. Using the manual method, we assessed the permanent and operational loads at each level of our project, then performed a preliminary sizing of the structural elements, calculated the load distribution for the most heavily loaded column, and finally, in accordance with the applicable codes (BAEL 91 modified 99), we proceeded with the calculations of the various structural elements. Regarding the calculations with ROBOT, we first specified the calculation options and characteristics of the building and materials to the software. Furthermore, applying the fundamental laws of material resistance and empirical methods, we guided the load distribution process to achieve a proper load sharing. Consequently, a correct design is essential regarding the overall layout of the structure and the construction details. All calculations were performed based on the technical rules for the design and calculation of reinforced concrete structures using the Limit State Method (BAEL 91 modified 99). The results from both calculation methods allowed us to make a definitive choice of the execution plans, taking into account economic and safety criteria.

Keywords :

- ✓ Technical Design
- ✓ Sizing
- ✓ Load Distribution

LISTE DES ABREVIATIONS ET SIGLES

✓ BAEL	: Béton Armé aux Etats Limites
✓ DTU	: Documents Techniques Unifiés
✓ ELS	: Etat Limite de service
✓ ELU	: Etat Limite Ultime
✓ f_{c28}	: Résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge
✓ f_{t28}	: Résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge
✓ MPa	: Méga pascal (Unité de contrainte)
✓ RDC	: Rez-de chaussée
✓ RDM	: Résistance Des Matériaux

INTRODUCTION GENERALE

1-Contexte et justification

L'état de cote d'ivoire dans le but d'assurer la sécurité des ses populations, exige les études techniques des bâtiments en hauteur avant l'octroi du permis de construire, Ceci est le travail des bureaux d'études qui ont en leur sein des ingénieurs et techniciens en bâtiment qui ont la charge de faire ses études techniques jusqu'à ressortir les différents plans d'exécution.

C'est dans cette optique, qu'EXCELLENCE GROUPE à confier ses études techniques à INNOVA INGENIEURIE ET TRAVAUX (2IT) à laquelle nous prenons part.

Problématique

1-problématique,

L'objectif étant de d'éviter l'effondrement de l'ouvrage, les études et dimensionnement de ces bâtiments sont importantes dans le sens où ces bâtiments doivent avoir une bonne solidité dans le temps en résistant aux agressions dont il fera face.

Ainsi donc, la question principale que l'on pose dans ce projet est : comment **faire l'étude d'un bâtiment r+2 a usage scolaire ou Quelles proposition de structure porteuse pouvons-nous faire pour ce bâtiment R+2 à usage scolaire tout en respectant les critères de résistance et de durabilité ?**

De cette interrogation découlent d'autres questions qualifiées de secondaires que sont :

-Quel est le système porteur à adopter pour une bonne résistance de l'ouvrage

2-Objectifs général

Comme objectif générale, nous devons dimensionner la structure porteuse

Du bâtiment conformément aux plans architecturaux afin de garantir la sécurité des usagers

3-Objectifs spécifiques

Pour atteindre facilement notre objectif général nous la subdiviserons en plusieurs objectifs

Spécifiques que sont :

- Faire le dimensionnement de la superstructure
- Faire le dimensionnement de la fondation
- Réaliser les plans d'exécutions

4-Plan de travail

Afin de mieux développer notre travail, nous le présenterons de la façon suivante :

- ✓ Chapitre 1 : sera consacré à la généralité sur le projet (présentation de la structure d'accueil, description du projet, hypothèses et principes généraux et caractéristiques des matériaux,)
- ✓ Chapitre 2 : hypothèses, normes, principes généraux et combinaison de calcul
- ✓ Chapitre 3 : à la conception de la structure et la description des éléments
- ✓ Chapitre 4 : au prédimensionnement des éléments
- ✓ Chapitre 5 : à l'évaluation des charges et surcharges
- ✓ Chapitre 6 : au dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment
- ✓ Chapitre 7 : à la modélisation et vérification de la structure sur robot
- ✓ Chapitre 8 : aux résultats des méthodes d'études
- ✓ Chapitre 9 : aux différentes annexes

CHAPITRE 1: PRESENTATION DE L'ENTREPRISE ET DU PROJET

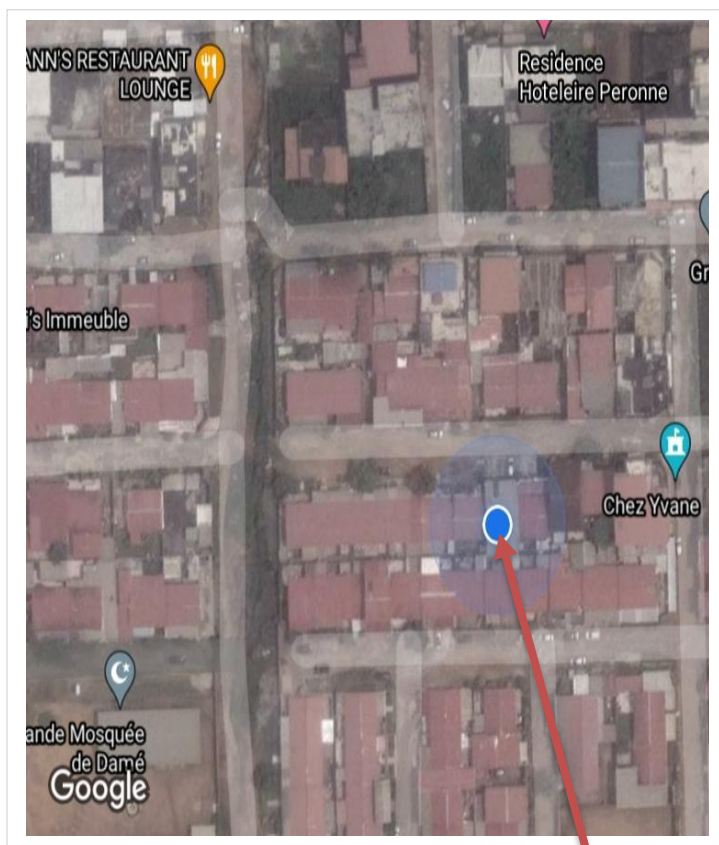
I- PRESENTATION DE L'ENTREPRISE

I-1-Historique

Créé le 15 février 2017, INNOVA INGENIERIE ET TRAVAUX (2IT), est né de la volonté de constituer une société ivoirienne capable de répondre à la demande du marché et de faire partie des leaders du BTP (Bâtiment et Travaux Publics) dans la sous-région, voire à l'échelle mondiale. 2IT a été créé en tant qu'une Société à Responsabilité Limitée (SARL) avec un capital d'un million (1.000.000) de francs CFA. Elle est dirigée par Madame FOFANA AMINATA EUDOXIE qui est associée gérante.

I-2-Situation géographique

Cette entreprise est située à ABIDJAN, à la Riviera Bonoumin, non loin du rond-point ADO. Plus précisément à côté de l'Immeuble LE WALEBO



Pays : Côte d'Ivoire

Ville : Abidjan

Quartier : Cocody Riviera Bonoumin,
cité Presse

Adresse : 08 BP 3750 Abidjan 08

Email : innova.ci@gmail.com

Tel mobile : (+225) 27 22 58 30
07 07 91 98 97



ENTREPRISE 2IT

Ii-PRESENTATION DU PROJET

A-Localisation du projet

Le projet soumis à notre étude est situé dans la ville de Yamoussoukro derrière la basilique notre dame de la paix Félix Houphouët Boigny

Il s'agit ici d'un bâtiment à usage scolaire R+2 ayant pour hauteur totale de **10.2m**.

Légende

PAYS : Cote d'Ivoire
VILLE : Yamoussoukro



: Basilique notre Dame de la paix de Yamoussoukro



: Bâtiment à construire

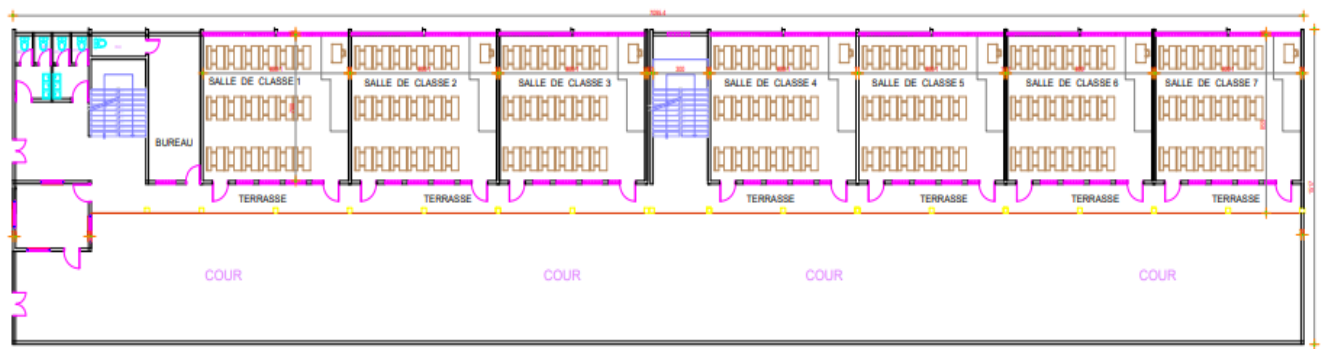


B-Description

Le projet étudié est un bâtiment R+2, bâti sur une superficie totale de 1395m² il possède une longueur de 70.954 m et une largeur 15.17m. Nous avons deux escaliers à deux volets qui facilitent le passage d'un niveau à un autre de largeur 2.50m. Notre étude comprend les niveaux suivants :

- ✓ RDC réservé au primaire
- ✓ Deux étages réservés au collège

Ci-dessous les plans d'architectures



VUE EN PLAN RDC



VUE EN PLAN ETAGE COURANT

Tableau 1 : caractéristique des salles du RDC

DESIGNATIONS	NOMBRE	SURFACES (m ²)
Salle de classes	08	56
bureau	01	20.79
toilettes	05	1.25
Guérite	01	9.21

Tableau2 : caractéristique des salles à l'étage courant

DESIGNATIONS	NOMBRE	SURFACES (m ²)
Salle de classes	06	56
Laboratoire	02	56
Bureau	02	20.79
toilettes	05	1.25

CHAPITRE 2 : HYPOTHESES DE CALCULS - NORMES-PRINCIPE GENERAUX ET CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES LATERIAUX

I-HYPOTHESES ET REGLEMENTS UTILISES

1.1 Hypothèses de calculs

1.1.1 Calcul aux états limites de services

- ✓ Les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ Le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, a pour valeur : $n = E_s/E_b = 15$.

1.1.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- ✓ Les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ✓ Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : **10‰**.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à
- ✓ $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ En flexion
- ✓ $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ En compression centrée

1.1.3 Règlements utilisés :

- ✓ B.A.E.L 91 Modifié 99 pour le dimensionnement des éléments en béton armé.
- ✓ DTU 13.12 pour le calcul des fondations superficiel.

1.2 Actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions.

On distingue :

1.2.1 Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- ✓ Poids propre des éléments.
- ✓ Poussée des terres, etc.

1.2.2 Actions variables (Qi)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- ✓ Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- ✓ Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait, etc.

1.2.3 Actions accidentelles (Fa)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion...etc.).

1.3 combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

1.3.1 Combinaisons selon le BAEL 91

- ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ✓ ELS : $G + Q$

II- NORMES

Règlements :

- ✓ Règles BAEL 91 révisées 99 - DTU P 18-702
- ✓ Cahier des Prescriptions Techniques (CPT)
- ✓ NF P06-004 ; NF P06-001 **Béton** :
- ✓ La résistance du béton à la compression est de : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** pour tous les éléments en Béton Armé
- ✓ Poids volumique du béton : **25 KN/m^3**
- ✓ Dosage du béton : **350 Kg/m^3**
- ✓ Enrobage : 3 cm en fondations ; 2,5 cm en élévation

Acier :

- ✓ $f_e = 500 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration très préjudiciable en infrastructure ;
- ✓ Fissuration peu préjudiciable en superstructure

Sol :

- ✓ Contrainte admissible du sol fournie par l'étude géotechnique est de 3 bars à 1.45m de profondeur.
- ✓ Tassement décennal est de l'ordre de 0,9 cm

III-PRINCIPES GENERAUX

Le principe consiste en un calcul des armatures à l'ELU et des vérifications à l'ELS pour tous les éléments porteurs ; et à l' ELS pour le cas spécifique des fondations. Le calcul à l'ELU obéit aux hypothèses suivantes :

- ✓ Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- ✓ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le raccourcissement relatif ϵ_{bc} du béton est limité à 3,5 % en flexion, 2 % en compression simple.
- ✓ L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %
- ✓ Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

IV-CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

4.1 Béton (B25)

Les matériaux utilisés pour le projet auront les comportements mécaniques suivants :

- ✓ Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :

- En fissuration Peu Préjudiciable (FPP) : $\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$
- En fissuration Préjudiciable (FP) et Fissuration Très Préjudiciable (FTP)

$$\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$$

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

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

- ✓ Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ Module de déformation différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :

$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

✓ Le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

4.2 Acier (FE500)

- ✓ Résistance à la rupture **$F_r = 14 \text{ MPa}$** ;
- ✓ Module d'élasticité longitudinal : **$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$**
- ✓ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU : **$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$** ($\gamma_s = 1,15$)
- ✓ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS
 - En Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) : **$\sigma_{st} = 267 \text{ MPa}$**
 - En fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) : **$\sigma_{st} = 214 \text{ MPa}$**

CHAPITRE 3 : CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET DESCRIPTION DES ELEMENTS DESELEMENTS

I-CONCEPTION ARCHITECTURAL

Objectifs visés

L'objectif de la conception architectural est de respecté les normes prescrites par la DEEP en termes de dimensions des salles de classes et des commodités.

A-choix des dimensions des salles de classes

Pour faire le choix des salles de classes, nous avons :

- ✓ Dessiner l'esquisse sur autocad
- ✓ S'assurer que nos dimensions sont conformes aux recommandations ;

DIMENSIONS RECOMMANDES			DIMENSION RETENUS
LONGUEUR(L)	LARGEUR(l)	HAUTEUR(H)	
9m	7m	2,74	
8m	8m	2,74	
8m	7m	2,74	
7m	7m	2,74	
			L=8m ; l=7m ; H=3,4m

Source : DEEP (Direction de l'encadrement des établissements privés)

b-commodités

La conception architecturale concernant les commodités a été faite selon le tableau ci-dessous

COMMODITES RECOMMANDES	RESULTATS
Les salles de classes doivent êtres au rez de chaussée ou au 2em étage	Voir plan archi P14
Les salles de classes doivent avoir deux entrée	Voir plan archi P14
Deux laboratoires équipés	Voir plan archi P14

Salles des professeurs	Voir plan archi P14
Bureau des éducateurs	Voir plan archi P14
Toilettes Homme/Femmes	Voir plan archi P14
Air de récréation et de jeux pour élèves	Voir plan archi P14
Une Clôture	Voir plan archi P14

Tableau des commodités à respecter : source DEEP

II-CONCEPTION STRUCTURAL

Objectifs visés

1. Objectif global

L'objectif global de la mission est de proposer un plan

de structure et faire le calcul des éléments porteurs du bâtiment R+2

2. Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques se divisent en trois parties :

- ✓ Proposer une structure porteuse des ouvrages en béton armé :
- ✓ Elaborer le plan structural du bâtiment à partir des plans architecturaux ;
- ✓ Faire la descente des charges sur les éléments porteurs ;
- ✓ Dimensionner les différents éléments porteurs :
 - Faire le dimensionnement de la poutre la plus chargée,
 - Faire le dimensionnement du poteau sous la poutre la plus chargée,
 - Faire le dimensionnement de la semelle isolée.
 - Faire le dimensionnement de l'escalier.

Pour ce faire nous avons faits certaines vérifications ;

- ✓ Superposer les planchers de chaque niveau du bâtiment.
- ✓ Ajouter les poteaux aux interceptions de chaque mur
- ✓ Vérifier que les poteaux ajoutés ne tombent dans une pièce de façon à perturber le Fonctionnement du bâtiment, en d'autres termes vérifiés que les poteaux sont superposés
- ✓ Définir le sens de portée du plancher sur les poutres ;

- ✓ Réduire les portées des poutres pour éviter de grande retombée de poutre

III-Description des éléments

❖ Le plancher

Le plancher à corps creux est constitué par des dalles en corps creux (corps creux, poutrelles et dalle de compression) en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies, ce type de planchers a été choisi en raison aussi des portées qui ne sont pas importantes.

Ce type de planchers présente :

- ✓ Une facilité de réalisation ;
- ✓ Une réduction du poids du plancher
- ✓ Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

❖ Poutres

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane. L'ensemble des poutres composant les différents planchers dans notre cas sont :

- **Des poutres porteuses (poutres principales) ;**
- **Des poutres non porteuses (poutres secondaires).**

❖ Poteaux

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

Dans notre cas on propose des poteaux carrés et rectangulaires.

❖ Escaliers

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

❖ Maçonnerie

Pour cet ouvrage nous avons choisi deux types de murs :

- **Murs extérieurs (Agglos15 creux),**
- **Murs intérieurs (Agglos 10 creux).**

❖ Revêtement

Pour cet ouvrage nous avons choisi trois types de revêtements :

- **Enduit en ciment et en plâtre.**
- **Carrelage.**
- **Étanchéité.**

❖ Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- **Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.**
- **Limiter les tassements.**
- **Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.**

CHAPITRE 4 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I-PLANCHER A CORPS CREUX

La couverture du bâtiment est composée d'un seul type de planchers.

Ces choix ont été justifiés pour des questions économiques et aussi de la bonne qualité des isolations acoustiques et thermiques.

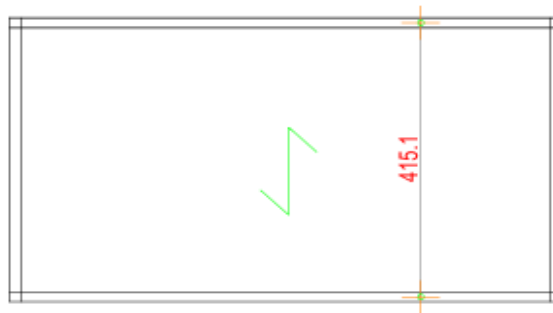
Il est pré dimensionné de façon à minimiser la flèche durant la vie de l'ouvrage à partir de la relation :

$ht \geq L/22,5$ (la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis et ht l'épaisseur du plancher)

$ht \geq (415.1) / 22,5 = 18.44\text{m}$

Choix : Nous optons pour un plancher à corps creux de 20cm (16+4)

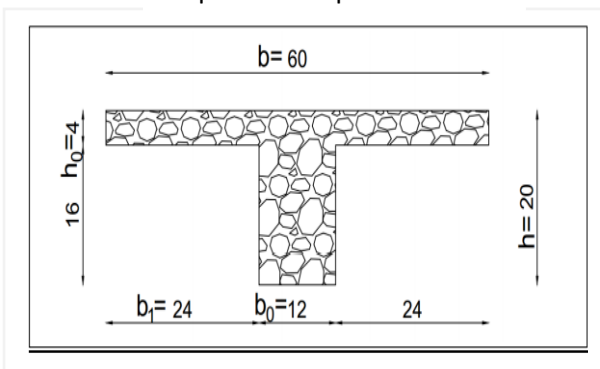
- Hauteur du corps creux est égale à 16 cm
- Épaisseur de la dalle de compression égale à 4 cm



Schémas illustratif de la portée maximale entre
nu d'appui

II-LES POUTRELLES

Esquisse de la poutrelle



La poutrelle à les caractéristiques suivantes

- + b_0 est pris égale à 12 selon le BAEL pour des raisons pratiques
- + $h_0=4\text{cm}$ (épaisseur de la dalle de compression)
- + l_1 =distance entre axe de deux poutrelles successives égal à 60cm

III-POUTRES

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières (rectangulaires ; carrées). La vérification du pré dimensionnement sera faite suivant les critères de rigidité définis ci-après :

- 1) $L/15 \leq h \leq L/10$.
- 2) $0,3h \leq b \leq 0,50 h$ Avec :
 $h \rightarrow$ Hauteur de la poutre.
 $b \rightarrow$ longueur de la poutre.
 $L \rightarrow$ Portée de la poutre.

Nous présentons dans le tableau ci-dessous les résultats des dimensions des différentes poutres :

Tableau4 : pré-dimensionnement des poutres

Type de poutre	Dimensions données	Dimensions vérifiées	Décision
PP	H= 60cm B = 20cm L= 859.9 m	$53.74 \text{ cm} \leq h \leq 71.65 \text{ cm}$ $18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$	On prendra : H = 60 cm B = 20cm
A1- A2...	H= 40cm B = 15cm L= 407.5 m	$27.16 \text{ cm} \leq h \leq 40.75 \text{ cm}$ $12 \text{ cm} \leq b \leq 15 \text{ cm}$	On prendra : H = 40cm B = 15cm

III-POTEAUX

Pour pré dimensionner les poteaux, il faut calculer tout d'abord les charges sur le poteau soit les charges permanentes G et d'exploitations Q, ces charges seront calculées pour chaque niveau.

Les règles B.A.E.L n'imposent aucune condition à ELS pour les pièces soumises en compression centrée Comme le cas des poteaux. Par conséquent, le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se justifier uniquement vis à vis de ELU.

Pour le pré dimensionnement du poteau on suit les étapes suivantes :

- ✓ Calcul de la charge supportée par le poteau Nu ;
- ✓ Se fixer un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée ;
- ✓ Calcul de coefficient de flambage α : ($\lambda = 35$ donc $\alpha= 0.708$) avec $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$

- ✓ Calculer la section réduite de béton B_r avec $A_{th} = 0$ à partir de la relation qui permet de calculer l'effort normal :
- ✓ $Nu \leq \alpha (B_r f_{c28} 0,9\gamma_b + A_{th} f_{e\gamma_s})$;

$$B_r \geq 0,07628. Nu$$

Avec :

B_r en m^2 ; Nu en MN et f_{c28} en MPa

- ✓ Calcul des dimensions du poteau :

$$a \geq \frac{l_f \sqrt{3}}{17,5} \approx \frac{l_f}{10,1}$$

$$b \leq \frac{B_r}{a - 0,02} + 0$$

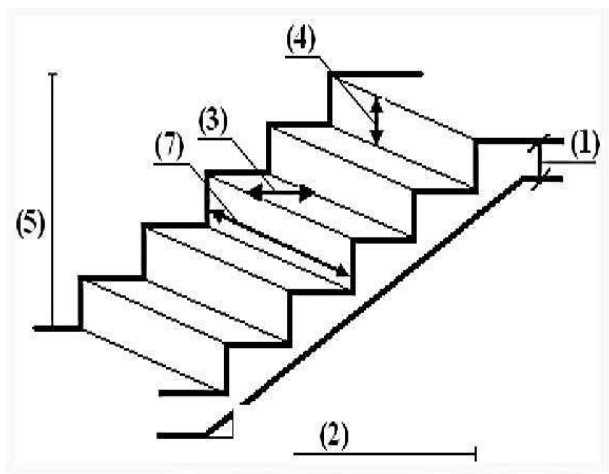
Les dimensions des poteaux seront données par la suite après descente de charge sur le poteau

IV-Escalier

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

Pré dimensionnement de l'escalier :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
 - (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
 - (3) : g (Giron)
 - (4) : h (Hauteur de la contre marche)
 - (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
 - (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
 - (7) : (Emmarchement)
- H : Hauteur d'étage



Schémas de l'escalier

La hauteur entre les niveaux est $H = 340 \text{ cm}$
 $H_0 = H/2 = 170 \text{ cm}$

✓ **La marche g :**

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \text{ on prend } g = 30 \text{ cm}$$

✓ **Le contre marche h :**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \text{ on prend } h = 17 \text{ cm}$$

✓ **Le nombre de contre marche n_c :**

$$n_c = H1/h = 10$$

✓ **Le nombre de marche n :**

$$n = n_c - 1 = 9$$

✓ **La longueur horizontale de volée L :**

$$L = (n-1) * g = (9-1) * 30 = 240 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$59 \leq g+2h \leq 66$$

$$(2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **L'épaisseur de la paillasse :**

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

✓ **On a la longueur de la paillasse L :**

$$L' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 170^2} = 292.57 \text{ cm}$$

On a la largeur du palier L_p :

$$L_p = 380 - 240 = 140 \text{ cm}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Avec $L = L' + L_p = 292.57 + 140 = 433 \text{ cm}$; **AN :**

$$433/30 = 14.43 \leq e \leq 433/20 = 21.65$$

On prend pour épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

✓ **Inclinaison de paillasse**

$$\text{Tg} \alpha = H/L = 170/240 = 0.729 \Rightarrow \alpha = 37^\circ$$

CHAPITRE 5 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

I-Charges sur Plancher

I-1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau 5 : Charges permanentes toiture terrasse

Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Equipement clim plomberie	-	-	0.45
Forme de pente	0.10	22	0.22
Plancher	0.2	-	2.85
Enduit sous face plâtre	0.03	10	0.3

- ✓ Charge permanente $G = 4.79 \text{KN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation $Q = 1 \text{KN/m}^2$

I-2-Plancher étage courant

Tableau 6 : Charges permanentes plancher étage courant

Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Chape	0.2	0.2	0.40
Plancher à corps creux	0.2	-	2.85
Enduit sous plancher en plâtre	0.03	10	0.3
Cloison de séparation	0.15	9	1.35

- ✓ Charge permanente $G = 5.34 \text{KN/m}^2$

✓ Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

II-CHARGES DES ESCALIERS

II-1- Paillasse

Tableau 7 : Charges permanentes paillasse d'escalier

Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Chape	0.02	20	0.40
La marche	0.17	11	1.87
Dalle en B.A	0.15/cos(37)	25	4.69
Carrelage	0.02	10	0.2
Enduit en plâtre	0.03	10	0.3

✓ Charge permanente $G = 7.46 \text{KN/m}^2$

✓ Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

II-2- Palier

Tableau 8 : Charges permanentes du palier

Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	10	0.2
Dalle en B.A	0.15	25	3.57
Enduit en plâtre	0.03	10	0.3

✓ Charge permanente $G = 4.07 \text{KN/m}^2$

✓ Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

III-CHARGE SUR LE POTEAU P1 LE PLUS

CHARGE AXE V/4

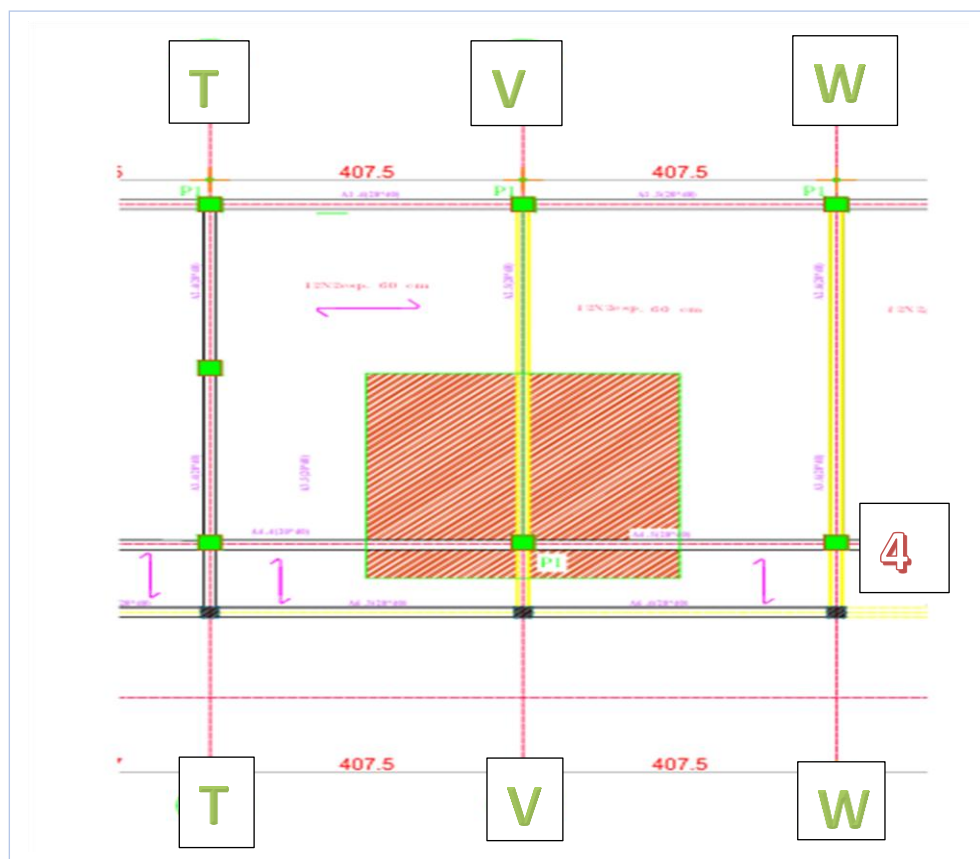
La descente de charges permet de déterminer les actions permanentes et variables qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, afin de procéder à au dimensionnement de celui-ci.

III-1-poteau P1 du RDC

✓ Surface d'influence du poteau

$S=17.51\text{cm.}$; Surface de la dalle : **16.97 cm²**

Surface total (St)=**17.51 cm²**



Rappel :

- ✓ Charge plancher terrasse inaccessible : $G = 4.79\text{KN/m}^2$
- ✓ Charge plancher étage courant : $G = 5,34\text{ KN/m}^2$

❖ Dégression des charges

Notre étude concerne les locaux scolaires or la dégression de charge n'est pas admise pour les hôpitaux, locaux scolaires, archives, boutiques et magasins, salles de spectacle, lieux publics ateliers et garages :

III-2-Calculs des efforts sur le poteau P1

Tableau 09: descente de charges sur le Poteau P1 AXEY/File 6

DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU P1			
NIVEAU	ELÉMENTS	G(KN)	Q(KN)
TOITURE	Plancher terrasse : 4.79 *16.97	81.289	
	poutre principal : 0,20*0,6*4.299*25	12.897	
	poutre secondaire : 0,15*0,4*4.07*25	6.105	
TERRASSE	Poteau : 0,25*0,30*3.40*25	6.375	
	Surcharge : 17.51*1	/	17.51
	Total	106.666	17.51
ETAGE1	Plancher étage courant : 5,34 *16.97	90.62	
	poutre principal : 0,20*0,6*4.299*25	12.897	
	poutre secondaire : 0,15*0,4*4.07*25	6.105	
	Mur agglos 15 :0.15*9*4.07*3.00	16.48	
	Poteau : 0,25*0,30*3.40*25	6.375	
	Surcharge : 17.51*2.5	/	43.78
	Total	132.477	43.78
	TOTAL GENERAL	371.62	105.07

Remarque : G étage1=G rdc

Le poteau étant une fois voisin d'un poteau de rive, l'effort normal ultime Nu doit être majoré de 15%

Tableau 10 : combinaisons des charges sur le poteau central P1

DESIGNATION	VALEURS (KN)
$Nu = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	659.292

$Nu_{maj} = 1.15 * Nu$	758.19
$N_{ser} = G + Q$	476.69

III-3-Calcul des dimensions du poteau P1

❖ Calculons Br : $Br \geq \frac{K \beta Nu}{\frac{\theta f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 f_e}{100}} ;$

Avec K= ($\theta =1$, K=1 ; $f_{ed}= 348$ MPa ; $f_{bu}=14,2$ MPa ;

$$Br=0.0378m^2$$

$Br \geq (a - 0,02)^2$ car nous optons pour des poteaux carrés donc a = b

$a \geq \sqrt{Br} + 0, = 0.217$ m donc nous optons pour des poteaux de section 30*30

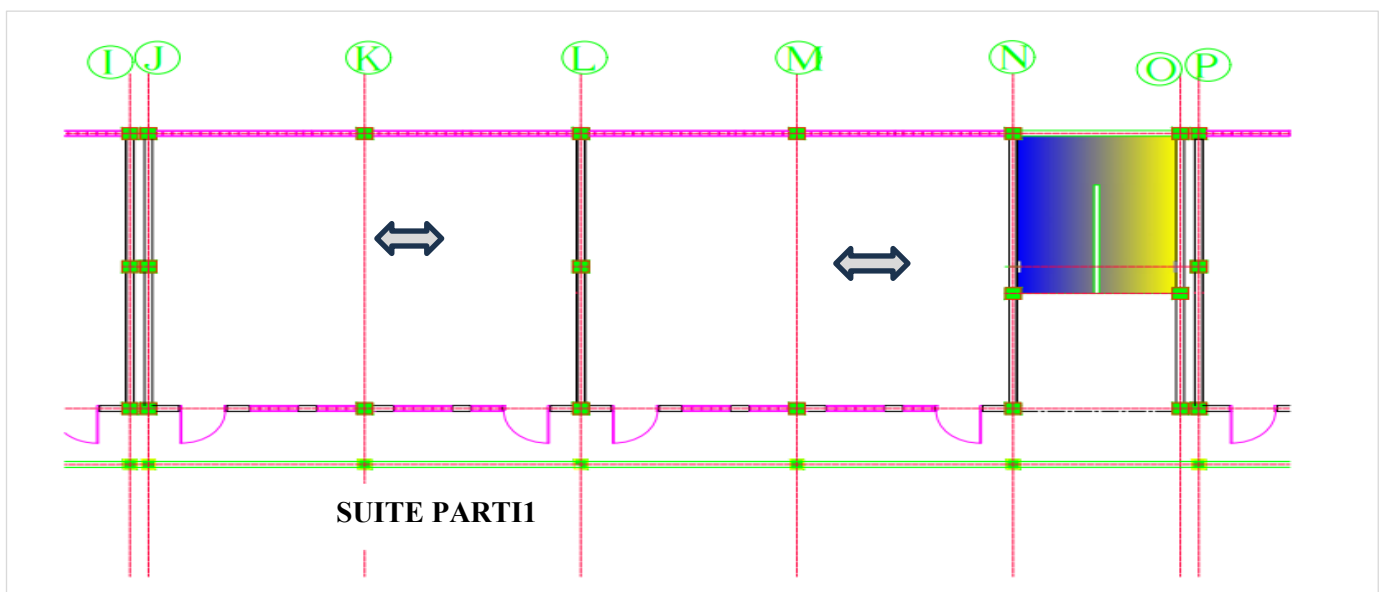
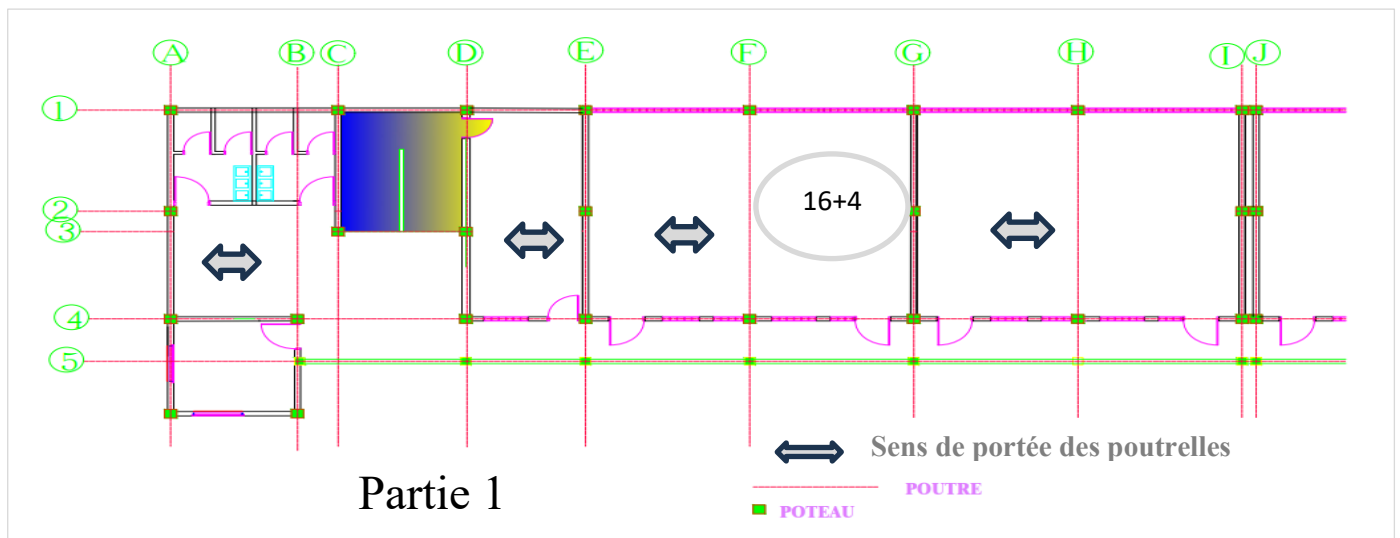
IV-RESULTAT DU PREDIMENSIONNEMENT APRES DESCENTE DE CHARGE

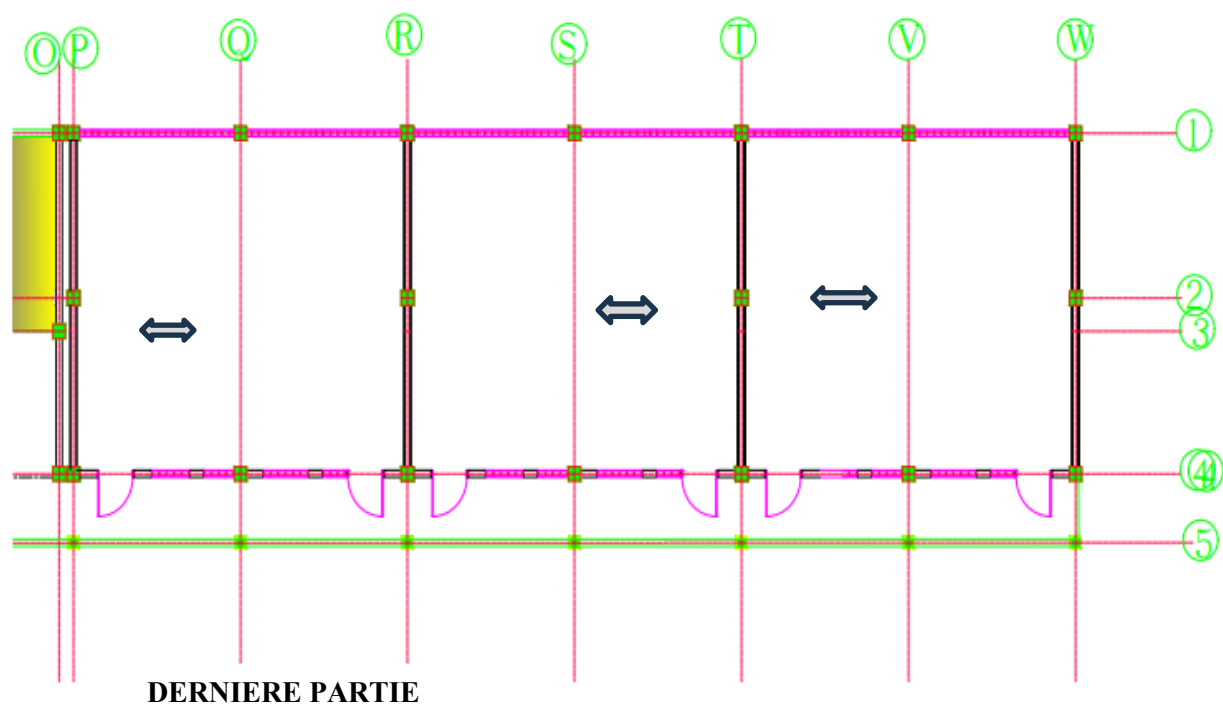
Tableau: récapitulatif des résultats après prédimensionnement

DESIGNATIONS	RESULTATS RETENUS
PLANCHER CORPS CREUX	16+4
POUTRE PP	20*60
POUTRE SECONDAIRE A1.....A2	20*40
POTEAUX P1	30*30
POTEAUX P2	25*25

CHAPITRE 6 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Vous trouverez ci-dessus la structure adoptée pour le dimensionnement des éléments structuraux après conception et prédimensionnement





I- POTEAU P1 AXE V/4

I-1-Données nécessaires au calcul

Tableau11: Efforts sur le poteau P1

DESIGNATION	VALEURS (KN)
$N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	659.292
$N_{u\text{maj}} = 1.15 \cdot N_u$	758.19
$N_{ser} = G + Q$	476.69

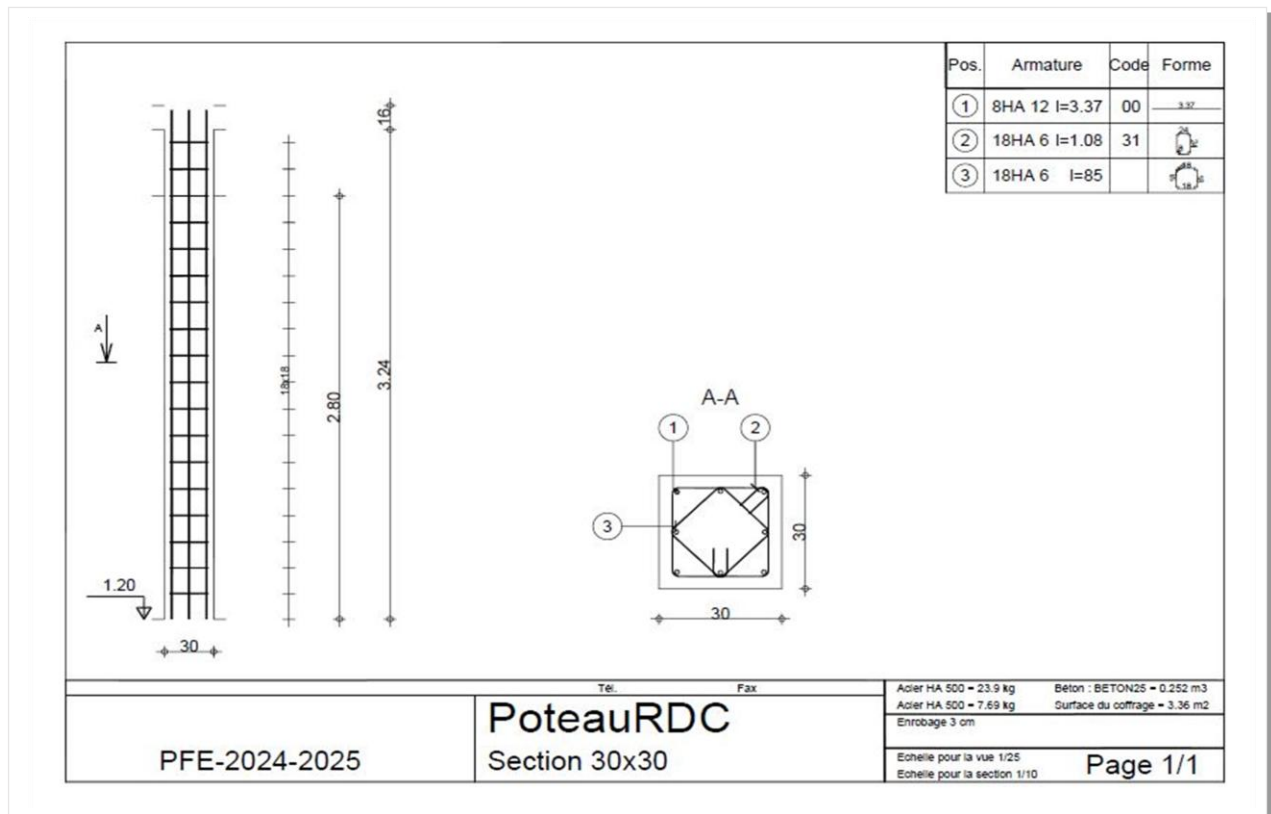
I-2-Calcul du ferrailage du poteau

Tableau 12 : Calcul de ferrailage du poteauP1

DESIGNATION	SYMBOLE S	FORMULES	VALEURS
Dimensions du poteau	a		30 cm
	b		30cm
Longueur libre du poteau (m)	l_0		3.4m
Résistance caractéristique du béton	f_{c28}		25 MPa
Nuance de l'acier	f_{eE500}		500 MPa
Charges au pied du poteau	G		371.62KN
	Q		105.07KN
Effort normal ELU (MN)	N_u	$1.35G + 1.5Q$	0.659MN
Majoration de l'effort (MN)	$N_{u\text{maj}}$	$1,15 \cdot N_u$	0.758MN
Section réduite (m2)	B_r	$(a - 0.02)^2$	0,078 m2
Long de flambement (m)	L_f	$0,7 \times l_0$	2.38 m
Elancement	λ	$\frac{2\sqrt{3} \times L_f}{a}$	27.48
Risque de flambement		$\lambda < 70$	Aucun risqué de flambement
Coefficient fonction de l'élancement mécanique	α	$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda/35)^2)$	0,75
Section d'aciers théorique	Asc		2.32cm2

		$A_{sc} \geq \left[\frac{N_U}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$	
Section minimale	Amin	$A_{min} = \max \left(4u; \frac{0,2B}{100} \right)$	4.8 cm ²
Section d'acier maximale	Amax	$A_{max} = \left(\frac{5 \cdot B}{100} \right)$	45 cm ²
Section d'acier retenue	Ath	$A_{min} \leq A_{th} \leq A_{max}$	45 cm ²
Choix d'armatures		8HA10	6.28 cm ²
Longueur de recouvrement	lr	0,6ls	24 cm
Armatures transversales		$\phi_t \leq \frac{\phi_l}{3}$	HA6
		$S_t \leq \min (40\text{cm}; (a+10\text{cm}); 15\phi_l)$	18cm

Ci-dessous le ferrailage du poteau



II- SEMELLE ISOLEE SOUS LE POTEAU P1

LE PLUS CHARGE

II-1-Détermination des dimensions de la semelle

 Dimensions de la semelle sans tenir compte de son poids propre

$$\frac{N}{\bar{\sigma}} = \max\left(\frac{N_U}{\bar{\sigma}_U}; \frac{N_{Ser}}{\bar{\sigma}_{Ser}}\right) \text{ avec } \bar{\sigma}_U = 0,405 \text{ MPa et } \bar{\sigma}_{Ser} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_U = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_U}{\bar{\sigma}_U} = \frac{0.758}{0.3} = 2.52 \text{ m}^2$$

$$\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{ser}} = \frac{0.476}{0.27} = 1.76 \text{ m}^2$$

$$\frac{N}{\bar{\sigma}} = 1.76 \text{ m}^2$$

✓ La longueur B de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}} * \frac{b}{a}} = 1.320 \text{ m} \text{ Avec } a=30 \text{ cm et } b=30 \text{ cm les dimensions du poteau.}$$

$$B=1.40$$

✓ Largeur A de la semelle :

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}} * \frac{a}{b}} = 1.32 \text{ m}$$

$$A=1.40$$

✓ La hauteur h de la semelle :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} + c\right) = 35 \text{ cm}$$

avec l'enrobage c = 4 cm

$$h=35 \text{ m}$$

 Calcul du poids propre de la semelle

$$PP = \rho_{BA} * A * B * h = 0.025 * 1.5 * 1.5 * 0.35 = 50 \text{ KN}$$

$$PP = 0.015 \text{ MN}$$

Correction des efforts

$$N_{U\text{corri}} = N_U + 1,35 * PP = 0.758 + 1.35 * 0.015 = 0.778 \text{ MN}$$

$$N_{S\text{corri}} = N_{S\text{er}} + PP = 0.476 + 0.015 = 0.491 \text{ MN}$$

Recalcul de A et B les dimensions de la semelle

$$\frac{N}{\bar{\sigma}} = \max \left(\frac{N_{U\text{corrigé}}}{\bar{\sigma}_U}; \frac{N_{S\text{er corrigé}}}{\bar{\sigma}_{S\text{er}}} \right) = 2.59 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{Corri}} \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}} * \frac{b}{a}} = 1.60 \text{ m}$$

$$A_{\text{Corri}} \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}} * \frac{a}{b}} = 1.60 \text{ m}$$

On prend une semelle de section carrée de $A=B=1.60 \text{ m}$

II-2-Section d'armature A_b parallèle à la largeur B de la semelle en supposant qu'il n'y a pas de crochets :

$$\text{Calcul } l_s \leq \frac{B - \frac{1600}{4}}{4} = 400 \text{ mm}$$

Tableau 13 : Longueurs de scellement : valeurs de l_s/ϕ_b

Fc28(MPa)	16	18	20	25	30	40	50	60
Fe E400	47.5	44.1	41.2	35.3	30.9	24.7	20.6	17.6
Fe E500	59.4	55.1	51.4	44.10	38.6	30.9	25.7	22.0

$$\frac{l_s}{\phi_b} \leq \frac{B}{4\phi_b}$$

$$\frac{l_s}{\phi_b} \leq \frac{B}{4\phi_b}$$

Acier fe E500 et $f_{c28}=25 \text{ MPA}$ d'après le tableau on trouve $\frac{l_s}{\phi_b} = 44,10$

$$\phi_b \leq \frac{l_s}{44,10}$$

On prend $\phi_b = 10 \text{ mm}$.

$$\text{Section d'acier : } A_b = \frac{N_{Ucorr}(B-b)}{8d_b * f_{su}}$$

$$A_b \geq \frac{0.778(1.6 - 0.30)}{8 * 0.35 * 435} = 8.1 \text{ cm}^2$$

On aura alors 8HA12 (9.42 cm^2) donc

08 barres de HA12 parallèle à la largeur B de la semelle.

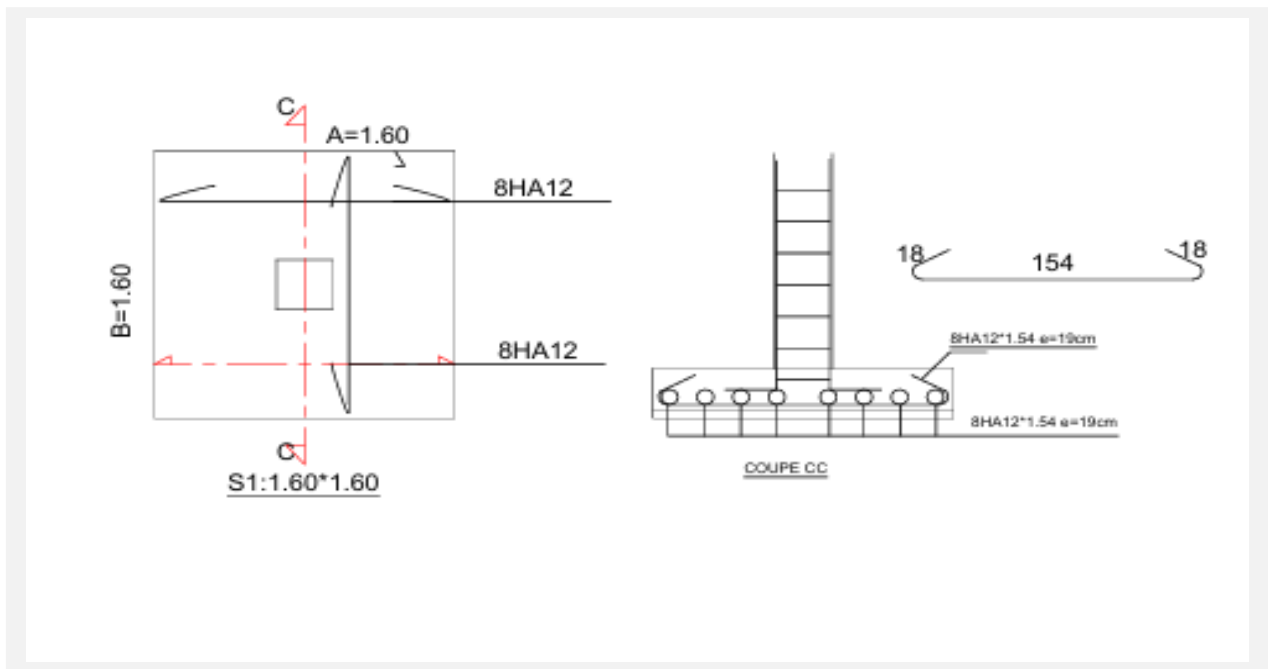
$$\text{Esp} = \frac{B-2c}{\text{Nb de barre}} = \frac{1.6-2*0.04}{8} = 0,19 \text{ m}$$

Conclusion :

Puisque nous avons une semelle de section carrée $A=B=1.60 \text{ m}$, on adoptera

Les mêmes sections d'armatures pour les deux directions de la semelle :

Soit 08HA12 avec crochets espacés de 19cm pour les armatures parallèles à A et



Ferraillage semelle isolée sous poteau P1

III-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE CONTINUE (AXE A.)

III-1- Descente de charge sur la poutre

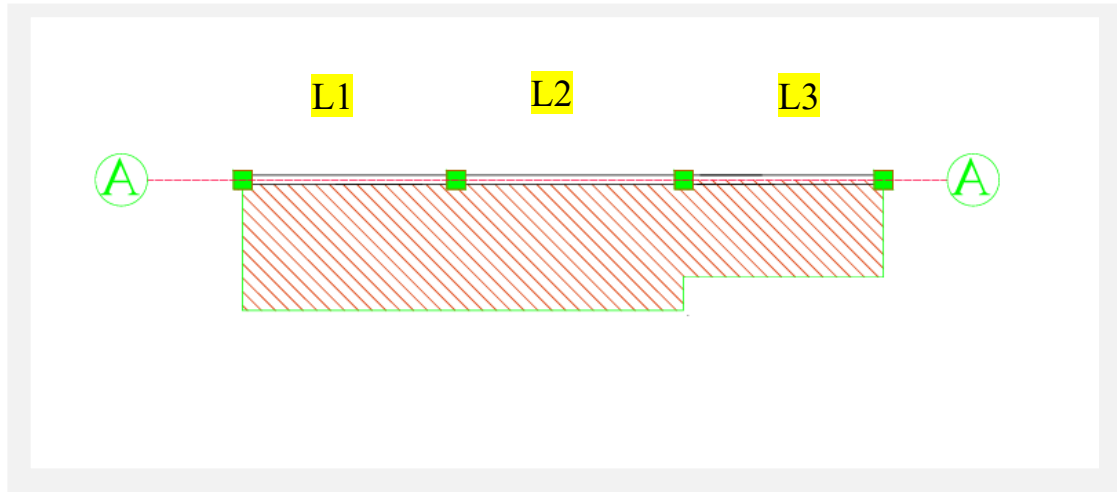


Figure : Surface d'influence poutre continue

Poids propre poutre = $\rho * Section\ poutre = 25 * 0.6 * 0.2 = 3\text{KN/ml}$

G du plancher = $4.79 * 2.15 = 10.30\text{KN/m}$

G = 3 + 10.30 = 13.30 KN/m

Q=1KN/m² * 3.96m = 3.96 KN/m

Rappel : G planche terrasse inaccessible=4.79KN /m²

✓ *Données*

-Portée L0 : 8.67m ; Largeur d'influence : 3.96 m ; d=54cm

-Charges permanentes : G = 10.30KN/m

-Charge d'exploitation : 1 KN/m²

-Charge ultime : Pu =23.90KN/ml

-Charge de service : Pser = 14.26 KN/ml

- d=0.9h=0.9x0.6= 54cm

-Enrobage d'=h-d=0.6-0.56 d'= 4 cm

-Fissuration Peu Préjudiciable => Calcul se fera à l'ELU

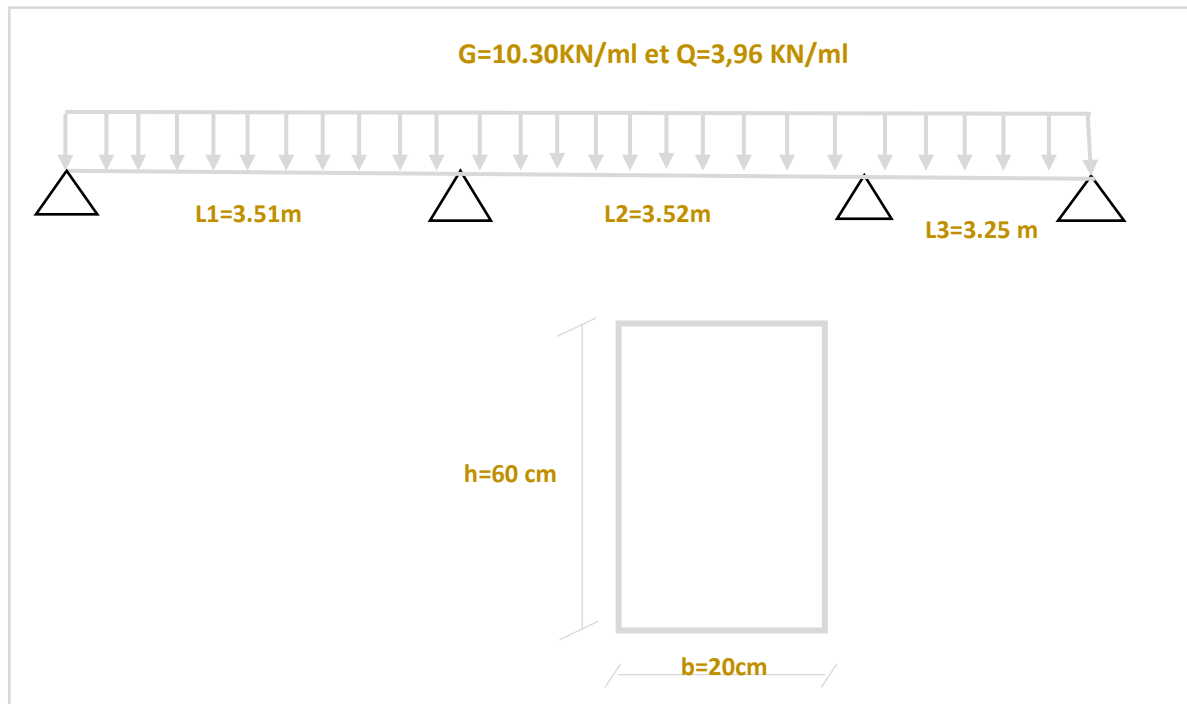


Figure 3 : Schéma mécanique et section de la poutre continue

III-2-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

(BAEL art B.6.2.21)

Nous choisissons la méthode forfaitaire, car elle est la méthode la plus simple avec

Condition d'application :

1ere condition :

La méthode est applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée

(Poutre associée à un hourdis ou dalles calculées dans une direction) :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2G = 9.58 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 9.58 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

2eme condition :

$$3.51/3.52 = 0.99$$

$$3.52/3.25 = 1.08$$

Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

Condition vérifiée

3eme condition :

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées

Condition vérifiée

4eme condition :

Fissuration peu nuisible

Condition vérifiée

Conclusion :

Toutes les conditions étant vérifiées, **la méthode forfaitaire est donc Applicable.**



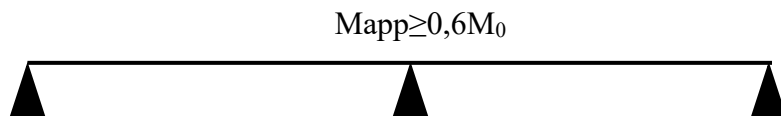
Calcul des moments

✓ Les moments sur appuis M_{app}

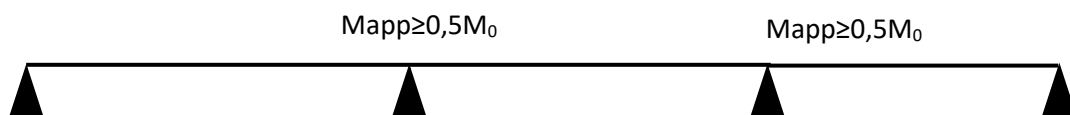
Les moments sur appuis s'expriment en fonction du moment isostatique M_0 le plus grand parmi ceux des deux travées voisines.

Les valeurs absolues de chaque moment d'appuis intermédiaire est supérieur ou égale à :

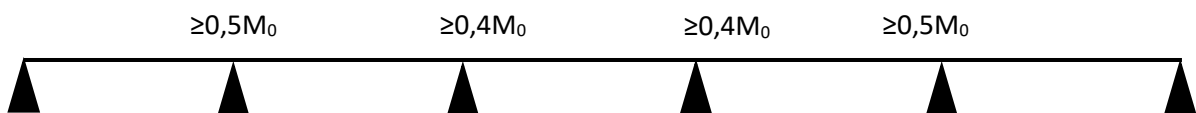
$0,6M_0$: cas d'une poutre à deux travées



$0,5M_0$: appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées



$0,4M_0$: appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées



• Moment en travées M_t

Soient :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression

M_w ; M_e Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et appui de droite.

: Moment maximal en travée.

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q_B}{G+Q_B}$$

La valeur prise pour M_t doit vérifier les conditions suivantes :

- **Condition 1 :**

$$M_{ti} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha_i)M_{0i} \\ 1,05M_{0i} \end{array} - \left(\frac{M_W + M_{ei}}{2} \right) \right.$$

- **Condition 2 :**

$$\text{Travée de rive : } M_{ti} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha_i}{2} \right) M_{0i}$$

$$\text{Travée intermédiaires } M_{ti} \geq \left(\frac{1+0,3\alpha_i}{2} \right) M_{0i}$$



Détermination de l'effort tranchant

Sur une travée le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses de l'appui gauche (**w**) et **b** de l'appui droit (**e**), avec $L = a + b$.

Les valeurs de l'effort tranchant à gauche et à droite de la travée :

$$V_W = -2 \frac{M_W + M_t}{a}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$



Tableau de calcul du moment et effort tranchant à L'ELU

Tableau14: Moment et effort tranchant à L'ELS

TRAVERSES	1,00	2,00	3,00
Li en m	3,51	3,66	1,45
Gi	19,08	21,65	21,01
Qi	8,78	9,15	3,62
Pser=g+q	27,86	30,80	24,63
alfai= Qi/Gi+Qi	0,32	0,30	0,15
M0i=(Pu*li^2)/8	42,90	51,57	6,47
Appuis	1,00	2,00	3,00
coefforfai	0,00	0,50	0,50
Mapp	0,00	25,79	25,79
cd1	34,06	30,38	-6,10
cd2	27,77	28,08	3,38
Mt	34,06	30,38	3,38
a	1,51	1,83	1,08
b	2,00	1,83	0,37
Vw	-45,13	-61,39	-53,92
Ve	59,82	61,39	18,35

Tableau15: Moment et effort tranchant

TRAVEES	1,00	2,00	3,00
Li en m	3,51	3,52	3,25
Gi	19,08	21,65	21,01
Qi	8,78	9,15	3,62
$Pu=1,35g+1,5q$	38,92	42,95	33,79
$alfai= Qi/Gi+Qi$	0,32	0,30	0,15
$M0i=(Pu*li^2)/8$	59,94	66,52	44,62
Appuis	1,00	2,00	3,00
coef forfait	0,00	0,50	0,50
Mapp	0,00	33,26	33,26
cd1	48,97	39,19	30,22
cd2	38,80	36,23	23,29
Mt	48,97	39,19	30,22
a	1,53	1,76	1,92
b	1,98	1,76	1,33
Vw	-64,06	-82,33	-66,02
Ve	83,02	82,33	45,55

Figure4 : Diagramme moment fléchissant à l'ELU

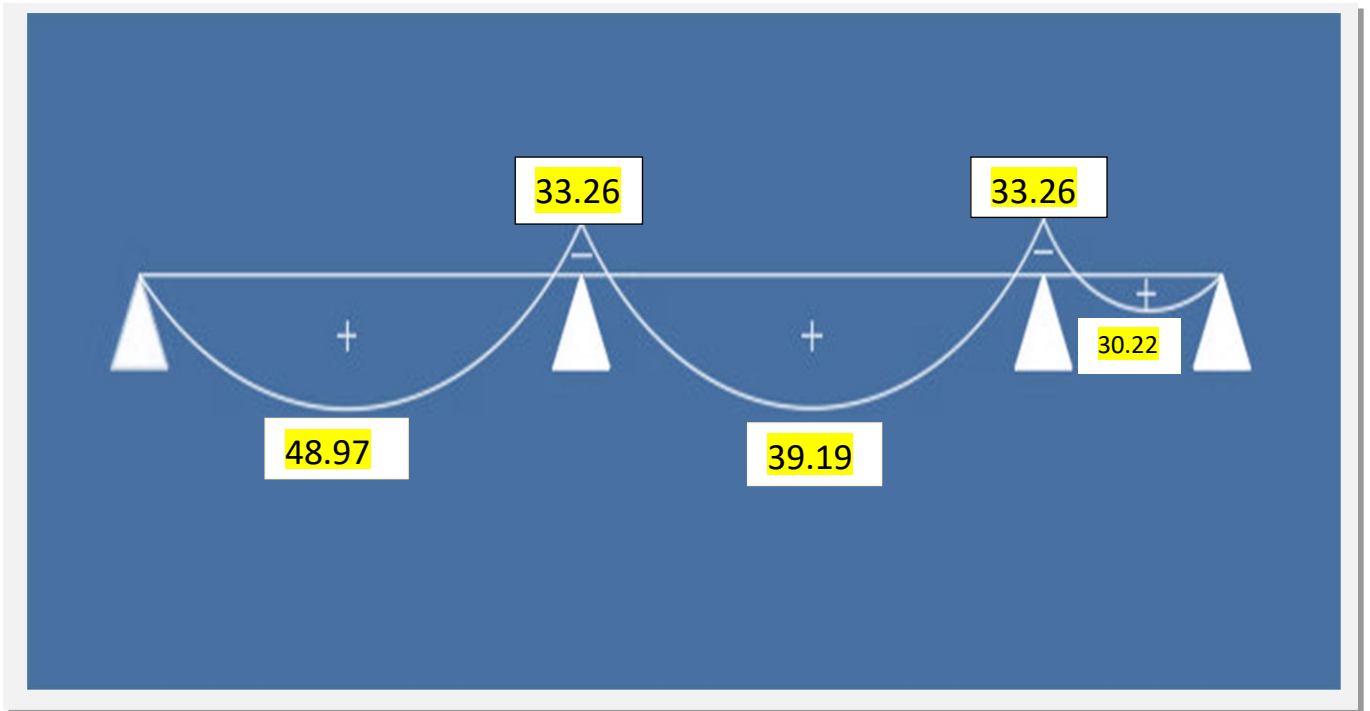


Figure5 : Diagramme moment fléchissant à l'ELS

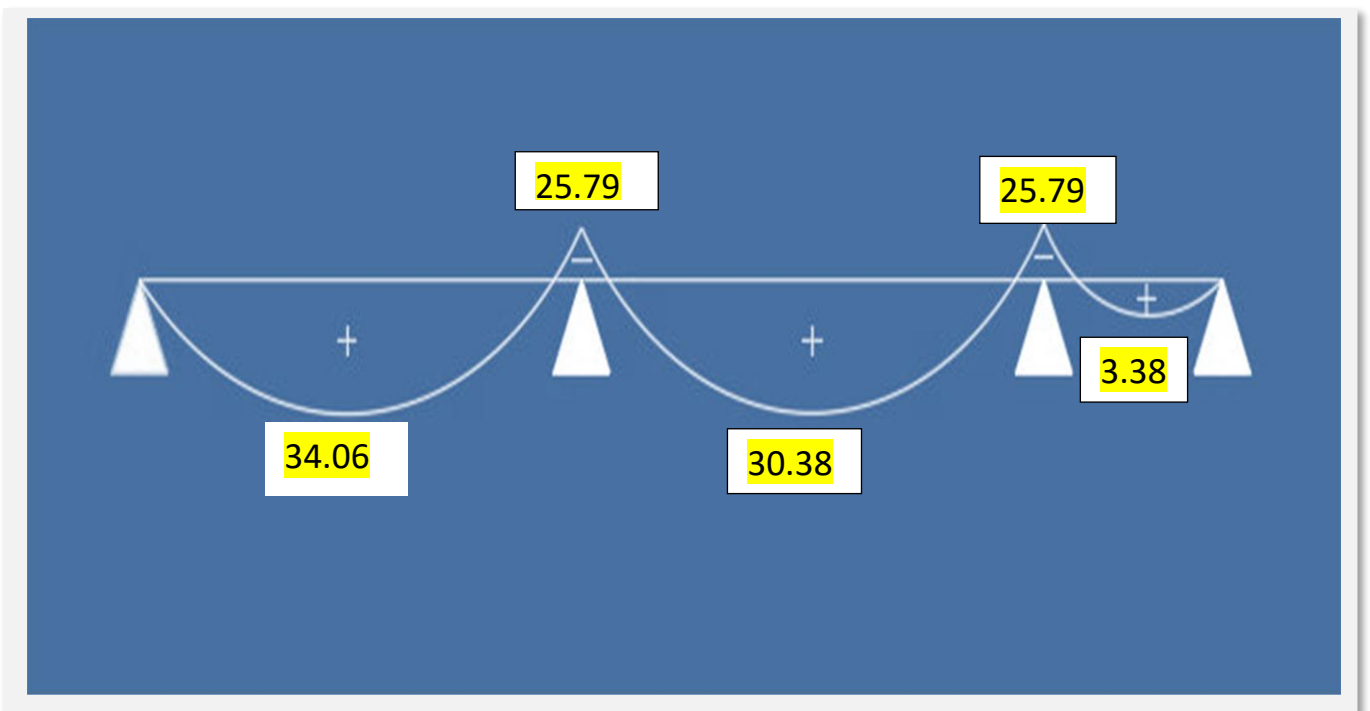
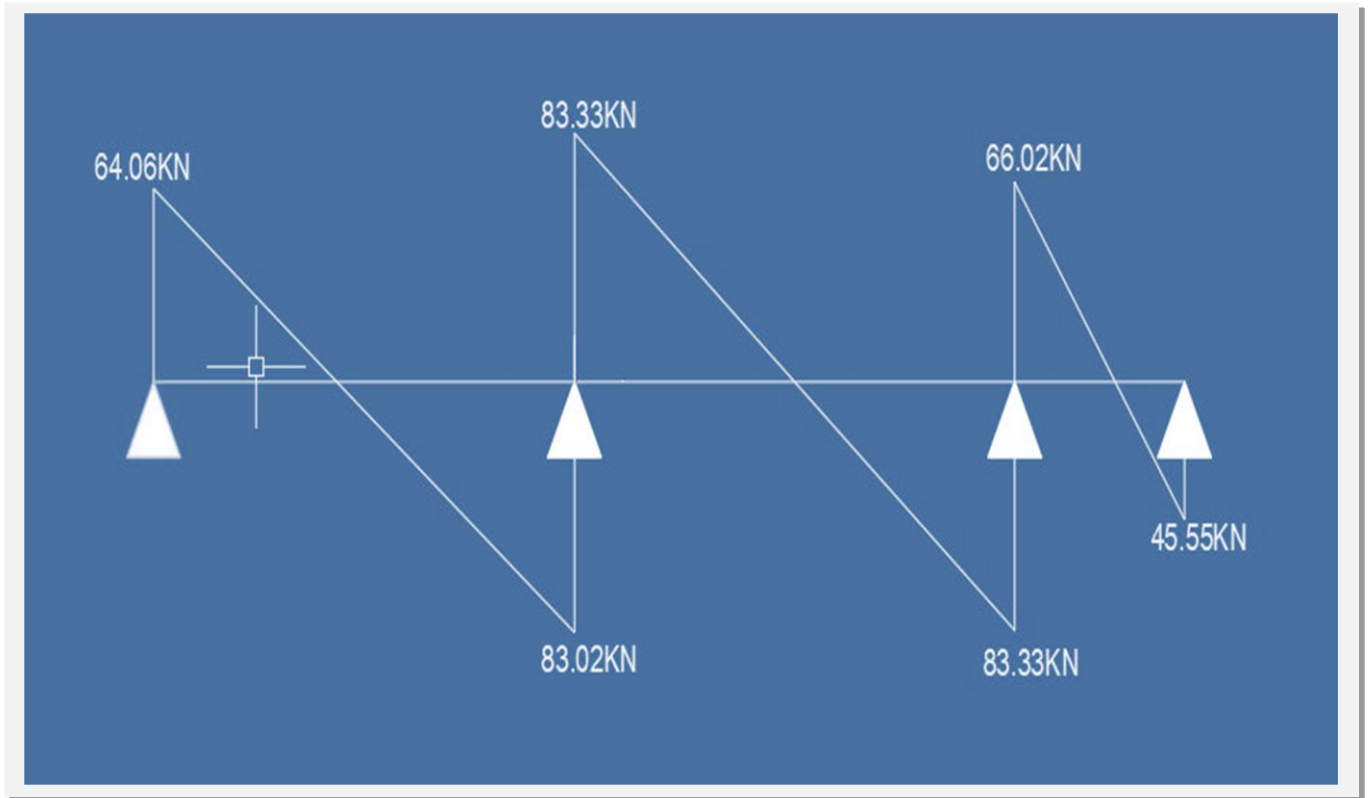


Figure6: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



III-3-Détermination des armatures longitudinales à l'ELU



Démarche à suivre

La détermination des armatures longitudinales se fera en suivant l'organigramme ci-dessous :

- ✓ Calcul du moment réduit:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

- ✓ Calcul du paramètre de déformation :

$$\alpha_u = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

- ✓ Calcul du bras de levier :

$$\beta = (1 - 0,4 * \alpha_u)$$

- ✓ Section d'armature:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta * d * f_{su}}$$

- ✓ Calcul de la section d'aciers minimale (BAELA.4.2)

(Condition de non fragilité)

$$A_{min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; \frac{0,23 * b * d}{f_e} f_{t28} \right)$$

Vérifier que $A_{st} > A_{min}$; Sinon prendre A_{min} comme section d'aciers



Tableau récapitulatif du calcul de ferrailage de la poutre continue de l'axe A

			A1	Travée 1	A2	Travée2	A3	Travée 3
SECTION POUTRE	b		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	h		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Moments Mu (MN.m)	Mu		0,00	0,05	0,03	0,04	0,03	0,03
	d		0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
	fc28		25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00
contrainte béton	fbc		14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17
moment réduit	μ_u	$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$	0,00	0,13	0,09	0,11	0,09	0,08
Paramètre de formation	α	$\alpha_u = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	0,00	0,18	0,12	0,14	0,12	0,11
bras de levier	B	$\beta = (1 - 0,4.\alpha_u)$	1,00	0,93	0,95	0,94	0,95	0,96
contrainte acier	fsu		434,78	434,78	434,78	434,78	434,78	434,78
section d'acier	Ast	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta * d * f_{su}}$	0,000000	0,000337	0,000223	0,000265	0,000223	0,000202
	ft28		2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
section min	Amin	$A_{min} = \frac{0,23 * b * d}{f_e} f_{t28}$	0,000069552	0,000069552	0,000069552	0,000069552	0,000069552	0,000069552
section acier retenue		$Max(A_{st}; A_{min})$	0,70	3,37	2,23	2,65	2,23	2,02
choix armature	HA		2HA8	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
section réel acier	Ar	$A_{réel}$	1.01	4.52	3.14	3.14	3.14	3.14

Tableau 16 : calcul du ferrailage de la poutre continue

II-3-4-Vérification à l'état limite de service

(ELS) à l'aide de la table recommandée par le BAEL :

Pour simplifier les calculs l'ELS sera vérifié avec le moment de service maximal.

- ✓ Acier fe E500
- ✓ Fissuration non préjudiciable
- ✓ Pas de condition sur l'acier
- ✓ $f_{c28}=25$ MPa
- ✓ $\mu_u = 0.13$

A l'aide du tableau 10-IV (voir annexe) on trouve $\mu_{serlim} = 0,044$ MN.m

$$M_{Serlim} = \mu_{serlim} * b * d^2 f_{c28}$$

$$M_{Serlim} = 0.064 \text{ MN}$$

$$M_{Serlim} > M_{Sermax} = 0.0034 \text{ MN}$$

L'état limite de service est vérifié

Conclusion :

L'état limite étant vérifié, les sections d'armatures retenues sont celles calculées à l'ELU.

III-4-Détermination des armatures transversales

La détermination des armatures transversales se fera en suivant l'organigramme

Ci-dessous à l'état limite ultime :

Tableau 17: Calcul des armatures transversales

DÉSIGNATIONS	FORMULES	VALEURS
Effort tranchant max sur appuis $V_{u\max}$ (MN)		0,083
Contrainte tangentielle conventionnelle(MPa)	$\tau_u = \frac{V_u}{b_o * d}$	0.768
Contrainte admissible(MPa)	$\tau_{admi} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$	3.33
Armature transversale	$\tau_u < \tau_{admi}$	Armature droit $\alpha=45^\circ$
	$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_{lmin})$	10 mm
Escarpement (cm)	$S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e \cdot (\cos\alpha + \sin\alpha)}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})}$	41
	$S_{tmax} \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm})$	40
Escarpement retenue (cm)	$S_t > S_{tmax}$	On réticent S_{tmax}
Espacement initial choisi (cm)	$S_0 = S_{tmax}/2$	20

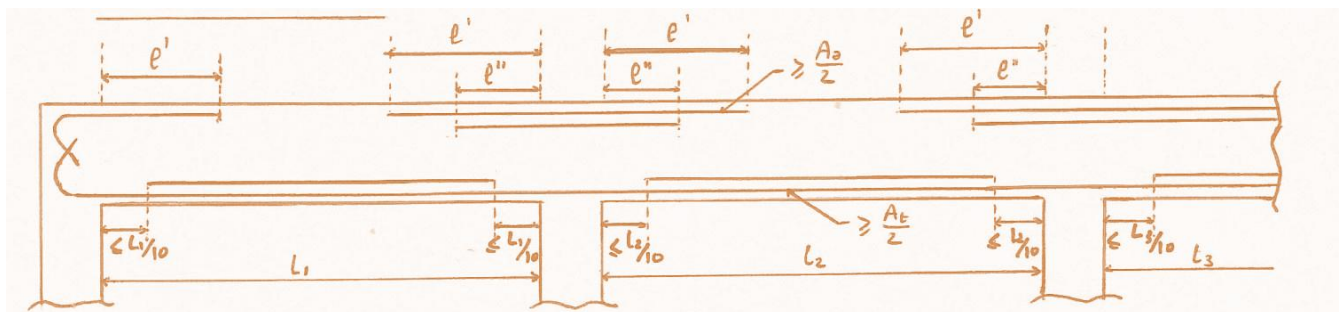
III-5-Dispositions constructives concernant les armatures longitudinales

Arrêt des barres :

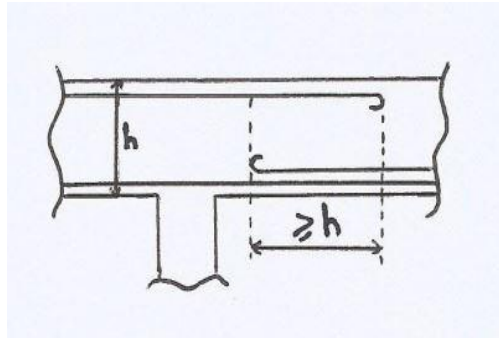
Les sections d'aciers à mettre en place sont calculées à partir des moments maximaux en travée et sur appuis.

Afin de limiter la quantité d'acier utilisée, des arrêts de barres vont être réalisés.

La méthode forfaitaire est utilisable si les charges sont réparties et si les charges d'exploitations Q sont inférieures aux charges permanentes ($Q < G$).



Travée de rive : $l' = \max\left(\frac{l_1}{4}; \frac{l_2}{4}; l_s\right)$ on trouve $l' = 0.88\text{ m}$

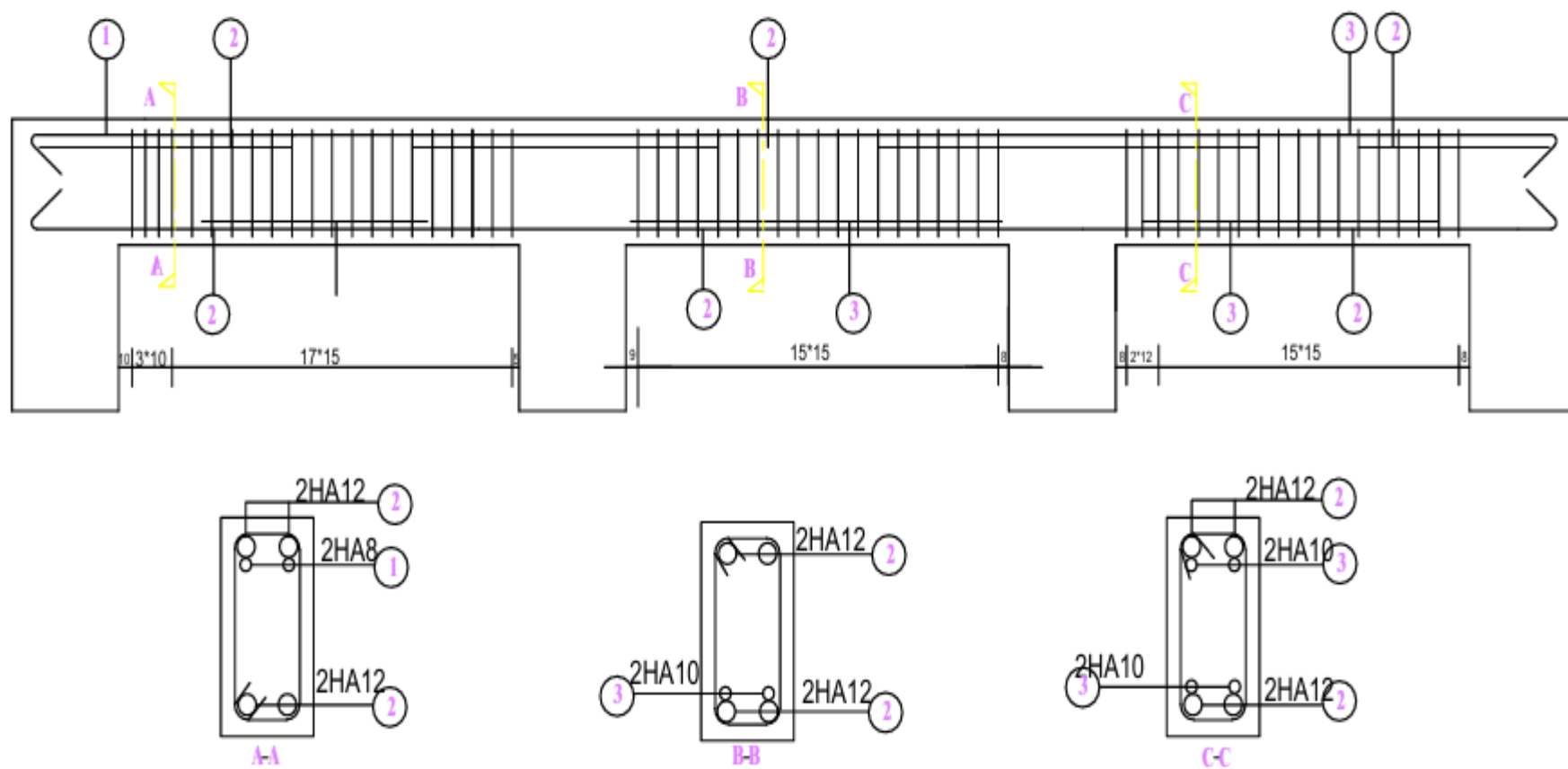


Travée intermédiaire : $l' = \max\left(\frac{l_1}{5}; \frac{l_2}{5}; l_s\right) l' = 0.70\text{m}$

Quel que soit la nature de la travée : $l'' = \max\left(\frac{l'}{2}; l_s\right)$

Quel que soit la nature de la travée : $l'' = \max\left(\frac{l'}{2}; l_s\right)$

III-6-ferraillage de la poutre continue



FERRAILLAGE DE LA POUTRE CONTINUE

IV - DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV-1-escalier RDC

IV-1-1-Données nécessaires pour le calcul

Tableau 18 : Données géométriques de L'escalier

DONNEES GEOMETRIQUES DE L'ESCALIER	
Hauteur de l'étage	Hc=3,4 m
Hauteur de la marche	h=17 cm
Largeur de la marche	g=30 cm
Nombre de marche	n=9
Nombre de contre marche	nc=10

Tableau 19 : Evaluation des charges et surcharge sur l'escalier

Evaluation de la charge et surcharge sur l'escalier				
Niveaux	Types de charges et combinaisons de charges (KN /ml)			
	G	Q	Q_u (ELU)	Q_{ser} (ELS)
paillasse	7.46KN/m	2,5KN/m	13.82KN/m	9.96KN/m
Palier	4.07KN/m	2,5KN/m	9.24KN/m	6.57KN/m

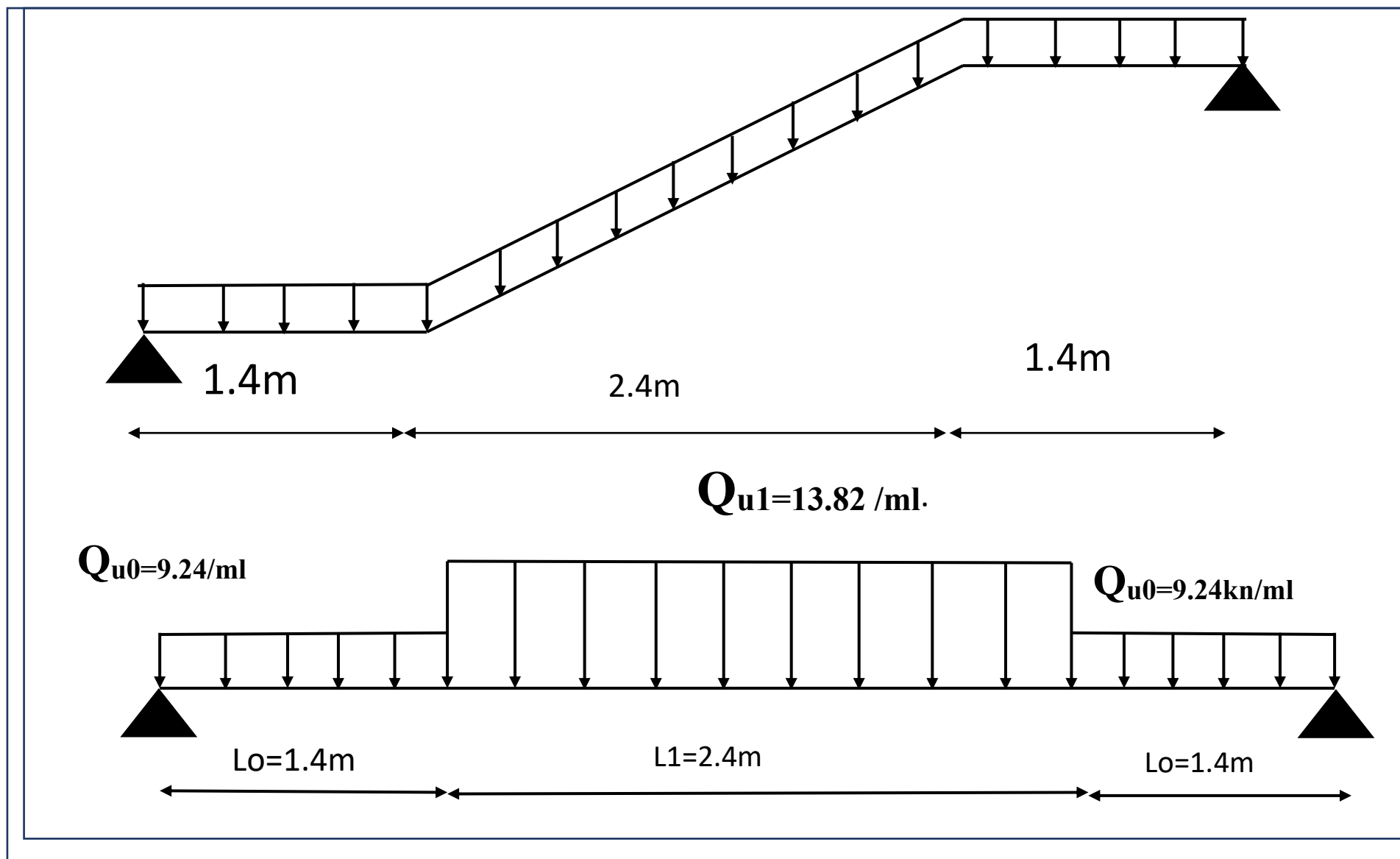


Figure 7 : Schémas mécanique de l'escalier

✓ Efforts tranchant à L'ELU-ELS

$$T_{\text{umax}} = \frac{2(q_{u0} \cdot L_0) + q_{u1} \cdot L_1}{2} = R_A = R_B$$
$$T_{\text{umax}} = \frac{(9.24 * 1.4 * 2) + 13.82 * 2.4}{4}$$
$$T_{\text{umax}} = 14.76 \text{ KN}$$

IV-1-2-Calcul des sollicitations à L'ELU et à L'ELS

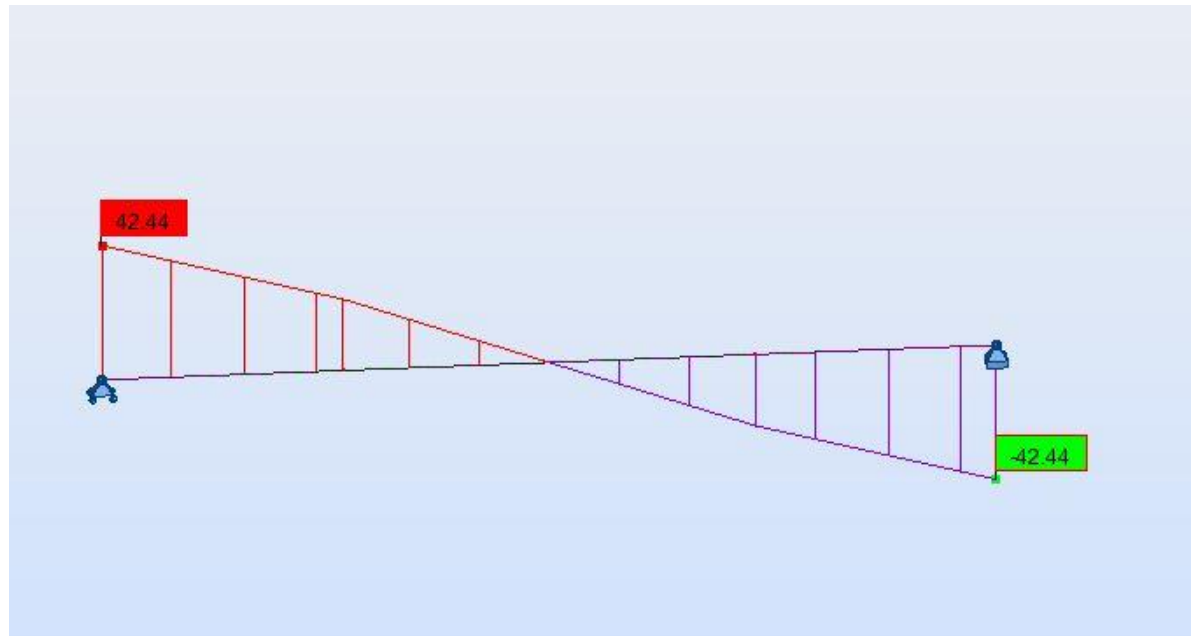


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

✓ **Moment fléchissant maximal (en L=2,6m)**

$$M_{\text{umax}} = V_A \cdot X_0 - P_0 \cdot L_0 \left(X_0 - \frac{L_0}{2} \right) - \frac{P_1 \cdot L_1}{2} \left(\frac{L_1}{4} \right)$$

$$M_{\text{umax}} = 59.02 \text{ KN.ml}$$

$$M_{\text{sermax}} = 42.78 \text{ KN.ml}$$



Figure 8 : Diagramme des moments de l'escalier à l'ELU

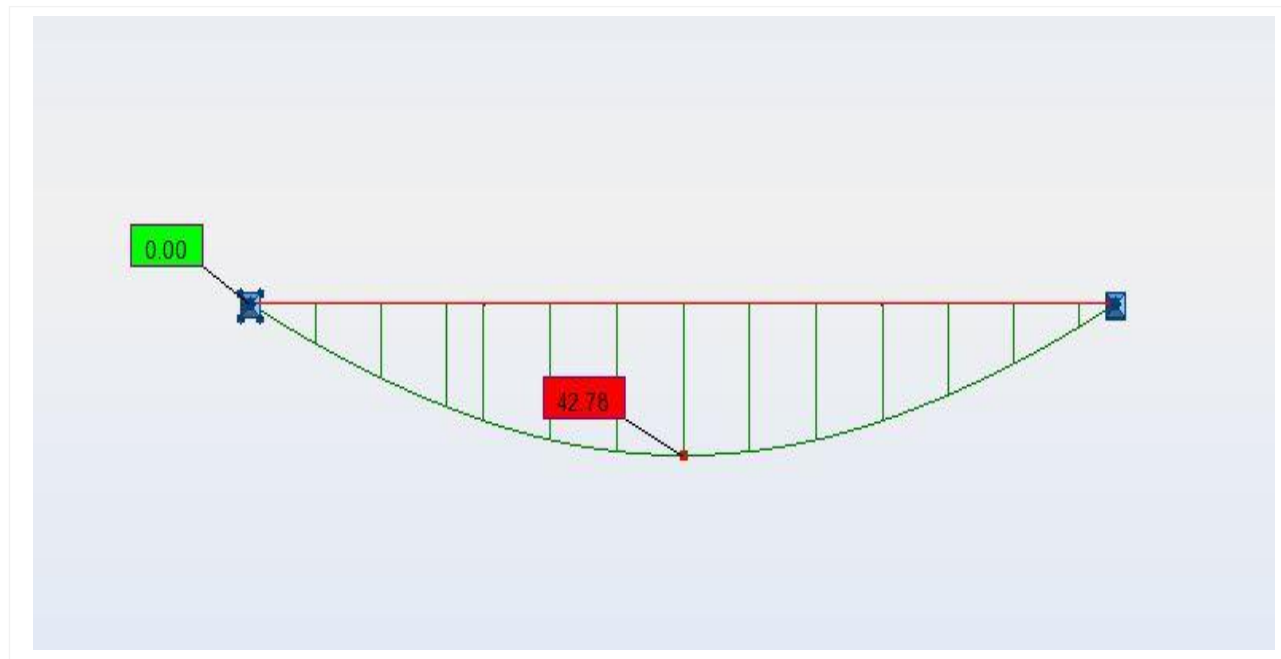


Figure 9 : Diagramme des moments sur escalier à l'ELS

NB : le calcul des armatures de l'escalier se fait comme celui d'une poutre sollicitée en flexion simple de hauteur $h=e=15$ cm et de largeur $b=100$ cm.

Tableau20: Calcul du ferrailage de l'escalier

DONNEES NECESSAIRES AU CALCUL DES ARMATURES DE L'ESCALIER		
Section de calcul	h	15 cm
	b	100 cm
Sollicitations maximales	T_{umax}	14.76KN
	M_{umax}	59.02KN/ml
Résistance caractéristique du béton	f_{c28}	25 MPa
Nuance d'acier	f_e	500 MPa
Hauteur utile $d=0.9h$	d	13,5 cm
Contrainte de calcul du béton à l'ELU	$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$	14.17 MPa
Contrainte de traction dans le béton	$f_{t28} = 0,6 + 0,06. f_{c28}$	2,1 MPa
Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	$\sigma_{su} = F_e / \gamma_s$	435MPa
CALCUL SECTION D'ARMATURE TENDUE		
Moment ultime réduit	$\mu_u = \frac{M_u}{b. d^2. f_{bc}}$	0,23MN.m
Pivot	A	$\epsilon_s = 10\text{‰}$ $\epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$
Coefficient α	$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	0,42
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha_u$	0,83
Section d'acier tendu	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta. d. \sigma_s}$	13.11 cm ²
Section d'acier comprimé	Asc	0cm ²

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d}{f_e} * f_{t28}\right)$$

$$\mathbf{A_{min} = 1,5 \text{ cm}^2}$$

✓ **Vérification de l'état limite de service**

Le moment maximal à l'ELS : $M_{ser} = 0,04278 \text{ MN.m}$

- **Fe E500**
- **Fissuration non préjudiciable**
- **$\mu_u = 0,23$**
- **$f_{c28}=25 \text{ Mpa}$**

Le tableau 10-I (voir annexe) nous donne $\mu_{serlimite} = 0,0898$

$$M_{serlim} = \mu_{serlim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$M_{serlim} = 0,0455 \text{ MN.m}$$

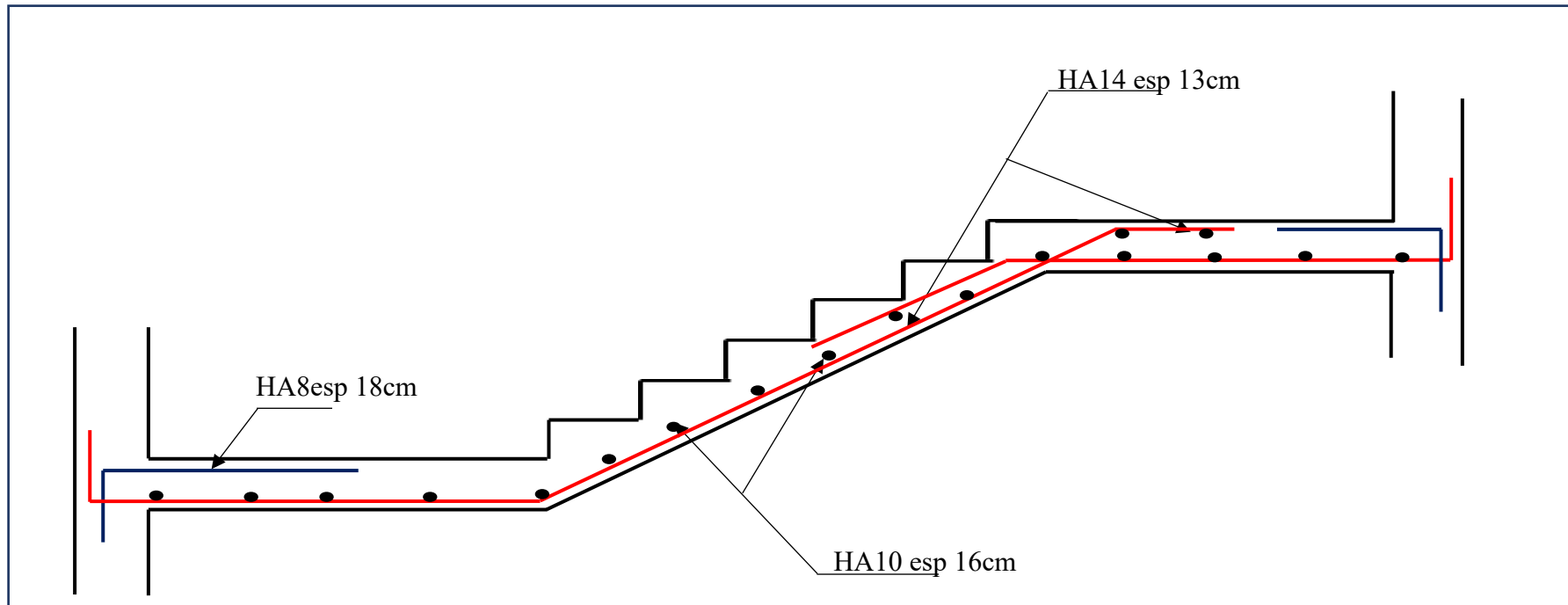
$M_{ser} < M_{serlim}$; Il en résulte que l'ELS est vérifié

La section d'armature retenue $A_{st} = 13.11 \text{ cm}^2$

- ✓ **Armature longitudinale $A_s = 13.11 \text{ cm}^2$**
- ✓ **Armature de répartition $A_r = \frac{A_s}{4} = 3.27 \text{ cm}^2$**
- ✓ **Armature chapeaux pour appuis $A_c = 0,15 \cdot A_s$; $A_c = 1,96 \text{ cm}^2$**
- ✓ **Diamètre des armatures :**

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 15 \text{ mm Soit } \emptyset = 14 \text{ mm avec } h_0 \text{ l'épaisseur du palier}$$

Figure 10 : Plan de ferrailage de l'escalier



Conclusion :

On adopte pour notre escalier les sections d'armatures suivantes

- ✓ $12HA12=13.57cm^2$ espacé de 13 cm pour armature longitudinale
- ✓ $8HA10$ Espacé de 16 cm comme armature de réparti

CHAPITRE 7 : MODELISATION ET VERIFICATION DE LA STRUCTURE SUR

Présentation du logiciel robot

Le logiciel RSA d'Autodesk est un logiciel conçu pour calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés. C'est donc un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner divers types de structures. Il permet de créer des structures, de les calculer, de vérifier les résultats obtenus et de dimensionner les éléments d'ouvrage avec la possibilité d'obtenir la documentation (notes de calculs, plans de ferrailage...) de la structure calculée.

Etapes de la modélisation

Pour l'étude de la structure de notre bâtiment, nous nous sommes servis de RSA Professional 2020 pour modéliser notre bâtiment. Ainsi les dimensions et plans de ferrailage des poutres, poteaux et fondations ont tous été donnés par RSA. Pour parvenir aux résultats de notre dimensionnement nous avons donc suivi les étapes suivantes:

- ✓ **Création du modèle de la structure (définition des éléments de la structure);**
- ✓ **Définition des charges appliquées aux éléments structuraux ;**
- ✓ **Définition des combinaisons de calcul ;**
- ✓ **Calculs de la structure grâce à une méthode de calcul ;**
- ✓ **Dimensionnement des éléments en béton armé de la structure.**

Nous avons pris en compte les cas de charge suivants :

Cas 1 : poids propre de la structure, pris automatiquement par la structure.

Cas 2 : charges permanentes.

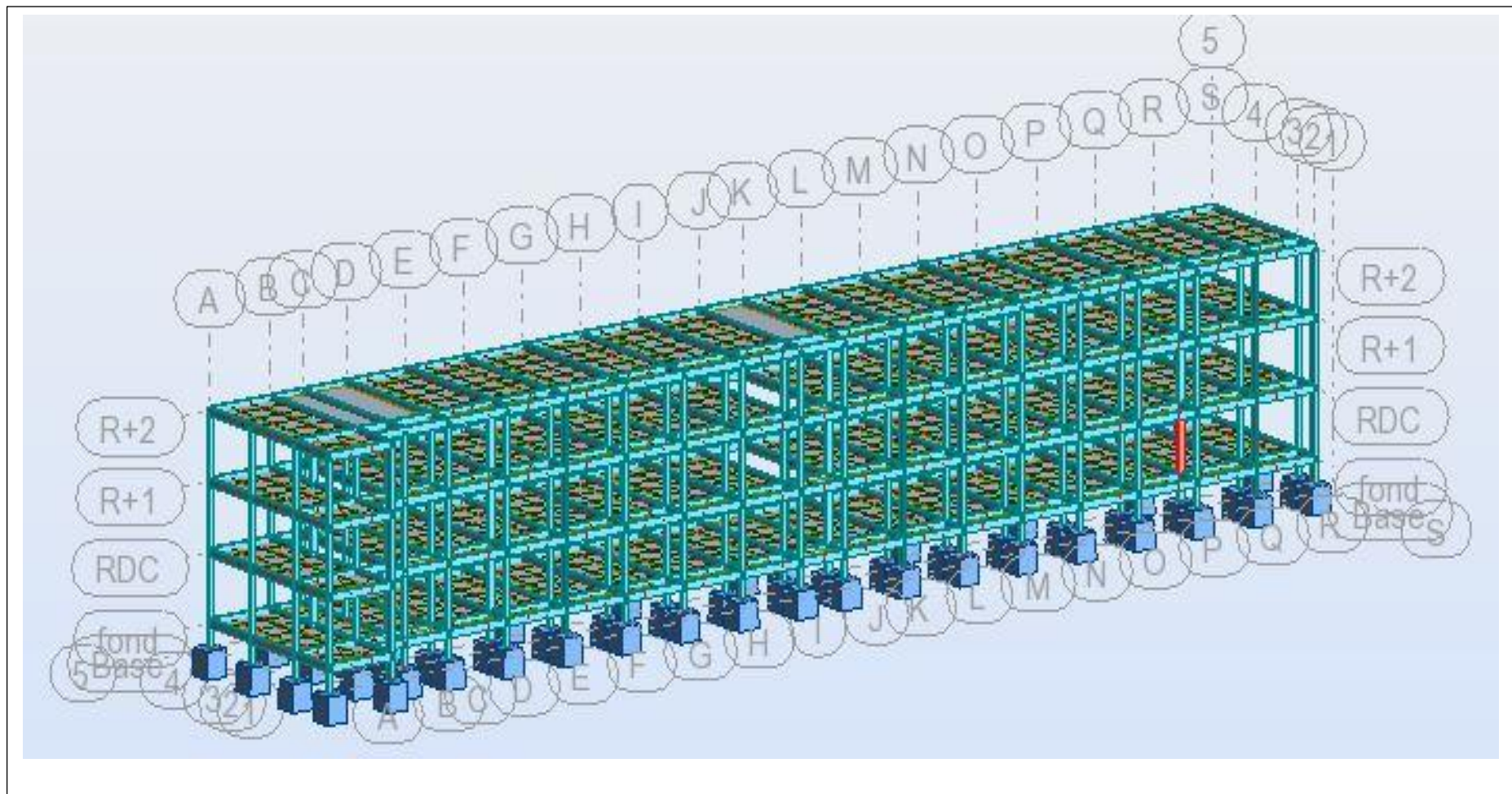
Cas 3 : charges d'exploitation.

Cas 4 : ELU

Cas 5 : ELS

I-MODELISATIONS DE LA STRUCTURE

La modélisation a été faite en fonction du pré-dimensionnement réalisé plus haut en respectant les dimensions des éléments structuraux



II-CREATION DES CAS DES CHARGES.

Nous avons créé les cas de charges G-Q comme énoncé plus haut.

Cas de charge

Description du cas:

Numéro: 4 Préfixe: EXPL2

Nature: d'exploitation

Nom: EXPL2

Ajouter Modifier

Liste des cas définis:

N°	Nom de cas	Nature	T
1	PP	poids propre	St
2	G	permanente	St
→ 3	Q	d'exploitation	St

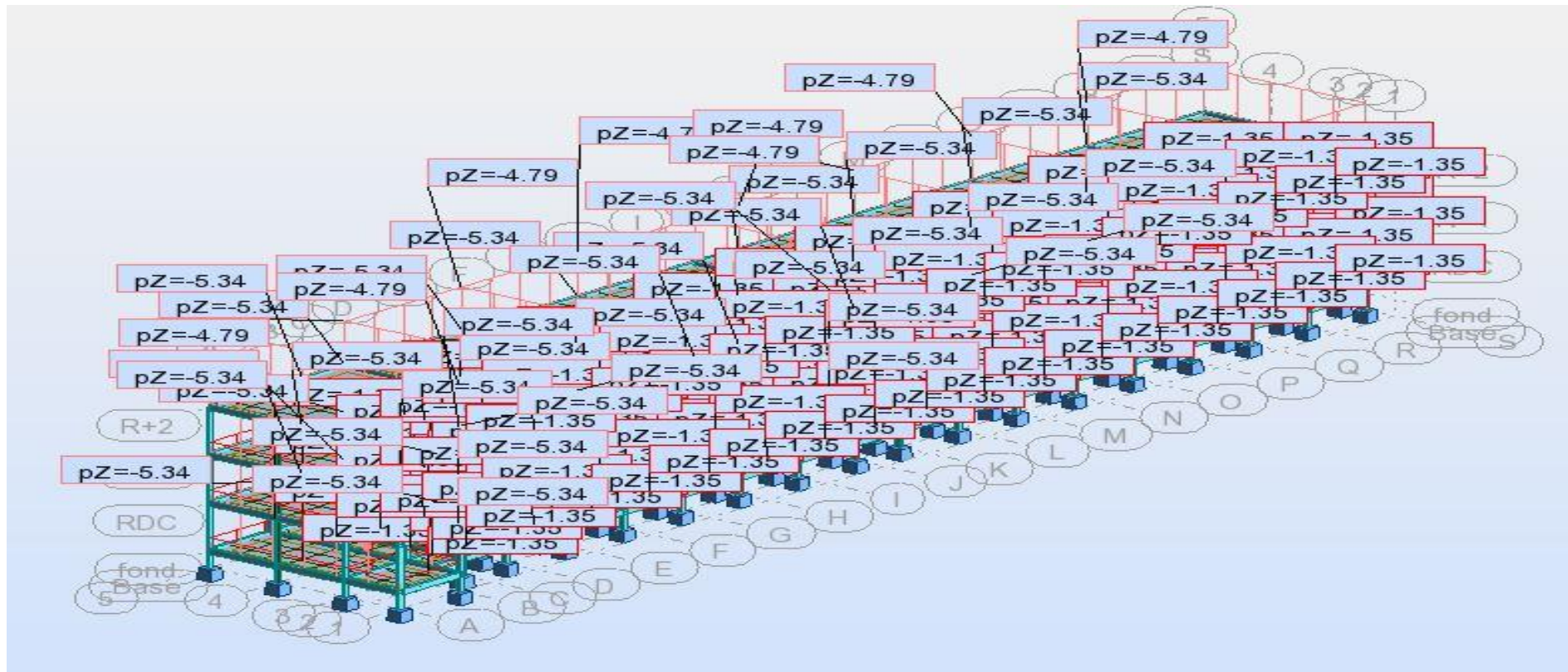
< >

Supprimer Supprimer tout

Fermer Aide

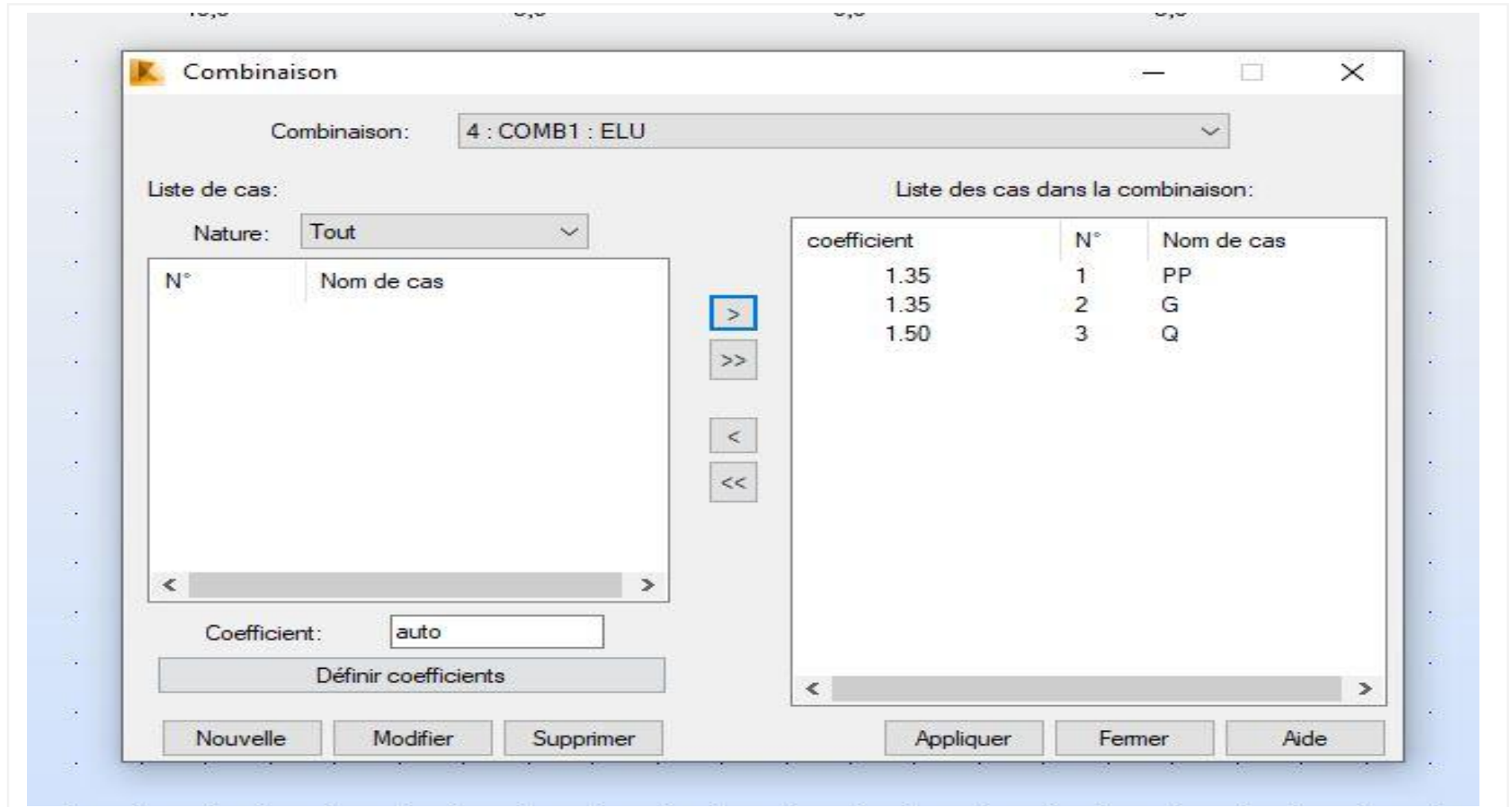
III-APPLICATION DES CHARGES

L'application des charges s'est faite selon la descente de charges effectuée manuellement

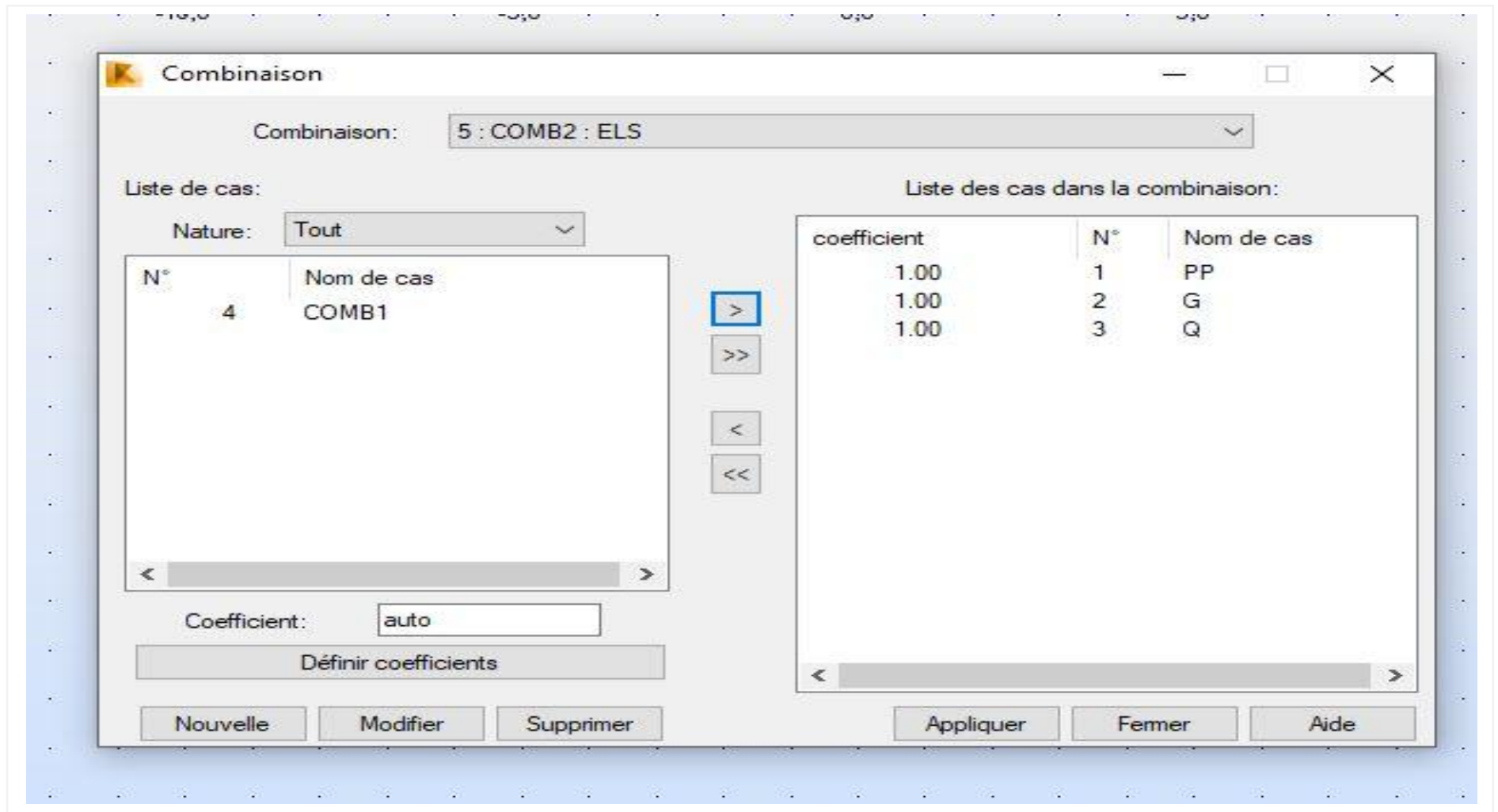


IV-DEFINITION DES COMBINAISON DE CALCUL : ELU-ELS

IV-1-A L'ELU



IV-2-A L'ELS



V-1-1-Définition de la géométrie du poteau

Géométrie du poteau [X]

Fichier Aide

 Géométrie

Identification

Nom de l'élément: Poteau510

Nombre: 1

Dimensions du poteau

b = 30,00 cm

h = 30,00 cm

D =

n =

h₁ =

l₁ =

l₂ =

h₂ =

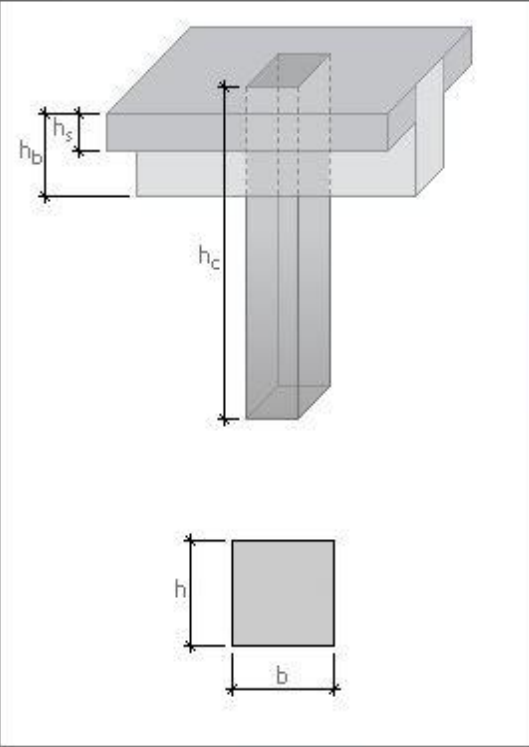
Type de section

 v

h_c = 3,40 m

h_b = 0,60 m

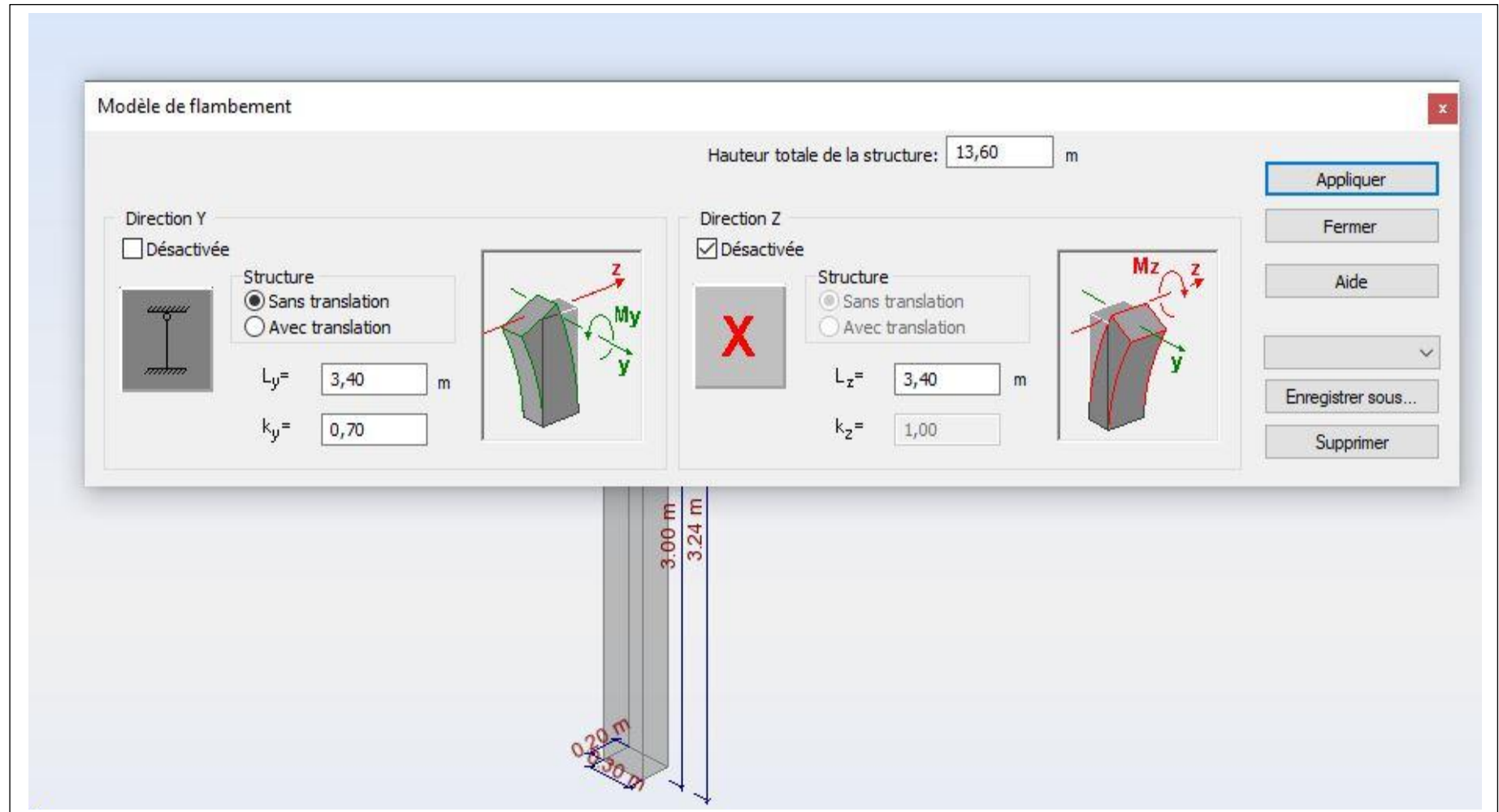
h_s = 0,16 m



OK Annuler

V-1-2-PARAMETRAGE DU FLAMBEMENT

Le poteau est encastré en pied et articulé en tête : $l_f=0.7l_0$



VI-1-3-NOTE DE CALCUL DU POTEAU

1 Niveau : RDC FILE 3/F

Nom : poteauP1
Cote de niveau : 3.40 (m)
Tenue au feu : 1 h
Fissuration : peu préjudiciable
Milieu : non agressif

 Poteau: Poteau 510 (poteau le plus chargé)

Caractéristiques des matériaux:

Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)

Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

Armature transversale: type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

 Géométrie du poteau:

Rectangle : 30,0 x 30,0 (cm)

Epaisseur de la dalle= 0,16 (m)

Sous dalle = 3,24 (m)

Sous poutre = 3,00 (m)

Enrobage = 3,0 (cm)

 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99

Dispositions sismiques : non

Poteau préfabriqué, : non

Tenue au feu : calculée

Pré dimensionnement : oui

Prise en compte de l',élancement : oui

Compression : simple

Cadres arrêts : sous plancher

Plus de 50% des charges appliqués après 90 jours

Chargements :

Cas Nature Groupe N (kN)

COMB1	de calcul	510	403,98
COMB2	cal. ELS	510	290,79

Résultats théoriques :

Analyse de l'Elancement

L_u (m) $K=1$

Direction Y: 3,40 1,00 39,26

2.5.2 Analyse détaillé

$$\lambda = \max (l_y ; l_z)e$$

$$\lambda = 39,26$$

$$\lambda < 50$$

$$a = 0,85 / (1 + 0,2 * (l/35)^2) = 0,68$$

$$B_r = 0,08 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = 6,28 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$N_{ulim} = a [B_r * f_{c28} / (0,9 * g_b) + A * f_e / g_s] = 1171,48 \text{ (kN)}$$

Ferrailage:

Coefficients de sécurité,

Global (Rd/Sd) = 2,90

Section d'acier réelle A = 6,28 (cm²)

 Ferrailage :

Barres principales :

8HA 500 10 l = 3,37 (m)

Armature transversale :

22 Cad HA 500 6 l = 1,08 (m)

e = 3*0,14 + 19*0,14 (m)

44 Ep HA 500 6 l = 0,36 (m)

e = 3*0,14 + 19*0,14 (m)

 Quantitatif :

Volume de Béton = 0,27 (m³)

Surface de Coffrage = 3,60 (m²)

Acier HA 500

Poids total = 25,41 (kG)

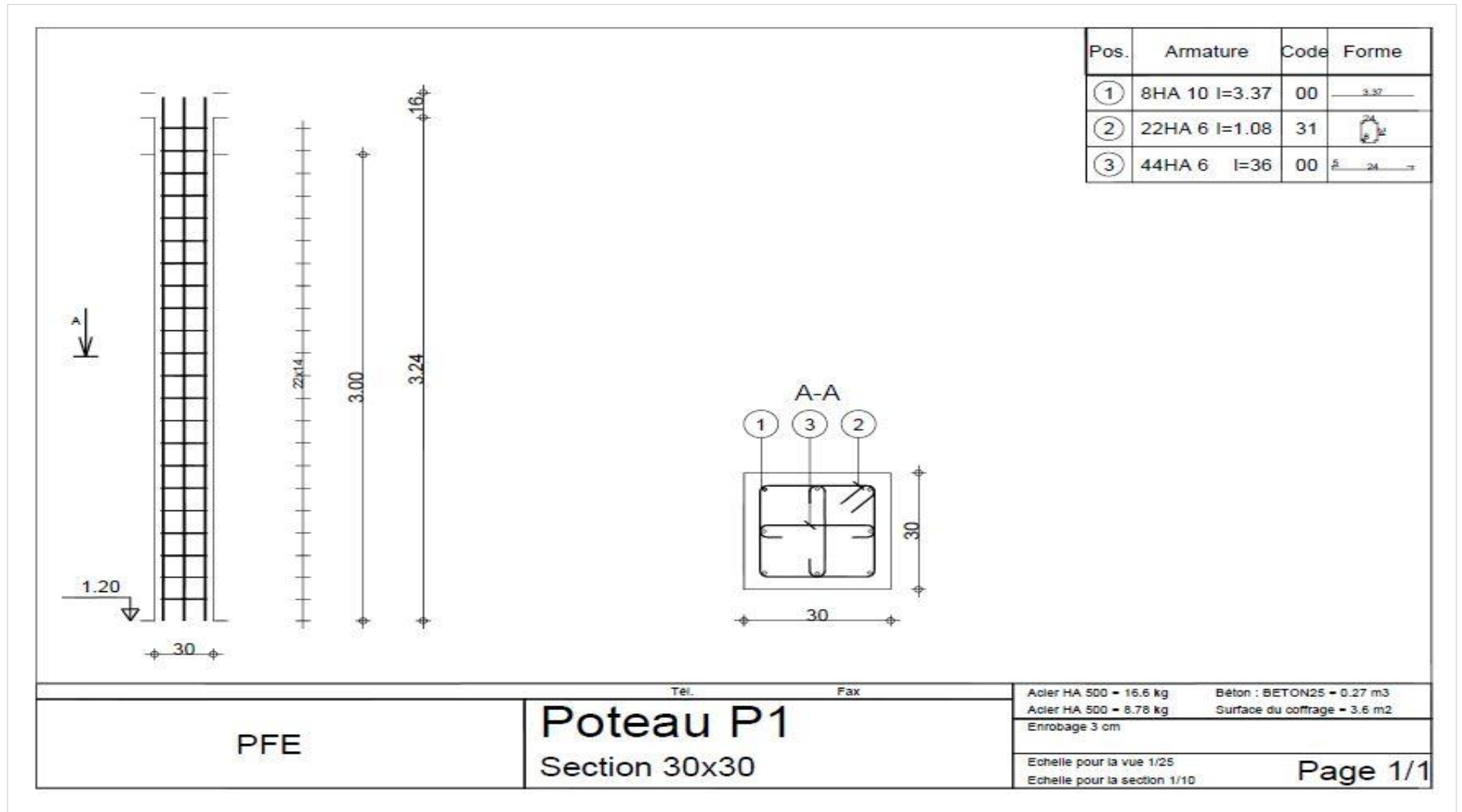
Densité, = 94,13 (kG/m³)

Diamètre moyen = 7,6 (mm)

Liste par diamètres:

Diamètre (m)	Longueur (kG)	Poids
6	39,57	8,79
10	26,96	16,63

V-1-4-ferrailage du poteau



V-2-1-Note de calcul poutre continue AXE A

Ferraillage :

P1 : Travée de 0,30 à 3,51 (m)

Ferraillage longitudinal :

Aciers inférieurs

2HA 500 12 $l = 4,01 \text{ de } 0,03 \text{ à } 4,04$

Aciers de montage (haut)

2HA 500 8 $l = 3,60 \text{ de } 0,03 \text{ à } 3,63$

Chapeaux

2HA 500 12 $l = 1,33 \text{ de } 0,03 \text{ à } 1,36$

2HA 500 12 $l = 2,37 \text{ de } 2,47 \text{ à } 4,84$

Armature transversale :

11HA 500 6 $l = 1,08$

$e = 1*0,11 + 10*0,30 \text{ (m)}$

P2 : Travée de 3,81 à 7,03 (m)

Ferraillage longitudinal :

Aciers inférieurs

2HA 500 12 $l = 4,28 \text{ de } 3,28 \text{ à } 7,56$

Aciers de montage (haut)

2HA 500 8 $l = 3,46 \text{ de } 3,69 \text{ à } 7,15$

Chapeaux

2HA 500 12 $l = 2,36 \text{ de } 5,99 \text{ à } 8,35$

Armature transversale :

11HA 500 6 $l = 1,08$

$e = 1*0,11 + 10*0,30 \text{ (m)}$

P3 : Travée de 7,33 à 10,28 (m)

Ferrailage longitudinal :

Aciers inférieurs

2HA 500 12 $l = 3,75 \text{ de } 6,80 \text{ à } 10,55$

Aciers de montage (haut)

2HA 500 8 $l = 3,34 \text{ de } 7,21 \text{ à } 10,55$

Chapeaux

2HA 500 12 $l = 1,29 \text{ de } 9,26 \text{ à } 10,55$

Armature transversale:

10 HA 500 6 $l = 1,08$

$e = 1*0,13 + 9*0,30 \text{ (m)}$

Quantitatif:

Volume de Béton = 0,85 (m3)

Surface de Coffrage = 10,50 (m2)

Acier HA 500

Poids total = 50,30 (KG)

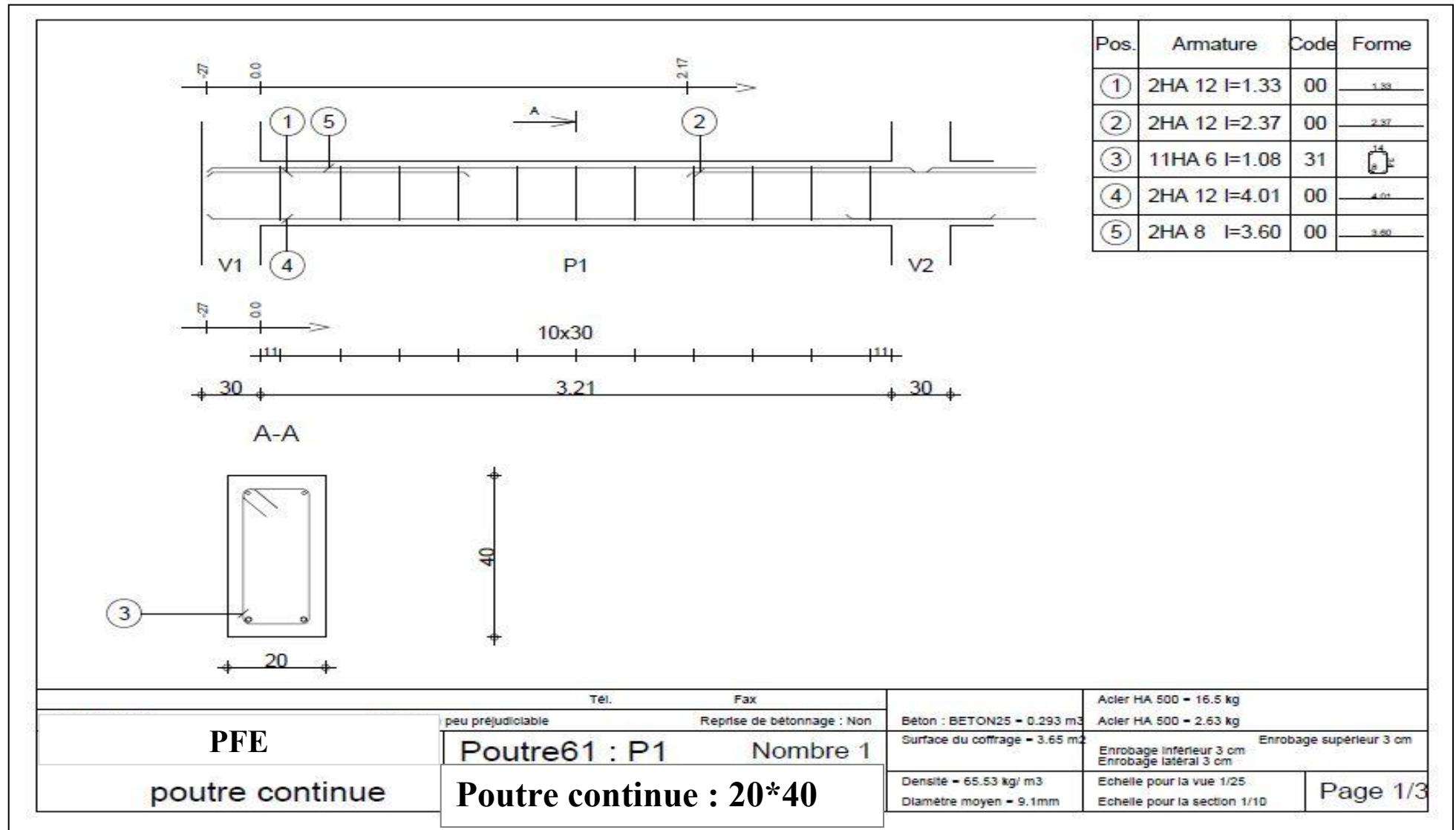
Densité = 59,43 (KG/m³)

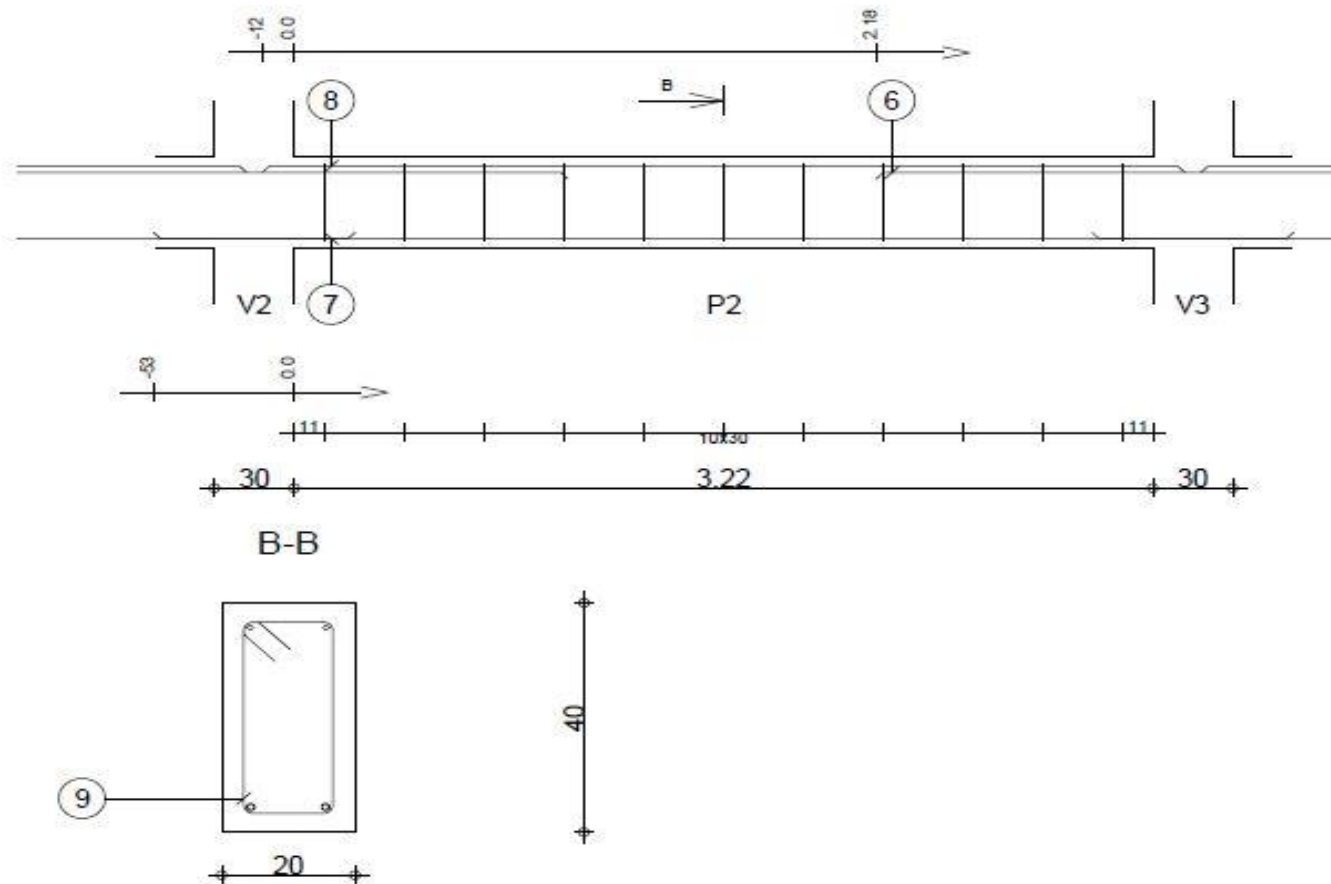
Diamètre moyen = 8,9 (mm)

Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (KG)
6	34,50	7,66
8	20,80	8,21
12	38,77	34,

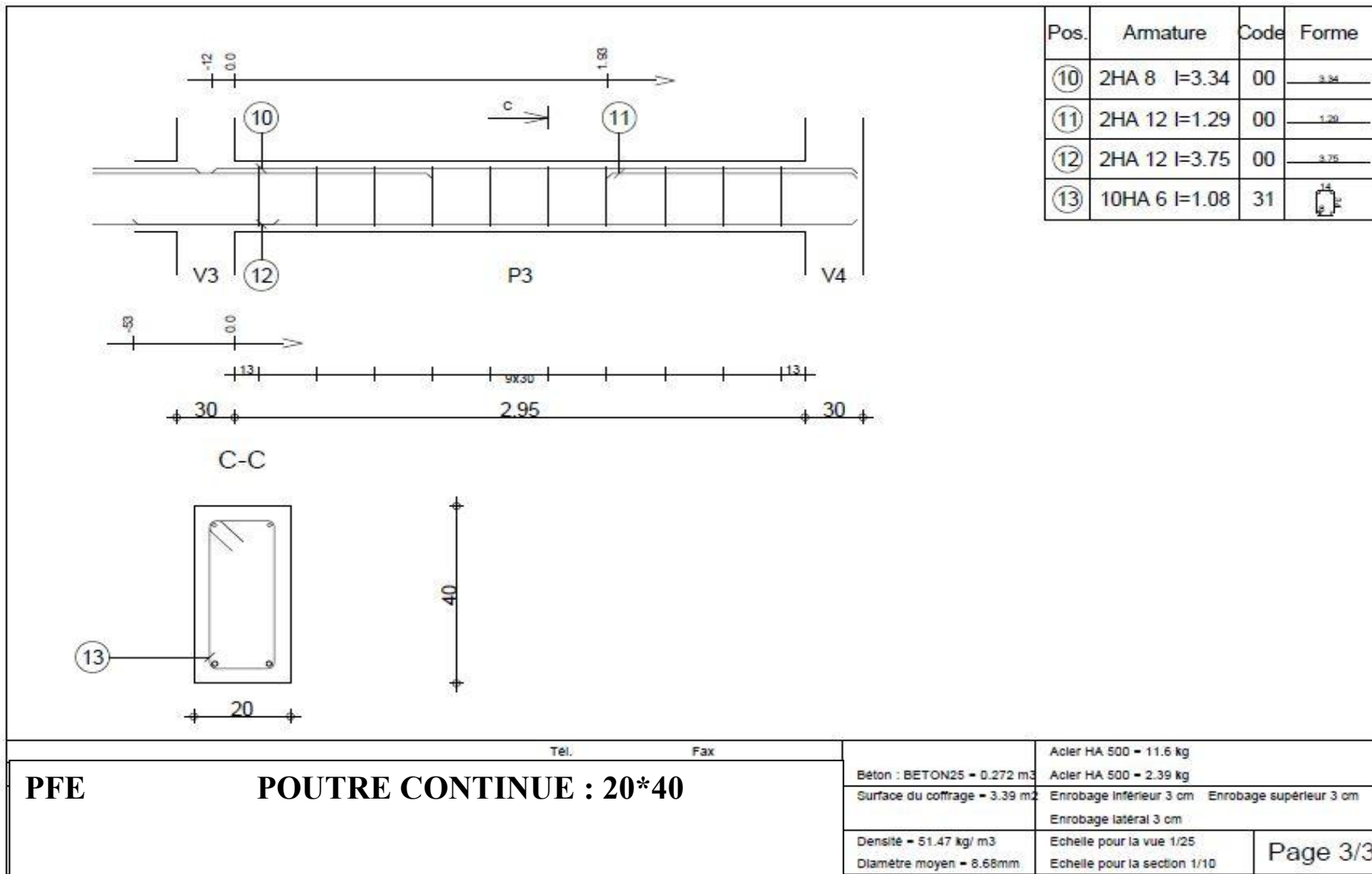
V-2-2 –Plans de ferrailages





Pos.	Armature	Code	Forme
⑥	2HA 12 l=2.36	00	2.36
⑦	2HA 12 l=4.28	00	4.28
⑧	2HA 8 l=3.46	00	3.46
⑨	11HA 6 l=1.08	31	1.08

Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non	Béton : BETON25 = 0.282 m3	Acier HA 500 = 14.5 kg	Acier HA 500 = 2.63 kg
PFE			Surface du coffrage = 3.46 m2	Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
			Densité = 60.64 kg/ m3	Enrobage latéral 3 cm	
POUTRE CONTINUE : 20*40			Diamètre moyen = 8.92mm	Echelle pour la vue 1/25	
				Echelle pour la section 1/10	
				Page 2/3	



V-3-SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU P1

V-3-1-Note de calcul

Ferrailage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU : 1.35G1+1.50Q1

$$M_y = 100,15 \text{ (kN*m)} \quad A_{sx} = 5,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

ELU : 1.35G1+1.50Q1

$$M_x = 100,15 \text{ (kN*m)} \quad A_{sy} = 5,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 3,29 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs :

$$A'_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Espacement réglementaire maximal $e_{\max} = 0,25 \text{ (m)}$

Fût :

Aciers longitudinaux $A = 5,40 \text{ (cm}^2)$ $A_{\min.} = 4,80 \text{ (cm}^2)$

$$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$$

$$A_{sx} = 1,20 \text{ (cm}^2) \quad A_{sy} = 1,50 \text{ (cm}^2)$$

Ferrailage réel

Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

En X:

$$8 \text{ HA } 500 \text{ } 12 \text{ } 1 = 1,88 \text{ (m)} \quad e = 1 * -0,66 + 7 * 0,19$$

En Y:

$$8 \text{ HA } 500 \text{ } 12 \text{ } 1 = 1,88 \text{ (m)} \quad e = 1 * -0,66 + 7 * 0,19$$

Aciers supérieurs :

Fût

Aciers longitudinaux

Attentes

Aciers longitudinaux

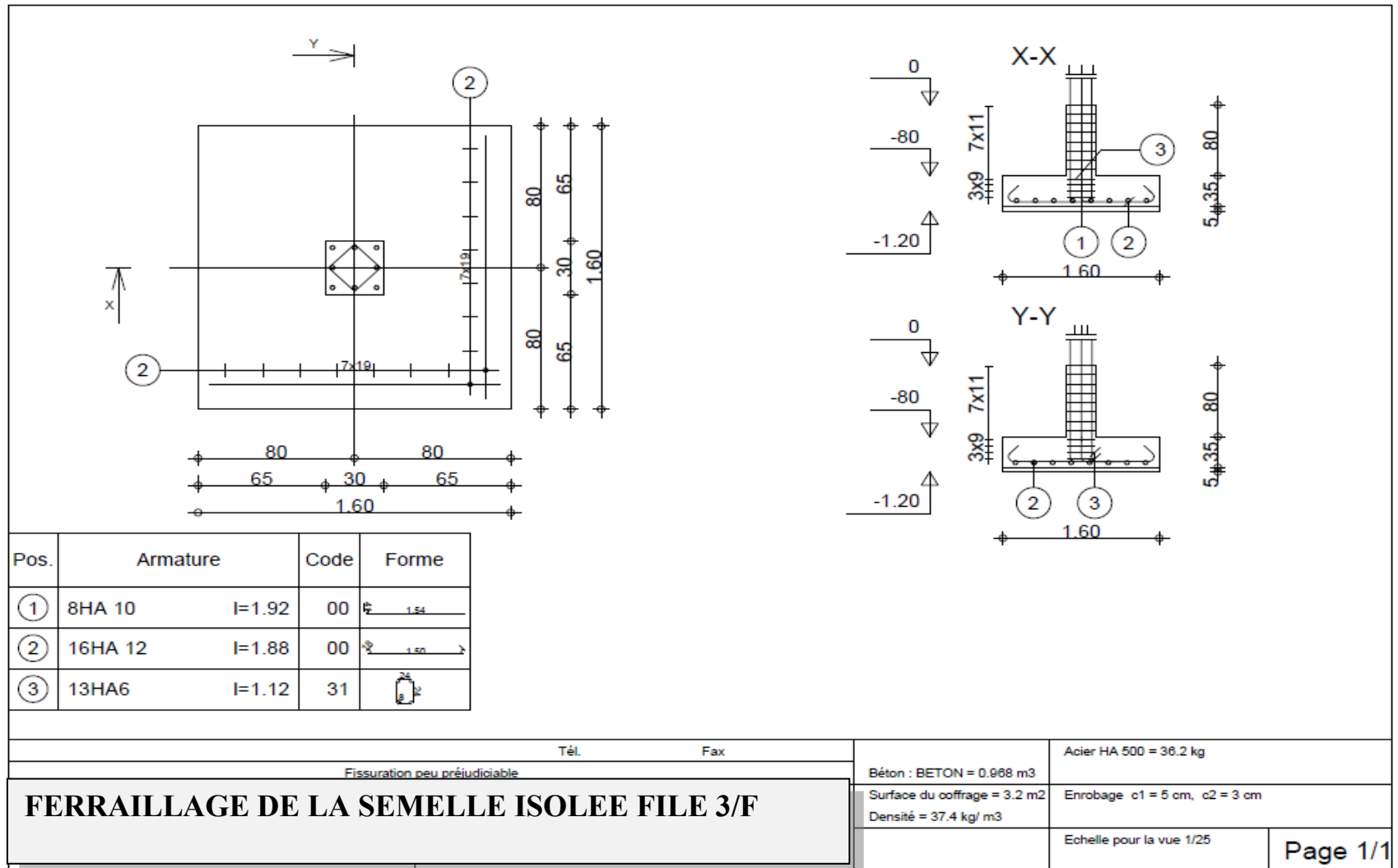
$$8 \text{ HA } 500 \text{ } 10 \text{ } 1 = 1,92 \text{ (m)} \quad e = 1 * -0,12 + 2 * 0,12$$

Quantitatif:

- Volume de Béton = 0,97 (m³)
- Surface de Coffrage = 3,20 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 36,17 (kG)
 - Densité = 37,36 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 11,3 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
10	15,33	9,4
12	30,08	26,7

V-3-2-Ferraillage de la semelle isolée.



CHAPITRE 9 : RESULTATS DES ETUDES

Vous trouverez ci-dessous le tableau récapitulatif des deux méthodes d'études

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ETUDES

	RESULTAT AVEC ROBOT		RESULTAT MANUEL	
PARTIES D'OUVRAGES	SECTION	FERRAILLAGE	SECTION	FERRAILLAGE
Poutre continue A2.13	20*60	Travée 1=4HA12-2HA8 Travée2=4HA12-2HA8 Travée3=4HA12-2HA8	20*40	Travée 1=4HA12 - 2HA8 Travée2=4HA10-4HA10 Travée3=4HA10-4HA10
Poteau	30*30	8HA10 Cad : HA6	30*30	8HA12 Cad : HA6

CONCLUSION GENERALE

En définitive, les calculs réalisés manuellement et sur le logiciel robot structural nous donne des résultats sensiblement identiques avec des écarts acceptables.

Les plans d'exécutions ont été faits en prenant en compte à la fois les critères économiques et sécuritaires.

Cette étude nous a permis :

- ❖ d'aborder toutes les difficultés liées à l'étude d'un bâtiment.
- ❖ d'approfondir nos connaissances théoriques en matière d'étude technique d'un ouvrage

En particulier d'un bâtiment.

- ❖ de faire le lien entre nos expériences précédentes et nos connaissances théorique, ce qui nous permettra d'être plus compétitifs sur le marché de l'exploit.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

BAEL 91 modifiée 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions.

BAEL 91 modifiée 99 et DUT associés

« Conception et calcul des structures des bâtiments » Par HENRY THONIER Tome 1, 2, 3,4.

Tout en un : calcul des structures de bâtiments en béton armé de Mr Brahim YOUNES

ANNEXES

ANNEXE 1

Tableau de vérification rapide à L'ELS

Tableau 10-V : Vérification rapide de l'ELS

$$\text{valeurs de } \mu_{ser \text{ lim}} = \frac{M_{ser \text{ lim}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{tj}} \text{ en fonction de } \mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

HA fe E 500 fissuration préjudiciable (diamètre supérieur ou égal à 8 mm - $\eta = 1,6$)								
μ ELU	Résistance à la compression simple du béton en MPa							
	16	18	20	25	30	40	50	60
0,02	0,0064	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0062	0,0065	0,0070
0,04	0,0127	0,0126	0,0126	0,0125	0,0124	0,0123	0,0129	0,0138
0,06	0,0190	0,0189	0,0189	0,0187	0,0186	0,0184	0,0192	0,0206
0,08	0,0254	0,0253	0,0252	0,0250	0,0248	0,0245	0,0256	0,0274
0,10	0,0318	0,0317	0,0315	0,0313	0,0310	0,0306	0,0319	0,0341
0,12	0,0384	0,0382	0,0380	0,0376	0,0373	0,0368	0,0384	0,0410
0,14	0,0450	0,0448	0,0446	0,0441	0,0437	0,0431	0,0449	0,0480
0,16	0,0518	0,0515	0,0513	0,0507	0,0502	0,0494	0,0515	0,0550
0,18	0,0587	0,0584	0,0581	0,0575	0,0569	0,0560	0,0583	0,0622
0,20	0,0658	0,0654	0,0651	0,0643	0,0637	0,0626	0,0652	0,0696
0,22	0,0731	0,0727	0,0723	0,0714	0,0707	0,0694	0,0722	0,0771
0,24	0,0806	0,0801	0,0797	0,0787	0,0778	0,0764	0,0795	0,0848
0,26	0,0883	0,0878	0,0873	0,0861	0,0852	0,0835	0,0870	0,0928
0,28	0,0963	0,0957	0,0951	0,0939	0,0928	0,0911	0,0947	0,101
0,30	0,0991	0,103	0,103	0,102	0,101	0,0989	0,103	0,110
0,32	0,102	0,106	0,109	0,110	0,109	0,107	0,111	0,119
0,34	0,105	0,109	0,112	0,119	0,118	0,115	0,120	0,128
0,36	0,107	0,111	0,115	0,122	0,127	0,125	0,129	0,138
0,38	0,110	0,114	0,117	0,125	0,131	0,134	0,139	0,149
0,40	0,114	0,118	0,122	0,131	0,136	0,139	0,145	0,156
0,42	0,117	0,122	0,126	0,135	0,144	0,146	0,153	0,164
0,44	0,121	0,126	0,130	0,141	0,149	0,153	0,160	0,171
0,46	0,124	0,129	0,134	0,145	0,155	0,159	0,167	0,179
0,48	0,127	0,133	0,138	0,150	0,161	0,166	0,174	0,187
0,50	0,131	0,137	0,142	0,155	0,167	0,172	0,181	0,195
0,52	0,134	0,140	0,146	0,160	0,172	0,179	0,188	0,203
0,54	0,137	0,144	0,150	0,165	0,178	0,186	0,195	0,210
0,56	0,141	0,148	0,154	0,170	0,184	0,192	0,202	0,218
0,58	0,144	0,151	0,158	0,174	0,189	0,199	0,209	0,226
0,60	0,147	0,155	0,162	0,179	0,195	0,205	0,216	0,234
0,62	0,150	0,159	0,166	0,184	0,201	0,212	0,223	0,241
0,64	0,154	0,162	0,170	0,189	0,206	0,218	0,230	0,249
0,66	0,157	0,166	0,174	0,194	0,212	0,225	0,237	0,256

Caractères droits : condition sur le béton la plus défavorable. Caractères italiques : condition sur l'acier la plus défavorable.

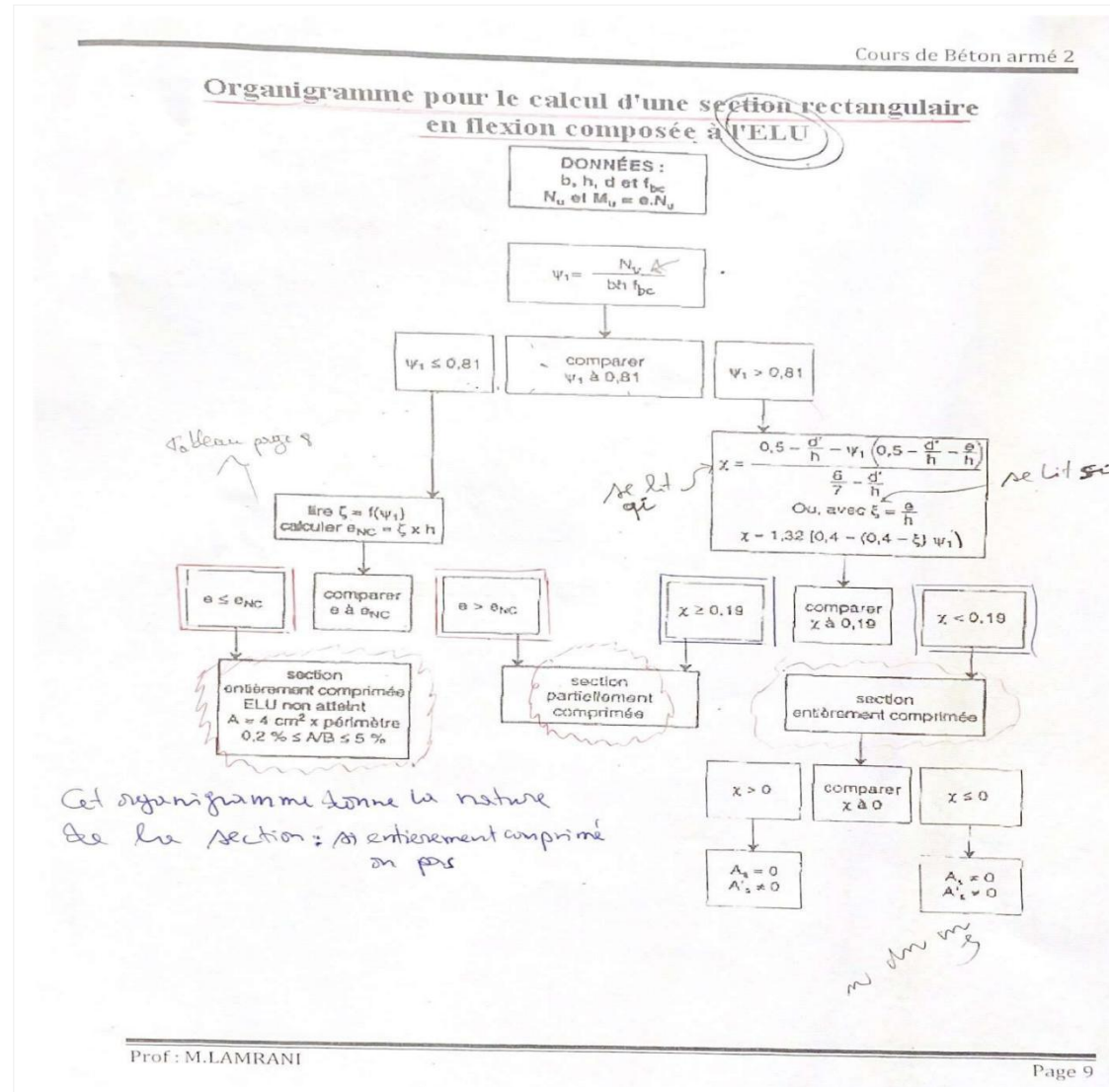
ANNEXE 2

Tableau 10-IV : Vérification rapide de l'ELS

valeurs de $\mu_{ser\ lim} = \frac{M_{ser\ lim}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cj}}$ en fonction de $\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

HA fe E 500 fissuration non préjudiciable (pas de condition sur l'acier)								
μ	Résistance à la compression simple du béton en MPa							
ELU	16	18	20	25	30	40	50	60
0,02	0,0308	0,0324	0,0340	0,0376	0,0407	0,0462	0,0508	0,0548
0,04	0,0421	0,0443	0,0464	0,0510	0,0550	0,0619	0,0676	0,0726
0,06	0,0503	0,0529	0,0553	0,0606	0,0651	0,0729	0,0792	0,0847
0,08	0,0570	0,0598	0,0624	0,0682	0,0732	0,0815	0,0882	0,0940
0,10	0,0627	0,0657	0,0685	0,0746	0,0799	0,0886	0,0957	0,102
0,12	0,0677	0,0709	0,0738	0,0802	0,0857	0,0947	0,102	0,108
0,14	0,0723	0,0756	0,0786	0,0852	0,0909	0,100	0,107	0,114
0,16	0,0764	0,0798	0,0829	0,0898	0,0955	0,105	0,112	0,118
0,18	0,0802	0,0837	0,0869	0,0939	0,0998	0,109	0,117	0,123
0,20	0,0838	0,0874	0,0906	0,0978	0,104	0,113	0,121	0,127
0,22	0,0871	0,0908	0,0941	0,101	0,107	0,117	0,124	0,131
0,24	0,0903	0,0940	0,0974	0,106	0,111	0,120	0,128	0,134
0,26	0,0934	0,0971	0,101	0,108	0,114	0,124	0,131	0,137
0,28	0,0963	0,100	0,104	0,111	0,117	0,127	0,134	0,140
0,30	0,0991	0,103	0,106	0,114	0,120	0,130	0,137	0,143
0,32	0,102	0,106	0,109	0,117	0,123	0,132	0,140	0,145
0,34	0,105	0,109	0,112	0,120	0,126	0,135	0,142	0,148
0,36	0,107	0,111	0,115	0,122	0,128	0,138	0,145	0,150
0,38	0,110	0,114	0,117	0,125	0,131	0,140	0,147	0,153
0,40	0,114	0,118	0,122	0,131	0,138	0,150	0,159	0,167
0,42	0,117	0,122	0,126	0,136	0,144	0,157	0,166	0,178
0,44	0,121	0,126	0,130	0,141	0,149	0,165	0,178	0,189
0,46	0,124	0,129	0,134	0,145	0,155	0,172	0,187	0,200
0,48	0,127	0,133	0,138	0,150	0,161	0,180	0,196	0,211
0,50	0,131	0,137	0,142	0,155	0,167	0,187	0,205	0,222
0,52	0,134	0,140	0,146	0,160	0,172	0,194	0,215	0,234
0,54	0,137	0,144	0,150	0,165	0,178	0,202	0,224	0,245
0,56	0,141	0,148	0,154	0,170	0,184	0,209	0,233	0,256
0,58	0,144	0,151	0,158	0,174	0,189	0,217	0,243	0,267
0,60	0,147	0,155	0,162	0,179	0,195	0,224	0,252	0,278
0,62	0,150	0,158	0,166	0,184	0,201	0,232	0,261	0,289
0,64	0,154	0,162	0,170	0,189	0,206	0,239	0,270	0,300
0,66	0,157	0,166	0,174	0,194	0,212	0,247	0,280	0,312

ANNEXE 3

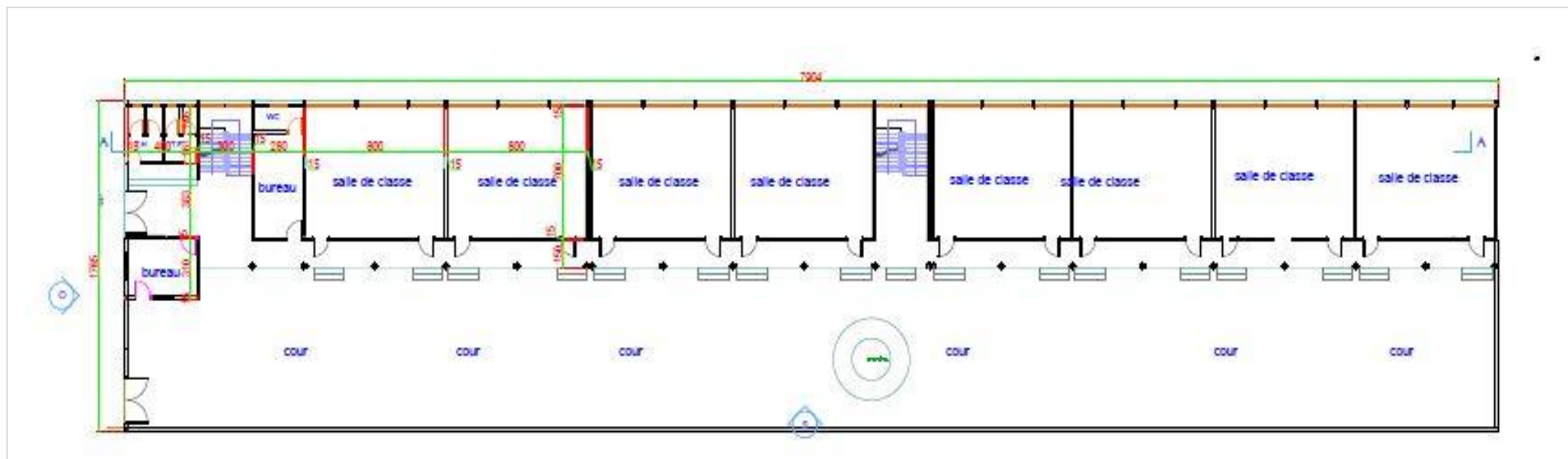


ANNEXE 4

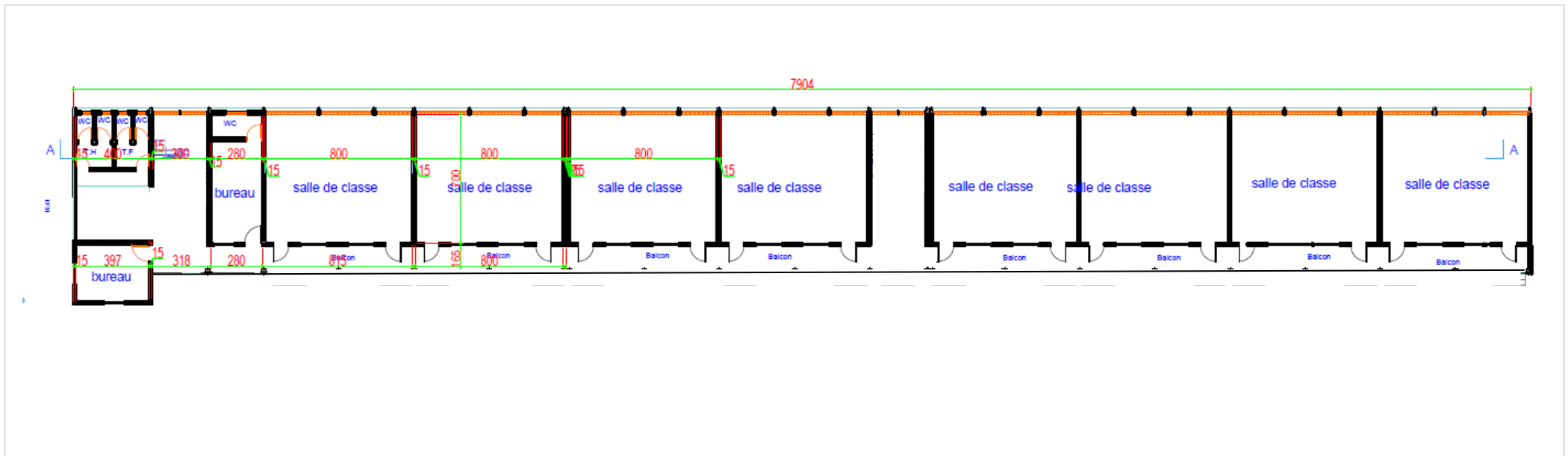
Le tableau des sections équivalentes

Diamètre en mm	Section en cm ² pour									
	1 barre	2 barres	3 barres	4 barres	5 barres	6 barres	7 barres	8 barres	9 barres	10 barres
4	0,126	0,252	0,378	0,504	0,630	0,756	0,882	1,008	1,134	1,260
5	0,196	0,392	0,588	0,784	0,980	1,176	1,372	1,568	1,764	1,960
6	0,283	0,566	0,849	1,132	1,415	1,698	1,981	2,264	2,547	2,830
7	0,385	0,770	1,155	1,540	1,925	2,310	2,695	3,080	3,465	3,850
8	0,503	1,006	1,509	2,012	2,515	3,018	3,521	4,024	4,527	5,030
10	0,785	1,570	2,355	3,140	3,925	4,710	5,495	6,280	7,065	7,850
12	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179	11,310
14	1,539	3,078	4,617	6,156	7,695	9,234	10,773	12,312	13,851	15,390
16	2,011	4,022	6,033	8,044	10,055	12,066	14,077	16,088	18,099	20,110
20	3,142	6,284	9,426	12,568	15,710	18,852	21,994	25,136	28,278	31,420
25	4,909	9,818	14,727	19,636	24,545	29,454	34,363	39,272	44,181	49,090
32	8,042	16,084	24,126	32,168	40,210	48,252	56,294	64,336	72,378	80,420
40	12,566	25,132	37,698	50,264	62,830	75,396	87,962	100,528	113,094	125,660
45	17,661	35,322	52,983	70,644	88,305	105,966	123,627	141,288	158,949	176,610

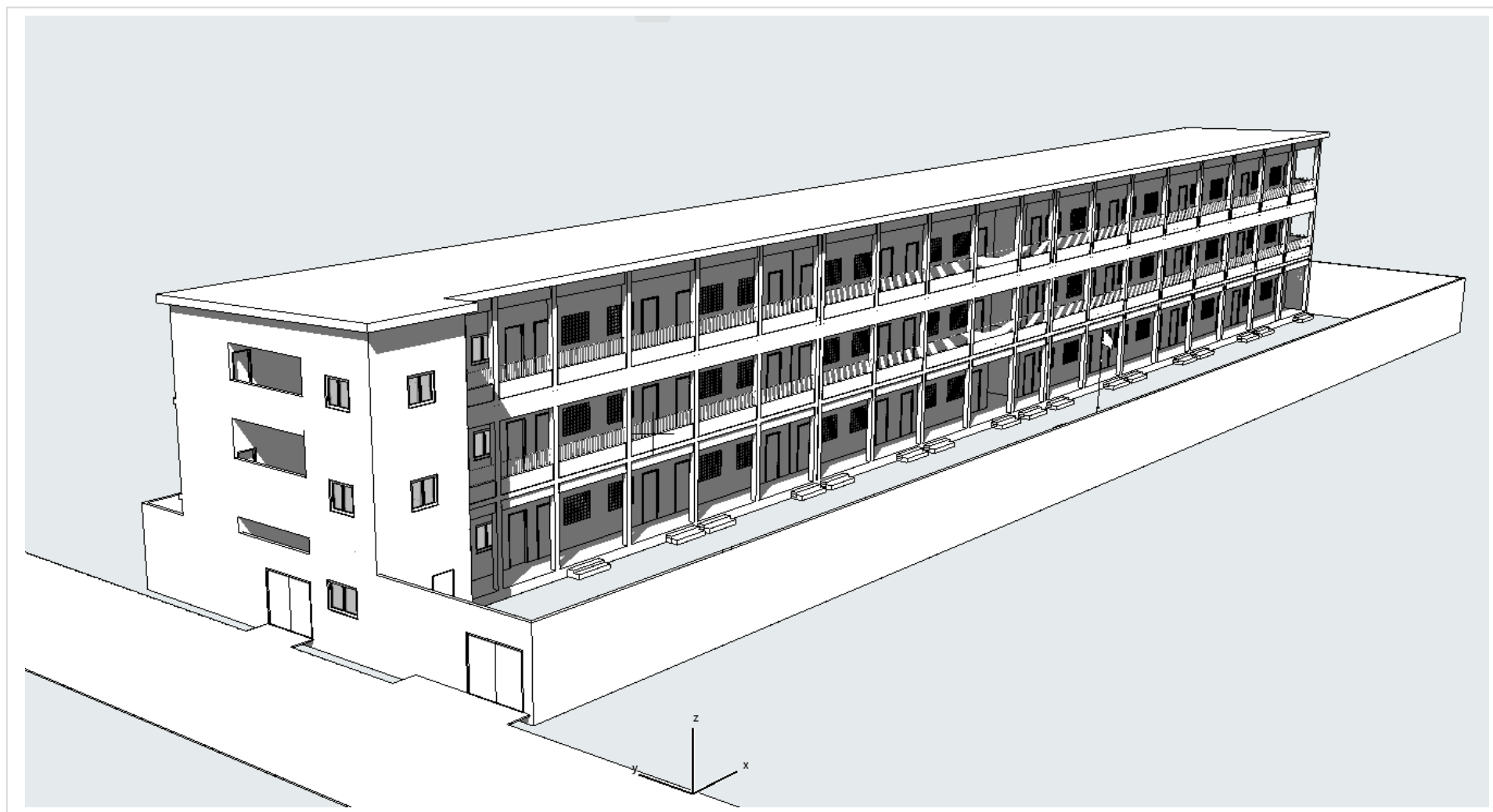
ANNEXE 5: VUE EN PLAN RDC



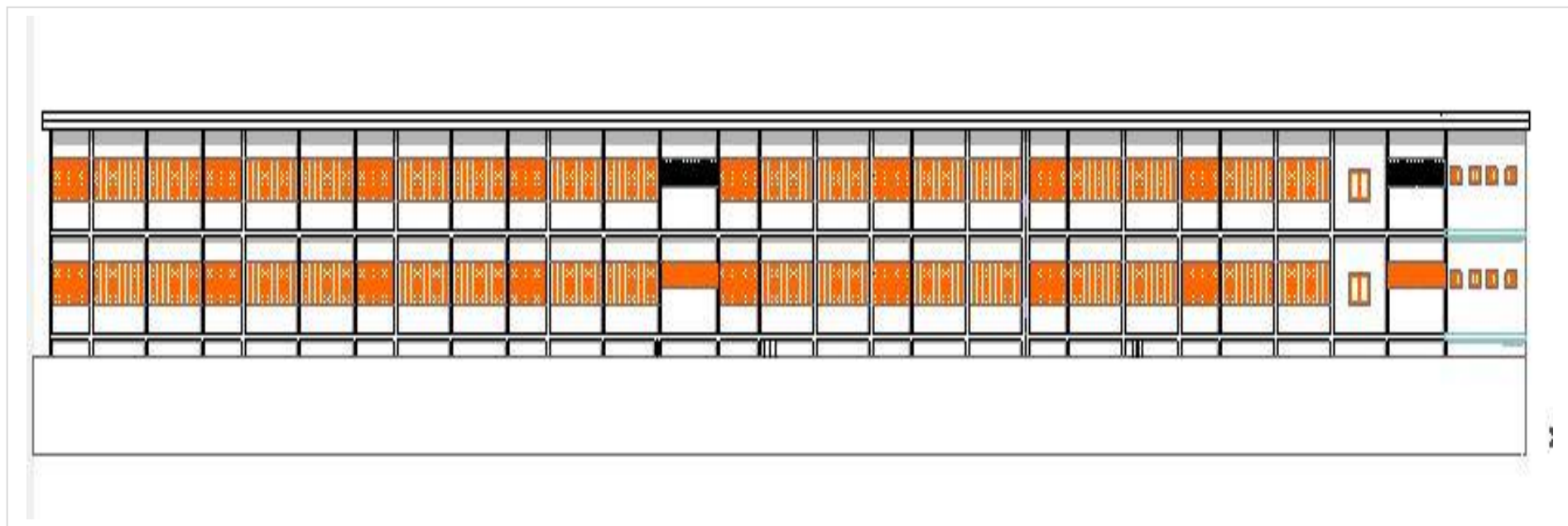
ANNEXE 6 : VUE EN PLAN ETAGE COURANT



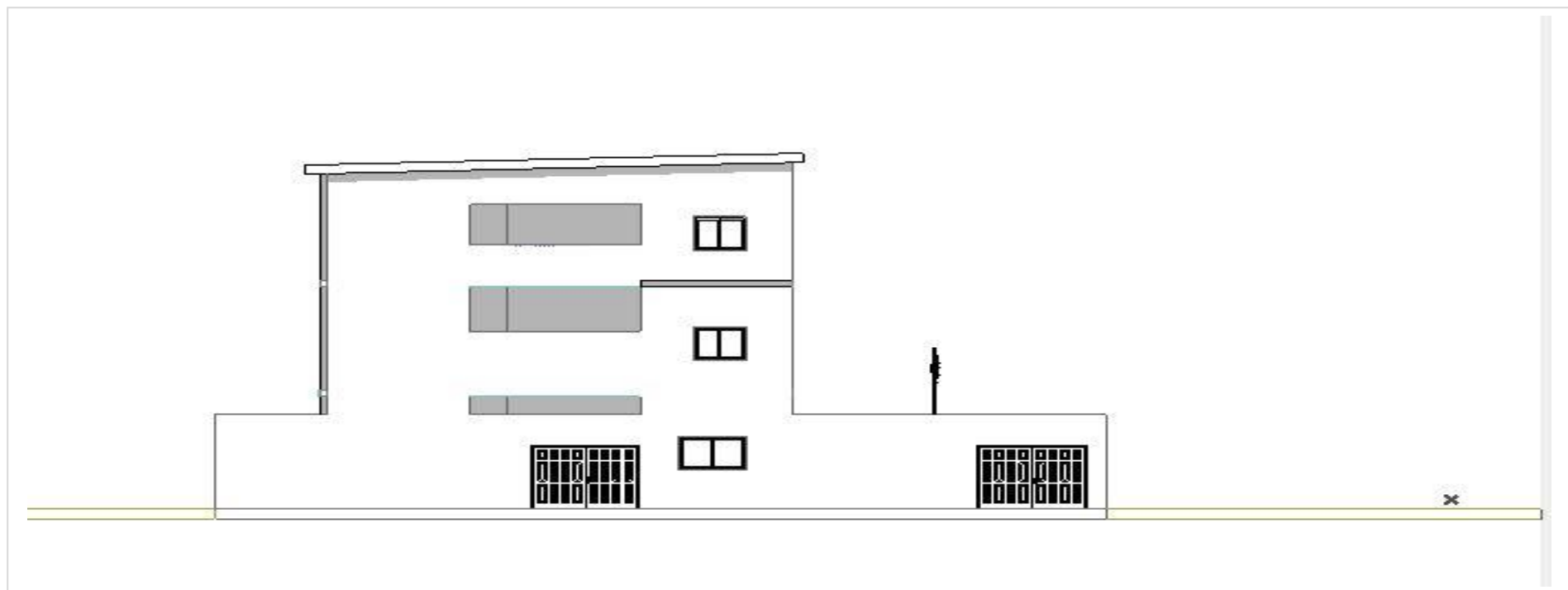
ANNEXE 7: VUE 3D



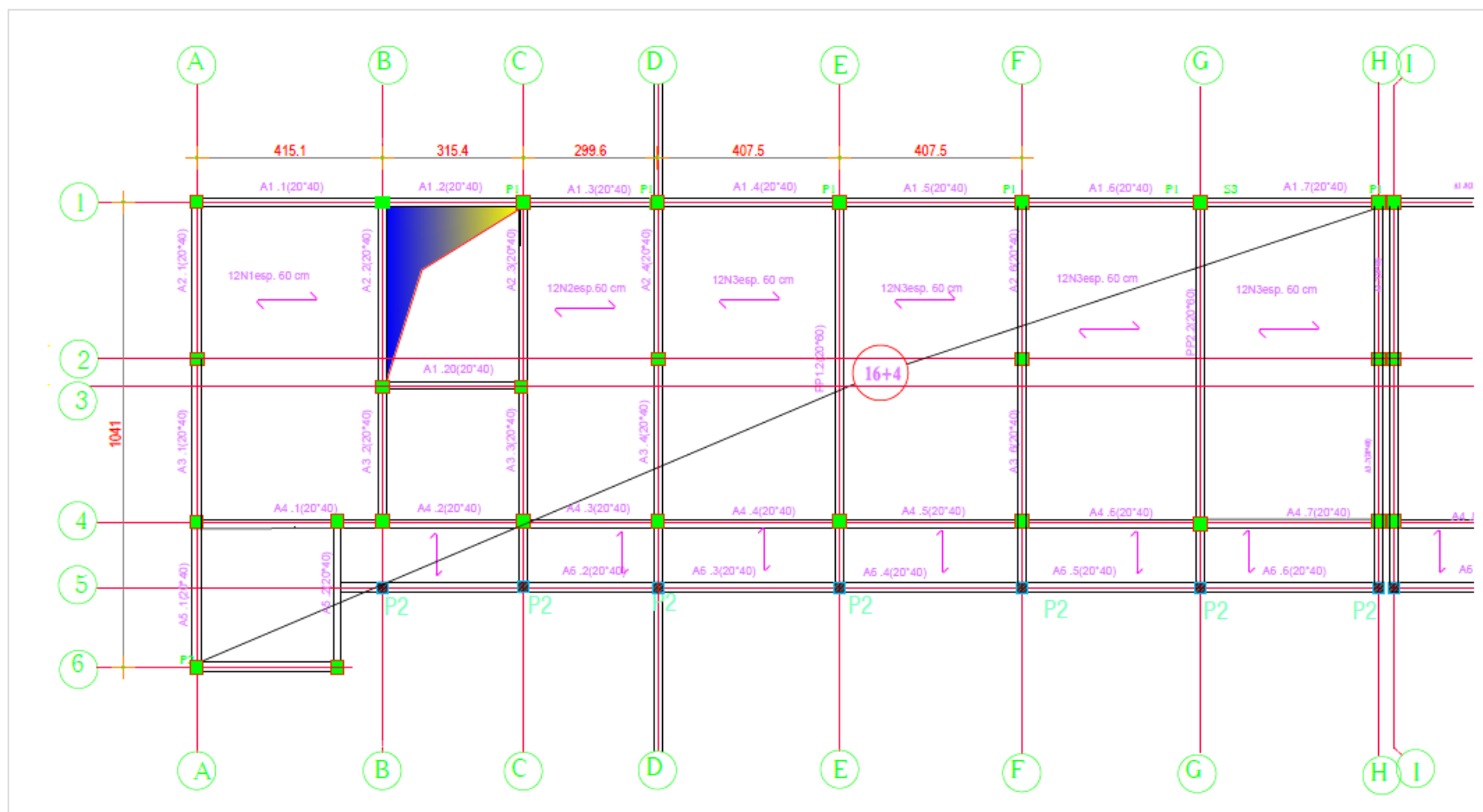
ANNEXE 8: FAÇADE ARRIERE



ANNEXE 9: FAÇADE LATÉRALE GAUCHE



ANNEXE 10: PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT



ANNEXE 11: PLAN DE FONDATION.

