



**ETUDE D'INGENIERIE D'UN BATIMENT R+4 A USAGE
COMMERCIALE AVEC TOITURE ACCESSIBLE DANS LA
VILLE DE OUAGADOUGOU**

Mémoire pour l'obtention du Diplôme d'ingénieur 2iE avec grade de

Master

Spécialité Génie civil-Bâtiment et Travaux Publics.

Présenté et soutenu publiquement le 19 juillet 2024 par

Issaka. ZONGO (20200258)

**Encadrant 2iE : M. Célestin OVONO MEZUI enseignant-Chercheur au département
génie civile à 2iE**

Maitre de stage : M. Franck TAPSOBA, Ingénieur de conception à CRDI

Structure d'accueil du stage : Cabinet de Recherche et Développement en Ingénierie (CRDI)

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Lawani Adjadi MOUNIROU

Membres et correcteurs :

: Dr. Philbert NSHIMIYIMANA

: M. Ousseini MONE

Promotion 2023-2024

DEDICACE

*Je dédie ce document a mon papa ZONGO
Raogo et à ma famille*



REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont l'endroit de :

- Au Cabinet de Recherche et Développement en Ingénierie (CRDI) pour m'avoir accueillie au sein de leur structure pour mon stage dans le cadre de ce mémoire. J'ai touché du doigt le monde professionnel et cela me servira pour la suite de ma carrière ;
- Mon Directeur de Mémoire Monsieur Célestin OVONO pour son encadrement, sa disponibilité et ses conseils ;
- A Monsieur Franck Tapsoba pour sa contribution énorme dans ce document ;
- A tous le personnel enseignants et camarades de classe avec qui j'ai collaboré dans le cadre de ce document.
- L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour la formation académique et les encadrements divers ;



RESUME

Le projet soumis à notre étude est un bâtiment R+4 avec plancher accessible à usage commercial. Le bâtiment couvre une superficie totale de 320 m² et abrite des showrooms et des bureaux. Mes responsabilités dans ce projet est le dimensionnement béton Armé de la structure et l'établissement du devis estimatif et quantitatif de l'ouvrage. Ce projet a été une occasion pour moi d'exploré plusieurs logiciels destinés à améliorer les pratiques du BTP, notamment Robot Structural Analysis Professional (RSA 2024), utilisé pour le calcul de la structure et Autocad 2020 pour les dessins d'exécutions. En complément des calculs sur Excel, nous avons réalisé des calculs manuels sur certains éléments du bâtiment. La structure est de type ossature en béton armé (avec semelles isolées, poutres et planchers). Nous avons utilisé les règles du BAEL 91 modifié 99 – DTU P 18-702, ainsi que les normes françaises NF P 06-004 et NF P 06-001 pour les prescriptions techniques. Pour le prédimensionnement et le dimensionnement des éléments porteurs, nous avons opté pour une approche manuelle. Des calculs au logiciel ont été réalisés pour servir de comparaison des résultats afin de mieux apprécier les résultats issus du calcul manuel. Le coût global alloué à ces travaux sont estimés à 158 461 443 FCFA HT.

Mots clés :

- Prédimensionnement
- Structure
- Showrooms
- Exécution
- Dimensionnement



ABSTRACT

The project submitted for our study is a G+4 building with an accessible floor intended for commercial use. The building covers a total area of 320 m² and houses showrooms and offices. My responsibilities in this project included the reinforced concrete sizing of the structure and the preparation of the estimated and quantitative budget of the work. We explored several software tools designed to improve construction practices, particularly Robot Structural Analysis Professional (RSA 2024) and AutoCAD 2020, used for structural calculations and execution drawings. In addition to automated calculations, we performed manual calculations on certain elements of the building. The structure is a reinforced concrete frame (with isolated footings, beams, and floors). We utilized the BAEL 91 modified 99 – DTU P 18-702 rules, as well as the French standards NF P 06-004 and NF P 06-001 for technical specifications. For the preliminary sizing of the load-bearing elements and the sizing of the elements, we opted for a manual approach. Software calculations were carried out to compare results and better understand the outcomes provided by the manual.

The total cost allocated for this work is estimated at 158 461 443 FCFA.

Keywords:

- Preliminary sizing
- Structure
- Showrooms
- Execution
- Sizing



LISTES DES ABREVIATIONS

BA	: Béton Armé
BAEL	: Béton Armé aux Etats Limites
BTP	: Bâtiments et Travaux Publics
CAO	: Calcul Assisté par Ordinateur
DAO	: Dessin Assisté par Ordinateur
DTU	: Document Technique Unifié
ELU	: Etat Limite Ultime
ELS	: Etat Limite de Service
FPP	: Fissuration Peu Préjudiciable
FP	: Fissuration Préjudiciable
G	: charge permanente
HA	: Haute Adhérence
L	: Portée
LNTP/B	: Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics
P	: Périmètre
PT	: poutre
Q	: Charge d'exploitation
R	: Raidisseurs
RDC	: Rez – de Chaussée
R+1	: Premier étage
R+2	: deuxième étage
R+3	: troisième étage
R+4	: quatrième étage
S	: Semelle isolé
SF	: Semelle Filante



SIGLES

Br	: Section réduite du béton
f_{bu}	: Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
f_{t28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
FeE	: Nuance de l'acier
Lf	: Longueur de flambement
Ls	: Longueur de scellement droite
Lo	: Longueur libre de poteau
MN	: Méga Newton
Mo	: Moment isostatique
Mt	: Moment en travée
Mu	: Moment fléchissant ultime
Nu	: Effort normal ultime
Pu	: Combinaison des actions à l'ELU
St	: Espacement
Vu	: Effort tranchant à l'ELU



TABLE DES MATIÈRES

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
LISTES DES ABREVIATIONS	v
SIGLES	vi
TABLE DES MATIÈRES	vii
LISTE DES TABLEAUX	ix
LISTE DES FIGURES.....	x
I.INTRRODUCTION.....	1
II. Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude	2
II.1 Présentation de la structure d'accueil	2
II.2 Présentation du projet	4
II.2.1 localisations du projet.....	4
II.2.2 Contexte.....	5
II.2.3. Description du projet	5
II.2.4. Description du bâtiment.....	6
II.2. 5. Données du projet.....	10
II.2.6. Hypothèses de calcule	11
III. Matériels et Méthodes	13
IV. Prédimensionnement de la structure.....	13
IV.1. Les planchers	14
IV.2. Prédimensionnement de la poutre.....	18
IV.2.1 Poutre principale.....	18
IV.2.2. Poutre secondaire.....	19
IV.3. Prédimensionnement du poteau.....	20
IV.3.1. Vérifications au flambement.....	21
IV.3.2. Critère de résistance.....	21
IV.4. Prédimensionnement des fondations	22
IV.4.1 Radier.....	22
IV.4.2. Calcule des semelles isolées	23
IV.5. Prédimensionnement de l'escalier	24
IV.6. Prédimensionnement de la cage d'ascenseur.....	28
IV.7. Récapitulatif de Prédimensionnement	28



V. Dimensionnement	28
V.1 Dimensionnement du plancher	28
V.2 Dimensionnements des poutres.....	30
V.3 Dimensionnements des poteaux.....	37
V.3.1 Récapitulatif Dimensionnement de Poteaux	44
V.4 Dimensionnements de l'escalier	44
V.5. Dimensionnements de la cage d'ascenseur.....	50
V.5.1 Ferrailage de la dalle de la case d'ascenseur	50
V.5.2 Ferrailage de la paroi	51
V.6 Dimensionnement de l'acrotère	52
V.7 Dimensionnement des fondations	53
V.7.1 Dimensionnement de la semelle Isolé.....	53
V.7.2. Radier.	58
VI. Dimensionnement avec Robot Structural Analysis.....	59
VI.1. Présentation du logiciel de calcul.....	59
VI.2. Modélisation avec Robot	59
VII. discussions des résultats	61
VII. Sécurité et protection incendie.....	62
VII.1. Raison de la protection contre les incendies.....	62
VII.2. Systèmes de détection et de prévention des incendies.....	63
VII.2.1 Systèmes de détection.....	63
VII.2.2 Systèmes de prévention	63
VIII. Devis estimatif et quantitatif	64
VIII.1 Evaluation de la quantité des matériaux	64
VIII.1 Applications des coûts	64
IX. Etude d'impacts environnementale	65
X. Conclusion.....	67
XI. Bibliographie.....	68
XII. Annexes.....	xi
LISTE DES ANNEXES	xi



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Charges permanent de référence (NF P 06 004).....	16
Tableau 2: Charges d'exploitation de références (kN/m ²) (NF P 06 001).....	16
Tableau 3: charge surfacique de pencher courant.....	17
Tableau 4: charge surfacique de plancher étage 3et 4	17
Tableau 5: murs	17
Tableau 6: charge surfacique sur le dallage.....	17
Tableau 7: récapitulatif de prédimensionnement des poteaux.....	22
Tableau 8: dimension de l'escalier	27
Tableau 9: charge surfacique de palier de repos.....	27
Tableau 10: charge surfacique de Paillasse	27
Tableau 11: récapitulatif redimensionnement	28
Tableau 12: charge surfacique plancher terrasse accessible.....	29
Tableau 13: résultat de dimensionnement	29
Tableau 14: résultat de dimensionnement dalle de compression	29
Tableau 15: descente de charge poutre BB	33
Tableau 16: descente de charge poutre CC	34
Tableau 17: calcule de ferrailage poutre BB	35
Tableau 18: moment en travée et section d'acier retenue file C-C	36
Tableau 19: moment en travée et section d'acier retenue file DD	36
Tableau 20: résultat de dimensionnement de groupe 1	38
Tableau 21: descente de charge poteau groupe 2	40
Tableau 22: résultat de dimensionnement de groupe 2	41
Tableau 23: descente de charge poteau P5	42
Tableau 24: descente de charge poteau groupe 3 : cas du poteau P1	43
Tableau 25: résultat de calcule du poteau groupe 3 : poteau P1.....	44
Tableau 26: Rappel des dimensions de l'escalier.....	44
Tableau 27: calcul de ferrailage de l'escalier	48
Tableau 28: ferrailage de l'acrotère.....	53
Tableau 29: ferrailage de semelle.....	54
Tableau 30: ferrailage de radier.....	59
Tableau 31: tableau comparatif de dimensionnement des poutres	61
Tableau 32: tableau récapitulatif des poteaux (D9).....	62



Tableau 33: tableau récapitulatif des semelles(S5)	62
Tableau 34: devis quantitatif et estimatif	65

LISTE DES FIGURES

Figure 1: vue en élévation du bâtiment	6
Figure 2: Vu de l'ossature du bâtiment	10



I. INTRODUCTION

Le commerce est un secteur en plein essor au Burkina Faso. C'est un domaine d'activité très concurrentiel qui nécessite d'énorme investissement surtout dans les infrastructures de qualité et attrayant. La conception et la réalisation d'un projet de bâtiment à usage commercial est un processus complexe et crucial visant à créer un espace fonctionnel, esthétique et rentable. Ce projet nécessite une approche méthodique alliant expertise technique, créativité, ingéniosité et surtout compréhension approfondie des besoins spécifiques du client et des utilisateurs finals.

Le promoteur dans sa stratégie d'accroître ses activités a opté pour la construction d'un nouvel immeuble qui servira de siège social et de showroom de vente pour son entreprise. Afin de s'assurer de la bonne exécution des travaux, le promoteur a jugé utile de solliciter l'expertise du Cabinet de Recherche et Développement en Ingénierie (CRDI) pour l'étude d'ingénierie du bâtiment. Notre objectif dans cette étude est de fournir un bâtiment solide répondant aux exigences du client. Cette étude est dictée par (02) deux objectifs spécifiques :

- Dimensionner les éléments de la structure
- Evaluer le coût l'ouvrage

Notre étude s'articulera comme suit :

- Prédimensionnement des éléments porteurs : cela correspond à la fixation des sections minimales des éléments de la structure
- Descentes des charges : Il s'agit d'évaluer les contraintes agissant sur les différents éléments de la structure afin de réaliser son dimensionnement.
- Dimensionnement des éléments porteurs : Il s'agit de la note de calcul et les plans de ferrailages des éléments de la structure.
- L'évaluation quantitatif et du coût prévisionnel des travaux : Ce volet vise à connaître l'enveloppe financière que le maître d'ouvrage devra mobiliser pour la réalisation de l'ouvrage.



II. Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude

II.1 Présentation de la structure d'accueil

CRDI SARL est un bureau d'études spécialisé dans les études, la conception, l'optimisation et les travaux d'exécution de toute structure notamment le bâtiment, le génie civil, l'hydraulique et l'énergie.

Fort d'une équipe expérimentée et reconnue dans le métier de l'Ingénierie, **CRDI SARL** est le partenaire pour vous accompagner dans la conception à la réalisation de votre projet et ce notamment grâce à de fortes ressources matérielles et d'un personnel qualifié et expérimenté. Son siège social est à Ouagadougou au Burkina Faso. Son rayon d'action à court terme est la zone CEDEAO et la zone UEMOA. Ces clients cibles sont les ONG, le Privé, les particuliers, les industrielles et le Publique. Les prestations réalisées sont :

- La conception des ouvrages
- L'assistance aux concepteurs
- La recherche économique optimale des ouvrages
- La réalisation des prestations de service et la fourniture d'équipement
- La réalisation de l'ensemble des plans d'exécution des ouvrages
- L'assistance en phase chantier

Ces domaines de compétence sont les suivants :

1. Section génie civil (bâtiments, ouvrage d'art) et hydraulique

- Calculs génie civil des ouvrages (bâtiments, route, Hydrauliques...)
- Note de calcul des bâtiments
- Projets architecturaux
- Etudes de réalisations des forages
- Etude géophysiques
- Etude de systèmes d'approvisionnement en eau potable
- Construction métallique

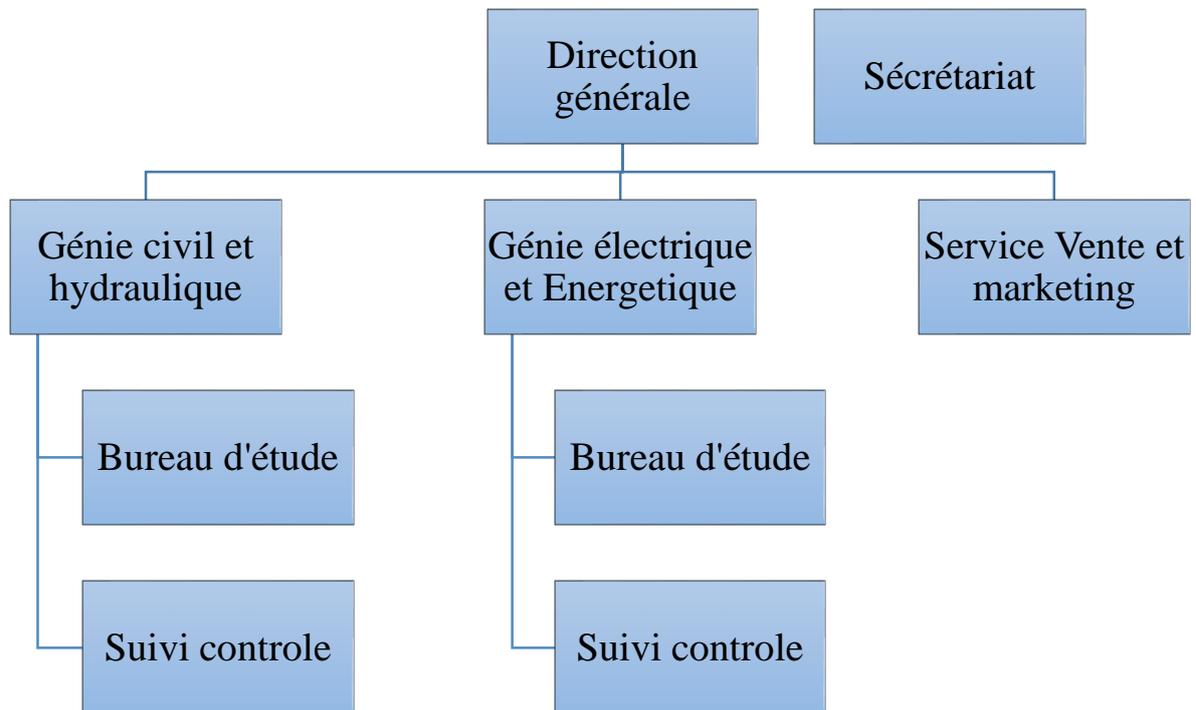
2. Section électricité et énergétique

- Audit énergétique (analyse des factures, audit énergétiques des bâtiments et des industries)
- Installations solaires (Bâtiment, pompes solaires immergées)



- Froid et climatisation
- Electricité et automatisme (électricité bâtiment, éclairage public, maintenance des groupes électrogènes)
- Protection foudre

Organigramme de l'entreprise





II.2 Présentation du projet

L'étude d'ingénierie du projet a pour but de donner au bâtiment les caractéristiques mécaniques nécessaires de tenir dans la durée sur le site prévu pour réaliser le projet. Ceci lui permet de remplir la fonction pour laquelle il a été conçu.

II.2.1 localisations du projet

Le bâtiment sera logé dans la ville de Ouagadougou. Précisément dans la Zone d'Activité Diverse (ZAD). Cette zone est aménagée pour recevoir des zones commerciales et industrielles. Par conséquent notre bâtiment s'intègre bien dans son environnement. L'image ci-dessous nous montre une image de la zone du projet.





II.2.2 Contexte

Dans le cursus de formation des ingénieurs en Génie Civil, le diplôme d'ingénieur est acquis après la soutenance d'un projet de fin d'étude. C'est dans ce cadre que le Cabinet de Recherche et Développement en Ingénierie qui est une structure spécialisée dans le dimensionnement et l'évaluation des coûts des ouvrages nous a accueilli dans ses locaux. Le présent projet a pour objectif de permettre à l'étudiant de toucher le métier dans un cadre pratique mais aussi de s'imprégner de l'environnement du travail en vie de faciliter son insertion professionnelle future dans le métier de génie civil. En tant que stagiaire, la réalisation de mon projet d'étude a consisté à l'étude structurale et l'évaluation du coût de l'ouvrage.

Le promoteur dans sa vision stratégique d'améliorer ses services a opté pour la construction d'un nouvel immeuble qui servira de siège social et de showroom de vente pour son entreprise. La problématique centrale réside dans la manière dont il peut concevoir et mettre en œuvre ce projet de construction de manière efficace, rentable et orientée vers la croissance. Parmi les défis à relever figurent la recherche du bon emplacement, la conception d'un bâtiment fonctionnel et attrayant, la gestion des coûts de construction, et surtout, la manière dont cet investissement immobilier contribuera à accroître la visibilité de ses showrooms de vente, renforçant ainsi la notoriété de sa marque et stimulant davantage la croissance de son entreprise.

Ce présent projet étant ambitieux, a pour objectif de se projeter dans le futur avec pour finalité la réalisation d'un bâtiment exploitable à long terme. Dans cette perspective, le site retenu est la Zone d'Activité Diverse (ZAD) à l'emplacement des coordonnées GPS suivant (0663973 ;1366183 ;346). Les plans d'architectures ont été réalisés par une équipe d'architecture à savoir les plans de niveau ; masse ; aménagement ; électricités ; plomberie. L'étude géotechnique est réalisée par le LNBTP. Notre travail à consister au dimensionnement des éléments de structure et l'évaluation du coût de l'ouvrage.

II.2.3. Description du projet

Le projet soumis à notre étude est un bâtiment R+4 avec terrasse accessible devant abrité le siège d'une entreprise appartenant à un promoteur privé. Il sera bâti sur une superficie de 320 m². La hauteur du bâtiment à construire est de 22,30 m. La structure du bâtiment est de type ossature, c'est-à-dire que les éléments porteurs sont constitués de plancher, poutres, poteaux, voiles. Les maçonneries (15x15x40) seront reprises par des longrines et des poutres. Les charges reprises par les poutres seront transmises aux poteaux. Ces derniers les transmettront



aux semelles qui se chargera de les dissiper au sol. Le sol à son tour renvoie une réaction équivalente ou supérieure pour stabiliser l'ouvrage.

Le bâtiment est constitué de planchers dont le dernier niveau est accessible. Ce plancher supporte une charpente sur laquelle est installer des panneaux solaires. Trois escaliers permettent le passage d'un étage à l'autre, l'un se trouve à l'intérieur et se limite au niveau RDC et les deux autres à l'extérieur du bâtiment parcours tous les niveaux. Vu sa taille, le bâtiment dispose d'un ascenseur permettant, lui aussi, le déplacement entre les différents niveaux. La hauteur sous plancher du RDC est de 3,80 m et celle des autres niveaux est de 3,45 m. L'image ci-dessous montre la une vue en 3 Dimensions de notre bâtiment.



Figure 1: vue en élévation du bâtiment

II.2.4. Description du bâtiment

Les descriptions des surfaces des pièces sont résumées dans le tableau ci-dessous à la page 12. Le plan du niveau RDC est joint ci-dessous à la page 14. Pour les autres pièces du bâtiment voire annexe 4 de la page xv à la page xxi.

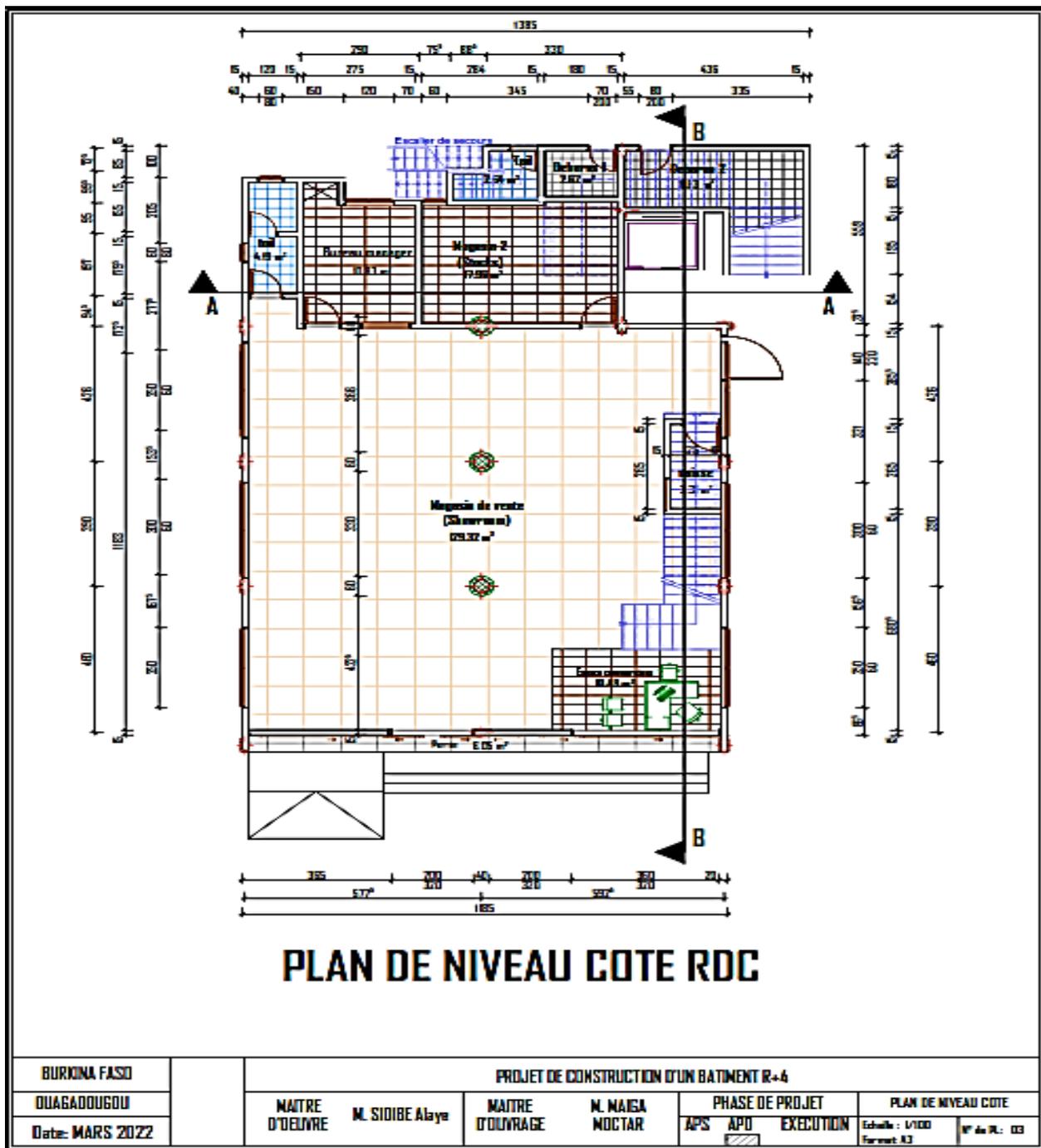


RDC	
Désignation	Surface(m ²)
Showroom	129.32
Espace commercial	10.49
Caisse	3.3
Magasin	17.96
Bureau	10.83
Toilette	4.19
Débarras	4.25
TOTALE RDC	180.34
Étage 1	
Magasin	152,88
Espace commercial	4,45
Cafétéria	12,09
Toilette	6,36
Stock	11,12
Dégagement	13,6
TOTALE étage 1	200,5
Étage 2	
Salle polyvalente	121,6
Bureau	33,56
Accueil	9,11
Hall	12,41
Dégagement	21,15
Cafétéria	8,55
Toilette	6,36
Totale R+2	212,74
Étage 3	
Bureau	87,2
Salon	39,66
Toilette	9,04
Secrétariat	23,35
Dégagement	23,31
Cafétéria	8,36
Couloir	11,47
TOTALE R+3	202,39
Étage 4	
Salle de réunion	49,78
Responsable de Direction	30,81
Bureau	72,05



Dégagement	24,27
Cafétéria	7,4
Toilette	6,36
TOTALE R+4	190,67
Édicule	
Locale technique	29,7
Surface totale utilisable	986,64

Plan d'architecture du bâtiment



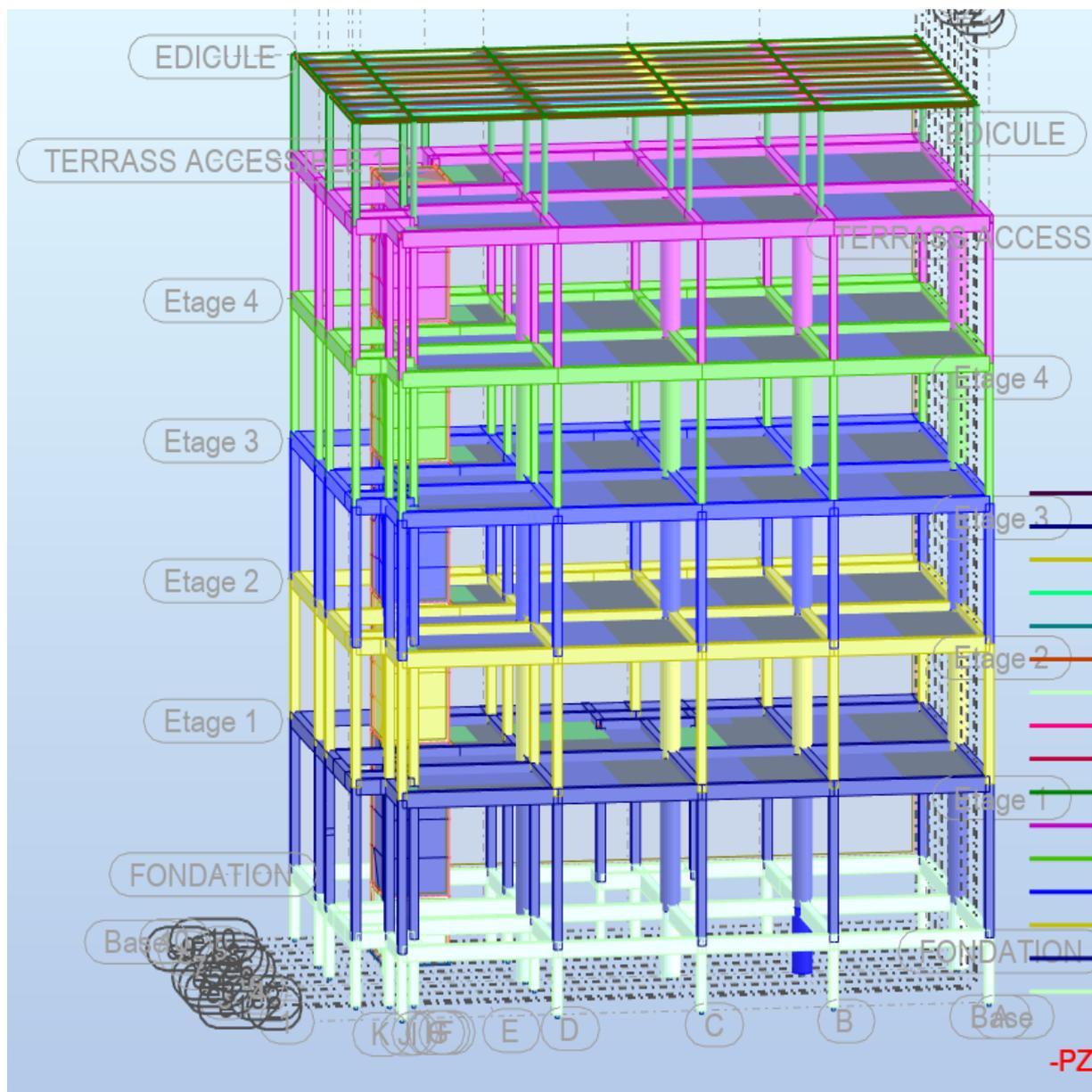


Figure 2: Vu de l'ossature du bâtiment

II.2. 5. Données du projet

- Sol de fondation

Les données du projet sont les suivants :

- Les plans architecturaux fournis par l'équipe d'architectures ;



- La contrainte de calcul à l'ELS = 0,2 MPa données par le Laboratoire National de Bâtiment et Travaux Public ;
- La profondeur d'encrage de semelles isolées : -2 m/TN
- Le béton de propreté est de 5 cm

La tenue aux feux des éléments Béton Armé estimé à 1h

II.2.6. Hypothèses de calcul

Les éléments porteurs seront calculés suivant les règles du béton armé aux états limites BAEL 91+additifs 99.

Les caractéristiques mécaniques du béton et des aciers à prendre en compte sont les suivantes :

- **Béton :**

- Dosage en ciment pour les éléments porteurs : 350kg/m³ ;
- Dosage en ciment pour béton de propreté : 150kg/m³ ;
- Dosage pour les travaux de fondation et du dallage : 300kg/m³ ;
- Résistance à la compression du béton $f_{c28}=25$ MPa
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures ($\theta =1$).
- Pas de reprise de bétonnage ($k = 1$) ;
- Résistance caractéristique du béton en traction $f_{t28} = 2.1$ MPa ;
- Contrainte limite à la compression à l'ELU (*l'Art 4341 BAEL 91*)

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.17 \text{ MPa} ;$$

- Contrainte limite à la compression à l'ELS (*l'Art 5121 BAEL 91*)
 - $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte de cisaillement

$$\tau_{lim} = \min \left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1,5$ (en général).
- Module de d'élasticité du béton= 32164 MPa

- **Armatures :**

- Acier à haute adhérence (HA) ;



- Limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte de calcul de l'acier $f_{su} = 348 \text{ MPa}$;
- Module d'élasticité longitudinale $E_s = 200000 \text{ MPa}$;
- Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$ (cas courant).
- Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$.
- Coefficient de poisson vaut :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ à ELS} \\ \nu = 0 \text{ à ELU} \end{cases}$$

- Contrainte de traction limite à l'ELS

$$\bar{\sigma}_t = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{\eta} * f_{t28} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_t = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Combinaison d'action dans un état limite donne :**

ELU : $1,35G + 1,5Q + w$; $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$; $G + Q + W$

Types de fissurations :

- Fissuration préjudiciable pour le dimensionnement de la fondation ;
- Fissuration peu préjudiciable pour le dimensionnement des poteaux, poutres, longrines, escaliers et planchers.

- **Enrobage**

Nous adopterons 3cm d'enrobage pour les semelles et 2.5 cm pour les poteaux, poutres, longrines, escaliers et planchers.

La descente de charges est réalisée par la méthode traditionnelle. Les calculs sont effectués selon les règles BAEL, les fissurations sont considérées comme non préjudiciable pour tous les éléments en superstructure, et préjudiciable pour tous les éléments en infrastructure.

Les calculs sont effectués par le logiciel de calcul ROBOT



- **Hypothèse générales – Vent**

Directions de vents calculées

Norme NV65

Région de vent: 2

Site: Exposition protégé

- **Règlements et normes utilisées**

Pour l'ensemble du projet nous avons utilisés les règlements et normes suivants :

- BAEL 91 additif 99 pour le Béton Armé
- DTU13-12 pour les calculs géotechniques
- NF P 06 001 pour les charges d'exploitation du bâtiment
- NF P 06 004 pour les charges permanentes

III. Matériels et Méthodes

Pour bien mener à bout mon étude, j'ai conçu des formulaires de calcul Excel qui permet une fois calculer manuellement les efforts, les sollicitations et les sections d'aciers sont générée automatiquement. Ensuite le choix des sections d'aciers est fait en se servant des tableaux des sections d'aciers. Pour ce qui concerne les poteaux nous leur avons classer par groupe de trois en fonction de les avons classifiés en fonction des efforts portée par chaque poteau. Cela nous a permis de dimensionner trois groupes de poteaux pour tout le bâtiment. Pour chaque groupe nous les dimensionnons en fonction du poteau le plus chargé. Pour les poutres nous avons identifié les plus chargé à partir de la modélisation sur le logiciel Robot et dimensionner trois poutres. C'est ainsi que nous avons procéder pour dimensionner les différents partis de la structure. Au fur et à mesure que nous avançons, nous comparons les résultats trouvés avec ceux du logiciel.

IV. Prédimensionnement de la structure

Le prédimensionnement des éléments de la structure consiste à donner des dimensions minimales de chaque élément de la structure afin qu'ils résistent aux différentes sollicitations qui leur seront soumises. L'objectif final étant de minimiser les coûts de construction. Le prédimensionnement concerne les éléments tels que les poutres, poteaux, planchers et voiles.



Ces sollicitations sont les actions verticales et horizontales et sont désignées charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

IV.1. Les planchers

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui constituent une plateforme de séparation entre deux niveaux. Ils peuvent être réalisés en bois, en béton et en métallique.

Pour le cas de notre bâtiment nous allons opter pour des planchers bétons corps creux constituer de poutrelles, d'entrevous (hourdis) et d'une dalle de compression. Ces types de dalle possèdent une bonne isolation phonique et thermique. Les entrevous jouent le rôle d'un coffrage perdu et diminuent considérablement le poids de la dalle. Ce type de plancher est adapté pour les étages courants et la terrasse de faibles charges d'exploitation. Les différents éléments constitutifs doivent être dimensionnés selon les critères de résistance et de déformation de la dalle.

Du point de vue technique nous déterminons la hauteur totale de la dalle et ensuite déterminer les dimensions des éléments constitutifs.

❖ Détermination de la hauteur totale.

On a une dalle continue sur trois files de poutre : Selon la condition de flèche, la hauteur totale est donnée par la formule suivante selon Henry thonier tome 2 page 620 :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ Nous choisirons une de } (16+4) \text{ donc une dalle de } 20 \text{ cm}$$

Avec

$$\begin{cases} H_t = \text{épaisseur totale du plancher (dalle creux + la dalle de compression)} \\ L = \text{la portée maximale de la poutrelle} \end{cases}$$

Soit $L_{max} = 440 \text{ cm}$ distance prise de nu à nu de poteaux selon le sens de portée des nervures. On a donc 20 cm de hauteur total avec 16 cm pour la hauteur des hourdis et 4 cm pour la dalle de compression.



❖ Dimensionnement des poutrelles

La section transversale de la nervure est assimilable à une poutre en T. Ce qui revient à déterminer la largeur de la table de compression b , la distance entre axe des nervures b_0 et l'épaisseur de la table de compression h_0

$$b_1 = \min\left[\frac{b-b_0}{2}, \frac{L_{max}}{10}\right]$$

Avec $\begin{cases} L: \text{portée de la nervure entre nus entre poutres principales} \\ b_0: \text{distance entre axes des nervures (largeur)} \end{cases}$

❖ Détermination de b_0

$$0.3 \times d \leq b_0 \leq 0.45 \times d \text{ avec } d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 \times 20 = 18$$

On a: $0.3 \times 18 \leq b_0 \leq 0.45 \times 18$ soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left[\frac{60-10}{2}, \frac{440}{10}\right] = \min[25, 44] = 25 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + 10 = 2 \times 25 + 10 = 60 \text{ cm.}$$

La largeur de la table de compression $b=60 \text{ cm}$

Epaisseur de la table de compression est $h_0=4 \text{ cm}$

Distance entre axe des nervures $b_0=10 \text{ cm}$

❖ Descente des charges

La descente des charges est l'évaluation des charges supportées par les différents éléments de la structure de l'ouvrage. Ces charges peuvent être permanentes, ponctuelles ou variables. Ces charges sont classifiées en deux catégories :

- Les charges permanentes ou charges mortes notées (G) sont celles qui sont appliquées de façon continue sur l'ouvrage et, correspondent au poids propre de l'ouvrage. Il s'agit entre autres du poids du béton, des revêtements de sol, de la toiture, etc.
- Les charges d'exploitation (Q) sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent aux mobiliers, aux matériels, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.



➤ Charges de référence

Tableau 1: Charges permanent de référence (NF P 06 004)

Charges permanent de référence	
Béton Armé	25 (kN/m ³)
Aggloméré creux ép. 15 cm	1.3 (kN/m ²)
Plancher à entrevous 16+4	2.85 (kN/m ²)
Faux plafond	0.255 (kN/m ²)
Forme de pente ép. 10 cm	1.94 (kN/m ²)
Etanchéité multicouche	0.12 (kN/m ²)
Revêtement	1 (kN/m ²)

Tableau 2: Charges d'exploitation de références (kN/m²) (NF P 06 001)

Charges d'exploitation de références (kN/m ²)	
Entretien	1
Bureau	2.5
Salle polyvalente	5
Réunion	3.5
Salle d'exposition	2.5
Cafétéria	2.5
Escaliers	2.5
Hall	4.0
Zone de dépôt	3.5

- **Evaluation des poids surfaciques des planchers du RDC ;1^{er} et 2^e étage.**

Ces planchers ont on des charges d'exploitation similaires et les mêmes compositions de matière constituant le plancher. Ce qui justifie le regroupement dans ce tableau. L'évaluation des charges a été fait en utilisant le poids volumique des matériaux constitutifs. Les charges permanent selon la norme NF P : 06-004 de mai 1977.

Les charges d'exploitation sont fonction de l'utilisation du bâtiment et sont évaluer selon la norme NF P : 06-001.



Tableau 3: charge surfacique de pencher courant

Niveau	Désignation	Epaisseur(cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
RDC, 1er et 2e étage	Carrelage +mortier de pose	0,025	1
	Faux plafond en plâtre	0,02	0,2
	Corps creux 16+4		2,85
	Cloison de séparation		1
	Charge permanente		5,05
	Charge d'exploitation		4
	TOTAL Nu		12,8175
	TOTAL NSER		9,05

Tableau 4: charge surfacique de plancher étage 3et 4

Niveau	Désignation	Epaisseur(cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
Etage 3 et 4	Carrelage +mortier de pose	0,025	1
	Enduit en plâtre	2	0,2
	Corps creux 16+4	25	2,85
	Cloison de séparation	0,05	1
	Charge permanente		5,05
	Charge d'exploitation		2,5
	TOTAL (Nu)		10,5675
	Nser		7,55

Tableau 5: murs

Mur	Désignation	Epaisseur	Poids surfacique (KN/m ²)
Mur	Poids des parpaings	15	1,3
	Enduit de ciment (4 cm)	0,18	0,9
	Enduit plâtre	2	0,2
	TOTAL(G)		2,4

Tableau 6: charge surfacique sur le dallage

Dallage	Désignation	Epaisseur	Poids surfacique (KN/m ²)
Dallage	Carreau +mortier de pose	15	0,5
	Béton pour dallage	5	1
	Remblai	0,8	14,4
	TOTAL(G)		15,9
	Charge d'exploitation		4
	Nu		27,465
	Nser		19,9



IV.2. Prédimensionnement de la poutre

IV.2.1 Poutre principale

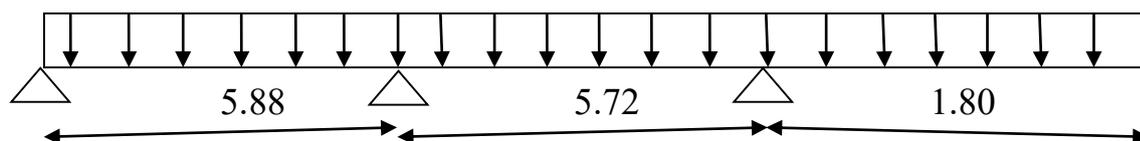
Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires faisant parti de la structure porteuse du bâtiment. Leur prédimensionnement est basé sur les critères suivantes :

- Le critère de rigidité
- Le critère de résistance

a. Critère de rigidité :

Cas de la poutre B-B : il s'agit d'une poutre continue à trois travées de portée maximale égale à 5.72 m.

Schéma statique de la poutre



Les sections de la poutre sont dimensionnées selon la formule suivante

$$\left(\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16}\right) \Rightarrow \left(\frac{572}{20} \leq h \leq \frac{572}{16}\right) = (28.6 \leq h \leq 35.75)$$

Convenons de prendre des poutres de hauteur $h=50$ cm

L_{max} = portée maximale de la poutre

h = la hauteur de la poutre

b = la largeures de la poutre

La largeur de la poutre = $0.45 d = 0.45 * 0.9 * 50 = 20.25$

Convenons de prendre une poutre de base 25 cm

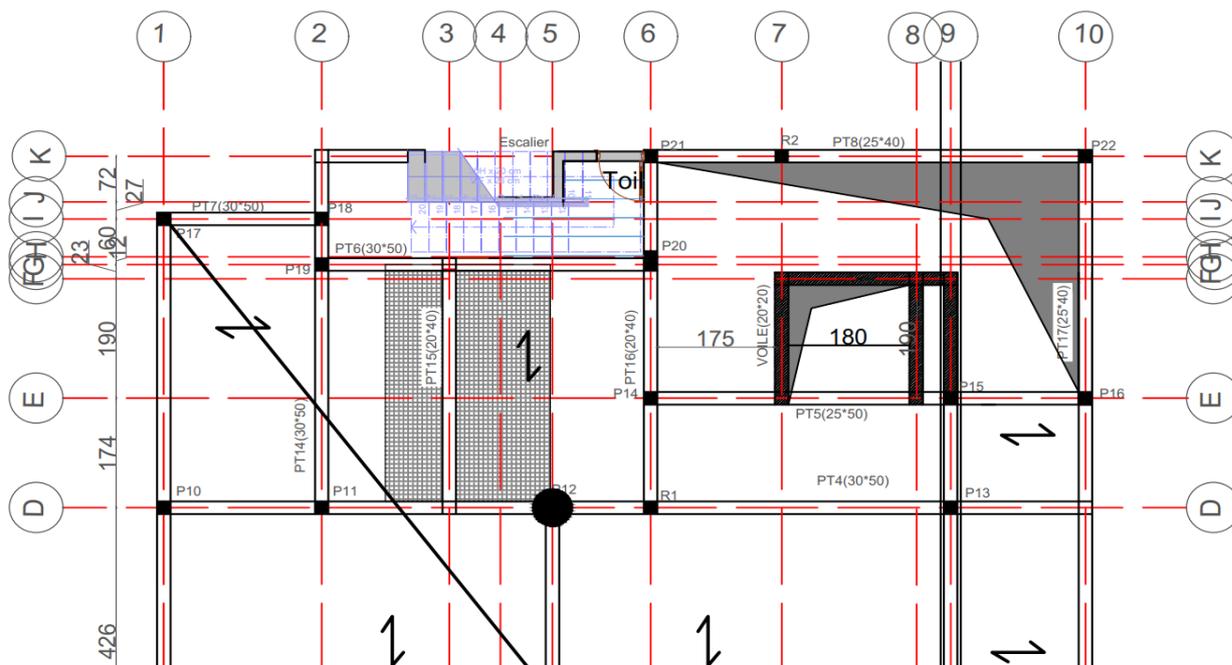
Les dimensions de la poutre sont de (25*50) cm

IV.2.2. Poutre secondaire

Il s'agit de poutres portées par d'autres poutre

Cas du poutre PT 15 de longueur 3.67 m

Plan de coffrage



$$\left(\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}\right) \Rightarrow \left(\frac{367}{15} \leq h \leq \frac{367}{10}\right) = (24.46 \leq h \leq 36.7)$$

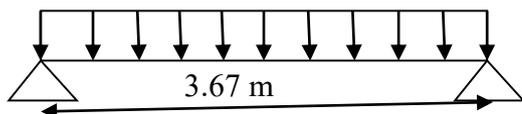
Convenons de prendre des poutres de 40 cm

La largeur de la poutre est donnée par la formule :

0.45 d.

Donc $b=0.45 \cdot 0.9 \cdot 40 = 16.2$ soit $b = 20$ cm pour l'ensemble des poutres.

Les dimensions des poutres sont $(20 \cdot 40)$ cm²



Les formules utilisées pour le prédimensionnement sont issues du BAEL 91



IV.3.1. Vérifications au flambement

Nous allons utiliser le flambement pour déterminer l'un des coté du poteau et ensuite utilisé le critère de résistance pour déterminer le second côté.

$$I = \frac{l_f}{i_{min}} \Rightarrow i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}};$$

on a $l_f = 0.7 l_0$ pour les poteaux intermédiaire

$I_{min} = BH^3/12$ (section rectangulaire)

$$i_{min} = \frac{D}{4} \text{ (Section circulaire)'$$

λ : Élancement du poteau

L_f : longueur de flambement

i_{min} : rayon de giration

I_{min} : moment d'inertie de la section

L_0 : longueur de poteau.

Cas du poteau circulaire.

Dans le cadre du bâtiment les poteaux sont encastés en pied et en tête. Donc on a $l_f = 0.5l_0$.

Ici il s'agit pour nous de vérifié notre hypothèse qui est que l'élancement est inférieur a 35 pour ce qui concerne les poteaux circulaires dont les dimensions sont imposées par l'équipe d'architecture.

$$\lambda = \frac{4 \times l_f}{D} = \frac{4 \times 0.5 \times 400}{50} = 16 \leq 35 \text{ donc ok}$$

- Cas de poteaux rectangulaires

Pour les poteaux rectangulaires on va déterminer le coté a du poteau selon le critère de flambement et déterminer le coté b selon le critère de la résistance du poteau.

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \Rightarrow a = \frac{l_f \sqrt{12}}{\lambda} = \frac{0.7 \times 400 \times \sqrt{12}}{35} = 27.71 \text{ cm}$$

Convenons de prendre $a=30$ cm

IV.3.2. Critère de résistance

Le coté b sera déterminé par la formule $b \leq \frac{1.35 Nu}{\alpha \times f_{c28}(a-0.02)} + 0.02$



Calcul de α

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left[\frac{35}{35}\right]^2} = 0.708 \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$Nu = (1.35G+1.5Q) \times S_{aff} \times n + 1.35 (G_{pp} + G_{ps}).n$$

G_p : Poids propre de la poutre principale

G_p : Poids propre de la poutre secondaire

S_{aff} : Surface affecté

n : Nombre d'étages + RDC

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 7: récapitulatif de prédimensionnement des poteaux

Désignation	Position	RDC	1er	2e	3e	4e
P5	Poteau centrale(circulaire)	50 cm	50cm	50 cm	50 cm	50 cm
P3	Poteau d'angle (carré)	30*30	30*30	25*25	25*25	20*20
P7	Poteau de rive(carré)	30*40	30*30	25*25	25*25	20*20

IV.4. Prédimensionnement des fondations

Les fondations sont des ouvrages de transition car destiné à supporter les charges et surcharge de l'ouvrage et à les transmettent au sol porteur dans de meilleur condition. C'est à dire en évitant les tassements différentiels préjudiciables à la stabilité de l'ouvrage. Pour cela elle doit être bien protégé contre les agressions liées au milieu.

Choix du type de fondation : le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol ; de la profondeur d'encrage des fondations et des charges transmises au sol.

Vu que le dossier Géotechnique du LNBTP nous donne une portance de l'ordre de 0.2 MPa nous allons opter pour des fondations superficielles et un radier sous le parti devant recevoir la cage d'ascenseur.

IV.4.1 Radier

Un radier est une fondation calculée comme une dalle renversée. Ceci a une grande portance grâce à sa grande surface d'assise mais aussi le poids volumique du béton qui très élevé. L'épaisseur du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition de rigidité
- Condition de non-poinçonnement
- Condition de non-cisaillement

Dans notre cas nous avons un petit radier servant à supporter la cage d'ascenseur. Donc nous allons lui considérer comme un panneau de dalle portant dans un sens.

❖ Calcul de l'épaisseur du radier

Notre radier sera considéré comme un panneau de dalle isolé et portant dans deux sens

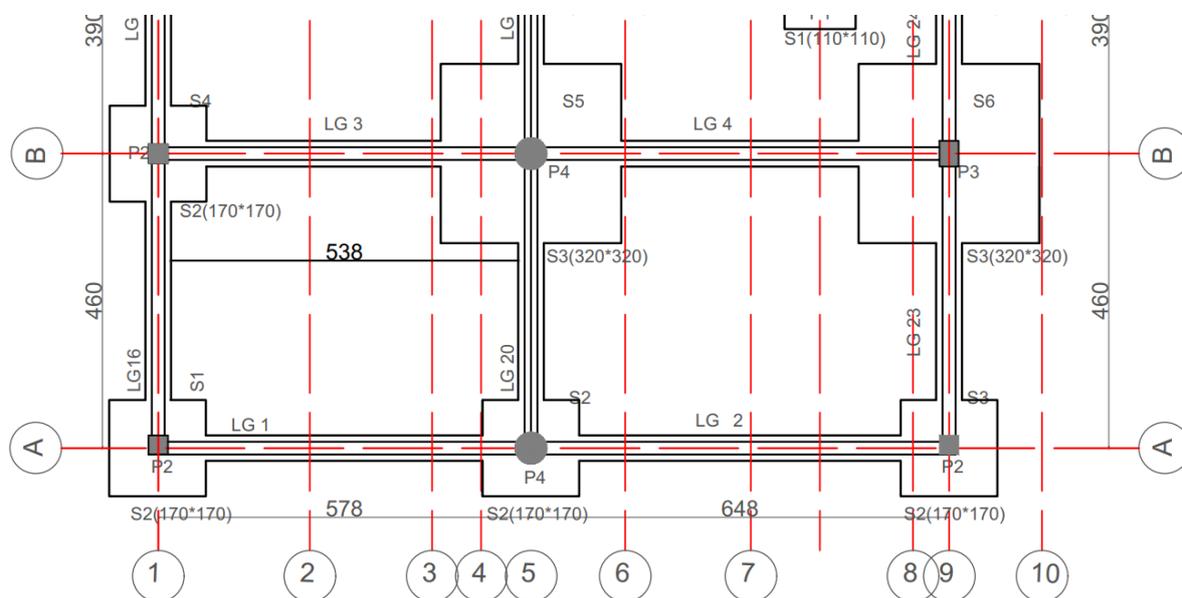
$h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm}$ = Avec $l_{max} = 271$ cm la longueur d'entraxe entre deux poteaux perpendiculaires aux nervures. Convenons de prendre $h_t = 40$ cm

❖ Débords

Le débordement est limité par $D \geq \max(h_t / 2 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow$ Soit un débordement $D = 30$ cm

IV.4.2. Calcul des semelles isolées

Semelle rectangulaire sous un poteau rectangulaire ; cas de la semelle S5



Le poteau a une section A×B. nous optons pour une semelle carrée

$$\frac{p}{\sigma} = \max \left\{ \frac{p_{ser}}{\sigma_{ser}} ; \frac{p_u}{\sigma_u} \right\} = \max \left\{ \frac{1.441}{0.2} ; \frac{2.002}{0.27} \right\} = \max \{ 7.2 ; 7.42 \}$$

On a $\frac{p}{\sigma} = 7.42 \text{ m}^2$.



Pour un poteau carré nous avons $B \geq \sqrt{s} \Rightarrow B \geq \sqrt{7.42} = 2.72 \text{ m}$

Convenons de prendre $A = B = 2.8 \text{ m}$

$$d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow d \geq \frac{2.8 - 0.6}{4} = 0.55 \text{ m}$$

Convenons de prendre $d = 0.55 \text{ m}$

Soit $h = d + 0.05 = 60 \text{ cm}$

Les dimensions de la semelle en cm sont $280 * 280 * 60$

IV.5. Prédimensionnement de l'escalier

L'escalier est une succession de marches qui sert à monter ou à descendre afin d'assurer la liaison entre différents niveaux du bâtiment. Dans notre projet, nous avons trois types d'escalier :

- Un escalier à deux volés perpendiculaire avec un palier de repos et un palier d'arrivé
- Un escalier à deux volé identique contrariés avec palier de repos intermédiaire
- Un escalier constitué de trois volés et deux palier de repos

Condition de dégagement rapide :

- Celle-ci a pour objectif de permettre le dépassement entre deux personnes utilisant l'escalier en sens opposés. Elle se définit par la relation suivante de l'embranchement : $E \leq 1.50 \text{ m}$ pour les escaliers collectifs avec une base de 0.60 m (largeur de l'épaule d'un homme normal) par personne susceptible d'utiliser l'escalier. Pour note escalier 1 embranchement est 180 cm . Il s'agit d'un escalier principal.

Condition de sécurité :

- Elle vise à protéger les usagers de l'escalier contre les chutes et à servir d'appuis de montée ou de descente.
- C'est cette dernière qui rend indispensable la présence des garde-corps.
- Toutes les conditions de fonctionnalité sont satisfaites d'où les dimensions ci-dessus sont convenables.
- Pour s'assurer de cette vérification, nous allons effectuer les calculs suivants :



- Pour déterminer la dimension des marches et contre marche nous allons utiliser la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$60 \leq 2h + g \leq 64 \quad \text{Avec}$$

n=nombre de contre marches

(n-1)=nombre de marches

h=hauteur du contre marche qui vaut $h = \frac{H}{n}$

g=giron (hauteur de la marche) qui vaut $g = \frac{l}{n-1}$

Volée 1

H=1.20 m L=2.10m

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 110 + 210) \times n + 2 \times 110 = 0, \quad 64n^2 - 418n + 204 = 0$$

On a $\in (7.53 ; 0.49)$ on adopte $n = 8$ Ainsi nombre de contremarche $n = 8$

Nombre de marche (n-1) = 7 marches

$$h = \frac{120}{8} = 15 \text{ cm}$$

$$g = \frac{210}{7} = 30$$

Epaisseur de la paillasse e

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20} \quad \text{Avec } L = L_o + l_p = 210 + 180 = 390$$

$13 \leq e \leq 19.5$ On adopte $e = 20$ cm

Pour l'épaisseur du palier du palier de repos, on prend la même épaisseur que la paillasse. Soit $e = 20$ cm.

Détermination de l'angle α

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{120}{210} \right) = 29.68^\circ$$

Volée 2

H=1.60m L=2.70m

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 160 + 270) \times n + 2 \times 160 = 0, \quad 64n^2 - 655n + 320 = 0$$

On a $\in (9.72 ; 0.514)$ on adopte $n = 10$ Ainsi nombre de contremarche $n = 10$



Nombre de marche (n-1) = 9 marches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

épaisseur de la paillasse e

$$L=L_0+L_p =270+180=450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20} = 15 \leq e \leq 22.5 \text{ Soit } e = 20 \text{ cm}$$

Calcul de l'angle α

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{160}{270} \right) = 30.65^\circ$$

Volée 3

La volée 3 est pareil que la première volée, donc nous adoptons les mêmes valeurs à savoir :

$$H= 1.20\text{m}$$

$$L= 2.10\text{m}$$

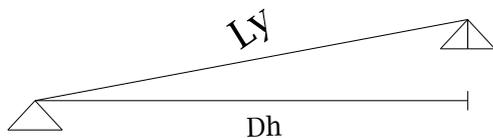
Contre marche(n)= 8

Nombre de marches= 7

Epaisseur palliase= 20 cm.

Soit G = 30 cm

Calcul de la longueur développée de la paillasse (Ly)



$$\cos \alpha = \frac{Dh}{Ly} \text{ Avec } Dh = 3,5 \text{ m} \Rightarrow Ly = 4 \text{ m}$$

Les résultats de calcul des trois escaliers sont présentés dans le tableau ci-dessous.



Tableau 8: dimension de l'escalier

Niveau initial	Fondation	Nombre de marche
Niveau finale	PHRDC	
Hauteur à franchir	4.00 m	
Emmarchement	180cm	
Hauteur de volé1	1.20 m	7
Longueur de volé1	2.10 m	
Hauteur de volé 2	1.60 m	9
Longueur de volé2	2.71 m	
Hauteur de volé 3	1.20 m	7
Longueur de volé 3	2.10 m	

- IV.5.1 Charges et surcharges sur les escaliers

Les charges sur les escaliers sont évaluées sur les poids volumiques des matériaux qui les constituent et les charge d'exploitations fonctions de l'usage du bâtiment.

Tableau 9: charge surfacique de palier de repos

	Désignation	Epaisseur	Poids surfacique (KN/m ²)
Dalle pleine	Carrelage	2	0,4
	Mortier de pose	3	0,6
	Dalle en Béton Armé	15	3,75
	Enduit plâtre	2	0,2
	TOTAL(G)		4,95
	Charge d'exploitation		2,5
	Nu		10,4325

Tableau 10: charge surfacique de Paillasse

	Désignation	Epaisseur	Poids surfacique (KN/m ²)
Paillasse	Carrelage + mortier de pose	2	0,5
	Poids des marche	15	2,18
	Poids de la paillasse	20	6,09
	Enduit plâtre	2	0,2
	Garde-corps		0,5
	TOTAL(G)		9,47
	Charge d'exploitation		2,5
	Nu		16,5345



IV.6. Prédimensionnement de la cage d'ascenseur

La cage d'ascenseur est réalisée sous forme de voile en Béton Armé. Leur rôle est de transmettre les charges de l'ascenseur à la fondation. Elle sera ferrillée en double nappe

Le prédimensionnement du voile se fera comme suit :

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \text{ Avec}$$

e = épaisseur du voile

He=hauteur libre d'étage

On a :

$$e \geq \frac{380}{20} \text{ soit } e = 19 \text{ cm}$$

Nous choisirons un voile de 20 cm pour des raisons pratiques

IV.7. Récapitulatif de Prédimensionnement

Le récapitulatif de prédimensionnement sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau 11: récapitulatif redimensionnement

Eléments	Section (cm ²)
Plancher	20 cm (16+4)
Poutre	(20*40) cm ² et 25*50 cm ²
Poteau	P1(20*20) ; P2((30*30), P3(30x40) ; P4 (D50)
Voile	20 cm
Escalier	(20*100) cm ²
Semelle	320*320*60 ;170*170*40 ;110*110*40
Radier	40 cm

V. Dimensionnement

V.1 Dimensionnement du plancher

Le plancher sera dimensionné à la fissuration peu préjudiciable

Nous allons subdiviser l'ensemble du plancher en de panneaux de dalle portant dans un seul sens vu que ce sont des plancher à hourdis. Le dimensionnement concernera les poutrelles et la



dalle de compression. Nous allons dimensionner le Plancher terrasse accessible. Les détails de calcul sont à l'annexe 1.

Descente de charge sur le plancher :

Tableau 12: charge surfacique plancher terrasse accessible

Niveau	Désignation	Epaisseur(c m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Plancher terrasse accessible	Tôles + support		0,46
	Plancher terrasse accessible	20(16+4)	2,85
	Gravions 5 cm	5	0,8
	Forme de pente	8	1,76
	Étanchéité +isolation	0,2	0,135
	Enduit plâtre sous dalle		0,2
	Charge du au panneaux solaires		0,11
	Charge Permanente		6,315
	Charge d'exploitation		1,5
	ELU		10,77525
	TOTAL (G+Q) KN/m ²		7,815

Les Résultats de calcul des sections d'aciers sont mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 13: résultat de dimensionnement

Plancher terrasse accessible	
Moment kN.m	28.314
Section d'acier(cm ²)	4.73
Choix des aciers	5HA12 espacement 20 cm
Aciers transversaux (cm ²)	0.57
Choix des aciers	HA6

Tableau 14: résultat de dimensionnement dalle de compression

Dalle de compression		
Plancher terrasse accessible	Section(cm ²)	Choix de l'acier
Aciers perpendiculaires au nervure	0.6	5HA6 espacement 20
Acier parallèle au nervure	0.705	3HA6 espacement 25

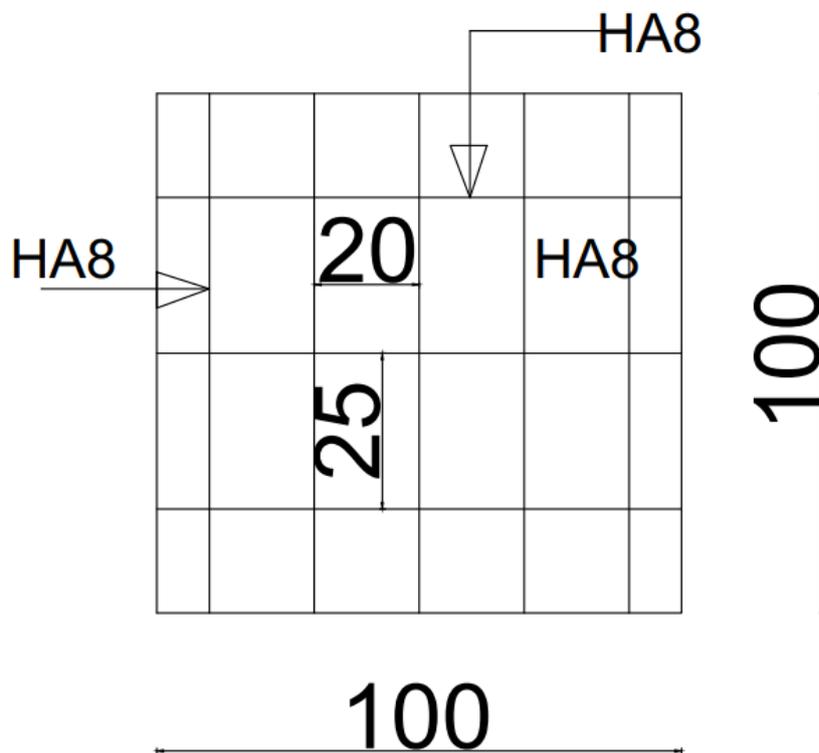


Schéma de ferraille de la dalle de compression

V.2 Dimensionnements des poutres

Le dimensionnement des poutres consiste à déterminer les sections d'acier nécessaire pour équilibrer les moments auxquelles elles sont soumises. Nous allons dimensionner dans notre cas la poutre principale PH RDC du file B-B, D-D, C-C

- **Calcul des moments**

1. Choix de la méthode de calcul

- **Vérification de l'application de la méthode forfaitaire**

La méthode forfaitaire est une méthode simplifiée de calcul en continuité des poutres de plancher en Béton Armé supportant des charges d'exploitations modérées. Les conditions d'application de la méthode sont les suivants :

- La construction fait partie de la catégorie des « constructions courantes » : $Q \leq 2G$ ou 5kN/m^2
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport qui est compris entre 0.8 et 1.25



- La fissuration ne compromet pas la tenue du Béton Armé ni celle des revêtements

Dans notre cas nous avons des charges d'exploitations supérieur à 5 kN/m² donc la méthode de caquot s'impose car adapté pour les charges d'exploitation élevé et convient bien aux bâtiments industriels.

La méthode consiste à calculer les moments sur chaque appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadre l'appui considéré. Le moment sur un appui ne dépend que les charges qui encadre l'appui considéré. la poutre continue est alors assimilé à une succession de poutre à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié. Donc il n'y a pas de moment sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié. Pour corriger l'hypothèse de continuité, la méthode tient compte en remplaçant les portées réelles par des portées fictives. Cette méthode permet d'obtenir des résultats plus proches de la réalité car considérant que le moment n'est pas forcément maximal en milieu de travée comme le suppose la méthode forfaitaire. Elle permet de déterminer le moment maximum a des points précis.

- Vérification des conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire**

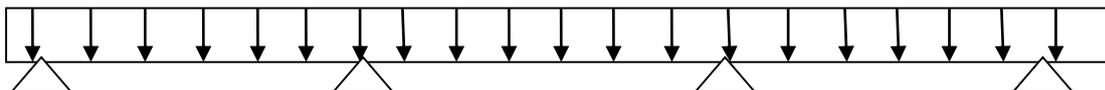
La charge d'exploitation est supérieure à 5kN/m² ce qui nous amène à justifier les calculs suivant la méthode de Caquot.

- Calcul des moments sur appuis**

Pour calculer les moments sur appuis, on charge la poutre sur toute sa longueur et ensuite on Applique la formule de calcul de moment sur appuis. Dans notre cas pour le calcul de l'appuis intermédiaire au niveau de la file BB on applique la formule suivante :

$$M_B = \frac{P_1 \times l_1'^3 + P_2 \times l_2'^3}{8.5 \times (l_1' + l_2')} \text{ Avec}$$

Schéma statique de la poutre du file 5-5 cas chargé sur toute la longueur



$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

P_i : la charge de la travée i



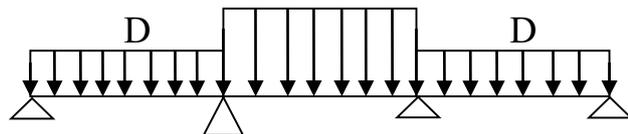
l'_i : la longueur fictive de la travée i avec $l'_i = \{0,8 * l_i$ pour les appuis de intermédiaires ; l_i pour les appuis de rive}.

Pour ce qui concernent les moments sur appuis de rive elles sont évaluées 0.15 fois le moment en isostatique (M_0) pour le calcul des sections d'aciers. Le tableau ci-dessous nous donne les moments et section d'acier des appuis.

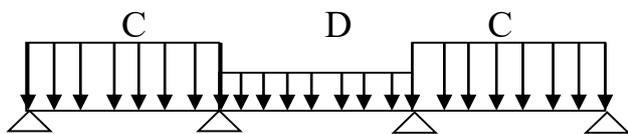
- **Calcul des moments en travées**

Lorsqu'il s'agit des travées impaires, on charge les travées impaires et on décharge les travées paires ($1,35 * G$) puis on calcule le moment des travées concernées. Si, en revanche, il s'agit des travées paires, on les charge et on décharge les travées impaires puis on les calcule.

Cas1 : moments maxi dans les
Travées paires



Cas2 : moments maxi dans les
Travées impaires



Etude de la poutre PT9 (file B-B)

Il s'agit de la poutre principale du bâtiment. Cette poutre est la plus chargée, ce qui justifie son choix. Il est constitué de 02 travée avec une longueur totale de 14.20m.

Descente de charge sur les poutres

La poutre B-B est une poutre continue deux trois travées et supportant les charges du niveau plancher haut RDC. Elle est linéairement chargée. Donc elle sera dimensionnée au mètre linéaire

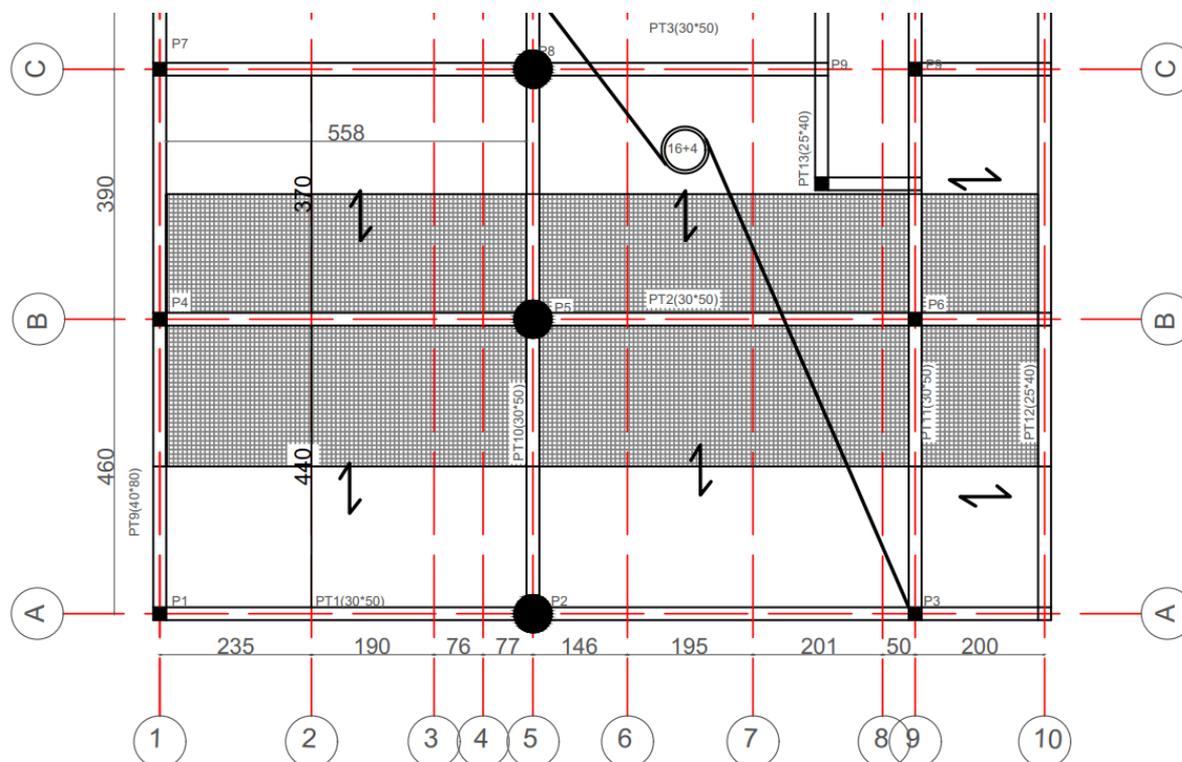


Tableau 15: descente de charge poutre BB

Elément	Désignation	Poids volumique	Unité	Surchage	Largeur d'influence	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	Nu	Effort tranchant
Poutre B-B	Plancher	5,05	kN/m ²	4	4,05	20,45	16,2	51,91	0875
	Poutre	25	kN/m ³		0,05	1,25		1,687	5
	Mur	2,4			3,8	9,12		12,31	2
						30,82	16,2	65,91	0375
									18,98438



Tableau 16: descente de charge poutre CC

Elément	Désignation	Poids volumique	Unité	Surcharge	Largeur d'influence	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	Nu	Effort tranchant
Poutre C-C	Plancher	5,05	kN/m ²	4	4,08	20,604	16,32	52,2954	
PHRD C	Poutre	25	kN/m ³		0,05	1,25		1,6875	19,125
	Mur	2,4			3,8	9,12		12,312	
						30,974	16,3	66,2949	19,125

Tableau 16: descente de charge poutre DD

Elément	Désignation	Poids volumique	Unité	Surcharge	Largeur d'influence	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	Nu	Effort tranchant
Poutre D-D	Plancher	5,05	kN/m ²	4	4,08	20,604	16,32	52,2954	290,53
Etage 1	Poutre	25	kN/m ³		0,063	1,5625		2,109375	23,90625
	Mur	2,4			3,65	8,76		11,826	
						30,9265	16,32	66,230775	

La descente de charge sur la poutre B-B nous a donné les charges suivantes :

Charge permanent $g=31.30$ kN/ml

Charge d'exploitation $q=16.2$ kN/ml

Les résultats de calcul sont joints dans le tableau ci-dessous. S'agit des moments et des sections d'aciers retenue pour ferrailer la poutre.

Tableau 17: calcul de ferrailage poutre BB

Appui	A	B	C	D
Mu	42.73	221.81	123.62	4
Ast	2.31	13.11	6.5	1.6
Choix des aciers	4HA10	12HA12	6HA12	4HA8
Moment en travée				
Mu	195.43	126.4	1.6	
Ast	11.38	7.11	1.6	
Choix des aciers	12HA12	8HA12	4HA8	
Effort tranchant				
Mu	160.5	231.5	181.5	14.51
Ast	9.18	13.76	10.5	1.6
Choix	32HA6	50HA6	38HA6	6HA6

Plan de ferrailage de la poutre BB

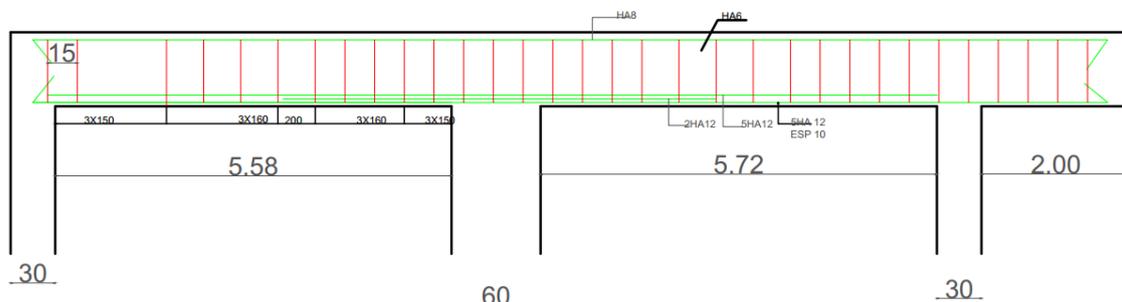


Tableau 18: moment en travée et section d'acier retenue file C-C

Appui	Appui 1	Appui 2	Appui 3
Mu	51.5	214.78	24.82
Ast	3.4	16.07	1.6
Choix des aciers	4HA12	12HA14	6HA6
Moment en travée			
	Travée 1	Travée 2	
Moment	189.97	84.23	
Ast	13.89	5.67	
Choix des aciers	10HA14	6HA12	

Poutre DD Etage 1

La poutre D-D est constitué est une poutre principale constituée de 03 travées dont une en porte-à-faux.

Schéma statique de la poutre

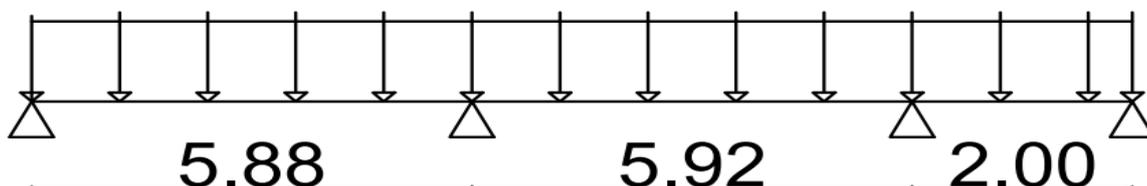


Tableau 19: moment en travée et section d'acier retenue file DD

Appui	A	B	C	D
Mu	42.92	222.41	122.08	18.3
Ast retenu	2,81	16.77	8.45	1.18
Choix des aciers	4HA10	12HA14	8HA12	4
En travée				
Mu	196.40	126.92	5.09	
Ast retenue	14.45	8.82	0.32	
Choix des aciers	10HA14	8HA12	2HA8	



Les détails de ferrailage sont a l'annexe 6

V.3 Dimensionnements des poteaux

Calcul du poteau central RDC P5

Section	Hauteur libre (l_0)	Charge	Coefficient de majoration poteau central	Position
60(cm)	4.00(m)	2002.4	1.15	RDC

Combinaison d'action : $(1.35G+1.5Q+w) * 1.15$

$N_u=2120$ kN (poteau centrale): majoration de 15%

Longueur de flambement $l_f = 0.5 l_0 = 0.5 * 4 = 2$ m

Section du poteau $D = \pi \times r^2 = \pi \times 30^2 = 2800$ cm²

La section réduite du poteau est $B_r = (R-1)^2$

$B_r = (30-1)^2 = 841$ cm²

$$A_{st} \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Nous trouvons que dans tous les sections seul le béton suffit pour reprendre les efforts de compression. Donc nous adoptons des aciers minimaux dans toutes les sections.

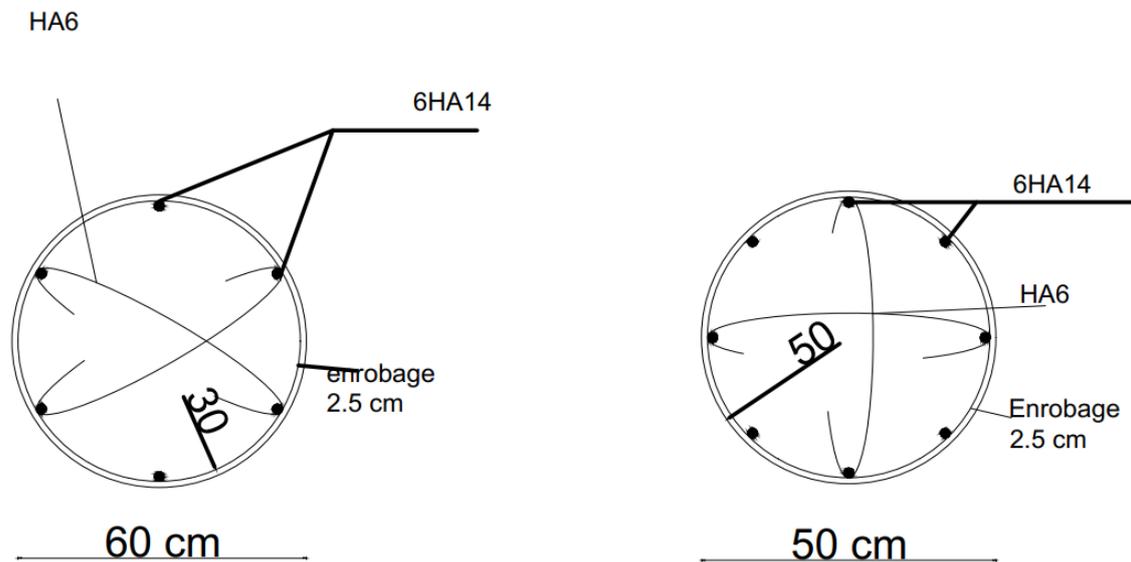
Descente de charges pour les poteaux du groupe 1.

Le groupe 1 est constituer de poteaux dont la largeur d'influence est supérieure ou égale à 20m m².

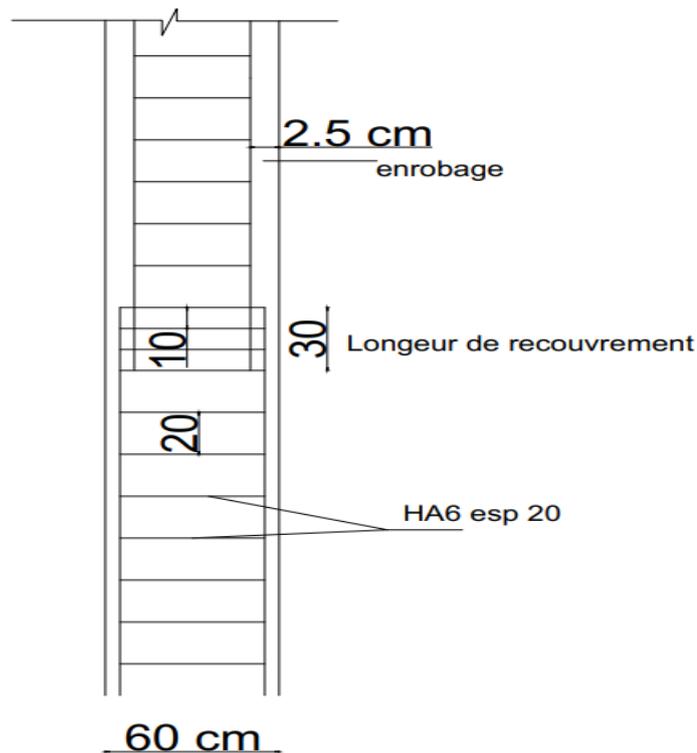
Tableau 20: résultat de dimensionnement de groupe 1

Poteaux	Niveau	Section de poteaux	Section d'acier(min)	Aciers longitudinaux
Poteaux circulaires P5	5	50	6,28	6HA14
	4	50	6,28	6HA14
	3	50	6,28	6HA14
	2	50	7,54	6HA14
	1	50	7,54	6HA14
	RDC	50	7,54	6HA14
Poteaux rectangulaires : P6	5	20*20	4,800	4HA12
	4	30*30	4,800	4HA12
	3	30*30	5,600	4HA12
	2	30*40	5,600	4HA12
	1	30*40	5,600	4HA12
	RDC	30*40	5,600	4HA12

Coupe transversale d'un poteau de diamètre 50 et 60 cm avec les détails de ferrailage



Coupe transversale du poteau P5



Coupe longitudinale du poteau P5

Descente de charge sur le poteau D9 du groupe 2

Le groupe N2 sont des poteaux dont leur largeur d'influence est située entre 10 et 20 m².

Groupe 2.

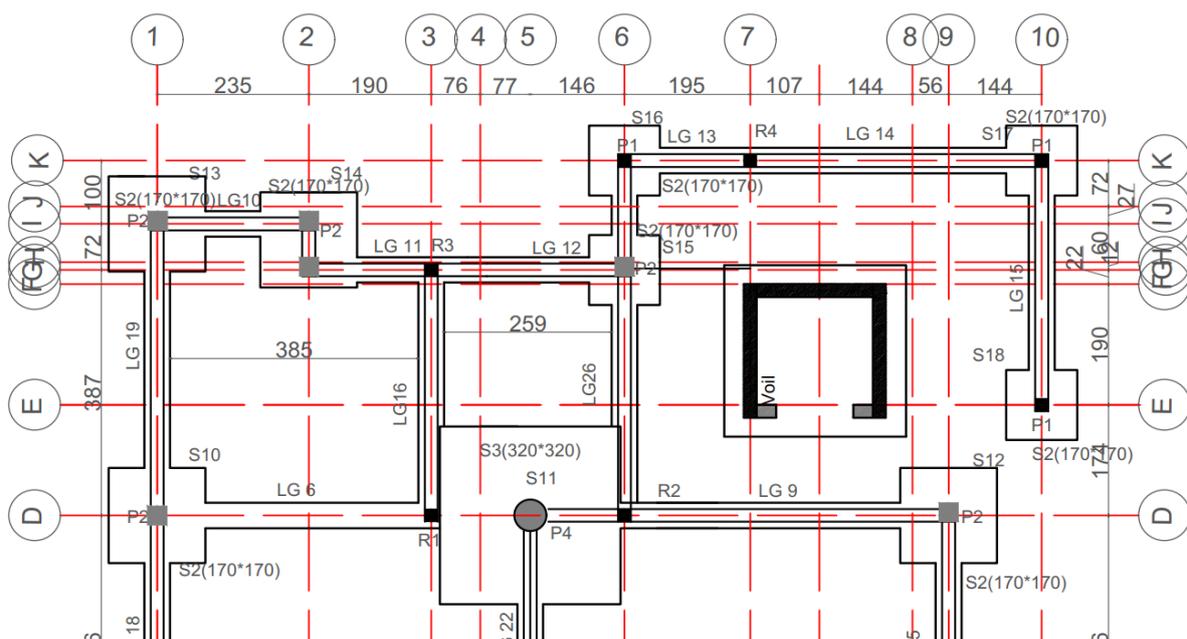




Tableau 21: descente de charge poteau groupe 2

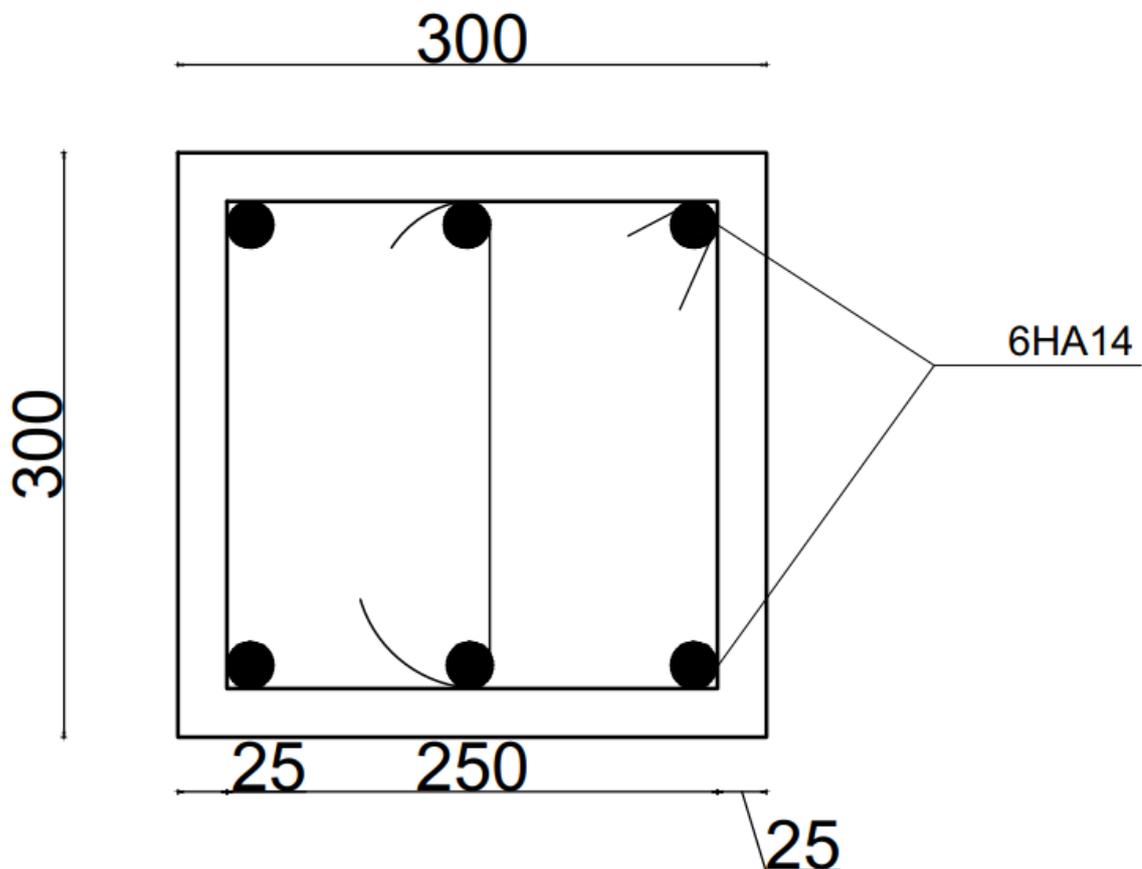
Éléme nt	Niveau	Planc her	Poids propre	Surch arge	Largeur d'influence	Surface d'influence	G(kN)	Q(k N)	P7	
Poteau p12	Terrasse accessible	Planc her	6,315	1,5		14,3	90,304 5	21,4 5	21,4 5	
		Poutr es	25		6,93	0,075	12,993 75	0		
		Potea u	25		3,45	0,04	3,45	0	b	
	R+3	Planc her	0	2		14,3	0	28,6	50,0 5	
		Poutr es	25		6,93	0,075	12,993 75	0		
		Potea u	25		3,45	0,04	3,45	0		
	R+2	Planc her	0	4		14,3	0	57,2	102, 96	
		Poutr es	25		6,93	0,075	12,993 75	0		
		Potea u	25		3,45	0,09	7,7625	0		
	R+1	Planc her	0	4	0	14,3	0	57,2	150, 15	
		Poutr es	25		6,93	0,075	12,993 75	0		
		Potea u	25		3,45	0,09	7,7625	0		
	RDC	Planc her	0	4		14,3	0	57,2	191, 62	
		Poutr es	25		6,93	0,075	12,993 75	0		
		Potea u	25		3,6	0,0900	8,100	0		
							TOTAL	185,79 825	221, 65	191, 62
							Nu	538,25 76		
							Nser	377,41 825		

Selon le BAEL l'espacement entre deux armatures longitudinal $I = \min(a + 10 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$
BAEL 91.

Tableau 22: résultat de dimensionnement de groupe 2

Poteaux	Niveau	Section de poteaux	Section d'acier(min)	Aciers longitudinaux
P12	5	20*20	4,80	8HA10
	4	30*30	4,80	8HA10
	3	30*30	4,80	8HA10
	2	30*30	4,80	8HA10
	1	30*30	4,80	8HA10
	RDC	30*30	4,80	8HA10

Coupe transversale du poteau avec les détails de ferrailage



Coupe transversale de poteau P6

Descente de charge sur les poteaux du groupe N3. Ces poteaux ont une faible charge et leur surface d'influence ne dépasse pas 10 m².



Tableau 23: descente de charge poteau P5

Elément	Niveau	Désignation	Poids propre	Surcharge d'exploitation	Largeur d'influence	Surface d'influence	G(kN)	Q(kN)	Dégression	
Poteau p5	Terrasse accessible	Plancher	6,315	1,5		24	151,56	36	36	
		Poutres(retombé)	25		10,08	0,05	12,6	0		
		Poteau	25		3,45	0,20	16,94	0		
	R+3	Plancher	5,05	2		24	121,2	48	84	
		Poutres	25		10,08	0,05	12,6	0		
		Poteau	25		3,45	0,20	16,94	0		
	R+2	Plancher	5,05	4		24	121,2	96	172,8	
		Poutres	25		10,08	0,05	12,6	0		
		Poteau	25		3,45	0,28	24,39	0		
	R+1	Plancher	5,05	4	0	24	121,2	96	252	
		Poutres	25		10,08	0,05	12,6	0		
		Poteau	25		3,45	0,28	24,15	0		
	RDC	Plancher	5,05	4		24	121,2	96	321,6	
		Poutres	25		10,08	0,05	12,6	0		
		Poteau	25		3,6	0,28	25,200	0		
							TOTAL	806,97	372	
							Nu (pot maj 1,15)	1572	1808	
							Nser	1128,57	1297,85	

Résultat des calcule des sections d'aciers des poteaux



Tableau 24: descente de charge poteau groupe 3 : cas du poteau P1

Elément	Niveau	Plancher	Poids propre	Surcharge	Largeur d'influence	Surface d'influence	G(k N)	Q(k N)	Dégresssion
Poteau p1	Terrasse accessible	Plancher	6,315	1,5		6,65	41,99	9,975	9,975
		Poutres	25		5,19	0,075	9,73	0	
		Poteau	25		3,45	0,04	3,45	0	b
	R+3	Plancher	0	2		6,65	0	13,3	23,275
		Poutres	25		5,19	0,075	9,73	0	
		Poteau	25		3,45	0,04	3,45	0	
	R+2	Plancher	0	4		6,65	0	26,6	47,88
		Poutres	25		5,19	0,075	9,73	0	
		Poteau	25		3,45	0,09	7,76	0	
	R+1	Plancher	0	4	0	6,65	0	26,6	69,825
		Poutres	25		5,19	0,075	9,73	0	
		Poteau	25		3,45	0,09	7,76	0	
	RDC	Plancher	0	4		6,65	0	26,6	89,11
		Poutres	25		5,19	0,075	9,73	0	
		Poteau	25		3,8	0,0900	8,550	0	
						TOTAL	121,6	103,075	89,11
						Nu	297,86		
						Nser	210,736		

Tableau 25: résultat de calcul de poteau groupe 3 : poteau P1

Poteaux	Niveau	Section de poteaux	Section d'acier(min)	Aciers longitudinaux
P1(20*20)	RDC	20*20	4,80	8HA10

V.3.1 Récapitulatif Dimensionnement de Poteaux

Poteaux	Section
P1 (20*20)	8HA10
P2 (30*30)	4 HA12
P3 (30*40)	4 HA 12
P4 (Diamètre 50 cm)	6 HA14

V.4 Dimensionnements de l'escalier

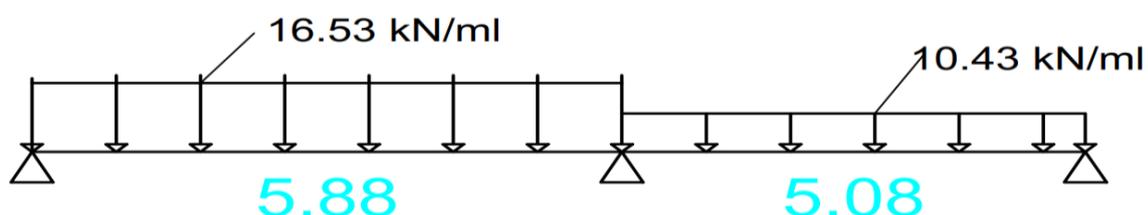
Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches, paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre niveau d'un bâtiment.

L'escalier à dimensionner comprend :

Tableau 26: Rappel des dimensions de l'escalier

Niveau initial	Fondation	Nombre de marche
Niveau finale	PHRDC	
Hauteur à franchir	3.80 m	
Emmarchement	1.80 cm	
Hauteur de volé1	1.20 m	7
Longueur de volé1	2.10 m	
Hauteur de volé 2	1.60 m	9
Longueur de volé2	2.71 m	
Hauteur de volé 3	1.20 m	7
Longueur de volé 3	2.10 m	

Schéma statique de l'escalier



**a. Volée 1**

- Calcul des charges agissant sur l'escalier

On considère la dalle de l'escalier comme une poutre uniformément chargée qui travaille à la flexion simple.

Charges et surcharges :

Charge sur la paillasse.

$$G_p = 9.47 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Charge sur palier

$$G = 4.95 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Combinaison des charges

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$Pu_{Volée} = 1.35 \times 9.47 + 1.5 \times 2.5 = 16.53 \text{ kN/m}$$

$$Pu_{palier} = 1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5 = 10.43 \text{ kN/m}$$

$$ELS = G + Q$$

$$Pser_{Volée} = 9.47 + 2.5 = 11.97 \text{ kN/m}$$

$$Pu_{palier} = 4.95 + 2.5 = 7.45 \text{ kN/m}$$

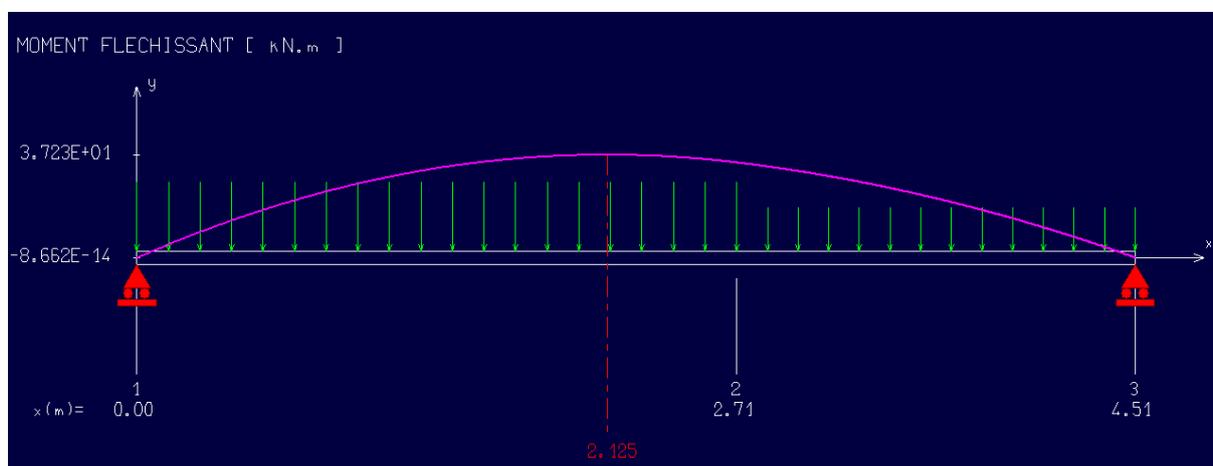
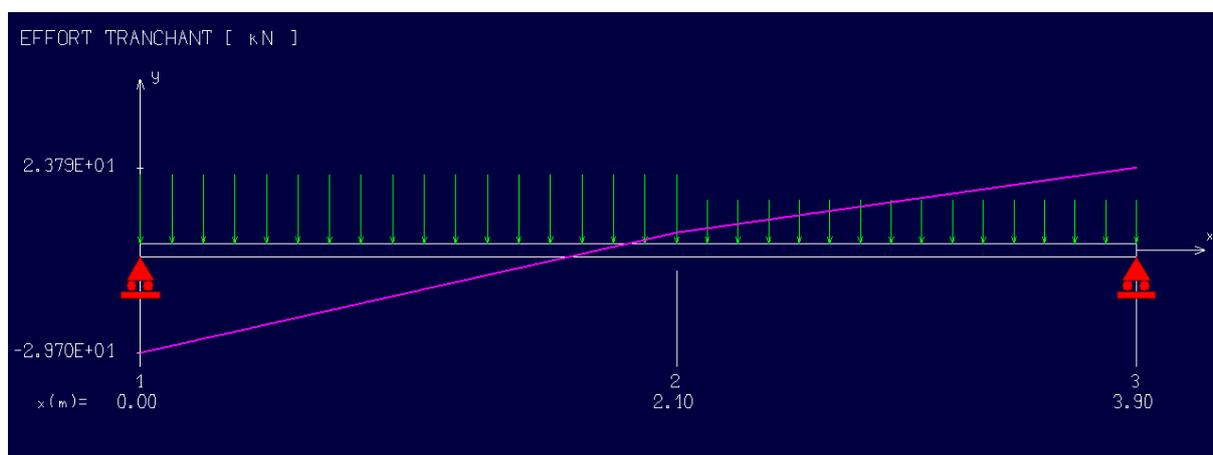
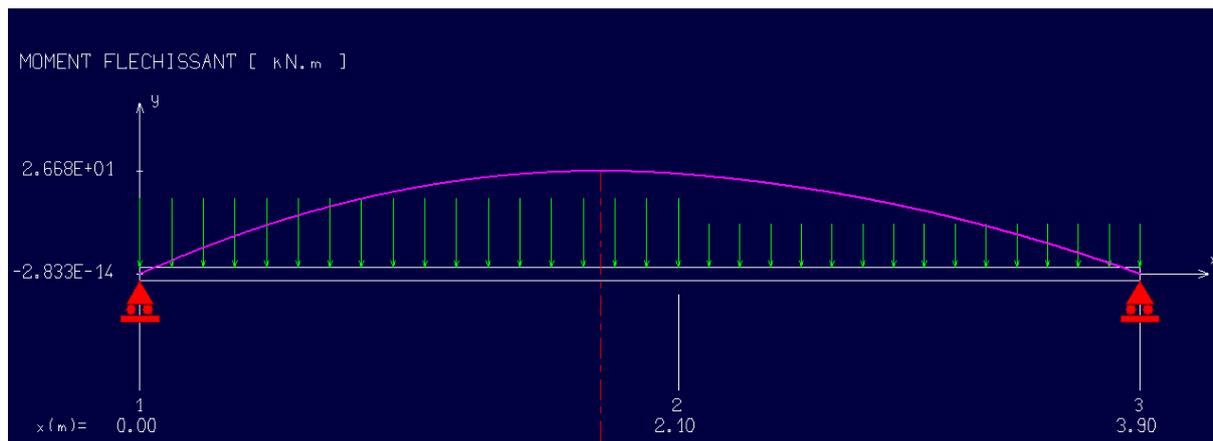
- Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'aide du logiciel RDM7

Modélisation sur RDM7

Nous simulons l'escalier à une poutre reposant sur deux appuis et travaillant en flexion simple.

Ainsi les sollicitations suivantes ont été obtenue :

Diagramme de moment fléchissant et effort tranchant modéliser sur le logiciel RDM7



Volé 1

Après les modélisations sur le logiciel RDM6 nous avons obtenu les valeurs suivantes :

RA=29.7 kN

RB=23.79 kN

Moment fléchissant max 26.68 kN.m



Moment au Appuis max =0.15 Mmax=4 kN.m

Effort tranchant max=29.7 kN

Volée 2

Après les modélisations sur le logiciel RDM6 nous avons obtenu les valeurs suivantes :

RA=28.49 kN

RB=3.51 kN

Moment fléchissant max=37.23 kN.m

Moment au Appuis max =0.15 Mmax=5.6 kN.m

Effort tranchant max=28.48 kN

Volé 3

Cette volée étant identique au volée 1 nous gardons les meme valeurs

RA=29.7 kN

RB=23.79 kN

Moment fléchissant max 26.68 kN.m

Moment au Appuis max =0.5 Mmax=4 kN.m

Effort tranchant max=29.7 kN

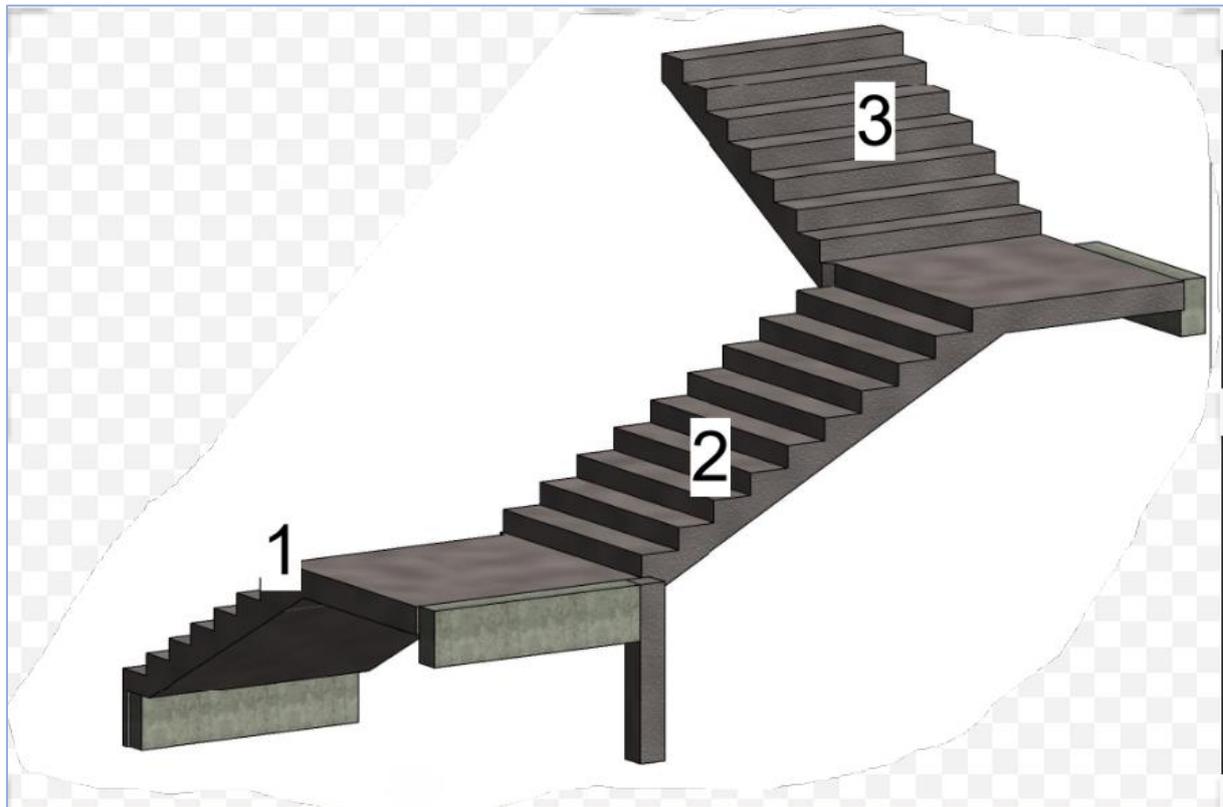
Le calcul des ferrailages est joint dans le tableau ci-dessous.



Tableau 27: calcul de ferrailage de l'escalier

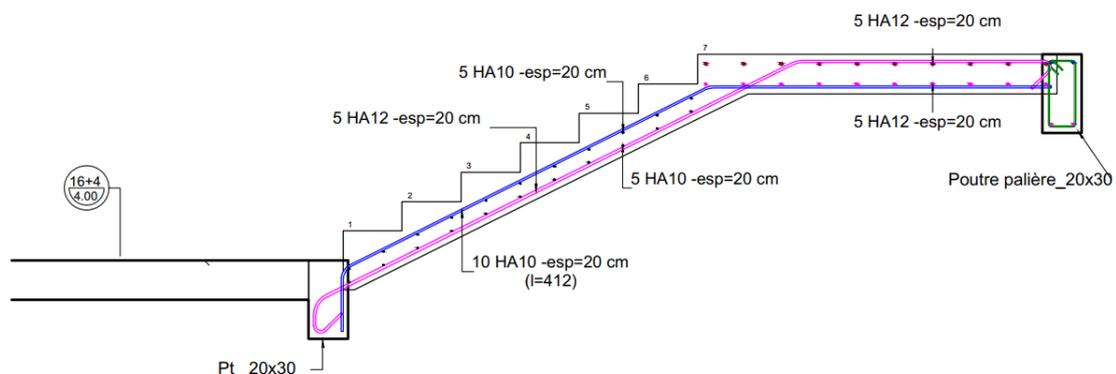
	Moment	Ast théorique (cm ²)	Acier Transversau x(cm ²)	Acier de répartitio n	Section réelle(cm ²)	Section minin(cm ²)	Espace ment(m)
Volés 1	Moment max en travée	5,05	5HA12	HA6	5,65	2,49	20
	Moment sur appui	2.5	5HA10	HA6	3,93	2,49	20
Volée2	Moment max en travée	7,14	8HA12	HA6	9,05	2,49	12,5
	Moment sur appui	2,5	5HA10	HA6	3,93	2,49	20
Volée3	Moment max en travée	5,05	5HA12	HA6	5,65	2,49	20
	Moment sur appui	2,5	5HA10	HA6	3,93	2,49	20

Aperçu de l'escalier

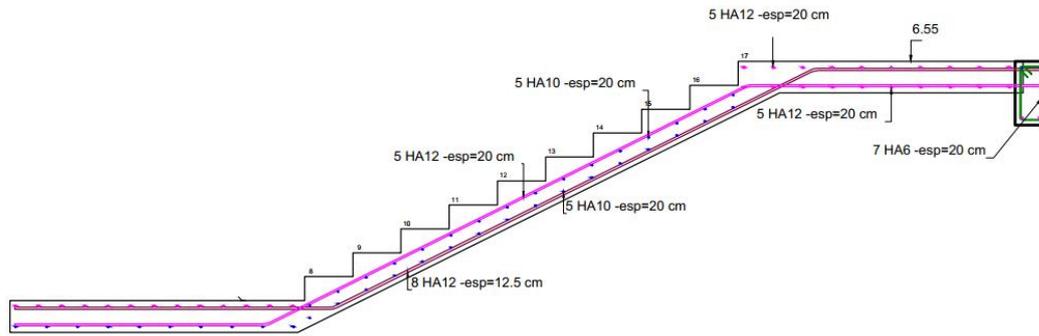


Aperçu de l'escalier

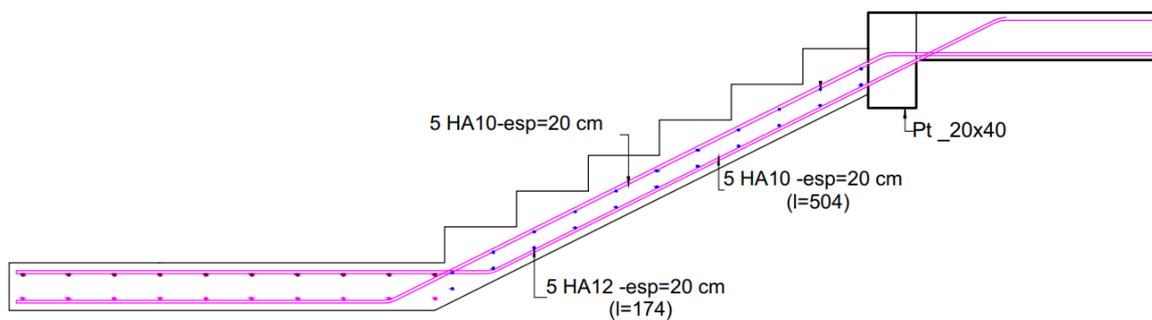
Détail du ferrailage de l'escalier à 03 volés



Ferrailage volée 1



Ferrailage volée 2



Ferrailage volée 3

V.5. Dimensionnements de la cage d'ascenseur

La case d'ascenseur est un espace réservé à la circulation de l'ascenseur. Elle est généralement réalisée en béton Armé. Il est constitué de voile et de dalle, de poulie et de contrepoids. L'ensemble assure le déplacement de la cabine d'ascenseur. La justification des armatures est faite en compression simple pour les voiles et en flexion simple pour la dalle Elle est généralement réalisée pour des Bâtiments ayant au moins 5 niveaux.

V.5.1 Ferrailage de la dalle de la case d'ascenseur

Notre dalle porte sur deux sens

$$Ng = \sigma b \times l \times \epsilon p$$

$$Ng = 25 \times 1 \times 0.2 = 5kN/ml$$

Calcule des charges

$$Nq=1.5kN/m^2 \times 1=1.5 kN/ml$$



$$P_u = 1.35 \times N_g + 1.5 \times N_q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1.5 = 9 \text{ kN/ml}$$

$$P_{ser} = 6.5 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = P_u \times l^2 / 8$$

$$M_u = 9 \times 2.7^2 / 8 = 8.2 \text{ kN.m}$$

$$A_{st} = 0.53 \text{ cm}^2 < A_{smin} \text{ donc prenons } A_{smin} = 2 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 4HA8 totalisant 2.01 cm²

V.5.2 Ferrailage de la paroi

Calcul de l'effort Nu sur la paroi.

$$N_u = P_u \times L = 9 \times 2.7 = 24.3 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = P_{ser} \times l = 6.5 \times 2.7 = 17.55 \text{ kN}$$

Vérifions la contrainte sur la section σ_s

$$\sigma_s = N_u / s = 24300 / 200 \times 2710 = 0.045 \text{ MPa} < 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ donc la contrainte est vérifiée.}$$

❖ Calcul de l'effort sur la paroi

$$N_u = P_{u,dalle} + p_p$$

$$N_{ser} = P_{ser,dalle} + p_p$$

$$P_p \text{ paroi} = \sigma_b \times h_t \times \text{ép} \times 2.7$$

$$P_p = 25 \times 18 \times 0.2 \times 2.7 = 243 \text{ kN}$$

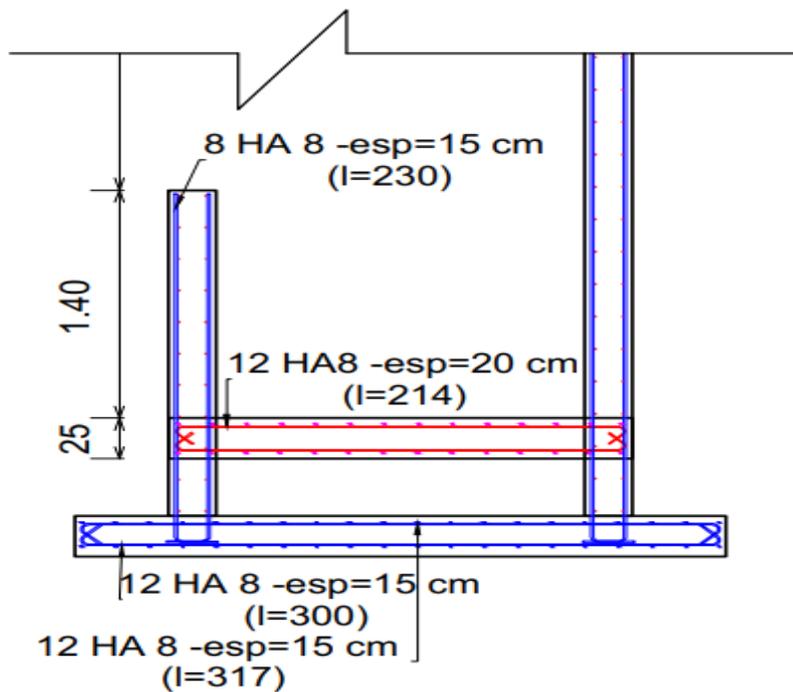
$$N_u = \frac{24.3 + 243}{2.7} = 99 \text{ kNml}$$

$$N_{ser} = \frac{17.55 + 243}{2.7} = 96.5 \text{ kNml}$$

❖ Choix du ferrailage

$A_{st} < 0$ donc convenons de prendre A_{min} au 4 cm²

Nous prendrons 8HA8 par face vu que l'épaisseur est supérieure à 15 cm espacé de 12.5 cm et totalisant une section de 4.2 cm² > 4 cm² donc ok.



Plan de ferrailage

V.6 Dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un muret en béton armé situé en bordure de la toiture terrasse. C'est un ouvrage secondaire qui est exposé au vent et au choc thermique. Son dimensionnement est fait en tenant des forces du vent et à son poids propre. Car ici le vent constitue une force très défavorable vu la position et le rôle de l'acrotère dans le bâtiment. Le calcul sera fait en ELS (fissuration préjudiciable)

D'après le règlement NV65, l'action unitaire exercée par le vent sur une des faces de la paroi est donnée par l'expression : $p = c \times q$

Avec

q : pression dynamique fonction de la vitesse du vent

c = coefficient de pression

La pression dynamique (q) à une hauteur h est donnée par la formule de Bernoulli et est fonction du vent. Son expression vaut : $q = \frac{v^2}{16.3} \Rightarrow \frac{8.89^2}{16.3} = 4.85 \text{ daN/m}^2$

La vitesse maximale du vent est de 32 km/h. Ce qui équivaut à 8.89 ms^{-1}

$$q = \frac{v^2}{16.3} \Rightarrow \frac{8.89^2}{16.3} = 4.85 \text{ daN/m}^2$$



$$p = 0.8 \times q = 0.8 \times 4.85 = 3.88 \text{ daN/m}^2$$

La charge d'entretien $q = 1 \text{ kN/m}^2$

La charge totale $Nq = p + q$

$$Nq = (0.0388+1) \times 1\text{ml} = 1.0388 \text{ kN/ml}$$

Le poids propre de l'acrotère vaut :

L'acrotère est calculé sur 1 ml.

Calculons la section de l'acrotère S

$$S = 0.1 \times 0.5 + 0.08 \times 0.1 + 0.1 \times \frac{0.02}{2} = 0.059 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre de l'acrotère} = 25 \times 0.059 = 1.47 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Revêtement} : 0.18 \times 2 \times 0.015 \times 0.6 = 0.32 \text{ kN/ml}$$

$$N_g = 1.79 \text{ kN/ml}$$

L'acrotère est donc soumis à son poids propre et la charge horizontale du vent. Pour cela nous allons justifier les aciers en flexion composé.

Après calcul du ferrailage, les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau 28: ferrailage de l'acrotère

Acrotère	Type d'aciers	Ast théorique (cm ²)	Acier minimal (cm ²)	Choix des Aciers	Section réelle (cm ²)	Espacement (m)
	Principaux		0.1	1.25	4HA8	2.01
Aciers de répartition		0,025	1.25	4HA8	2.01	25
Cadres				HA6		

V.7 Dimensionnement des fondations

V.7.1 Dimensionnement de la semelle Isolé

Le dimensionnement de la semelle a pour objectif d'assurer la stabilité du bâtiment. Elle est calculée en fonction de la contrainte de calcul du terrain et aussi en fonction des charges du bâtiment. Elle permet de déterminer les sections d'acier nécessaire afin de résister aux charges qui lui seront appliqué. Etant donné qu'elle est exposée à plusieurs types d'attaque lié au milieu



et à la nature du sol de fondation, elle doit être protégée avec de l'enrobage de 3cm au minimum.

Pour dimensionner les fondations, trois critères sont à prendre en compte :

- La nature du sol de fondation
- L'importance du point de vue poids de l'ouvrage
- Le coût de réalisation de la fondation

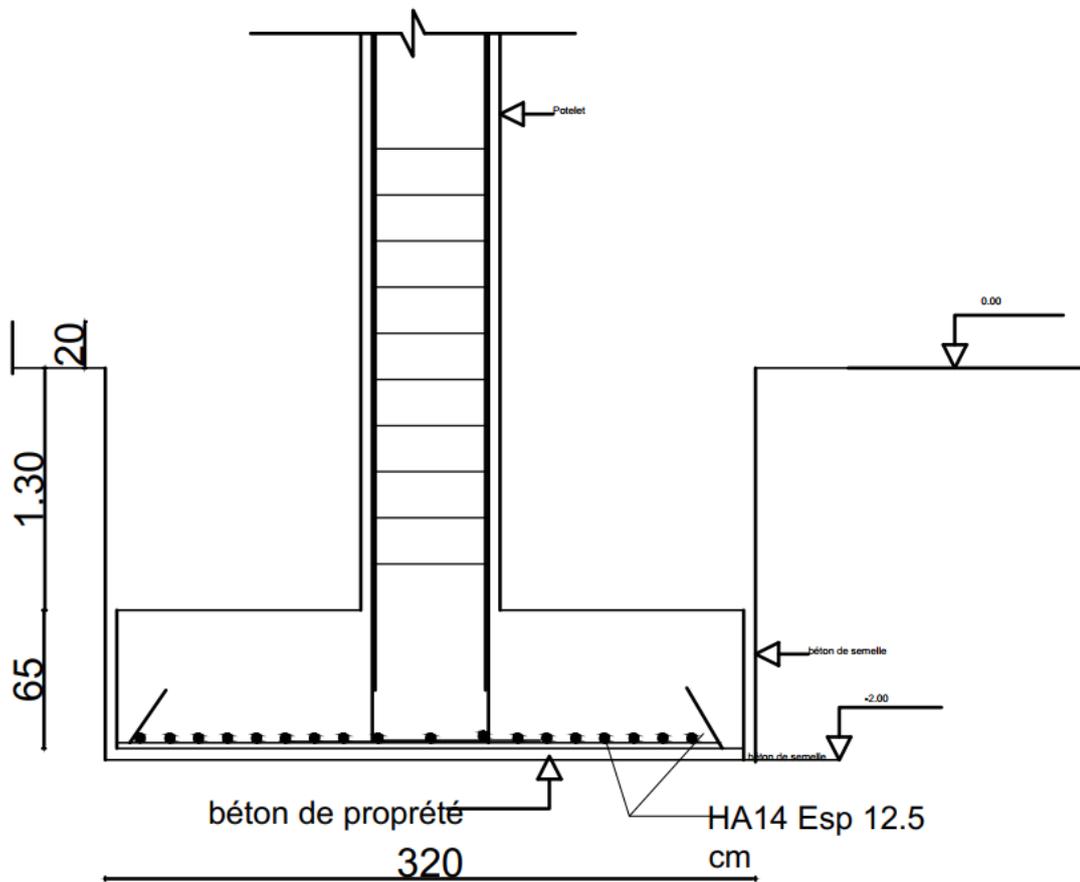
La semelle étant de forme carrée nous allons déterminer l'acier parallèle à un côté uniquement.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous. Les détails de calcul sont à l'annexe 7

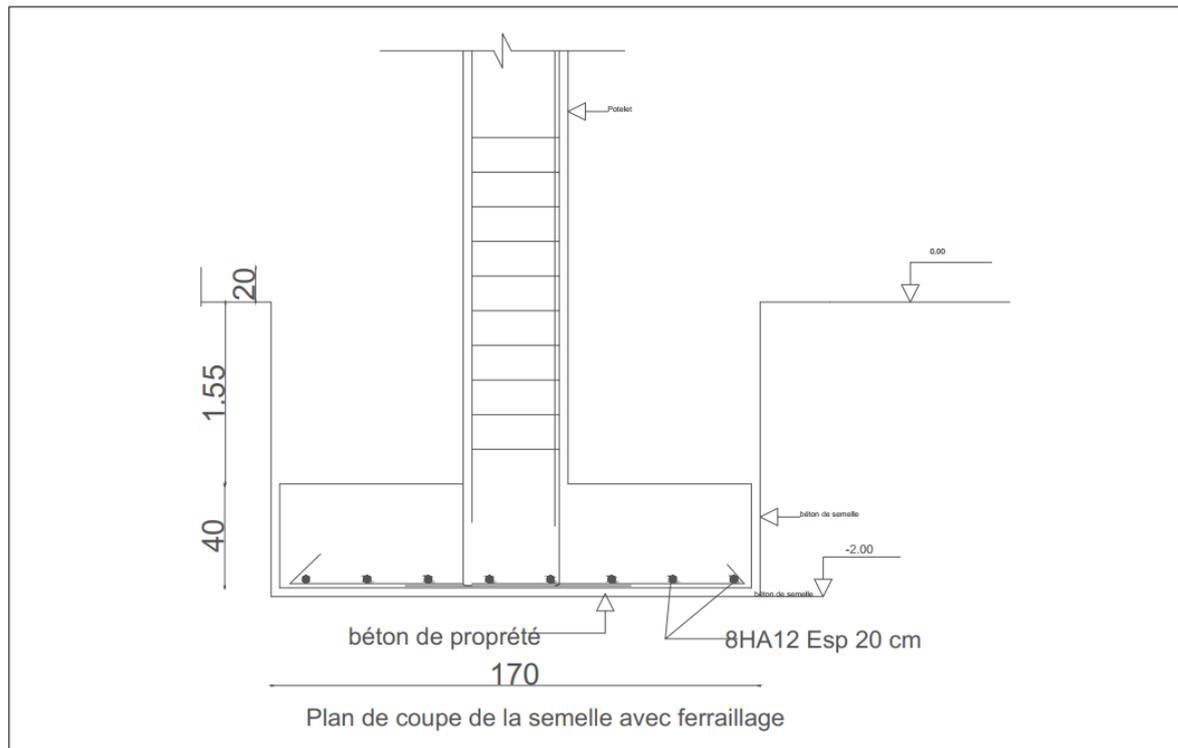
Tableau 29: ferrailage de semelle

Groupe1	NU poteau (kN)	Section semelle	Section retenu(cm)	Nu semelle(kN)	Section d'acier théorique	Choix
P5	2002,4	272	320*320*65	1560	12.08	9HA 14 esp 20
P6						
P8						
P9						
P11						
S1						
GROUPE2						
P2	538,26	141	170*170*40	587	8.85	8HA12 ESP 25
P3						
P4						
P7						
P10						
P12						
P13						
14						
15						
GROUPE3						
P1	297,82	105	110*110*40	325,61	2,80	4HA10 ESP 25
P16						
P17						
P18						
S2						

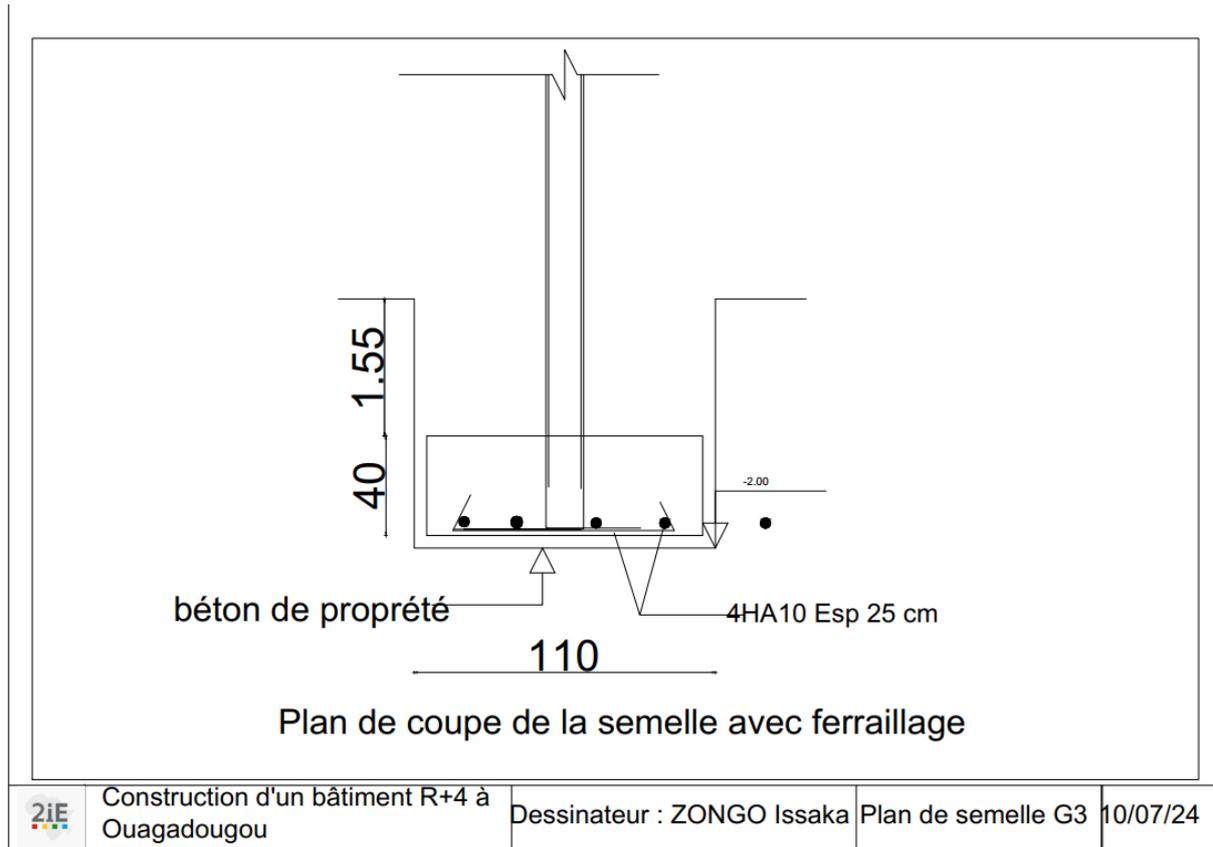
Plan de ferrailage de la semelle S5



Plan de coupe de la semelle avec ferrailage



	Construction d'un bâtiment R+4 à Ouagadougou	Dessinateur : ZONGO Issaka	Plan de Fondation	10/07/24
--	--	----------------------------	-------------------	----------





V.7.2. Radier.

Dans notre bâtiment le radier est réalisé pour supporter la cage d'ascenseur. La justification des aciers sera réalisée comme celle d'une poutre en flexion simple. Le calcul est fait par bande de 1ml a la fissuration préjudiciable.

Charge surfacique sur le radier

$$N_{serq} = \frac{N_{ser}}{s_r} + p_{pradier}$$

Calcul de N_{ser}

Calcul du poids propre de la semelle

$$P_{ps} = \rho_{beton} \times H_t \times 1.35$$

$$P_{ps} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.4 \times 1.35 = 13.5 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{serq} = 96.5 / (1.9 \times 2.7) + 13.5 = 18.81 \text{ kN/m}^2$$

Calcul des moments

Le coefficient α

$$\alpha = l_x / l_y = 1.9 / 2.1 = 0.9 > 0.4 \text{ donc la dalle porte dans deux sens.}$$

$$\text{Pour } \alpha = 0.9 \text{ on a } \mu_x = 0.046 \text{ et } \mu_y = 0.778$$

Les moments isostatiques

$$M_{ox} = \mu_x \times N_{serq} \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$\text{Dans le sens de X on a } l_x = 1.9 \rightarrow M_{ox} = 0.046 \times 18.81 \times 1.9^2 = 3.12 \text{ kN.m}$$

$$\text{Dans le sens de Y on a } l_y = 2 \rightarrow M_{oy} = 0.778 \times 3.12 = 2.43 \text{ kN.m}$$

Moments de calcul

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_i$$

$$M_{tx} = 0,85 \times 3.12 = 2.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 2.43 = 2.06 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,15 \times M_{oi}$$

$$M_{ax} = 0,15 \times 2.65 = 0.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,15 \times 2.06 = 0.31 \text{ kN.m}$$

Détermination des armatures : les résultats sont joints dans le tableau ci-dessous



Tableau 30: ferrailage de radier

Désignation	Moment kN.m	Section d'acier (cm ²)	Astmin (cm ²)	Choix de l'acier	Espacement (cm)
Mtx	2.65	0.16	2	4HA8	25
Mty	2.06	0.0	2	4HA8	15
Max	0.4	0.0	2	4HA8	25
May	0.31	0.0	2	4HA8	20

VI. Dimensionnement avec Robot Structural Analysis

VI.1. Présentation du logiciel de calcul

Le logiciel Robot Structural Analysis (RSA) est un outil de calcul destiné aux ingénieurs, offrant diverses fonctionnalités de simulation. Il permet l'analyse et le calcul des éléments structuraux en béton armé ou en charpente métallique, ainsi que la génération de plans d'exécution et de notes de calcul. Développé par Autodesk, basé aux États-Unis avec une présence mondiale, notre projet utilise la version 2024 de RSA disponible pour les étudiants des instituts partenaires.

Les principales caractéristiques de RSA incluent :

- La création graphique des structures via un éditeur dédié, avec la possibilité d'importer des géométries depuis d'autres logiciels CAO/DAO au format DXF.
- La représentation visuelle des structures analysées et l'affichage des résultats de calcul tels que les efforts internes et les déplacements.
- L'analyse statique et dynamique des structures.
- L'assignation de types de barres lors de la modélisation.
- La possibilité d'imprimer librement les notes de calcul et de capturer des écrans.

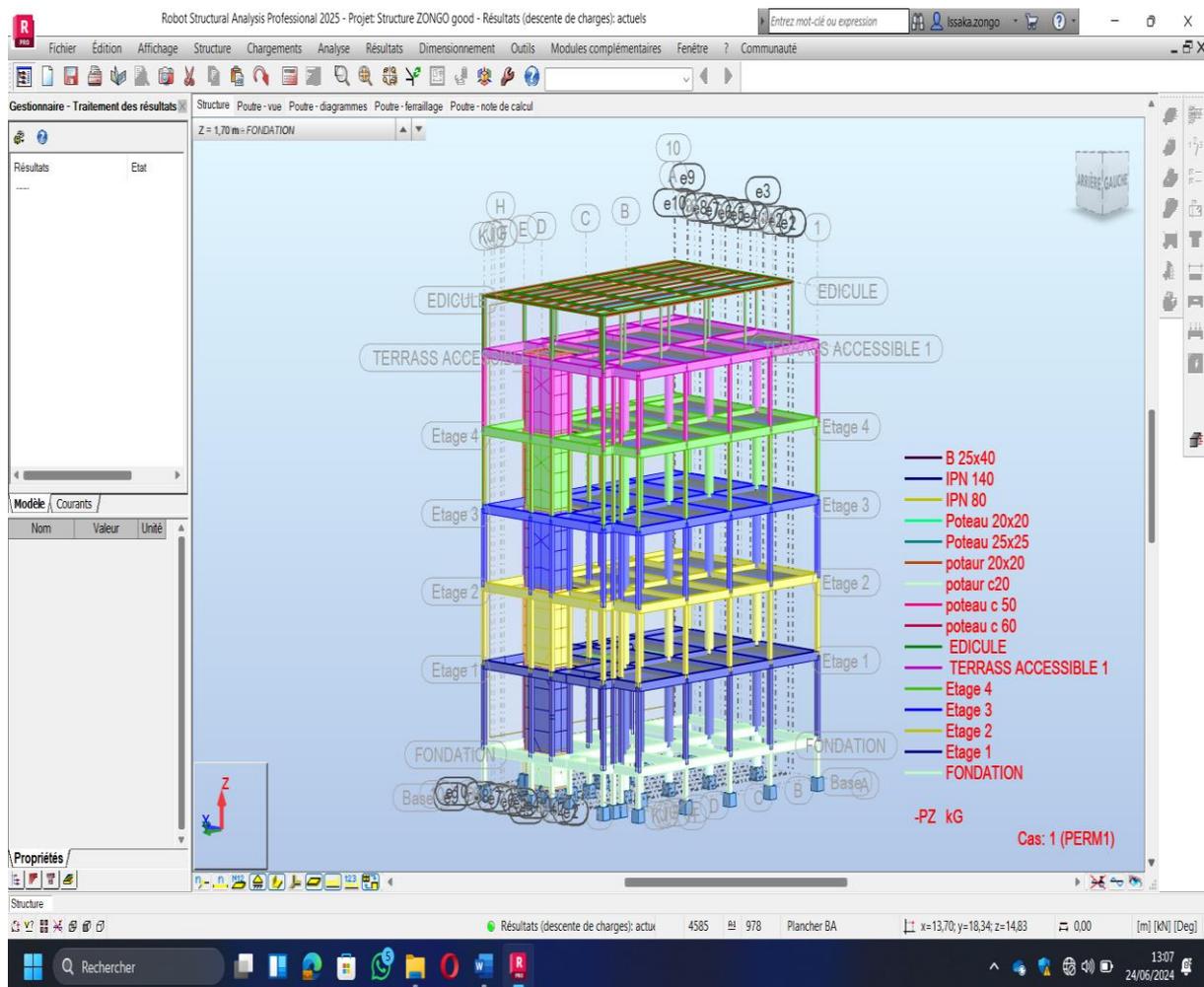
RSA regroupe plusieurs modules spécialisés pour chaque étape de l'étude des structures, opérant dans un environnement intégré. Les types de structures traités incluent les portiques (poteau-poutre), les plaques et coques (dalles, voiles, radier), les treillis (fermes), et les grillages (poutres des dalles).

VI.2. Modélisation avec Robot

La modélisation sous Robot Structural Analysis implique les étapes suivantes :

- Configuration des normes et matériaux à utiliser.
- Définition des axes et des étages.
- Modélisation des éléments structuraux tels que les poutres, poteaux et planchers.
- Application des charges permanentes et d'exploitation, ainsi que des combinaisons de charges.
- Lancement du calcul structural.
- Identification des éléments soumis aux charges les plus élevées parmi les poutres, poteaux.
- Paramétrage des conditions de calcul.
- Affichage des plans d'exécution.

L'interface de RSA, illustrée dans la figure suivante, présente les différents menus et fenêtres utilisés dans le logiciel





VII. discussions des résultats

La section suivante consiste à examiner et commenter les résultats obtenus au cours de l'étude. Globalement, les aciers produits correspondent à ceux utilisés couramment dans les constructions. Par conséquent, il est également noté que la configuration du logiciel est guidée par les calculs manuels préalablement réalisés. En parallèle, nous avons réalisé des calculs manuels pour illustrer le fonctionnement du logiciel et comprendre les résultats fournis par celui-ci.

L'approche utilisant diverses méthodes manuelles telles que Caquot a permis d'obtenir des résultats réalistes. Cette méthode d'analyse a été adoptée pour résoudre d'éventuels problèmes de surdimensionnement ou de sous-dimensionnement des aciers à des emplacements spécifiques des éléments de structure. Les résultats des calculs effectués manuellement et ceux obtenus avec le logiciel Robot sont présentés dans les tableaux suivants pour chaque élément concerné. Les notes de calcul sont jointes à l'annexe 5 et 6.

Tableau 31: tableau comparatif de dimensionnement des poutres

Désignation	Manuel				Logiciel			
	1	2	3		1	2	3	
Travées								
Section de béton	30×50	30×50	30×50		30×50	30×50	30×50	
Section théorique d'aciers	11.38	7.11	1.6		12.20	8.01	14.07	
Section réelle choisi	12HA12	8HA12	4HA8		15HA12	8HA12	3HA12	
Appui				Appui				
Appui	1	2	3	4	1	2	3	4
Section	2.31	13.11	6.95	1.63	5.65	11.35	11.35	5.65
Section réelle	4HA10	12HA14	8HA12	2HA8	3HA12	9HA12	9HA12	



Tableau 32: tableau récapitulatif des poteaux (D9)

Désignation	Manuel	Logiciel
Diamètre du poteau	50	50
Section théorique d'acier(cm ²)	6.28	6.166.28
Section choisie	6HA12	6HA12

Tableau 33: tableau récapitulatif des semelles(S5)

Désignation	Manuel	Logiciel
Section de béton	320×320×65	320×320×65
Section théorique d'acier	12.08 cm ² /ml	12.37 cm ² /ml
Section choisie	9HA14/	9HA14

Au vu de résultats trouvés entre le calcul manuel et le logiciel, nous trouvons presque exactement les mêmes résultats. Ce qui nous rassure que nous nous inscrivons dans l'optimisation des matériaux utilisés. A quelque endroit nous trouvons un prédimensionnement différent mais nous nous retrouvons à utiliser les meme sections d'acier.

VII. Sécurité et protection incendie

VII.1. Raison de la protection contre les incendies

Étant destiné à accueillir du personnel en tant que bureau, et showrooms notre bâtiment doit être sécurisé pour prévenir et gérer les risques d'incendie. Les incendies constituent la principale menace dans nos régions, d'où la nécessité de concevoir nos bâtiments de sorte qu'ils résistent suffisamment longtemps en attendant l'intervention des secours. Sécuriser un bâtiment contre les incendies implique :

- La protection des personnes et des biens à l'intérieur du bâtiment ;
- La prévention de la propagation du feu ;
- La facilitation d'une évacuation rapide en cas d'urgence ;
- L'amélioration des conditions d'intervention des pompiers.



Notre bâtiment est munis d'un escalier secours qui sert de dispositif d'évacuation en cas de sinistre.

VII.2. Systèmes de détection et de prévention des incendies

VII.2.1 Systèmes de détection

Un système de détection incendie unique et entièrement automatique est prévu pour le bâtiment.

Ses fonctions principales incluent :

- La détection automatique et la signalisation des débuts ou des incendies déclarés ;
- La localisation précise des incendies par zones pour une intervention rapide des secours
- La signalisation de toute anomalie dans le système.

VII.2.2 Systèmes de prévention

Les dispositifs prévus comprennent :

- Des robinets d'incendie armés (RIA) connectés au réseau EF ;
- Une centrale de détection incendie adressable de type 1, avec 4 boucles de détection ;
- Des détecteurs d'incendie individuellement installés, incluant des détecteurs optiques de fumée et thermo-vélocimétriques ;
- Un déclencheur manuel ;
- Des avertisseurs sonores ;
- Un câblage spécifique pour la détection incendie, résistant au feu ;
- Des portes coupe-feu équipées de fermetures automatiques pour limiter la propagation du feu ;
- Une réserve d'eau de 330 m³ avec un système de surpresseur incendie ;
- Des extincteurs portatifs de 6 kg, complémentaires aux RIA, pour une utilisation par les occupants formés.

Les occupants seront formés à l'utilisation des extincteurs, à la sécurité liée au gaz, ainsi qu'à la conduite à tenir en cas d'incendie. De plus le personnel sera sensibilisé par rapport au respect du plan d'évacuation en cas d'incendie.



Alarme de prévention d'incendie



Dispositif d'intervention

VIII. Devis estimatif et quantitatif

Le devis quantitatif et estimatif est un document qui permet d'analyser les éléments composant le prix et donc de comparer les offres proposées .IL comporte toute indication permettant d'apprécier les propositions de prix. Dans ce devis nous avons utilisé les bordereaux de prix de la mercuriale pour la ville de Ouagadougou. Les détails des quantitatifs et prix joint a l'annexe

VIII.1 Evaluation de la quantité des matériaux

Pour étudier les prix, nous avons d'abord évaluer les quantitatifs des ouvrages. Pour chaque ouvrage nous les décomposons en éléments secondaire afin d'utiliser les formules géométriques usuelle pour déterminer leurs sections et ensuite le volume des matériaux. Pour les éléments plans nous évaluons leurs surfaces, pour les éléments linéaires nous évaluons en metre linéaires et pour les autres nous évaluons leur volumes.

VIII.1 Applications des coûts

Pour l'estimation des coûts nous avons utilisé les prix de la mercuriale BTP 2024. Les coûts des différents partis d'ouvrages sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 34: devis quantitatif et estimatif

DEVIS ESTIMATIF		
I	GROS ŒUVRE RDC	58862535
II	GROS ŒUVRE R+1	21925537
III	GROS ŒUVRE R+2	21238637
IV	GROS ŒUVRE R+3	22922237
V	GROS ŒUVRE R+4	181172237
VI	Toiture Terrasse	15340260
TOTAL GENERAL HT		158 461 443 FCFA

IX. Etude d'impacts environnementale

L'étude d'impact environnemental et social est une procédure administrative et technique essentielle qui accompagne tout projet. Il consiste à analyser les impacts positifs et négatifs qu'un projet pourrait avoir sur son environnement d'exécution. De nos jours, cette procédure est presque obligatoire pour tout projet de construction bâtiment ou de travaux publics.

L'objectif de cette étude est d'identifier, décrire, et évaluer les impacts pour en déterminer l'importance. Pour les impacts négatifs, des mesures d'atténuation seront proposées, et pour les impacts positifs, des mesures de bonification pourront être envisagées. Notre bâtiment est situé dans une zone aménagée et bâtie et la présence de la parcelle non construite est source d'insécurité. Notre projet permettra de palier à ce problème d'insécurité. Nous tiendrons compte des principaux impacts liés aux travaux et au fonctionnement du bâtiment.

Identification des impacts

Pour ce qui est de notre projet, vu que la zone a été aménagée pour recevoir les activités commerciales, les impacts majeurs ont été pris en compte dans l'aménagement du site d'implantation.

Parmi les impacts positifs socio-économiques, nous pouvons noter :

- La valorisation des terres.
- Le développement d'activités socio-économiques dans la zone d'influence de la construction du bâtiment ;



- La création d'emplois pendant les phases de construction et d'exploitation de l'immeuble;

En ce qui concerne les impacts négatifs, nous n'avons identifié aucun impact irréversible ou à grande échelle. La plupart des impacts sont temporaires et limités dans le temps :

- Nuisances sonores ;
- Mise en danger des ouvriers ou du public ;
- Gestion des déchets ;
- Pollution de l'air.

Mesures de bonification

- Instaurer le travail nocturne pour alterner les équipes de travail, afin d'augmenter le nombre de personnes employées et accélérer l'achèvement des travaux ;
- Diversifier les commerces de restauration pour élargir les choix et augmenter les recettes.

Priorisé des travaux de haute intensité de main d'œuvres

Confié les travaux de nettoyage aux femmes pour permettre aux femmes

Mesures d'atténuation

- Sensibiliser la population et les ouvriers avant le début du chantier sur les risques et les moyens de prévention ;
- Imposer le port des équipements de protection individuelle (EPI) ;
- Désigner un responsable permanent en hygiène et sécurité sur le chantier ;

Arroser le site au cas où il y aura la poussière ;

- Utiliser des matériaux réglementaires pour la construction ;

Prioriser l'utilisation des petites machines pour les travaux ;

- Prévoir des moyens d'évacuation régulière des déchets du chantier.



X. Conclusion

Nous sommes au terme de notre travail d'ingénierie consacré au dimensionnement de éléments de la structure. En rappel le projet a porté sur un bâtiment R+4 avec terrasse accessible à usage commercial. Il nous a été demandé de dimensionner les éléments de la structure et d'établir les devis pour l'exécution des travaux. Cela a été une occasion pour nous d'enrichir nos connaissances théoriques et pratiques du béton armé dans le cadre de la conception et des calculs de structures de bâtiment.

Au terme de notre étude nous avons pu réaliser les plans d'exécutions et les dessins de ferrailage servant à l'exécution des travaux. Entre autres, nous avons retenus trois types de semelle à savoir :

- Les semelles les plus chargé ($320 \times 320 \times 65$) ;
- Les semelles moyennement chargé ($170 \times 170 \times 40$)
- Les semelles ne supportant pas de grand chargement ($110 \times 110 \times 40$).

Pour les poutres nous avons retenu des poutres 30×50 ; 25×40 et ; 20×20

Au niveau des poteaux les sections trouvées sont 30×30 ; 25×25 ; 20×20 , 30×40 ; Des sections circulaire 50 cm de diamètre.

Les aciers retenus sont de hautes adhérences de diamètre 6 à 14 mm avec les diamètres 6 réservés aux cadres.

Le coût total d'exécution des travaux s'élève à cent cinquante-huit millions quatre cent soixante un mil quatre cent quarante et quatre francs CFA (158 461 444 FCFA HT).



XI. Bibliographie

- **DOCUMENTS**

HENRY THONIER : conception et calcul des structures de bâtiment tome I Presse de l'étude nationale des ponts et chaussées, 1999 ; pages 113 ;118

HENRY THONIER : conception et calcul des structures de bâtiment tome II Presse de l'étude nationale des ponts et chaussée, 1993 ; 260 pages

HENRY THONIER : conception et calcul des structures de bâtiment tome III Presse de l'étude nationale des ponts et chaussée, 1995 ; 781 pages

Cours

Adamah MESSAN : Cours de béton armé 1

Adamah MESSAN : Cours de béton armé 2

Rapport consulté :

Abdel Fataye ABDOU MAHAMANE : étude d'ingénierie d'un bâtiment R+4 à usage de bureau pour le compte de sysaid Faso a Ouagadougou au Burkina Faso

Oumma Alher MAHAMAN IBRAHIM : études techniques et financières d'un bâtiment R+3 : cas d'un bâtiment à usage de bureau dans la ville de Niamey

Gédéon Geraldin TCHAPTCHET NJIYA : Étude technique détaillée d'un immeuble : cas de l'immeuble RDC+5 de MOUN Sarl à Ouagadougou



XII. Annexes

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Note de calcul du plancher	xii
Annexe 2 : Note de calcul de l'escalier.....	xvi
Annexe 3 : Note de calcul de la semelle	xviii
Annexe 4: Plan d'architecture	xix
.....	xix
Annexe 5 : Plan d'exécutions.....	xxiv
Annexe 7: Note de calcul de la poutre PT2 FILE B-B.....	xxxv
Annexe 8 : Note de calcul et schéma de ferrailage de la semelle 27(B5).....	xlvi
Annexe 9 : Note de calcule semelle D9	liii
Annexe 10: Note de Calcul de l'acrotère	lx
Annexe 11 : Devis quantitatif et estimatif.....	lxii
Annexe 12 : fiche technique de l'ascenseur	lxix



Annexe 1 : Note de calcul du plancher

La note de calcul sera joint à l'annexe

Note de calcul de plancher terrasse accessible

Annexe

❖ Dimensionnement des hourdis

Poids propre des nervures $pp_N = 25 * 0,1 * 0,16 = 0,4 \text{ kN/m}$

La combinaison des charges à l'Elu Pu :

$P_u = 1,35 * (6.315 * 0,6 + 0,4) + 1,5 * 4 = 11.7 \text{ kN/m}$

$P_{ser} = 6.315 * 0,6 + 0,4 + 4 = 8.189 \text{ kN/m}$

❖ Vérifions la position de la partie comprimée

– Calcul du moment ultime :

$$M_u = P_u * l^2 / 8 = 11.7 * 4.4^2 / 8 = 28.314 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = p_{ser} * l^2 / 8 = 8.189 * 4.4^2 / 8 = 19.82 \text{ kN.m}$$

– Moment équilibré par la table :

$$M_{T_u} = b * h_0 * f_{bu} * (d - h_0/2)$$

$$M_{T_u} = 0.6 * 0.04 * 14.17 * 10^3 * (0.9 * 0.16 - 0.04/2) = 42.17 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_{T_u} \Rightarrow$ la table est donc surabondante ; c'est-à-dire que seule une partie ou la totalité de la table est comprimée. Le béton tendu étant négligé, la section en « Té » est calculée comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile d.

❖ Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{28.314 \cdot 10^{-3}}{0.6 * (0.9 * 0.2)^2 * 14.17} = 0.102$$

$\mu_u \leq \mu_l = 0.39$ donc pas besoins d'acier comprimé $A_{sc} = 0$ et $A_{st} \neq 0$

❖ Calcul de la section d'acier (A_{st})

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



Avec $Z = d (1 - 0,4\alpha_u)$ et $\alpha_u = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2*0.102}) = 0.135$

$$Z = (0,9 * 0,2) * (1 - 0,4 * 0,4) = 0,17 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{28.314 * 10^{-3}}{0.17 * 347.83} * 10 = 4.73 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non-fragilité

$$A_{stmin} \leq 0,23bd * f_{t28}/F_e$$

$$A_{stmin} = 0.23 * 0.6 * 0.9 * 0.2 * 2.1 / 400 = 1.3 \text{ cm}^2$$

On a $A_{stmin} = 1.3 \text{ cm}^2 \leq A_{st}$ avec $A_{st} = 4.73 \text{ cm}^2$ donc ok

❖ Choix des aciers

On choisit 5HA12 espacé de 15 cm totalisant 5.65 cm^2 . espacement 20 cm

- Détermination des aciers transversaux

$$\Phi_t \leq \min \{ h/35 ; b_0/10 ; \Phi_{l_{max}} \}$$

$$\Phi_t \geq \min \{ 200/35 ; 40/10 ; 12 \text{ mm} \} = 5.71 \text{ mm}$$

Convenons de prendre $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$\Phi_t = 6 \text{ mm}$$

La section d'armature transversale A_t

$$A_t = 2 * \Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16.2 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm} \text{ soit } s_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

$$\text{Avec } V_u = P_u * l / 2 = 11.7 * 4,4 / 2 = 25.74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{25.74 * 10^3}{100 * 180} = 0.143 \text{ MPa}$$

Vérifions la présence d'acier de l'effort tranchant.

$$\text{Calculons } 0.07 * f_{c28} / \gamma_b = 0.07 * 25 / 1.5 = 1.16 \text{ MPa}$$

On a $0.143 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa}$ donc il n'y a pas d'acier d'effort tranchant.



– **Vérification des conditions de cisaillement**

Calculons τ_{ulim}

$$\tau_{ulim} = \min \{ (0,2 * fc28) / \gamma b ; 5 \text{ MPa} \} = \min \{ 3,3 ; 5 \}$$

$\tau_{ulim} = 3,3 \text{ MPa}$. On a $\tau_u = 0,143 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,3 \Rightarrow$ il n'y a donc pas de risque de cisaillement

❖ **Vérification à l'ELS**

$$b * y_{ser}^2 / 2 + nAsc (y_{ser} - d') - nAst (d - y_{ser}) = 0 \Rightarrow 0,3y_{ser}^2 - 15 * 5,65 * 10^{-4}(0,18 - y_{ser}) = 0.$$

La résolution de cette équation donne $Y_{ser} = 0,166 \text{ m}$.

– **Moment quadratique**

$$I_{ser} = 1/3 b y_{ser}^3 + nAsc (y_{ser} - d')^2 + nAst (d - y_{ser})^2 \Rightarrow I_{ser} = 1/3 * 0,60 * 0,166^3 + 15 * 5,65 * 10^{-4}(0,18 - 0,166)^2 = 0,00092652 \text{ m}^4$$

– **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I_{SER}} \times Y_{SER} \text{ Avec } M_{SER} = P_{SER} \times \frac{L^2}{8} = 8,189 * \frac{4,4^2}{8} = 19,82 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I_{SER}} \times Y_{SER} = 3,589 \text{ MPa} < 0,6 * fc28 = 15 \text{ MPa} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

▪ **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = n (M_{ser} / I_{ser}) * (d - y_{ser}) \rightarrow$$

$$\sigma_{st} = (15 * (19,82 / 0,00091652) * (0,18 - 0,166)) = 4,541 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

❖ **Dimensionnement de la dalle de compression**

Les sections d'armature doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $A_{\perp} \geq \frac{200}{Fe}$ si $b \leq 50 \text{ cm}$ (barres perpendiculaires aux nervures) ;
- $A_{\perp} \geq \frac{4b}{Fe}$ si $50 \leq b \leq 80 \text{ cm}$ (barres perpendiculaires aux nervures) ;
- $A_{\parallel} = 0,5 A_{\perp}$ pour les barres parallèles aux nervures ;

Dans notre cas nous avons $b > 50 \text{ cm}$

$$A_{\perp} \geq \frac{4b}{Fe} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 * 0,60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



Pour respecter les dimensions des mailles de 20 cm, convenons de prendre 5HA6/ ml totalisant une section de 1,41 cm².

$$A_{\parallel} = 0,5 \times 1,41 \rightarrow A_{\parallel} = 0,705 \text{ cm}^2$$

Pour respecter les dimensions des mailles de 25 cm, convenons de prendre 3HA6/ml totalisant une section de 0,85 cm².



Annexe 2 : Note de calcul de l'escalier

D'après le B.A.E.L91 le moment fictif appliqué au centre de gravité des aciers tendus :

$$M_f = M_u + (d + \frac{h}{2}) \text{ Avec } b=1 \text{ m,}$$

$$h=0.2,$$

$$c=0.025,$$

$$d=h-c=0.2-0.02=0.18$$

Avec :

h= hauteur utile

c= enrobage

$$M_f = 0.67 + 4.53 \left(0.18 + \frac{0.2}{2} \right) = 1.94 \text{ kN.m}$$

Armature fictive

On appliquera la formule de la flexion simple

$$N_{ufic} = N_u \times eA = N_u \times e + (d - 0.5 \times h)$$

$$N_{ufic} = 4.53 \times 0.15 + (0.18 - 0.5 \times 0.2)$$

$$N_{ufic} = 0.759 \text{ kN.m}$$

Calcul de μ_u

$$\mu_u = \frac{M_{UFIC}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.759 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.002$$

On a $\mu_u \leq \mu_l$ donc pas besoin d'acier comprimé.

Calcul de z,

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1.25 / (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002}) = 0.005$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.005) = 0.18$$

$$A_{st} = \frac{M_{uf}}{z \times f_{su}} = \frac{0.759 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.83} = 0.00001212 \text{ m}^2$$



$$A_{st} = \frac{M_{uf}}{z \times f_{su}} = 0.12 \text{ cm}^2$$

Calculons Amin

$$A_{stmin} = 0.23bd \cdot f_{t28} / F_e = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.18 \cdot (2.1 / 347.83)$$

$A_{stmin} = 2.5 \text{ cm}^2$ on $A_{st} \leq A_{smin}$ donc convenons de prendre Amin.

Choix des aciers

Convenons de prendre 7HA8 totalisant une section de 3.52 cm^2 supérieur à 2.5 cm^2 donc ok.st

Escapement st : 30 cm

$$S_t = \min \{3/h ; 33\text{cm}\} = \min \{60 ; 33\}$$

Armature de répartition

$$A_r = A_{st} / 4 = 2.5 / 4 = 0.625 \text{ cm}^2. \text{ convenons de prendre Amin soit 5 HA 8 espacé de 20 cm}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendu

$$\text{Fissuration préjudiciable } \sigma_{st} = \min \{2/3 \cdot F_e ; \max \{1/2 \cdot F_e ; 110 \sqrt{1.6 \cdot f_{t28}}\} = 266.67$$

$$\sigma_{st} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} \leq 266.67 \text{ donc condition vérifiée.}$$



Annexe 3 : Note de calcul de la semelle

❖ Calcul de la hauteur utile h de la semelle

$$h=d+0.05 \text{ m} \rightarrow h=0.55+0.05= 0.6 \text{ m}$$

Les dimensions de la semelle sont $2.8 \times 2.8 \times 0.6 \text{ m}^3$

❖ Vérification des contraintes

$P_{uO} = P_u + 1.35(\text{PP semelle} + \text{poids du remblai} + \text{poids du dallage} + \text{poids du potelet}) + 1.5(q$
sur dallage au-dessus de la semelle).

$$P_{uO} = 2.002.7 + (25 \times 2.8 \times 2.8 \times 0.6) \times 10^{-3}$$

$$P_{uO} = 2.12 \text{ MPa.}$$

Calcul de la contrainte réelle σ_r

$$\sigma_{réelle} = \frac{P_{uo}}{s} = \frac{2.12}{9} = 0.24 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol(élu)} = 2.7 \text{ MPa} \text{ donc la contrainte est vérifiée}$$

❖ Détermination des sections d'aciers a l'ELU

La section d'acier est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{p_u \times (B - b)}{8 \times d \times f_{su}} = \frac{2.12 \times (2.8 - 0.6)}{8 \times 0.6 \times 347.83} = 30.47 \text{ cm}^2$$

❖ Détermination des sections d'aciers a l'ELS

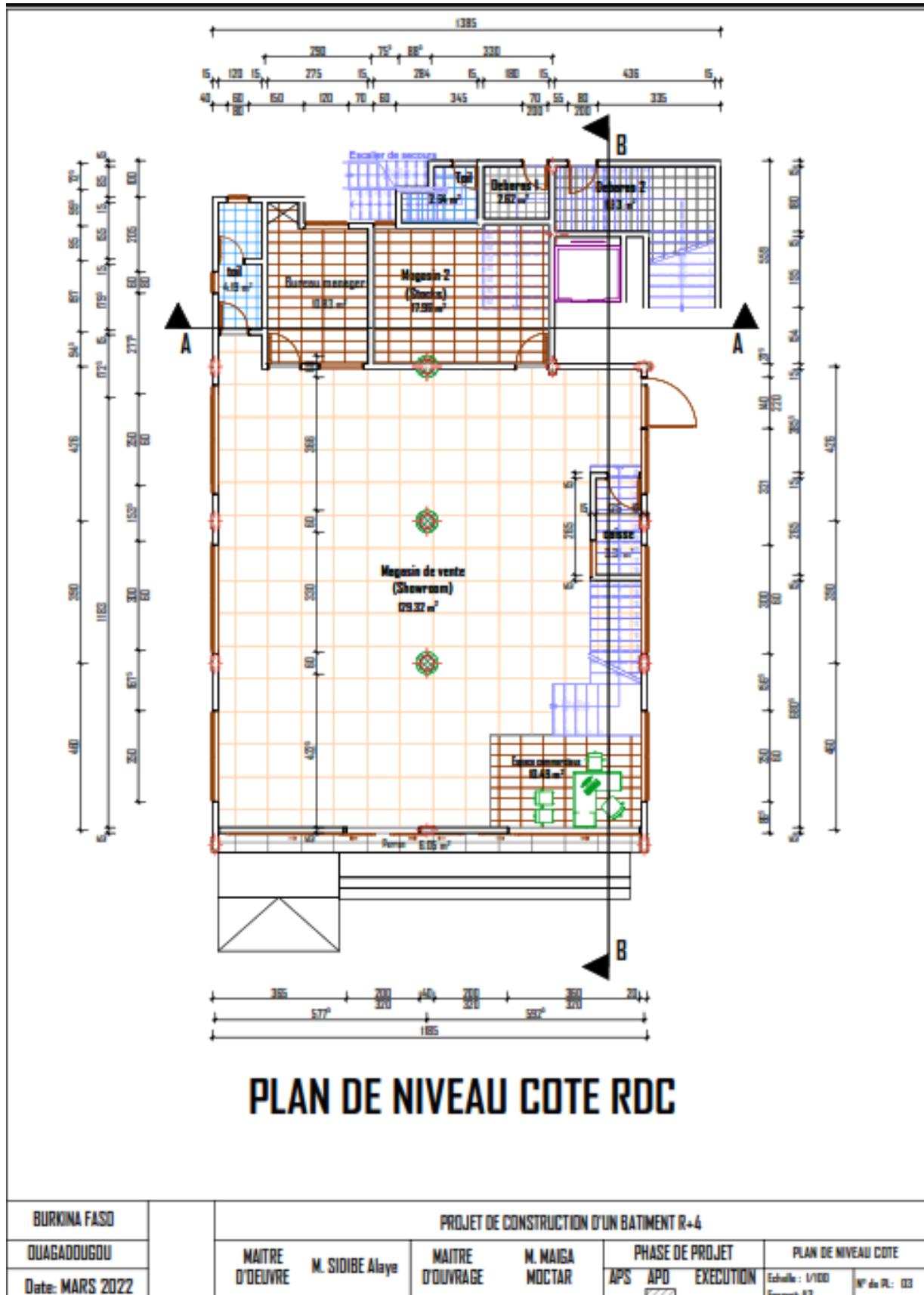
La formule de la section d'acier a l'ELS est la suivante :

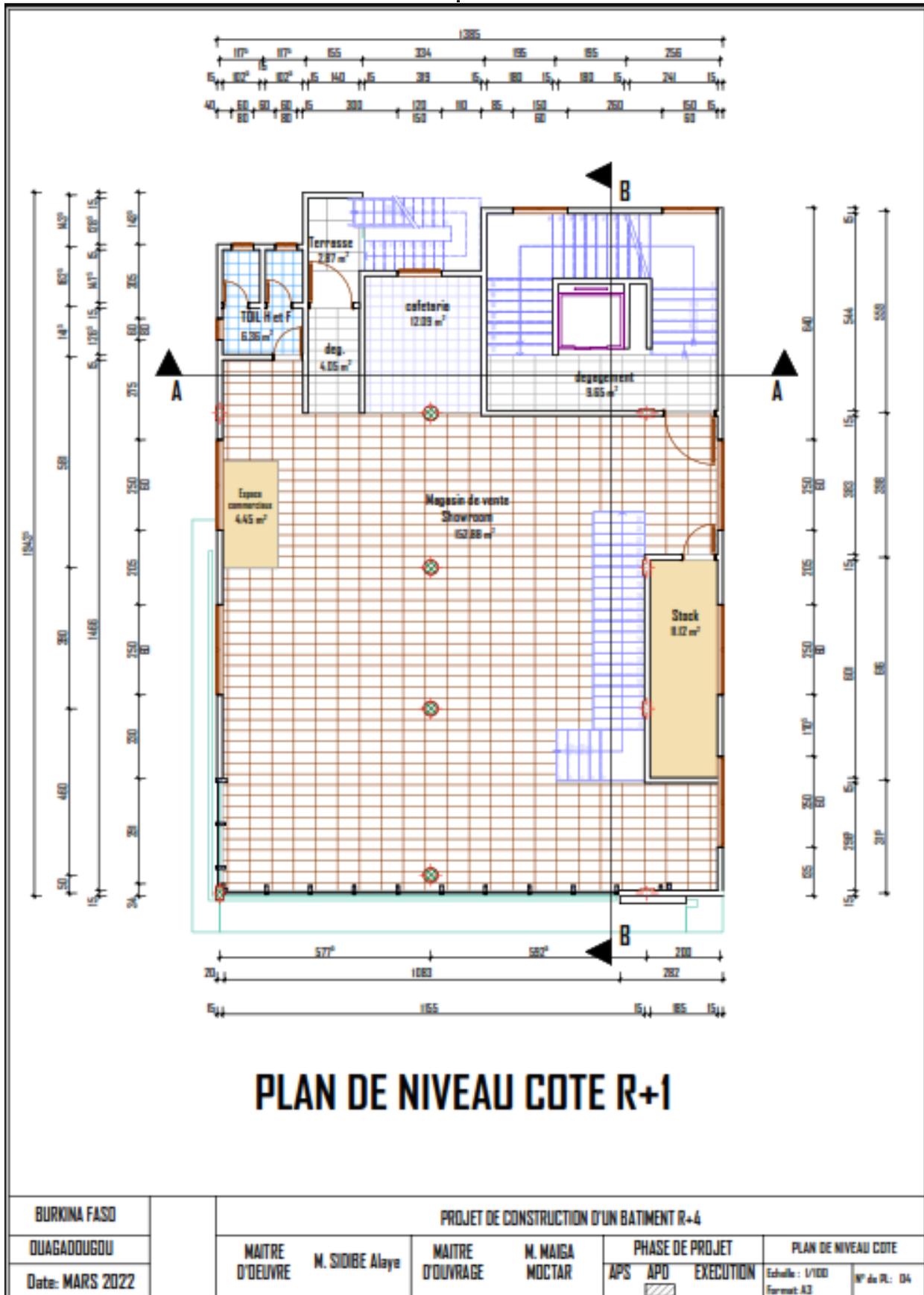
$$A = \frac{p_{ser} \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.56 \times (2.8 - 0.6)}{8 \times 0.55 \times 201.63} = 38.67 \text{ cm}^2$$

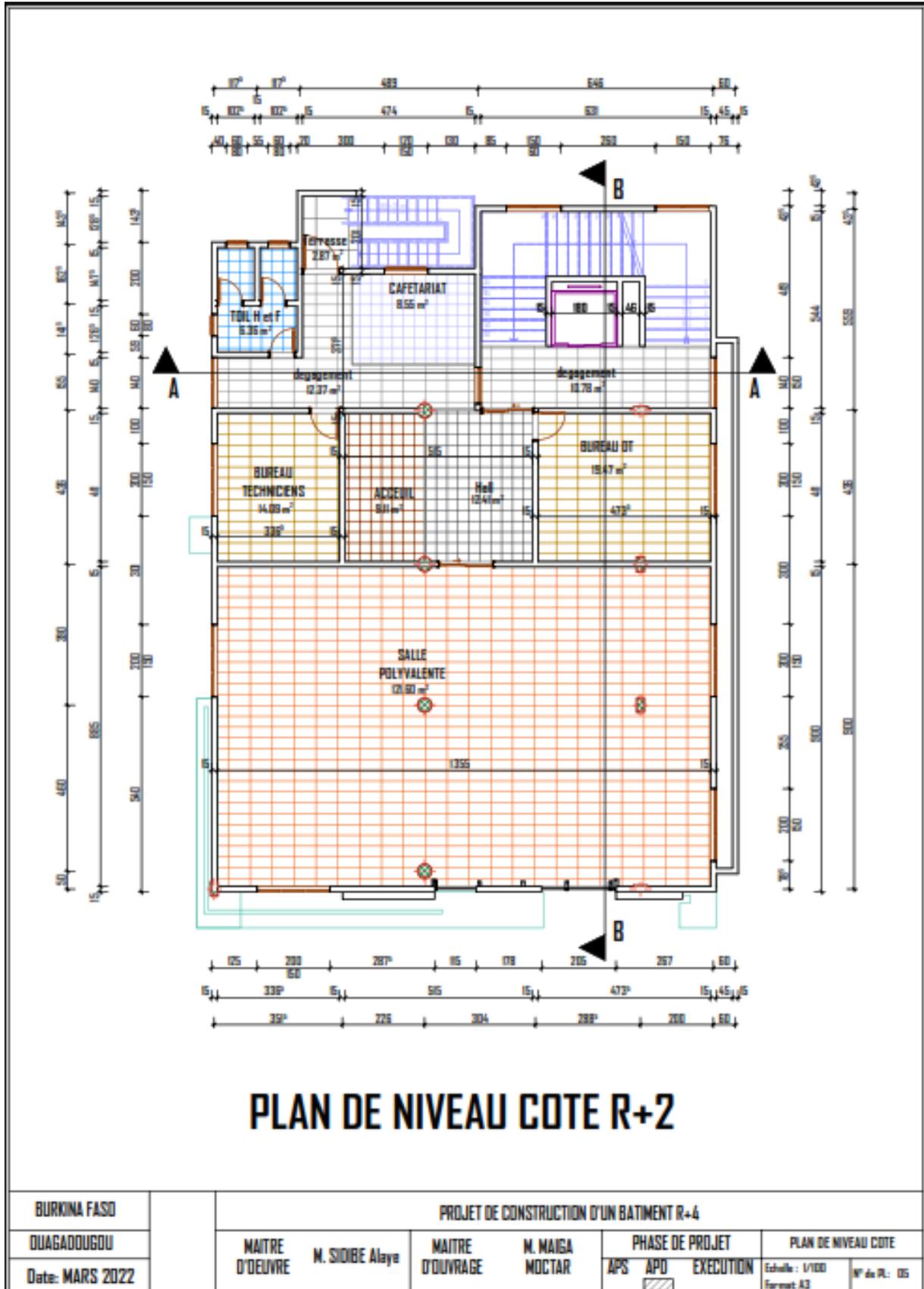
Choix des aciers

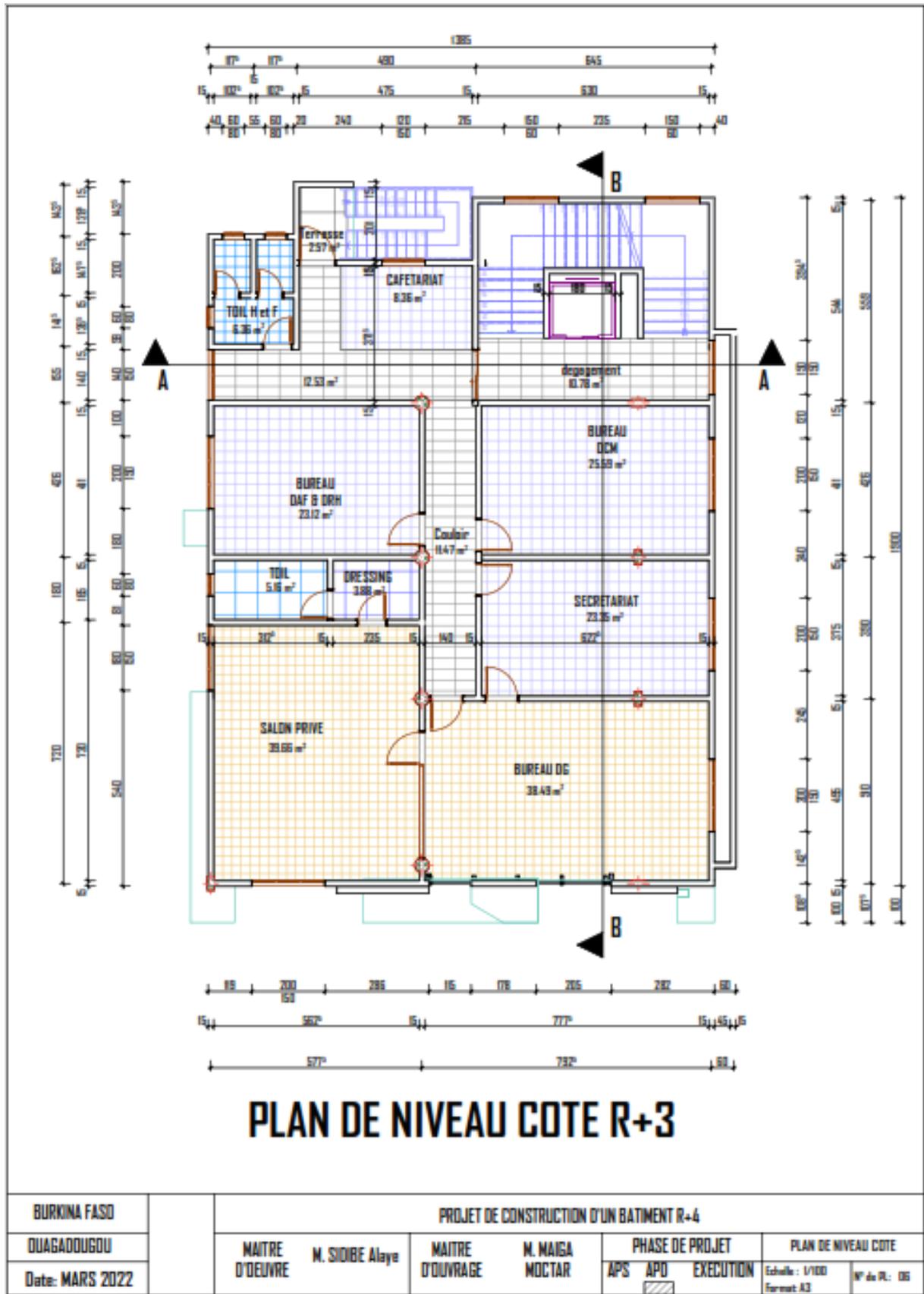
Au vu des deux résultats nous remarquons que l'ELS est la plus défavorable. Par conséquent nous choisirons 13 HA20 espacer de 20 cm et totalisant une section de $40.84 \text{ cm}^2 \geq 38.67 \text{ cm}^2$ donc ok.

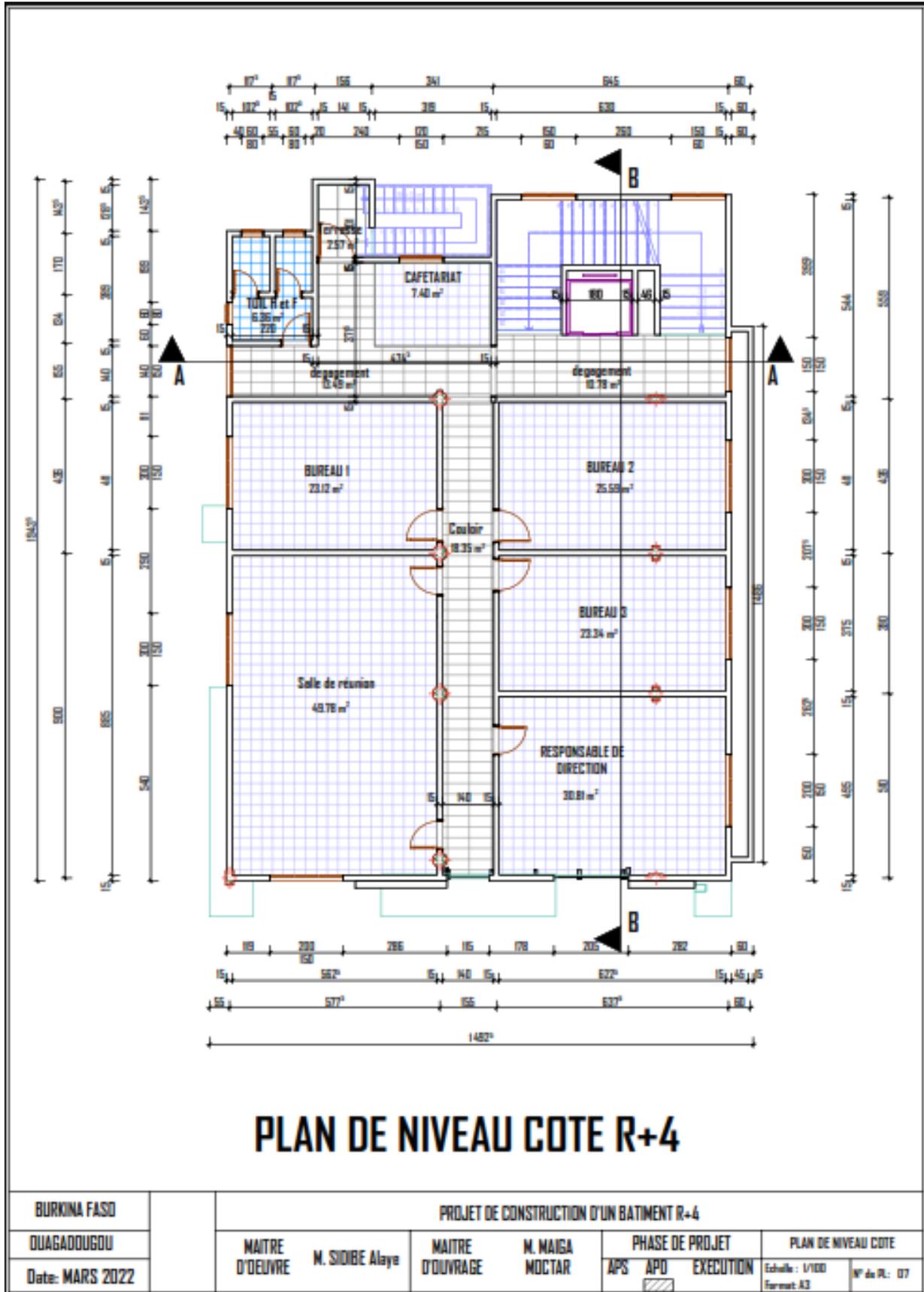
Annexe 4: Plan d'architecture



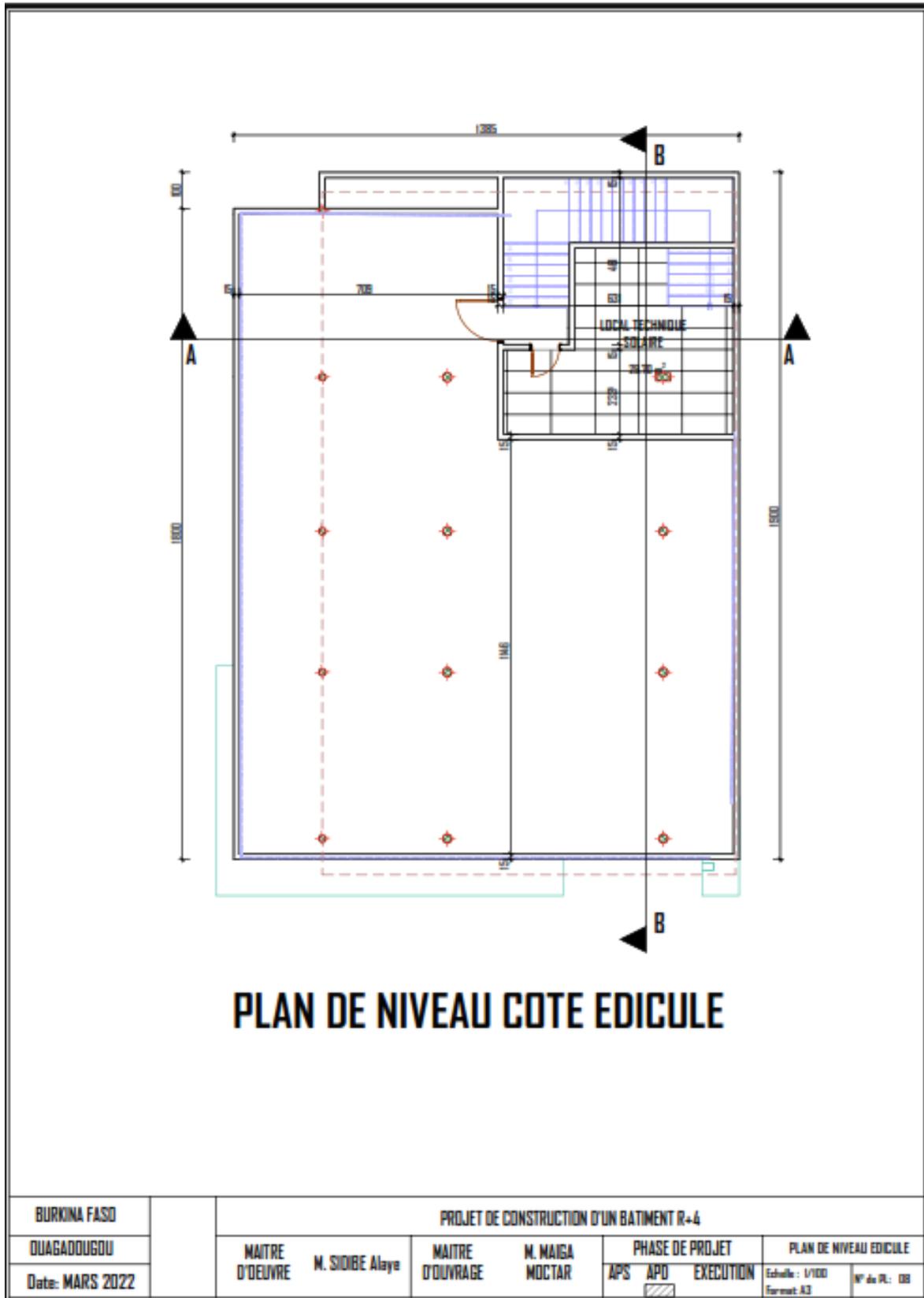


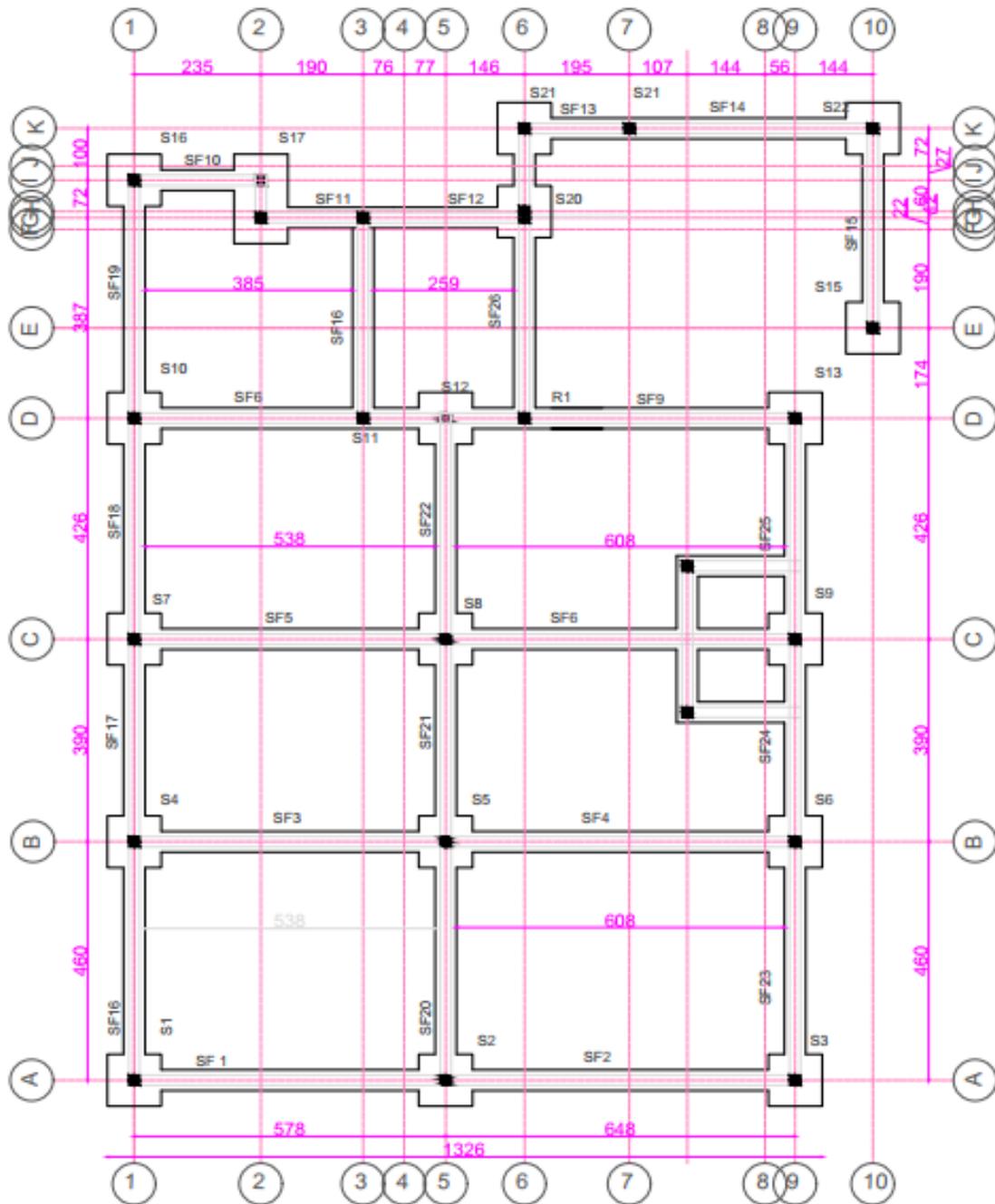




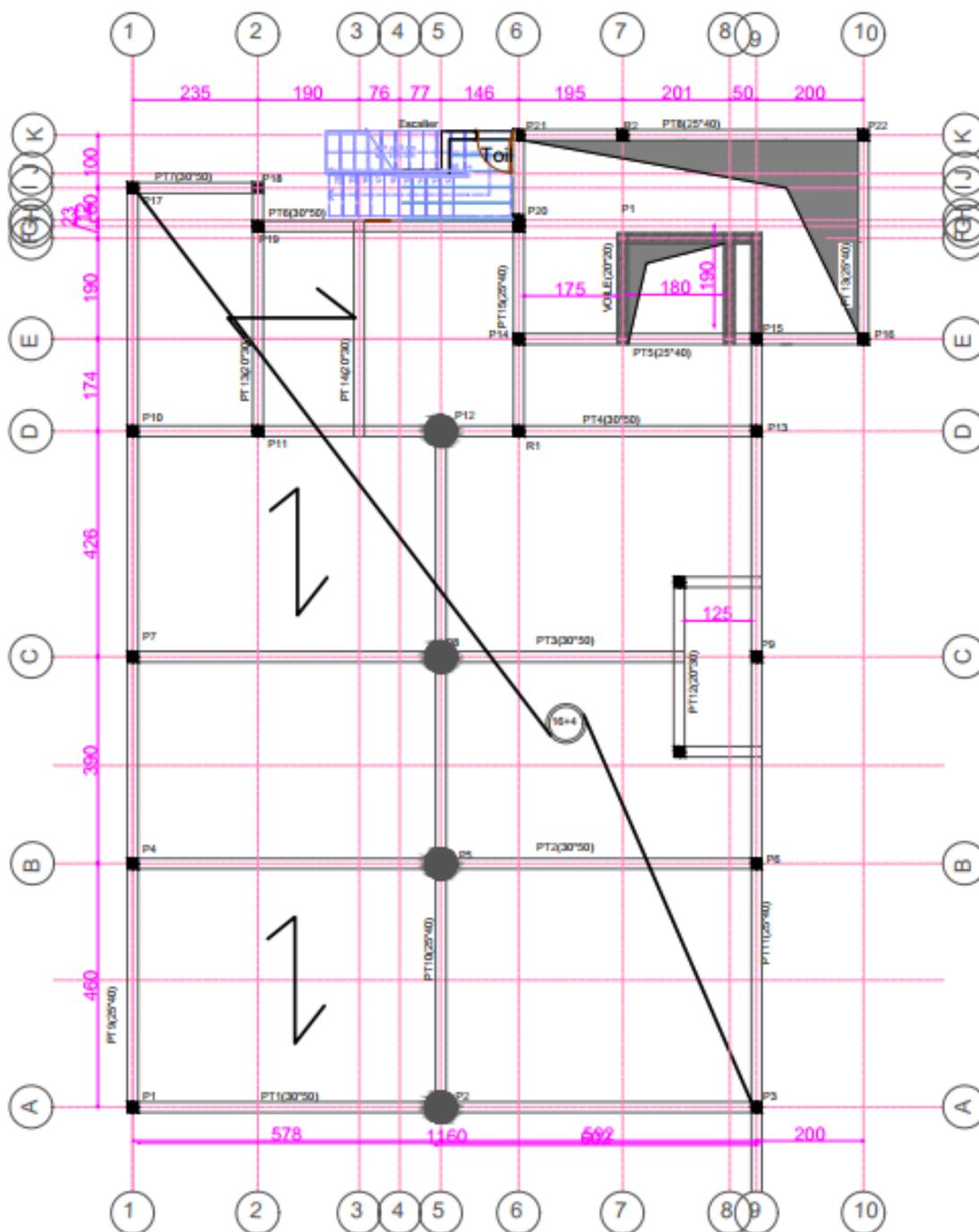


Annexe 5 : Plan d'exécutions

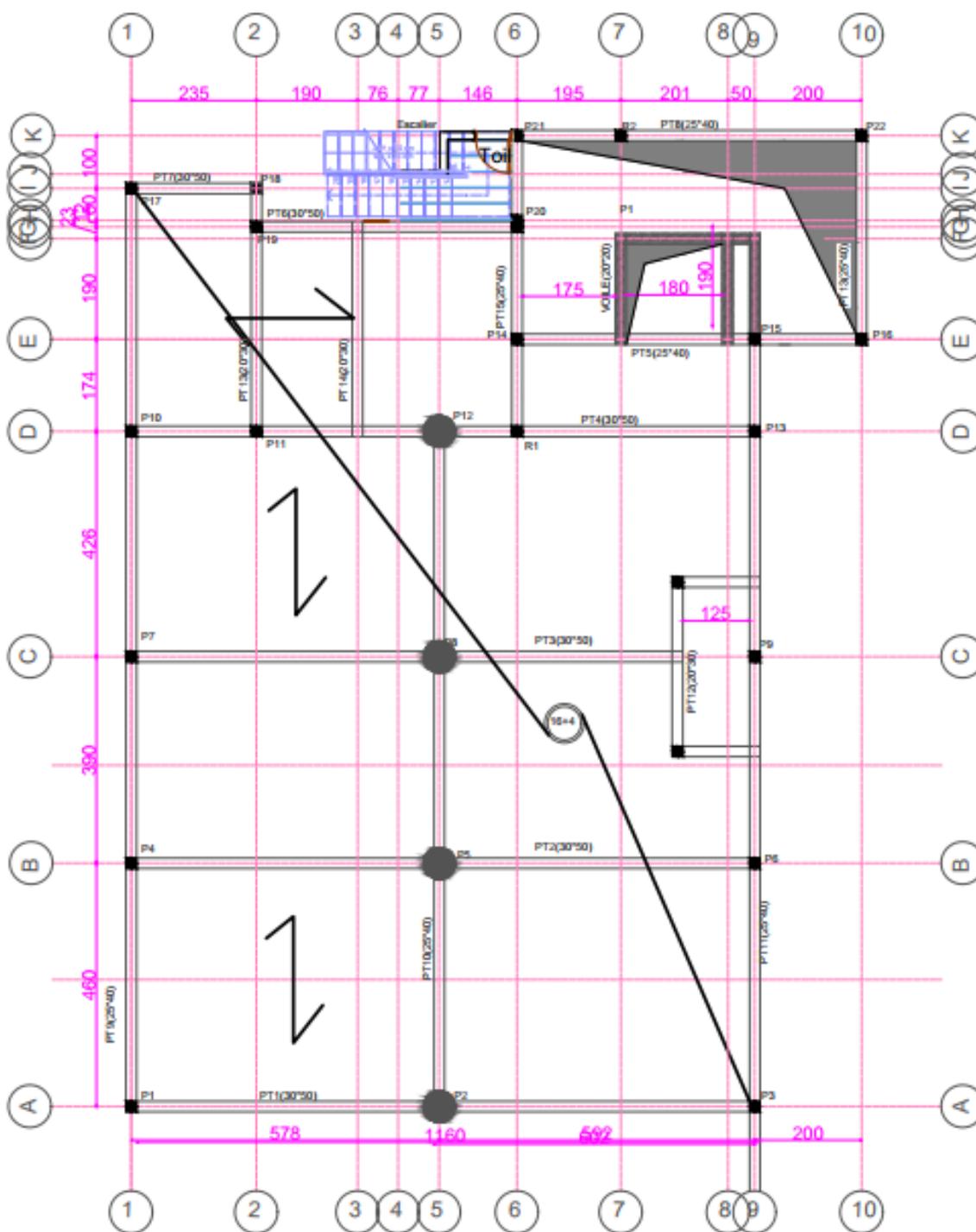




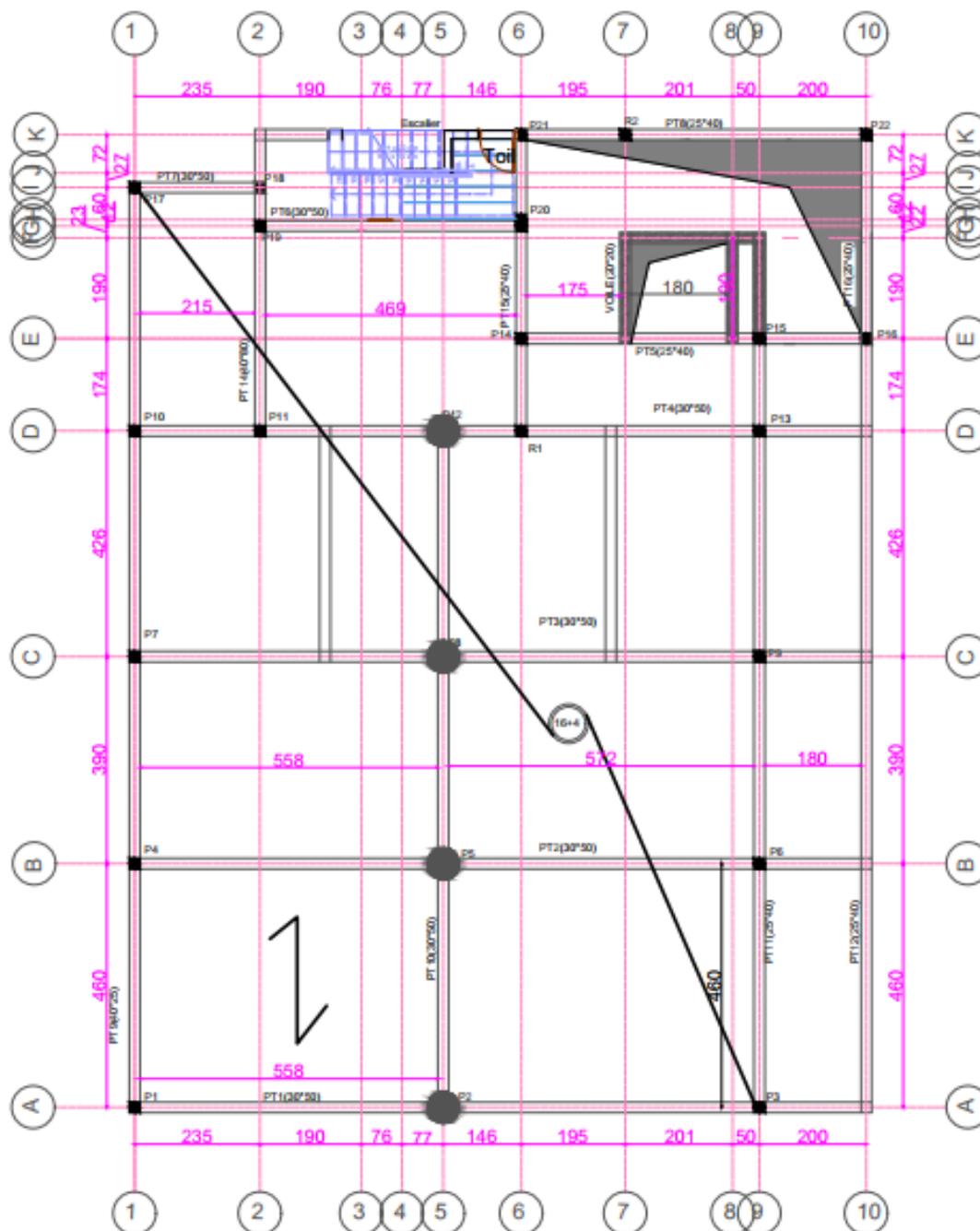
Plan de fondation



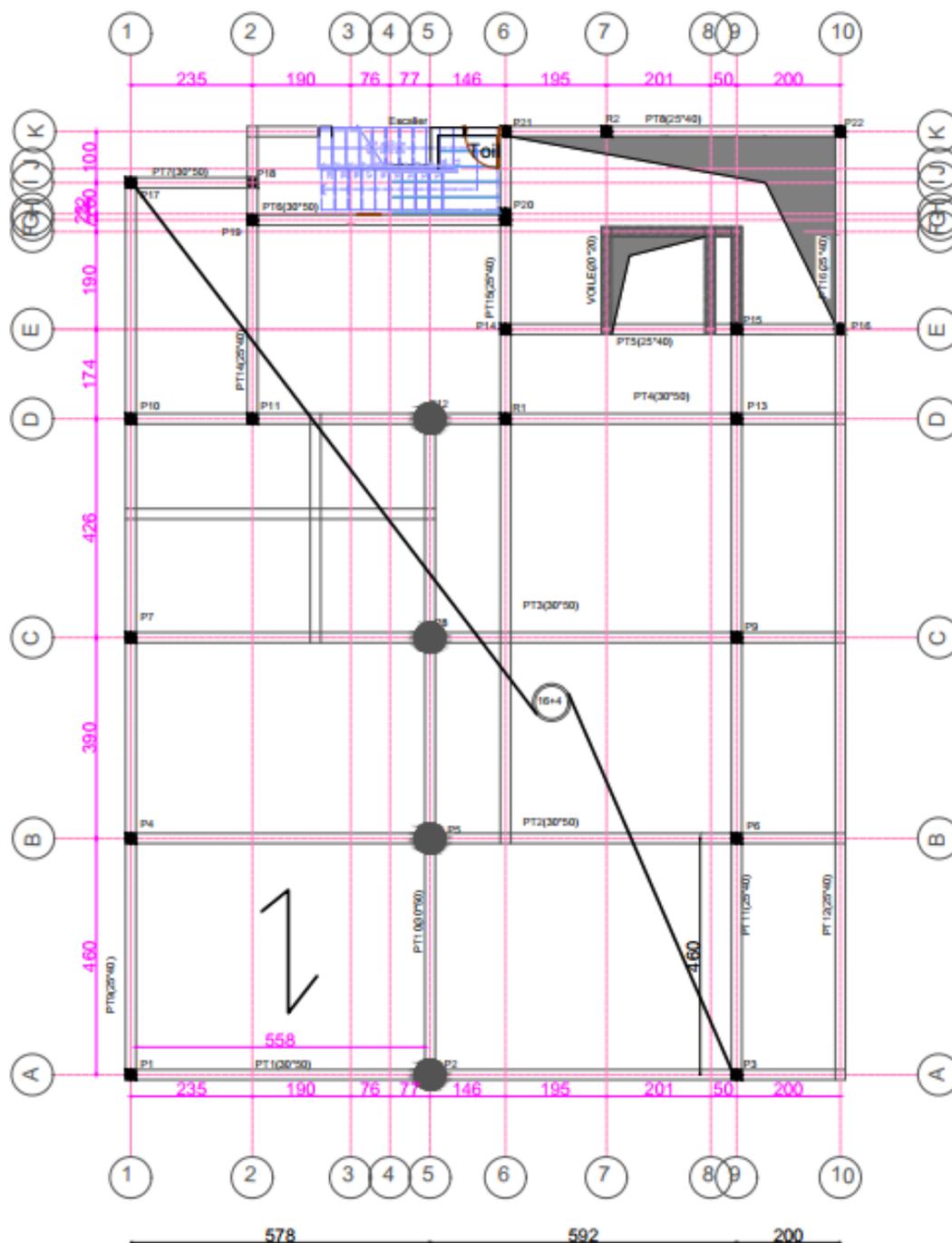
Plan de coffrage de la longrine



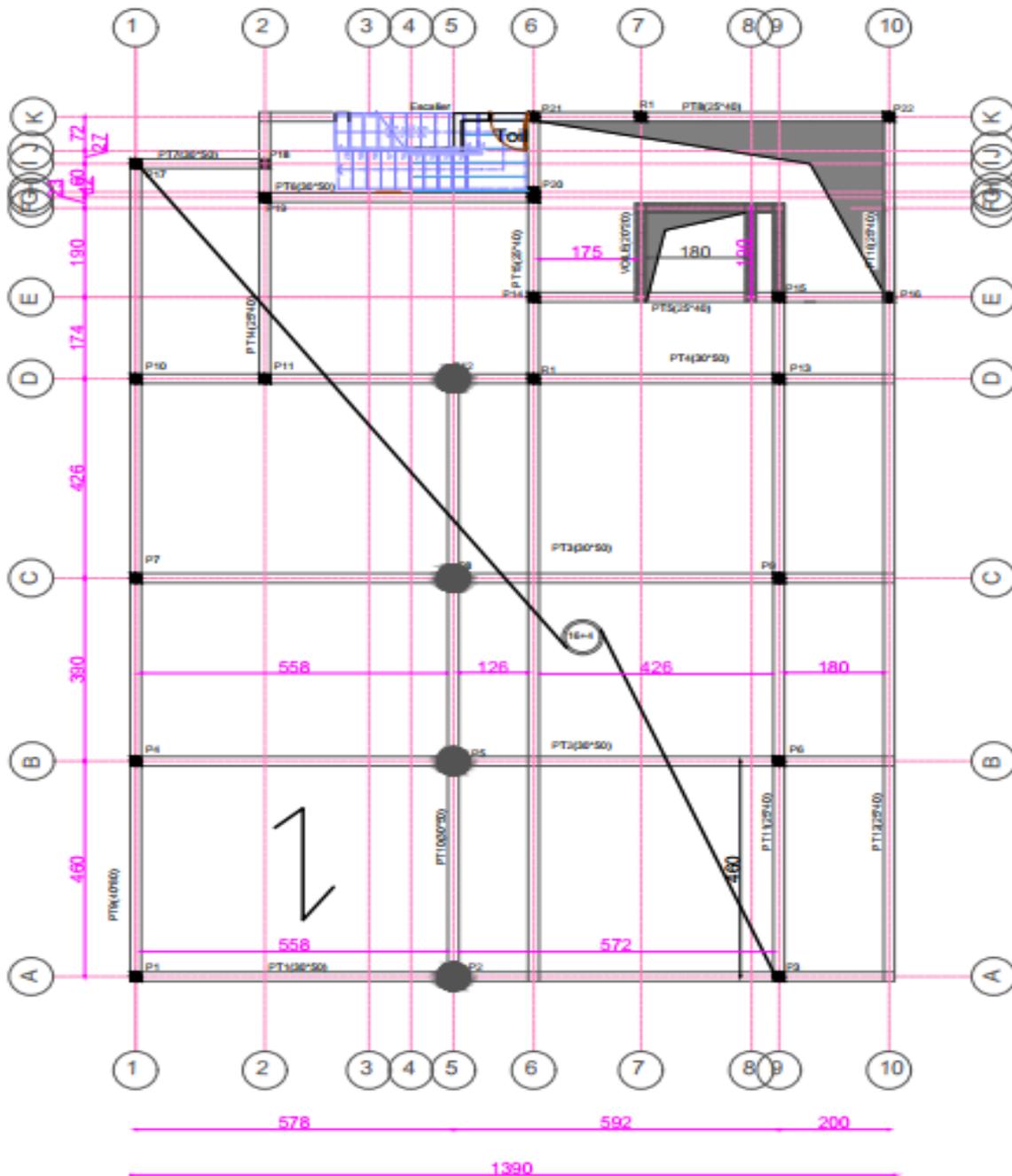
Plan de coffrage étage 1



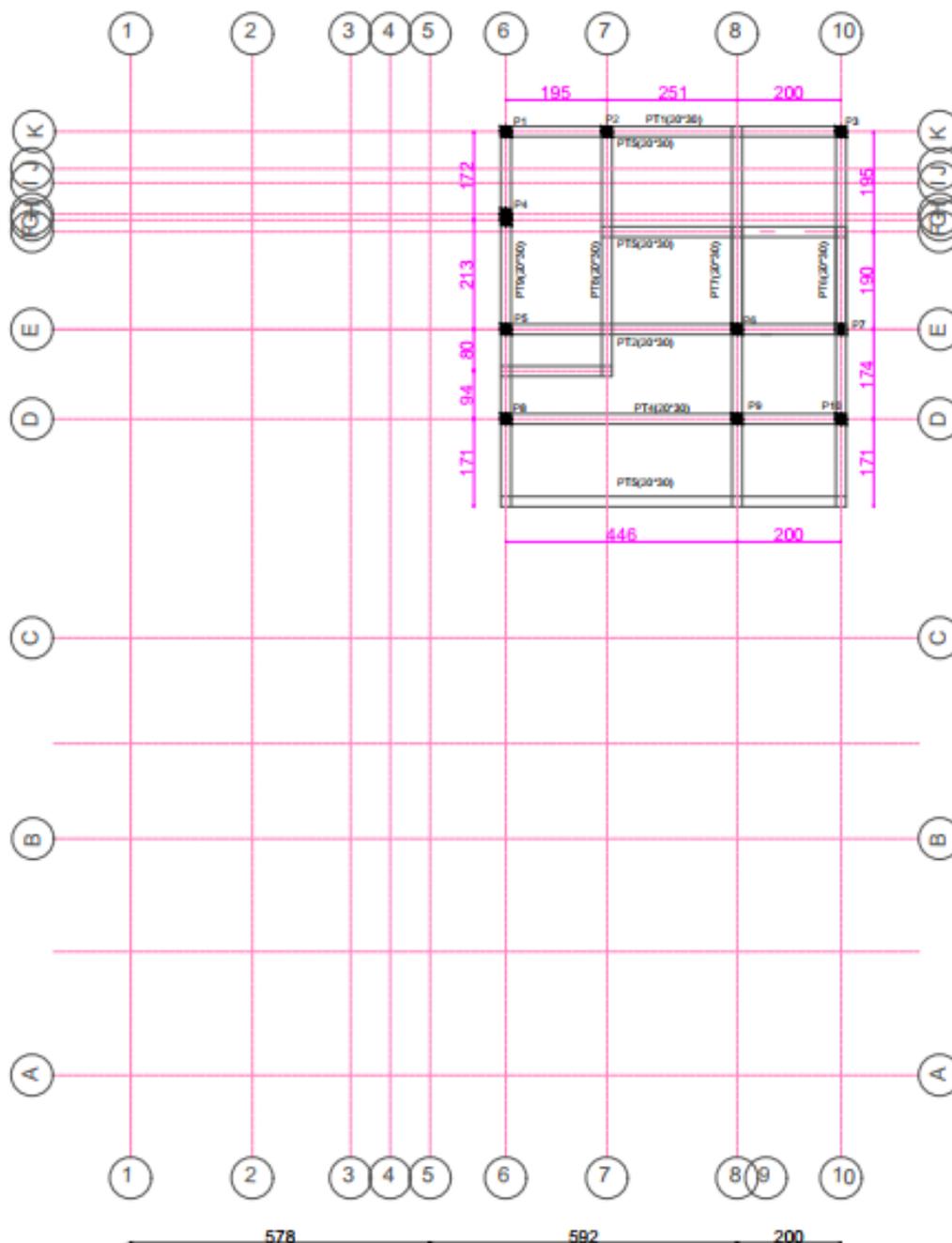
Plan de coffrage étage 2



Plan de coffrage étage 3



Plan de coffrage étage 4



Edicule



Annexe 6 : note de calcul de poteau P5

1 Niveau:

- Nom : Chaîne des poteaux les plus chargés
- Niveau de l'étage : 0,00 (m)
- Tenue au feu : 1 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau: poteau 623 etage1 d'éléments identiques: 1

Nombre

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kg/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

- 2.2.1 C
Diamètre = 60,0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0,00 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 4,00 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 3,60 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 2,5 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul:

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : calculée
- Prédimensionnement : non
- Prise en compte de l'élançement : oui
- Compression : simple
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées: : après 90 jours

2.4 Chargements:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)
PERM1	permanente(Structurelle)	623	416,59
PERM2	permanente(Structurelle)	623	199,59
PERM3	permanente(Structurelle)	623	300,35
PERM31	permanente(Structurelle)	623	319,22
PERM311	permanente(Structurelle)	623	3,63
EXPL1	d'exploitation	623	47,41
EXPL11	d'exploitation	623	158,03
EXPL3	d'exploitation	623	237,90



2.5 Résultats théoriques:

2.5.1 Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	λ
Direction Y:	4,00	0,50	13,33
Direction Z:	4,00	0,50	13,33

2.5.2 Analyse détaillée

$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\lambda = 13,33$$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2) = 0,83$$

$$Br = 0,26 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = 9,24 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$N_{ulim} = \alpha [Br * f_{c28} / (0,9 * \gamma_b) + A * F_e / \gamma_s] = 4306,89 \text{ (kN)}$$

2.5.3 Ferrailage:

- Coefficients de sécurité
- global (Rd/Sd) = 1,84
- section d'acier réelle A = 9,24 (cm²)

2.6 Ferrailage:

Barres principales:

- 6 HA 400 14 l = 4,62 (m)

Armature transversale:

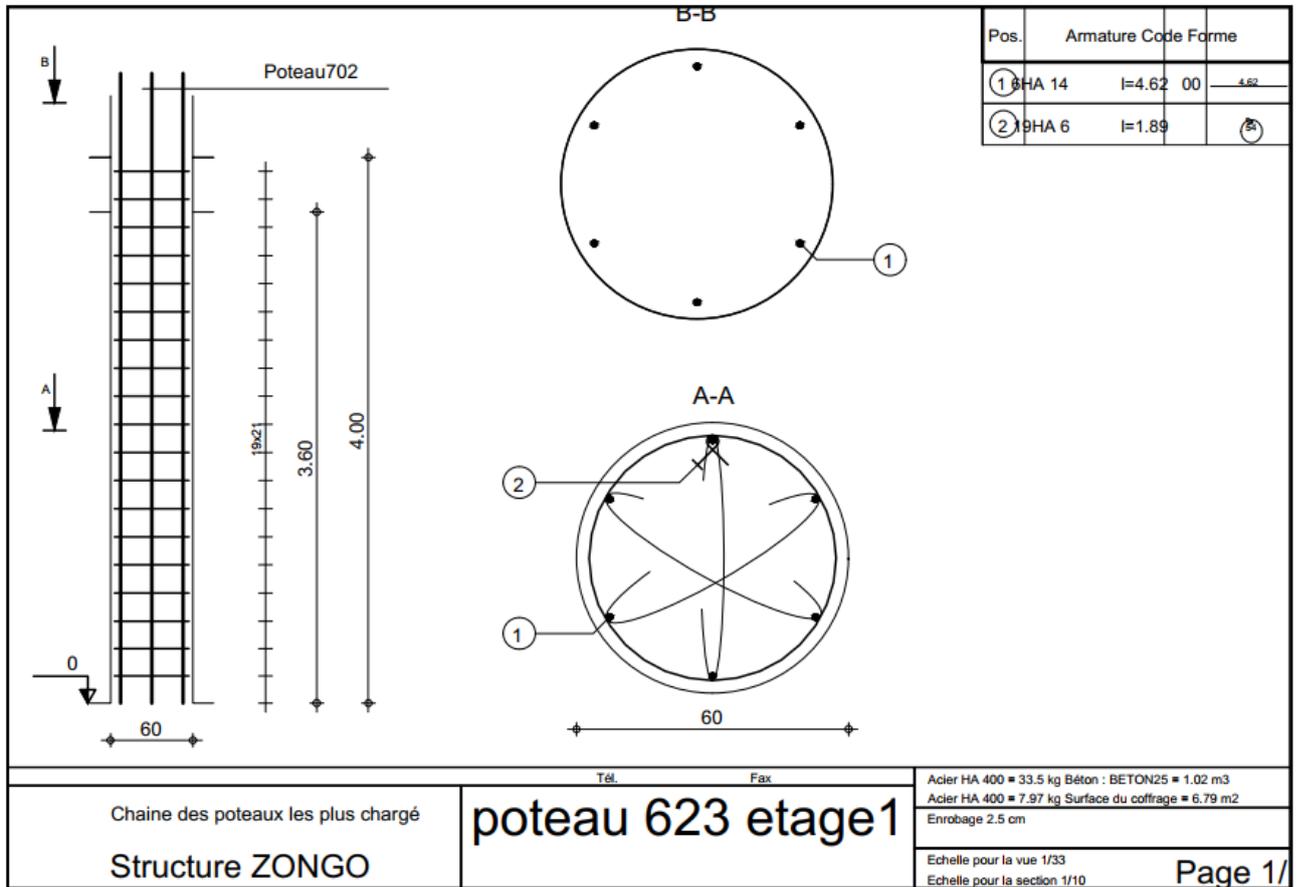
- 19 Cad HA 400 6 l = 1,89 (m)
e = 3*0,20 + 16*0,21(m)

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1,02 (m³)
- Surface de Coffrage = 6,79 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 41,45 (kG)
 - Densité = 40,73 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 9,5 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	35,92	7,97
14	27,70	33,48

Schéma de ferrailage





Annexe 7: Note de calcul de la poutre PT2 FILE B-B

1 Niveau :

- Nom :
- Niveau de l'étage : 0,00 (m)
- Tenue au feu : 1 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre: Poutre630 d'éléments identiques: 1

Nombre

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature additionnelle: : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0,30	5,33	0,60

Section de 0,00 à 5,33 (m)
30,0 x 70,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.2	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P2	Travée	0,60	6,03	0,30

Section de 0,00 à 6,03 (m)
30,0 x 70,0, Excentrement (+ haut, - bas): 0,0 x +0,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.3	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P3	Travée	0,30	1,14	0,30

Section de 0,00 à 1,14 (m)
30,0 x 70,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul:

- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non

- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs c = 2,5 (cm)
 - : latéral c1 = 2,5 (cm)
 - : supérieur c2 = 2,5 (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur:
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
- appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements:

2.5 Résultats théoriques:

Condition de la disposition. L'armature inférieure a été renforcée étant donné le cisaillement sur l'appui extrême.

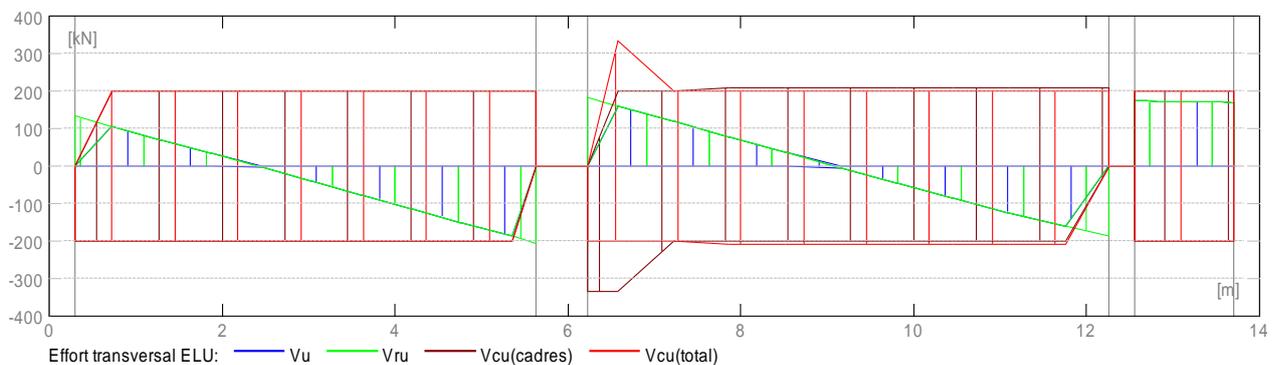
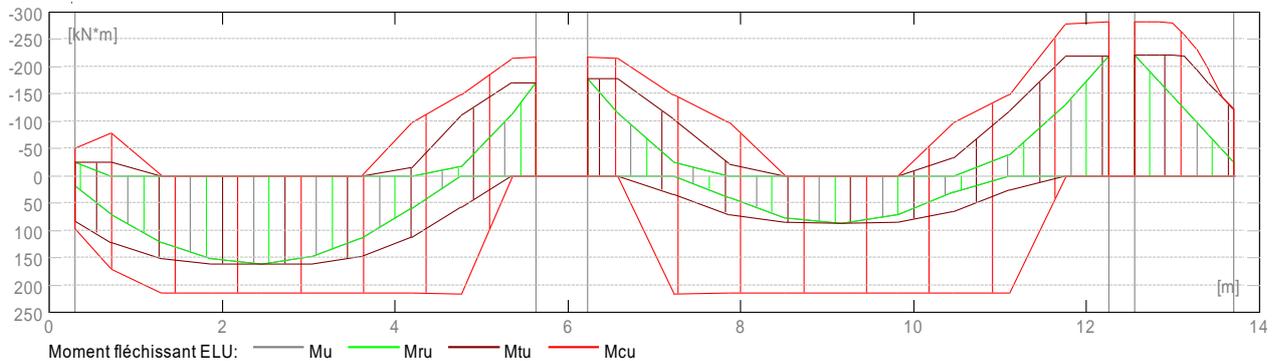
Poutre630

N°	Type	Etat limite	Désignation	x(m)	Valeur	Capacité de charge	n*
1.	Condition de la disposition.	L'armature inférieure a été renforcée étant donné le cisaillement sur l'appui extrême.	BAEL 91 A.5.1.312	@BmErr3()@	@BmErr4()@	@BmErr5()@	@BmErr6()@ @BmErr7()@

n* - Coefficient de sécurité

2.5.1 Sollicitations ELU

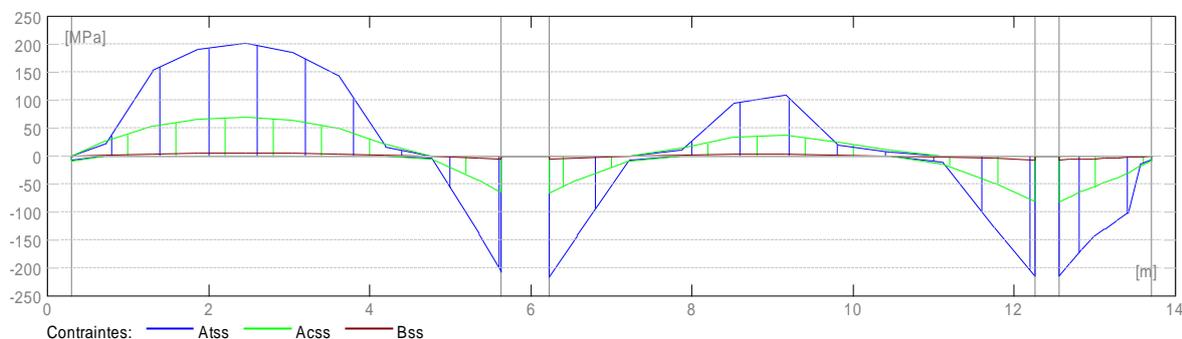
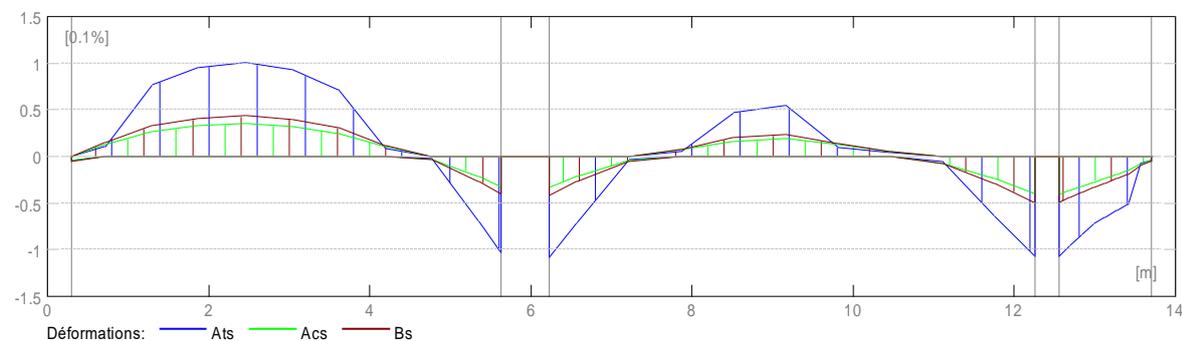
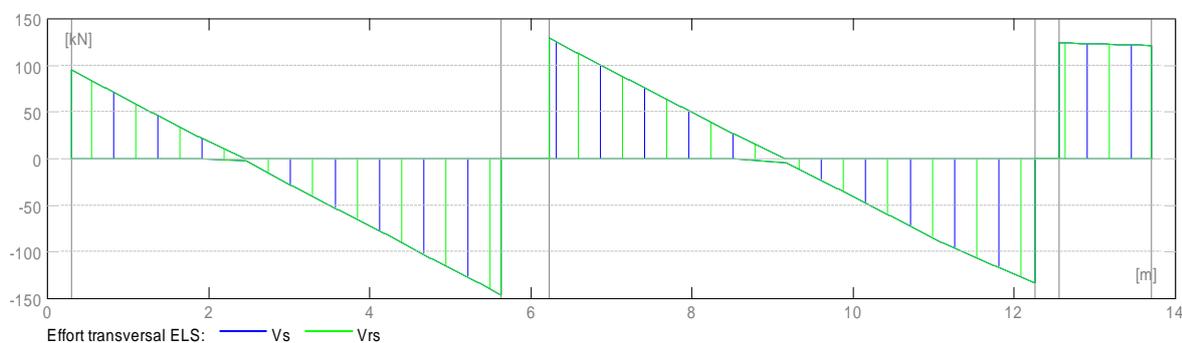
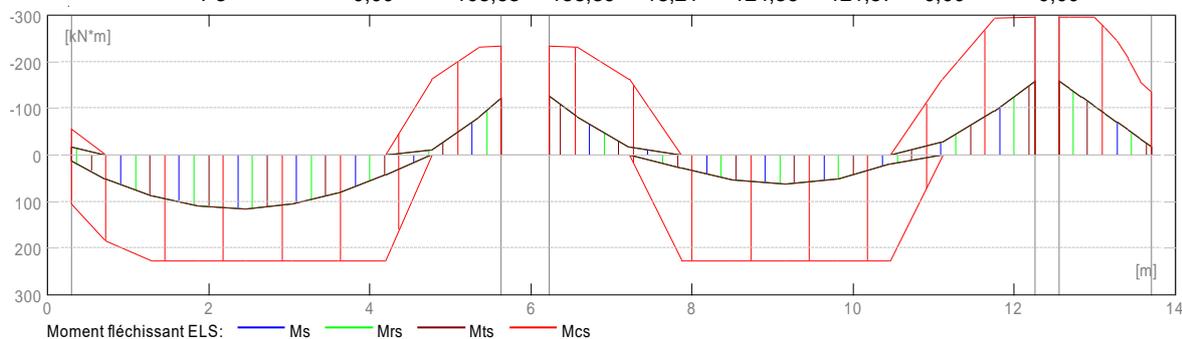
Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)	Nmax. (kN)	Nmin. (kN)
P1	161,20	-16,06	83,70	-171,03	0,00	0,00	0,00	0,00
P2	87,44	-33,32	-178,41	-220,22	0,00	0,00	0,00	0,00
P3	0,00	-220,86	-220,86	-120,88	173,34	169,57	0,00	0,00





2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	VdNmax. (kN)	Nmin. (kN)	(kN)
P1	114,77	0,00	-17,22	-121,21	95,00	-145,31	0,00	0,00
P2	61,61	0,00	-126,53	-158,05	129,17	-133,28	0,00	0,00
P3	0,00	-105,63	-158,39	-18,21	124,36	121,57	0,00	0,00



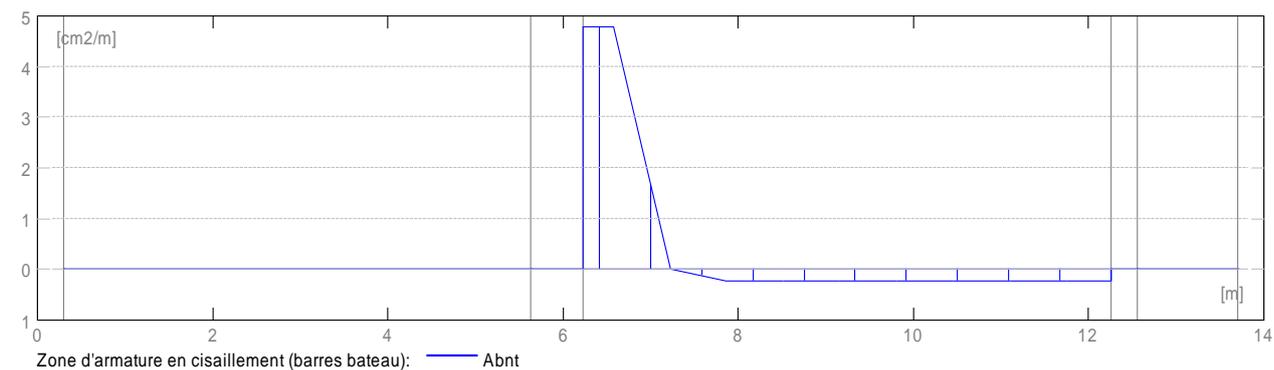
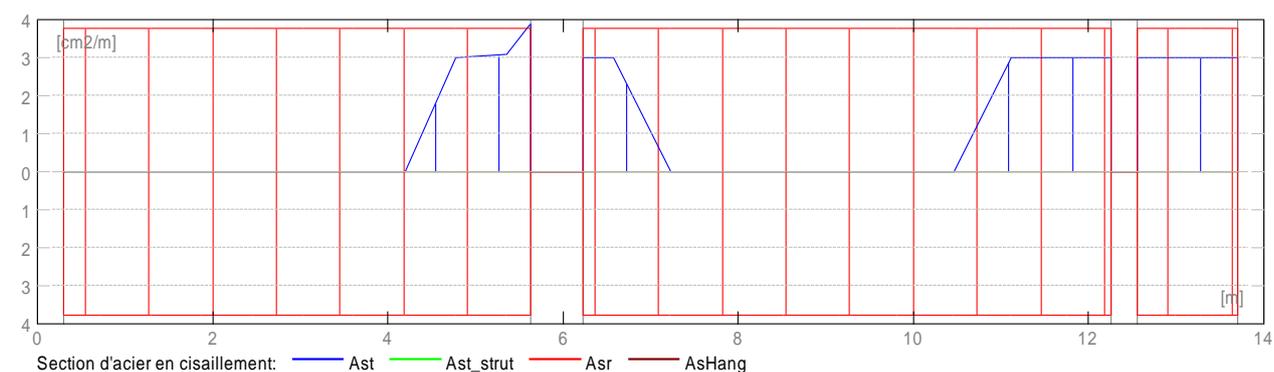
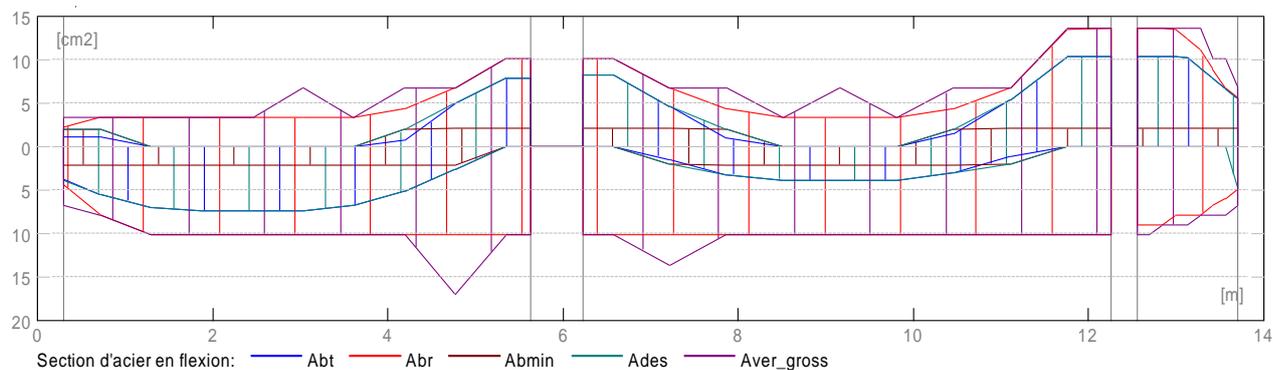
2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)	Nmax. (kN)	Nmin. (kN)
P1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

P3 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00

2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

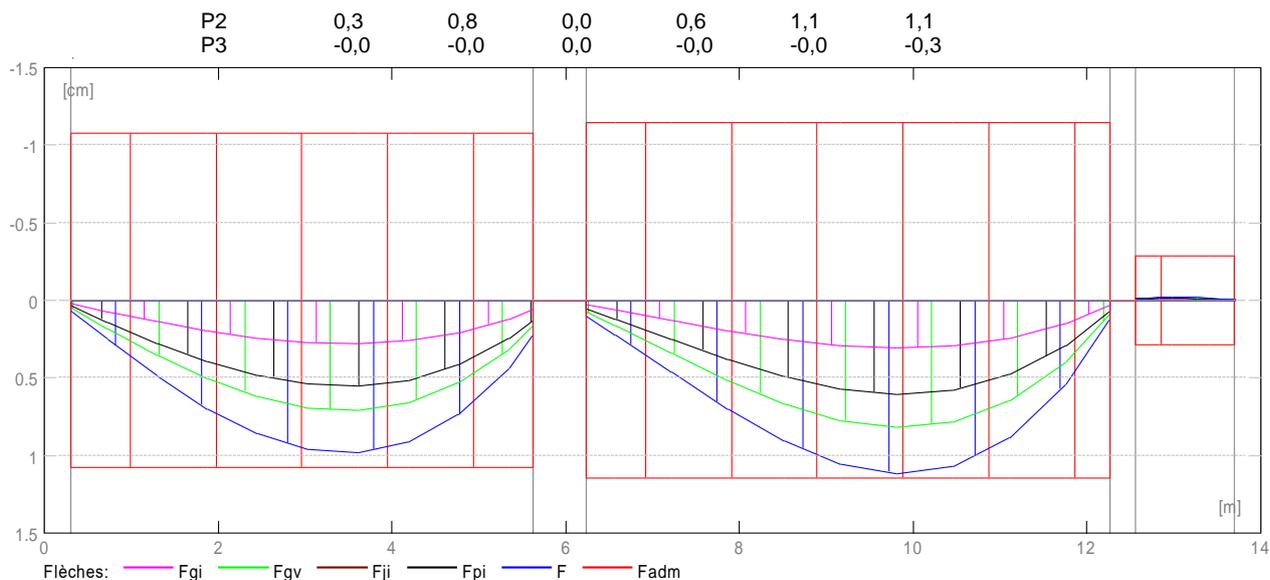
Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	7,42	0,00	3,76	1,07	0,00	7,90
P2	3,93	0,00	0,00	8,26	0,00	10,33
P3	0,00	0,00	0,00	10,37	0,00	5,49



2.5.5 Flèches

- Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
- Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
- Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
- ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
- Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ΔFt (cm)	Fadm (cm)
P1	0,3	0,7	0,0	0,6	1,0	1,1



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible: 13,33 (MPa)

	a/add (m)	σ_{bc} A (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
<u>Travée P1</u> Appui gauche Vu = 0,00(kN) Bielle inférieure	0,26	3,49	3,84	4,35
<u>Travée P1</u> Appui droit Vu = 0,00(kN) Bielle inférieure	0,56	2,43	0,00	10,18
<u>Travée P2</u> Appui gauche Vu = 0,00(kN) Bielle inférieure	0,56	2,17	0,00	10,18
<u>Travée P2</u> Appui droit Vu = 0,00(kN) Bielle inférieure	0,26	4,80	0,00	10,18
<u>Travée P3</u> Appui gauche Vu = 173,34(kN) Bielle inférieure	0,26	4,44	0,00	9,05
<u>Travée P3</u> Appui droit Vu = 0,00(kN) Bielle inférieure	0,26	0,00	0,00	4,88

2.6 Résultats théoriques - détaillés:

2.6.1 P1 : Travée de 0,30 à 5,63 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,30	83,70	-24,18	13,31	-17,22	0,00	0,00	1,07	3,76	0,00
0,73	121,39	-24,18	51,29	0,00	0,00	0,00	1,07	5,52	0,00
1,31	151,76	0,00	87,51	0,00	0,00	0,00	0,00	6,96	0,00



1,88	160,94	0,00	108,67	0,00	0,00	0,00	0,00	7,41	0,00
2,46	161,20	0,00	114,77	0,00	0,00	0,00	0,00	7,42	0,00
3,04	160,81	0,00	105,80	0,00	0,00	0,00	0,00	7,40	0,00
3,62	147,48	0,00	81,78	0,00	0,00	0,00	0,00	6,76	0,00
4,20	112,97	-16,06	42,69	0,00	0,00	0,00	0,71	5,13	0,00
4,77	57,79	-110,95	0,00	-11,46	0,00	0,00	5,03	2,58	0,00
5,35	0,00	-171,03	0,00	-80,68	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00
5,63	0,00	-171,03	0,00	-121,21	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS	
	N max. (kN)	N min. (kN)	N max. (kN)	N min. (kN)
0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
0,73	0,00	0,00	0,00	0,00
1,31	0,00	0,00	0,00	0,00
1,88	0,00	0,00	0,00	0,00
2,46	0,00	0,00	0,00	0,00
3,04	0,00	0,00	0,00	0,00
3,62	0,00	0,00	0,00	0,00
4,20	0,00	0,00	0,00	0,00
4,77	0,00	0,00	0,00	0,00
5,35	0,00	0,00	0,00	0,00
5,63	0,00	0,00	0,00	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0,30	0,00	133,52	95,00	95,00	0,00	0,00
0,73	106,38	106,38	75,70	75,70	0,00	0,00
1,31	69,72	69,72	49,64	49,64	0,00	0,00
1,88	33,07	33,07	23,58	23,58	0,00	0,00
2,46	-3,58	-3,58	-2,48	-2,48	0,00	0,00
3,04	-40,24	-40,24	-28,54	-28,54	0,00	0,00
3,62	-76,89	-76,89	-54,60	-54,60	0,00	0,00
4,20	-113,55	-113,55	-80,66	-80,66	0,00	0,00
4,77	-150,20	-150,20	-106,72	-106,72	0,00	0,00
5,35	-186,86	-186,86	-132,78	-132,78	0,00	0,00
5,63	0,00	-204,49	-145,31	-145,31	0,00	0,00

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
0,30	-0,04	0,00	-0,05	-7,93	0,00	-0,67
0,73	0,11	0,00	0,15	21,01	0,00	1,95
1,31	0,77	0,00	0,33	153,91	0,00	4,42
1,88	0,96	0,00	0,41	191,13	0,00	5,49
2,46	1,01	0,00	0,44	201,85	0,00	5,80
3,04	0,93	0,00	0,40	186,09	0,00	5,35
3,62	0,72	0,00	0,31	143,83	0,00	4,13
4,20	0,08	0,00	0,12	16,35	0,00	1,60
4,77	-0,02	0,00	-0,03	-4,23	0,00	-0,41
5,35	-0,69	0,00	-0,27	-138,97	0,00	-3,57
5,63	-1,03	0,00	-0,40	-206,78	0,00	-5,35

2.6.2 P2 : Travée de 6,23 à 12,26 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
6,23	0,00	-178,41	0,00	-126,53	0,00	0,00	8,26	0,00	0,00
6,58	0,00	-178,41	0,00	-81,95	0,00	0,00	8,26	0,00	0,00
7,23	33,66	-103,27	0,00	-17,79	0,00	0,00	4,68	1,49	0,00
7,87	71,36	-21,65	27,52	0,00	0,00	0,00	0,96	3,20	0,00
8,52	85,95	0,00	53,99	0,00	0,00	0,00	0,00	3,87	0,00
9,17	87,44	0,00	61,61	0,00	0,00	0,00	0,00	3,93	0,00
9,82	85,34	0,00	50,39	0,00	0,00	0,00	0,00	3,84	0,00
10,47	66,22	-33,32	20,32	0,00	0,00	0,00	1,47	2,96	0,00
11,11	25,85	-118,99	0,00	-28,55	0,00	0,00	5,41	1,14	0,00
11,76	0,00	-220,22	0,00	-94,92	0,00	0,00	10,33	0,00	0,00
12,26	0,00	-220,22	0,00	-158,05	0,00	0,00	10,33	0,00	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS	
	N max. (kN)	N min. (kN)	N max. (kN)	N min. (kN)
6,23	0,00	0,00	0,00	0,00



6,58	0,00	0,00	0,00	0,00
7,23	0,00	0,00	0,00	0,00
7,87	0,00	0,00	0,00	0,00
8,52	0,00	0,00	0,00	0,00
9,17	0,00	0,00	0,00	0,00
9,82	0,00	0,00	0,00	0,00
10,47	0,00	0,00	0,00	0,00
11,11	0,00	0,00	0,00	0,00
11,76	0,00	0,00	0,00	0,00
12,26	0,00	0,00	0,00	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
6,23	0,00	182,10	129,17	129,17	0,00	0,00
6,58	160,13	160,13	113,55	113,55	0,00	0,00
7,23	119,22	119,22	84,47	84,47	0,00	0,00
7,87	78,32	78,32	55,39	55,39	0,00	0,00
8,52	37,42	37,42	26,30	26,30	0,00	0,00
9,17	-6,10	-6,10	-4,52	-4,52	0,00	0,00
9,82	-44,39	-44,39	-31,86	-31,86	0,00	0,00
10,47	-85,30	-85,30	-60,94	-60,94	0,00	0,00
11,11	-125,65	-125,65	-89,63	-89,63	0,00	0,00
11,76	-160,85	-160,85	-114,67	-114,67	0,00	0,00
12,26	0,00	-187,02	-133,28	-133,28	0,00	0,00

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α	$\sigma_{\alpha\chi}$	σ_β^*
				(MPa)	(MPa)	(MPa)
6,23	-1,08	0,00	-0,42	-215,85	0,00	-5,58
6,58	-0,71	0,00	-0,27	-141,19	0,00	-3,63
7,23	-0,03	0,00	-0,05	-6,59	0,00	-0,64
7,87	0,05	0,00	0,08	10,54	0,00	1,03
8,52	0,47	0,00	0,20	94,95	0,00	2,73
9,17	0,54	0,00	0,23	108,36	0,00	3,11
9,82	0,10	0,00	0,14	19,53	0,00	1,91
10,47	0,04	0,00	0,06	7,78	0,00	0,76
11,11	-0,05	0,00	-0,08	-10,59	0,00	-1,04
11,76	-0,65	0,00	-0,29	-129,36	0,00	-3,92
12,26	-1,07	0,00	-0,49	-213,42	0,00	-6,50

2.6.3 P3 : Travée de 12,56 à 13,70 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
12,56	0,00	-220,86	0,00	-158,39	0,00	0,00	10,37	0,00	0,00
12,70	0,00	-220,86	0,00	-141,25	0,00	0,00	10,37	0,00	0,00
12,84	0,00	-220,86	0,00	-123,42	0,00	0,00	10,37	0,00	0,00
12,99	0,00	-220,86	0,00	-105,63	0,00	0,00	10,37	0,00	0,00
13,13	0,00	-219,13	0,00	-87,90	0,00	0,00	10,28	0,00	0,00
13,27	0,00	-194,21	0,00	-70,22	0,00	0,00	9,03	0,00	0,00
13,42	0,00	-169,35	0,00	-52,59	0,00	0,00	7,81	0,00	0,00
13,56	0,00	-144,57	0,00	-35,01	0,00	0,00	6,62	0,00	0,00
13,70	0,00	-120,88	0,00	-18,21	0,00	0,00	5,49	0,00	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS	
	N max. (kN)	N min. (kN)	N max. (kN)	N min. (kN)
12,56	0,00	0,00	0,00	0,00
12,70	0,00	0,00	0,00	0,00
12,84	0,00	0,00	0,00	0,00
12,99	0,00	0,00	0,00	0,00
13,13	0,00	0,00	0,00	0,00
13,27	0,00	0,00	0,00	0,00
13,42	0,00	0,00	0,00	0,00
13,56	0,00	0,00	0,00	0,00
13,70	0,00	0,00	0,00	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
12,56	173,34	173,34	124,36	124,36	0,00	0,00
12,70	172,89	172,89	124,03	124,03	0,00	0,00
12,84	172,41	172,41	123,67	123,67	0,00	0,00



12,99	171,93	171,93	123,32	123,32	0,00	0,00
13,13	171,46	171,46	122,97	122,97	0,00	0,00
13,27	170,98	170,98	122,61	122,61	0,00	0,00
13,42	170,50	170,50	122,26	122,26	0,00	0,00
13,56	170,03	170,03	121,91	121,91	0,00	0,00
13,70	169,57	169,57	121,57	121,57	0,00	0,00

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
12,56	-1,07	0,00	-0,50	-213,99	0,00	-6,62
12,70	-0,95	0,00	-0,44	-190,83	0,00	-5,91
12,84	-0,83	0,00	-0,39	-166,74	0,00	-5,16
12,99	-0,72	0,00	-0,34	-143,24	0,00	-4,50
13,13	-0,65	0,00	-0,29	-129,70	0,00	-3,85
13,27	-0,58	0,00	-0,24	-115,07	0,00	-3,19
13,42	-0,51	0,00	-0,19	-102,22	0,00	-2,55
13,56	-0,07	0,00	-0,10	-14,45	0,00	-1,28
13,70	-0,04	0,00	-0,05	-7,86	0,00	-0,68

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage:

2.7.1 P1 : Travée de 0,30 à 5,63 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs

3	HA 400	12	l = 4,94 de 0,03 à 4,78
3	HA 400	12	l = 4,60 de 0,18 à 4,78
1	HA 400	12	l = 13,01 de 1,11 à 12,55
1	HA 400	12	l = 14,47 de 0,06 à 11,94
1	HA 400	12	l = 14,48 de 0,06 à 12,74

- Aciers de montage (haut)

3	HA 400	12	l = 3,15 de 0,03 à 3,18
---	--------	----	-------------------------

Aciers de peau:

2	HA 400	10	l = 5,73 de 0,18 à 5,91
13	HA 400	6	l = 0,36

$$e = 1 \cdot 0,34 + 12 \cdot 0,40 \text{ (m)}$$

Armature transversale:

17	HA 400	6	l = 1,91
e = 17 \cdot 0,30 \text{ (m)}			
17	HA 400	6	l = 1,42
e = 17 \cdot 0,30 \text{ (m)}			
2	HA 400	10	l = 5,73
e = 1 \cdot 0,13 \text{ (m)}			

2.7.2 P2 : Travée de 6,23 à 12,26 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs

3	HA 400	12	l = 9,81 de 4,35 à 13,98
3	HA 400	12	l = 3,30 de 4,35 à 7,65
3	HA 400	12	l = 6,66 de 7,22 à 13,88

- Aciers de montage (haut)

3	HA 400	12	l = 6,70 de 2,75 à 9,46
3	HA 400	12	l = 4,94 de 9,03 à 13,98

- Chapeaux

3	HA 400	12	l = 3,92 de 4,08 à 7,99
3	HA 400	12	l = 2,05 de 4,94 à 6,99
3	HA 400	12	l = 3,82 de 10,35 à 13,98
3	HA 400	12	l = 2,05 de 11,36 à 13,40

Aciers de peau:

2	HA 400	10	l = 6,43 de 5,96 à 12,39
15	HA 400	6	l = 0,36

$$e = 1 \cdot 0,34 + 14 \cdot 0,40 \text{ (m)}$$

Armature transversale:

21	HA 400	6	l = 1,91
e = 1 \cdot 0,02 + 20 \cdot 0,30 \text{ (m)}			
21	HA 400	6	l = 1,42
e = 1 \cdot 0,02 + 20 \cdot 0,30 \text{ (m)}			
2	HA 400	10	l = 6,43



$$e = 1^{\circ}-0,27 \text{ (m)}$$

2.7.3 P3 : Travée de 12,56 à 13,70 (m)

Armature longitudinale:

- Chapeaux
3 HA 400 12 l = 2,51 de 11,17 à 13,68

Aciers de peau:

- 2 HA 400 10 l = 1,39 de 12,44 à 13,83
- 2 HA 400 6 l = 0,36

$$e = 1^{\circ}0,37 + 1^{\circ}0,40 \text{ (m)}$$

Armature transversale:

- 4 HA 400 6 l = 1,91

$$e = 1^{\circ}0,12 + 3^{\circ}0,30 \text{ (m)}$$

- 4 HA 400 6 l = 1,42

$$e = 1^{\circ}0,12 + 3^{\circ}0,30 \text{ (m)}$$

- 2 HA 400 10 l = 1,39

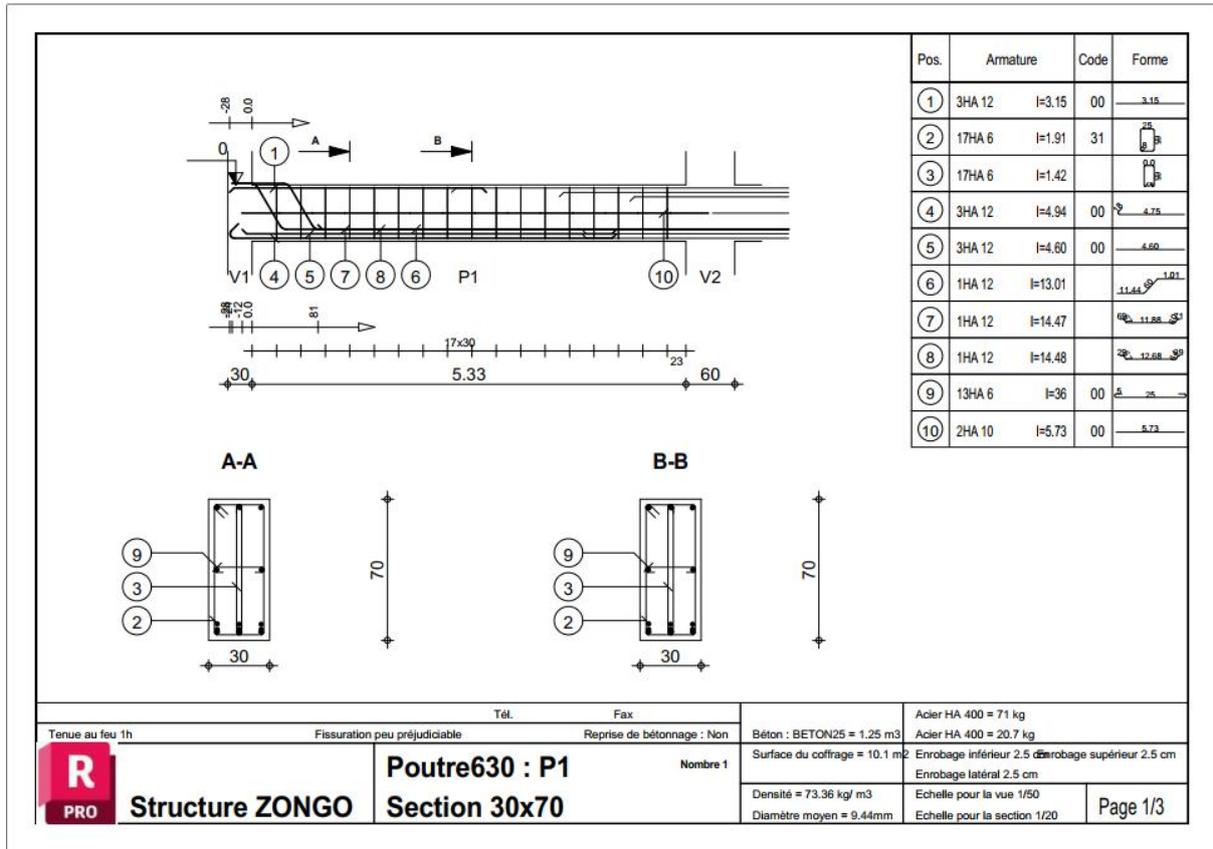
$$e = 1^{\circ}-0,13 \text{ (m)}$$

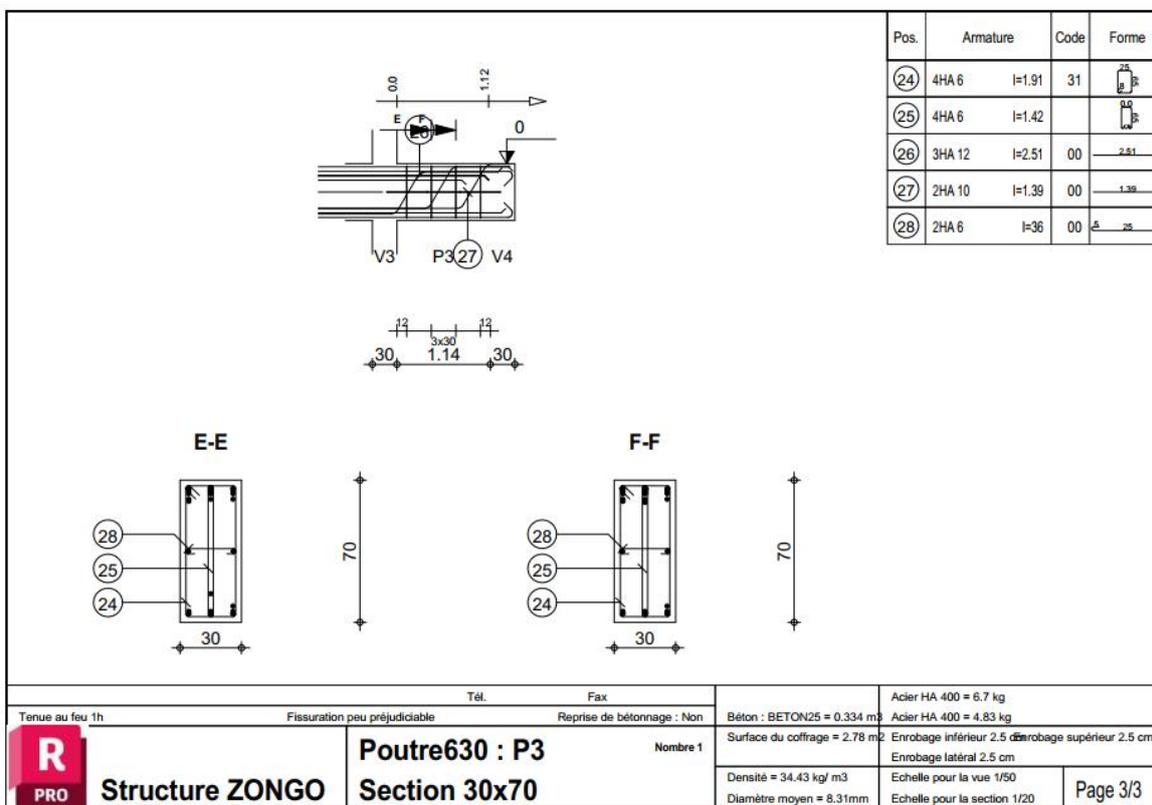
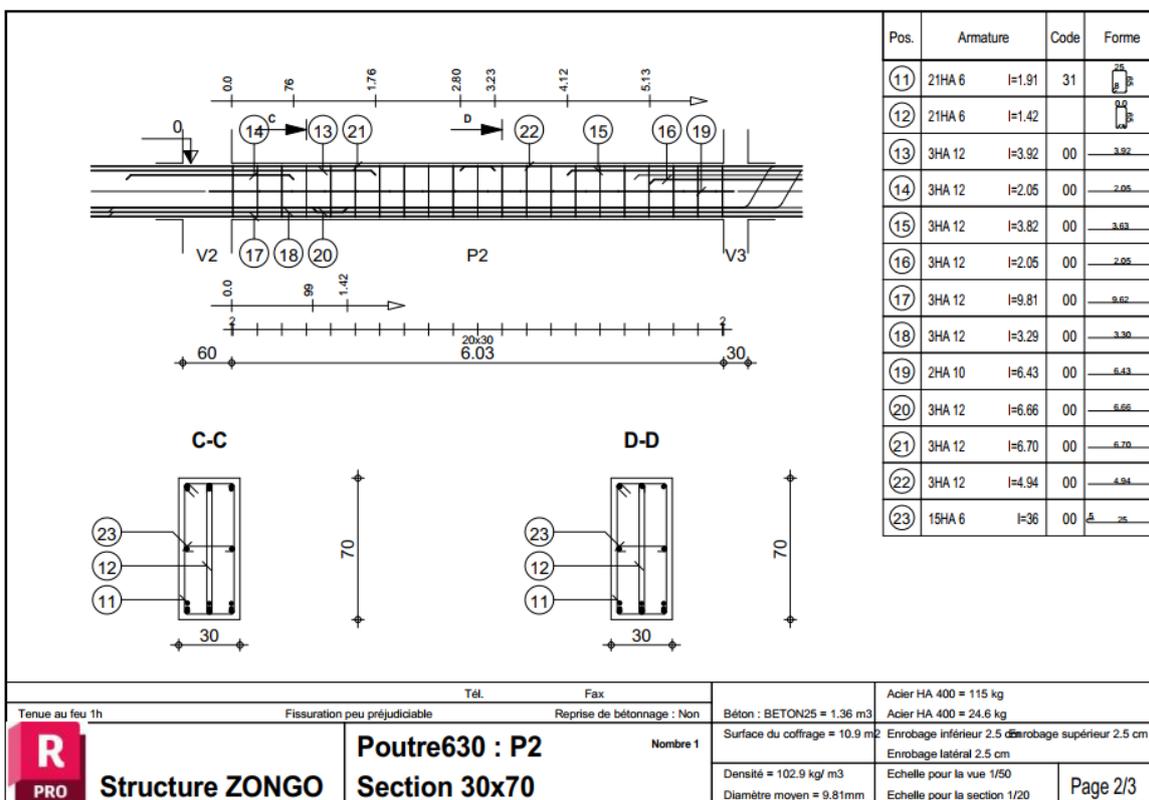
3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 2,94 (m3)
- Surface de Coffrage = 23,77 (m2)
- Acier HA 400
 - Poids total = 243,15 (kG)
 - Densité = 82,70 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 9,6 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	150,61	33,44
10	27,10	16,71
12	217,30	192,99

Ferraillage de la poutre PT 630.





Annexe 8 : Note de calcul et schéma de ferrailage de la semelle 27(B5)

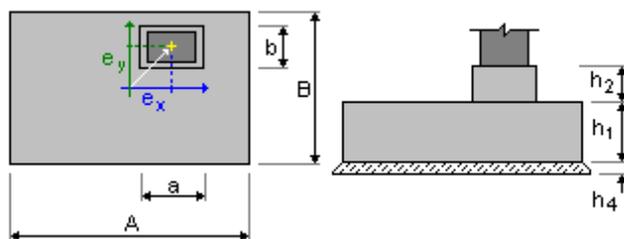
1 Semelle isolée : Semelle27 Nombre d'éléments identiques : 1

1.1 Données de base

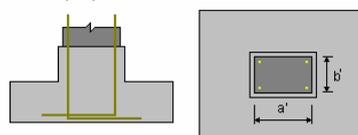
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : homothétique

1.1.2 Géométrie:



A	= 3,20 (m)	a	= 0,60 (m)
B	= 3,20 (m)	b	= 0,60 (m)
h1	= 0,65 (m)	e _x	= 0,00 (m)
h2	= 0,20 (m)	e _y	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 60,0 (cm)
b'	= 60,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON; resistance caractéristique = 25,00 MPa
Poids volumique = 2501,36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature transversale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature additionnelle: : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	F _x (kN)	F _y (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)
PERM1	permanente	27	458,86	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00



PERM2	permanente	27	199,59	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
PERM3	permanente	27	300,35	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
PERM31	permanente	27	319,22	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
PERM311	permanente	27	3,63	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
PERM3111	permanente	27	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL1	d'exploitation	27	47,41	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL11	d'exploitation	27	158,03	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL3	d'exploitation	27	237,90	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL31	d'exploitation	27	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL311	d'exploitation	27	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
VENT1	vent	27	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (kN/m ²)
-----	--------	----------------------------

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: $\sigma_{ELU} = 0.30 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.20 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol:	N_1	= 0,00 (m)
Niveau maximum de la semelle:	N_a	= -0,80 (m)
Niveau du fond de fouille:	N_f	= -1,70 (m)

1. Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Epaisseur: 1.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 30.00 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

2. Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: -1.00 (m)
- Epaisseur: 1.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 30.00 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ELU** :

1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM31+1.35PERM311+1.35PERM3111+1.50EXPL1+1.50EXPL11+1.50EXPL3+1.50EXPL311+1.20VENT1

Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation



1.35 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 489,56
(kN)

Charge dimensionnante:
Nr = 2884,80 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)

Excentrement de l'action de la charge:
eB = 0,00 (m) eL = 0,00 (m)

Dimensions équivalentes de la fondation:
B' = B - 2|eB| = 3,20 (m)
L' = L - 2|eL| = 3,20 (m)

Épaisseur du niveau: Dmin = 1,65 (m)

**Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de
contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)**

Rectification

q ELS = 0.20 (MPa)
qu = 0.60 (MPa)

ple* = 0,70 (MPa)
De = Dmin - d = 0,05 (m)
kp = 0,80
iδβ = 1,00
q'o = 0,03 (MPa)

qu = kp * (ple*) * iδβ + q'o = 0,59 (MPa)

Butée de calcul du sol:

qlim = qu / γf = 0.30 (MPa)
γf = 2,00

Contrainte dans le sol: qref = 0.28 (MPa)
Coefficient de sécurité: qlim / qref = 1.049 > 1

Soulèvement

Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante **ELU :**
1.00PERM1+1.00PERM2+1.00PERM3+1.00PERM31+1.00PERM311+1.00PERM3111
Coefficients de chargement: **1.00 * poids de la fondation**
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 362,64
(kN)

Charge dimensionnante:
Nr = 1644,29 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)

Surface de contact
s = 100,00 (%)
slim = 10,00 (%)

Soulèvement ELS

Combinaison défavorable: **ELS :**
1.00PERM1+1.00PERM2+1.00PERM3+1.00PERM31+1.00PERM311+1.00PERM3111
Coefficients de chargement: **1.00 * poids de la fondation**
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 362,64
(kN)

Charge dimensionnante:
Nr = 1644,29 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)



Surface de contact $s = 100,00$ (%)
 $s_{lim} = 100,00$ (%)

Glissement

Combinaison dimensionnante **ELU :**
1.00PERM1+1.00PERM2+1.00PERM3+1.00PERM31+1.00PERM311+1.00PERM3111
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 362,64$
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 $N_r = 1644,29$ (kN) $M_x = -0,00$ (kN*m) $M_y = 0,00$ (kN*m)
 Dimensions équivalentes de la fondation: $A_ = 3,20$ (m) $B_ =$
 3,20 (m)
 Surface du glissement: $10,24$ (m²)
 Cohésion: $C = 0,02$ (MPa)
 Coefficient de frottement fondation - sol: $tg(\phi) = 0,58$
 Valeur de la force de glissement $F = 0,00$ (kN)
 Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
 - su niveau du sol: $F(stab) = 1026,95$ (kN)
 Stabilité au glissement: ∞

Renversement

Autour de l'axe OX
 Combinaison dimensionnante **ELU :**
1.00PERM1+1.00PERM2+1.00PERM3+1.00PERM31+1.00PERM311+1.00PERM3111
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 362,64$
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 $N_r = 1644,29$ (kN) $M_x = -0,00$ (kN*m) $M_y = 0,00$ (kN*m)
 Moment stabilisateur: $M_{stab} = 2630,87$ (kN*m)
 Moment de renversement: $M_{renv} = 0,00$ (kN*m)
 Stabilité au renversement: ∞

Autour de l'axe OY
 Combinaison défavorable: **ELU :**
1.00PERM1+1.00PERM2+1.00PERM3+1.00PERM31+1.00PERM311+1.00PERM3111
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 362,64$
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 $N_r = 1644,29$ (kN) $M_x = -0,00$ (kN*m) $M_y = 0,00$ (kN*m)
 Moment stabilisateur: $M_{stab} = 2630,87$ (kN*m)
 Moment de renversement: $M_{renv} = 0,00$ (kN*m)
 Stabilité au renversement: ∞



1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

Combinaison dimensionnante **ELU** :
1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM31+1.35PERM311+1.35PERM3111+1.50EXPL1+1.50EXPL11+1.50EXPL3+1.50EXPL311+1.20VENT1

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Charge dimensionnante:

$N_r = 2757,88$ (kN) $M_x = -0,00$ (kN*m) $M_y = 0,00$ (kN*m)

Longueur du périmètre critique: 4,44 (m)

Force de poinçonnement: 1639,19 (kN)

Hauteur efficace de la section $h_{eff} = 0,65$ (m)

Contrainte de cisaillement: 0,57 (MPa)

Contrainte de cisaillement admissible: 0,75 (MPa)

Coefficient de sécurité: $1.321 > 1$

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU :

1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM31+1.35PERM311+1.35PERM3111+1.50EXPL1+1.50EXPL11+1.50EXPL3+1.50EXPL31+1.50EXPL311

$M_y = 721,00$ (kN*m) $A_{sx} = 12,37$ (cm²/m)

ELU :

1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM31+1.35PERM311+1.35PERM3111+1.50EXPL1+1.50EXPL11+1.50EXPL3+1.50EXPL31+1.50EXPL311

$M_x = 721,00$ (kN*m) $A_{sy} = 12,37$ (cm²/m)

$A_{s\ min} = 6,96$ (cm²/m)

Aciers supérieurs:

$A'_{sx} = 0,00$ (cm²/m)

$A'_{sy} = 0,00$ (cm²/m)

$A_{s\ min} = 0,00$ (cm²/m)

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

Fût:

Armature longitudinale $A = 9,60$ (cm²) $A_{min.} = 9,60$ (cm²)

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

$A_{sx} = 2,40$ (cm²) $A_{sy} = 2,40$ (cm²)



1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

En X:

26 HA 400 14 l = 3,10 (m) e = 1*-1,49 + 25*0,12

En Y:

26 HA 400 14 l = 3,10 (m) e = 1*-1,49 + 25*0,12

Aciers supérieurs:

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X:

4 HA 400 12 l = 0,93 (m) e = 1*-0,09 + 1*0,17

En Y:

8 HA 400 12 l = 0,93 (m) e = 1*-0,26 + 3*0,17

Armature transversale

5 HA 400 5 l = 2,26 (m) e = 1*0,24 + 2*0,20 + 2*0,09

Attentes

Armature longitudinale

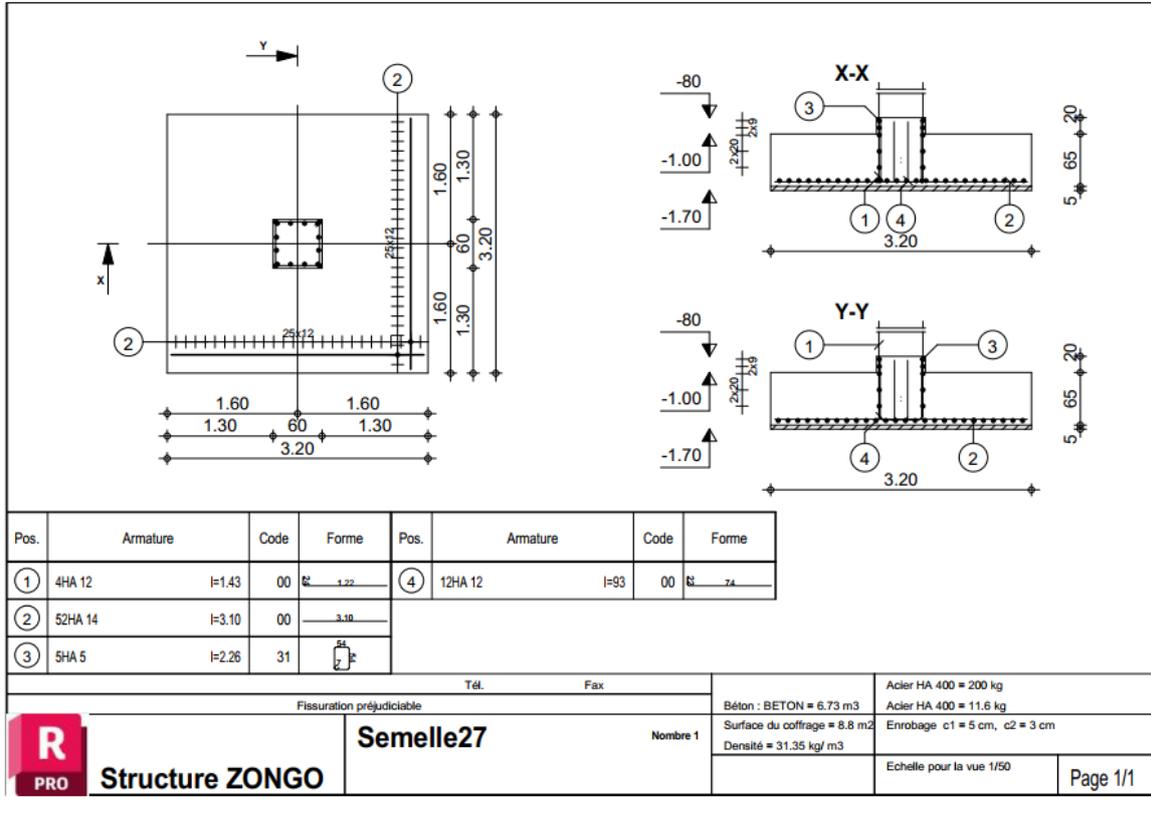
4 HA 400 12 l = 1,43 (m) e = 1*-0,27 + 1*0,54

2 Quantitatif:

- Volume de Béton = 6,73 (m³)
- Surface de Coffrage = 8,80 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 211,56 (kG)
 - Densité = 31,44 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 13,3 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
5	11,29	1,74
12	16,84	14,95
14	161,20	194,86

Schéma de ferrillage



Annexe 9 : Note de calcul semelle D9

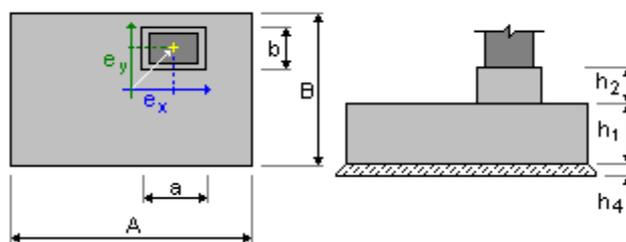
1 Semelle isolée : Semelle9 Nombre d'éléments identiques: 1

1.1 Données de base

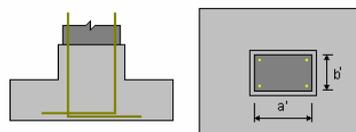
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : homothétique

1.1.2 Géométrie:



A	= 1,70 (m)	a	= 0,30 (m)
B	= 1,70 (m)	b	= 0,30 (m)
h1	= 0,40 (m)	ex	= 0,00 (m)
h2	= 0,45 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 25,0 (cm)
b'	= 25,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON; résistance caractéristique = 25,00 MPa
Poids volumique = 2501,36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature transversale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature additionnelle: : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
PERM1	permanente	9	154,57	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
PERM2	permanente	9	47,70	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00



PERM3	permanente	9	81,29	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
PERM31	permanente	9	76,29	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
PERM311	permanente	9	0,15	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
PERM3111	permanente	9	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL1	d'exploitation	9	11,33	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL11	d'exploitation	9	37,77	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL3	d'exploitation	9	64,39	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL31	d'exploitation	9	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
EXPL311	d'exploitation	9	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
VENT1	vent	9	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (kN/m2)
-----	--------	---------------

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: $\sigma_{ELU} = 0.30 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.20 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol:	N_1	= 0,00 (m)
Niveau maximum de la semelle:	N_a	= -0,80 (m)
Niveau du fond de fouille:	N_f	= -1,70 (m)

1. Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Epaisseur: 1.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 30.00 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

2. Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: -1.00 (m)
- Epaisseur: 1.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 30.00 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ELU** :

1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM31+1.35PERM311+1.35PERM3111+1.50EXPL1+1.50EXPL11+1.50EXPL3+1.50EXPL311+1.20VENT1

Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation

1.35 * poids du sol

$$s_{lim} = 100,00 (\%)$$

Glissement

Combinaison dimensionnante **ELU :**
1.00PERM1+1.00PERM2+1.00PERM3+1.00PERM31+1.00PERM311+1.00PERM3111
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 99,35
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 459,35 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
 Dimensions équivalentes de la fondation: A_ = 1,70 (m) B_ =
 1,70 (m)
 Surface du glissement: 2,89 (m²)
 Cohésion: C = 0.02 (MPa)
 Coefficient de frottement fondation - sol: tg(φ) = 0,58
 Valeur de la force de glissement F = 0,00 (kN)
 Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
 - su niveau du sol: F(stab) = 287,47 (kN)
 Stabilité au glissement: ∞

Renversement

Autour de l'axe OX
 Combinaison dimensionnante **ELU :**
1.00PERM1+1.00PERM2+1.00PERM3+1.00PERM31+1.00PERM311+1.00PERM3111
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 99,35
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 459,35 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
 Moment stabilisateur: M_{stab} = 390,45 (kN*m)
 Moment de renversement: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
 Stabilité au renversement: ∞

Autour de l'axe OY
 Combinaison défavorable: **ELU :**
1.00PERM1+1.00PERM2+1.00PERM3+1.00PERM31+1.00PERM311+1.00PERM3111
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 99,35
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 459,35 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
 Moment stabilisateur: M_{stab} = 390,45 (kN*m)
 Moment de renversement: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
 Stabilité au renversement: ∞



1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

Combinaison dimensionnante **ELU** :
1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM31+1.35PERM311+1.35PERM3111+1.50EXPL1+1.50EXPL11+1.50EXPL3+1.50EXPL311+1.20VENT1

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Charge dimensionnante:

$$N_r = 755,58 \text{ (kN)} \quad M_x = -0,00 \text{ (kN*m)} \quad M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Longueur du périmètre critique: 2,46 (m)

Force de poinçonnement: 413,96 (kN)

Hauteur efficace de la section $h_{eff} = 0,40$ (m)

Contrainte de cisaillement: 0,42 (MPa)

Contrainte de cisaillement admissible: 0,75 (MPa)

Coefficient de sécurité: $1,78 > 1$

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU :

1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM31+1.35PERM311+1.35PERM3111+1.50EXPL1+1.50EXPL11+1.50EXPL3+1.50EXPL31+1.50EXPL311

$$M_y = 106,86 \text{ (kN*m)} \quad A_{sx} = 5,96 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

ELU :

1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM31+1.35PERM311+1.35PERM3111+1.50EXPL1+1.50EXPL11+1.50EXPL3+1.50EXPL31+1.50EXPL311

$$M_x = 106,86 \text{ (kN*m)} \quad A_{sy} = 5,96 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \min} = 4,58 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs:

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

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

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

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

Fût:

$$\text{Armature longitudinale } A = 4,80 \text{ (cm}^2) \quad A_{\min.} = 4,80 \text{ (cm}^2)$$

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

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



1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X:

7 HA 400 14 l = 1,60 (m) e = 1*-0,74 + 6*0,25

En Y:

13 HA 400 10 l = 1,60 (m) e = 1*-0,71 + 12*0,12

Aciers supérieurs:

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X:

2 HA 400 12 l = 0,93 (m) e = 1*-0,11 + 1*0,22

En Y:

6 HA 400 12 l = 0,93 (m) e = 1*-0,11 + 2*0,11

Armature transversale

5 HA 400 5 l = 1,06 (m) e = 1*0,24 + 2*0,20 + 2*0,09

Attentes

Armature longitudinale

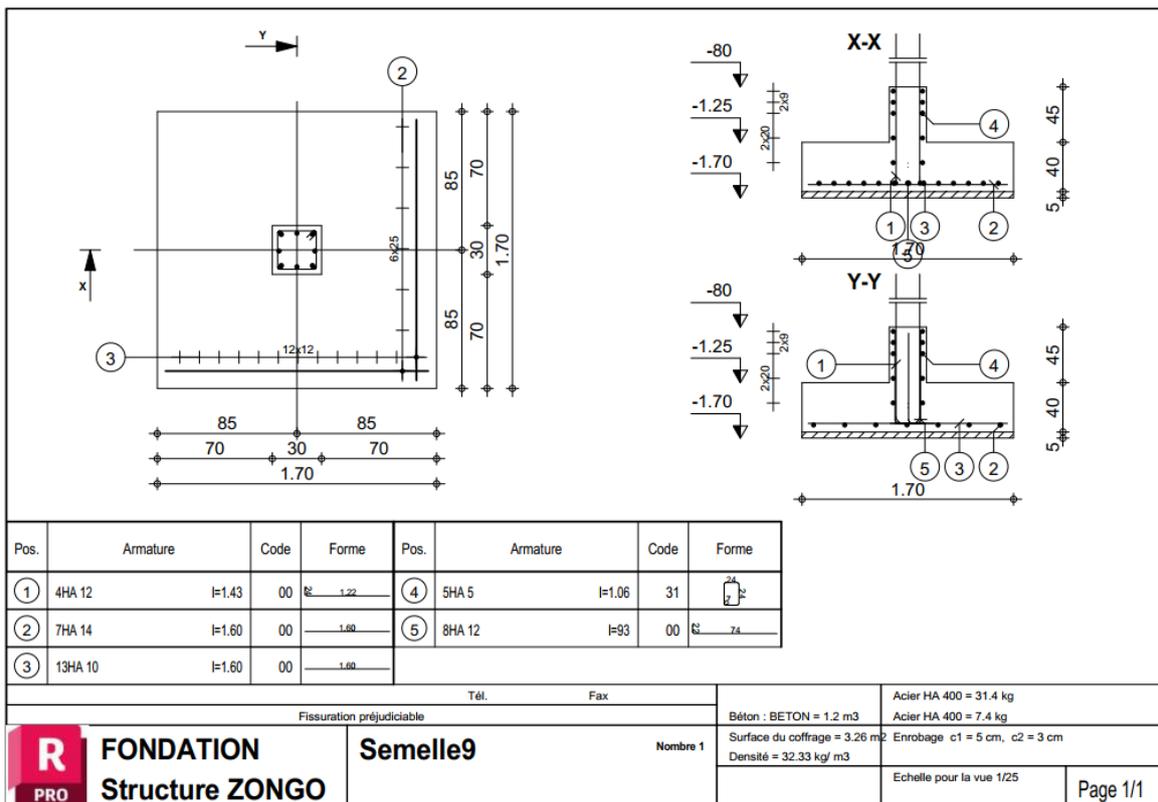
4 HA 400 12 l = 1,43 (m) e = 1*-0,10 + 1*0,19

2 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1,20 (m³)
- Surface de Coffrage = 3,26 (m²)

- Acier HA 400
 - Poids total = 38,84 (kG)
 - Densité = 32,46 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 10,9 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
5	5,29	0,82
10	20,80	12,83
12	13,13	11,66
14	11,20	13,54





Annexe 10: Note de Calcul de l'acrotère

On a : $N_g = 1.79 \text{ kN/ml}$

$$N_q = 1.0388 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments :

Combinaison d'action à l'ELU

$$N_u = 1.35 \times N_g + 1.5 \times N_q \rightarrow 1.35 \times 1.79 + 1.5 \times 1.0388 = 3.97 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_g + N_q = 1.79 + 1.0388 = 2.83 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = N_u \times \frac{l^2}{8} = 3.97 \times \frac{1^2}{8} = 0.496 \text{ kN.m}$$

$$M_Q = N_{ser} \times \frac{l^2}{8} = 2.83 \times \frac{1^2}{8} = 0.35 \text{ kN.m}$$

Calculons l'excentricité e :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.496}{3.97} = 0.12 \text{ m}$$

Centre de gravité du béton

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.496}{3.97} = 12 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2.5 \text{ cm} \text{ doc SPC}$$

Donc l'effort normal étant un effort de compression et le point de son application n'étant pas au centre de gravité de la section, celle-ci est partiellement comprimée, elle sera calculée comme une section soumise à une flexion simple sous l'effet d'un moment fictif calculé par rapport aux armatures tendues.

Calculons Mu fictif

$$M_u \text{ fictif} = N_u \times e_A + (d - 0.5h) \text{ avec } e_A = d - 0.5h \rightarrow e_A = 0.9 \times 0.1 - 0.5 \times 0.1 = 0.04$$

$$M_u \text{ fictif} = 3.97 \times 0.12 + 0.04 = 0.57 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{bd^2 f_{bu}} = 0.004 < \mu_l \text{ doc pas d'acier comprimé.}$$



$$A_{st} = A_{stfictif} - \frac{Nu}{\sigma_{su}} = \frac{0.57}{0.9 * 0.1 * (1 - 0.4 * 0) * 348} - \frac{0.496}{348} = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est inferieur a 0 donc convenons de prendre Astmin

Astmin =max (b*h/100 ;0.23bd*ft28/Fe

Astmin=1.25 cm²



Annexe 11 : Devis quantitatif et estimatif

I	<u>GROS ŒUVRE RDC</u>				
	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QUANT	PRIX U.	PRIX TOTAL
1.1	<u>Travaux préparatoires et Terrassement</u>				
1.1.1	<u>Amené et replié de matériels</u>	En s		2 000 000	2 000 000
1.1.1	Implantation, démolitions et déposes diverses, installation et repli de chantier (préparation des surfaces, construction de bureaux de chantier, équipements bureaux de chantier, frais divers, protection de chantier, dossier de recollements)	En s.	1,00	3 000 000	3 000 000
1.1.2	Décapage de la terre végétale 1m autour du bâtiment et abattage / dessouchage d'arbres y compris évacuations et nivellement du terrain	m ²	320,00	1000	320 000
1.1.3	Fouilles en puits pour semelles isolées y compris évacuation	m ³	34	5000	170 000
1.1.4	Fouilles en rigole pour semelles filantes y compris évacuation	m ³	17,24	5 000	86 200
1.1.5	Remblais sans apport au droit des fouilles	m ³	8,62	5 000	43 100
1.1.6	Remblais d'apport latéritique compacte à 95% de l'OPM par couches successives de 20 cm d'épaisseur	m ²	229,310 8	10 000	2 293 108
	<i>Sous total 1.1</i>				7 592 728
1.2	<u>Fondations</u>				
1.2.1	Béton de propreté dosé à 150kg/m ³	m ³	3.5	77 000	269 500
1.2.2	Béton armé pour semelle filantes dosé à 350 kg/ m ³	m ³	8,62	200 000	1 724 000
1.2.3	Béton armé pour semelle, isolées dosé à 350kg/m ³	m ³	70,77	200 000	14 154 000
1.2.4	Soubassement en maçonnerie d'agglomérés pleins de 20x20x40	m ²	47,41	17 000	805 970
1.2.5	Béton armé pour longrine de redressement et longrine dosé à 350 kg/m ³	m ³	1,87	200 000	374 000
1.2.6	Traitement préventif anti-termites au protocole SBPS/BPC termite 05 ou équivalent y compris Film polyane sous dallage	m ²	235,00	3 500	822 500
1.2.7	Lit de sable ép = 03 cm sous dallage	m ³	235,00	2 000	470 000
1.2.8	Béton armé, maillage de HA8, esp=10cm pour aire de dallage dosé à 350 kg/M ³ CPA 45 y compris coffrage	m ³	23,50	150 000	3 525 000



1.2.9	Béton légèrement armé pour bêche et emmarchement dosé à 300 kg/m ³ CPA 45	m ³	6,00	150 000	900 000
	<i>Sous total 1.2</i>				23 044 970
1.3	<u>Béton armé en élévation</u>				
1.3.1	Béton armé pour potelets, poteaux et raidisseur dosé à 350 kg /m ³ CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	21,08	200 000	4 216 000
1.3.2	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ de CPA 45 pour chainage y compris coffrage et ferrailage	m ³	4,74	200 000	948 000
1.3.3	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ de CPA 45 pour poutres y compris coffrage et ferrailage	m ³	15,85	200 000	3 170 000
1.3.4	Plancher en corps creux de 16+4 dosé à 35 kg/m ³	m ²	265,00	30 000	7 950 000
1.3.5	Appui de baies avec rejingot en béton moulé dosé à 350kg/m ³ de CPA 45 compris coffrage ferrailage ep=10cm	m ³	1,06	150 000	158 400
1.3.6	Béton armé pour voile ascenseur, compris cuvette dosée à 350 kg/m ³ CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	8,18	200 000	1 636 000
1.3.7	Béton armé pour les escaliers dosé à 350 kg /m ³ y compris coffrage et ferrailage	m ³	12,60	200 000	2 520 000
1.3.8	Réceptacle d'eau pluviale de 80 cm x 80 cm enduits étanche et badigeon fistot intérieur, remplis de granite concassé, pissette PVC 60 d'évacuation	u	6,00	60 000	360 000
	<i>Sous total 1.3</i>				20 958 400
1.4	<u>Maçonnerie en élévation et enduits</u>				
	<i>Maçonnerie</i>				
1.4.1	Mur de 15 cm d'épaisseur en agglos creux alvéolé de 15x20x40 hourdé au mortier de ciment sable	m ²	327,256	10 000	3 272 560
	<i>Enduits</i>				
1.4.2	Enduits extérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	181	3 500	633 500
1.4.3	Enduits intérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	327.256	4600	1 505 377
1.4.4	Enduits au mortier de ciment sous dalle	m ²	265,00	7000	1 855 000
	<i>Sous total 1.4</i>				7 266 437
	TOTAL I GROS ŒUVRE				58 862 535
R+1	<u>GROS ŒUVRE R+1</u>				
	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QUANT	PRIX U.	PRIX TOTAL
			.		



1.1	<u>Travaux préparatoires et Terrassement</u>		Sans objet		
1.2	<u>Fondations</u>		Sans objet		
1.3	<u>Béton armé en élévation</u>				
1.3.1	Béton armé pour poteaux et raidisseur dosé à 350 kg /m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	182.16	200 000	1 624 500
1.3.2	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour chainage y compris coffrage et ferrailage	m ³	2.78	200 000	556 000
1.3.3	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour poutres y compris coffrage et ferrailage	m ³	12,81	200 000	2 562 000
1.3.4	Plancher en corps creux de 16+4 dosé à 350 kg/m3	m ²	265,00	25 000	6 625 000
1.3.5	Appui de baies avec rejingot en béton moulé dosé à 350kg/m3 de CPA 45 compris coffrage ferrailage ep=10cm	m ³	1.00	130 000	130 000-
1.3.6	Béton armé pour voile éléments décoratifs divers dosé à 350 kg/m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	1,10	200 000	220 000
1.3.7	Béton armé pour voile ascenseur dosé à 350 kg/m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	8,18	200 000	1 636 000
1.3.8	Béton armé pour les escaliers dosé à 350 kg /m3 y compris coffrage et ferrailage	m ³	9,10	200 000	1 820 000
	<i>Sous total 1.3</i>				15 176 500
1.4	<u>Maçonnerie en élévation et enduits</u>				
	<i>Maçonnerie</i>				
1.4.1	Mur de 15 cm d'épaisseur en agglos creux alvéolé de 15x20x40 hourdé au mortier de ciment sable y compris raidisseurs de 15x15cm en béton armé dosé à 350kg/m3	m ²	0	10 000	3 272 560
1.4.2	Mur de 10 cm d'épaisseur en agglos creux de 10x20x40 hourdée au mortier de ciment	m ²	167,2	8 000	1 337 600
	<i>Enduits</i>				
1.4.3	Enduits extérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 500	633 500
1.4.4	Enduits intérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 500	1 505 377
	<i>Sous total 1.4</i>				6 749 037
	TOTAL I GROS ŒUVRE				21 925 537
I	<u>GROS ŒUVRE R+2</u>				
	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QUANT	PRIX U.	PRIX TOTAL



1.1	<u>Travaux préparatoires et Terrassement</u>	Sans objet			
1.2	<u>Fondations</u>	Sans objet			
1.3	<u>Béton armé en élévation</u>				
1.3.1	Béton armé pour poteaux et raidisseur dosé à 350 kg /m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	10,89	200 000	2 554 000
1.3.2	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour chainage y compris coffrage et ferrailage	m ³	2,78	200 000	556 000
1.3.3	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour poutres y compris coffrage et ferrailage	m ³	12,77	200 000	2 554 000
1.3.4	Plancher en corps creux de 16+4 dosé à 35 kg/m3	m ²	265,00	25 000	6 625 000
1.3.5	Appui de baies avec rejingot en béton moulé dosé à 350kg/m3 de CPA 45 compris coffrage ferrailage ep=10cm	m ³	1,06	150 000	159 000
1.3.6	Béton armé pour voile éléments décoratifs divers dosé à 350 kg/m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	1,10	200000	220 000
1.3.7	Béton armé pour voile ascenseur dosé à 350 kg/m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	8,18	200 000	1 636 000
1.3.8	Béton armé pour les escaliers dosé à 350 kg /m3 y compris coffrage et ferrailage	m ³	9,10	200 000	1 820 000
	<i>Sous total 1.3</i>				3 272 560135
1.4	<u>Maçonnerie en élévation et enduits</u>				
	<i>Maçonnerie</i>				
1.4.1	Mur de 15 cm d'épaisseur en agglos creux alvéolé de 15x20x40 hourdé au mortier de ciment sable y compris raidisseurs de 15x15cm en béton armé dosé à 350kg/m3	m ²	0	10 000	3 272 560
1.4.2	Mur de 10 cm d'épaisseur en agglos creux de 10x20x40 hourdée au mortier de ciment	m ²	167.2	13 500	2 257 200
	<i>Enduits</i>				
1.4.3	Enduits extérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 000	633 500
1.4.4	Enduits intérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 000	1 505 377
	<i>Sous total 1.4</i>				7 668 637-
	TOTAL I GROS ŒUVRE				21 238 637
I	<u>GROS ŒUVRE R+3</u>				



	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QUANT	PRIX U.	PRIX TOTAL
1.1	<u>Travaux préparatoires et Terrassement</u>		Sans objet		
1.2	<u>Fondations</u>		Sans objet		
1.3	<u>Béton armé en élévation</u>				
1.3.1	Béton armé pour poteaux et raidisseur dosé à 350 kg /m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	10,83	200 000	2 166 000
1.3.2	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour chainage y compris coffrage et ferrailage	m ³	4.74	200 000	948 000
1.3.3	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour poutres y compris coffrage et ferrailage	m ³	12,99	200 000	2 598 000
1.3.4	Plancher en corps creux de 16+4 dosé à 35 kg/m3	m ²	265,00	25 000	6 625 000
1.3.5	Appui de baies avec rejingot en béton moulé dosé à 350kg/m3 de CPA 45 compris coffrage ferrailage ep=10cm	m ³	0,00	150 000	159 000
1.3.6	Béton armé pour voile éléments décoratifs divers dosé à 350 kg/m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	1,10	200 000	165 000
1.3.7	Béton armé pour voile ascenseur dosé à 350 kg/m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	8,18	200 000	1 227 600
1.3.8	Béton armé pour les escaliers dosé à 350 kg /m3 y compris coffrage et ferrailage	m ³	9,10	200 000	1 365 000
	<i>Sous total 1.3</i>				15 253 600
1.4	<u>Maçonnerie en élévation et enduits</u>				
	<i>Maçonnerie</i>				
1.4.1	Mur de 15 cm d'épaisseur en agglos creux alvéolé de 15x20x40 hourdé au mortier de ciment sable y compris raidisseurs de 15x15cm en béton armé dosé à 350kg/m3	m ²	0	10 000	3 272 560-
1.4.2	Mur de 10 cm d'épaisseur en agglos creux de 10x20x40 hourdée au mortier de ciment	m ²		8 000	2 257 200-
	<i>Enduits</i>				
1.4.3	Enduits extérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 000	633 500-
1.4.4	Enduit intérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 000	1 505 377
	<i>Sous total 1.4</i>				7 668 637-
	TOTAL I GROS ŒUVRE				22 922 237
I	<u>GROS ŒUVRE R+4</u>				



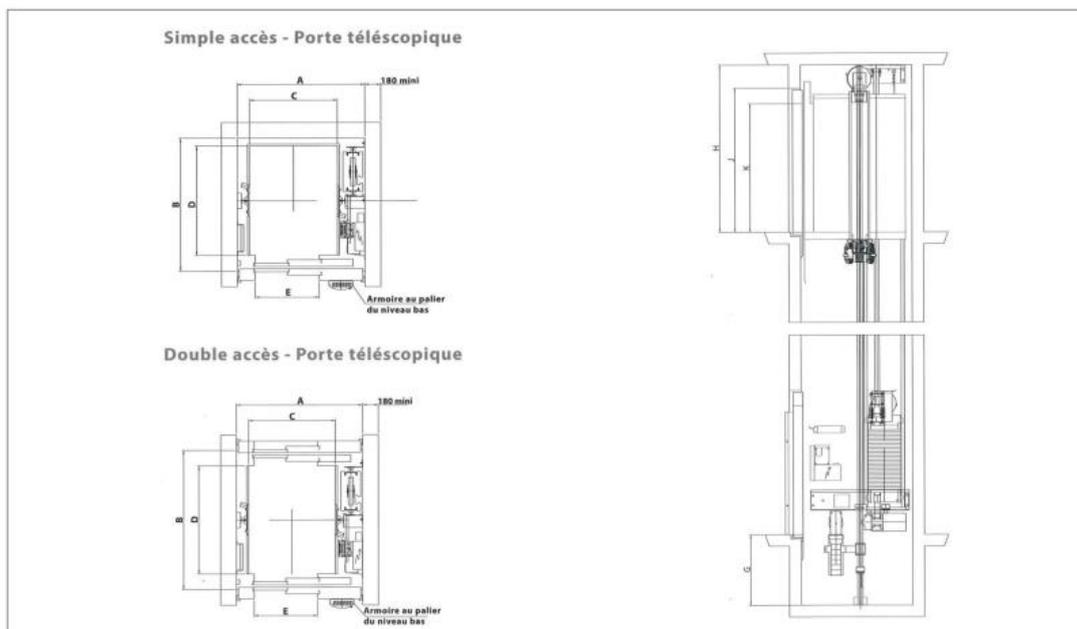
	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QUANT	PRIX U.	PRIX TOTAL
1.1	<u>Travaux préparatoires et Terrassement</u>			Sans objet	
1.2	<u>Fondations</u>			Sans objet	
1.3	<u>Béton armé en élévation</u>				
1.3.1	Béton armé pour poteaux et raidisseur dosé à 350 kg /m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	10,81	200 000	2 166 000
1.3.2	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour chaînage y compris coffrage et ferrailage	m ³	0,00	200 000	948 000
1.3.3	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour poutres y compris coffrage et ferrailage	m ³	11,60	200 000	2 598 000
1.3.4	Plancher en corps creux de 16+4 dosé à 35 kg/m3	m ²	265,00	25 000	1 740 000
1.3.5	Appui de baies avec rejingot en béton moulé dosé à 350kg/m3 de CPA 45 compris coffrage ferrailage ep=10cm	m ³	0,00	150 000	159 000
1.3.6	Béton armé pour couronnement de maçonnerie dosé à 350 Kg/m3	m ³	0,90	150 000	135 000
1.3.7	Béton légèrement armé dosé à 300 kg/m3 CPA 45 pour comptoir et paillasse e=10cm	m ³	1,10	150 000	165 000
1.3.8	Béton armé pour voile ascenseur dosé à 350 kg/m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	8,18	150 000	1 227 600
1.3.9	Béton armé pour les escaliers dosé à 350 kg /m3 y compris coffrage et ferrailage	m ³	9,10	150 000	1 365 000
	<i>Sous total 1.3</i>				10 503 000
1.4	<u>Maçonnerie en élévation et enduits</u>				
	<i>Maçonnerie</i>				
1.4.1	Mur de 15 cm d'épaisseur en agglos creux alvéolé de 15x20x40 hourdé au mortier de ciment sable y compris raidisseurs de 15x15cm en béton armé dosé à 350kg/m3	m ²	0	10 000	3 272 560
1.4.2	Mur de 10 cm d'épaisseur en agglos creux de 10x20x40 hourdée au mortier de ciment	m ²		8 000	2 257 200
	<i>Enduits</i>				
1.4.3	Enduits extérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 000	633 500
1.4.4	Enduits intérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 000	15 05 377
	<i>Sous total 1.4</i>				7 668 637
	TOTAL I GROS ŒUVRE				18 172 237



I <u>GROS ŒUVRE TERRASSE ACCESSIBLE</u>					
DESIGNATION DES OUVRAGES					
	U	QUANT	PRIX	PRIX TOTAL	
		.	U.		
1.1	<u>Travaux préparatoires et Terrassement</u>		Sans objet		
1.2	<u>Fondations</u>		Sans objet		
1.3	<u>Béton armé en élévation</u>				
1.3.1	Béton armé pour poteaux et raidisseur dosé à 350 kg /m3 CPA 45 y compris coffrage et ferrailage	m ³	0,00	200 000	2 166 000
1.3.2	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour chainage y compris coffrage et ferrailage	m ³	0,00	200 000	948 000
1.3.3	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de CPA 45 pour poutres y compris coffrage et ferrailage	m ³	0,00	200 000	2 598 000
1.3.4	Plancher en corps creux de 16+4 dosé à 35 kg/m3	m ²	0,00	40 000	1 740 000
1.3.5	Béton pour forme de pente dosé à 300 kg/m3	m ³	10,00	200 000	1 500 000
1.3.6	Gargouille préfabriquée pour évacuation des eaux de la dalle	U	3,00	30 000	90 000
1.3.7	Béton armé pour couronnement de maçonnerie dosé à 350 Kg/m3	m ³	0,00	200 000	135 000-
	<i>Sous total 1.3</i>				9 177 000
1.4	<u>Maçonnerie en élévation et enduits</u>				
	<i>Maçonnerie</i>				
1.4.1	Mur de 15 cm d'épaisseur en agglos creux alvéolé de 15x20x40 hourdé au mortier de ciment sable y compris raidisseurs de 15x15cm en béton armé dosé à 350kg/m3	m ²	0	10 000	3 272 560
	<i>Enduits</i>				
1.4.2	Enduits extérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 000	2 257 200
1.4.3	Enduits intérieurs au mortier de ciment (2 couches) sur murs en agglos	m ²	0	3 000	633 500
	<i>Sous total 1.4</i>				6 163 260
	TOTAL I GROS ŒUVRE				1 5 340 260
	TOTAL GROS ŒUVRE DU BATIMENT				158 461 443

Annexe 12 : fiche technique de l'ascenseur

ASCENSEURS RESIDENTIELS ET PUBLICS ACCESSIBLES



Capacité/ charge		Type d'accès		Cabine			Gaine			
Personnes 	Q Charge	Accessibilité 	Nombre d'accès	C Largeur mm	D Profondeur mm	E Passage Libre mm	Portes à ouverture latérale			
							A Largeur mm	B Profondeur mm	G Cuvette mm	H Hauteur sous dalle mm
6	450 kg		1 face	1 000	1 250	800	1 500	1 550	1 000 (350) ²	3 300 (2 600) ¹
			2 faces opposées					1 650		
8	630 kg		1 face	1 100	1 400	900	1 600	1 700	1 200	3 300 (3 000) ²
			2 faces opposées					1 800		
13	1 000 kg		1 face	1 100	2 100	900	1 600	2 400	1 200	3 300 (3 000) ²
				1 600	1 400	1 000	2 100	1 700		
			1 100	2 100	900	1 600	2 500			
			1 600	1 400	1 000	2 100	1 900			

OPTIONS POSSIBLES :

¹ Bâtiment neuf ou existant

² Bâtiment existant uniquement

Siège Social : SHOWROOM
ZAC Europarc - 230 rue Marius Lacrouze
71850 CHARNAY-LES-MACON Tél :
0385 299 181

Agence Rhône-Alpes : SHOWROOM
226 rue de l'Ecoisais
69400 LIMAS
Tél : 0474 680 909

Agence Côte d'Or :
14 rue du Golf
21800 QUETIGNY
Tél : 0380 718 751

www.aratal-professionnels.fr

commercial@aratal.fr

