



REPUBLIQUE DU BENIN
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA



RECHERCHE SCIENTIFIQUE
• ————— •
UNIVERSITE D'ABOMEY- CALAVI (UAC)
• ————— •
ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY- CALAVI (EPAC)



MEMOIRE DE FIN DE FORMATION POUR L'OBTENTION DU

DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION EN GENIE-CIVIL

OPTION : BATIMENTS ET TRAVAUX PUBLICS (BTP)

THEME

Etude de la Structure d'un Bâtiment R+5 pour le compte de l'Université Catholique de l'Afrique de l'Ouest : cas de l'Unité Universitaire de Cotonou

● —————
Rédigé par :

DAKOSSI Abel

Sous la direction de :

Encadreur :

Dr DOSSOU K. Serge
Docteur en génie civil

Superviseur :

Dr HOUANOU Kocouvi Agapi
Maître de conférences des universités de CAMES
Enseignant chercheur à l'EPAC

Année Universitaire : 2018-2019 (5^{ème} Promotion)

Dédicace

A mes parents

- Feu **DAKOSSI** Codjo Télésphore, la réussite de tes enfants a été toujours ta priorité ;
- Feue **TAO** Véronique, ma chère mère pour tes conseils qui continuent de me guider jusqu'à ce jour. Je ne t'oublierai jamais. Paix à ton âme ;
- **AKUETE** Adeline Mireille, ton soutien a toujours été une source d'énergie inépuisable ;
- **CHEKPO** Pierre, personne ne pourra te rendre les sacrifices que tu as déployés à mon égard.
- **CHEKPO** Justin, mon frère aimé pour ses conseils et son soutien.

A mon cher ami

- **FASSINOU** Martial Jean-Paul Sèmako pour son soutien indéfectible, son leadership et les moments passés ensemble.

Remerciements

Comment dire merci à tout le monde quand il y a autant de personnes à remercier ? Toutefois, par ce mémoire, je veux dire merci à mon père qui représente dans ma vie un puissant modèle à imiter, et à ma mère qui m'a enseigné l'amour et la bienveillance.

- Je remercie l'**Eternel Tout Puissant** qui n'a jamais cessé de me combler de ses multiples grâces.
- Je veux exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude au :
 - **Dr HOUANOU Kocouvi Agapi**, Maître de Conférences des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, mon maître de mémoire, pour avoir accepté d'encadrer ce travail et de le conduire jusqu'au bout. Ce document n'aurait pu être réalisé sans ses conseils, sa disponibilité, son enthousiasme et cette confiance qu'il a placée en moi. Votre grande simplicité, vos conseils et surtout votre rigueur dans le travail m'ont permis d'aboutir aux résultats du présent travail. Veuillez recevoir ici l'expression de ma profonde gratitude.
 - **Dr Guy ALITONOU**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Directeur de l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi (EPAC) ;
 - **Dr Vincent PRODJINONTO**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Directeur Adjoint de l'EPAC ;
 - **Dr Fidèle Paul TCHOBO**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Chef du Centre Autonome de Perfectionnement de l'EPAC, Enseignant-Chercheur à l'UAC ;
 - **Feu Dr Christophe AWANTO**, Maître de Conférences des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Chef du Centre Autonome de Perfectionnement de l'EPAC honoraire, Enseignant-Chercheur à l'UAC ;
- Je remercie également la Direction et tout le personnel de l'Institut Universitaire

de Technologie de Lokossa (IUT de Lokossa), à l'époque sous la direction du **Dr ALLOBA I. Ezéchiel** assisté du Feu **Dr WOUYA Emmanuel** dont je salue la mémoire.

- Mes remerciements vont à l'endroit de l'administration du CAP et de tous les enseignants, en particulier ceux du Département de Génie Civil, pour la qualité de l'enseignement transmis.

Nous citerons :

- **Dr Félicien AVLESSI**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Recteur de l'UAC;
- **Dr Mohamed M. SOUMANOU**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Directeur Honoraire de l'EPAC ;
- **Dr Edmond C. ADJOVI**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Recteur P.I. de l'UNSTIM d'Abomey;
- **Dr Gérard GBAGUIDI-AÏSSE**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- **Dr Mohamed GIBIGAYE**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- **Dr Adolphe TCHEHOUALI**, Maître de Conférences des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- **Dr Emmanuel OLODO**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant chercheur à l'EPAC ;
- **Dr S. Victor GBAGUIDI**, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- **Dr Crépin ZEVOUNOU**, Maître de Conférences des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- **Dr Yvette KIKI TANKPINOU**, Maître de Conférences des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;

Résumé

La grandeur d'un pays ne saurait s'évaluer sans la prise en compte de la classe des constructions réalisées. Cela implique également le niveau de maîtrise des techniques de calcul structural.

Le présent mémoire de fin de formation vise à proposer une technique d'étude structurale d'un bâtiment de type R+5 pour le compte de l'Université Catholique de l'Afrique de l'Ouest.

Une fois les plans architecturaux établis, l'étude technique a consisté à l'élaboration des notes de calcul, des plans d'exécution des éléments structuraux et non structuraux sur la base de ces plans architecturaux.

Une présentation du projet, des normes, hypothèses et principes de calcul sont renseignés au chapitre premier du présent rapport.

L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure porteuse en béton armé reposant sur un ensemble de radier général ; les prescriptions techniques utilisées sont les règles de l'EUROCODE, les Documents Techniques Unifiés (DTU) et les normes françaises NF P06-004, NF P82-201, NF P06-001.

Pour l'étude technique, l'élaboration des notes de calcul est faite à partir des feuilles de calcul établies dans des tableaux Excel sur la base des diagrammes de calcul de chaque élément ; le dimensionnement a été réalisé suivant les prescriptions de l'Eurocode ; les plans de ferrailage établis avec le logiciel Robot Structural Analysis.

Une étude comparative des coûts de réalisation de la fondation de la première étude à la nôtre montre que notre solution est plus économique ; ainsi un dossier d'exécution du bâtiment a été produit et des recommandations, pour l'exécution des ouvrages, ont été faites.

Mots clés : Eurocode, Structure, Fondation, Armatures, Béton armé.

Abstract

The greatness of a country cannot be assessed without considering the class of the buildings constructed. This also implies a mastery of structural calculation techniques.

The aim of this dissertation is to propose a structural study technique for an R+5 building for the Catholic University of West Africa.

Once the architectural plans had been drawn up, the technical study consisted of drawing up calculation notes and execution plans for the structural and non-structural elements based on these architectural plans.

A presentation of the project, the standards, assumptions and calculation principles are given in Chapter 1 of this report.

The building's framework consists of a reinforced concrete load-bearing structure resting on a set of general inverts; the technical specifications used are the EUROCODE rules, the Unified Technical Documents (DTU) and the French standards NF P06-004, NF P82-201, NF P06-001.

For the technical study, the calculation notes were drawn up using Excel spreadsheets based on the calculation diagrams for each element; the dimensioning was carried out in accordance with Eurocode requirements; the reinforcement plans were drawn up using Robot Structural Analysis software.

A comparative study of the costs of building the foundations of the first and our solution showed that our solution was more economical; a building execution file was produced and recommendations for the execution of the works were made.

Key words: Eurocode, Structure, Foundation, Reinforcement, Reinforced concrete.

Table des matières

Table des matières

Dédicace.....	ii
Remerciements.....	iii
Résumé.....	v
Abstract.....	vi
Table des matières	vii
Liste des sigles et abréviations.....	ix
Liste des notations sommaires	x
Liste des figures	xiii
Liste des tableaux.....	xiv
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Présentation du Projet, Normes et Hypothèses de Calcul.....	2
Introduction	2
1.1 Présentation du Projet	2
1.1.1 Généralité	2
1.1.2 Site du projet.....	2
1.1.3 Décomposition du bâtiment.....	11
1.1.4 Hauteurs des constructions :	11
1.2 Hypothèses, normes et principes généraux	12
1.2.1 Hypothèses de base et normes	12
1.2.2 Principes généraux	15
1.2.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	16
Conclusion	17
Chapitre 2 : Etude de la structure de l'ouvrage.....	18
Introduction	18
2.1 Prédimensionnement des éléments de structure et descente des charges	18
2.1.1 Prédimensionnement des éléments de la structure	18
2.1.2 Descente des charges	21
2.1.3 Calcul des éléments structuraux	25
2.2 Calcul des éléments secondaires	41

2.2.1	Calcul de l'escalier.....	41
2.2.2	Calcul de l'ascenseur.....	43
	Conclusion.....	45
Chapitre 3 : Etude de fondation et stabilité de l'ouvrage		46
	Introduction	46
3.1	Etude de la fondation	46
3.1.1	Choix du type de fondation.....	46
3.1.2	Etude d'un radier	47
3.2	Etude de l'action du vent	56
3.2.1	Procédure générale de prise en compte de l'action du vent	56
3.2.2	Calcul de la pression dynamique de pointe (p)	57
3.2.3	Calcul de pressions exercées par le vent	60
3.2.4	Forces exercées par le vent	61
3.2.5	Vérification au renversement du bâtiment.....	67
3.3	Impact économique de la solution proposée sur le coût du projet.....	68
	Conclusion.....	69
Conclusion générale et perspectives		70
Références bibliographiques.....		71
Annexe 1 : Plans architecturaux		72
Annexe 2 : Plans d'exécution		93

Liste des sigles et abréviations

AFNOR	: Association Française de Normalisation
BA	: Béton Armé
BAEL	: Béton Armé aux Etats Limites
CAP	: Centre Autonome de Perfectionnement
DTU	: Documents Techniques Unifiés
EC	: Eurocode
EPAC	: Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi
FEBELCEM	: Federation of the Belgium Cement Industry (Fédération des Industries Cimentières Belges)
FFB	: Fédération Française du Bâtiment
Dr	: Docteur
HSP	: Hauteur Sous Plancher
PP	: Poutre Principale
PM	: Poutre sous Mur
PS	: Poutre Secondaire
TN	: Terrain Naturel
bpp	: largeur poutre principale
bps	: largeur poutre secondaire
hpn	: hauteur poutre noyée
hpp	: hauteur poutre principale
hps	: hauteur poutre secondaire

Liste des notations sommaires

A_N	: axe neutre = axe des déformations (ou des contraintes) nulles ;
A_c	: aire de la section droite (béton seul) ;
$A_{c,eff}$: aire de la section effective de béton autour des armatures tendues ;
A_s	: aire totale des armatures longitudinales tendues ;
$A_{s, min}$: section minimale d'armatures dans la zone tendue pour la maîtrise de la fissuration ;
$A_{s, prov}$: section d'armatures effectivement prévue ;
$A_{s, req}$: section d'armatures requise par le calcul ;
$A_{s, surf}$: section des armatures de peau ;
E_{cd}	: module d'élasticité de calcul du béton ;
$E_{c,eff}$: module d'élasticité effectif tangent du béton (E_{vj} en BAEL) ;
E_{cm}	: module de déformation instantanée du béton (E_{bi} en BAEL) ;
M_{cr}	: moment de fissuration ;
M_{Ed}	: moment fléchissant ultime ;
M_{lu}	: moment limite ultime ;
M_{rc}	: moment résistant béton ;
M_{Tser}	: moment fléchissant de service de référence pour le calcul des sections en T ;
M_{Tu}	: moment fléchissant ultime de référence pour le calcul des sections en T ;
N_{Ed}	: effort normal de compression à l'ELU ;
T_{Ed}	: couple de torsion ;
$T_{Rd,max}$: couple maximal de torsion auquel peuvent résister les bielles de béton comprimées ;
V_{Ed}	: effort tranchant de calcul à l'ELU dû aux charges appliquées ;
$V_{Rd,max}$: effort tranchant de calcul maximal pouvant être supporté sans provoquer

	: l'écrasement des bielles de béton comprimé ;
a	: distances libres verticale ou horizontale entre barres et/ou paquets de barres ;
b_{eff}	: largeur participante de la table de compression d'une section en T ;
b_t	: largeur moyenne de la zone tendue d'une section ;
b_w	: largeur d'une section rectangulaire, largeur de l'âme d'une section en T ;
c_{min}	: enrobage minimal ;
$c_{min,b}$: enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence ;
$c_{min,dur}$: enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement ;
c_{nom}	: enrobage nominal ;
d	: distance du centre de gravité des armatures tendues à la fibre la plus comprimée d'une section droite, hauteur utile des armatures les plus proches de la face supérieure d'une console courte ;
d_g	: grosseur maximale des granulats (c_g dans BAEL) ;
d'	: distance du centre de gravité des aciers comprimés à la fibre de béton la plus comprimée ;
f_b	: contrainte d'adhérence moyenne (τ_s dans BAEL) ;
f_{bd}	: contrainte ultime d'adhérence (τ_{su} dans BAEL) ;
f_{cd}	: contrainte de compression du béton correspondant à la partie rectiligne du diagramme parabole-rectangle (f_{bu} dans BAEL) ;
f_{ck}	: résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours (f_{c28} dans BAEL) ;
f_{cm}	: résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours ;
f_{ctd}	: résistance de calcul en traction du béton ;
$f_{ctk, 0,05}$: résistance caractéristique à la compression d'ordre 0,05 ;
$f_{ctk, 0,95}$: résistance caractéristique à la compression d'ordre 0,95 ;
f_{ctm}	: résistance à la traction du béton à 28 jours (f_{t28} dans BAEL) ;
f_t	: résistance à la traction ;

f_{yd}	: résistance de calcul des armatures (limite d'élasticité), (f_{ed} dans BAEL) ;
f_{yk}	: limite d'élasticité des aciers (f_e dans BAEL) ;
h	: hauteur totale d'une section ;
h_f	: épaisseur de la table de compression d'une section en T ;
i	: rayon de giration d'une section droite (béton non fissuré) ;
l_0	: hauteur utile d'un poteau (longueur de flambement) ;
l_0	: longueur de recouvrement ;
s	: espacement des cours d'armatures d'âme ;
s_{max}	: espacement longitudinal maximal des armatures d'effort tranchant ou des barres relevées dans une dalle ;
$s_{t,max}$: espacement transversal maximal des armatures d'effort tranchant ;
w_k	: ouverture calculée des fissures ;
w_{max}	: valeur limite de l'ouverture calculée des fissures ;
z	: bras de levier des forces élastiques ;
α_c	: coefficient d'équivalence (n dans BAEL) ;
Δc_{dev}	: marge pour tolérances d'exécution ;
$\Delta c_{dur,add}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire ;
$\Delta c_{dur,\gamma}$: marge de sécurité sur l'enrobage ;
ϵ_c	: raccourcissement de la fibre la plus comprimée d'une section (ϵ_{bc} dans BAEL) ;
\emptyset	: diamètre d'une barre d'acier ;
γ_c	: coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul du béton ;
γ_s	: coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul des aciers ;
λ	: élancement ;
λ_{lim}	: Elancement limite d'une pièce comprimée ;
σ_s	: valeur de la contrainte dans une armature métallique.
$\sigma_{RD,max}$: Contrainte maximale de compression d'une bielle de béton ;

Liste des figures

Figure 1.1 : Indication du site du projet.....	3
Figure 1.2 : Illustration des trois pivots (S. MULTON, 2012).....	12
Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation béton	13
Figure 1.4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier	13
Figure 1.5: Diagrammes déformation du béton simplifié dans la section du béton	14
Figure 2.1 : Détail plancher.....	19
Figure 2.2 : Principe de répartition des charges sur les éléments structuraux	24
Figure 2.3: Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression	25
Figure 2.4 : Paramètres de largeur participante de la table de compression.....	25
Figure 2.5: Section de la poutrelle	25
Figure 2.6: Organigramme pour déterminer la résistance en flexion des poutres en T (source : Comment calculer avec EC2, 2017)	27
Figure 2.7 : Schémas statiques des charges permanentes G	29
Figure 2.8 : Schéma statique des charges d'exploitation Q	29
Figure 2.9: Schéma équivalent de la poutre sous charges permanentes	30
Figure 2.10 : Distribution des réactions d'appuis.....	30
Figure 2.11 : Epures des efforts internes associés aux charges permanentes	31
Figure 2.12 : Schéma équivalent de la poutre sous charges variables	32
Figure 2.13 : Distribution des réactions d'appuis sous charges variables	32
Figure 2.14 : Epures des efforts internes associés aux charges variables	33
Figure 2.15 : Organigramme de calcul de la section d'armatures longitudinales (source : FEBELCEM, 2017)	35
Figure 2.16 : Organigramme pour déterminer les armatures d'effort tranchant verticales, (source : FEBELCEM, 2017)	36
Figure 2.17 : Organigramme d'évaluation des flèches, (source : FEBELCEM, 2017)	37
Figure 2.18 : : Schéma d'un escalier	41
Figure 2.19 : Ferrailage de l'escalier	43
Figure 2.20 : Ferrailage du voile de la cage d'ascenseur.....	45
Figure 3.1 : Organigramme pour déterminer l'armature de flexion a_{cc} ($=0,85$) et γ_c ($=1,5$), (source : Comment calculer avec EC2, FEBELCEM 2017)	50
Figure 3.2 : Organigramme pour déterminer la résistance au poinçonnement des fondations sur radier (source : Comment calculer avec EC2, FEBELCEM 2017)	54
Figure 3.3 : Valeurs recommandées pour β	55
Figure 3.4 : Contour de contrôle de référence ($\mu 1$).....	56
Figure 3.5: Représentation du coefficient d'exposition $c_e(z)$ pour $c_o = 1,0$ et $k_I = 1,0$ (source EC1, 2005)	60
Figure 3.6: Hauteur de référence (Z_e) et profil correspondant de pression dynamique.....	61
Figure 3.7 : Coefficients de force $c_{f,0}$ de sections rectangulaires à angles vifs et sans écoulement de contournement aux extrémités (source : EC1, 2005)	62
Figure 3.8 : Valeurs indicatives du facteur d'effet d'extrémités ψ_λ en fonction du taux	63
Figure 3.9 : Déplacement maximal du bâtiment sous l'action du vent.....	65

Liste des tableaux

Tableau 1-1: Superficies des locaux du bâtiment.....	3
Tableau 1-2 : Durée du projet en fonction de son type (source FEBELCEM, 2017)...	14
Tableau 2-1 : Epaisseurs (e) des planchers	19
Tableau 2-2 : Récapitulatif de prédimensionnement des poutres	20
Tableau 2-3 : : Quelques charges G de matériaux (NF P 06-001, EC1)	22
Tableau 2-4 : Quelques charges Q sur bâtiments (NF P 06-001, EC1).....	22
Tableau 2-5: Evaluation des charges permanentes sur les planchers courants	23
Tableau 2-6 : Evaluation des charges permanentes sur la terrasse non accessible	23
Tableau 2-7: Moments statiques de la section de poutrelle	26
Tableau 2-8 : Note de calcul d'une poutrelle	28
Tableau 2-9 : Contrainte de cisaillement minimale et maximale ($VR_{d,max} / (bwz)$) pouvant être reprise par la résistance de la bielle de béton.....	36
Tableau 2-10 : Note de calcul de la poutre PP1, travée 1	37
Tableau 2-11 : Note de calcul de la poutre PP1, travée 2	39
Tableau 2-12 : Note de calcul du poteau.....	40
Tableau 2-13 : Note de calcul de l'escalier	42
Tableau 3-1 : Détermination de la charge p sur radier.....	47
Tableau 3-2 : Valeurs de μ_x et μ_y en fonction de α (S. Multon 2012)	48
Tableau 3-3 : Note de calcul de la dalle du radier.....	50
Tableau 3-7 : Catégories et paramètres de terrain (Source : EC1, 2005).....	58
Tableau 3-8 : Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire (source EC1, 2005).....	61
Tableau 3-9: Etude comparative des coûts de fondation	68

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme. La construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine des bâtiments ou des travaux publics. Dans les pays industrialisés, le développement économique privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Chaque étude de projet du bâtiment vise des buts donnés. Entre autres, nous avons :

- la Sécurité : assure la stabilité de l'ouvrage,
- l'Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses),
- le Confort : assure le bien-être des occupants,
- l'Esthétique : permet d'apprécier l'ouvrage dans son environnement.

L'objectif général de ce projet est de s'approprier les techniques de dimensionnement d'un bâtiment à plusieurs niveaux suivant les principes de l'Eurocode. Spécifiquement, il s'agit de :

- faire la conception architecturale du bâtiment,
- faire l'étude structurale,
- planifier les travaux de construction dudit bâtiment,
- estimer le coût de réalisation.

L'utilisation du Béton Armé (B.A) dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (acier, bois,...) avec beaucoup d'autres avantages comme la souplesse d'utilisation, la durabilité (durée de vie), la résistance au feu.

Pour parvenir à une étude la plus exhaustive possible, notre plan de travail se structurera en trois (07) chapitres :

- chapitre 1 : Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul
- chapitre 2 : Etude de la structure de l'ouvrage
- chapitre 3 : Etude de la fondation et stabilité de l'ouvrage

En fin des annexes viendront compléter notre étude qui se réclame tant explicative que complète. La méthodologie utilisée consiste en un calcul manuel sur l'ensemble des éléments structuraux et non structuraux sur la base des formules acquises.

Chapitre 1 : Présentation du Projet, Normes et Hypothèses de Calcul

Introduction

Tout projet a ses spécificités bien qu'il y ait des points communs à tous les projets. La spécificité du projet fait de lui un projet unique. Aussi faut-il noter qu'aucun calcul de structure n'a un sens si, au préalable le matériau utilisé n'est pas bien défini et qu'il n'y a pas un calcul acceptable, si l'on ne s'accorde sur certaines hypothèses de simplification. Dans ce chapitre nous présenterons le projet, une description des matériaux à utiliser dans nos éléments de structure aussi bien que les hypothèses de simplification acceptable.

1.1 Présentation du Projet

1.1.1 Généralité

L'ouvrage faisant objet du présent projet est un bâtiment de type R+5 pour le compte d'une unité universitaire dans la ville de Cotonou au Bénin. Le bâtiment sera édifié sur un site d'une superficie totale de 1516,86m².

Le but de cette construction est de donner de la visibilité à l'Unité Universitaire à Cotonou de l'UCAO dans la perspective d'atteindre dans les sept années à venir, un effectif total de 5000 étudiants et lancer le cycle doctoral en Agronomie et en Génie Electrique.

Les normes de base du présent projet sont celles en vigueur au Bénin. Elles suivent et reprennent les normes françaises et les Documents Techniques Unifiés (D.T.U). Ces normes devront être fidèlement suivies dans l'exécution des travaux, particulièrement en l'absence de directives spécifiques dans le présent dossier.

1.1.2 Site du projet

La carte géographique du Bénin situe la ville de Cotonou et plus précisément la zone concernée par le projet. Sur le plan topographique, le site est quasiment plat.

Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul

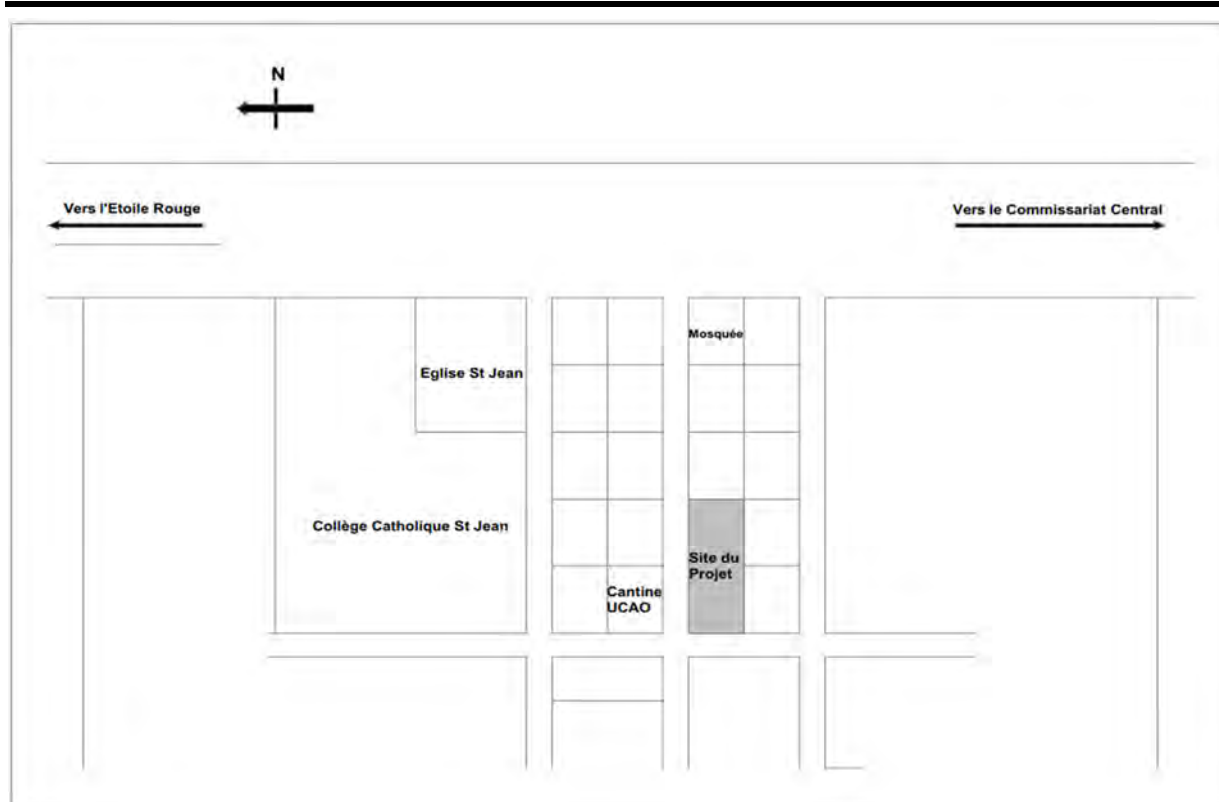


Figure 1.1 : Indication du site du projet

Tableau 1-1: Superficies des locaux du bâtiment

NIVEAU	DESIGNATION		SURFAC E (m ²)	Coéf. Pondér ation	SURFA CE UTILE (m ²)
RDC	Parking	Parking voitures	385.01	1	385.01
		Parking motos	58.77	1	58.77
	Dégagement arrière	Espace FS + Parking motos	142.11	1	142.11
	Dégagement intérieurs	Dégagement	54.80	1	54.80
		Dégagement Hall Central	47.78	1	47.78
	Escaliers et ascenseurs	Escalier principal + Hall	39.42	0	39.42
		Escalier secours	19.70	0	19.70
		Hall Esc+ Asc1	36.15	0	36.15
		Hall Esc+ Asc2	36.12	0	33.85

Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul

Tableau 1-1 : Superficie des locaux du bâtiment (suite)

RDC	Espace groupe de relais	Groupe électrogène + Transfo.	20.00	1	20.00
	SAS + WC	SAS H + WC	13.94	1	13.94
		SAS F + WC	13.94	1	13.94
	Latrine + Toil.	L.T.1	3.98	1	3.98
		L.T.2	4.03	1	4.03
	Débaras + Toil.	Débaras + Toil.	15.93	1	15.93
	Sacristie	Sacristie	16.38	1	16.38
	Local Guétier	Guétier	12.75	1	12.75
	Accueil	Renseignements	8.34	1	8.35
	Terrasse	Terrasse	66.53	1	66.33
	Sas et Débaras	SAS	19.23	1	19.23
		Débaras	5.27	1	5.27
	Rampes	Rampe accès Esc. secours	8.30	0	8.30
		Rampe accès parking sécurisé	20.30	0	20.30
	Total RDC		1048.78		888.60
ETAGE (R+1)	Secrétariat	Secrétariat Général	28.82	1	28.82
		Secrétariat Académique	13.03	1	13.03
		Secrétariat du DAF	12.01	1	12.01
		Secrétariat du président	12.01	1	12.01
	Comptabilité	Comptable général	12.39	1	12.39
		Chef comptable	12.39	1	12.39
		Comptabilité Bourse, Caisse	13.89	1	13.89
		Comptabilité Fournisseur	12.03	1	12.03
		Comptabilité client	12.03	1	12.03
		Comptabilitlité	12.03	1	12.03
	Caisse	Caisse	12.06	1	12.06

Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul

Tableau 1-1 : Superficie des locaux du bâtiment (suite)

ETAGE (R+1)	Informatique	Service informatique	12.03	1	12.03
		Bureau informatique	12.06	1	12.06
	Logistique Maintenance	Logistique et maintenance	12.03	1	12.03
	Gestion	Gestion Carrières	12.03	1	12.03
		Gestion de la paye	12.03	1	12.03
		Gestion des stocks	12.06	1	12.06
	Direction	Direction Recherche et Comptabilité	22.55	1	22.55
		Direction académique	28.82	1	28.82
	Bureau	Bureau du DAF	17.59	1	17.59
		Bureau du président	17.59	1	17.59
		Bureau central	12.06	1	12.06
	Archives	Archive du DAF	17.63	1	17.63
		Archive du président	17.63	1	17.63
	Culture et sport	Affaire culturelles	12.06	1	12.06
		Affaires sportives	12.06	1	12.06
		Oeuvre universitaire	12.06	1	12.06
		Salle de lecture	34.43	1	34.43
		Bibliothèque	34.92	1	34.92
	Santé	Infirmierie	12.06	1	12.06
	Espace Escalier Ascenseur	Espace Escalier Ascenseur 1	40.13	0	0
		Espace Escalier Ascenseur 2	40.10	0	0
		Escalier Secour 1	3.00	0	0
		Escalier Secour 2	2.99	0	0
	SAS + WC	SAS + WC 1	13.94	0	0
		SAS + WC 2	13.94	0	0
		SAS + WC 3	13.02	0	0
		SAS + WC 4	13.01	0	0

Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul

Tableau 1-1 : Superficie des locaux du bâtiment (suite)

ETAGE (R+1)	Toilettes	Toil secretaire générale	3.75	0	0
		Toil directeur académique	3.75	0	0
		Toil directeur de recherche	3.75	0	0
		Toil visiteurs 1	5.27	0	0
		Toil visiteurs 2	5.27	0	0
	Balcons	Balcon 1	18.14	1	18.14
		Balcon 2	18.13	1	18.13
		Balcon 3	64.97	1	64.97
	Dégagements	Dégagement 1	42.19	1	42.19
		Dégagement 2	43.58	1	43.58
		Dégagement 3	8.11	1	8.11
		Dégagement 4	8.11	1	8.11
	Couloirs	Couloir 1	21.63	1	21.63
		Couloir 2	21.63	1	21.63
	Inaccessibles	Inaccessible 1	12.51	0	0
		Inaccessible 2	13.60	0	0
	Total R+1		910.91		722.88
Etage (R+2)	Service administratif	Service Scolarité	15,95	1	15,95
		Service des Examens	15,95	1	15,95
		Secrétariat principal	14,13	1	14,13
		Salle de Surveillance	12,71	1	12,71
		Service Stage et Insertion	12,71	1	12,71
		Bureau du Doyen	16,63	1	16,63
		Vice Doyen Directeur Adjoint	16,63	1	16,63
		Assistant 1, Assistant 2	14,13	1	14,13
		Faculté Ecole et Instituts	32,66	1	32,66
		Salle des Professeurs	45,39	1	45,39

Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul

Tableau 1-1 : Superficie des locaux du bâtiment (suite)

Etage (R+2)	Espaces Cours	Salle de Cours 1	44,61	1	44,61
		Salle de Cours 2	44,60	1	44,60
		Amphithéâtre 1	106,77	1	106,77
		Amphithéâtre 2	106,77	1	106,77
	Balcons	Balcon 1	60,70	1	60,70
		Balcon 2	10,07	1	10,07
		Balcon 3	12,56	1	12,56
		Balcon 4	12,56	1	12,56
		Balcon 5	28,62	1	28,62
	Dégagements	Dégagement 1	43,58	1	43,58
		Dégagement 2	15,04	1	15,04
		Dégagement 3	15,04	1	15,04
		Dégagement 4	43,58	1	43,58
		Dégagement 5	9,65	1	9,65
		Dégagement 6	9,65	1	9,65
	Salles Humides	Toil.+SAS 1	13,94	0	0
		Toil.+SAS 2	13,94	0	0
		Toil.+SAS 3	10,23	0	0
		Toil.+SAS 4	10,23	0	0
		Toil. 1	5,27	0	0
		Toil. 2	5,27	0	0
	Espace Escaliers, Ascenseurs	Hall Escalier + Ascenseur 1	40,11	0	0
		Hall Escalier + Ascenseur 2	40,11	0	0
		Escalier Secour 1	3,00	0	0
		Escalier Secour 2	2,99	0	0
	Total R+2		905.78		760.69
Etage (R+3)	Service administratif	Service des Examens	10.10	1	10,10
		Service Stage et Insertion	11.07	1	11,07
		Service Scolarité	09.02	1	09,02
	EspacesCours	Salle de Cours 1	32.66	1	32,66

Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul

Tableau 1-1 : Superficie des locaux du bâtiment (suite)

Etage (R+3)					
		Salle de Cours 2	32.66	1	32,66
		Salle de Cours 3	44.61	1	44,61
		Salle de Cours 4	44.61	1	44,61
		Amphithéâtre 1	106.67	1	106,67
		Amphithéâtre 2	106.67	1	106,67
		Amphithéâtre 3	68.69	1	68,69
	Balcons	Balcon 1	50.72	1	50,72
		Balcon 2	11.31	1	11,31
		Balcon 3	13.81	1	13,81
		Balcon 4	13.81	1	13,81
		Balcon 5	2.70	1	2,70
	Restauration	Restauration	46.99	1	46,99
	Dégagements	Dégagement 1	44.54	1	44,54
		Dégagement 2	15.04	1	15,04
		Dégagement 3	48.56	1	48,56
	Salles Humides	Toil.+SAS 1	13.94	0	0
		Toil.+SAS 2	13.94	0	0
		Toil.+SAS 3	10.23	0	0
		Toil.+SAS 4	10.23	0	0
		Toil. 1	5.27	0	0
		Toil. 2	5.27	0	0
	Espace Escaliers, Ascenseurs	Hall Escalier + Ascenseur 1	40.10	0	0
		Hall Escalier + Ascenseur 2	40.10	0	0
		Escalier Secour 1	3.00	0	0
		Escalier Secour 2	2.99	0	0
	Total (R+3)		859.31		714.24
Etage (R+4)	Service administratif	Service des Examens	13.45	1	13.45
		Service Stage et Insertion	16.35	1	16.35
		Service Scolarité	13.34	1	13.34
		Laboratoire	46.99	1	46.99

Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul

Tableau 1-1 : Superficie des locaux du bâtiment (suite)

Etage (R+4)	Espaces Cours	Salle de Cours 1	32.66	1	32.66
		Salle de Cours 2	32.66	1	32.66
		Salle de Cours 3	44.61	1	44.61
		Salle de Cours 4	44.61	1	44.61
		Salle de Cours 5	52.68	1	52.68
		Salle de Cours 6	52.78	1	52.78
		Salle de Cours 7	52.72	1	52.72
		Salle de Cours 8	52.78	1	52.78
		Salle de Cours 9	44.61	1	44.61
	Balcons	Balcon 1	39.22	1	39.22
		Balcon 2	11.31	1	11.31
		Balcon 3	13.81	1	13.81
		Balcon 4	13.81	1	13.81
		Balcon 5	2.70	1	2.70
		Balcon 6	2.70	1	2.70
	Dégagements	Dégagement 1	43.28	1	43.28
		Dégagement 2	15.03	1	15.03
		Dégagement 3	15.03	1	15.03
		Dégagement 4	43.98	1	43.98
	Salles Humides	Toil.+SAS 1	14.34	0	0
		Toil.+SAS 2	14.34	0	0
		Toil.+SAS 3	10.23	0	0
		Toil.+SAS 4	10.23	0	0
		Toil. 1	5.27	0	0
		Toil. 2	5.27	0	0
	Espace Escaliers, Ascenseurs	Hall Escalier + Ascenseur 1	40.10	0	0
		Hall Escalier + Ascenseur 2	40.10	0	0
		Escalier Secour 1	3.00	0	0
		Escalier Secour 2	2.99	0	0
	Total (R+4)		846.98		701.11

Présentation du Projet, normes et hypothèses de calcul

Tableau 1-1 : Superficie des locaux du bâtiment (suite)

Etage (R+5)	Service administratif EspacesCours	Laboratoire	46.99	1	46.99
		Salle de Cours 1	32.66	1	32.66
		Salle de Cours 2	32.66	1	32.66
		Salle de Cours 3	44.61	1	44.61
		Salle de Cours 4	44.61	1	44.61
		Salle de Cours 5	52.68	1	52.68
		Salle de Cours 6	52.78	1	52.78
		Salle de Cours 7	52.68	1	52.68
		Salle de Cours 8	52.78	1	52.78
		Salle de Cours 9	44.61	1	44.61
		Salle de Cours 10	44.61	1	44.61
	Balcons	Balcon 1	39.02	1	39.02
		Balcon 2	11.31	1	11.31
		Balcon 3	11.52	1	11.52
		Balcon 4	13.81	1	13.81
		Balcon 5	13.81	1	13.81
		Balcon 6	2.70	1	2.70
		Balcon 7	2.70	1	2.70
	Dégagements	Dégagement 1	43.28	1	43.28
		Dégagement 2	14.86	1	14.86
		Dégagement 3	14.85	1	14.85
		Dégagement 4	43.97	1	43.97
	Salles Humides	Toil.+SAS 1	14.34	0	14.34
		Toil.+SAS 2	14.34	0	14.34
		Toil.+SAS 3	10.24	0	10.24
		Toil.+SAS 4	10.23	0	10.23
		Toil. 1	5.27	0	5.27
		Toil. 2	5.27	0	5.27
	Espace Escaliers, Ascenseurs	Hall Escalier + Ascenseur 1	40.10	0	40.10
		Hall Escalier + Ascenseur 2	40.10	0	40.10
		Escalier Secour 1	3.00	0	3.00

Tableau 1-1 : Superficie des locaux du bâtiment (suite et fin)

Etage (R+5)	Espace Escaliers, Ascenseurs	Escalier Secour 2	2.99	0	2.99
	Total (R+5)		859.38		713.50
Rez-de-chaussée			1048.78		888.60
Etage 1			910.91		722.88
Etage 2			905.78		760.69
Etage 3			859.31		714.24
Etage 4			846.98		701.11
Etage 5			859.38		713.50
SUPERFICIE TOTALE			5431.14		4501.02

1.1.3 Décomposition du bâtiment

La surface totale du bâtiment est de **5431.14 m²** (RDC=**859.38 m²**; R+1= **1048.78 m²**; R+2= **910.91m²**; R+3=**859.31m²**; R+4=**846.98 m²**; et R+5=**859.38m²**), y compris le parking du RDC comprenant une dizaine de places de stationnement.

La composition réelle de chaque niveau et les superficies de chacune des pièces sont présentées dans le tableau suivant :

1.1.4 Hauteurs des constructions :

Rez de chaussée : H.S.P.....**5,00m**
 1^{er} étage : H.S.P.....**3,50 m**
 2^{ème} étage : H.S.P.....**3,50 m**
 3^{ème} étage : H.S.P.....**3,50 m**
 4^{ème} étage : H.S.P.....**3,50 m**
 5^{ème} étage : H.S.P.....**3,50 m**

La hauteur totale du bâtiment (du TN) **22,50 m**

1.2 Hypothèses, normes et principes généraux

1.2.1 Hypothèses de base et normes

Dans le cadre de l'étude technique des ouvrages en Béton Armé, des hypothèses simplificatrices sont définies pour rendre aisés les calculs. L'Eurocode 2 reconduit les règles fondamentales du BAEL (Jean-Marie Paillé, 2009), à savoir :

- Au cours des déformations, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (Principe de Navier-Bernoulli) ;
- Les armatures adhérentes tendues ou comprimées subissent les mêmes déformations que le béton adjacent ;
- La résistance à la traction du béton est négligée ;
- Les contraintes se déduisent de la règle des trois pivots :

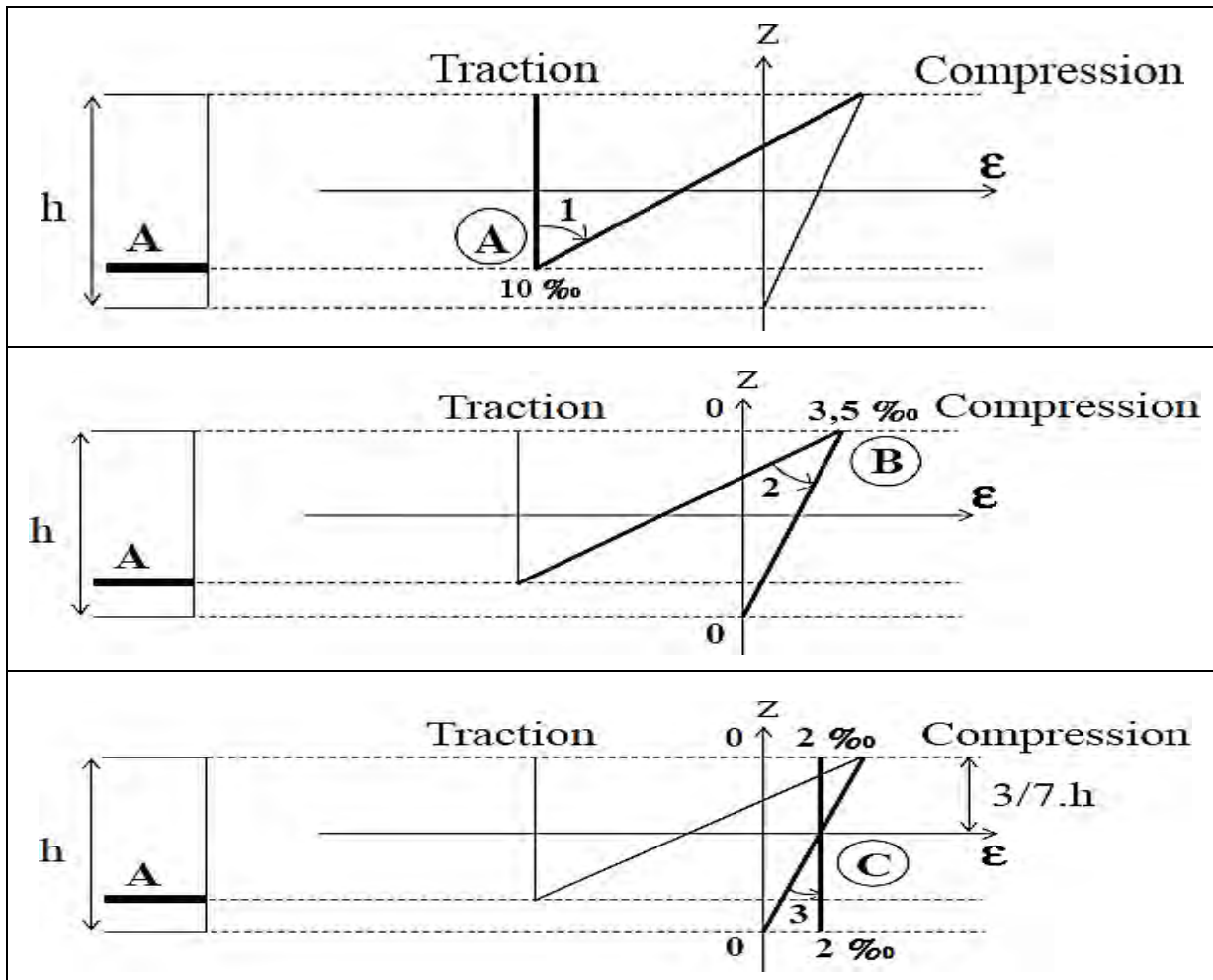


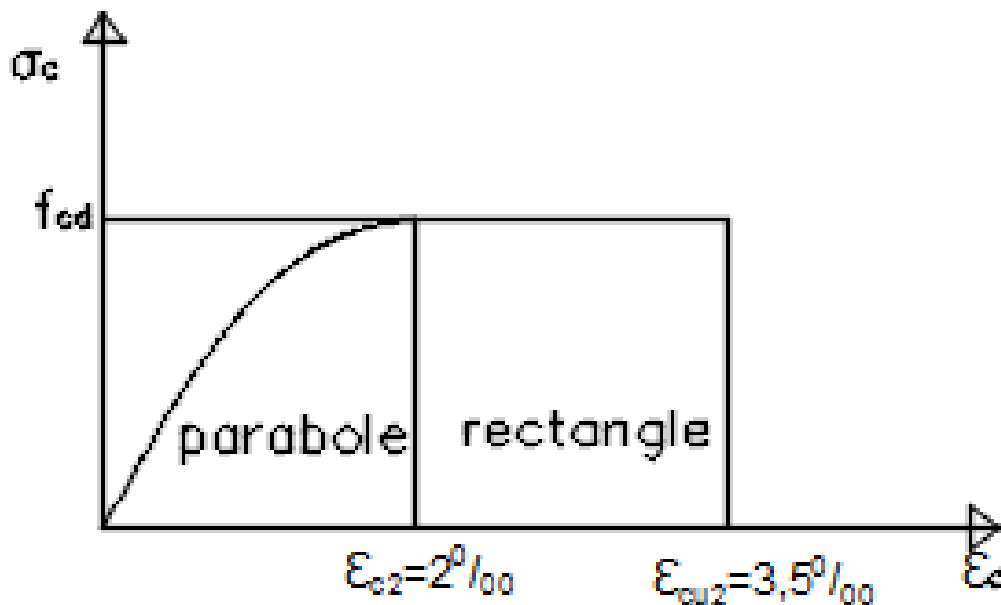
Figure 1.2 : Illustration des trois pivots (S. MULTON, 2012)

Pivot A : Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_s = 10.10^{-3}$ (traction simple ou flexion simple ou composée).

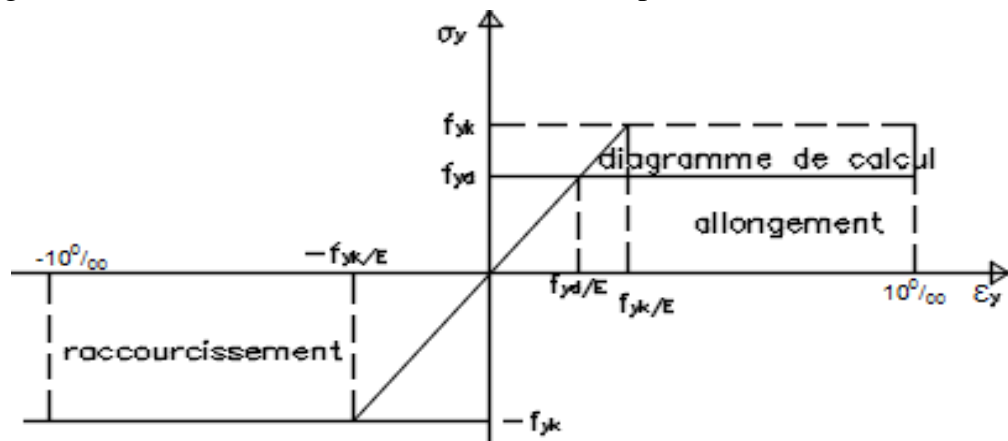
Pivot B : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5.10^{-3}$ (flexion simple ou composée).

Pivot C : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance de $3h/7$: $\varepsilon_{bc} = 2.10^{-3}$ (flexion composée ou compression simple).

- Pour un béton de résistance $f_{ck} < 50MPa$, le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à $\varepsilon_{cu2} = 3,5.10^{-3}$ en flexion et à $\varepsilon_{c2} = 2,0.10^{-3}$ en compression simple ;



- Diagramme contrainte-déformation des aciers avec palier horizontal



- Diagramme de déformation du béton simplifié avec $\eta = 1$ et $\lambda = 0,8$ pour $f_{ck} < 50MPa$

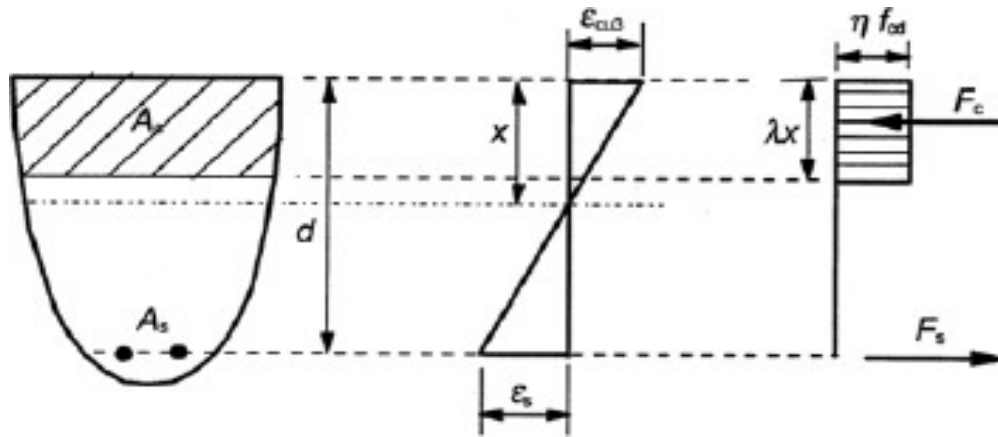


Figure 1.5: Diagrammes de déformation du béton simplifié dans la section du béton (S. MULTON, 2012)

Acier de classe A, acier à ductilité normale $s_{uk} \geq 2, 5\%$ (laminé à froid ou tréfilé)

- Durée d'utilisation prévue : la durée d'utilisation prévue d'une structure est donnée dans l'Eurocode : *Bases de calcul des structures* (voir tableau ci-après). Il convient de l'utiliser pour déterminer les exigences de durabilité pour le calcul des structures en Béton Armé.

Tableau 1-2 : Durée du projet en fonction de son type (source FEBELCEM, 2017)

Durée d'utilisation de projet (années)	Exemples
10	Structures provisoires
10- 25	Éléments structuraux remplaçables
15- 30	Structures agricoles et similaires
50	Structures de bâtiments et autres structures courantes
100	Structures monumentales de bâtiments, ponts, et autres ouvrages de génie civil

Notre ouvrage étant un bâtiment, la durée d'utilisation sera de **50ans**

1.2.2 Principes généraux

- Choix de la classe d'exposition

La classe d'exposition est définie selon l'environnement de l'ouvrage. Sachant que notre ouvrage sera implanté à moins d'un kilomètre de la mer, d'après la méthode du choix de la classe d'exposition décrite dans Eurocode 2, il est de classe XS1 (structure exposée à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer). Cette classe correspond à une corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer.

- Choix de la classe structurale

Selon l'Eurocode 2, pour les bâtiments et ouvrages de génie civil courants dont la durabilité est de 50 ans, la classe structurale de l'ouvrage est **S4**.

- Choix de la résistance caractéristique du béton

Pour un ouvrage de classe structurale S4, l'Eurocode 2 recommande **C30/37** comme classe indicative de résistance (Jean-Marie Paillé, 2009).

- Calcul de l'enrobage nominal C_{nom}

L'enrobage nominal est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (1-1)$$

Avec $\begin{cases} C_{min} : \text{enrobage minimale} \\ \Delta C_{dev} : \text{enrobage tenant compte des tolérances d'exécution} \end{cases}$

$\Delta C_{dev} = 10\text{mm}$ pour béton coulé en place (FEBELCEM, 2017)

$$C_{min} = \max[C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10\text{mm}] \quad (1-2)$$

Avec

$C_{min,b}$: Enrobage pour les exigences d'adhérence ;

$C_{min,dur}$: Enrobage pour les exigences de durabilité ;

$\Delta C_{dur,\gamma}$: marge de sécurité ;

$\Delta C_{dur,st}$: réduction de C_{min} pour acier inoxydable ;

$\Delta C_{dur,add}$: réduction de C_{min} pour protection supplémentaire.

$$\Delta C_{dur,\gamma} = \Delta C_{dur,st} = \Delta C_{dur,add} = 0 \quad (\text{S. Multon, 2012})$$

Pour un diamètre d'armature maximal de $16\text{mm} < 32\text{mm}$, on a :

$$C_{min,b} \geq \phi = 16\text{mm} \quad (\text{FEBELCEM, 2017 ; S. Multon, 2012})$$

Pour un ouvrage de classe structurale S4 et d'environnement XS1, nous avons

$C_{min, dur} = 35mm$ (FEBELCEM, 2017 ; S. Multon, 2012).

Ainsi, $C_{min} = [16mm ; 35mm ; 10mm] = 35mm$

$C_{min} = 35mm$

$C_{nom} = 35 + 10 = 45mm = 4,5cm$

$C_{nom} = 4,5cm$

- Dosage minimal en ciment

Le dosage minimal en ciment recommandé est de $320kg/m^3$ (FEBELCEM, 2017).

Ainsi, nous prendrons un dosage en ciment de $350kg/m^3$ dans le cadre de notre étude. Ce qui correspond bien à une classe de résistance de C30/37.

Règlements :

- Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures
 - Partie 2.1 : Actions sur les structures, densités, poids propres et charges d'exploitation.
 - Partie 2.4 : Actions sur les structures — Actions du vent.
- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton ;
- Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- Normes Françaises NF P06-001 (charges d'exploitations), NF P06-004(densités des matériaux), NFP82-201 (ascenseur).

1.2.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Béton

Le calcul des ouvrages en Béton Armé se base sur la résistance caractéristique mesurée sur cylindre plutôt que celle mesurée sur cube. A titre illustratif, pour le béton de classe C30/37 choisi, la résistance mesurée sur cylindre est de 30 MPa, tandis que celle mesurée sur cube est de 37 MPa.

Ainsi, nous avons :

$$f_{ck} = 30MPa$$

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17MPa \text{ avec } \gamma_c = 1,5$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 2,90MPa$$

$$f_{ctd} = 0,7 \times \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 1,352 MPa$$

Poids volumique du béton : 25 KN/m³

Dosage du béton : 350kg/m³

- Acier

L'Eurocode 2 peut être utilisé pour des armatures présentant une résistance

Caractéristique entre 400 et 600 MPa.

Dans le cadre de notre projet, le type d'acier choisi est Fe E400 dont la résistance caractéristique (f_{yk}) est **400MPa**. Ainsi, la résistance de calcul est donnée par :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 347,83 MPa$$

Avec $\gamma_s = 1,15$

La valeur de la limite d'élasticité (E_s) est 200 000 MPa.

Conclusion

Le présent chapitre a été consacré à la présentation du projet, de la description des matériaux à utiliser dans nos éléments de structure aussi bien que la présentation des hypothèses de simplification acceptable.

Il a été question de situer le site du projet, de présenter les superficies des différentes pièces ainsi que les hauteurs des différents planchers.

Chapitre 2 : Etude de la structure de l'ouvrage

Introduction

Le calcul de tout élément de structure commence par une définition de sa section, en s'appuyant essentiellement sur les conditions de rigidité de ce dernier. Ces sections proposées sont confirmées ou corrigées au moment du calcul du ferrailage de l'élément. Le présent chapitre est consacré à l'étude des éléments de structures.

2.1 Prédimensionnement des éléments de structure et descente des charges

2.1.1 Prédimensionnement des éléments de la structure

Le type de structure faisant objet de notre projet est la Structure Ossaturée et le matériau principal est le Béton Armé (BA).

La structure ossaturée se compose essentiellement de plancher, de poutres et de poteaux. Les murs ne servent que de remplissage.

2.1.1.1 Planchers

Dans le cadre de notre projet, nous avons retenu, conformément au descriptif, un plancher corps creux. Son épaisseur est donnée par la formule suivante (Précis du bâtiment, 2002) :

$$\frac{l}{25} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad (2-1)$$

Avec l : la portée de la plus grande nervure (plancher creux utilisé dans notre cas) en construction courante excepté les ponts.

En appliquant cette relation, nous avons défini les épaisseurs de nos différents planchers :

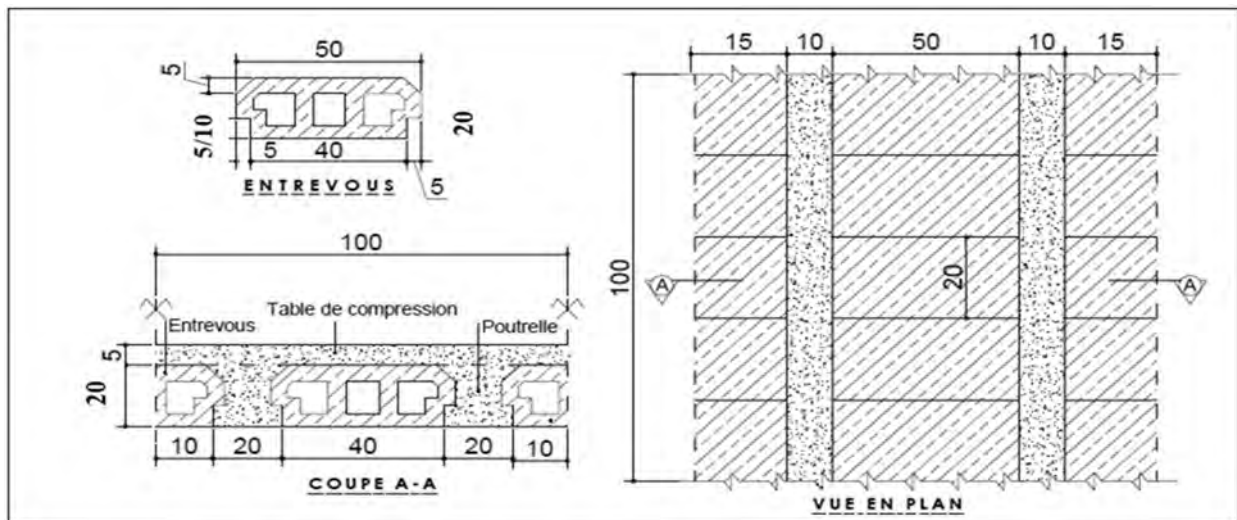


Figure 2.1 : Détail plancher

Tableau 2-1 : Epaisseurs (e) des planchers

Plancher	l_{max}	$l_{max}/25$	$l_{max}/20$	e choisie
RDC	527cm	21.08cm	26.35cm	25cm
R+1, R+2, R+3, R+4 et R+5	516cm	20,64cm	25,80cm	25cm

Conclusion : à la suite de la détermination des épaisseurs de planchers effectuée, on retient un plancher à corps creux **d'épaisseur 25cm soit 20cm+5cm** pour tous les niveaux du bâtiment.

En considérant une section de 1m² du plancher ci-dessus, nous avons :

- ✓ 1,5×5 entrevous, soit **7,5 entrevous**
- ✓ 02 poutrelles de section : $2 \times ((0,2 \times 0,05 + 0,10 \times 0,10 + 0,5 \times (0,20 + 0,10)))$, soit **0,055m²**
- ✓ Table de compression de section $0,05 \times 1$, soit **0,05m²**

2.1.1.2 Poutres

La poutre est une pièce élancée dont la longueur ℓ est très supérieure aux dimensions transversales h et b .

2.1.1.3 Poutre principale

Soient h_{pp} et b_{pp} la hauteur et la largeur respectives d'une poutre principale. Pour éviter les problèmes de rigidité (flèche) et de fissuration h_{pp} se choisit entre (Précis du bâtiment, 2002) :

$$\frac{l}{12} \leq h_{pp} \leq \frac{l}{8} \quad (2-2)$$

La largeur b_{pp} est comprise entre (Précis du bâtiment, 2002) :

$$\frac{l}{3} h_{pp} \leq b_{pp} \leq \frac{l}{2} h_{pp} \quad (2-3)$$

Application :

Poutre PP4.02 : la longueur de la plus grande travée étant 662cm, on aura :

$$\frac{662}{12} \leq h_{pp} \leq \frac{662}{8}; 55.17cm \leq h_{pp} \leq 82.75$$

Prenons $h_{pp} = 60cm$

La largeur b_{pp} est comprise entre $\frac{60}{3} \leq b_{pp} \leq \frac{60}{2}$; $20cm \leq b_{pp} \leq 30cm$

Prenons $b_{pp} = 25cm$

2.1.1.4 Poutre secondaire

La hauteur d'une poutre secondaire est donnée par la relation :

$$\frac{l}{18} \leq h_{ps} \leq \frac{l}{12} \quad (2-4)$$

La largeur se calcule de la même manière que celle de la poutre principale.

Le point de prédimensionnement des poutres du bâtiment se résume dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2-2 : Récapitulatif de prédimensionnement des poutres

NOM	LARGEUR (b)	HAUTEUR (h)
PP1	50	80
PP2	50	80
PP3	50	60
PP4	50	60
PP5	50	60
PP6	30	80

Tableau 2-2 : Récapitulatif de prédimensionnement des poutres (suite et fin)

PP7	60	80
PP8	30	80
PR1	60	80
PR2	60	60
PR3	60	60
PR4	60	80
PR5	60	80
PR6	102	80

2.1.1.5 Poteaux

S'il est possible de pré-dimensionner un plancher, une poutre ; le dimensionnement des poteaux tient compte de l'élancement et de la charge N obtenue après descente des charges. Cependant on peut accepter la solution architecturale sous réserve de les vérifier au cours du calcul.

La condition suivante doit être vérifiée :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{cd}}{0.9} + \frac{0.85f_{yk}}{100\gamma_s}} \quad (2-5)$$

Avec

$$\begin{cases} B_r: \text{la section réduite} \\ \beta: \text{le coefficient de corection dépendant de l'élancement} \end{cases} \quad (2-6)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0.2(\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \times \lambda^2 / 1500 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases} \quad (2-7)$$

2.1.2 Descente des charges

Il existe en générale deux types de charges ; il s'agit des charges Permanentes (G) et des charges variables (Q).

2.1.2.1 Charges permanentes (G)

Les charges permanentes à considérer définies par la norme NF P 06-001 pour le calcul des structures en béton armé sont :

- Poids propres

Les poids propres seront évalués à partir des poids volumiques des matériaux indiqués dans la norme **NF P 06-001**.

- Surcharges

Il s'agit des revêtements sur les planchers et les différents types d'enduits. Elles seront définies et mieux détaillées au niveau du pré dimensionnement des éléments en fonction du type et du niveau des planchers.

Tableau 2-3 : : Quelques charges G de matériaux (NF P 06-001, EC1)

Matériaux	Charge G kN/m ²
Poids propre de la dalle (20+5)	3,60
Gravillons/par cm d'épaisseur	0,22
Etanchéité multicouche 2 cm	0,20
Enduits mortiers de ciment 15mm	0,3
Carrelage	0,22

2.1.2.2 Charges d'exploitation (Q)

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des éléments (matériel, mobilier...) nécessaires à l'utilisation des locaux.

La norme **NF P 06-001** définit les charges surfaciques à prévoir, cependant, un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs au moins égales.

Tableau 2-4 : Quelques charges Q sur bâtiments (NF P 06-001, EC1)

Lieu (partie du bâtiment)	Charge kN/m ²
Plancher non accessible	1,0
Escalier	4,0
Toiture accessible	1,5
Planchers courants	3,5
Balcons	4,0
Amphithéâtre, Bibliothèque, salle de lecture	4,0

2.1.2.3 Bilan des charges sur les Planchers

Les charges sur planchers courants sont évaluées en prenant en compte : le poids propre du plancher, le revêtement, l'enduit.

Ces charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 2-5: Evaluation des charges permanentes sur les planchers courants

Désignation	Charge kN/m ²
Le poids propre de la dalle	3,60
Revêtement	1,20
Enduit ou faux plafond	0,40
Total	5,20

Les charges sur la terrasse non accessible sont évaluées en prenant en compte :
l'étanchéité, le poids propre du plancher, le revêtement, l'enduit.

Ces charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 2-6 : Evaluation des charges permanentes sur la terrasse non accessible

Désignation	Charge kN/m ²
Etanchéité	0,2
Le poids propre de la dalle	3,60
Revêtement	1,20
Enduit ou faux plafond	0,40
Total	5,40

2.1.2.4 Descente de charges par la méthode de dégression verticale

Avant toute descente de charges, il est indispensable d'établir les plans de poutraison des planchers afin de définir le principe de répartition des charges. La direction des nervures est généralement celle de la plus petite portée. La poutre principale est celle qui reçoit les charges transmises par les nervures ou celle qui supporte une autre poutre secondaire qui résiste à l'action du plancher.

Principe de descente de charges :

Les charges du plancher sont reprises linéairement par les poutrelles (*charge sur plancher × entraxe entre nervure*).

Les nervures à leur tour transmettent les charges reprises linéairement aux poutres sur lesquelles elles prennent appuis (*charge sur poutrelle × moitié de la portée de la poutrelle située de part et d'autre de la poutre selon le cas*).

Les charges reprises par les poutres sont transmises ponctuellement aux poteaux (*charge sur poutres \times moitié de la portée de la poutre*)

Notons qu'une poutre principale peut également reprendre des charges ponctuelles (d'une poutre secondaire ou d'un poteau) qu'elle transmet aux poteaux sur lesquels elle se repose).

Lorsque nous avons plusieurs niveaux (étages), l'opération précédente est faite sur chaque niveau en commençant du sommet vers la fondation. Notons que la valeur de la charge sur un poteau est systématiquement reportée sur son appui (poteau ou poutre de l'étage sous-jacent sur lequel prendre appui le poteau de l'étage concerné). Alors, lorsque les poteaux sont superposés, le poteau du bas reprend systématiquement la charge du poteau qu'il supporte en plus des charges de poutres.

La charge d'un élément est constituée des charges permanentes G (dont le poids propre de l'élément) et des charges d'exploitations Q.

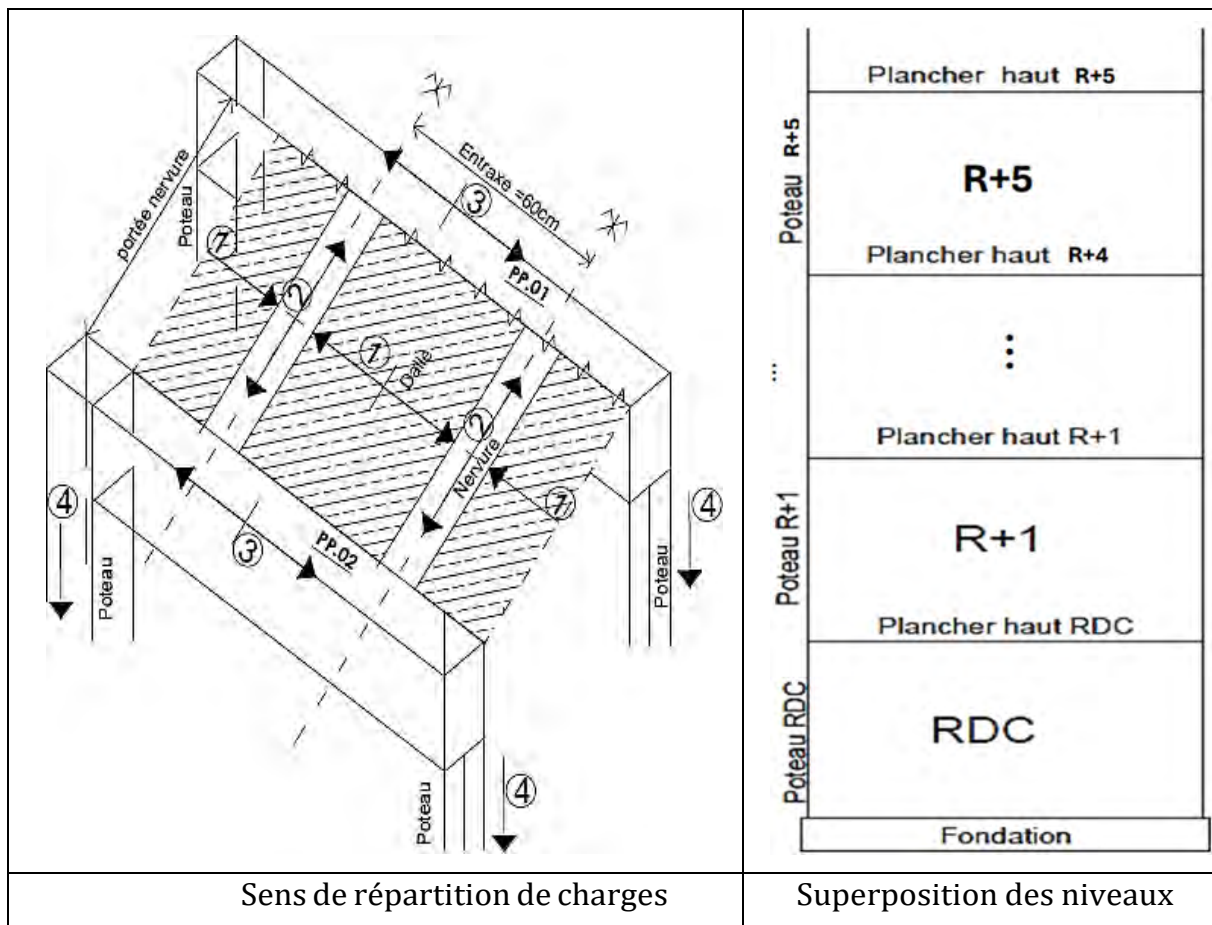


Figure 2.2 : Principe de répartition des charges sur les éléments structuraux

2.1.3 Calcul des éléments structuraux

Tout ouvrage, aussi merveilleux qu'il puisse être ne peut tenir debout si sa structure n'est pas dimensionnée convenablement.

2.1.3.1 Calcul des poutrelles

Détermination des caractéristiques des poutrelles ou poutres en T

- Schéma de fonctionnement

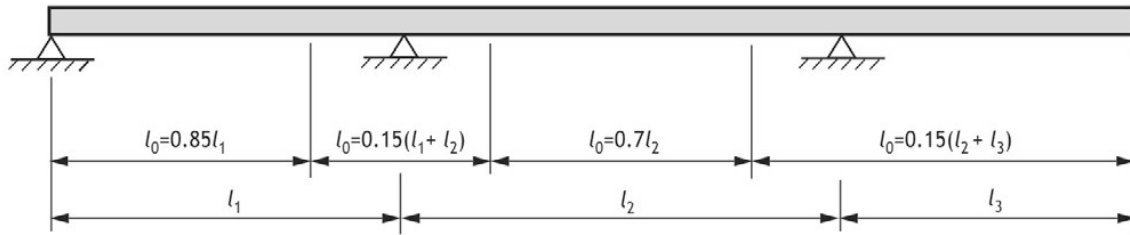


Figure 2.3: Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression (Koloyito et al., 2018)

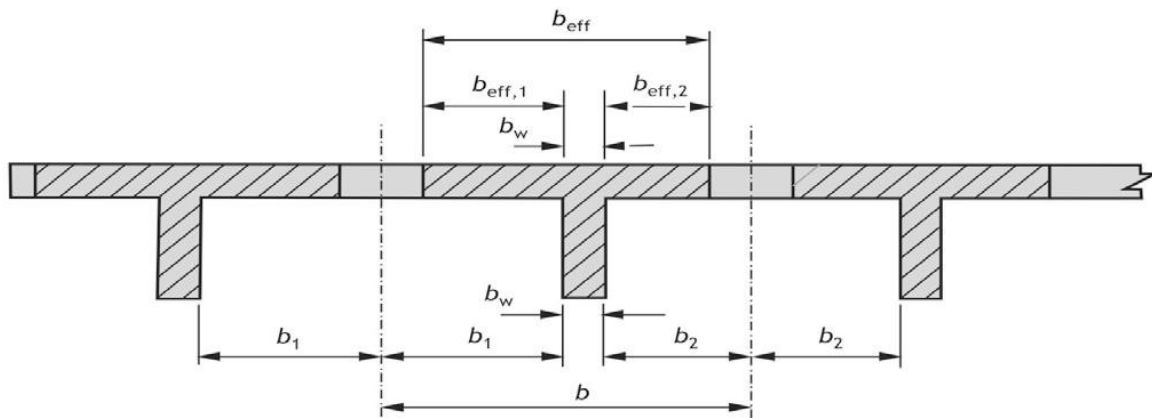


Figure 2.4 : Paramètres de largeur participante de la table de compression (Koloyito et al., 2018)

Expressions analytiques des figures géométriques

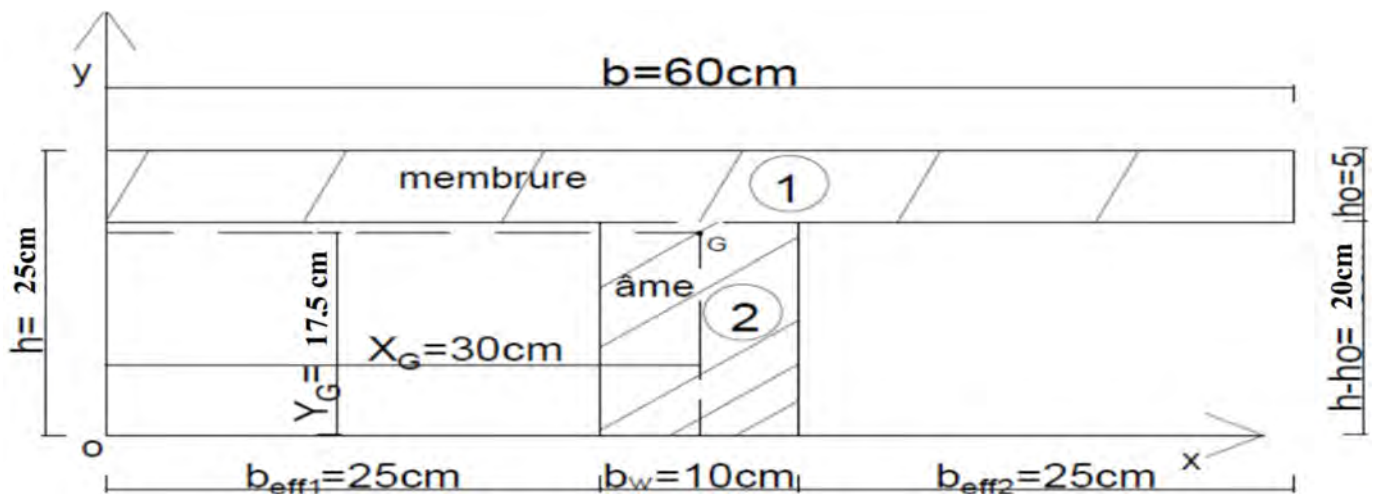


Figure 2.5: Section de la poutrelle (Koloyito et al., 2018)

La section des armatures peut être calculée selon que l'axe neutre se situe dans la membrure ou dans l'âme.

Les coordonnées du centre de gravité (G) de la section sont déterminées à partir des moments statiques résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2-7: Moments statiques de la section de poutrelle

Partie	Aire (Ai) cm ²	Position centre		Moment statique	
		xi (cm)	yi (cm)	Sy=Ai.xi	Sx=Ai.yi
1	300	30	22.5	9000	6750
2	200	30	10	6000	2000
Somme (Σ)	500	-	-	15000	8750

$$\text{Position du centre de gravité G : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} X_G = \frac{15000}{500} \\ Y_G = \frac{8750}{500} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} X_G = 30cm \\ Y_G = 17,5cm \end{cases}$$

$Y_G = 0,175m = 17,5cm < h - h_o = 20cm$. Le centre de gravité de la section se situe dans l'âme. Alors la poutrelle va se calculer comme une section en T. Le calcul à la flexion se fait suivant l'organigramme ci-après :

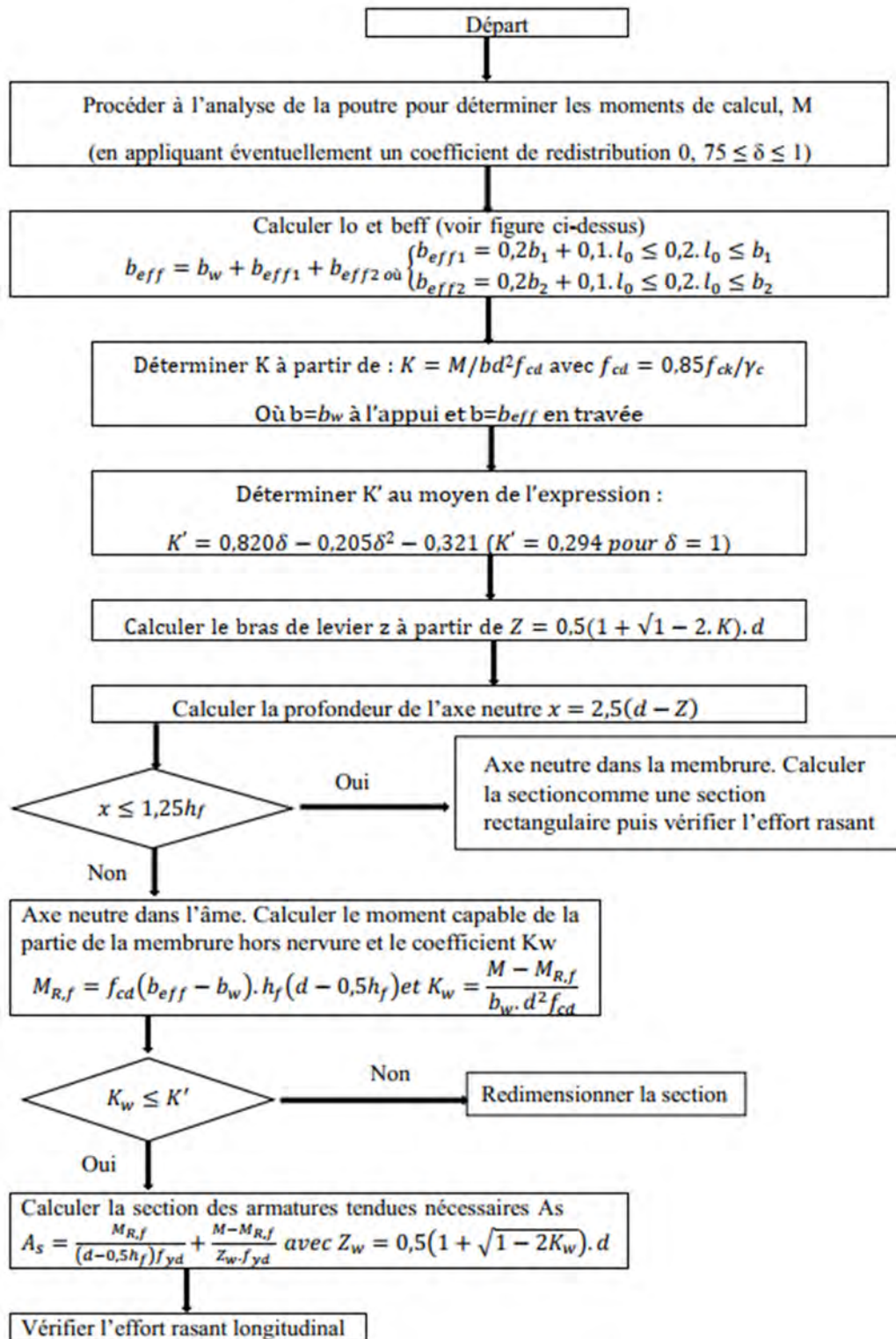
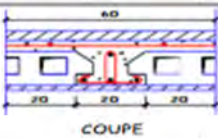
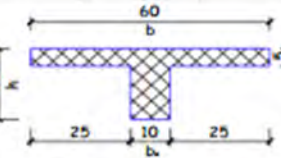
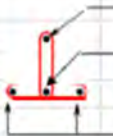


Figure 2.6: Organigramme pour déterminer la résistance en flexion des poutres en T (source : Comment calculer avec EC2, 2017)

Tableau 2-8 : Note de calcul d'une poutrelle

POUTRELLE TYPE : N0.5		PLANCHER RDC		NBRE : 36	
Hypothèses					
C30/37 ==>	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 0,85.f_{ck}/\gamma_c = 17,00 \text{ MPa}$	$\gamma_c = 1,500$		
	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	$f_{yd} = (1.f_{yk}/\gamma_s) = 347,83 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1,150$		
	$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$	$f_{ctm} = 0,3*f_{ck}^{2/3} = 2,90 \text{ MPa}$			
Classe de béton C30/37 < C50/60					
Caractéristiques de la nervure					
Hauteur de la table de compression			$h_c \text{ (m)} =$	0,050	
Hauteur de la nervure			$h \text{ (m)} =$	0,250	
Largeur de la nervure			$b_w \text{ (m)} =$	0,100	
Largeur de plancher reprise			$b \text{ (m)} =$	0,600	
Hauteur utile de la section droite			$d \text{ (m)} =$	0,180	
Portée de la travée			$l \text{ (m)} =$	4,600	
longueur lo			$l_o \text{ (m)} = 0,7 * l =$	3,220	
largeur efficace = min ((0,2b1+0,1lo); 0,2lo; b1)			$b_1 = b_2 = ((b-b_w)/2) =$	0,250	
Largeur participante beff			$b_{eff} = b_{eff1} + b_{eff2} + b_w =$	0,600	
Charges surfaciques permanentes			$g_{plancher} \text{ (kN/m}^2\text{)} =$	5,200	
Charges surfaciques d'exploitation			$q_{plancher} \text{ (kN/m}^2\text{)} =$	3,500	
Actions					
Charges permanentes réparties reprise par la nervure				$g \text{ (kN/m)} =$	3,120
Charges d'exploitation reprises par la poutrelle				$q \text{ (k/m)} =$	2,100
Moment maximal permanent $M_g = g.l^2/8$				$M_g \text{ (kN.m)} =$	8,252
Moment maximal d'exploitation $M_q = q.l^2/8$				$M_q \text{ (kN.m)} =$	5,555
Sollicitations					
Moment ultime max en travée : $(1,35.M_g + 1,5.M_q)$				$M_{td} \text{ (kN.m)} =$	19,472
Moment de service max en travée : $(M_g + M_q)$				$M_{ser} \text{ (kN.m)} =$	13,807
Détermination de K $K = M_{td}/b.d^2.f_{cd}$ avec $b = b_{eff}$				$K =$	0,041
Détermination de K' $K' = 0,8208 - 0,258\delta - 0,321$ mais $K' = 0,294$ pour $\delta = 1$				$k' =$	0,294
Détermination de Bras de levier Z $Z = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.K}).d$				$Z \text{ (m)} =$	0,207
Détermination de la position de l'axe neutre $x = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.K}).d = 2,5.(d - Z)$				$x \text{ (m)} =$	0,044
Vérifier si $x \leq 1,25.ht$	CALCUL DE SECTION RECTANGULAIRE				
Toutefois, l'axe neutre étant dans l'âme, calcul de section en T					
Moment capable de la partie de la membrure $M_{Rf} = f_{cd}.(b_{eff} - b_w).ht.(d - ht/2)$				$M_{Rf} \text{ (kN.m)} =$	425
Coefficient $K_w = (M_{td} - M_{Rf})/(b_w.d^2.f_{cd})$				$K_w =$	0,221
Calcul de $Z_w = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2K_w}).d$				$Z_w \text{ (m)} =$	0,147
Comparaison de K_w et K' $K_w \leq K'?$ OK					
Calcul d'armature tendue $A_s = (M_{td}/(d - 0,5h_f)f_{yd}) + (M_{td} - M_{Rf})/(Z_w.f_{yd})$				$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	7,2
Armature minimale $A_s \geq A_{s,min} = 0,26.f_{ctm}b_w.d/f_{yk}$				$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} =$	0,409
Armature maximale $A_s \leq A_{s,max} = 0,04A_c$ avec $A_c = b_{eff} * h$				$A_{s,max} \text{ (cm}^2\text{)} =$	52,000
Section réelle d'armatures $A_{s,réel} = \max(A_{s,min}; A_s)$				$A_{s,réel} \text{ (cm}^2\text{)} =$	7,2
Choix des aciers					
N°	F	Long.	Poids total		
(1) :	16	447,84 m	706,84 kg		
(2) :	16	227,04 m	358,35 kg		
(3) :	12	223,20 m	198,16 kg		
Total :			1263,35 kg		
				Volume de béton pour cette partie de plancher	
				$V_{beton} = 8,694$	
				Densité = 145,313	
				Ciment = 3 347,200	
				Sablé = 3,700	
				Graviers = 7,300	

2.1.3.2 Calcul des poutres

Descente des charges sur la poutre PP1(50/80) du RDC

Travée M-Q

$$G \left\{ \begin{array}{l} \text{Charge linéique } 37,144 \text{KN/ml} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre} \dots\dots\dots 10 \text{KN/ml} \\ \text{Charge du plancher} \dots\dots\dots 27,144 \text{KN/ml} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$Q \text{ Charge transmise par le plancher} \dots\dots\dots 18,27 \text{KN/ml}$$

Travée Q-S

$$G \left\{ \begin{array}{l} \text{Charge linéique } 37,144 \text{KN/ml} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre} \dots\dots\dots 10 \text{KN/ml} \\ \text{Charge du plancher} \dots\dots\dots 27,144 \text{KN/ml} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$Q \text{ Charge transmise par le plancher} \dots\dots\dots 18,27 \text{KN/ml}$$

Travée S-U

$$G \left\{ \begin{array}{l} \text{Charge linéique } 37,144 \text{KN/ml} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre} \dots\dots\dots 10 \text{KN/ml} \\ \text{Charge du plancher} \dots\dots\dots 27,144 \text{KN/ml} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$Q \text{ Charge transmise par le plancher} \dots\dots\dots 18,27 \text{KN/ml}$$

Pour analyser la structure nous avons utilisé la méthode des trois moments de Clapeyron.

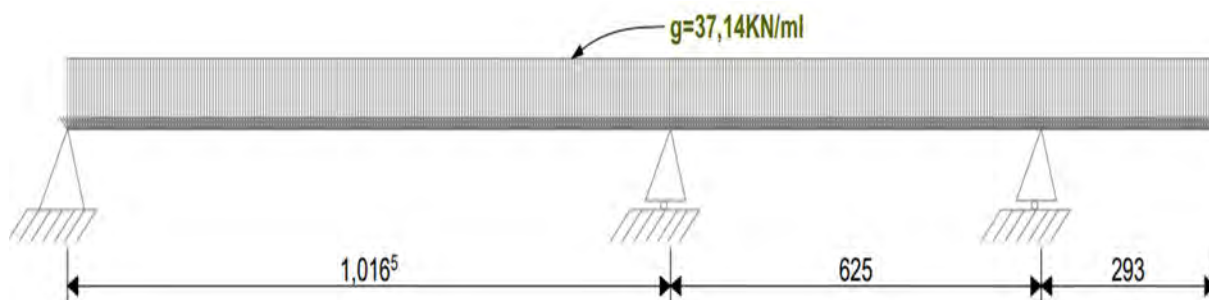


Figure 2.7 : Schémas statiques des charges permanentes G

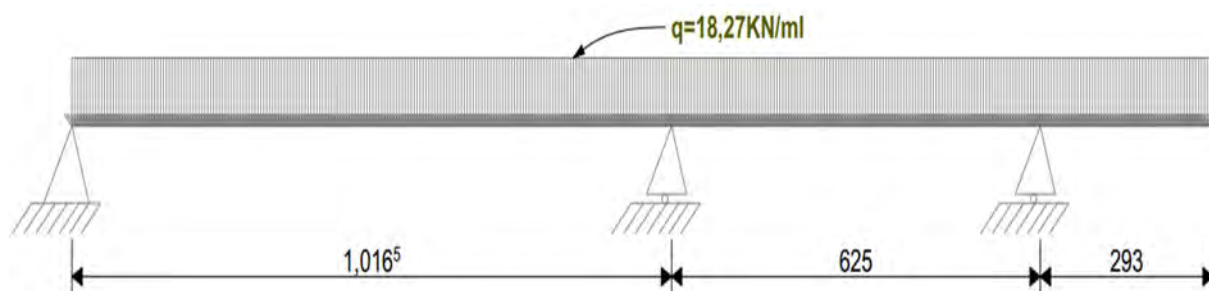


Figure 2.8 : Schéma statique des charges d'exploitation Q

Détermination des réactions d'appui par la méthode des trois moments de CLAPEYRON :

Equation générale des 3 moments pour une poutre continue à inertie constante :

$$M_g \times l_g + 2 \times M_0 \times (l_g + l_d) + M_d \times l_d = -6 \times \left(\frac{S_g}{l_g} + \frac{S_d}{l_d} \right) \quad (2-8)$$

Etude de la poutre sous charges Permanentes

$$D = r - 3 ; D = 4 - 3 = 1 \quad (2-9)$$

Avec D le degré d'hyperstatisme, r le nombre de réaction

La structure est une fois hyperstatique.

D'après l'équation précédente des trois moments de CLAPEYRON on a :

$$M_g \times 10,0165 + 2 \times M_0 \times (10,0165 + 6,25) + M_d \times 6,25 = -6 \times \left(\frac{S_g}{l_g} + \frac{S_d}{l_d} \right)$$

$$M_g = 0 \text{ KN.m}; M_d = 37,14 \times \frac{2,93^2}{2} = 159,42 \text{ KN.m}; -6 \times \left(\frac{S_g}{l_g} + \frac{S_d}{l_d} \right) = -11597,88$$

Donc $M_0 = -384,76 \text{ KN.m}$

Calcul des réactions aux appuis

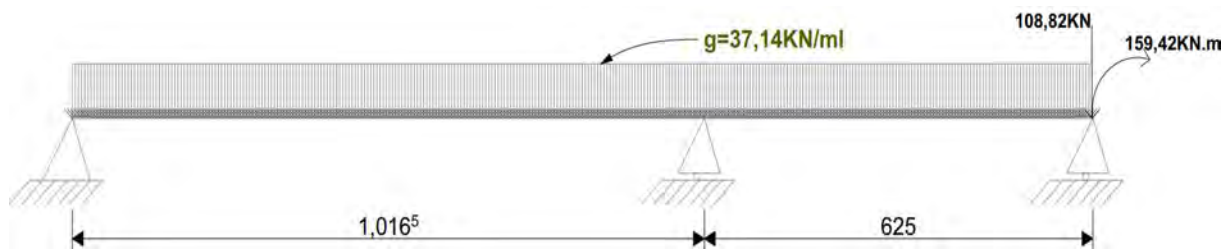


Figure 2.9: Schéma équivalent de la poutre sous charges permanentes

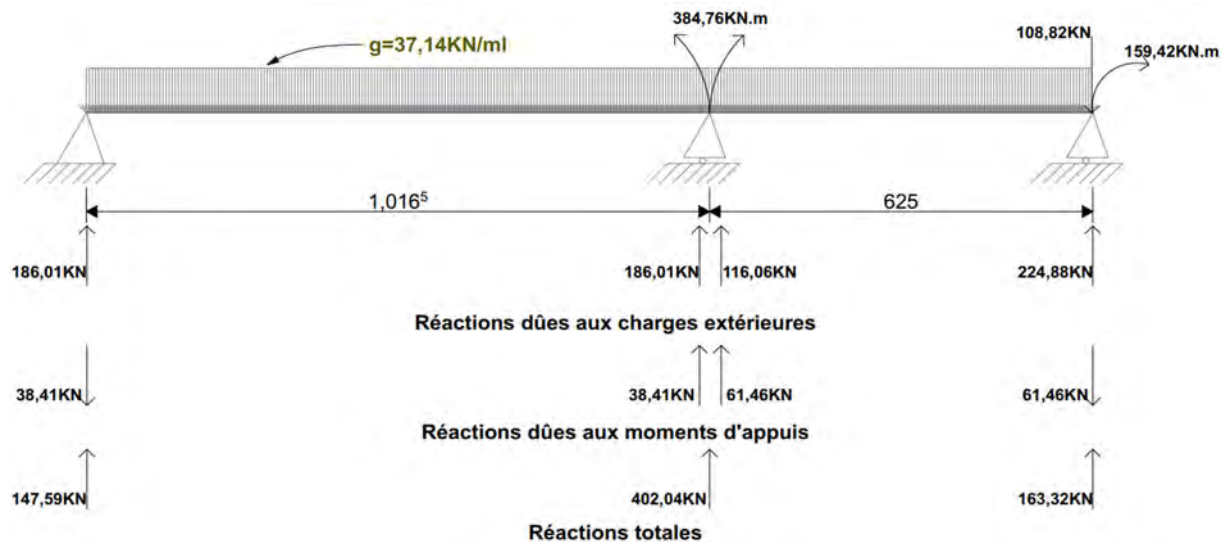


Figure 2.10 : Distribution des réactions d'appuis

Expression des efforts tranchants et des moments fléchissants le long de la poutre sous charges permanentes

Première travée : $0 \leq x < 10,165 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -\frac{37,14}{2}x^2 + 147,59x + C_0 \\ V(x) = -37,14x + 147,59 \end{cases} \text{ Pour } x = 0, M(0) = C_0 = 0 \quad (2-10)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ V(0) = 147,59 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(3,9739) = 293,25 \text{ KN.m} \\ V(3,9739) = 0 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(10,0165) = -384,76 \text{ KN.m} \\ V(10,0165) = -224,42 \text{ KN} \end{cases} \quad (2-11)$$

Deuxième travée : $10,0165 \leq x < 16,2665 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -\frac{37,14}{2}x^2 + 549,63x - 4027,03 + C_1 \\ V(x) = -37,14x + 177,62 \end{cases} \text{ Pour } x = 10,0165, C_1 = 0 \text{ KN.m} \quad (2-12)$$

$$\begin{cases} M(10,02) = -384,76 \text{ KN.m} \\ V(10,02) = 177,62 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(14,80) = 39,92 \text{ KN.m} \\ V(14,80) = 0 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(16,27) = -159,42 \text{ KN.m} \\ V(16,27) = 108,82 \text{ KN} \end{cases} \quad (2-13)$$

Troisième travée : $16,27 \leq x < 19,20 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -\frac{37,14}{2}x^2 + 549,63x - 4027,03 + C_2 \\ V(x) = -37,14x + 177,62 \end{cases} \text{ Pour } x = 16,27, C_2 = 0 \text{ KN.m} \quad (2-14)$$

$$\begin{cases} M(16,27) = -159,42 \text{ KN.m} \\ V(16,27) = 108,82 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(19,20) = 0 \text{ KN.m} \\ V(19,20) = 0 \text{ KN} \end{cases} \quad (2-15)$$

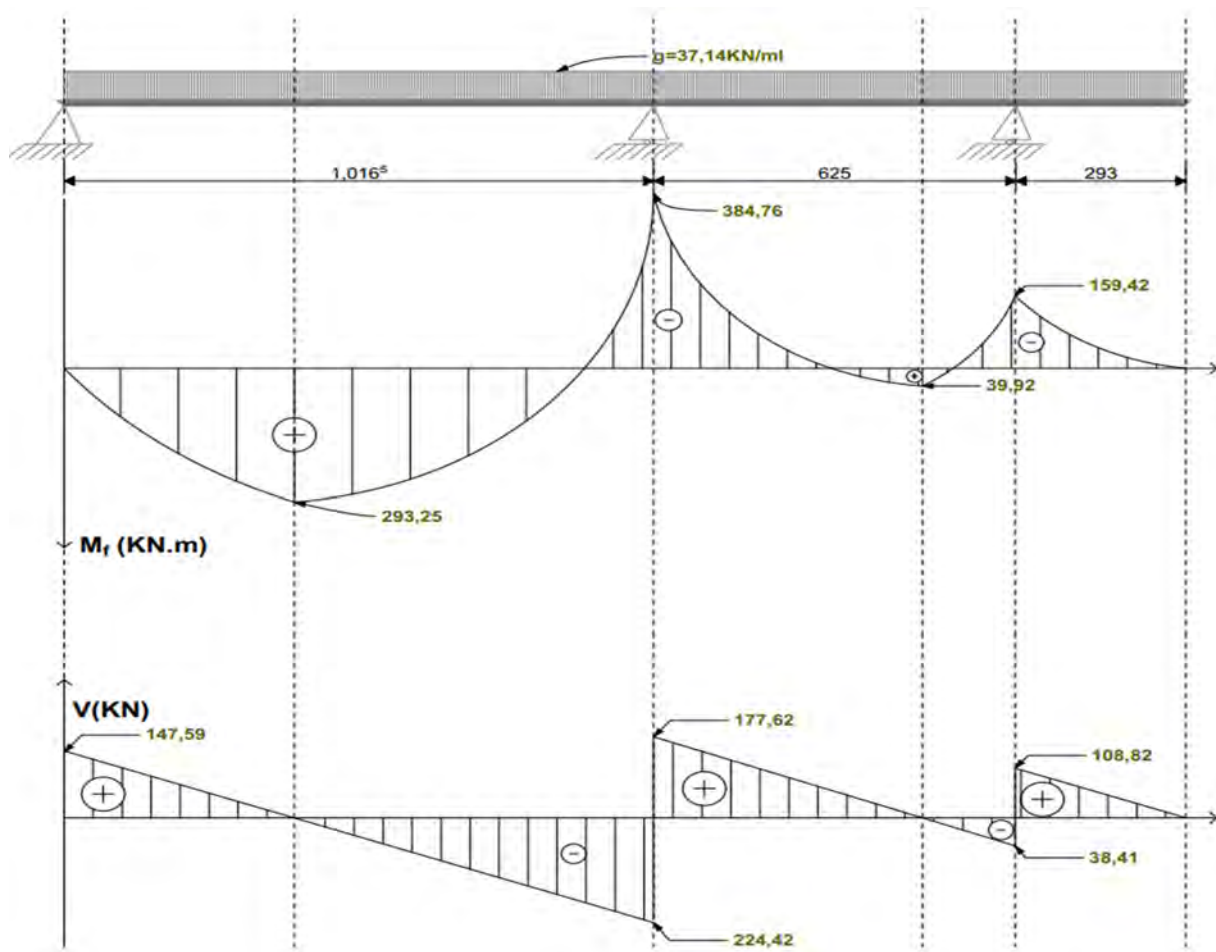


Figure 2.11 : Epures des efforts internes associés aux charges permanentes

Etude de la poutre sous charges variables

$$D = r - 3 ; D = 4 - 3 = 1 \quad (2-16)$$

Avec D le degré d'hyperstatisme, r le nombre de réaction

La structure est une fois hyperstatique.

D'après l'équation précédente des trois moments de CLAPEYRON on a :

$$M_g \times 10,0165 + 2 \times M_0 \times (10,0165 + 6,25) + M_d \times 6,25 = -6 \times \left(\frac{S_g}{l_g} + \frac{S_d}{l_d} \right)$$

$$M_g = 0 \text{ KN.m}; M_d = 18,27 \times \frac{2,93^2}{2} = 78,42 \text{ KN.m}; -6 \times \left(\frac{S_g}{l_g} + \frac{S_d}{l_d} \right) = -5705,26$$

Donc $M_0 = -189,27 \text{ KN.m}$

Calcul des réactions aux appuis

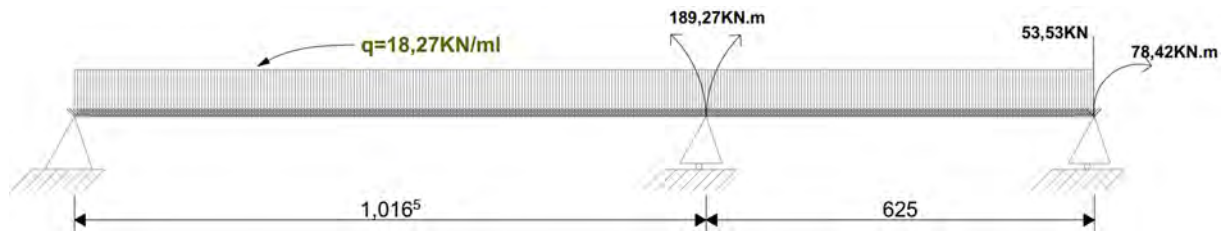


Figure 2.12 : Schéma équivalent de la poutre sous charges variables

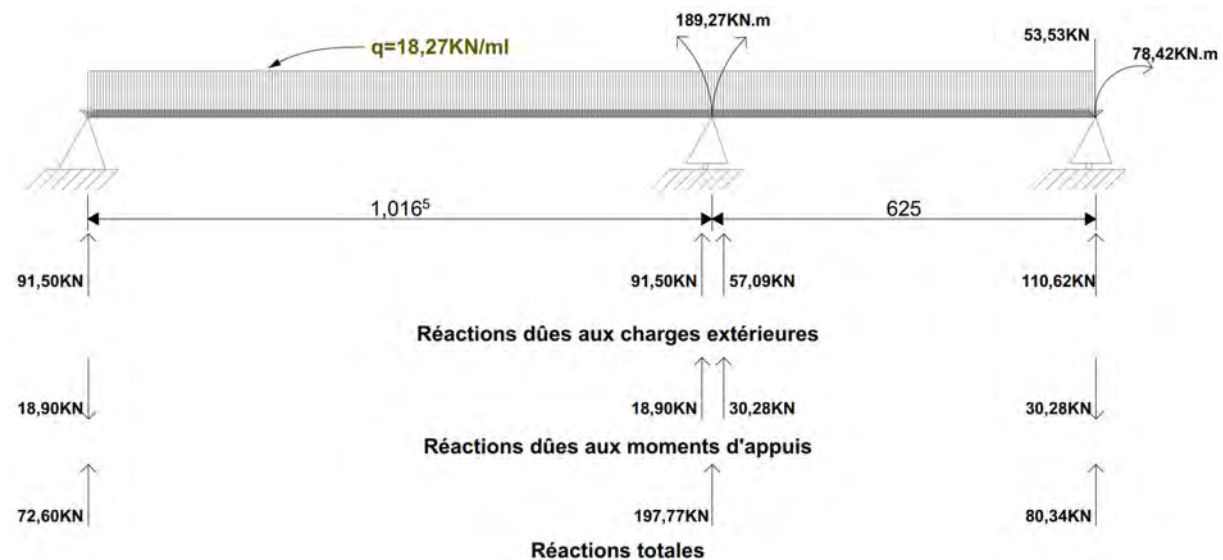


Figure 2.13 : Distribution des réactions d'appuis sous charges variables

Expression des efforts tranchants et des moments fléchissant le long de la poutre sous charges variables

Première travée : $0 \leq x < 10,165 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -\frac{18,27}{2}x^2 + 72,60x + C_0 \\ V(x) = -18,27x + 72,60 \end{cases} \text{ Pour } x = 0, M(0) = C_0 = 0 \quad (2-17)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ V(0) = 72,60 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(3,9739) = 144,25 \text{ KN.m} \\ V(3,9739) = 0 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(10,0165) = -189,27 \text{ KN.m} \\ V(10,0165) = -110,40 \text{ KN} \end{cases} \quad (2-18)$$

Deuxième travée : $10,0165 \leq x < 16,2665 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -\frac{18,27}{2}x^2 + 270,37x - 1980,96 + C_1 \\ V(x) = -18,27x + 270,37 \end{cases} \text{ Pour } x = 10,0165, C_1 = 0 \text{ KN.m} \quad (2-19)$$

$$\begin{cases} M(10,02) = -189,27 \text{ KN.m} \\ V(10,02) = 87,37 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(14,80) = 19,58 \text{ KN.m} \\ V(14,80) = 0 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(16,27) = -78,42 \text{ KN.m} \\ V(16,27) = -26,88 \text{ KN} \end{cases} \quad (2-20)$$

Troisième travée : $16,27 \leq x < 19,20 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -\frac{28,27}{2}x^2 + 270,37x - 1980,96 + C_2 \\ V(x) = -18,27x + 270 \end{cases} \text{ Pour } x = 16,27, C_2 = 0 \text{ KN.m} \quad (2-21)$$

$$\begin{cases} M(16,27) = -78,42 \text{ KN.m} \\ V(16,27) = 80,34 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(19,20) = 0 \text{ KN.m} \\ V(19,20) = 0 \text{ KN} \end{cases} \quad (2-22)$$

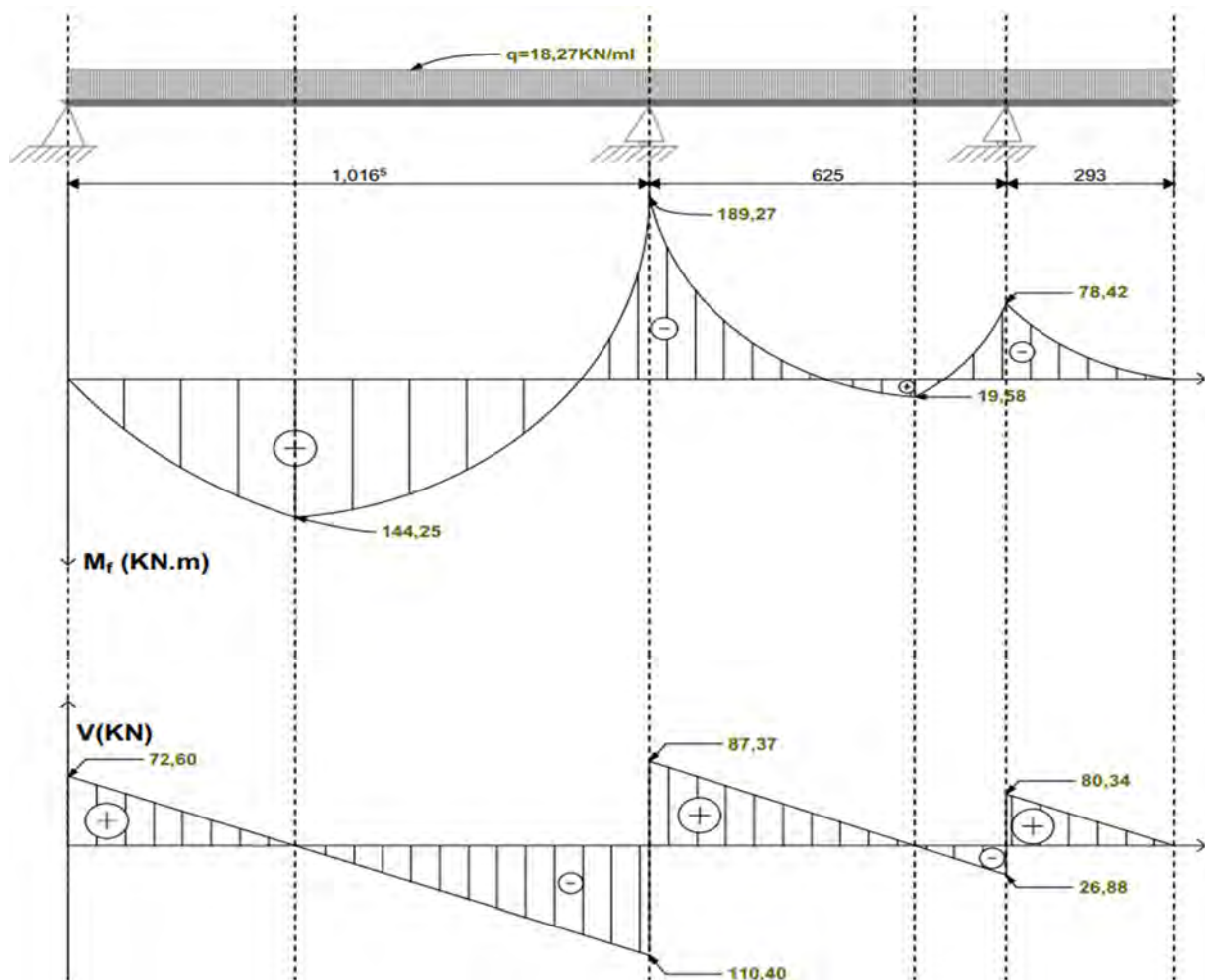


Figure 2.14 : Epures des efforts internes associés aux charges variables

Calcul des armatures des poutres (cas de la poutre PP0.04)

Le calcul se fera suivant trois étapes à savoir :

- ✓ Calcul de la section d'armatures longitudinales,
- ✓ Calcul de la section d'armatures transversales,
- ✓ Vérification de la flèche.

Les organigrammes sont exposés ci-après.

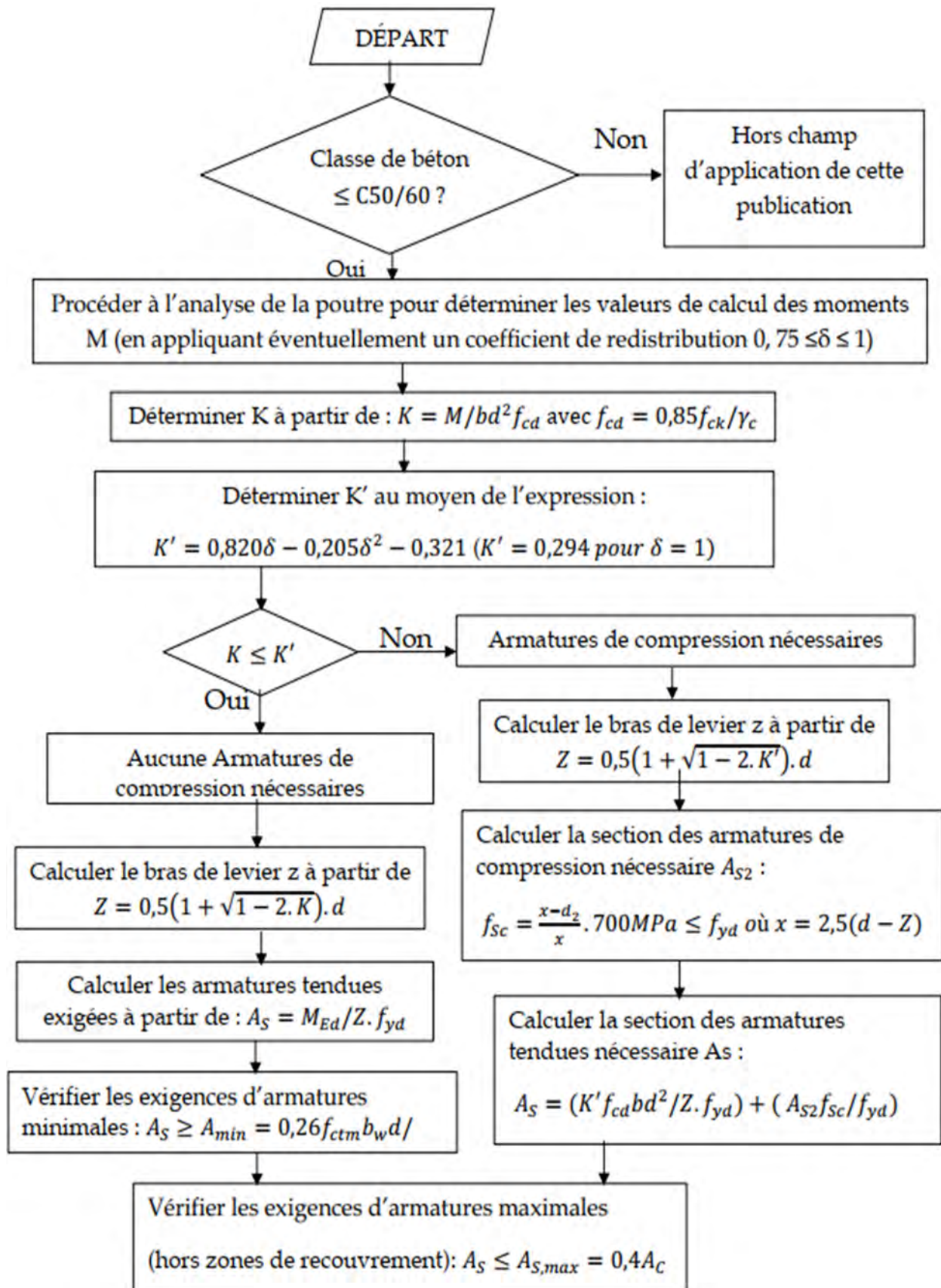


Figure 2.15 : Organigramme de calcul de la section d'armatures longitudinales (source : FEBELCEM, 2017)

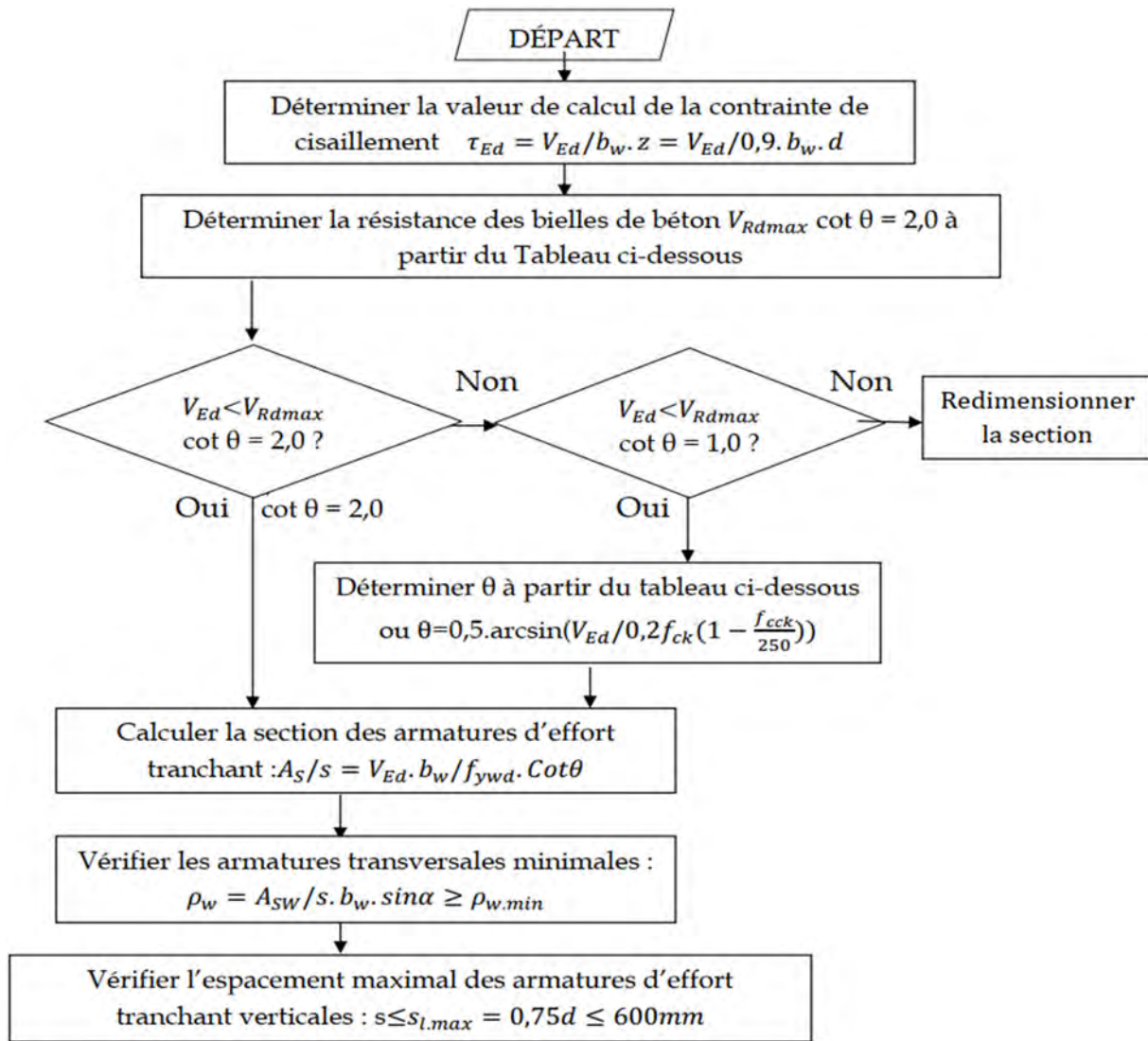


Figure 2.16 : Organigramme pour déterminer les armatures d'effort tranchant verticales, (source : FEBELCEM, 2017)

Tableau 2-9 : Contrainte de cisaillement minimale et maximale ($V_{Rd,max} / (b_w z)$) pouvant être reprise par la résistance de la bielle de béton

f_{ck}	$v_{Rd,max}(MPa)$						v
	$\theta=26,57^\circ$ Cot $\theta=2$	$\theta=29,05^\circ$ Cot $\theta=1,8$	$\theta=32,01^\circ$ Cot $\theta=1,6$	$\theta=35,54^\circ$ Cot $\theta=1,4$	$\theta=39,81^\circ$ Cot $\theta=1,2$	$\theta=45^\circ$ Cot $\theta=1,0$	
20	2,94	3,12	3,31	3,48	3,62	3,68	0,552
25	3,60	3,82	4,04	4,26	4,43	4,50	0,540
30	4,22	4,48	4,75	4,99	5,19	5,28	0,528
35	4,82	5,11	5,41	5,69	5,92	6,02	0,516
40	5,38	5,71	6,04	6,36	6,61	6,72	0,504
45	5,90	6,27	6,63	6,98	7,26	7,38	0,492
50	6,40	6,79	7,19	7,57	7,87	8,00	0,480
Note : le tableau a été élaboré à partir de l'EN 1992-1-1 en supposant la présence de cadres verticaux ; c'est-à-dire cot $\alpha=0$.							

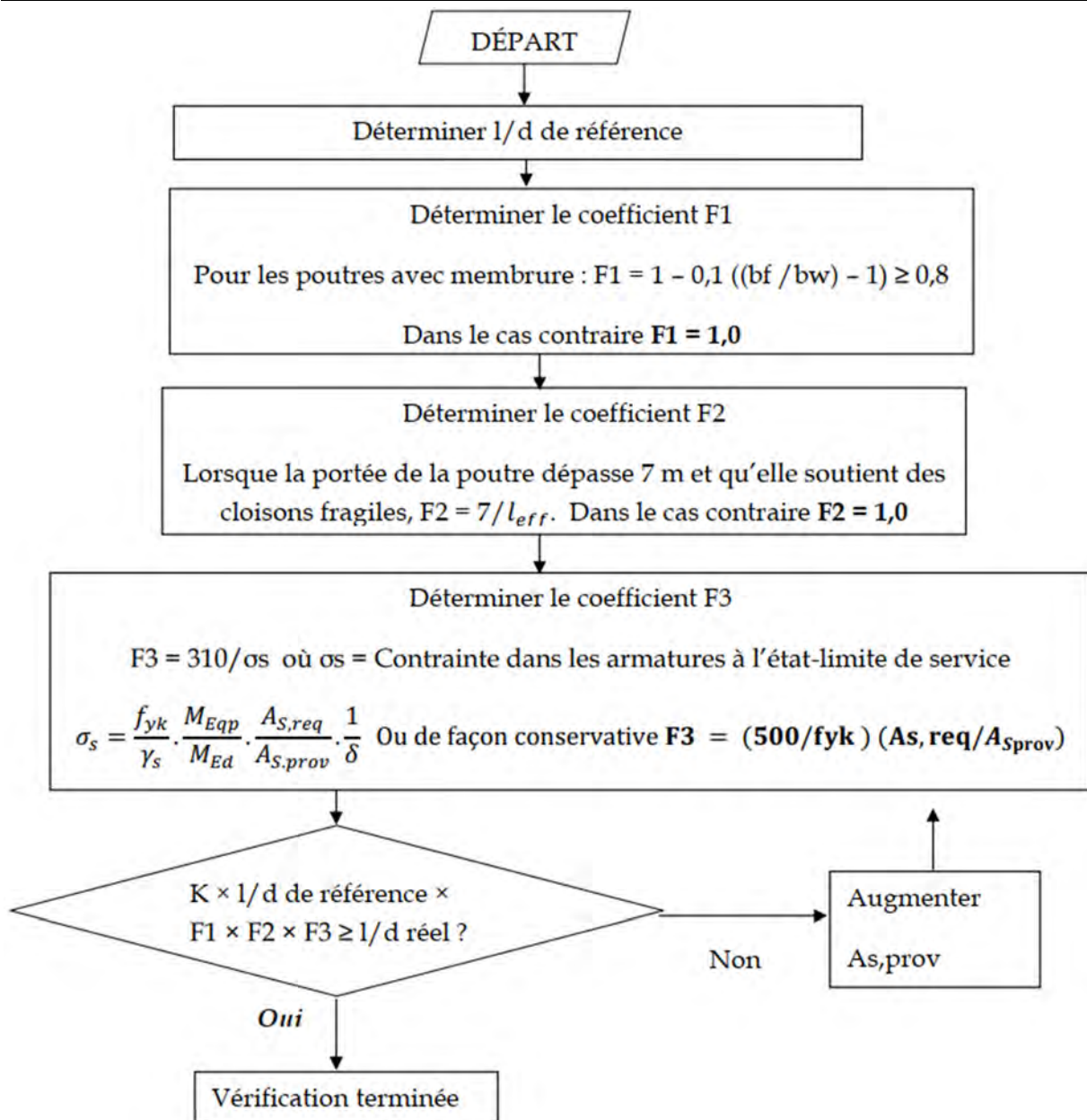


Figure 2.17 : Organigramme d'évaluation des flèches, (source : FEBELCEM, 2017)

Tableau 2-10 : Note de calcul de la poutre PPI, travée 1

Hypothèses					
fck	fyk	fcd	fyd	fctm	fctd
30	400	17	347.83	2.90	1.35
γ _c	γ _s	Es			
1.50	1.15	200000			
Caractéristiques de la poutre					
b	h	d	l		
0.50	0.80	0.72	10.02		

Tableau 2-10 : Note de calcul de la poutre PP1, travée 1 (suite et fin)

Actions					
Mg (KN.m)	Mq (KN.m)	Vg (KN)	Vq (KN)		
293.25	114.25	224.42	210.40		
Sollicitations					
M _{Ed} (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	V _{ed} (KN)	V _{ser} (KN)		
567.26	407.50	620.67	434.82		
Calcul à la flexion					
K	δ	K'	x	x/d	
0.12873604	1	0.249	0.12	0.17	
K' Vérifié car x/d<0,45					
Pas besoin d'armatures comprimées car K<K'					
Calcul des sections d'armatures					
Z (m)	As (cm²)	Asmin (cm²)	Asmax (cm²)	Asreq (cm²)	
0.67	24.33	6.78	140.80	24.33	
Choix des Armatures					
	Diamètres	Sections	Nombres	As Total	
HA	20	3.14	6	18.85	
HA	16	2.01	3	6.03	
HA	14	1.54		0	
HA	12	1.13		0	
HA	10	0.79		0	
HA	8	0.50		0	
		Asprov(cm²) =		24.88	
Vérification à la flèche					
ρ ₀ (%)	ρ(%)	ρ'(%)	K ₂	l/d (réf)	l/d (réel)
0.55	0.61	0	1.30	23.92	13.91
F1	F2	F3	K.F1.F2.F3.(l/d)réf		
1	1.10	1.27	43.50		
La flèche est vérifiée car K.F1.F2.F3.(l/d)réf > l/d (réel)					
Vérification de la résistance à l'effort tranchant					
τ _{Ed}	v ₁	g	VRd,max		
1.92	0.53	44.22	3.23		
Ok Résistance à l'effort tranchant vérifiée car τEd<VRd,max					

Tableau 2-II : Note de calcul de la poutre PPI, travée 2

Hypothèses					
f _{ck}	f _{yk}	f _{cd}	f _{yd}	f _{ctm}	f _{ctd}
30	400	17	347.83	2.90	1.35
γ _c	γ _s	E _s			
1.50	1.15	200000			
Caractéristiques de la poutre					
b	h	d	l		
0.50	0.80	0.72	6.25		
Actions					
M _g (KN.m)	M _q (KN.m)	V _g (KN)	V _q (KN)		
39.92	19.58	177.62	87.37		
Sollicitations					
M _{Ed} (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	V _{ed} (KN)	V _{ser} (KN)		
83.26	59.50	384.38	264.99		
Calcul à la flexion					
K	δ	K'	x	x/d	
0.02	1.00	0.25	0.02	0.02	
K' Vérifié car x/d<0,45					
Pas besoin d'armatures comprimées car K<K'					
Calcul des sections d'armatures					
Z (m)	A _s (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	A _{smax} (cm ²)	A _{sreq} (cm ²)	
0.71	3.36	6.78	140.80	6.78	
Choix des Armatures					
	Diamètres	Sections	Nombres	A _s Total	
HA	20	3.14		0	
HA	16	2.01		0	
HA	14	1.54	3	4.62	
HA	12	1.13	3	3.39	
HA	10	0.79		0	
HA	8	0.50		0	
		Asprov(cm²) =		8.01	

Tableau 2-11 : Note de calcul de la poutre PP1, travée 2 (suite et fin)

Vérification à la flèche					
$\rho_0(\%)$	$\rho(\%)$	$\rho'(\%)$	K_2	l/d (réf)	l/d (réel)
0.55	0.08	0	1.30	380.07	8.68
F1	F2	F3	$K.F1.F2.F3.(l/d)_{réf}$		
1	1.10	0.02	12.12		
La flèche est vérifiée car $K.F1.F2.F3.(l/d)_{réf} > l/d$ (réel)					
Vérification de la résistance à l'effort tranchant					
τ_{Ed}	v_1	η	$VR_{d,max}$		
1.19	0.53	26.82	2.60		
Ok Résistance à l'effort tranchant vérifiée car $\tau_{Ed} < VR_{d,max}$					

2.1.3.3 Calcul des poteaux

Suivant la procédure de calcul des poteaux (S. MULTON, 2012) et l'organigramme de calcul des colonnes (FEBELCEM, 2017) illustré plus bas (Vérification de l'action du vent sur poteau), nous avons la note de calcul ci-après :

Tableau 2-12 : Note de calcul du poteau

Hypothèses					
f_{ck}	f_{yk}	f_{cd}	f_{yd}	f_{ctm}	f_{ctd}
30	400	17	347.83	2.90	1.35
γ_c	γ_s	E_s			
1.50	1.15	200000			
Caractéristiques du poteau					
l (m)	b (m)	h (m)	l_0		
6.5	0.7	0.7	4.55		
Actions					
G (KN)	Q (KN)	N_{ed}	N_{ser}		
3765.63	1290.03	7.02	5.06		
λ	α	K_h	K_s		
22.5166605	0.75978855	0.93	1		
Sections d'aciers					
A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{smax} (cm ²)	Max (A_s, A_{smin})		
3.82	20.18	358.40	20.18		

Tableau 2-12 : Note de calcul du poteau (suite et fin)

Choix d'armatures					
HA	20	3.14		0	
HA	16	2.01		0	
HA	14	1.54	8	12.32	
HA	12	1.13	8	9.05	
HA	10	0.79		0	
HA	8	0.50		0	
			Section réelle (cm ²)	21.36	
Armatures transversales					
ϕ_t (mm)	St (cm)	ϕ_{lmax} (mm)			
6	15	14			

2.2 Calcul des éléments secondaires

Tout bâtiment est debout structuralement grâce aux éléments de structures. Toutefois, le service de ce bâtiment n'est possible s'il n'y a pas des éléments facilitant le passage d'un niveau à un autre. Ces éléments intermédiaires entre niveaux, sont les éléments secondaires.

2.2.1 Calcul de l'escalier

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle contre-marche, la cage est le volume où se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

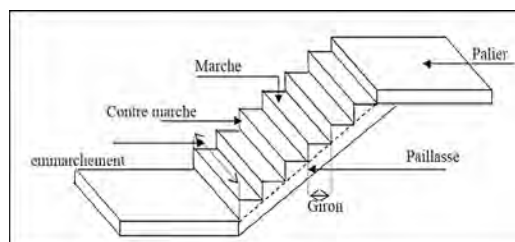


Figure 2.18 : : Schéma d'un escalier(Koloyito et al., 2018)

2.2.1.1 Dimensionnement des escaliers

- Le dimensionnement se fera suivant la note de calcul ci-après.

Tableau 2-13 : Note de calcul de l'escalier

Données		
Hauteur totale à franchir	lo =	3,4 m
Nombre de marches	n1 =	19
Nombre de contremarches	n =	20
Emmarchement	n1 =	1,40 m
Epaisseur de la paillasse et du pallier (même épaisseur pour facilité d'exécution) $l/30 \leq ep \leq l/25$	$15\text{cm} \leq ep \leq 18\text{cm}$	soit ep = 17 cm
Poids volumique du béton	pvb =	25 KN / m ³
Contrainte de l'acier utilisé	f _{yk} =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours	f _{ck} =	30 MPa
Géométrie de l'escalier		
Hauteur de marche	(lo / n)	ht = 17,00 cm
Giron (formule de BLONDEL)	$59 < g+2 \text{ ht} < 66$ (vérifié)	g = 30,00 cm
Longueur de volée étudiée		l = 2,4 m
Nombre de marches concernées		n = 8
Hauteur à franchir correspondante	(n x ht)	l' = 1,36 m
Epaisseur moyenne de la volée	ep+ (ht / 2)	e' = 25,50 cm
Angle moyen d'inclinaison	arctan (l' / l)	α' = 29,54 °
Charges et sollicitations		
Charges permanentes G	(pvb / cos α').e'.b + Surcharges	G = 11,99 KN / ml
Charges d'exploitations Q	(2,5 KN / m ² x b)	Q = 3,50 KN / ml
Effort de service repris par l'escalier	(G + Q)	P _{ser} = 15,49 KN / ml
Effort ultime repris par l'escalier	(1.35 G + 1.5 Q)	P _u = 21,44 KN / ml
Moment de service	(P _{ser} x l ²) / 8	M _{ser} = 11,16 KN . m
Moment ultime	(P _u x l ²) / 8	M _{Ed} = 15,44 KN . m
Calcul		
Hauteur utile de la volée	(0,9.ep paillasse)	d = 15,3 cm
Contrainte de calcul du béton	(0.85 x F _{ck}) / 1.5	F _{cd} = 17,00 MPa
Contrainte de calcul de l'acier	(F _{yk} / 1.15)	F _{yd} = 347,83 MPa
paramètre K ou Moment réduit ultime	$K = M_{Ed} / b.d^2.f_{cd}$	K = 0,0388
position de la fibre neutre	$x = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.K}).d$	x (m) = 0,008
Bras de levier du couple interne	$Z = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.K}).d$	Z _b = 15,00 cm
Section théorique des acier filants	$A_s = M_{Ed} / Z.f_{yd}$	A _s = 2,96 cm ²
Choix des sections commerciales	il faut que φl < (e' / 10)	7 HA12/ml
Espacement des armatures filantes	inférieur au mini (3 ht ; 33 cm)	St 1 = 15 cm
Section théorique des aciers de répartitions	(A _x / 4)	A _y = 0,74 cm ² / ml
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	5 HA10/ml
Espacement des armatures de répartitions	inférieur au mini (4 ht ; 45 cm)	St 2 = 20 cm

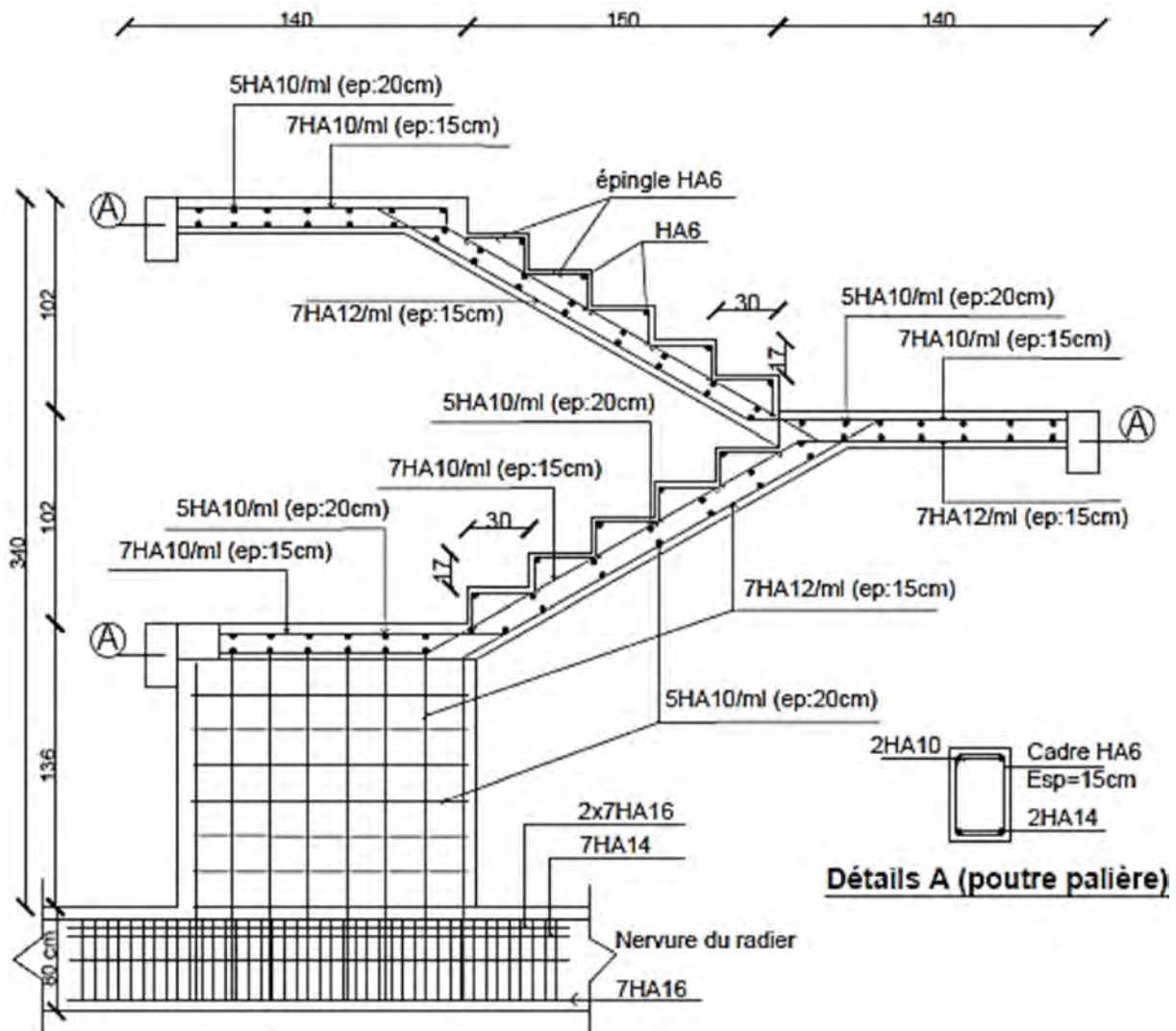


Figure 2.19 : Ferrailage de l'escalier (Koloyito et al.,2018)

2.2.2 Calcul de l'ascenseur

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur. On lui associe les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

2.2.2.1 Calcul de la dalle de la cage d'ascenseur

L'ascenseur est composé de trois éléments essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie,
- La cabine ou la benne,
- Le contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie le treuil.

$$\begin{cases} P_m \ll \text{Poids mort} \gg : \text{le poids de la cabine, étrier, accessoire, cables} \\ Q : \text{la charge en cabine} \\ P_p \text{ le poids de contre; } P_p = P_m + \frac{Q}{2} \\ M_g : \text{le poids des câbles} \end{cases}$$

Dans notre projet, il y a deux ascenseurs spécialement aménagés pour le transport des personnes. D'après la norme NFP82-201, la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

$$P_m = 2342,5 \text{ kg} \quad P_p = 2342,5 + 675/2 = 2680 \text{ kg}$$

$$P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$M_g = m \times n \times L ; \text{ avec } \begin{cases} m : \text{la masse linéaire de câble} \\ n : \text{le nombre des câbles} \\ L : \text{longueur de câbles} \end{cases}$$

$$M_g = 0,512 \times 2 \times 14 = 14,336 \text{ kg}$$

$$\text{Donc } G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 6236,836 \text{ kg} ; Q = 675 \text{ Kg} \quad (2-23)$$

Le moteur de l'ascenseur qui est supposé s'appuyé sur quatre appuis risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle. La charge totale ultime du moteur est de $q_u = 1,35G + 1,5Q ; q_u = 9432,229 \text{ kg}$

$$\text{La charge appliquée sur chaque appui sera : } q_u/4 = 2358,06 \text{ kg}$$

Suivant la méthode de calcul de dalles utilisée plus bas (étude du radier), nous avons :

5HA12/ml comme ferrailage de la dalle.

222 Dimensionnement des voiles de la cage d'ascenseur

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales.

$$\text{Soient } \begin{cases} l : \text{la longueur du voile} \\ a : \text{l'épaisseur du voile } (a_{\min} = 15 \text{ cm}) \\ h_e : \text{la hauteur libre étage} \end{cases} ; \begin{cases} l \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} h_e = 4,5 \text{ m} \rightarrow a \geq 4,5/20 = 0,225 \text{ au RDC} \\ h_e = 4 \text{ m} \rightarrow a \geq 4/20 = 0,2 \text{ aux étages} \end{cases}$$

Nous adoptons : adoptons des voiles d'épaisseur **a = 0,25 m** pour tous les étages.

Le calcul des voiles ne diffère pas significativement de celui des colonnes. Le ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur se présente comme suit : **HA8** espacés de 20cm dans toutes les directions et **4HA12** dans les angles.

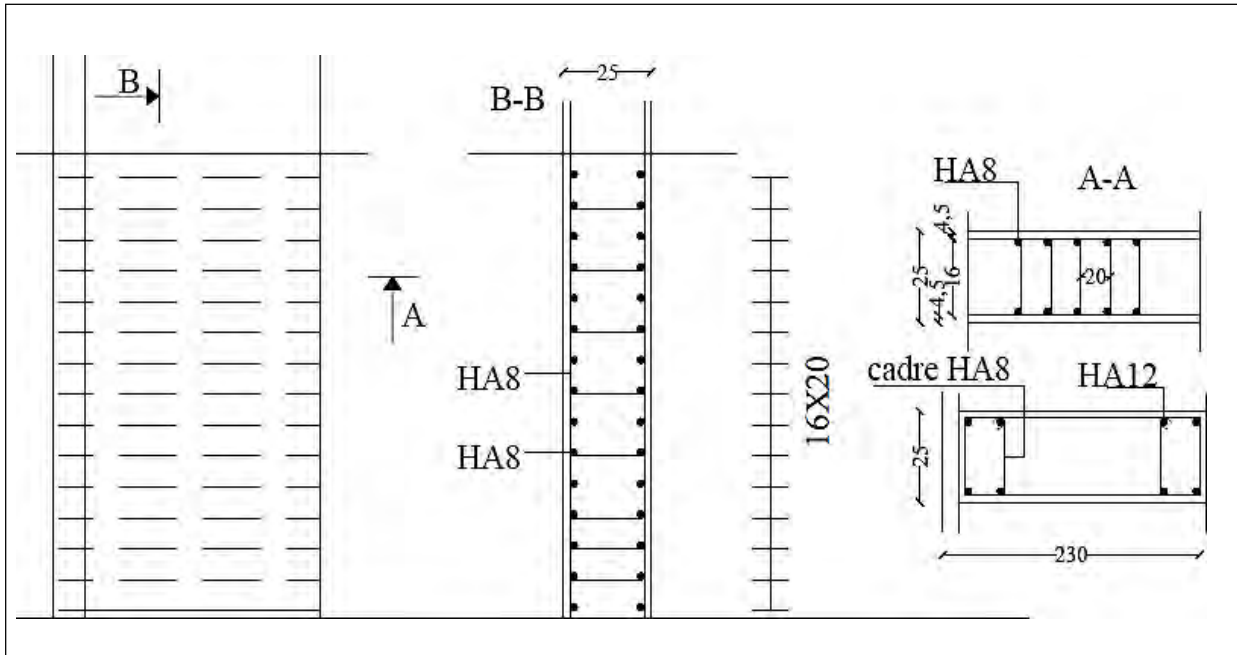


Figure 2.20 : Ferrailage du voile de la cage d'ascenseur (Koloyito et al.,2018)

Conclusion

Ce chapitre a été consacré au prédimensionnement des éléments de structure du bâtiment objet de notre étude. Il a permis de proposer les sections d'armatures de nos éléments de structure dans un premier temps. Dans un second temps il nous a permis d'évaluer les charges que reprennent ces éléments de structure par la descente des charges.

Chapitre 3 : Etude de fondation et stabilité de l'ouvrage

Introduction

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. En outre, toute construction du génie civil est soumise à l'action du vent. Si cette action n'est pas prise en compte, dans le calcul de structure, il peut y avoir des situations non désirables dont le renversement de l'ouvrage. Le présent chapitre propose une étude des fondations et de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'action du vent.

3.1 Etude de la fondation

3.1.1 Choix du type de fondation

Le choix de type de fondation est déterminé en prenant en compte plusieurs facteurs comme la destination de l'ouvrage à construire, la nature et la qualité du sol, la capacité portante du terrain de fondation, le poids de l'ouvrage, le paramètre économique, la facilité de réalisation.

En prenant en compte la fonction financement et le type du sol de fondation, nous envisageons une fondation superficielle. Alors nous nous baserons sur l'essai au pénétromètre dynamique réalisé sur le site puisque que l'essai au pressiomètre nous renseigne plus sur la fondation profonde.

Après analyse des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique fourni par le laboratoire, nous avons une contrainte de sol $\sigma_{sol} = 1, 2 \text{ bar (daN/cm}^2\text{)}$ à **1,20m de profondeur :**

Dimensionnement semelle superficielle

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq q_{ser} \rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{q_{ser}} \quad (3-1)$$

Dans présente étude, les fondations sont essentiellement en radier général.

3.1.2 Etude d'un radier

3.1.2.1 Prédimensionnement du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé. Il est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

On appelle dalle tout élément dont la plus petite dimension l_x ($l_y > l_x$) est supérieure à 5 fois l'épaisseur soit : $l_x > 5e$.

Le prédimensionnement de la dalle va se faire en considérant le panneau de plus grandes dimensions (4,15m×5,70m) et uniformiser les résultats sur l'ensemble du radier.

Epaisseur radier $e \geq l_y/20$

Avec l_x petite longueur du radier, l_y grande longueur radier, α l'élancement du panneau, e épaisseur de la dalle du radier.

Ici nous étudions le cas du radier 4 donc, $\begin{cases} l_x = 4,15m \\ l_y = 5,70m \end{cases}; \frac{l_y}{20} \leq e \leq \frac{l_x}{5}; 23,5cm \leq e \leq 83cm$

Prenons pour **épaisseur dalle e=40cm**.

Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$e_n \geq \frac{l_x}{10} \rightarrow e_n \geq \frac{415cm}{10} = 41,5cm \quad (3-2)$$

La nervure étant une poutre, en harmonisant sa largeur à celle du poteau (40cm) pour permettre à ce dernier de s'asseoir véritablement sur les nervures, et en respectant la condition de prédimensionnement des poutres : $\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2}$, nous adoptons une **épaisseur de 80cm pour la nervure**.

Tableau 3-1 : Détermination de la charge p sur radier

CHARGES SUR RADIER (kN)		
Eléments	Charge G	Charge Q
Poteaux du RDC	233162	41925
Dalle radier	5760	0
Nervure radier	1059	0
Total	229981	41925

$$N_{ser} = G + Q = 27190,6kN; N_u = 1,35 \times G + 1,50 \times Q = 37336,2kN$$

La surface su radier est donnée S=195050 cm²

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{27190,6}{195050} = 0,14bar < \sigma_{sol} = 2,2bar \text{ (OK)}$$

3.1.2.2 Calcul du radier

- **Vérification du panneau de l'élanement**

L'élanement du panneau permet de déterminer le nombre de directions porteuses de la dalle (une ou deux). La valeur limite passe de 0,4 (valeur du BAEL) à 0,5 (Eurocode). La dalle porte dans un seul sens si :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,5 \quad (3-3)$$

$\alpha = \frac{415}{470} = 0,88 > 0,5$; donc notre dalle porte dans deux (02) directions c'est-à-dire sur quatre appuis.

- **Calcul des sollicitations**

Les moments de flexion au centre du panneau sont donnés par :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \quad (3-4)$$

Avec P : charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant toute la dalle ; μ_x et μ_y : coefficients donnés par des abaques en fonction de α .

Tableau 3-2 : Valeurs de μ_x et μ_y en fonction de α (S. Multon 2012)

α	μ_x	μ_y
0,40	0,11	-
0,45	0,102	-
0,50	0,095	-
0,55	0,088	-
0,60	0,081	0,305
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,00	0,037	1,00

A partir de ce tableau, par interpolation, nous avons pour $\alpha=0,88$: $\begin{cases} \mu_x = 0,048 \\ \mu_y = 0,741 \end{cases}$

$$P_u = \frac{N_u}{S} = \frac{37336,2}{19,5050} = 1914,19 \text{ KN/m}^2 \quad (3-5)$$

Alors on a : $\begin{cases} M_x = 1582,42 \text{ KN.m} \\ M_y = 1172,26 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastrés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par : $M_a = 0,50 M_o$; $M_t = 0,75 M_o$.

On obtient ainsi : $\begin{cases} \text{en travée : } \begin{cases} M_{t,x} = 1186,81 \text{ KN.m} \\ M_{t,y} = 879,19 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{à l'appui : } \begin{cases} M_{a,x} = 791,21 \text{ KN.m} \\ M_{a,y} = 586,13 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$

Puisque $\alpha > 0,5$ on a

$$\begin{cases} V_x = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{P \times l_y}{3} \end{cases} \quad (3-6)$$

$$V_x = \frac{1637,13 \times 4,15}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,88}{2}} = 2356,62 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{1637,13 \times 4,70}{3} = 2564,83 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement de la dalle du radier**

L'organigramme suivant permet de conduire le dimensionnement en flexion du radier.

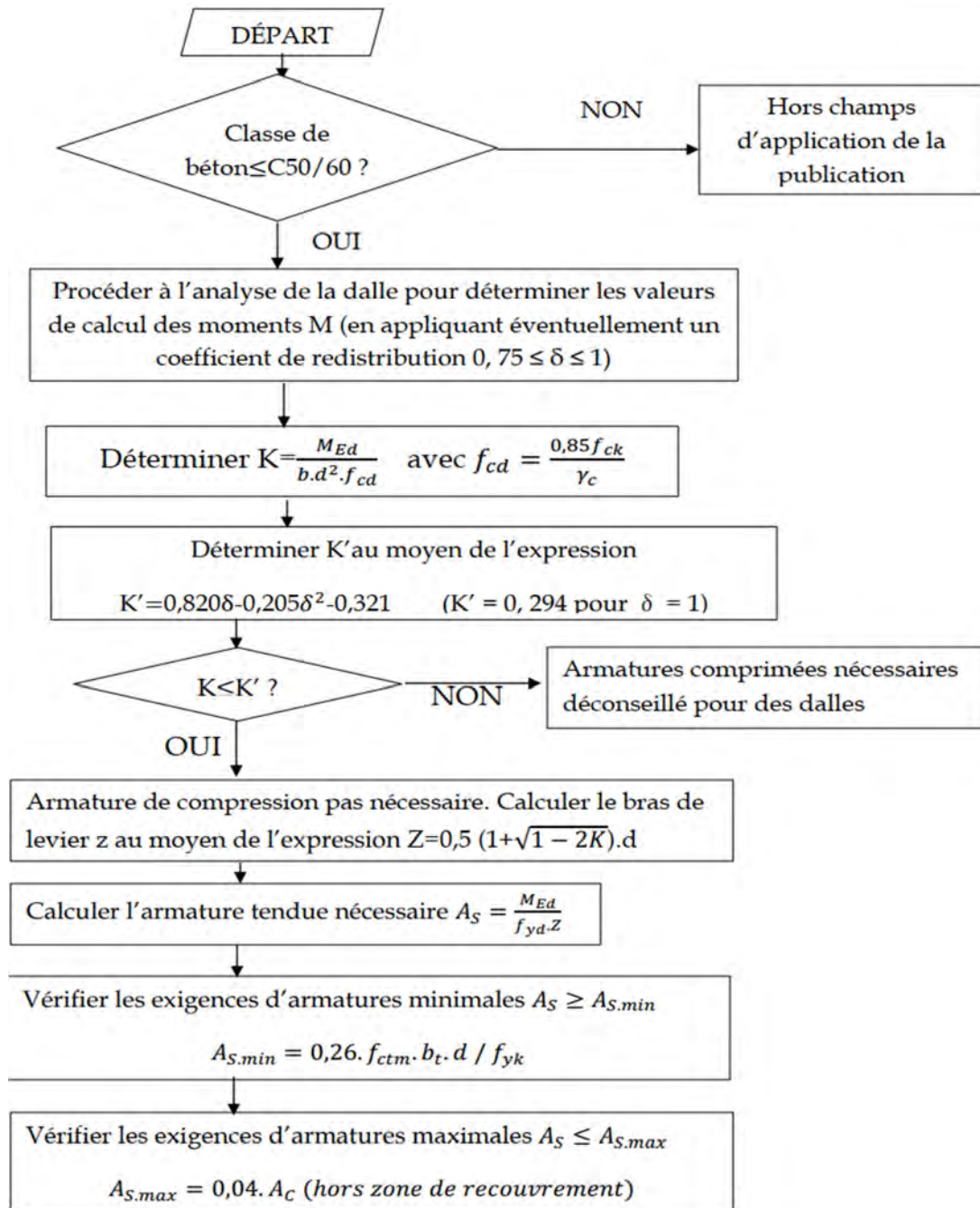


Figure 3.1 : Organigramme pour déterminer l'armature de flexion acc (=0,85) et γ_c (=1,5), (source : Comment calculer avec EC2, FEBELCEM 2017)

Tableau 3-3 : Note de calcul de la dalle du radier

En travée de la dalle dans la direction x					
Hypothèses					
f _{ck}	f _{yk}	f _{cd}	f _{yd}	f _{ctm}	f _{ctd}
25	400	14.17	347.83	2.56	1.20
γ _c	γ _s	E _s			
1.50	1.15	200000			

Tableau 3-3 : Note de calcul du radier (suite)

Caractéristiques de la dalle					
b	h	d	l		
1.00	0.40	0.36	4.15		
Actions					
Mg (KN.m)	Mq (KN.m)	Vg (KN)	Vq (KN)		
39.92	19.58	177.62	87.37		
Sollicitations					
M _{Ed} (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	V _{ed} (KN)	V _{ser} (KN)		
1186.81	59.50	2356.62	264.99		
Calcul à la flexion					
K	δ	K'	x	x/d	
0.06	1.00	0.25	0.03	0.08	
K' Vérifié car x/d<0,45					
Pas besoin d'armatures comprimées car K<K'					
Calcul des sections d'armatures					
Z (m)	As (cm²)	Asmin (cm²)	Asmax (cm²)	Asreq (cm²)	
0.35	97.81	6.00	150.40	97.81	
Choix des Armatures					
	Diamètres	Sections	Nombres	As Total	
HA	20	3.14		0	
HA	16	2.01	24	48.25	
HA	14	1.54	24	36.95	
HA	12	1.13	12	13.57	
HA	10	0.79		0	
HA	8	0.50		0	
		Asprov(cm²) =		98.77	
Vérification à la flèche					
ρ _o (%)	ρ(%)	ρ'(%)	K ₂	l/d (réf)	l/d (réel)
0.50	2.45	0	1.30	16.29	11.53
F1	F2	F3	K.F1.F2.F3.(l/d)réf		
1	1.10	7.50	174.83		
La flèche est vérifiée car K.F1.F2.F3.(l/d)réf > l/d (réel)					
En travée de la dalle dans la direction y					

Tableau 3-3 : Note de calcul du radier (suite)

Hypothèses					
fck	fyk	fcd	fyd	fctm	fctd
25	400	14.17	347.83	2.56	1.20
γ_c	γ_s	Es			
1.50	1.15	200000			
Caractéristiques de la dalle					
b	h	d	l		
1.00	0.40	0.36	4.7		
Actions					
Mg (KN.m)	Mq (KN.m)	Vg (KN)	Vq (KN)		
39.92	19.58	177.62	87.37		
Sollicitations					
M _{Ed} (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	V _{ed} (KN)	V _{ser} (KN)		
1172.26	59.50	2564.83	264.99		
Calcul à la flexion					
K	δ	K'	x	x/d	
0.06	1.00	0.25	0.03	0.08	
K' Vérifié car $x/d < 0,45$					
Pas besoin d'armatures comprimées car $K < K'$					
Calcul des sections d'armatures					
Z (m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Asmax (cm ²)	Asreq (cm ²)	
0.35	96.61	6.00	150.40	96.61	
Choix des Armatures					
	Diamètres	Sections	Nombres	As Total	
HA	20	3.14		0	
HA	16	2.01	24	48.25	
HA	14	1.54	24	36.95	
HA	12	1.13	12	13.57	
HA	10	0.79		0	
HA	8	0.50		0	
		Asprov(cm²) =		98.77	

Tableau 3-3 : Note de calcul du radier (suite et fin)

Vérification à la flèche					
$\rho_0(\%)$	$\rho(\%)$	$\rho'(\%)$	K_2	l/d (réf)	l/d (réel)
0.50	2.42	0	1.30	16.32	13.06
F1	F2	F3	$K.F1.F2.F3.(l/d)_{réf}$		
1	1.10	7.40	172.69		
La flèche est vérifiée car $K.F1.F2.F3.(l/d)_{réf} > l/d$ (réel)					

- **Calcul au poinçonnement**

Le calcul au poinçonnement se fait en suivant l'organigramme ci-après :

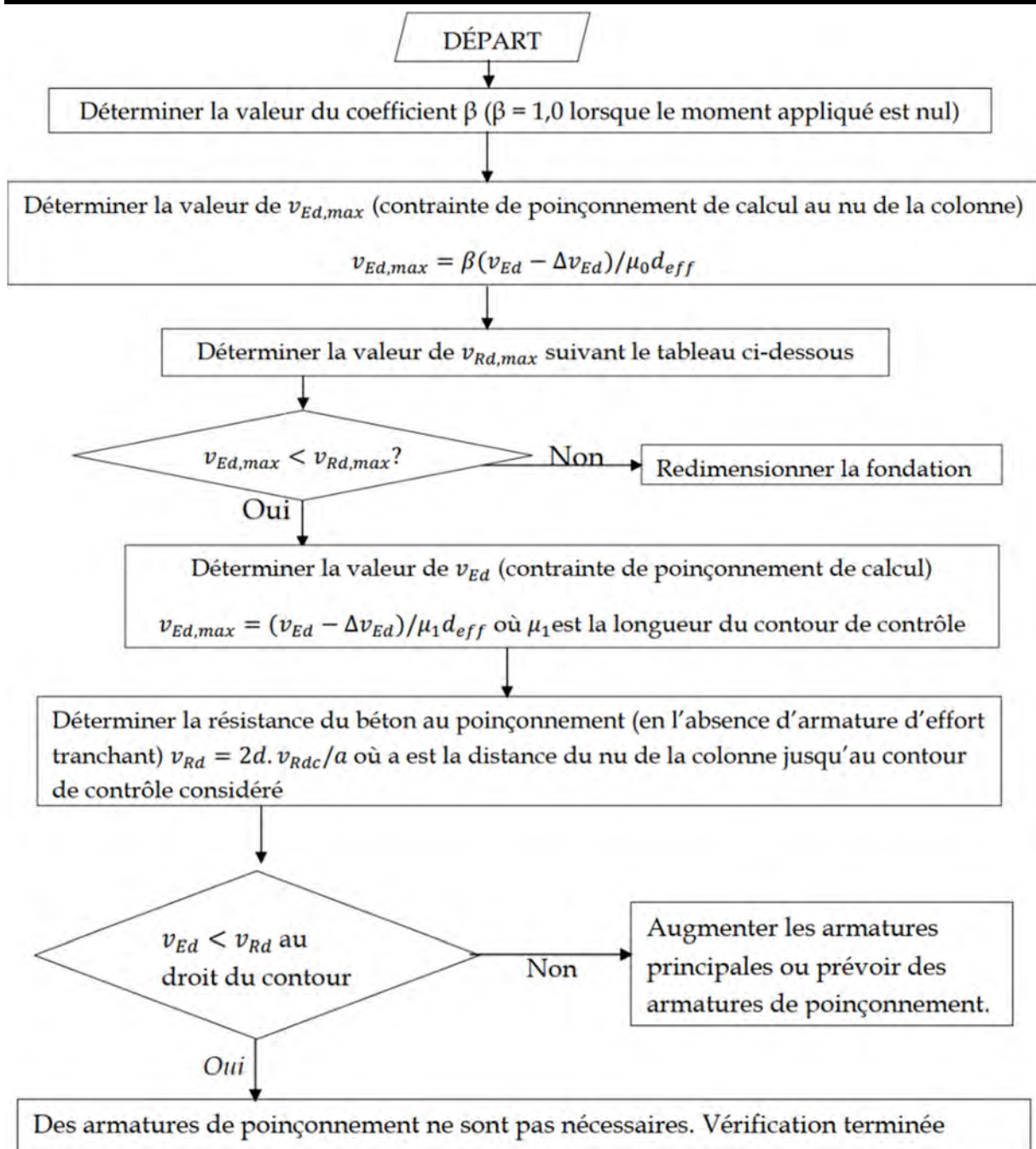
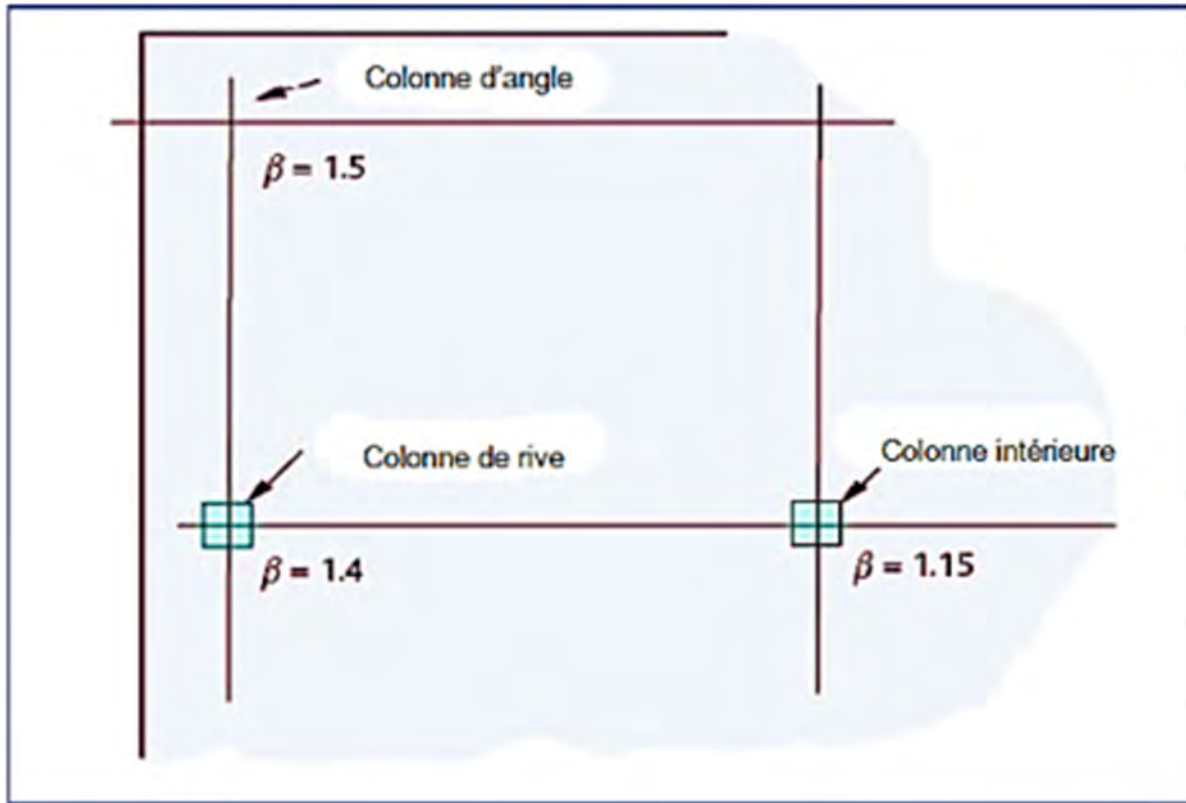


Figure 3.2 : Organigramme pour déterminer la résistance au poinçonnement des fondations sur radier (source : Comment calculer avec EC2, FEBELCEM 2017)

La résistance au poinçonnement est assurée si la relation suivante est respectée :

$$\tau_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{\mu_0 \times d} \leq V_{Rdmax} \quad (3-7)$$

Pour les structures où les longueurs des travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 25%, les valeurs de β illustrées à la Figure ci-après peuvent être utilisées.


 Figure 3.3 : Valeurs recommandées pour β (Koloyito et al., 2018)

Les poteaux reposant sur le radier sont tous des poteaux d'angle d'où $\beta = 1,5$

$$\begin{cases} \mu_0 = 2(a + b) = 2(0,4 + 0,4) = 1,6 \\ d = 0,5 \times (d_x + d_y) = 0,5 \\ V_{Rdmax} = 0,5 \times \vartheta \times f_{cd} = 0,5 \times 0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25}{1,5} = 4,50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_{Ed} = 1,5 \times \frac{1637,13}{1,6 \times 0,36} = 4,26 \text{ MPa}$$

$\tau_{Ed} = 4,26 \text{ MPa} \leq V_{Rdmax} = 4,50 \text{ MPa}$, il n'y a pas de risque de poinçonnement au voisinage des poteaux.

- **Résistance au poinçonnement en l'absence d'armatures de poinçonnement**

La contrainte de poinçonnement appliquée doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{\mu_c \times d} \leq V_{Rdc} \quad (3-8)$$

Avec d la hauteur utile moyenne, μ_c le périmètre du contour de contrôle considéré, V_{Ed} l'effort de poinçonnement agissant, β le coefficient d'excentricité.

V_{Rdc} doit vérifier la relation suivante :

$$V_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} \times k^3 \times \sqrt{100 \rho_1 \cdot f_{ck}} \geq V_{min} \quad (3-9)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,75 \leq 2 \text{ (d en mm)} \\ \rho_l \text{ le ratio d'armatures} = 0,0041 \\ V_{min} = 0,035 \times \sqrt{25 \times (1,75)^3} = 0,398 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_{Rdc} = \frac{0,18}{1,5} \times 1,75^3 \times \sqrt{0,410 \times 25} = 2,06 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = 2,06 \text{ MPa} \geq V_{min} = 0,398 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Par ailleurs,

$$\tau_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{\mu_1 \times d} \quad (3-10)$$

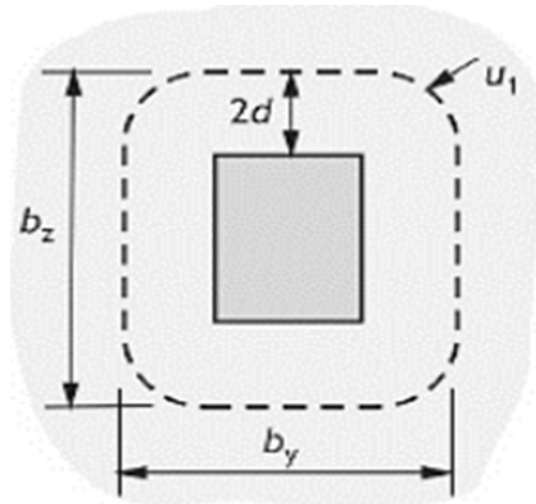


Figure 3.4 : Contour de contrôle de référence (μ_1) (Koloyito et al., 2018)

$$\mu_1 = 2[(a + 4d) + (b + 4d)] = 2 \times 2 \times (0,4 + 4 \times 0,36) = 7,36 \text{ m} \quad (3-11)$$

$$\tau_{Ed} = 1,5 \times \frac{1637,13 \times 10^{-3}}{7,36 \times 0,36} = 0,927 \text{ MPa}$$

$\tau_{Ed} = 0,927 \text{ MPa} \leq V_{Rdc} = 2,06 \text{ MPa}$, il n'y a donc pas nécessité d'armatures de poinçonnement.

Le ferrailage du radier est présenté en annexe 2.

3.2 Etude de l'action du vent

3.2.1 Procédure générale de prise en compte de l'action du vent

D'après l'Eurocode 1 (EC1), la prise en compte de l'action du vent sur la structure sera conduite suivant la procédure de calcul ci-après :

❖ Etape 1 : Calcul de la pression dynamique de pointe p

Elle dépend des paramètres ci-après :

- la vitesse de référence du vent V_b ,

- la hauteur de référence Z_e ,
- la catégorie de terrain,
- la pression dynamique de pointe caractéristique p ,
- l'intensité de turbulence I_v ,
- la vitesse moyenne du vent V_m ,
- le coefficient d'orographie $C_o(Z)$ et
- le coefficient de rugosité $C_r(Z)$.

❖ Etape 2 : Calcul de des pressions exercées par le vent

Elles dépendent des paramètres ci-après :

- le coefficient de pression intérieure C_{pi} ,
- le coefficient de pression extérieure C_{pe} ,
- le coefficient de pression nette $C_{p,net}$;
- la pression aérodynamique extérieure $W_e = q_p \times C_{pe}$,
- la pression aérodynamique intérieure $W_i = p \times C_{pi}$

❖ Etape3 : Calcul des forces exercées par le vent sur les constructions

Elles dépendent des paramètres ci-après :

- le coefficient structural : $C_s C_d$,
- la force exercée par le vent F_W calculée à partir des coefficients de force,
- la force exercée par le vent F_W calculée à partir des coefficients de pression.

3.2.2 Calcul de la pression dynamique de pointe (p)

Vitesse de référence du vent V_b

Suivant les informations météorologiques recueillies sur la zone côtière de Cotonou où sera implanté le bâtiment, nous adoptons une vitesse de référence du vent de 108km/h soit 30m/s $V = 108\text{km/h} = 30\text{m/s}$

Coefficient de rugosité $C_r(Z)$ du terrain

$$C_r(Z) = K_r \times \ln(Z/Z_0) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} \quad (3-12)$$

Avec : Z_0 longueur de rugosité, Z la hauteur du bâtiment égale **22,5m** dans notre cas, Z_{min} la hauteur minimale, Z_{max} la hauteur maximale considérée égale **200m** (EC1, 2005), K_r le facteur du terrain. $K_r = 0,19 \times \left(\frac{Z_0}{Z_{0II}}\right)^{0,77}$ Suivant le tableau ci-dessous de EC1 (Catégories et paramètres de terrain), nous avons pour la zone côtière

exposée aux vents de mer (zone 0) : $Z_0 = 0,003$ et $Z_{min} = 1m$ et pour la zone II à végétation basse, $Z_{0II}=0,05$.

Tableau 3-4 : Catégories et paramètres de terrain (Source : EC1, 2005)

Catégorie de terrain	Z_0 (m)	$Z_{min}(m)$
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,003	1
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles	0,01	1
II Zone à végétation basse telle que de l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur	0,05	2
III Zone avec une couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes)	0,3	5
IV Zone dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m	1	10

Nous avons alors :

$$K_r = 0,19 \times \left(\frac{Z_0}{Z_{0II}} \right)^{0,77} = 0,156$$

$$C_r(Z) = K_r \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,156 \times \ln\left(\frac{22,5}{0,003}\right) = 1,39$$

Vitesse moyenne V_m

$$V_m = C_r(Z) \times C_0(Z) \times V_b \quad (3-13)$$

Avec $C_0(Z)$ le coefficient orographie. Les effets de l'orographie peuvent être négligés lorsque la pente moyenne du terrain au vent est inférieure à 3° . Alors pour un terrain presque plat, nous aurons $C_0(Z)=1$

$$V_m = 1,39 \times 1 \times \frac{108km}{h} = \frac{150,12km}{h}, \text{ soit } 41,70m/s$$

Turbulence du vent

L'intensité de turbulence est donnée par :

$$I_v(Z) = \sigma_v / V_m(Z) \quad (3-14)$$

Avec σ_v l'écart type de turbulence.

$$\sigma_V = K_r \times V_b \times K_1 \quad (3-15)$$

$K_1 = 1$ étant le *coefficient de turbulence recommandé*.

$$\sigma_V = 0,156 \times 30 \times 1 = 4,68$$

Donc $l_V(Z) = 0,116$ pour $Z_{min} \leq Z \leq Z_{max}$

Pression dynamique de pointe

$$q_p(z) = [1 + 7 \times l_V(z)] \times 0,5 \times \rho \times V_m^2 = C_e(z) \times q_p \quad (3-16)$$

Avec q_p la pression dynamique de référence du vent, ρ la masse volumique de l'air, C_e le coefficient d'exposition.

La masse volumique de l'air recommandée est $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$ (EC1, 2005)

✓ Première méthode :

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,116] \times 0,5 \times 1,25 \times 41,70^2 = 1969,29 \text{ Kg/m.s}^2$$

✓ Deuxième méthode :

$$q_p(z) = C_e(z) \times q_p$$

Pour un coefficient d'orographie $Co(Z)=1$, un coefficient de turbulence $K1=1$ et suivant la courbe de région 0 de la figure ci-après de EC1, on a **$C_e(Z) = 3,50$** pour $Z=22,5\text{m}$.

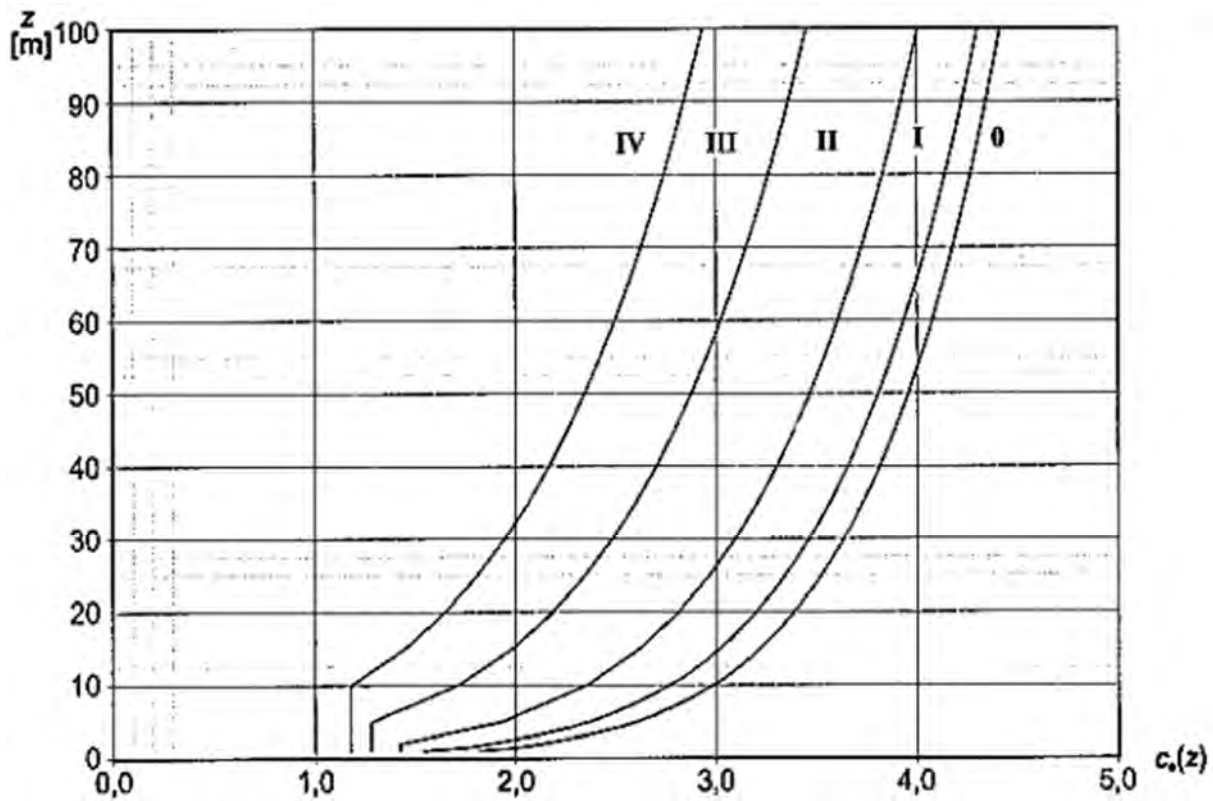


Figure 3.5: Représentation du coefficient d'exposition $c_e(z)$ pour $c_o = 1,0$ et $k_l = 1,0$ (source EC1, 2005)

La pression dynamique de références est donnée par :

$$q_b = 0,5 \times \rho \times V_m^2 \quad (3-17)$$

$$q_b = 0,5 \times 1,25 \times 41,70^2 = 1086,81 \text{ kg/m.s}^2$$

$$q_p = 3,50 \times 1086,81 = 3803,82 \text{ kg/m.s}^2 = 3,80 \text{ KN/m}^2$$

3.2.3 Calcul de pressions exercées par le vent

Pression aérodynamique sur les surfaces

$$W_e = q_p(Z_e) \times C_{pe} \quad (3-18)$$

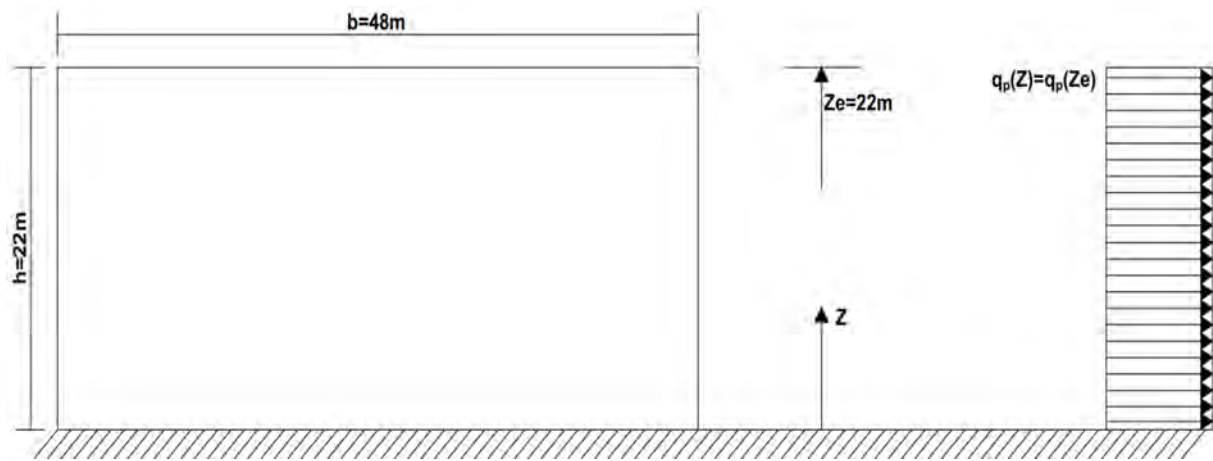
Avec q_p la pression dynamique de pointe, Z_e hauteur de référence pour la pression extérieure, C_{pe} le coefficient de pression pour la pression extérieure.

Pour la pression intérieure, nous avons $W_i = q_p(Z_i) \times C_{pi}$

Hauteur de référence et profil du vent

Hauteur du bâtiment $h = 22\text{m}$ et largeur de la façade du bâtiment considérée $b = 48\text{m}$

On constate que $h < b$, alors le cas de profil de l'action du vent ci-après sera appliqué :


 Figure 3.6: Hauteur de référence (Z_e) et profil correspondant de pression dynamique

Le Tableau ci-après de l'EC1, nous avons :

$$\text{pour } 0,25 < \frac{h}{d} = \frac{22}{25,30} = 0,88$$

$$\text{Zone A : } \begin{cases} C_{pe,10} = -1,2 \\ C_{pe,1} = -1,4 \end{cases} \text{ et Zone B : } \begin{cases} C_{pe,10} = -0,8 \\ C_{pe,1} = -1,1 \end{cases}$$

Tableau 3-5 : Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire (source EC1, 2005)

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

$$W_e = q_p(Z_e) \times C_{pe}, W_{e,10} = 3,80 \times 1,2 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e,10} = 4,56 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Forces exercées par le vent

$$F_w = C_s C_d \times C_f \times q_p(Z_e) \times A_{ref} \quad (3-19)$$

Avec $C_s C_d$ le coefficient structural, C_f le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément, A_{ref} aire de référence de la construction ou de l'élément.

Coefficient de force C_f

Pour les éléments structuraux de section rectangulaire,

$$C_f = C_{f0} \times \psi_r \times \psi_\lambda \quad (3-20)$$

Avec C_{f0} coefficient de force des sections rectangulaires arêtes vives, ψ_r facteur de réduction applicable aux sections carrées angles arrondis, ψ_λ facteur d'effet d'extrémités pour les éléments.

Facteur de réduction $\psi_r = 1$ car nous n'avons pas une section transversale carrée à angles arrondis (EC1).

Suivant la figure ci-après (EC1, 2005) des coefficients de force C_{f0} de sections rectangulaires à angles vifs et sans écoulement de contournement aux extrémités, on a : $C_{f0} = 2,22$ par interpolation linéaire.

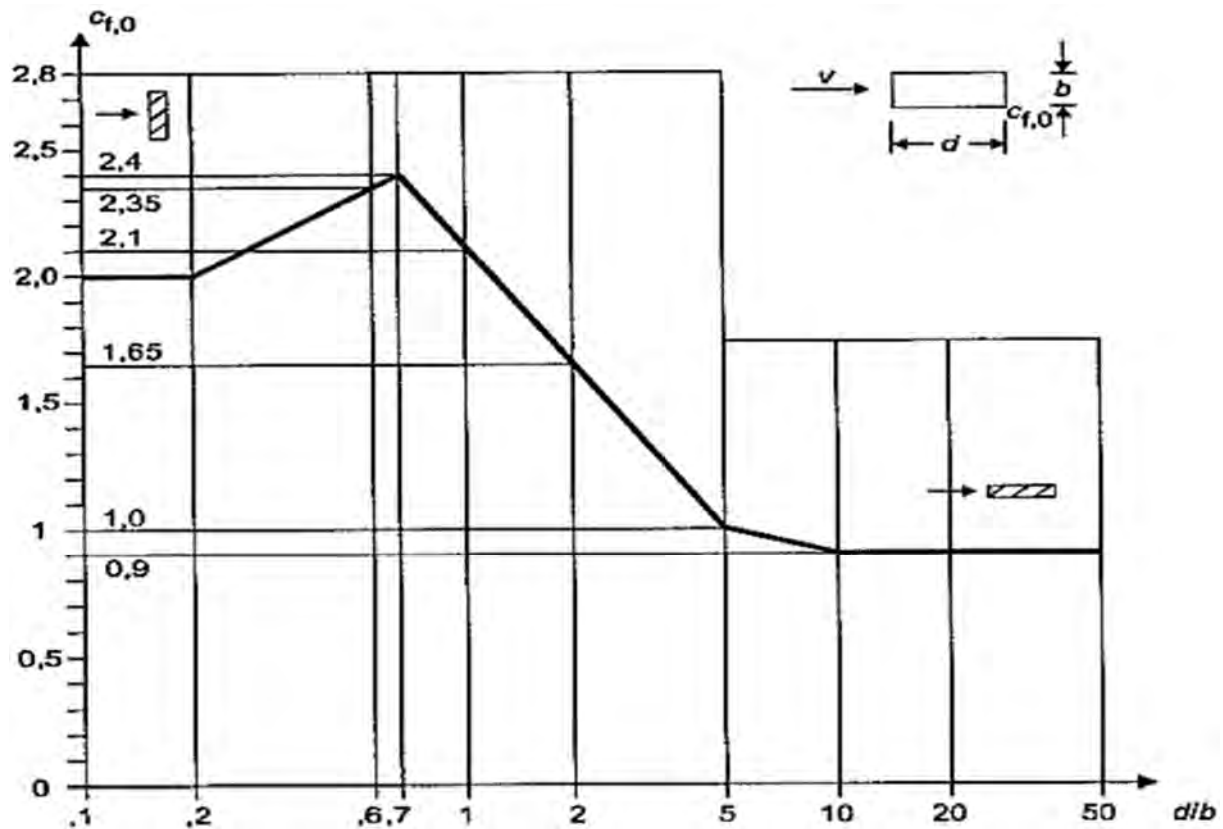


Figure 3.7 : Coefficients de force $c_{f,0}$ de sections rectangulaires à angles vifs et sans écoulement de contournement aux extrémités (source : EC1, 2005)

ψ_λ dépend du taux de remplissage φ et de l'élancement effectif λ

Le taux de remplissage $\varphi = \frac{A}{A_c}$

Avec A la somme des aires projetées des éléments de la structure, $A_c = l \times b$ l'aire de la surface circonscrite de la structure.

En considérant le premier étage, on a :

$$A = \text{Aire poteaux} + \text{aire des murs} = 3,52 + 230,33 \text{ m}^2$$

$$A_c = 48 \times 25,30 = 1214,40 \text{ m}^2, \varphi = 0,11$$

Suivant le tableau des valeurs recommandées de λ , on a :

$$\begin{cases} l = h \geq 50m; \lambda = \max \left[\left(\frac{0,7l}{b} \right); 70 \right] \\ l = h < 15m; \lambda = \max \left[\left(\frac{l}{b} \right); 70 \right] \end{cases} \quad (3-21)$$

$$\begin{cases} l = h \geq 50m; \lambda = \max \left[\left(\frac{0,7 \times 22,5}{25,30} \right); 70 \right] \\ l = h < 15m; \lambda = \max \left[\left(\frac{22,5}{25,30} \right); 70 \right] \end{cases} \rightarrow \lambda = 70$$

Suivant la figure ci-après des Valeurs indicatives du facteur d'effet d'extrémités ψ_λ en fonction du taux de remplissage φ et de l'élancement λ (EC1,2005), on a : $\psi_\lambda = 0,98$

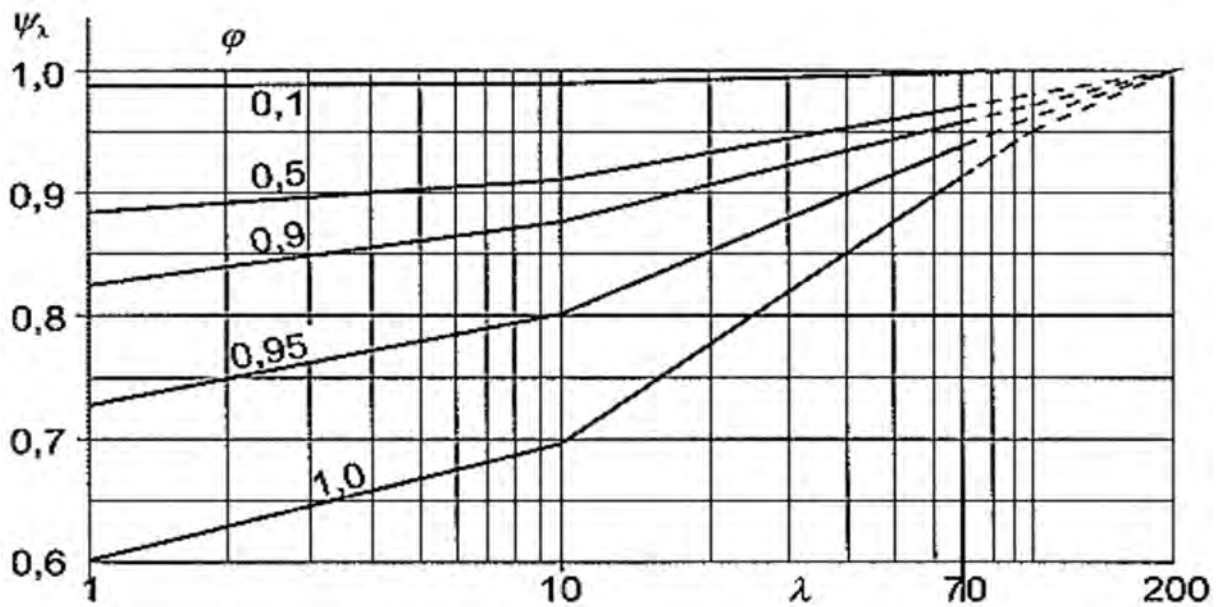


Figure 3.8 : Valeurs indicatives du facteur d'effet d'extrémités ψ_λ en fonction du taux

$$C_f = C_{f0} \times \psi_r \times \psi_\lambda = 2,22 \times 1 \times 0,98 = 2,176$$

Coefficient structural $C_s C_d$

$$C_s C_d = \frac{1 + 2 \times K_p \times l_v(Z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times l_v(Z_s)} \quad (3-22)$$

Avec K_p le facteur de pointe, Z_s la hauteur de référence, B^2 le coefficient de réponse quasi – statique, R^2 le coefficient de réponse résonante, l_v l'intensité de turbulence, C_s le coefficient de dimension, C_d le coefficient dynamique.

Pour une construction verticale telle qu'un bâtiment,

$$Z_s = 0,6 \times h \geq Z_{min} \quad Z_s = 0,6 \times 22,5 = 13,5m \quad (3-23)$$

L'intensité de turbulence :

Coefficient de rugosité du terrain

$$C_r(Z_s) = K_r \cdot \ln\left(\frac{Z_s}{Z_0}\right) = 0,156 \times \ln\left(\frac{13,50}{0,003}\right) = 1,31 \quad (3-24)$$

Vitesse moyenne $V_m = 1,27 \times 1 \times 30 \text{ m/s}$; **$V_m = 39,37 \text{ m/s}$**

Ecart type de turbulence $\sigma_V = 0,156 \times 30 \times 1 = 4,68$

$$l_V(Z) = \frac{\sigma_V}{V_m(Z)} = \frac{4,68}{39,37} = 0,119$$

Coefficient de réponse quasi-statique

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{b+h}{L(Z_s)}\right)^{0,63}} \quad (\text{annexe B de EC1,2005}) \quad (3-25)$$

Ou

$$B^2 = \frac{1}{\sqrt[3]{\left(\frac{b}{L(Z_s)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(Z_s)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(Z_s)} \times \frac{h}{L(Z_s)}\right)^2}} \quad (\text{annexe C de EC1,2005}) \quad (3-26)$$

Avec b et h, largeur et hauteur de la construction, $L(Z_s)$ l'échelle de turbulence à la hauteur de référence Z_s

Echelle de turbulence

$$L(Z_s) = L_t \cdot \left(\frac{Z_s}{Z_t}\right)^\alpha \quad \text{Pour } Z_s \geq Z_{min} \quad (3-27)$$

Avec $Z_t = 200 \text{ m}$ la hauteur de référence, $L_t = 300 \text{ m}$ échelle de référence et $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(Z_0) = 0,67 + 0,05 \ln(0,003) = 0,38$

$$L(Z_s) = 300 \times \left(\frac{13,5}{200}\right)^{0,38} = 107,71 \text{ m}$$

$$B^2 = \frac{1}{\sqrt[3]{\left(\frac{48}{107,71}\right)^2 + \left(\frac{22,5}{107,71}\right)^2 + \left(\frac{48}{107,71} \times \frac{22,5}{107,71}\right)^2}} = 0,73$$

Coefficient de réponse résonante R^2

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \times S_L(Z_s, n_{1,x}) \times K_s(n_{1,x}) \quad (\text{annexe C de EC1,2005}) \quad (3-28)$$

Où $\begin{cases} \delta : \text{décrément logarithmique totale d'amortissement} \\ S_L : \text{fonction de densité spectrale de puissance du vent} \\ n_{1,x} : \text{fréquence propre fondamentale de la construction} \\ K_s : \text{fonction d'effet réducteur de dimension} \end{cases}$

Fréquence propre fondamentale de la construction n_1

$$n_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{x}} \quad (3-29)$$

Avec $\begin{cases} g: \text{accélération due au pesanteur} = 9,81 \frac{m}{s^2} \\ x_1: \text{déplacement maximal dû au poids propre (m)} \end{cases}$

Déplacement maximal dû au poids propre (x_1)

Le bâtiment étant considéré comme un élément encastré à une extrémité (en fondation) et soumis sur toute la hauteur à une charge du vent uniforme.

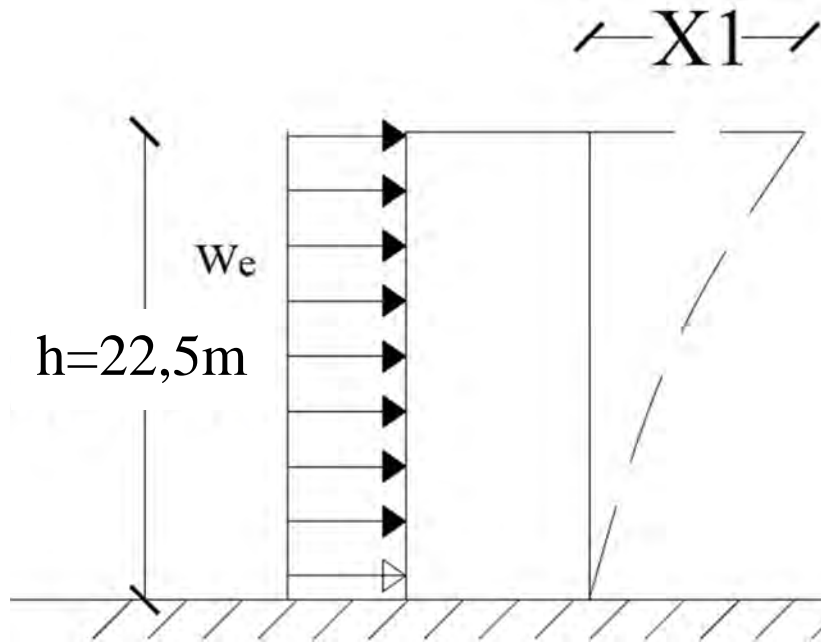


Figure 3.9 : Déplacement maximal du bâtiment sous l'action du vent

$$x_1 = \frac{ql^4}{8EI} \quad (3-30)$$

Avec $\begin{cases} q = W_e \times b = 2,32 \times 48 = 107,13 \\ l = h = 22,5m \\ I: \text{inertie du bâtiment} \\ E = 200000MPa \text{ le module de Young} \end{cases}$

L'inertie des éléments (poteaux + cage ascenseur) est faible par rapport à l'axe perpendiculaire au sens du vent considéré. Donc considérons : $I = 54,4147 m^4$

$$x_1 = \frac{107,13 \times 22,5^4}{8 \times 200000 \times 54,4147} = 3,2 \times 10^{-4} m$$

$$n_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{9,81}{0,32}} = 28,07 Hz$$

Fonction d'effet réducteur de dimension Ks

$$K_s = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_Y \phi_Y)^2 + (G_Z \phi_Z)^2 + \left(\frac{2}{\pi} G_Y \times \phi_Y \times G_Y \times \phi_Y\right)^2}} \quad (3-31)$$

Pour les bâtiments dont la déformée modale est uniforme horizontalement et varie linéairement verticalement $\phi(y, z) = z/h$; $G_Y = 1/2$ et $G_Z = 3/8$

$$K_s = \frac{1}{1 + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \times \frac{13,5}{22,5}\right)^2 + \left(\frac{3}{8} \times \frac{13,5}{22,5}\right)^2 + \left(\frac{2}{\pi} \times \frac{1}{2} \times \frac{13,5}{22,5} \times \frac{3}{8} \times \frac{13,5}{22,5}\right)^2}} = 3,16$$

Fonction de densité spectrale de puissance adimensionnelle S_L

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \times f_L(z, n)}{(1 + 13,5 \times f_L(z, n))^{5/3}} \quad (\text{annexe B de EC1, 2005}) \quad (3-32)$$

Avec $f_L(z, n)$ une fréquence adimensionnelle

$$f_L(z, n) = \frac{n \times L(z)}{V_m(z)}$$

$$f_L(z, n) = \frac{28,07 \times 107,71}{39,37} = 76,80$$

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \times 76,80}{(1 + 13,5 \times 76,80)^{5/3}} = 4,90 \times 10^{-3}$$

Décrément logarithmique totale d'amortissement δ

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (3-33)$$

Où $\begin{cases} \delta_s: \text{dégrément logarithmique d'amortissement structural} \\ \delta_a: \text{dégrément logarithmique d'amortissement aérodynamique} \\ \delta_d: \text{dégrément logarithmique d'amortissement dû des dispositifs spéciaux} \end{cases}$

Pas de dispositifs dissipatifs spéciaux : $\delta_d = 0$

Suivant tableau des valeurs approchées du dégrément logarithmique d'amortissement structural du mode fondamental (EC1, 2005), $\delta_s = 0,1$ pour bâtiment en Béton Armé.

Dans la plupart des cas, les déformations modales $\phi(y, z)$ sont constantes pour chaque hauteur z (c'est-à-dire que $\phi(y, z)$ est indépendant de y) et le dégrément logarithmique d'amortissement aérodynamique peut être calculé comme suit :

$$\delta_a = \frac{C_f \times \rho \times b \times V_m(Z_s)}{2 \times n_1 \times m_e} \quad (3-34)$$

La masse équivalente par unité de longueur m_e

Pour les structures en console avec une répartition de masse variable, m_e peut être calculé de manière approchée par la valeur moyenne de m sur le tiers supérieur de la construction $h/3 = h/3$ (annexe F de EC1, 2005)

$$m_e = \frac{m}{h/3}; m_e = \frac{P_p/b}{h/3} = \frac{3 \times P_p}{bh}; m_e = \frac{3 \times 98715,27}{22,5 \times 48} = 274,21 \text{ KN/m}$$

$$\delta_a = \frac{2,176 \times 1,25 \times 48 \times 39,37}{2 \times 28,07 \times 274,21} = 0,334$$

$$\delta = 0,1 + 0,334 + 0 = 0,434$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,434} \times 4,90 \times 10^{-3} \times 3,16 = 0,176$$

Facteur de pointe K_p

$K_p = 3$ selon la plus grande valeur (EC1, 2005)

$$C_s C_d = \frac{1 + 2 \times K_p \times l_v(Z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times l_v(Z_s)} = \frac{1 + 2 \times 3 \times 0,119 \times \sqrt{0,73 + 0,176}}{1 + 7 \times 0,119} = 0,92$$

L'aire de référence A_{ref}

$$A_{ref} = l \times b \quad (3-35)$$

En prenant la façade du bâtiment de 48m et de hauteur 22,5m, on a :

$$A_{ref} = 48 \times 22,5 = 1080 \text{ m}^2$$

$$F_w = C_s C_d \times C_f \times q_p(Z_e) \times A_{ref} = 0,92 \times 2,176 \times 3,80 \times 1080 \text{ KN}$$

$$F_w = 8177,32 \text{ KN}$$

3.2.5 Vérification au renversement du bâtiment

Cette vérification se fait par rapport à l'axe de rotation du bâtiment (généralement l'arrête inférieur de l'aval de la fondation). On compare la somme des moments des forces qui tendent à renverser le bâtiment et la somme des moments des forces stabilisantes.

Le rapport de ces deux sommes est le coefficient de stabilisé au renversement. Le bâtiment est stable vis-à-vis du renversement, si ce coefficient de stabilité (sécurité) est supérieur ou égal à 1.

$$\frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage/pt}}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage/pt}} \geq 1 \quad (3-36)$$

$$\sum \text{Moments retenant l'ouvrage/pt} = P_p \times d_p = 98175,27 \times 24 = 2369166,4 \text{ KN.m}$$

$$\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage/pt} = F_w \times d_w = 8177,32 \times 13,5 = 110393,83 \text{ KN.m}$$

$$\frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage/pt}}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage/pt}} = \frac{2369166,4}{110393,83} = 21,46 \geq 1 \quad \text{Ok}$$

Il donc pas de renversement du bâtiment.

3.3 Impact économique de la solution proposée sur le coût du projet

Tableau 3-6: Etude comparative des coûts de fondation

N°	DESIGNATION	Unité	Quantité 1 ^{ère} étude	Quantité 2 ^{ème} étude	Prix unitaire HTVA	Montant 1 ^{ère} étude	Montant 2 ^{ème} étude	Ecart entre 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étude
1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	46.72	49.88	43.875	2.049.840	2.188.485	138.645
2	Gros béton dosé à 250 kg/m ³ pour marches	m ³	9.51	9.51	56.205	534.510	534.510	-
3	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour radier général	m ³	702.74	601.46	220.231	154.765.133	132.459.477	22.305.656
4	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour semelles isolées et continues	m ³	2.63	11.45	220.231	578.106	2.521.204	1.943.098
5	Béton armé dosé à 300kg/m ³ pour semelles filantes	m ³	5.28	8.35	104.248	550.429	870.054	319.624
6	Béton armé dosé à 300 kg/m ³ pour forme de dallage et rampe ép. = 10 cm	m ³	122.48	122.48	84.803	10.386.671	10.386.671	-
7	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour poteaux	m ³	58.41	47.85	228.218	13.329.114	10.919.266	2.409.847
8	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour chaînage (haut bas et haut), longrines et bêches	m ³	14.74	2.75	136.063	2.005.392	373.697	1.631.695
9	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour voile	m ³	14.15	14.15	140.000	1.980.720	1.980.720	-
TOTAL FONDATION						186.179.915	162.234.084	23.945.831

De l'analyse de ce tableau on peut dire que notre solution proposée (la deuxième étude) est plus économique.

Conclusion

Ce chapitre a permis de faire une étude des fondations et de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'action du vent. La prise en compte des charges et du type de sol a permis de retenir des fondations en radier. L'étude de l'action du vent sur la plus grande face de l'ouvrage, offrant la plus grande surface de contact, révèle une stabilité de l'ouvrage à l'action du vent.

Conclusion générale et perspectives

Le présent mémoire s'inscrit dans le cadre global des travaux de recherche sur les différentes étapes du processus d'aboutissement d'un projet de bâtiment suivant les règles de l'art avec une maîtrise du délai et du coût.

Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances sur les différentes techniques et logiciels (ArchiCAD ; AutoCAD ; MS Project) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment ainsi que la maîtrise du coût et du délai.

D'après cette étude, il convient de souligner que pour la conception, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général, du fait de la faible portance du sol support et l'importance de l'ouvrage ; ceci pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Lorsque les projets sont simples, composés de quelques activités bien définies, il pourrait être possible de faire l'étude de la construction avec peu de difficulté. Malheureusement, plusieurs projets pour lesquels des plans formels sont établis tendent à être définis avec beaucoup d'activités. Pour leur gestion, des outils et techniques de management de projet sont indispensables pour obtenir un meilleur contrôle des activités afin d'atteindre les objectifs dans le respect des coûts et des échéances.

Cette étude nous fait toucher les difficultés auxquels peut être confrontées l'Ingénieur civil des pays en voie de développement du fait de l'absence de normes propres et des données concrètes de terrain relatives aux rendements des ouvriers pour la planification. Il serait donc nécessaire que nous envisagions de nouvelles perspectives pour l'établissement des données de base fiables et principes concrets issus des chantiers locaux, devant servir de levier pour les projets futurs.

Références bibliographiques

D. Didier, M. le Brazidec, P. Nataf, J. Thiesset, 2002. Conception-Mise en œuvre Normalisation, Précis du bâtiment. Edition Nathan.

EPAC, 2020. Canevas de rédaction du mémoire de master et de mémoire d'Ingénieur de conception grade master à l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi.

Ernst NEUFERT, 2000. Les éléments des projets de construction, 8ème Edition.

Eurocode 0, 2003. « Bases de calcul des structures ». AFNOR, France.

Eurocode 1, 2003. Actions sur les structures ; Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumique, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments. AFNOR.

Eurocode 1, 2005. Actions sur les structures ; Partie 2-4 : Actions générales —Actions du vent, AFNOR.

Eurocode 2, 1992. Calcul des structures en béton - Partie 1.1: Règles générales et règles pour les bâtiments. AFNOR, France.

Eurocode 2, 1998. Calcul des structures en béton - Partie 3 : Structures de fondations. CEN, Bruxelles.

Eurocode 7, 1999. Calcul géotechnique-Partie 3 : Calcul sur la base d'essais en place, CEN, Bruxelles.

FEBELCEM, 2017. Calcul des structures en béton selon les Annexes Nationales Belges (ANB), Condensé de l'Eurocode 2, Bruxelles Belgique.

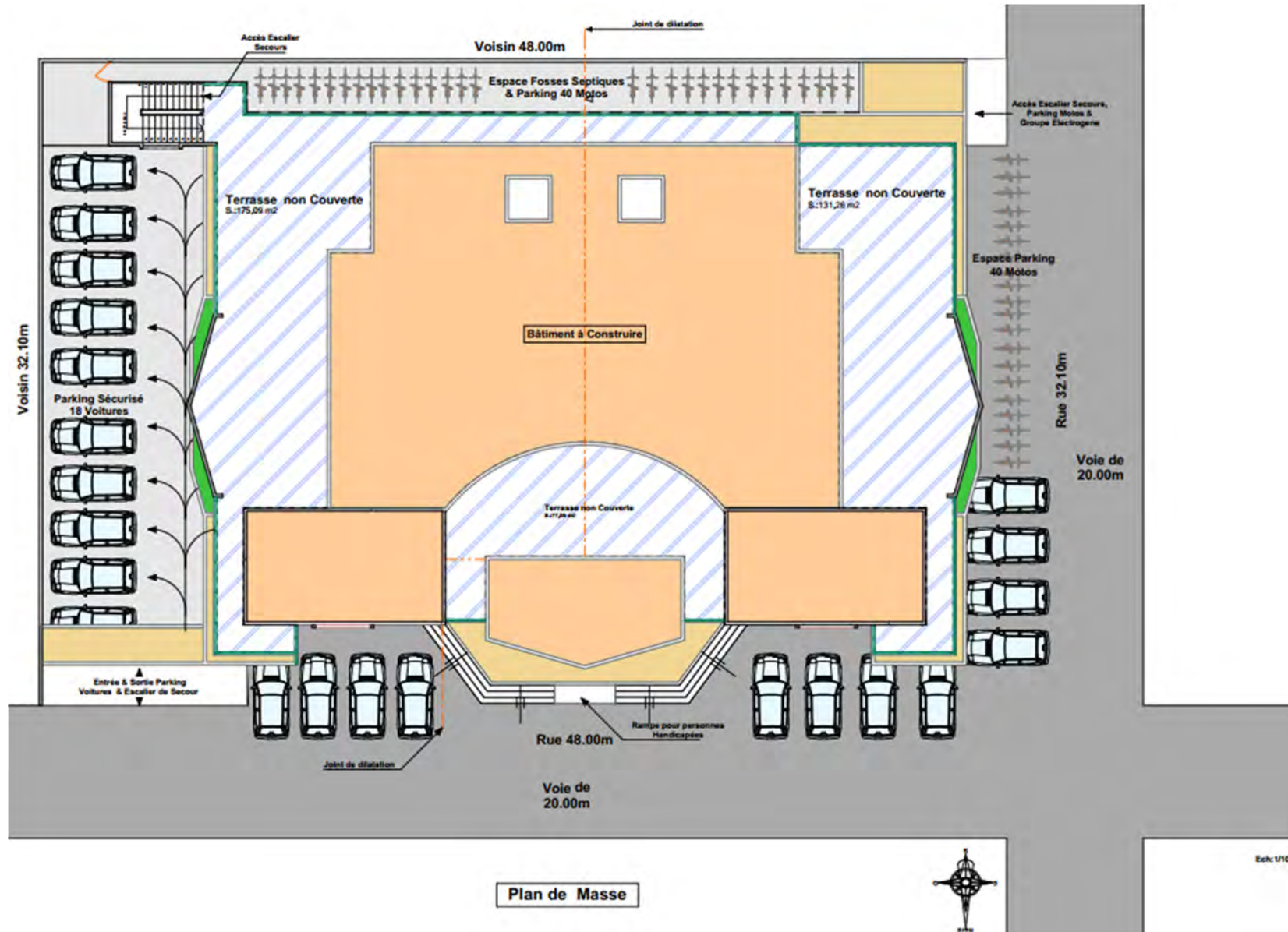
FEBELCEM, 2017. Calcul des structures en béton selon l'Eurocode 2 ; Comment calculer avec l'Eurocode 2. Bruxelles Belgique.

Jean-Marie PAILLE, 2009. Calcul des structures en béton, guide d'application. AFNOR, Edition Eyrolles.

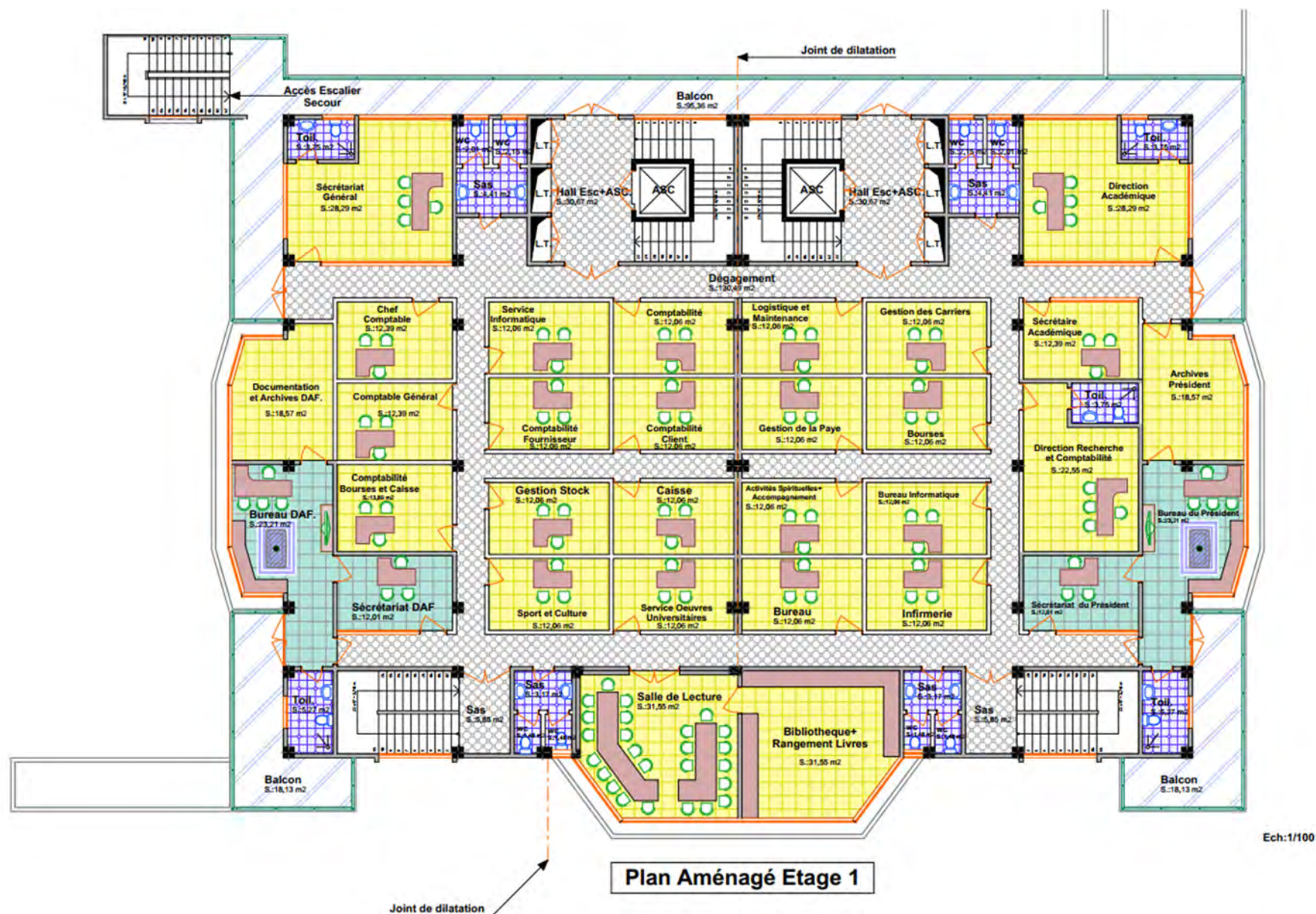
Jean ROUX, 2009. Maîtrise de l'Eurocode 2, AFNOR, Edition Eyrolles.

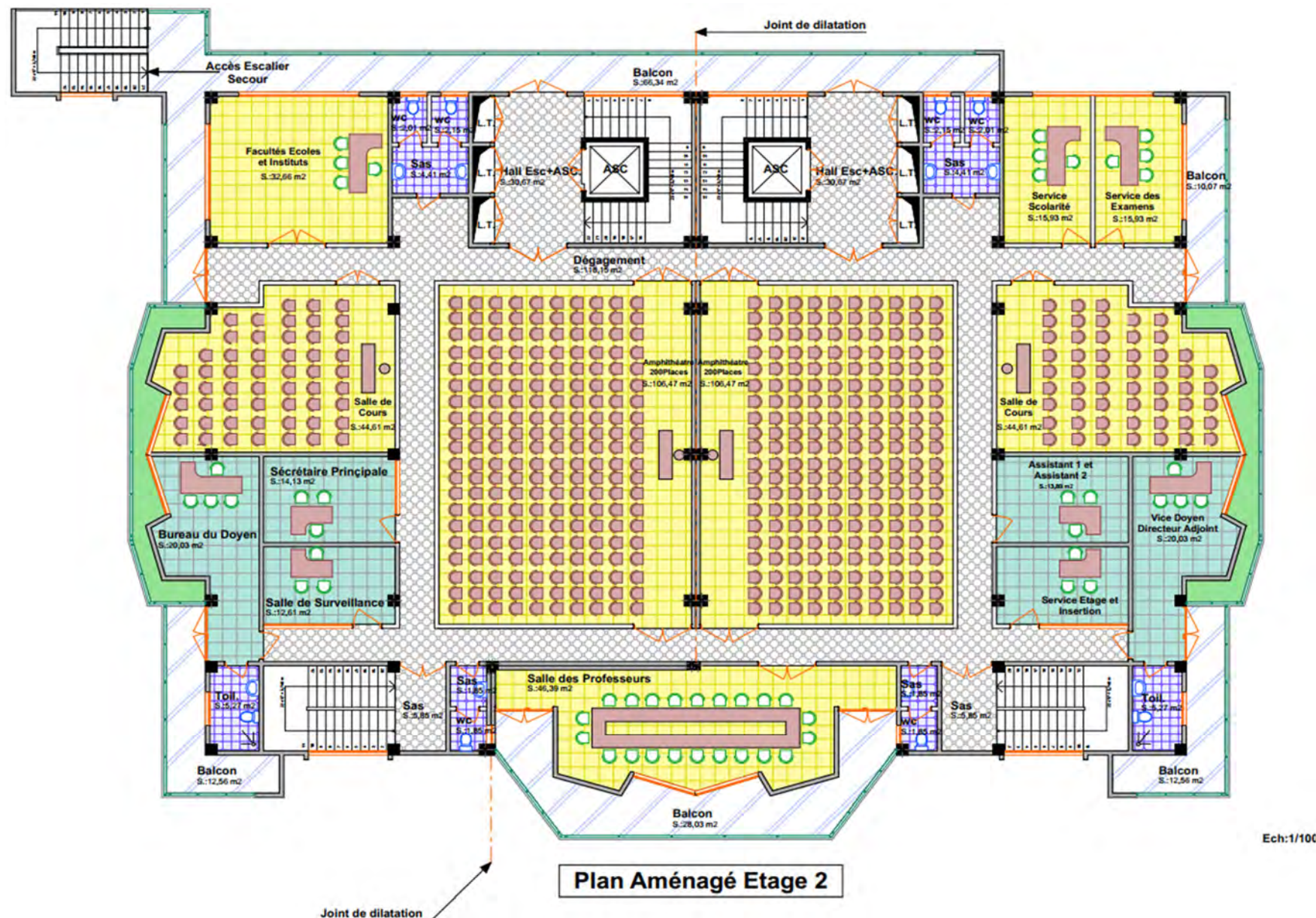
Ministère de l'Economie et des Finances du Bénin, 2019. Répertoire des prix de référence, 12ème Edition.

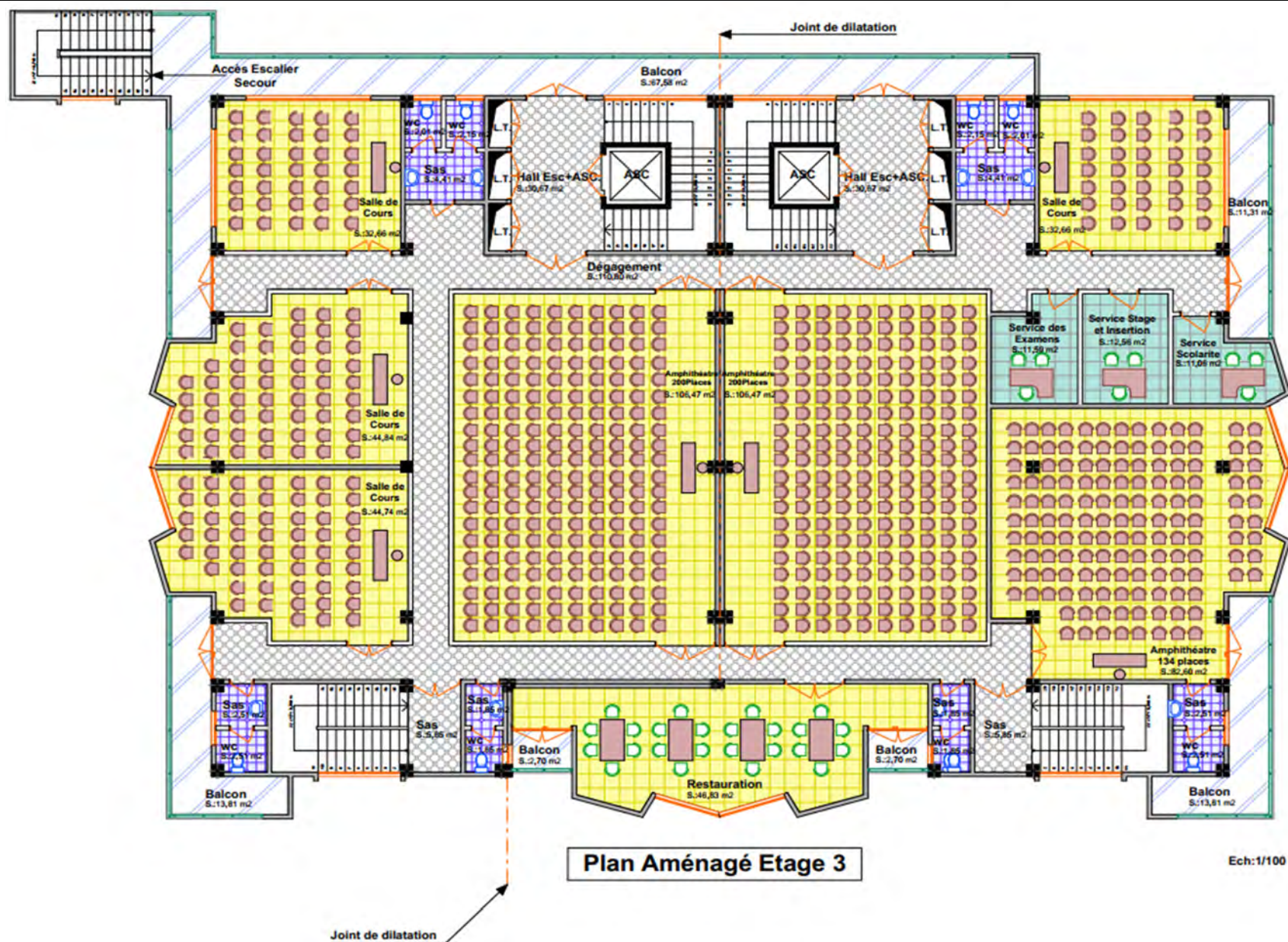
S. MULTON, 2012. Béton Arme Eurocode 2.

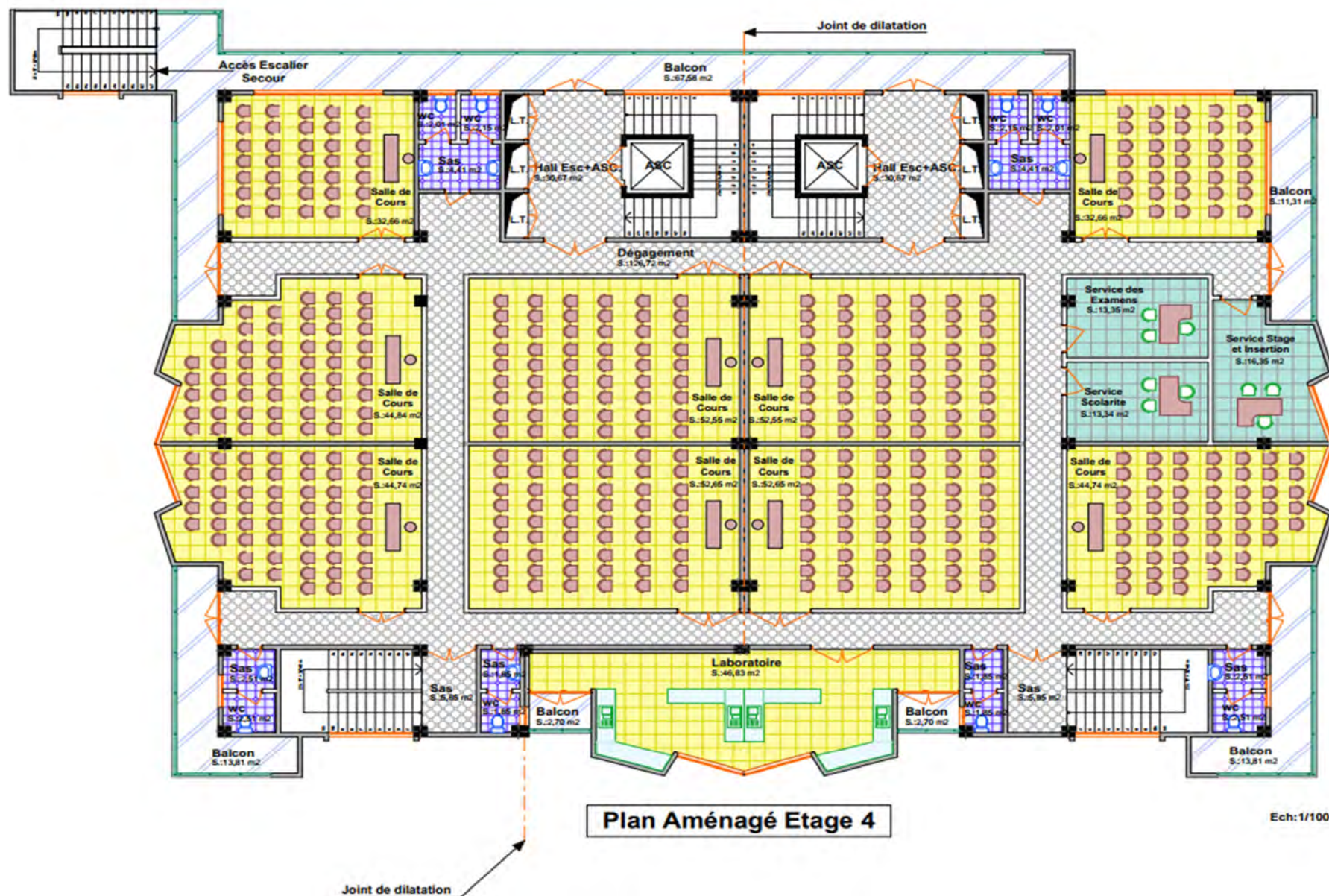






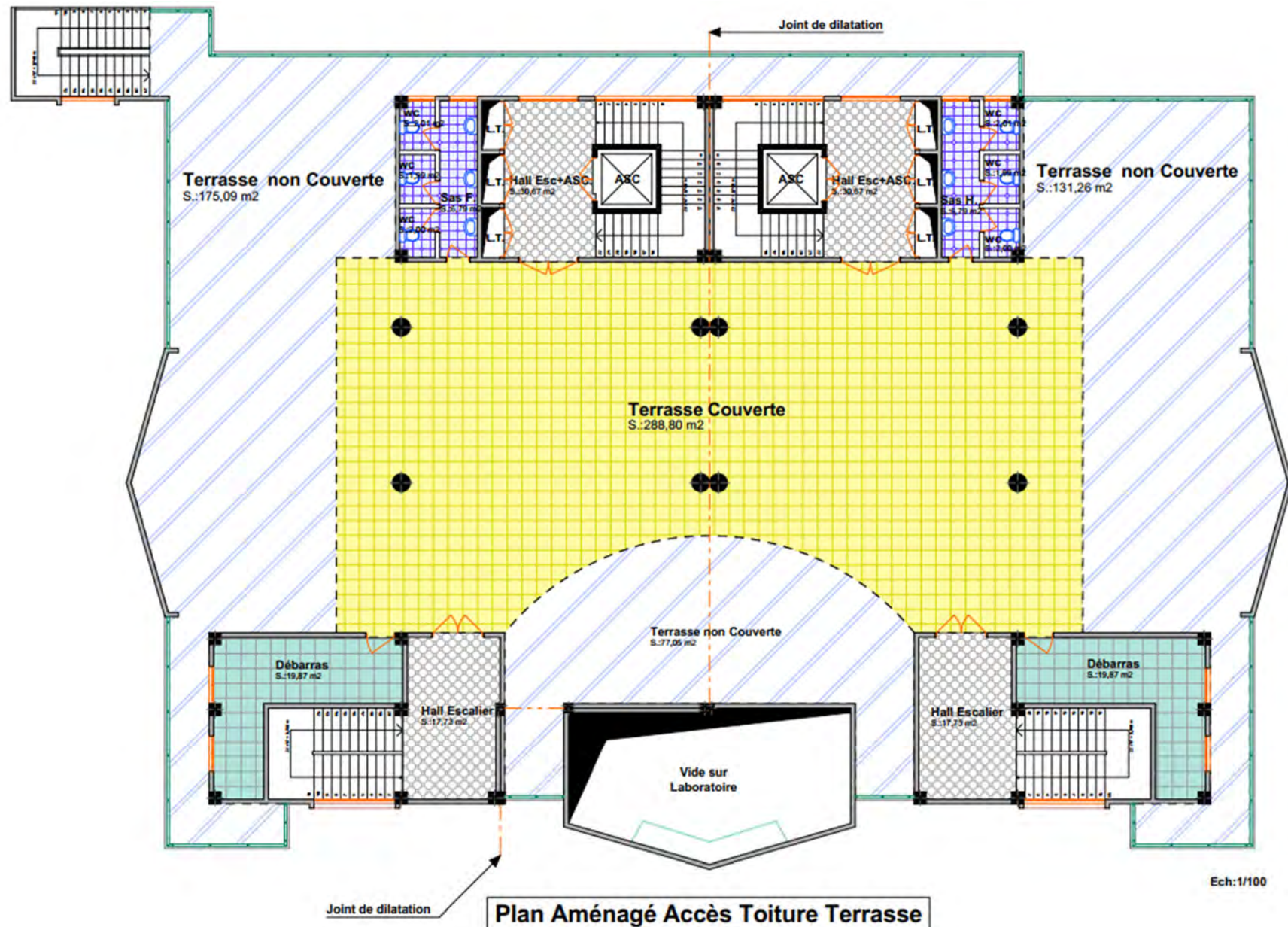






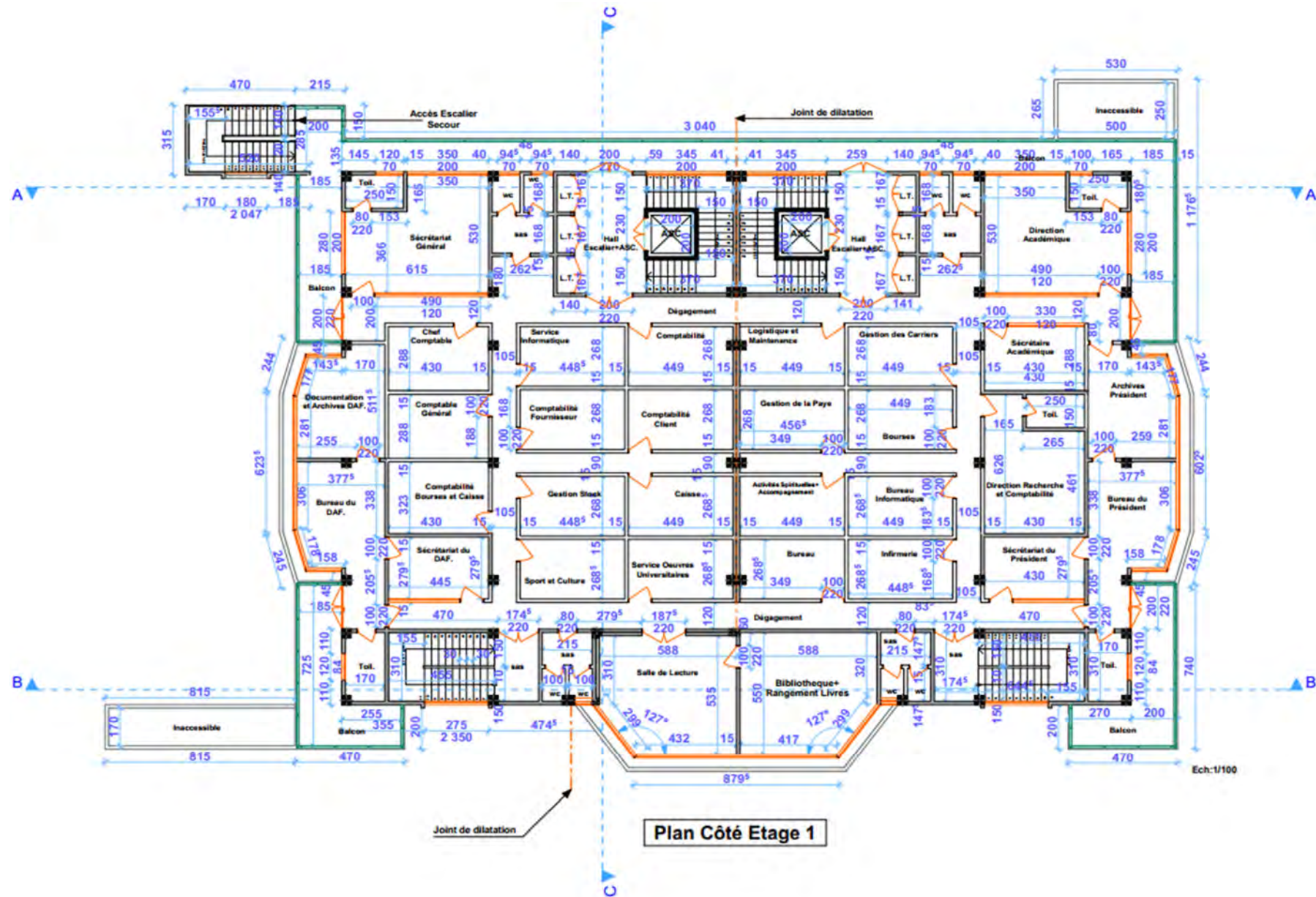
Plan Aménagé Etage 4

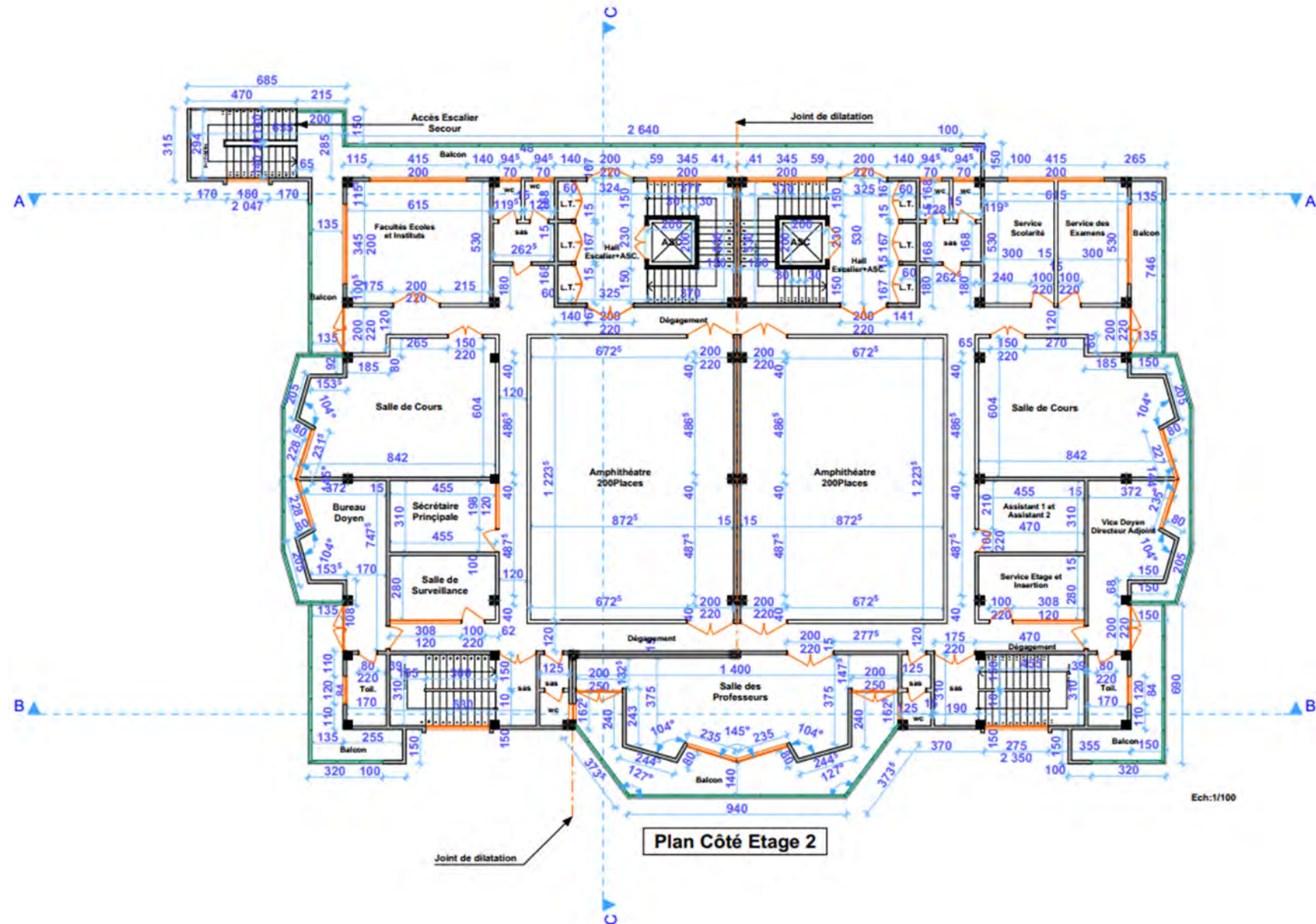
Ech: 1/100

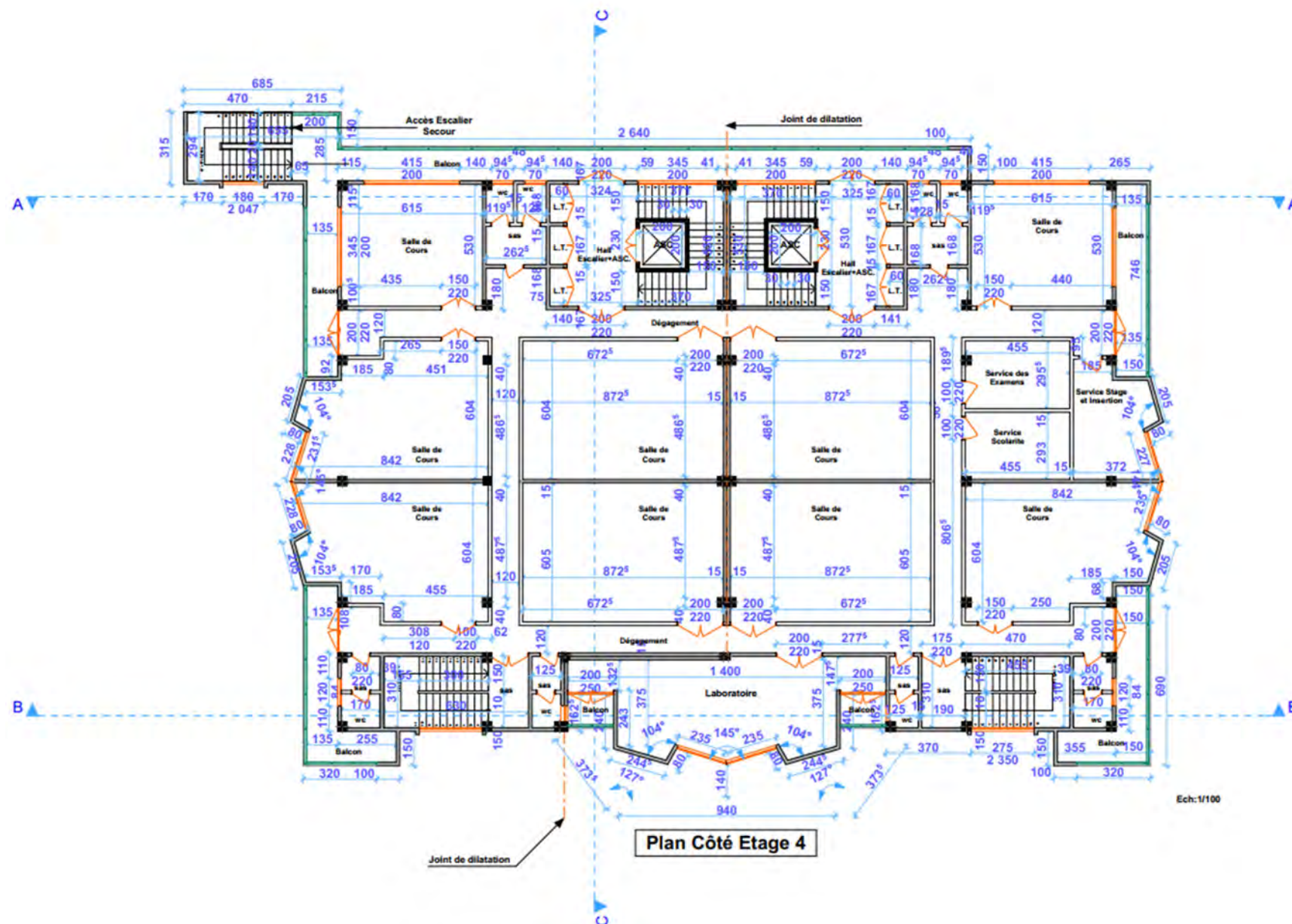


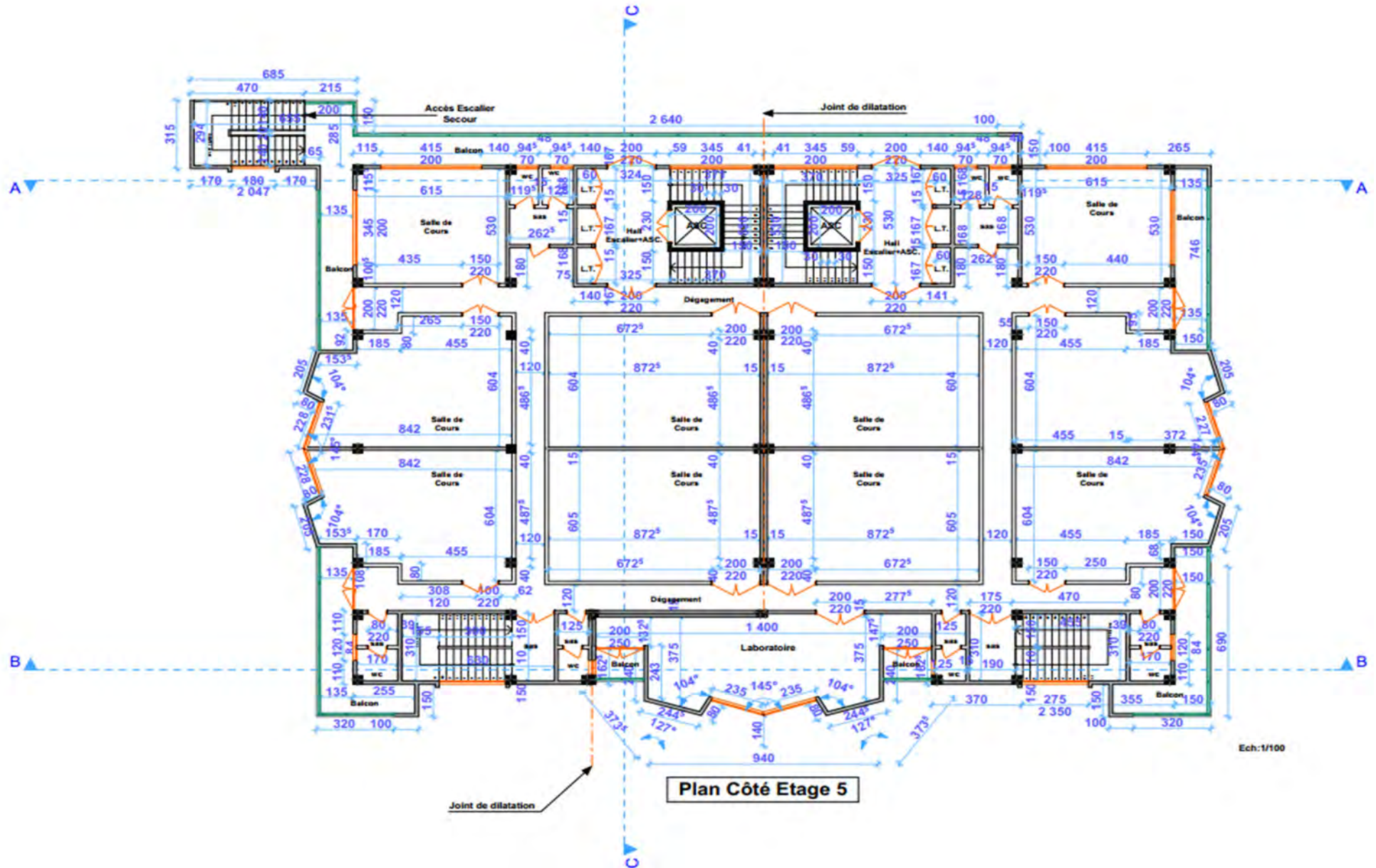


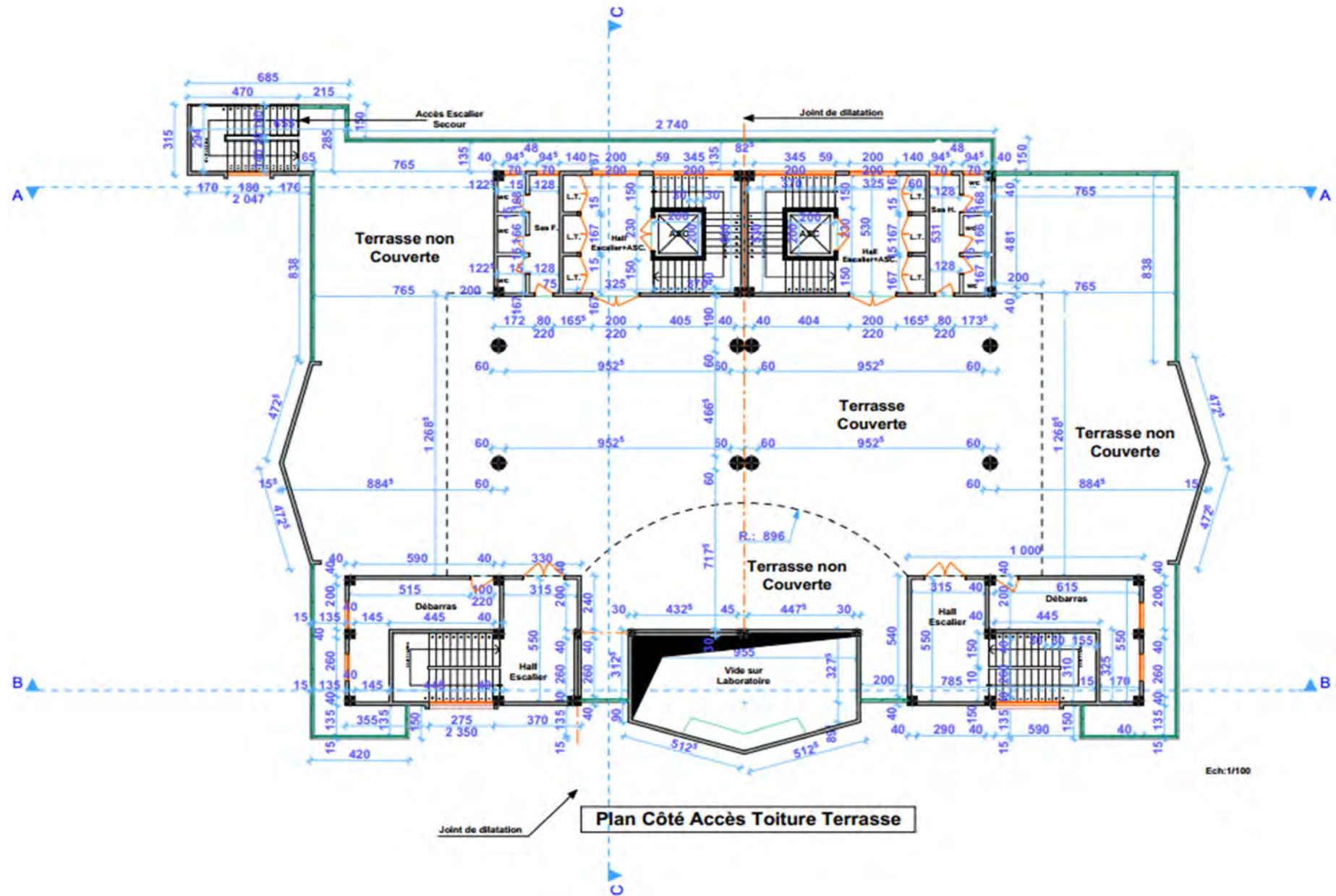


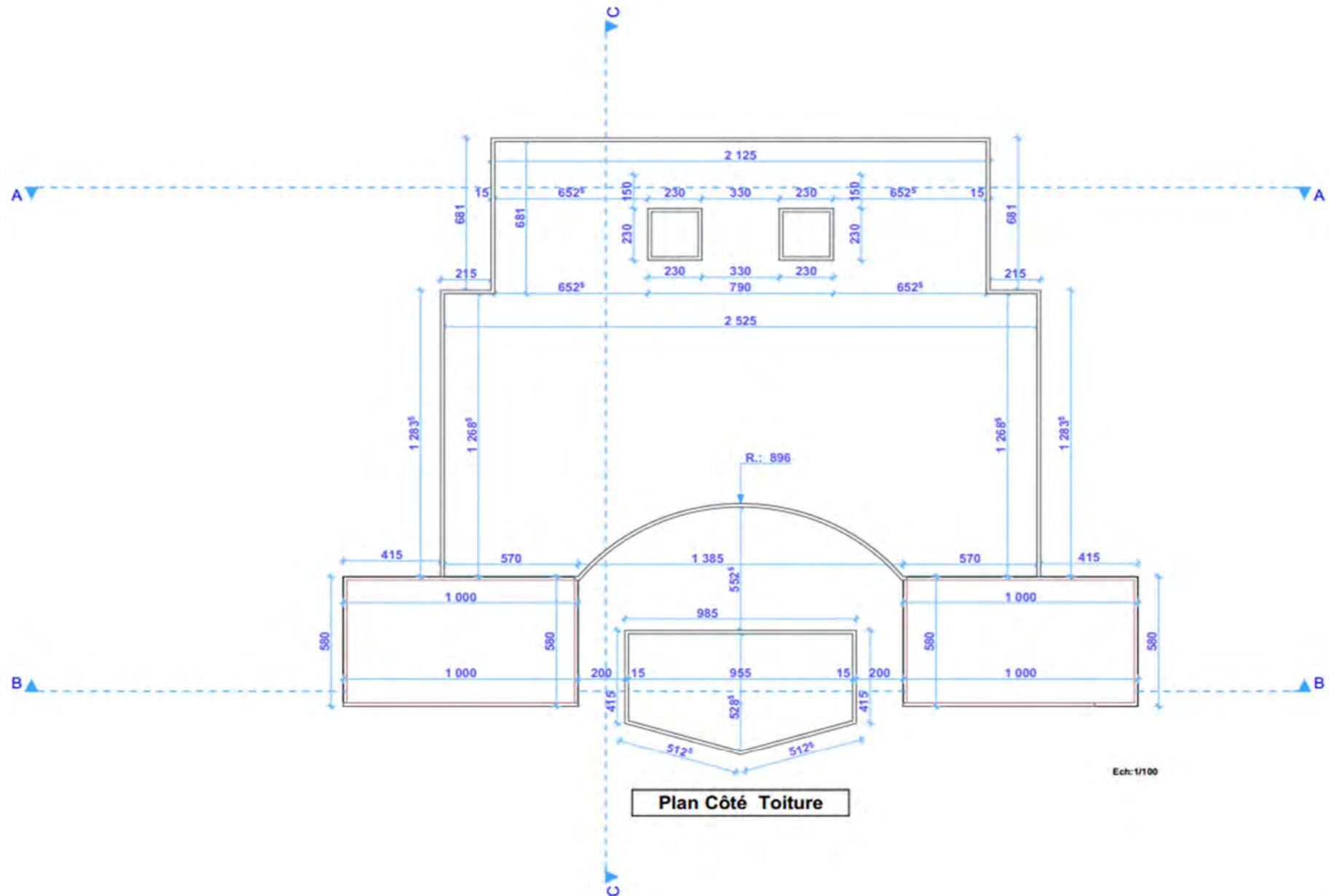




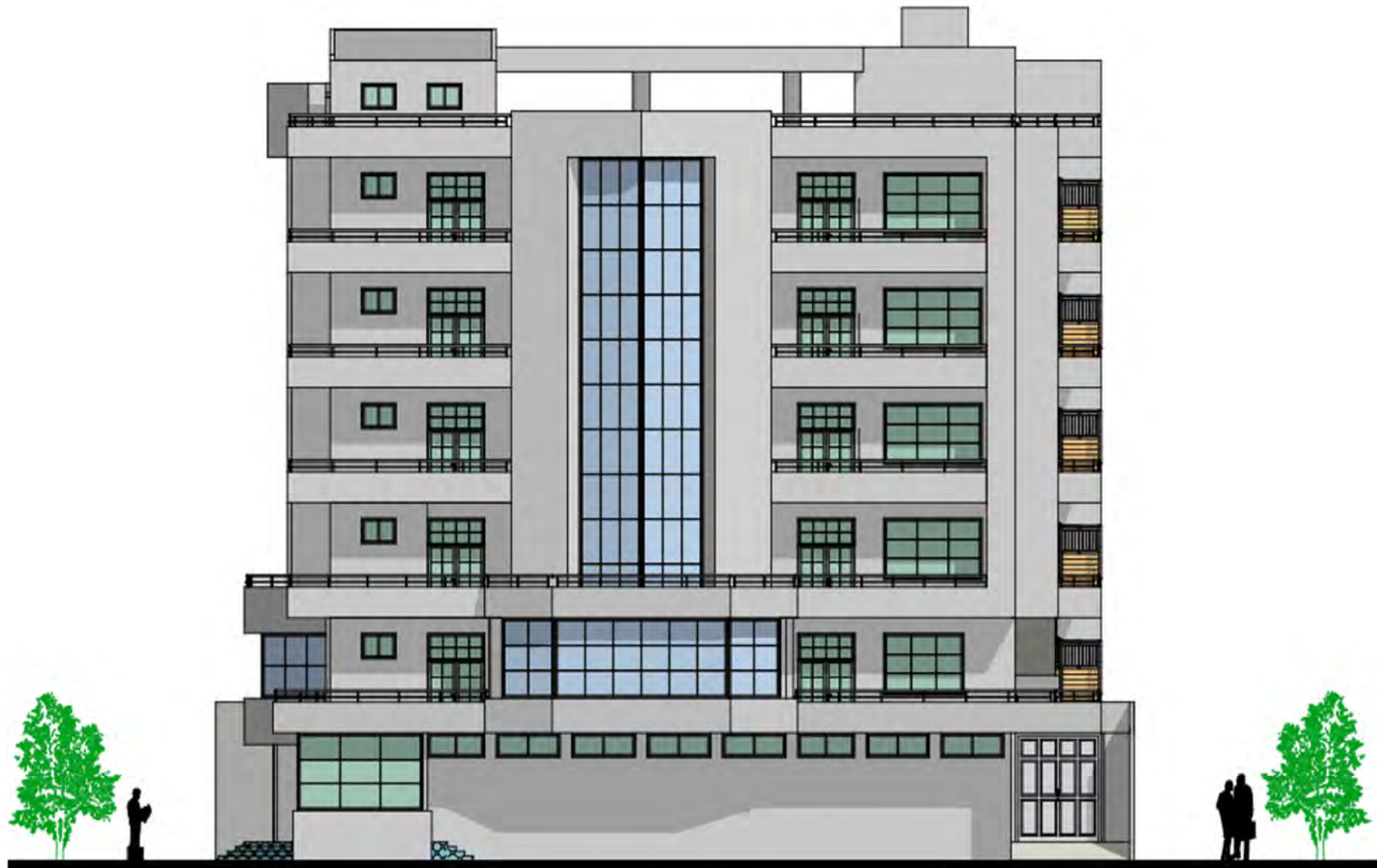






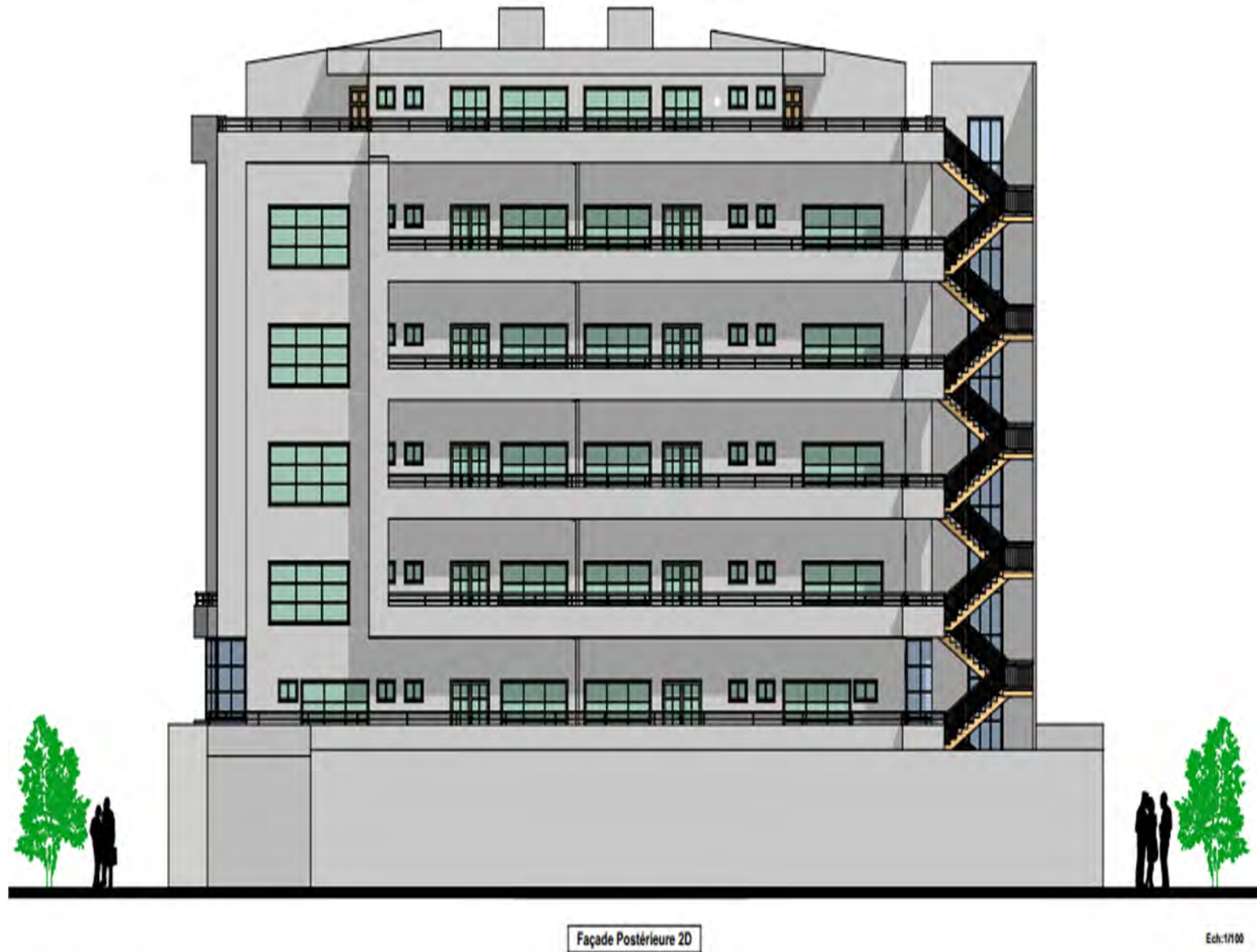


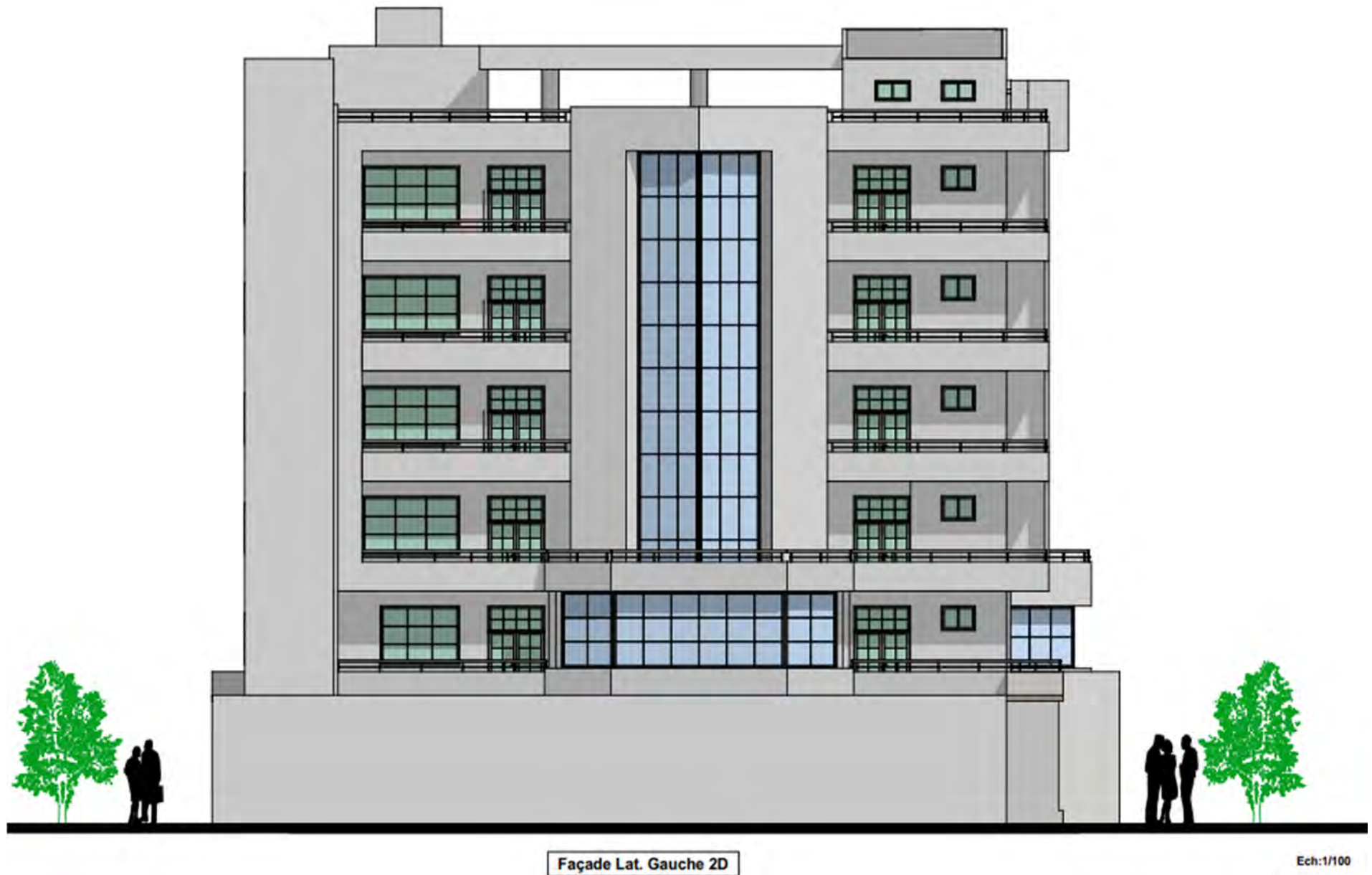




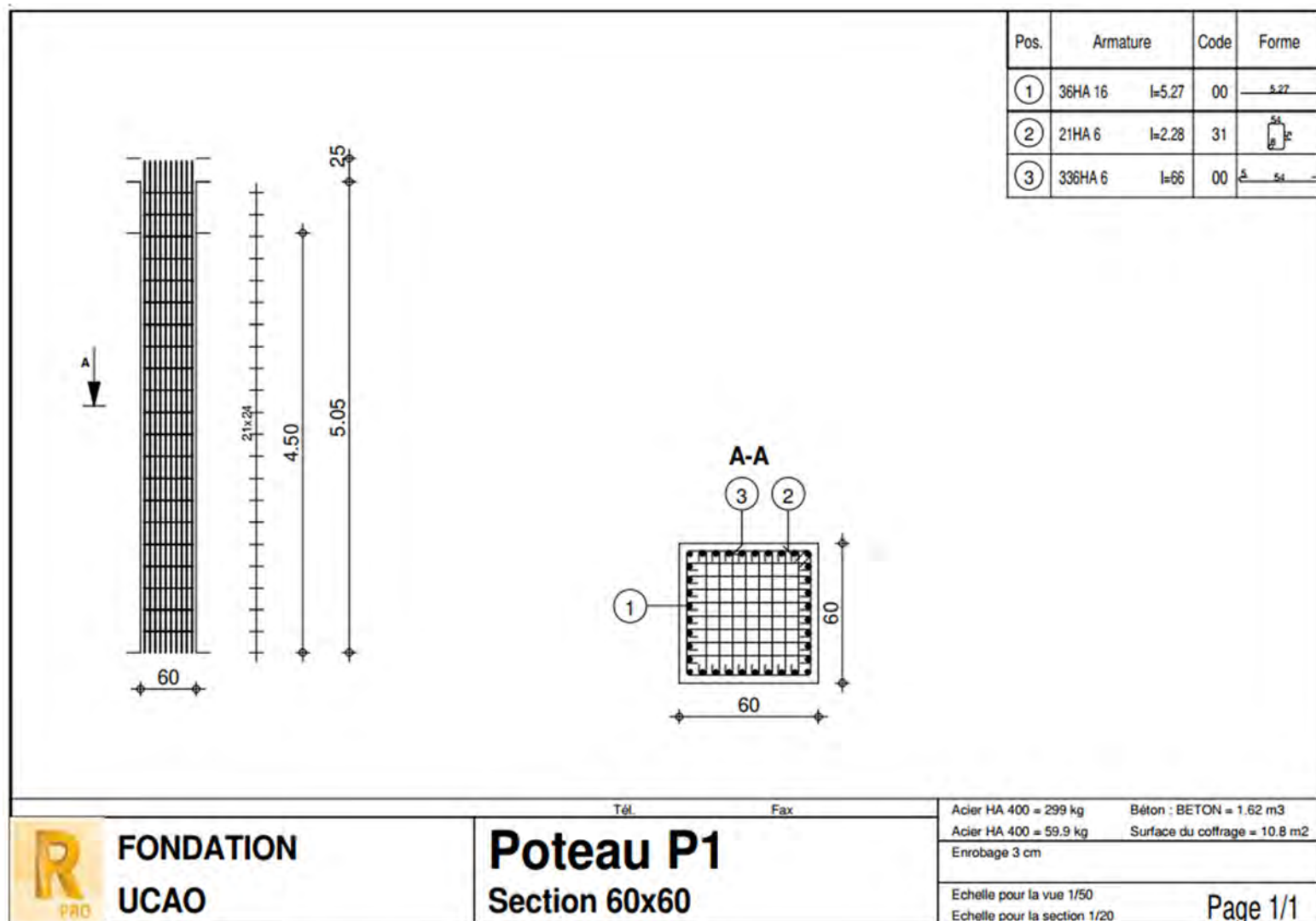
Façade Lat. Droite 2D

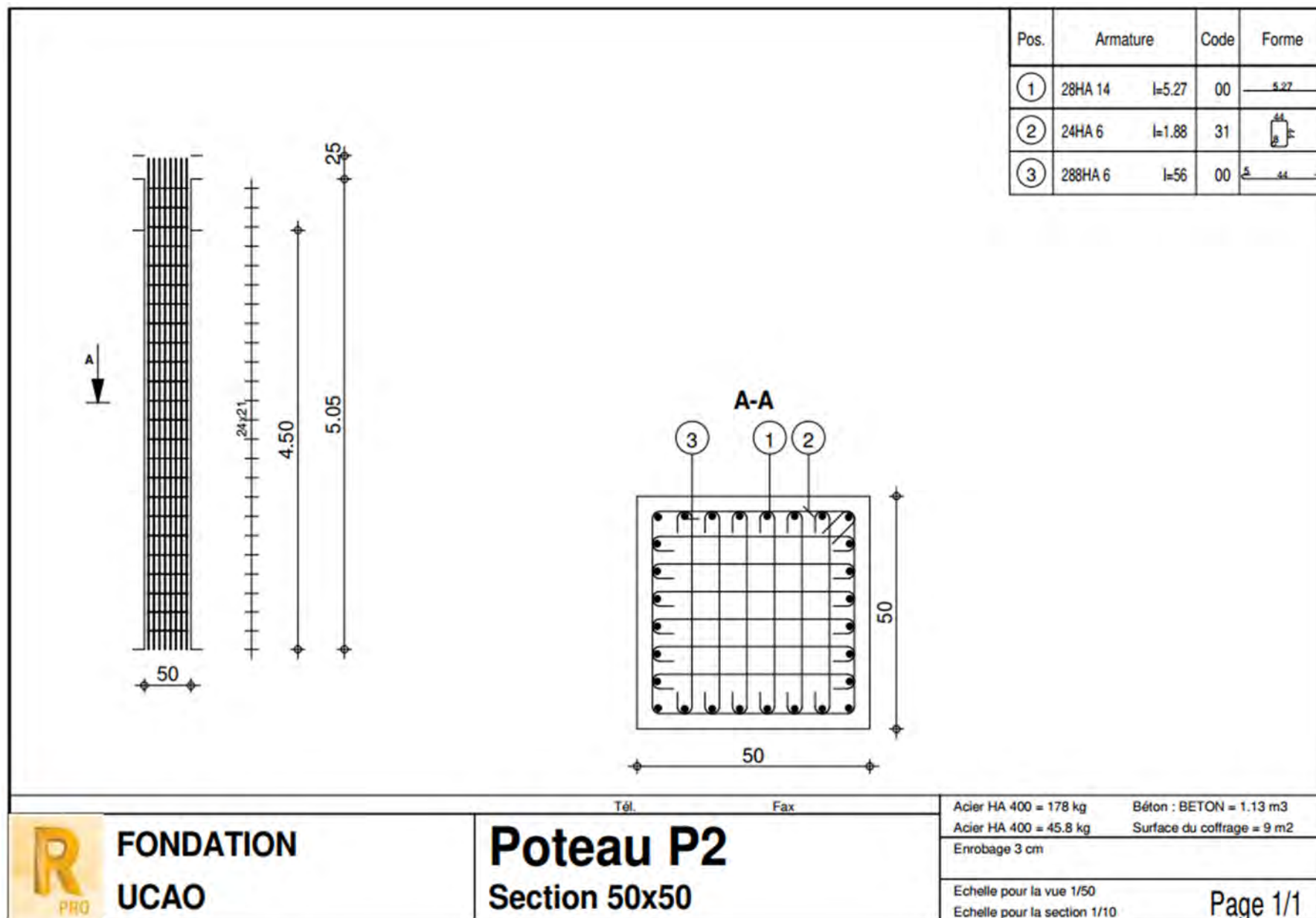
Ech: 1/100

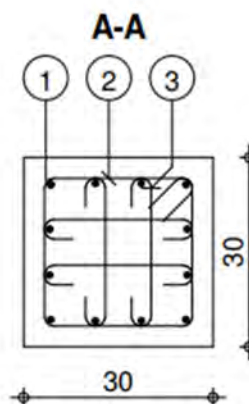
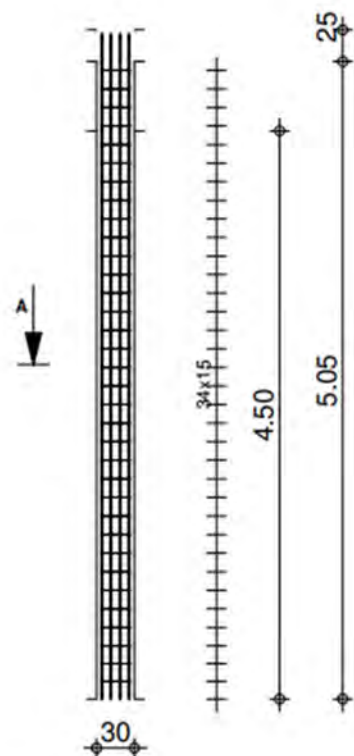




Annexe 2 : Plans d'exécution







Pos.	Armature	Code	Forme
①	12HA 10 l=5.27	00	5.27
②	34HA 6 l=1.08	31	24 2
③	136HA 6 l=36	00	24



**FONDATION
UCAO**

Poteau P4 et P5
Section 30x30

Tél.

Fax

Acier HA 400 = 39 kg

Béton : BETON = 0.405 m3

Acier HA 400 = 19 kg

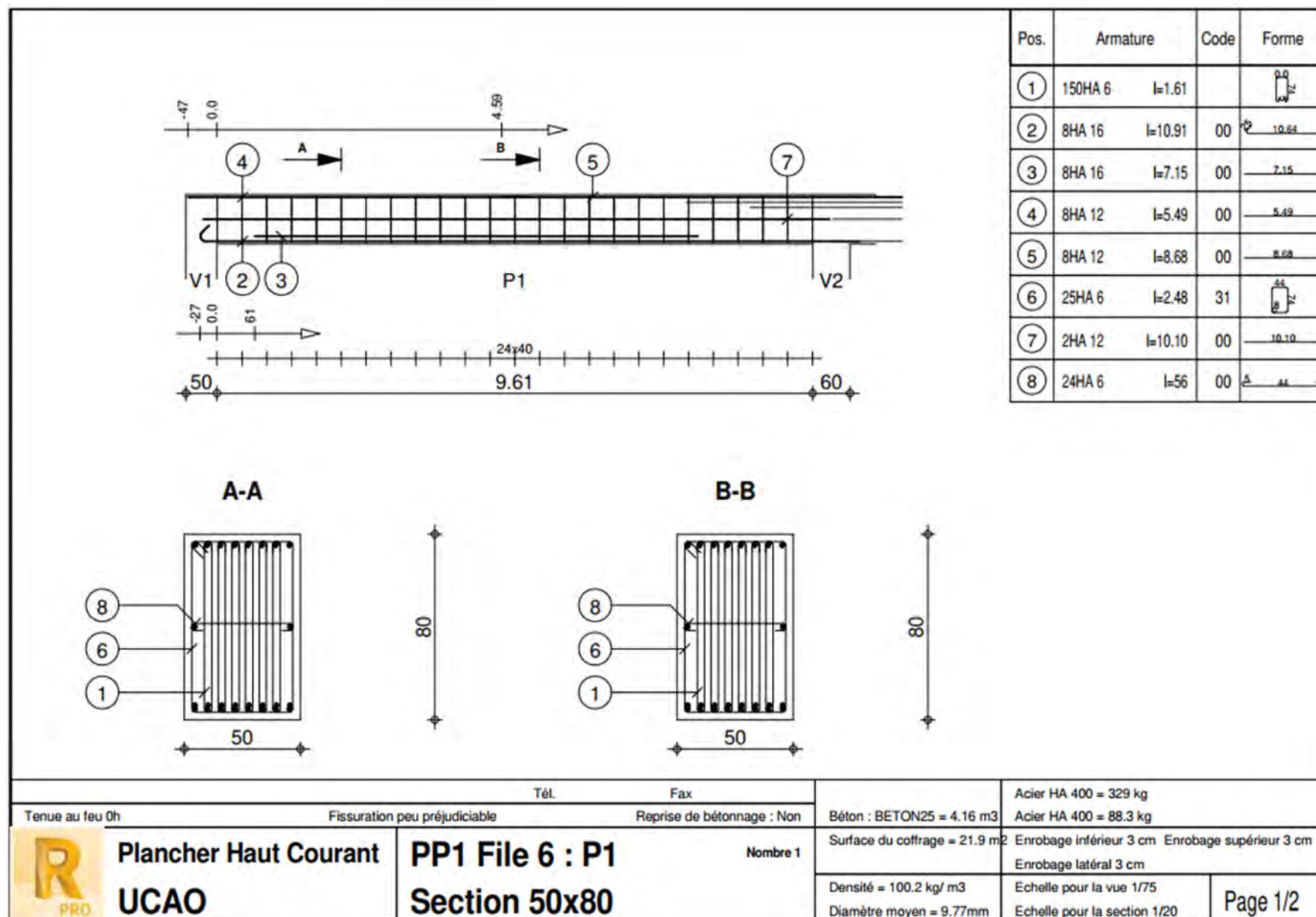
Surface du coffrage = 5.4 m2

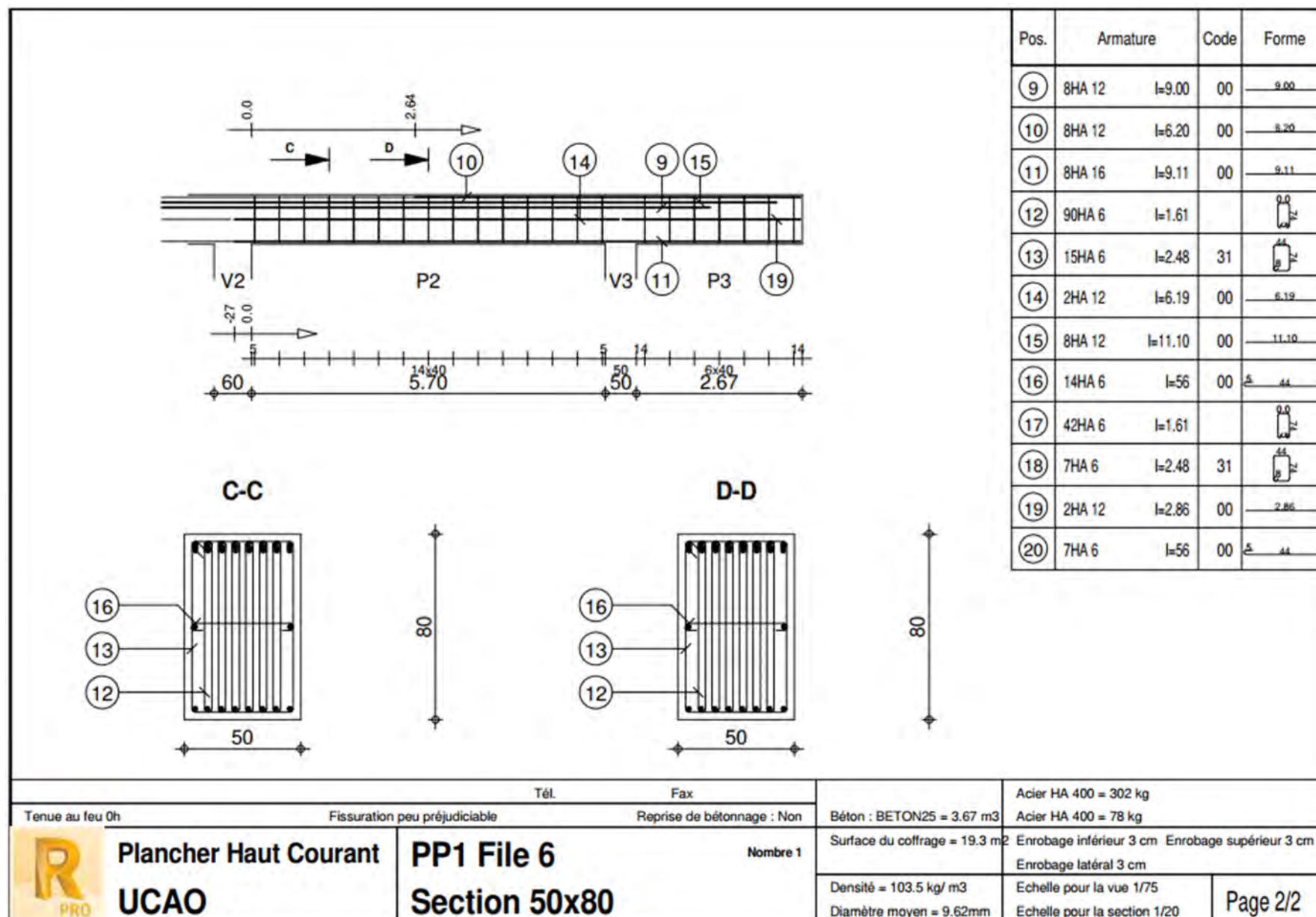
Enrobage 3 cm

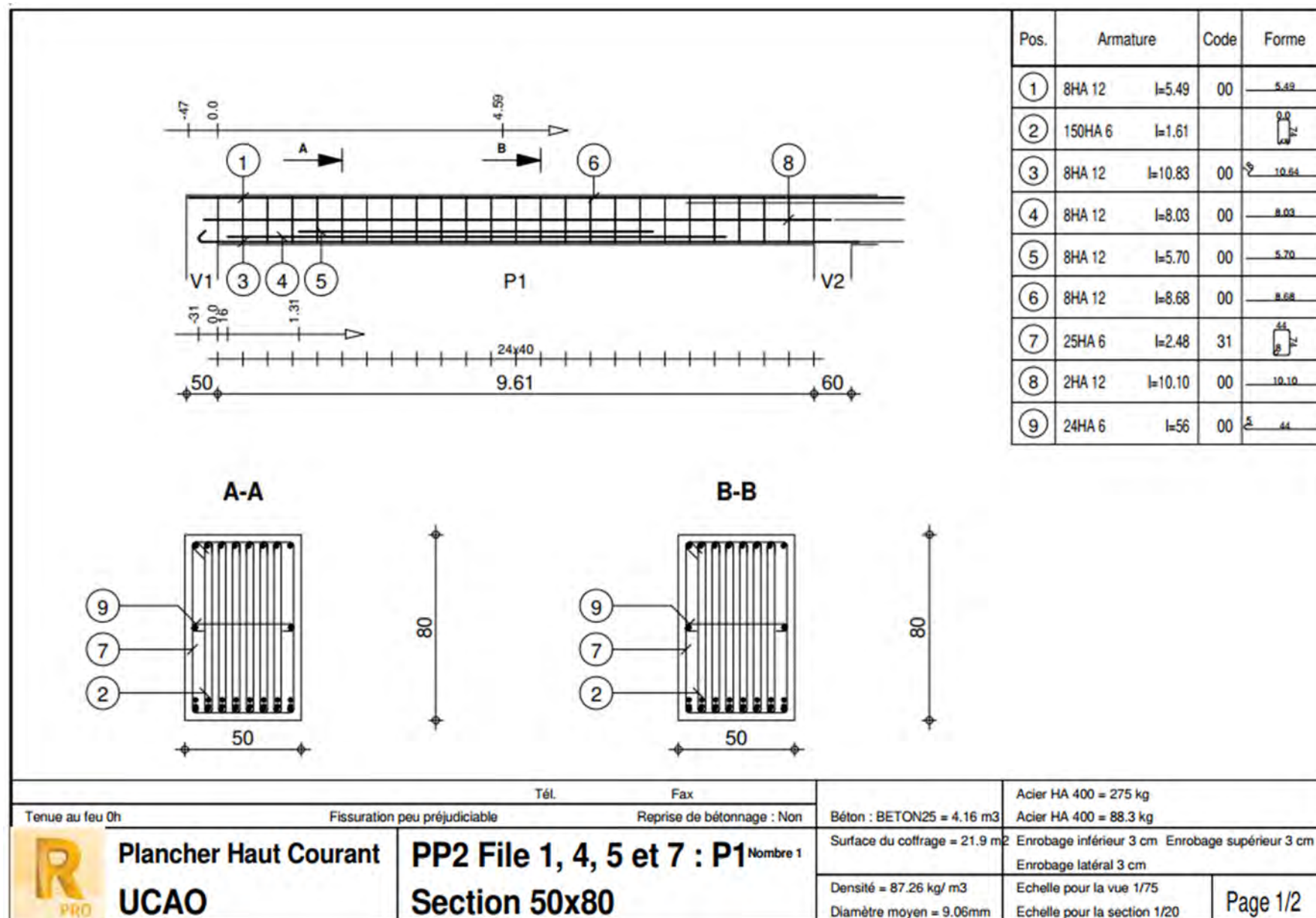
Echelle pour la vue 1/50

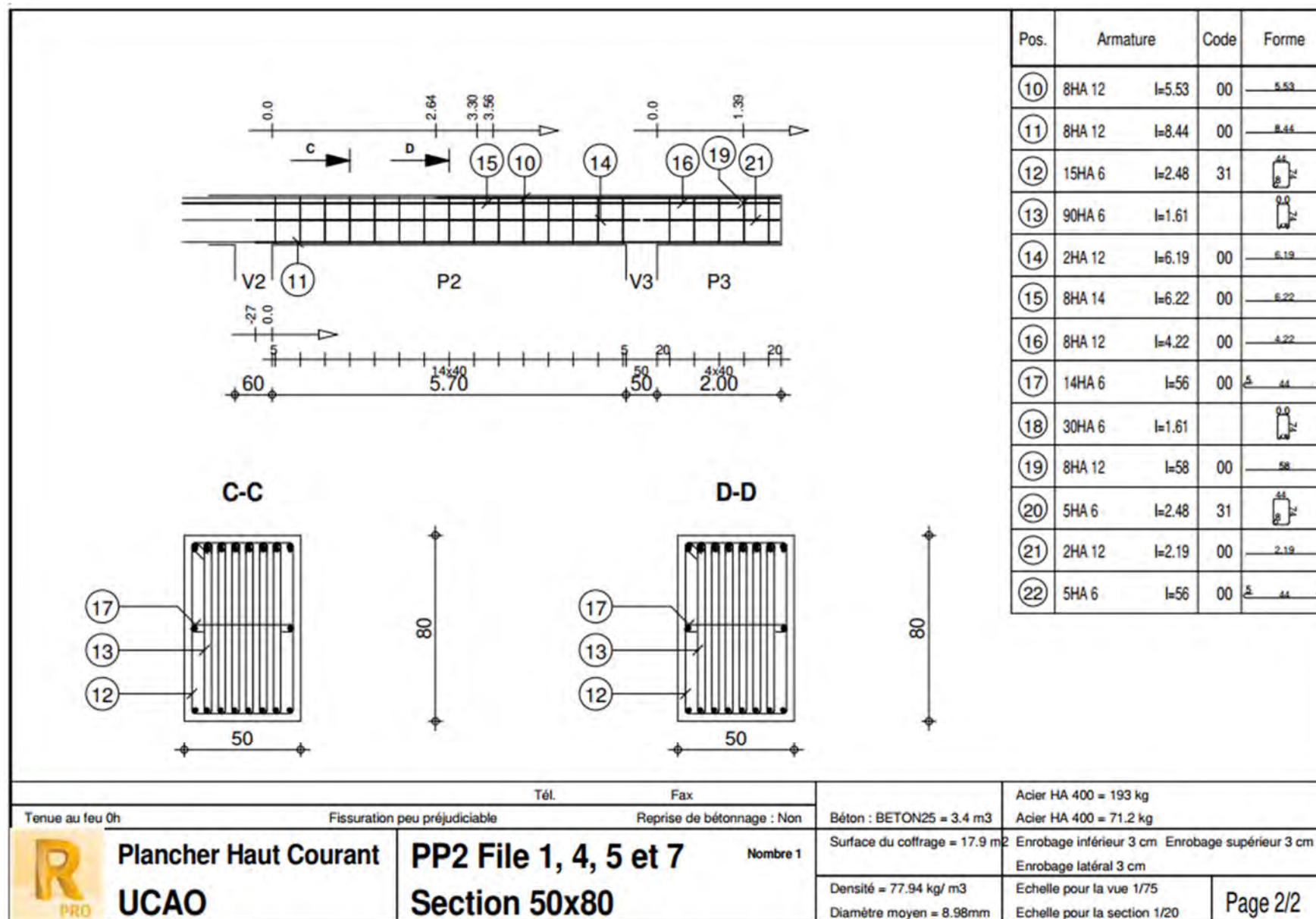
Echelle pour la section 1/10

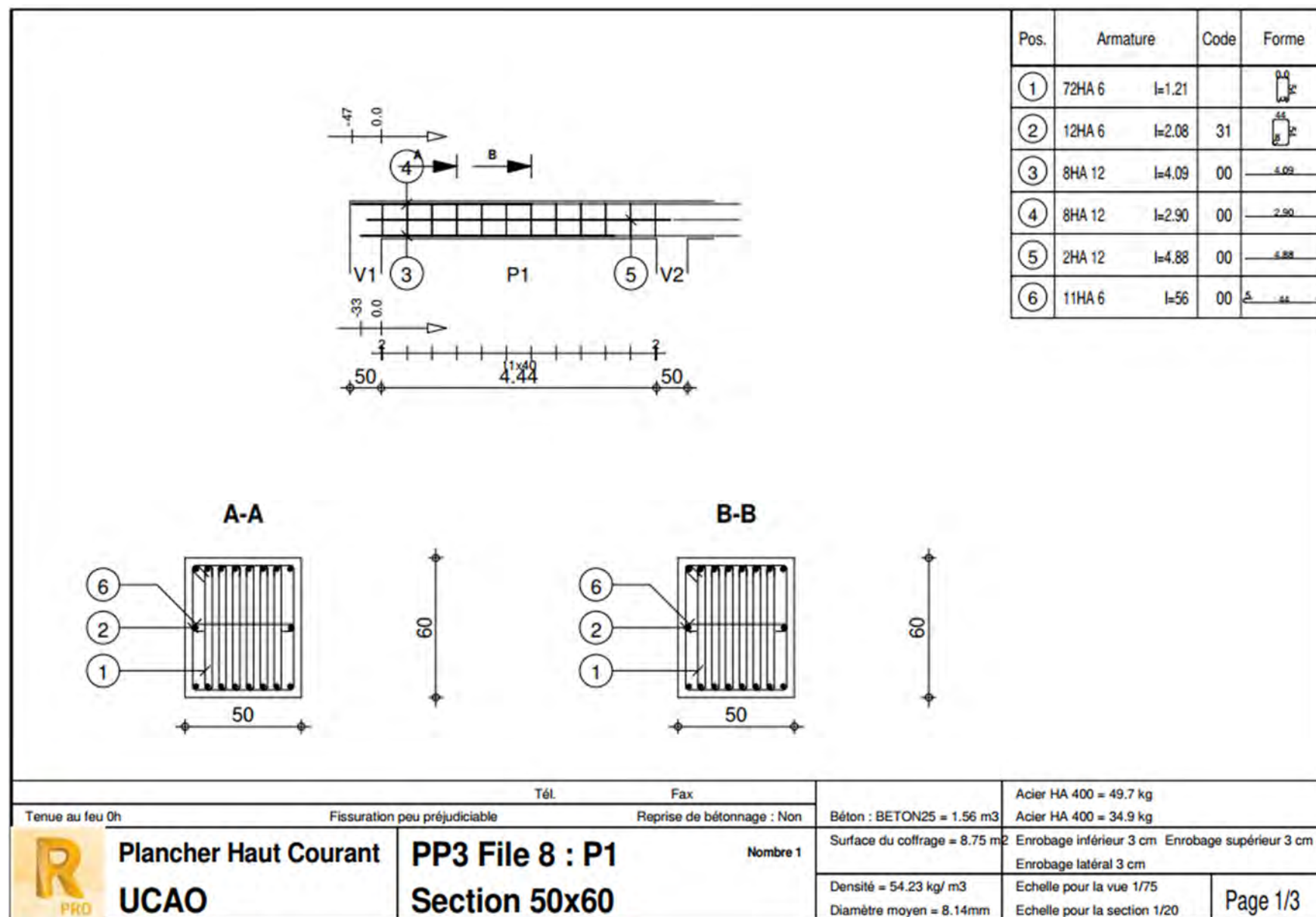
Page 1/1

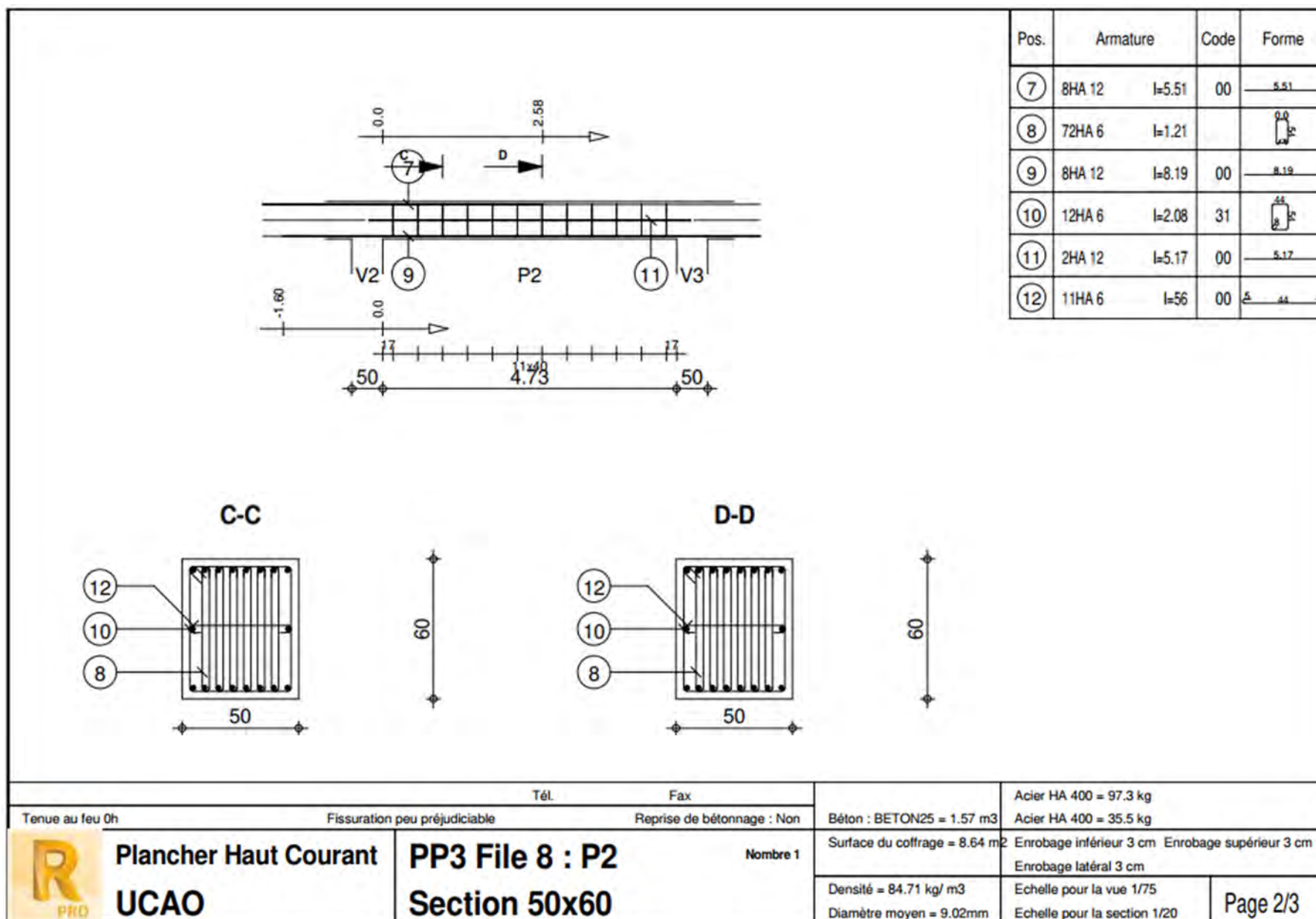


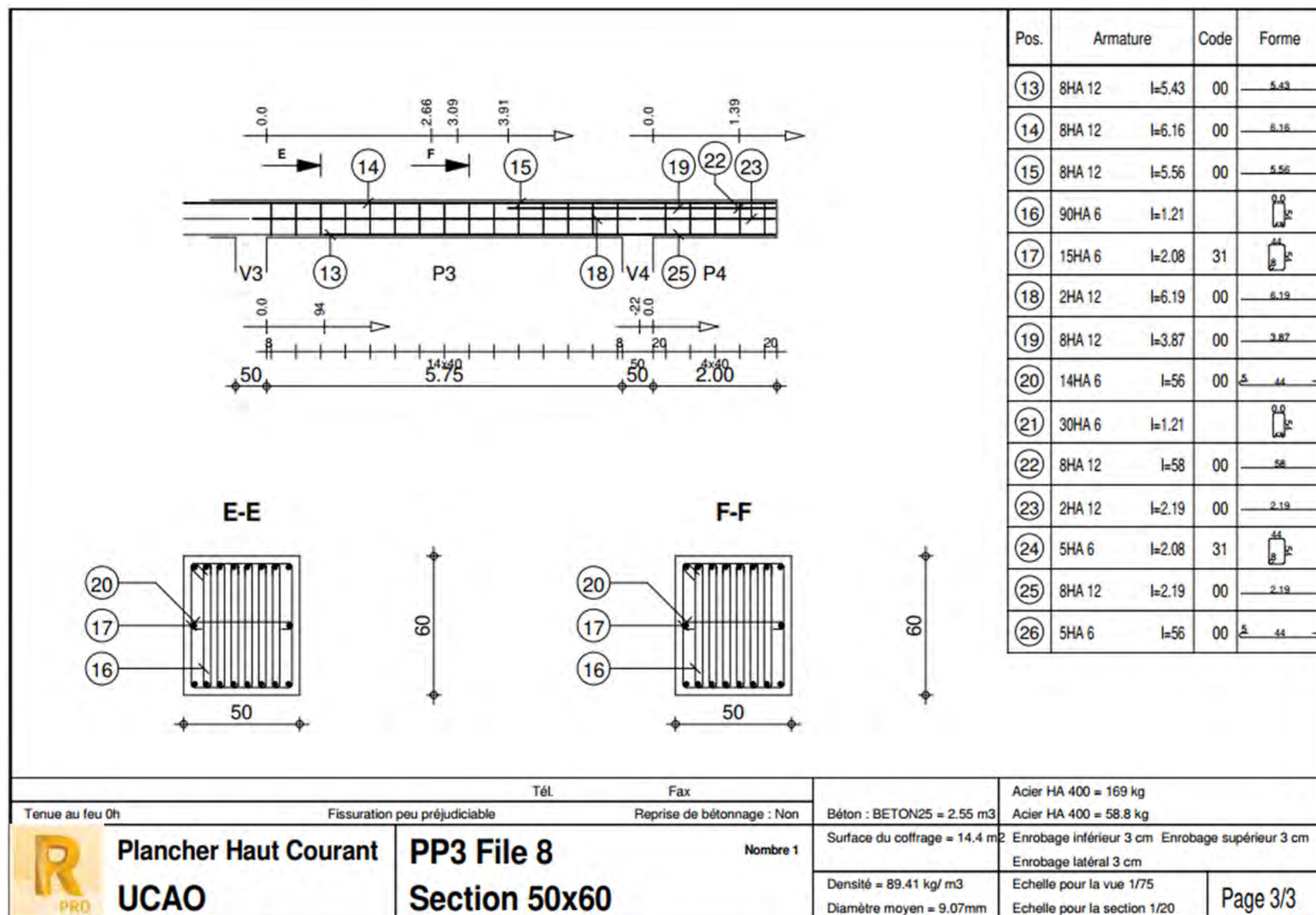


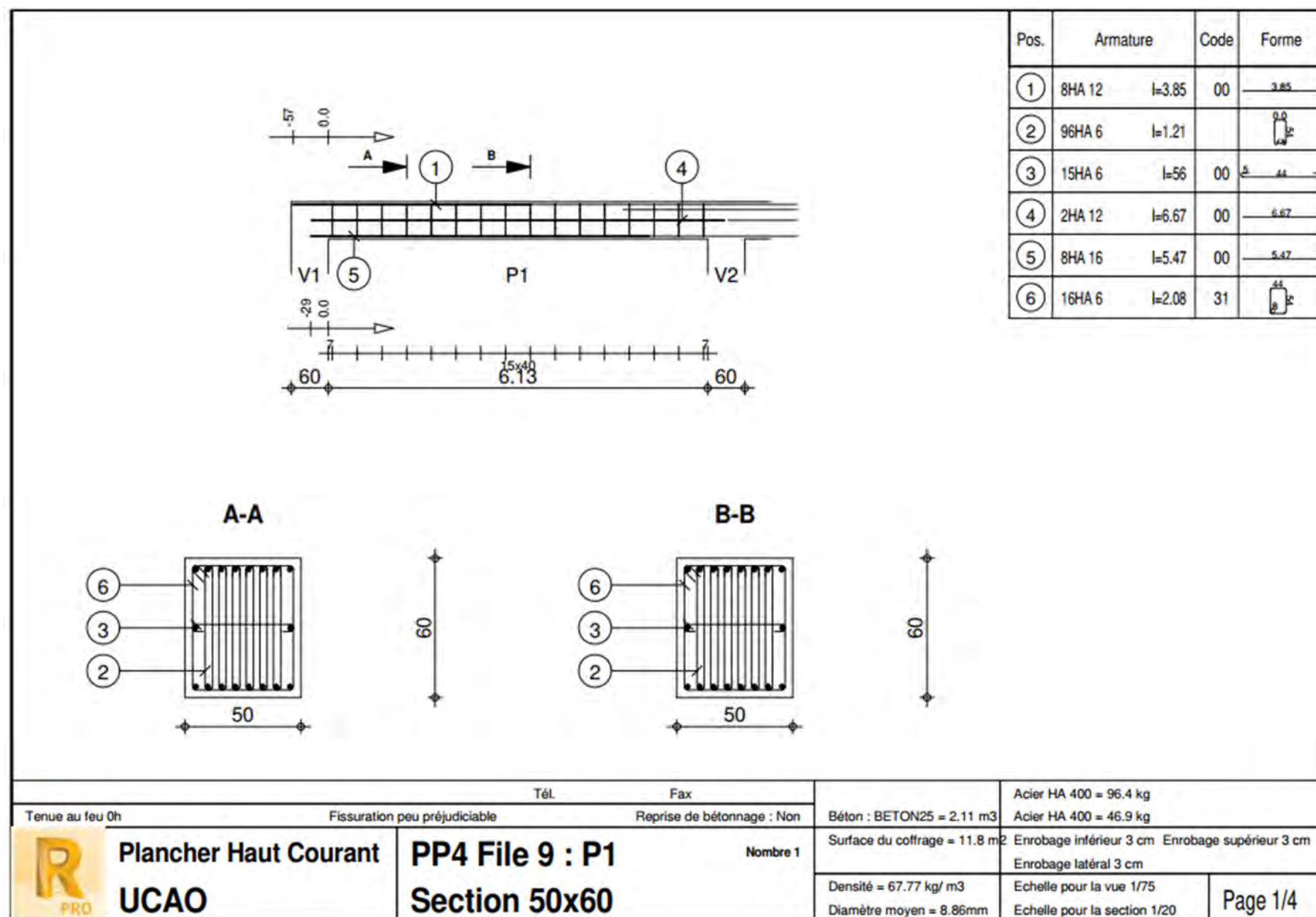


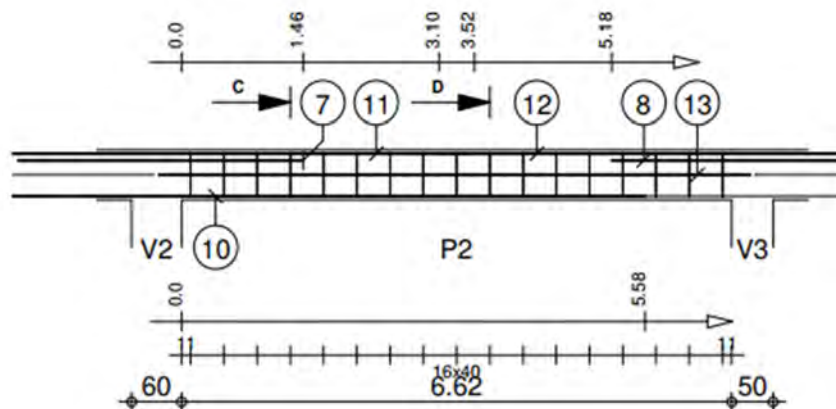




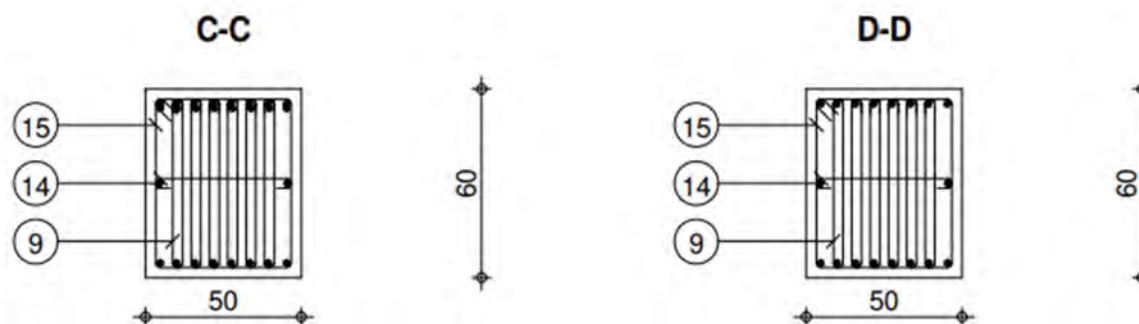





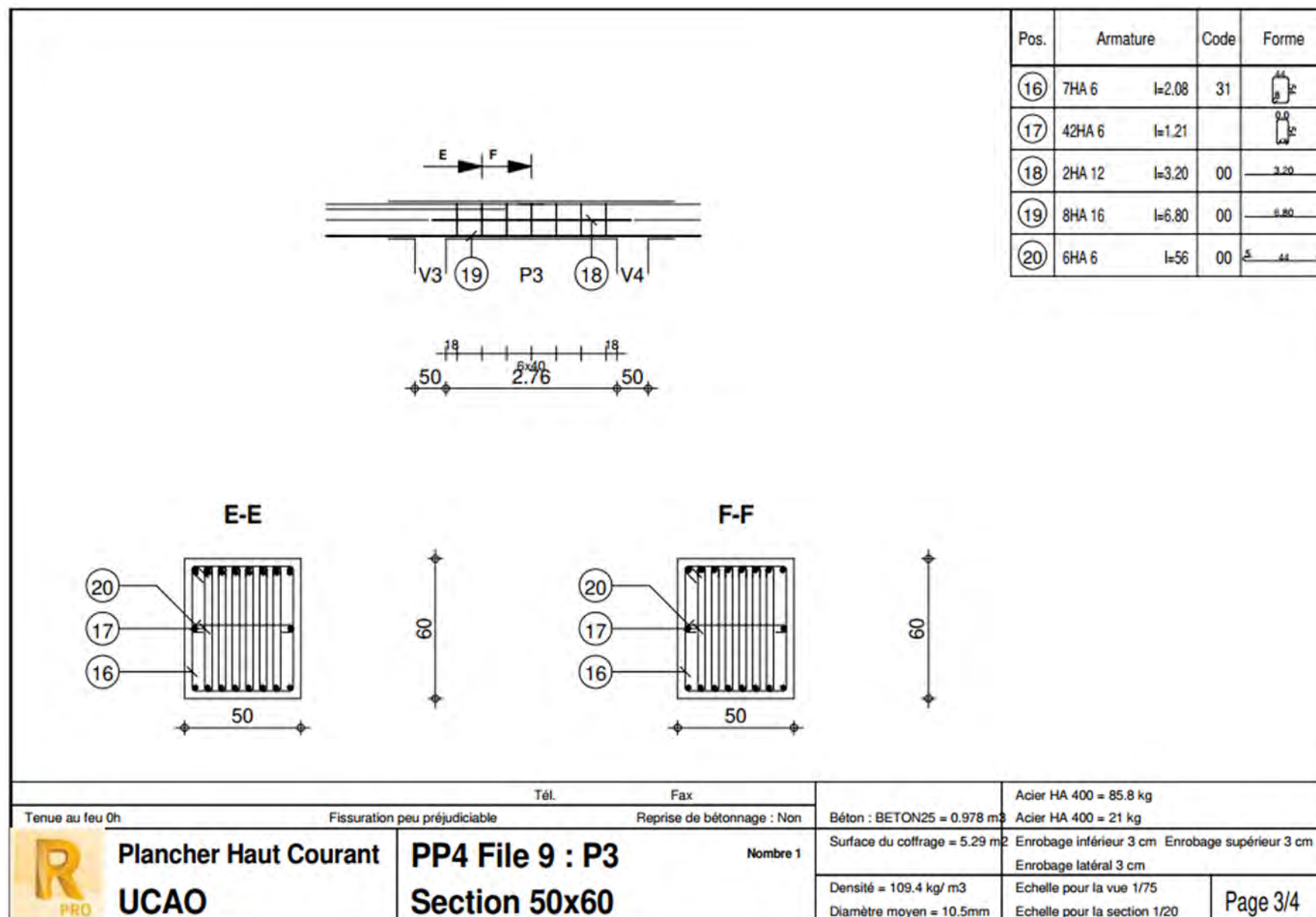


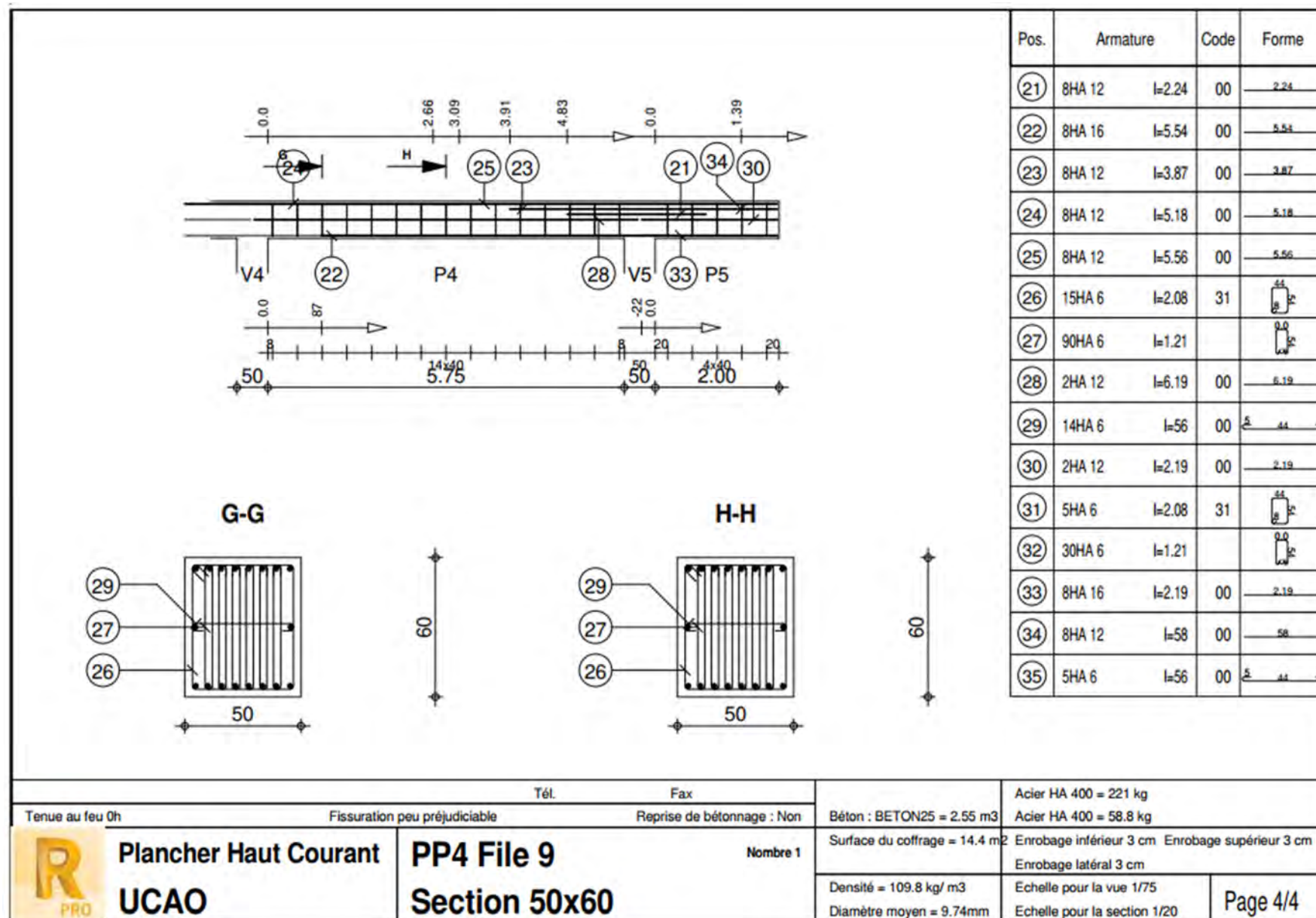


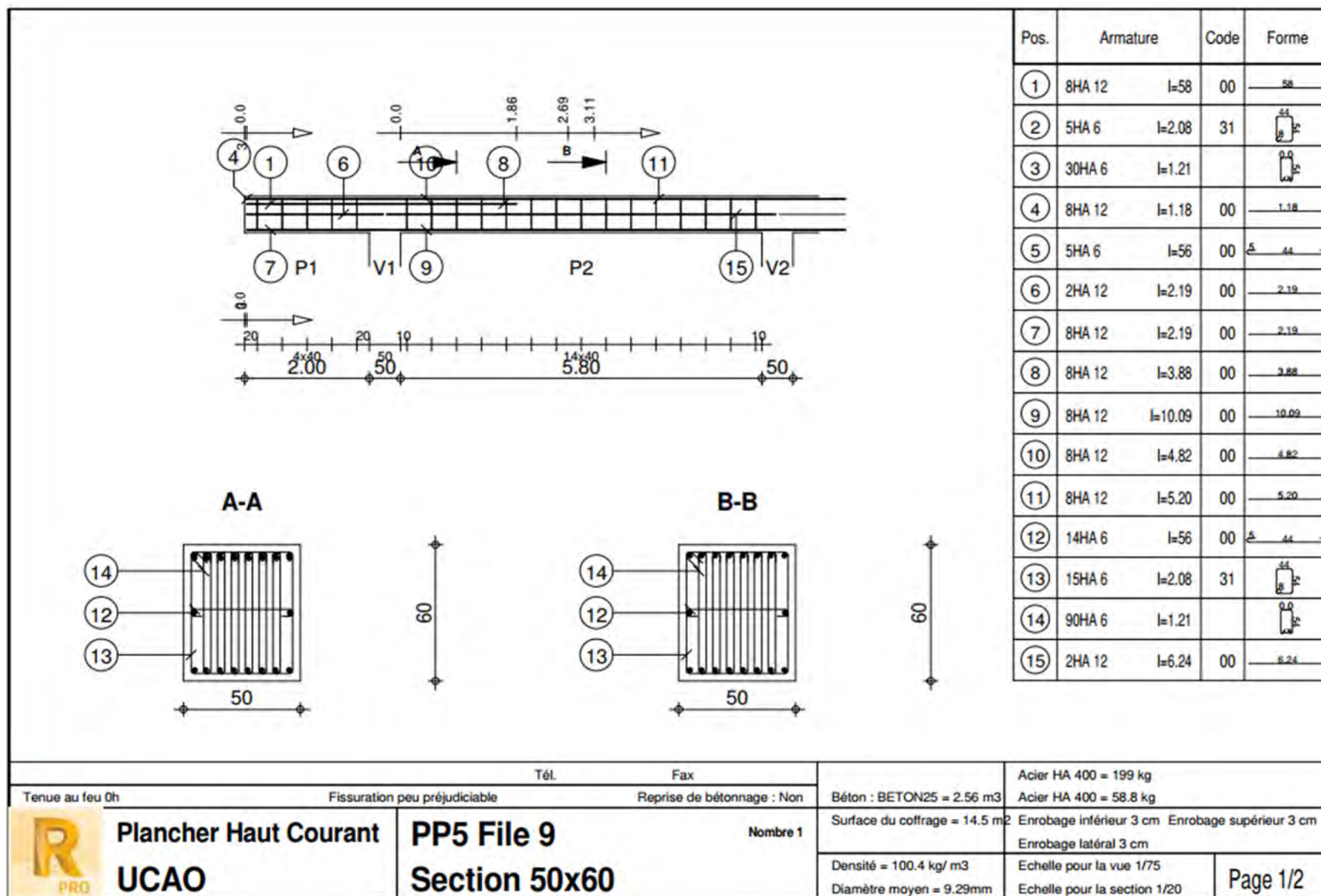
Pos.	Armature	Code	Forme
⑦	8HA 14	l=3.43	00
⑧	8HA 12	l=2.89	00
⑨	102HA 6	l=1.21	00
⑩	8HA 16	l=7.69	00
⑪	8HA 12	l=7.40	00
⑫	8HA 12	l=5.61	00
⑬	2HA 12	l=7.11	00
⑭	16HA 6	l=56	00
⑮	17HA 6	l=2.08	31

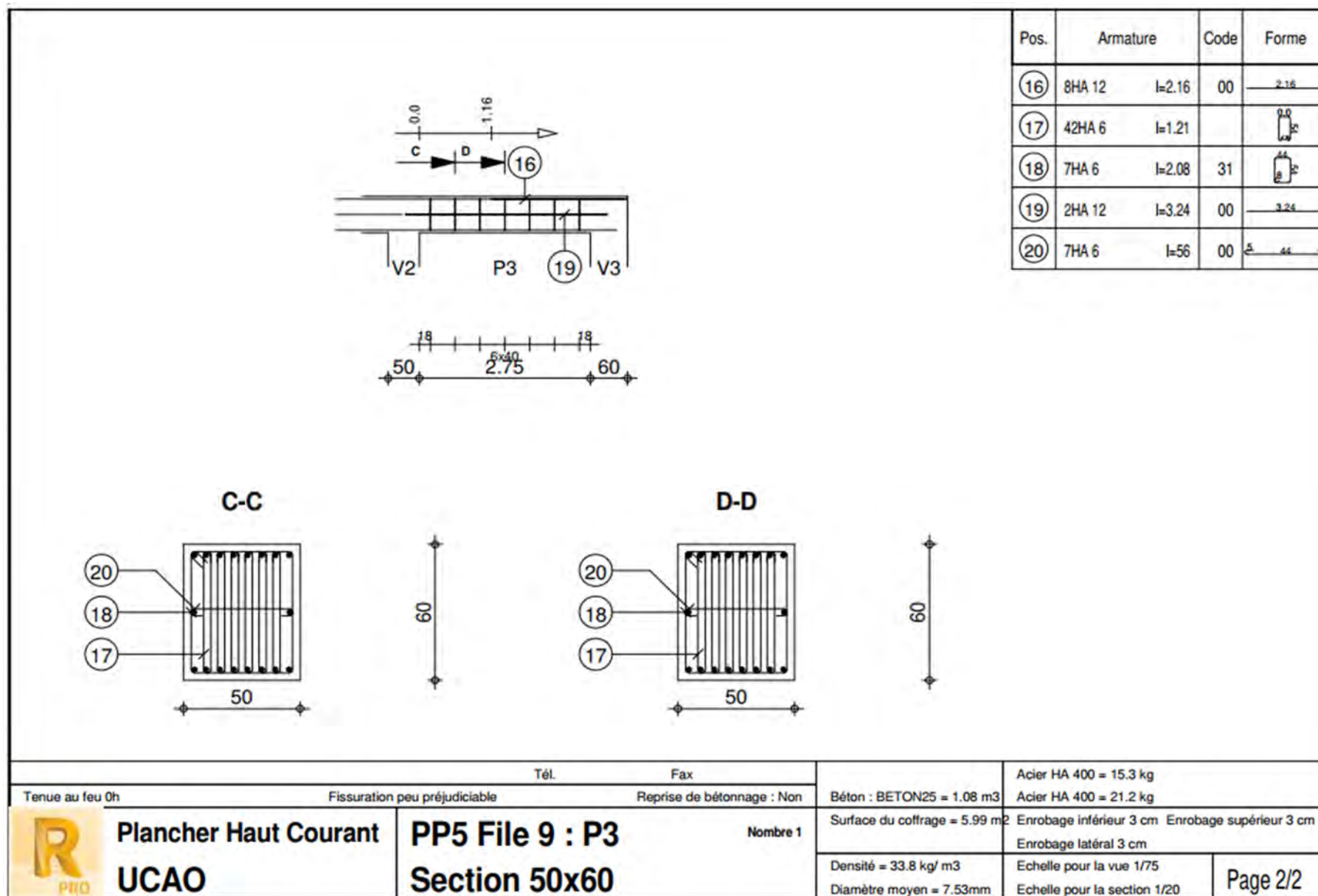


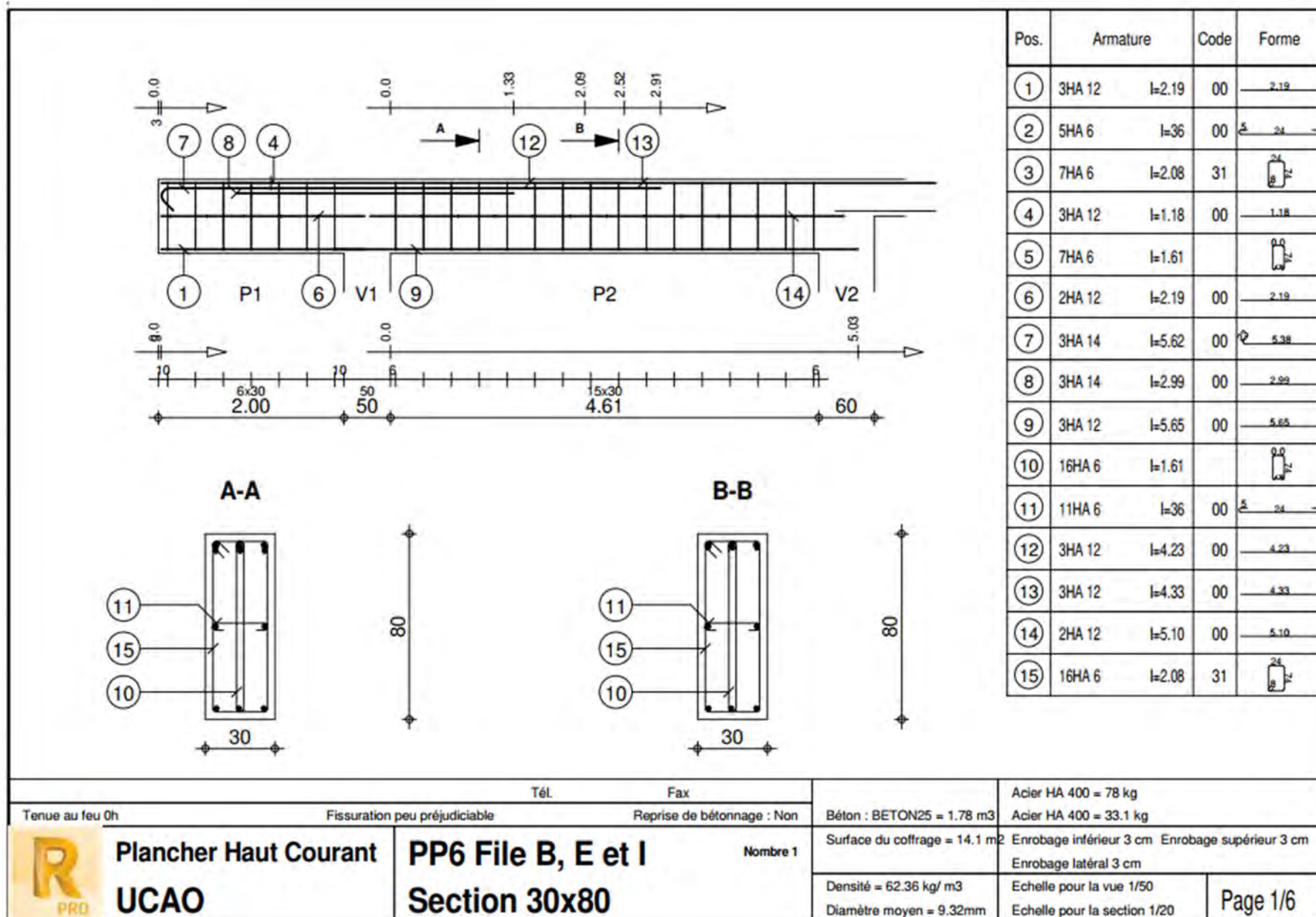
			Tél.	Fax			Acier HA 400 = 243 kg
Tenue au feu 0h			Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Béton : BETON25 = 2.15 m3 Acier HA 400 = 49.9 kg
	Plancher Haut Courant UCAO	PP4 File 9 : P2 Section 50x60	Nombre 1	Surface du coffrage = 11.9 m2		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 136.3 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.2mm		Echelle pour la vue 1/75 Echelle pour la section 1/20 Page 2/4	

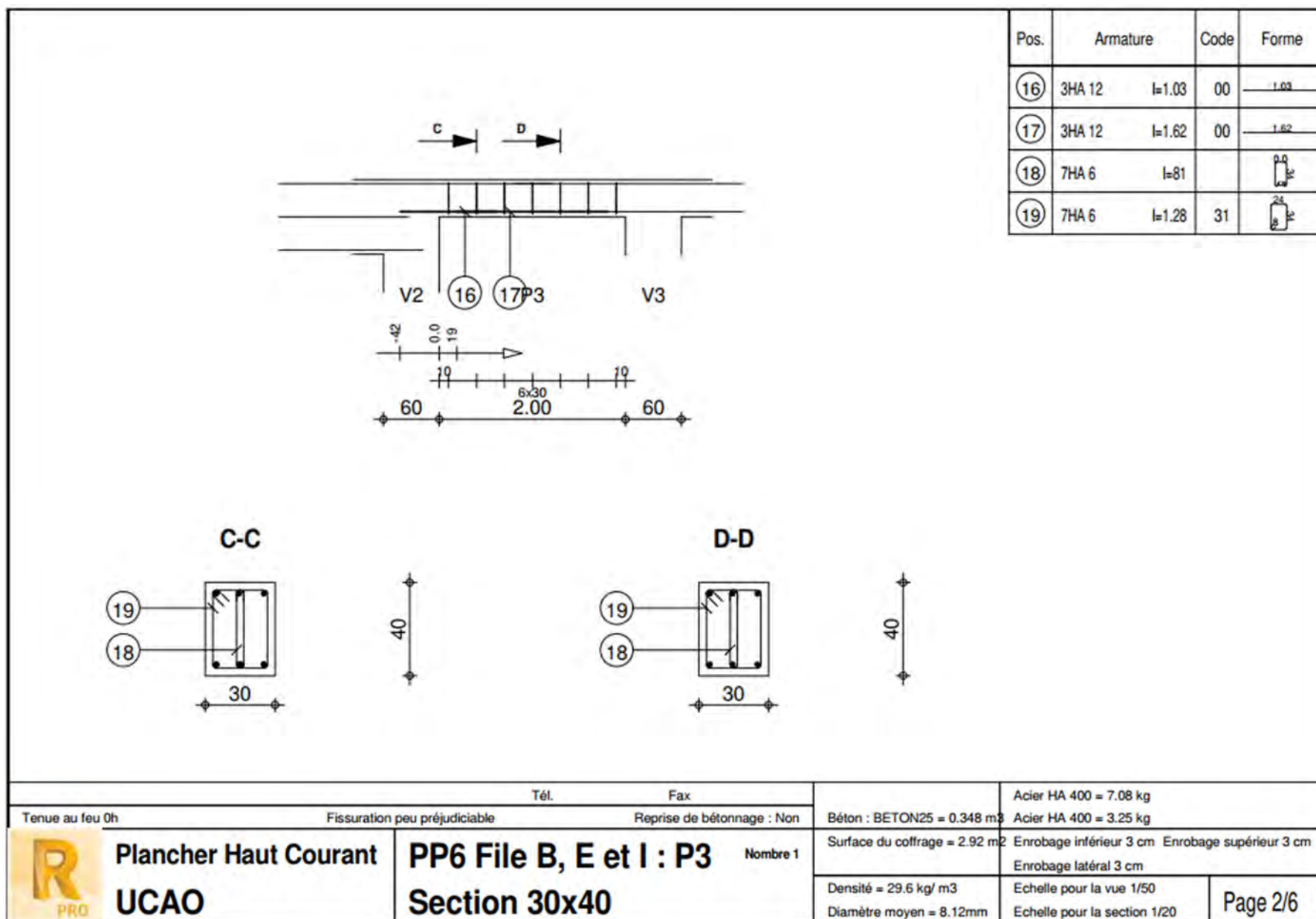


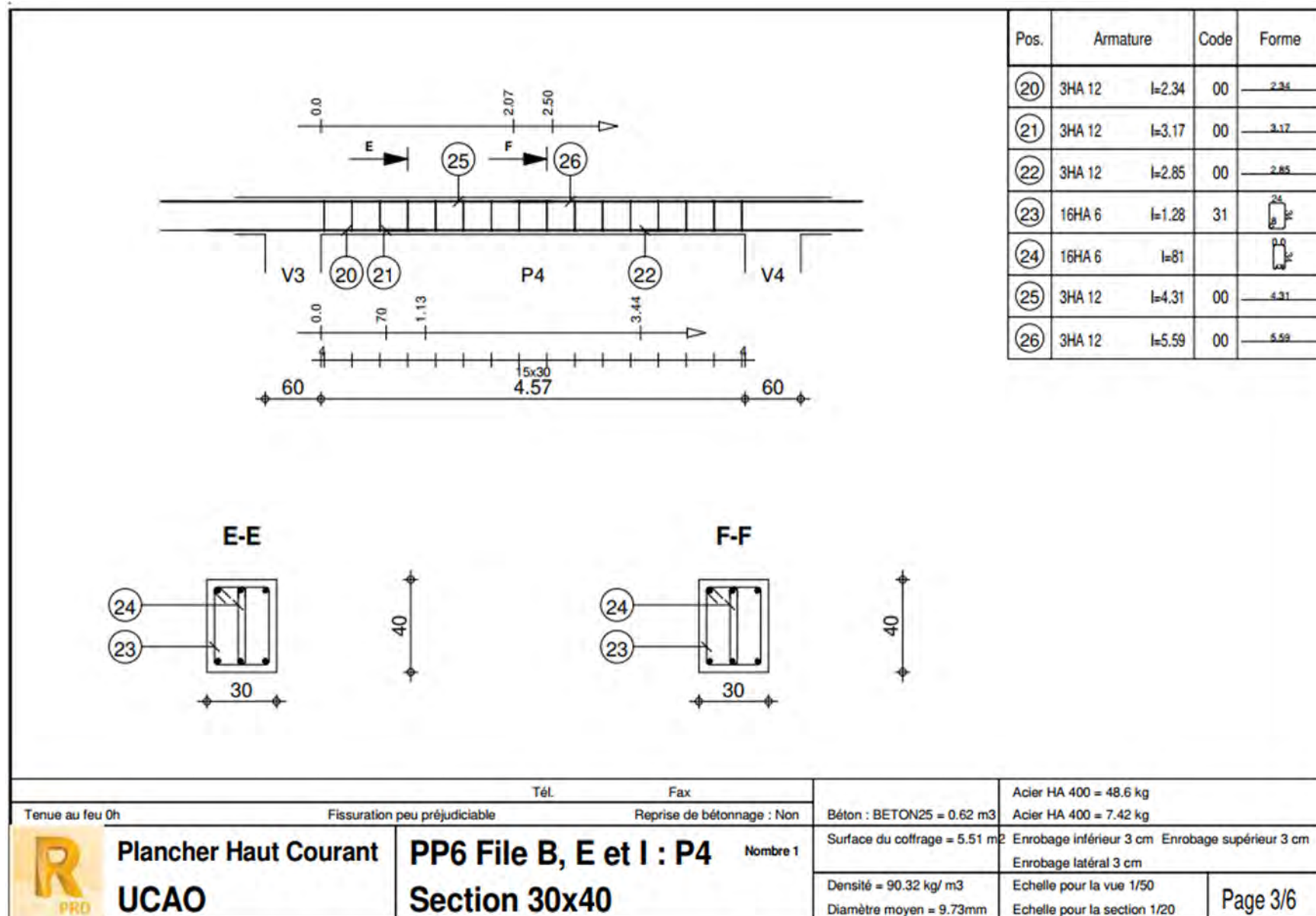


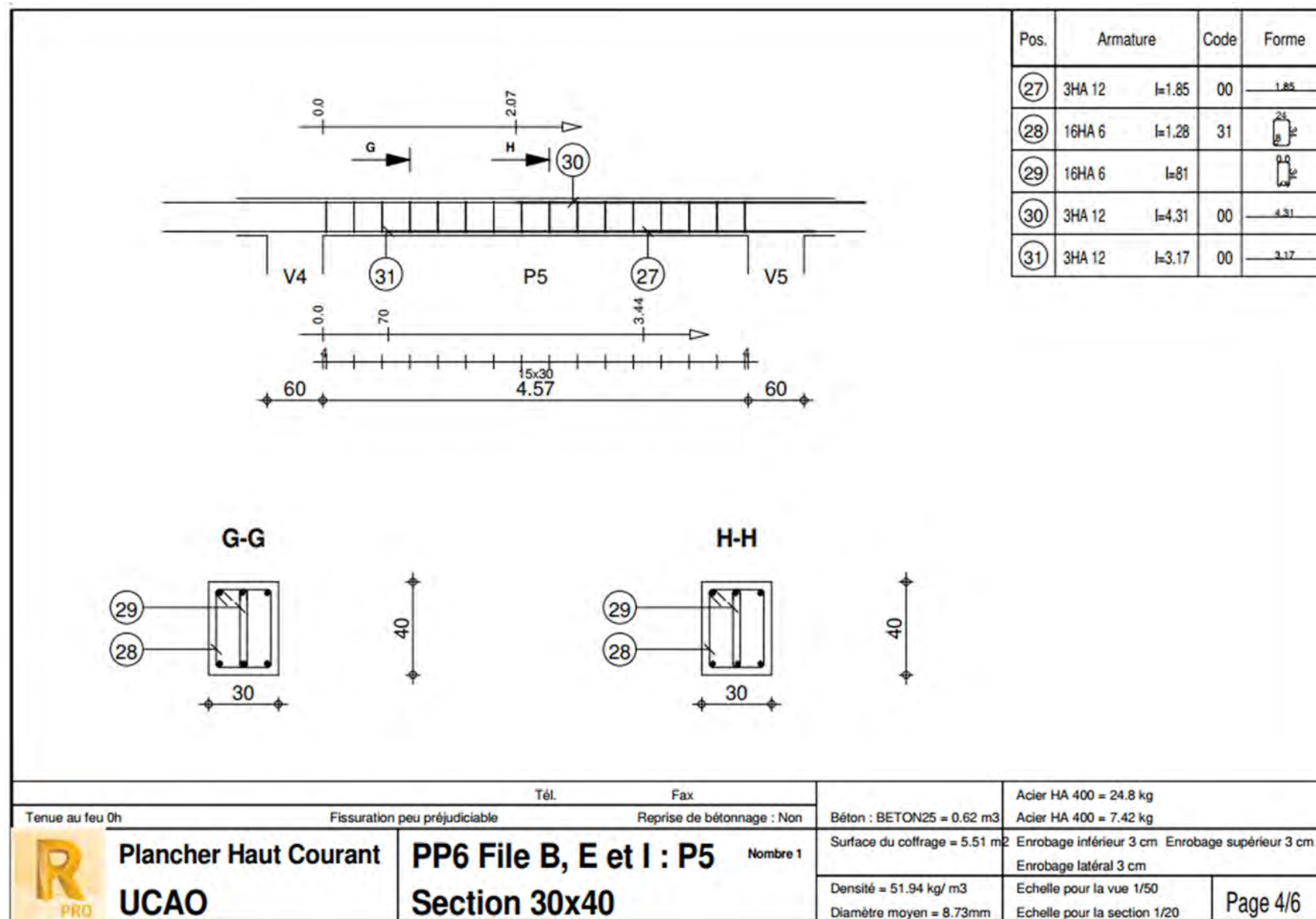


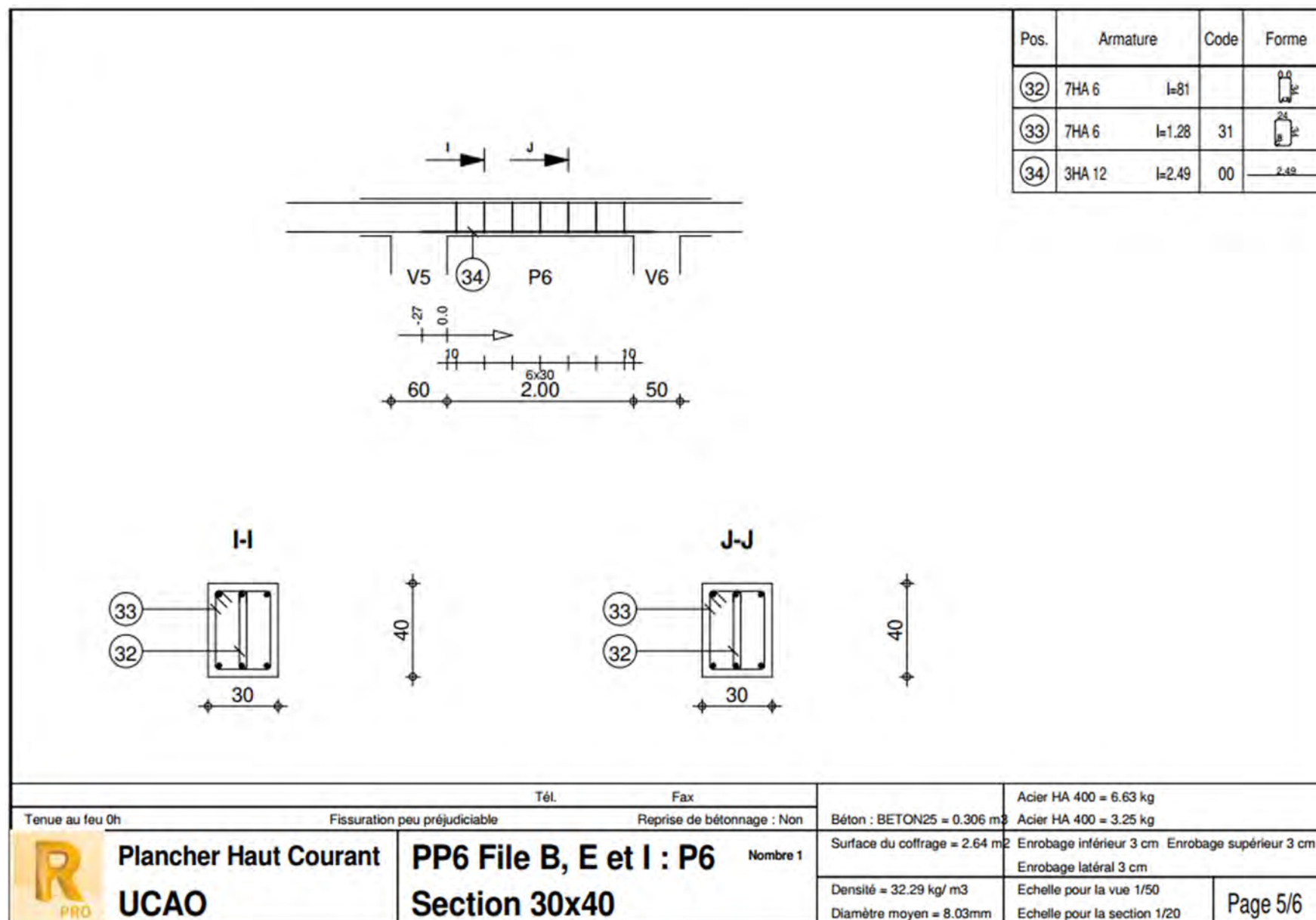


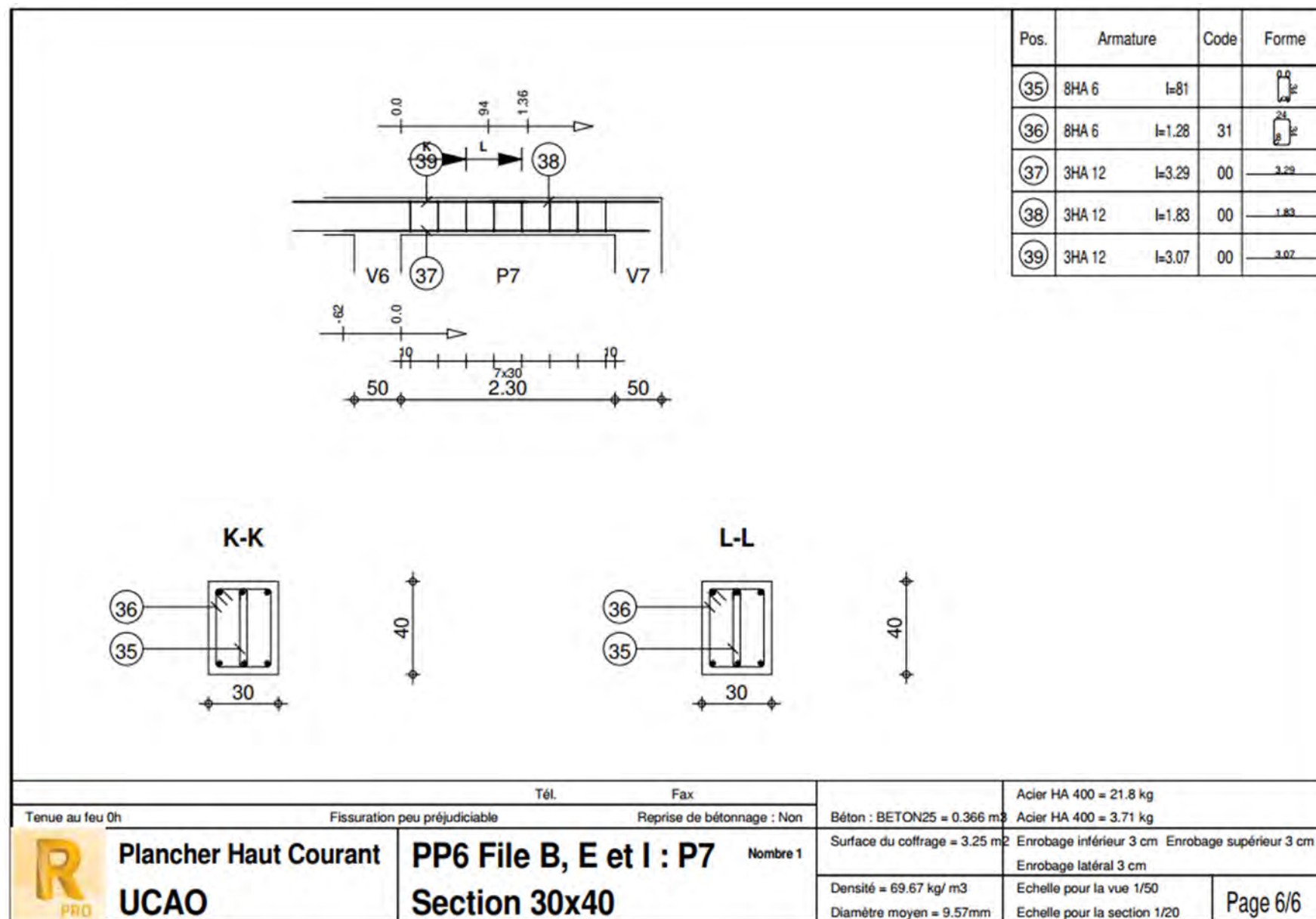


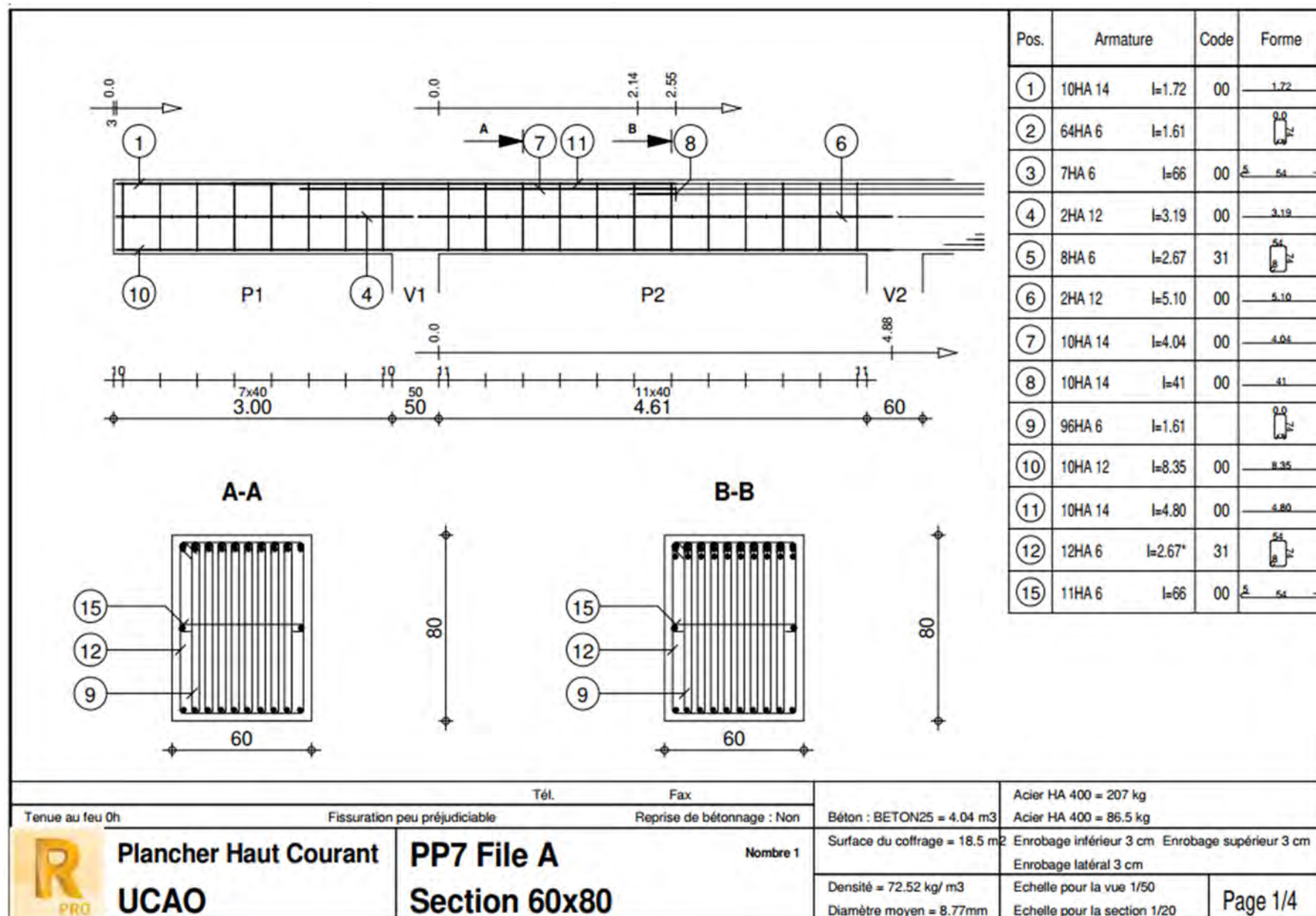


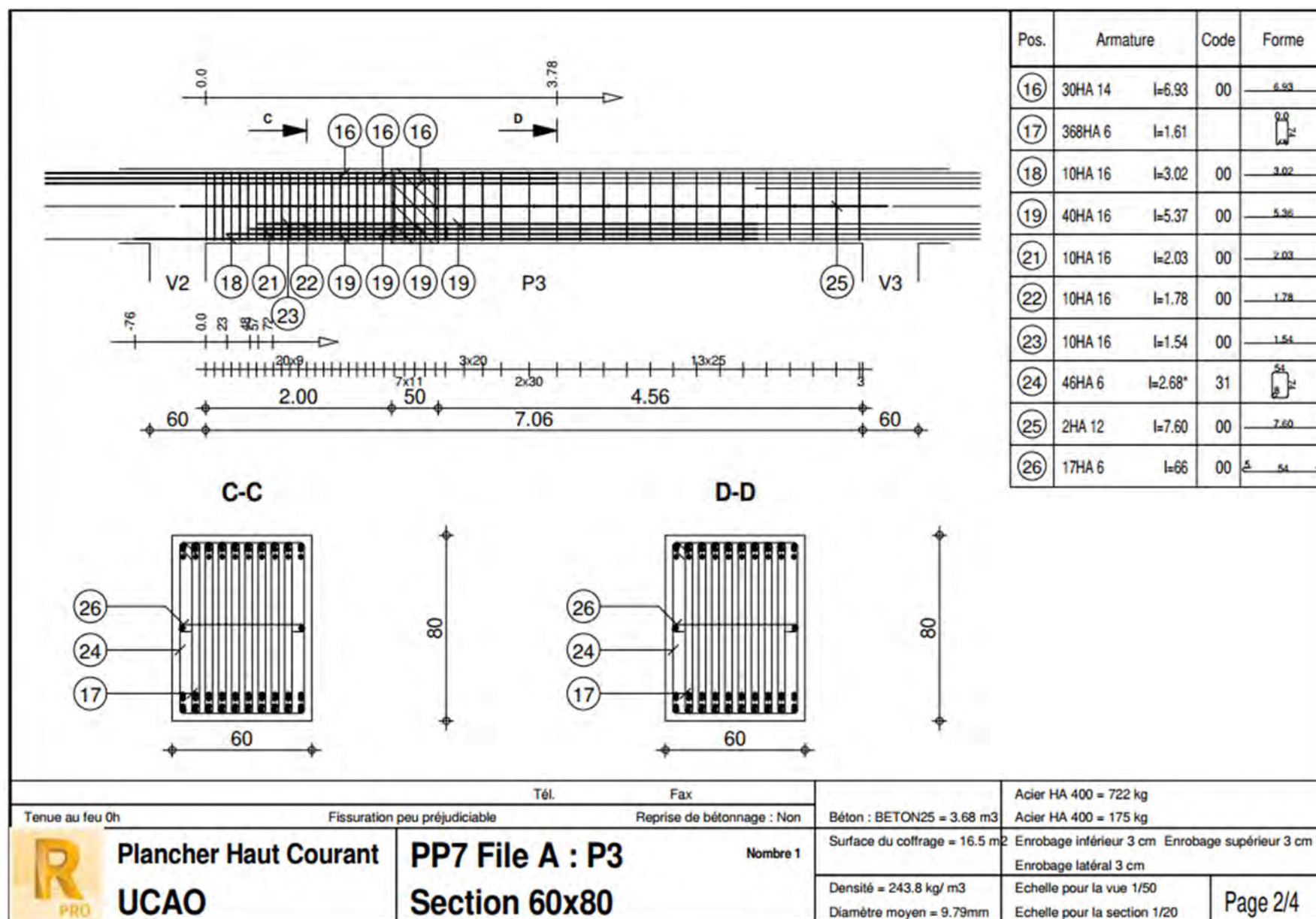


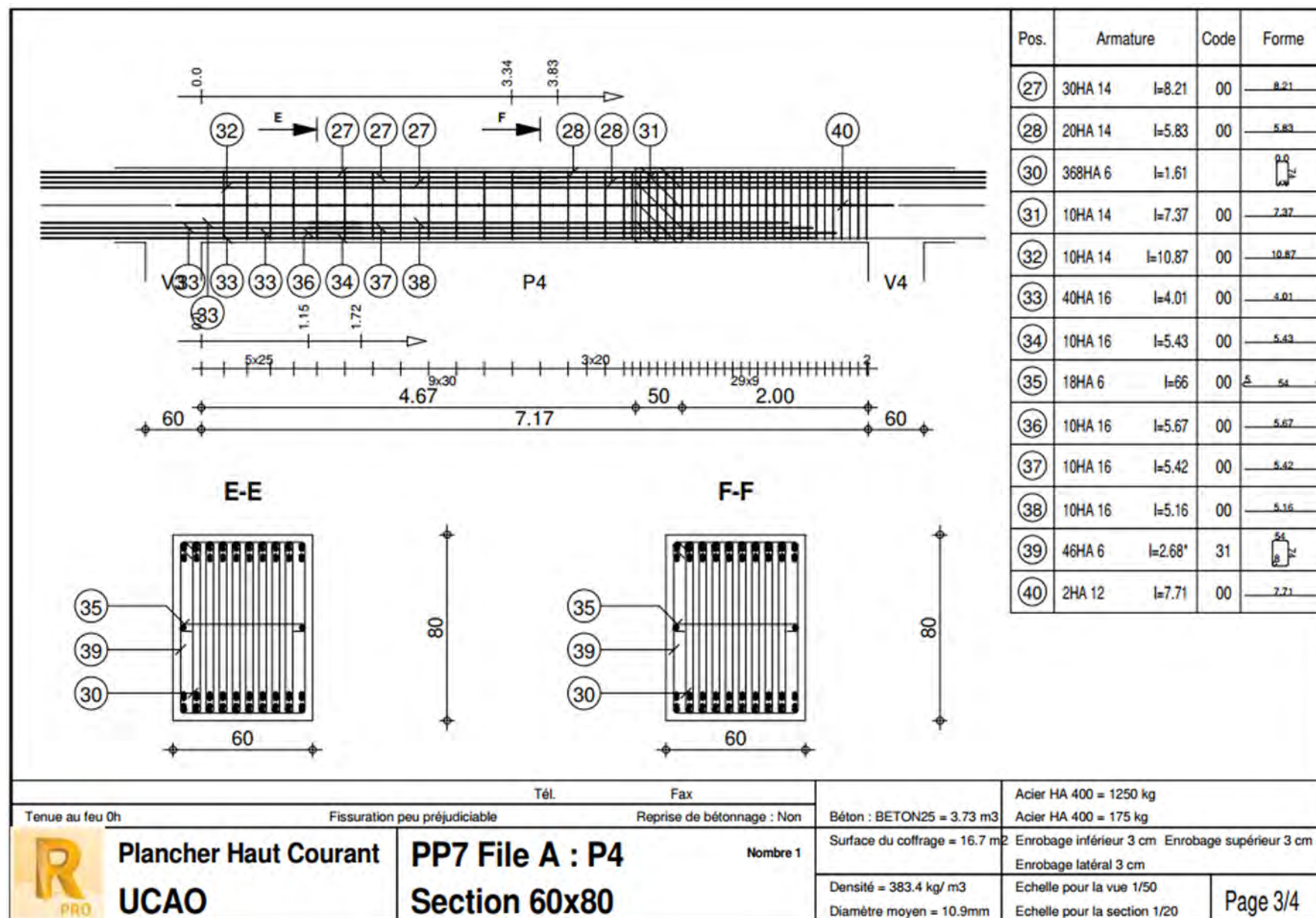


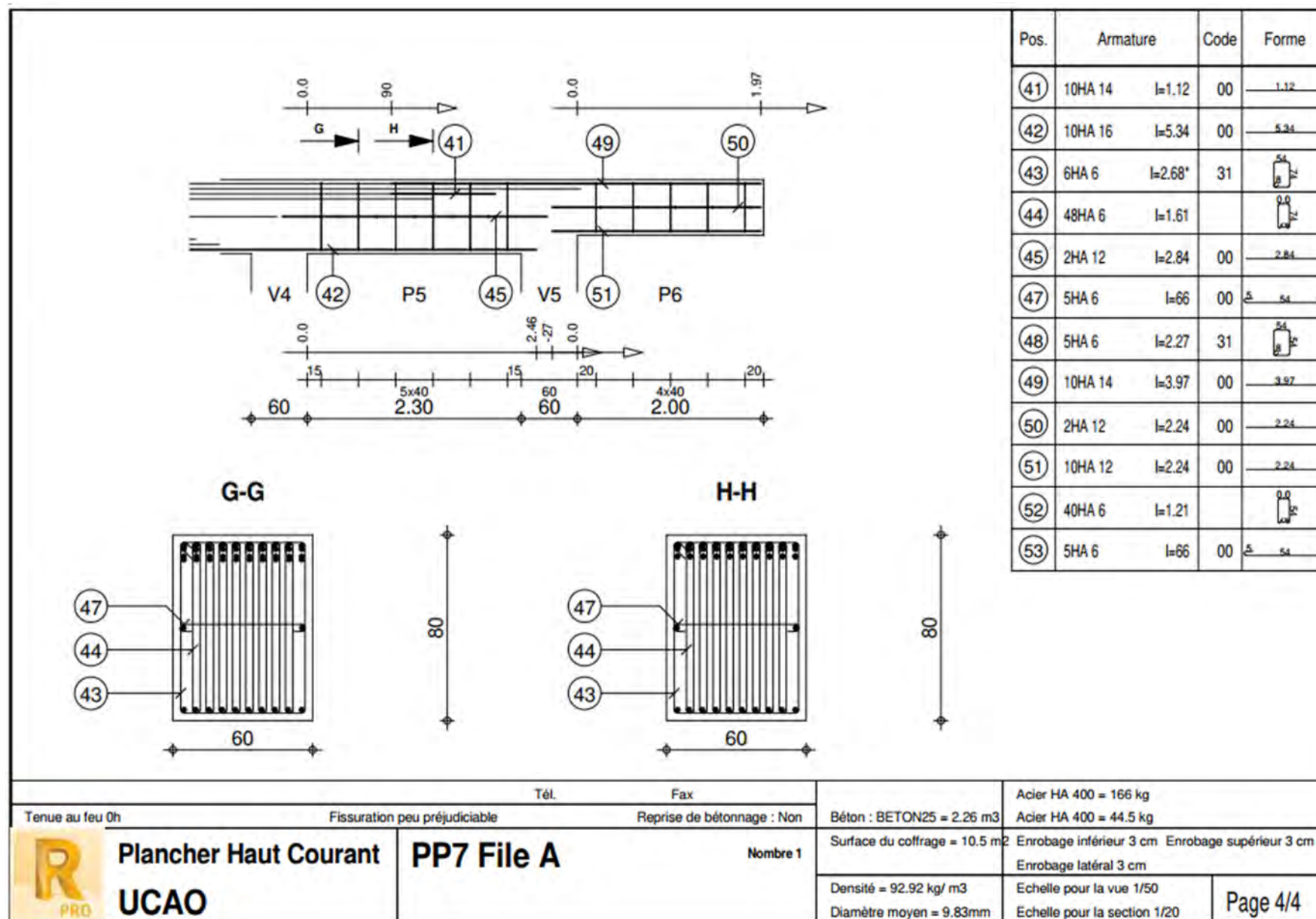


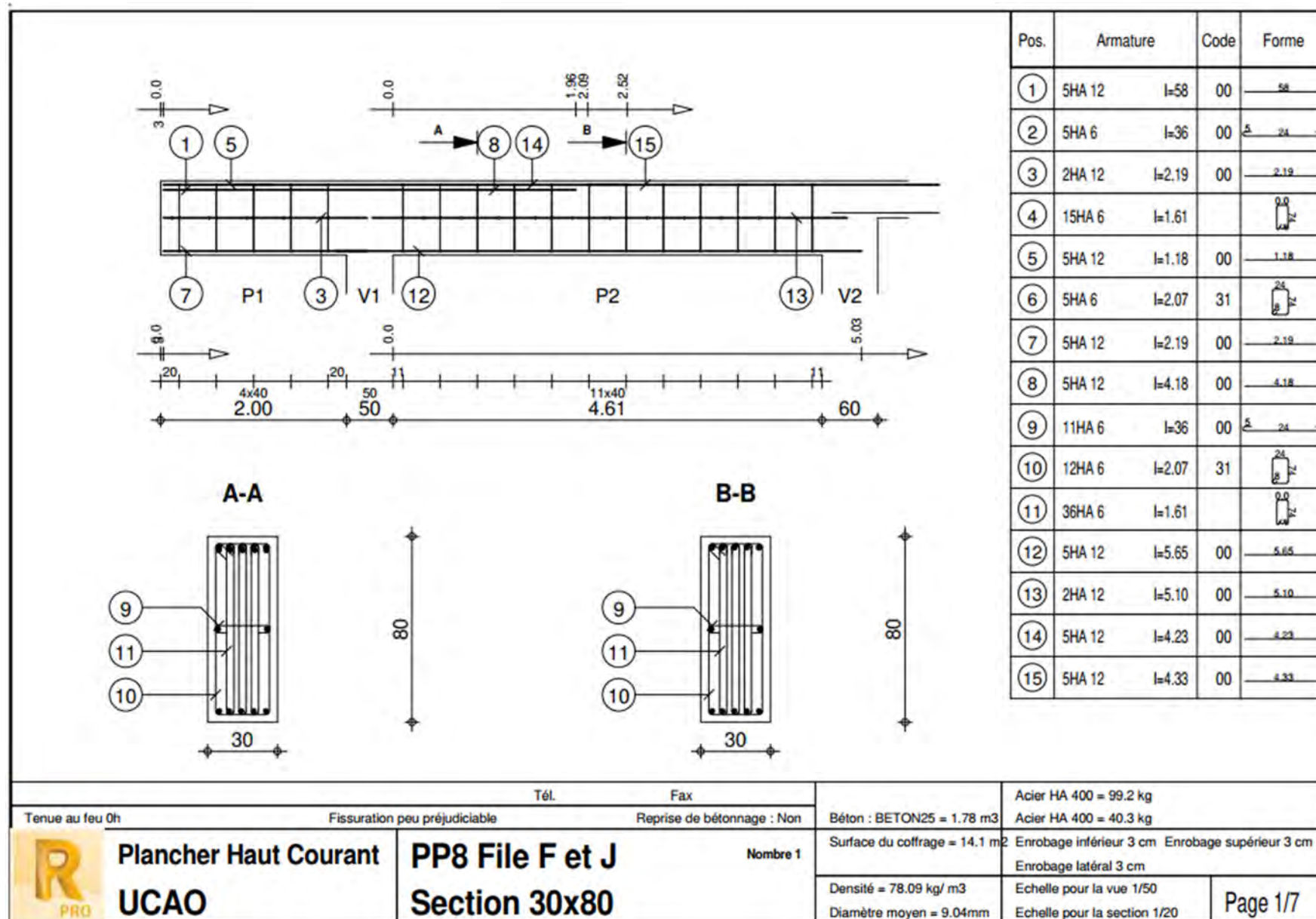


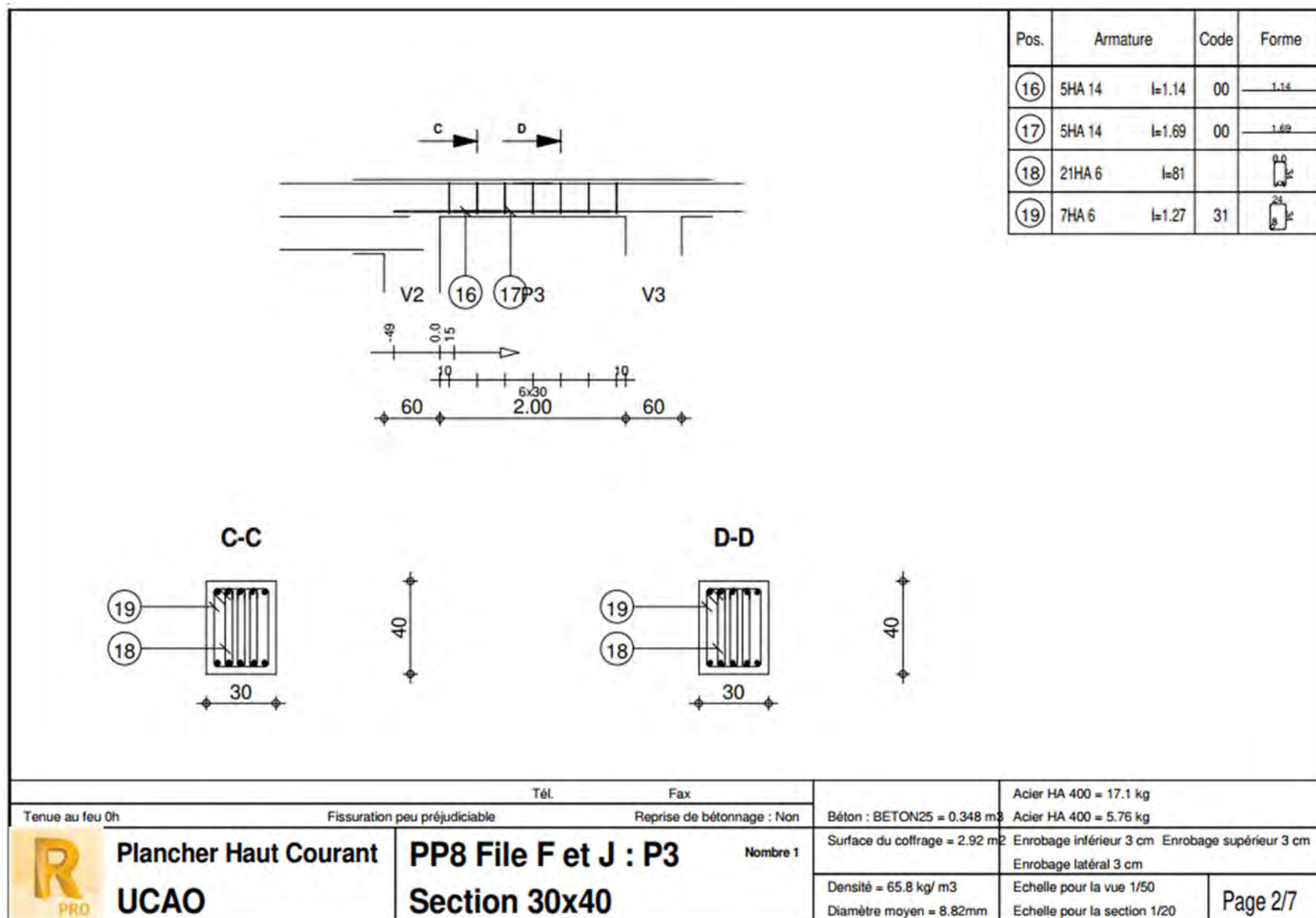


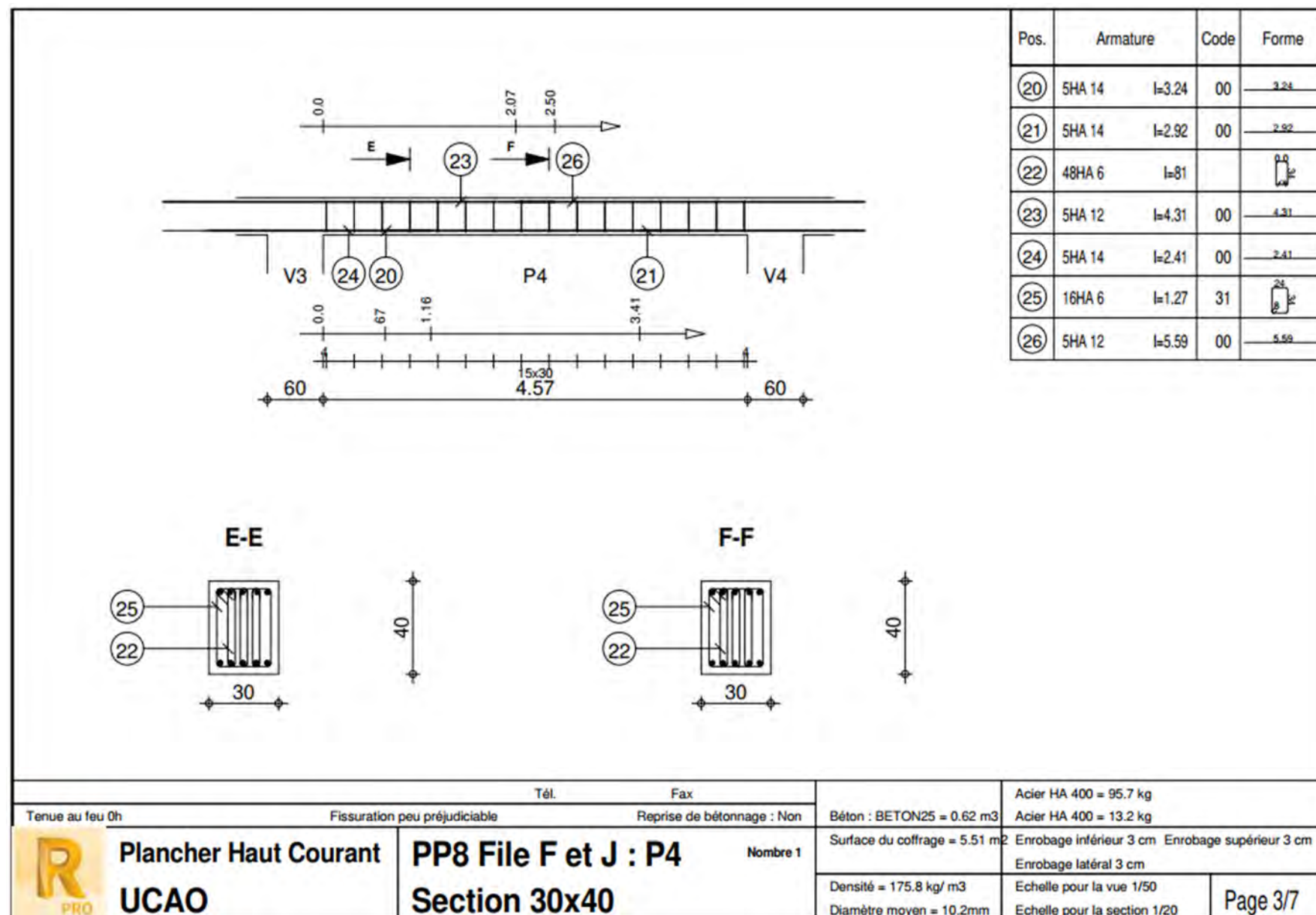


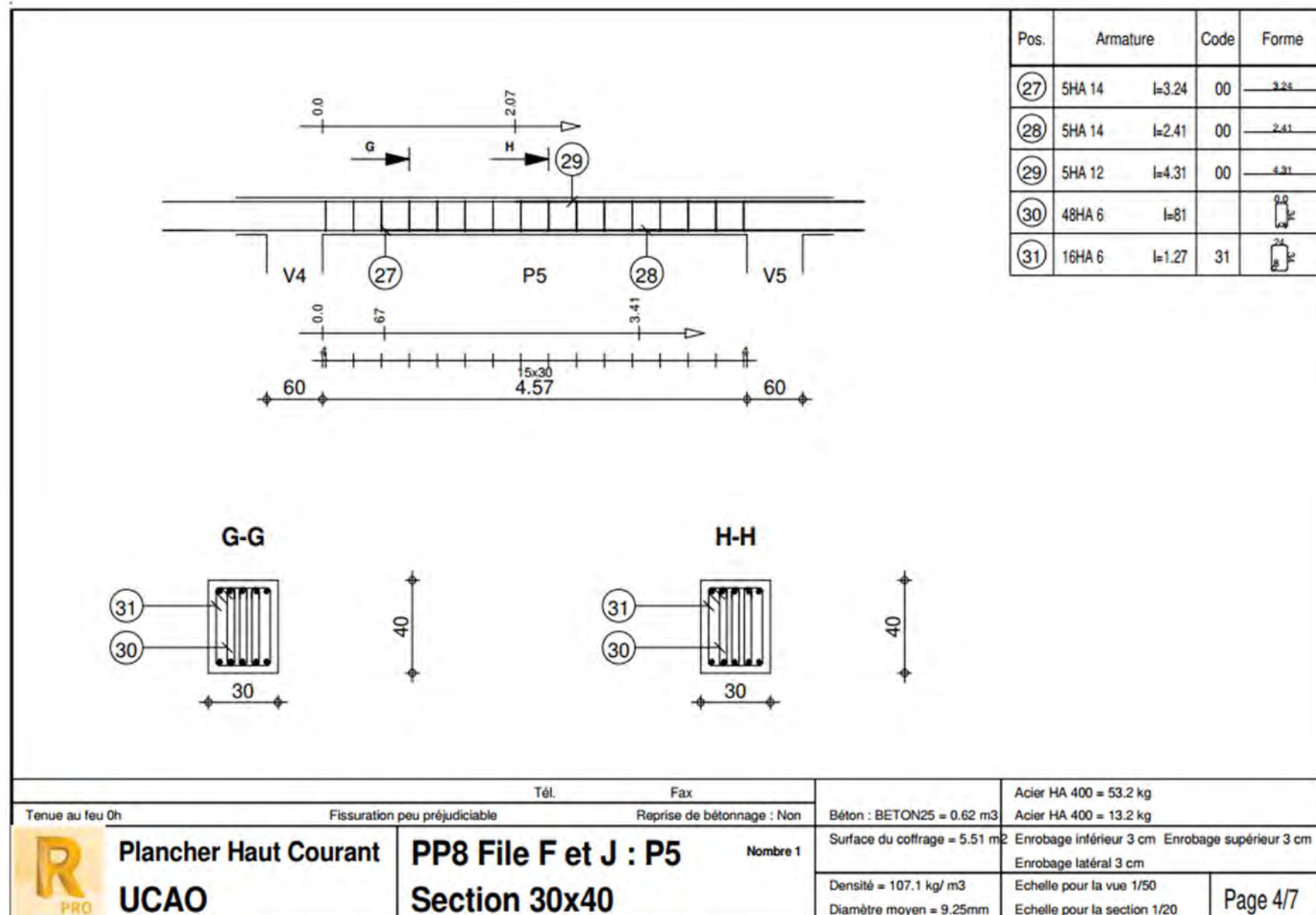


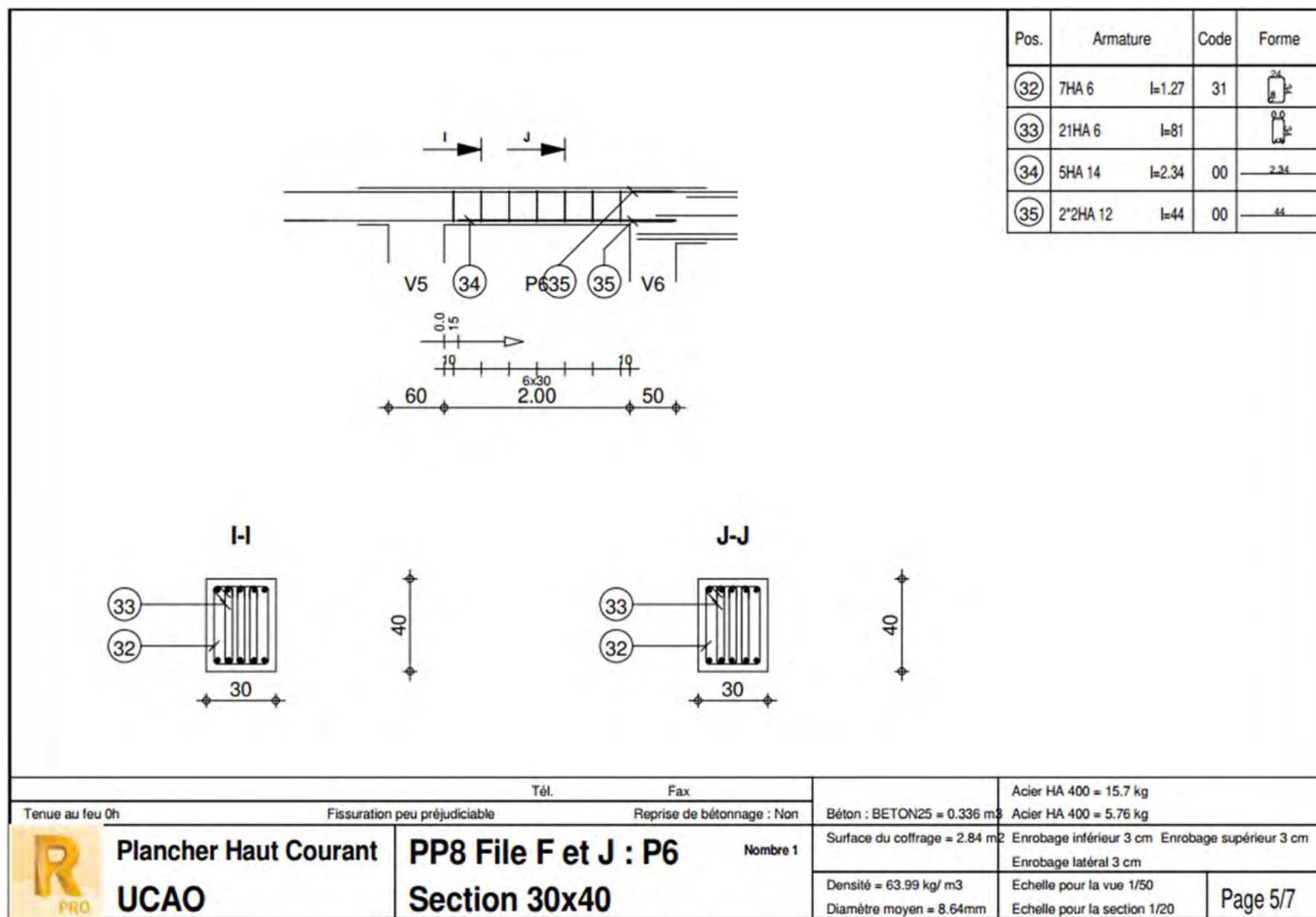


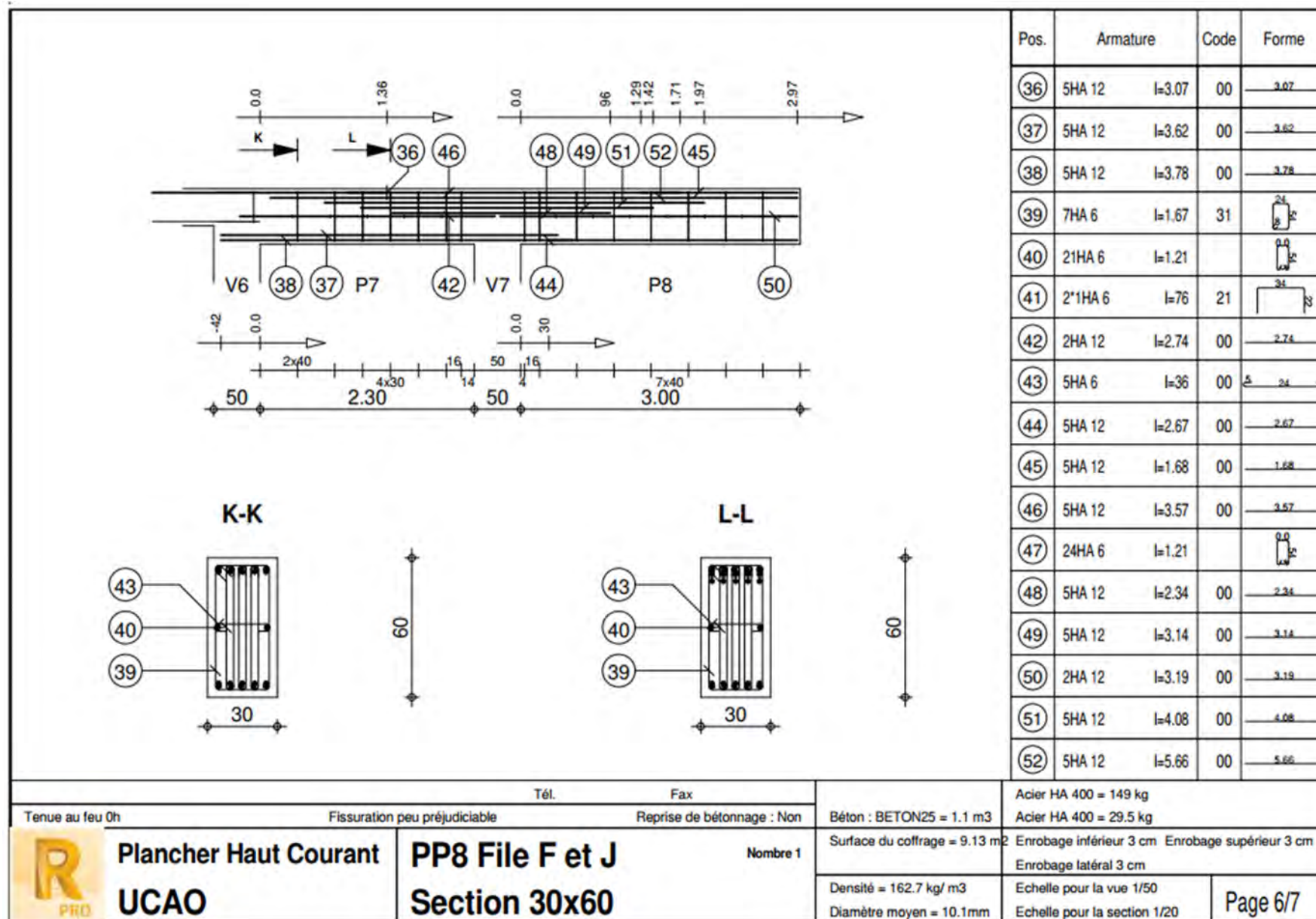















Pos.	Armature	Code	Forme
53	8HA 6 l=1.67	31	
54	7HA 6 l=36	00	

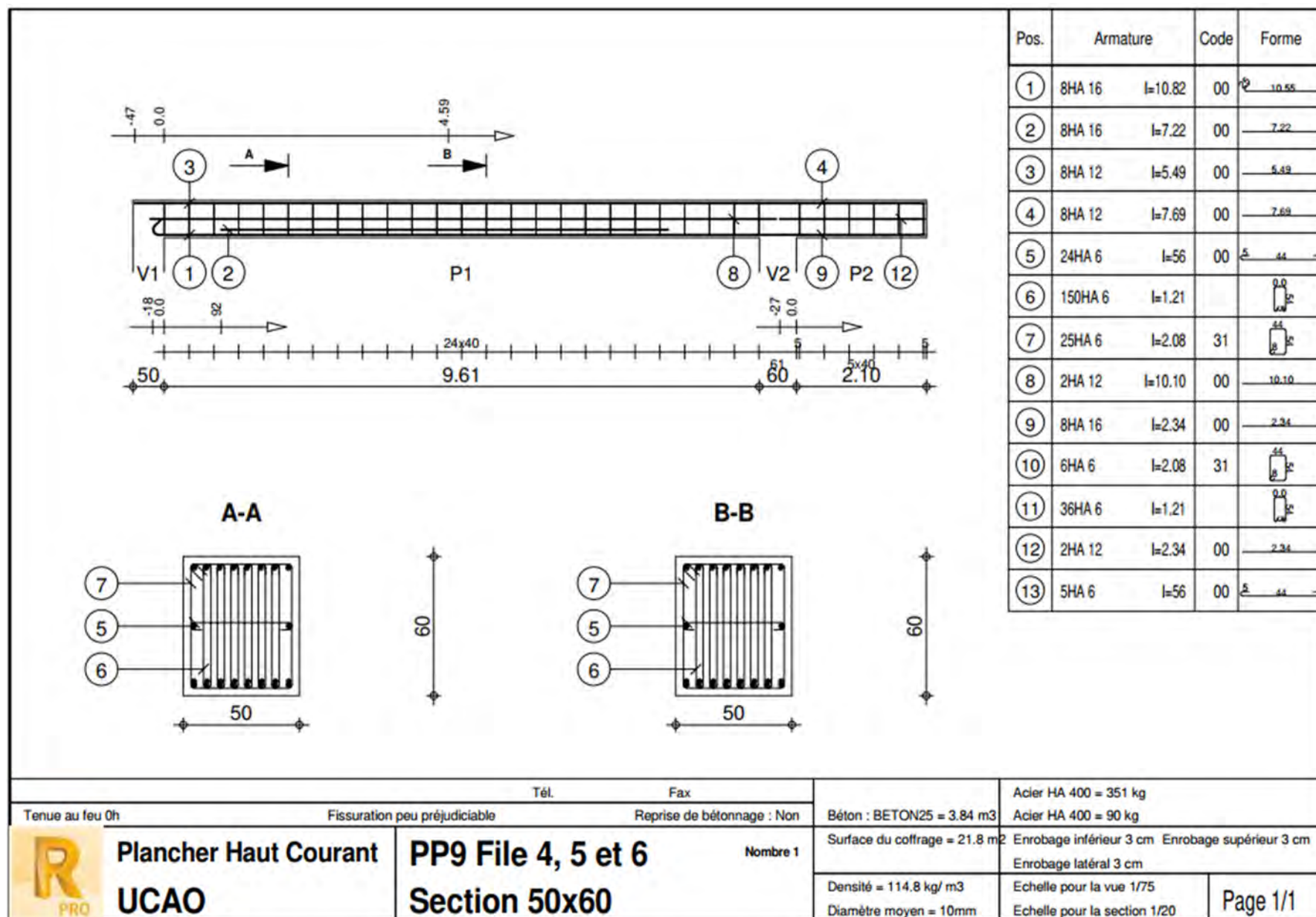
Tél.		Fax		Acier HA 400 = 149 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Acier HA 400 = 29.5 kg	
Reprise de bétonnage : Non		Béton : BETON25 = 1.1 m3		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
Surface du coffrage = 9.13 m2		Enrobage latéral 3 cm		Enrobage latéral 3 cm	
Densité = 162.7 kg/ m3		Diamètre moyen = 10.1mm		Page 7/7	

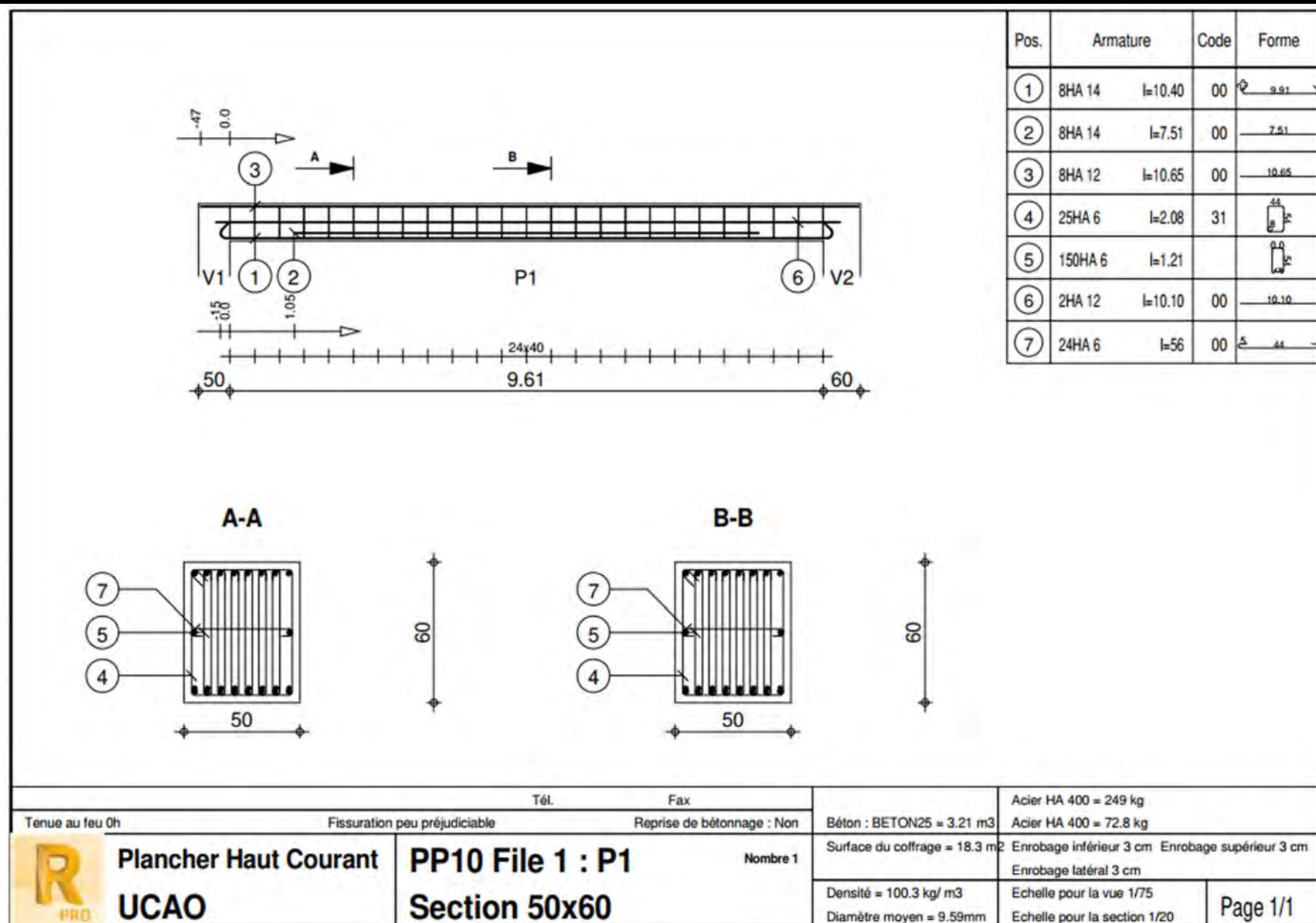


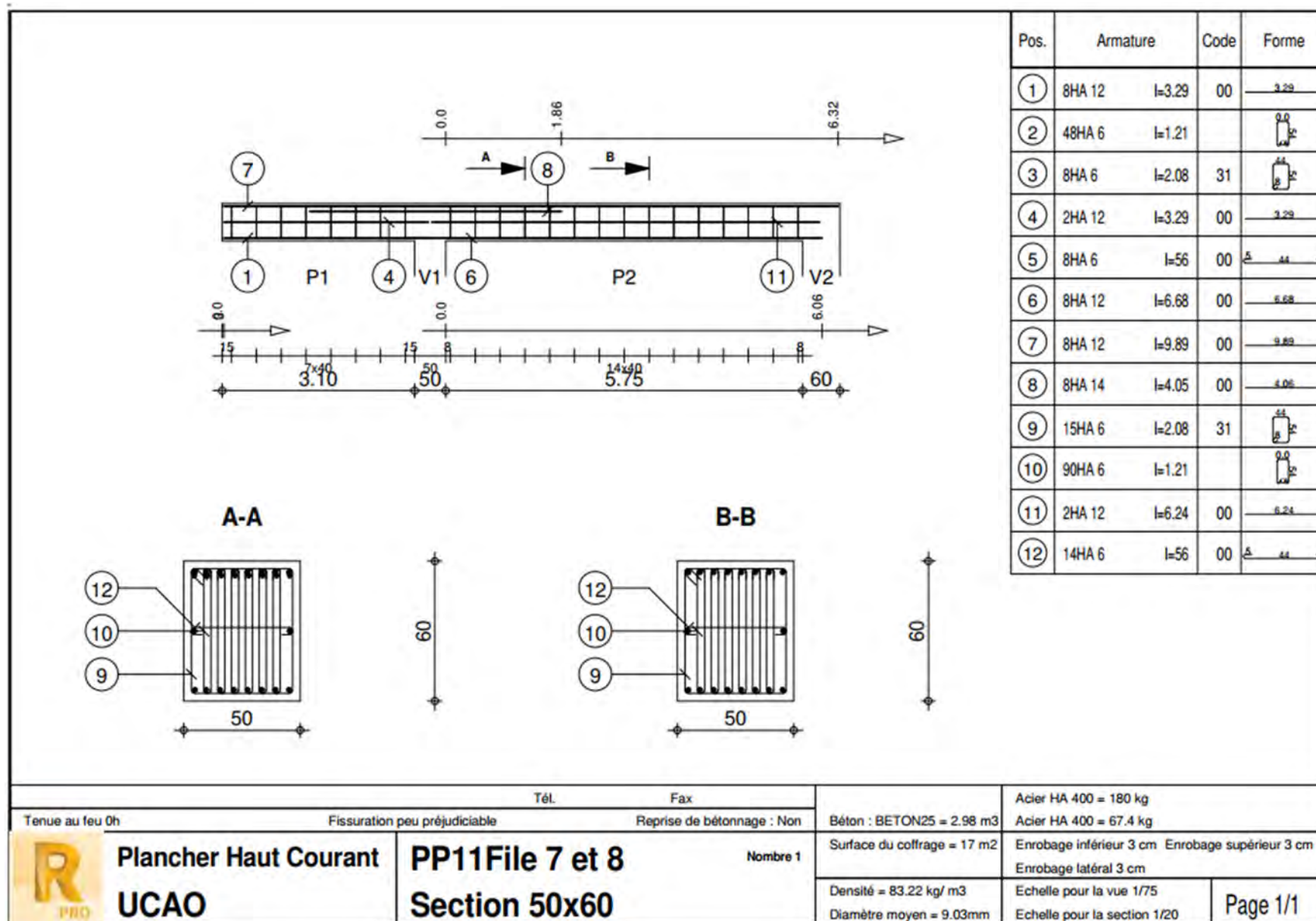
Plancher Haut Courant
UCAO

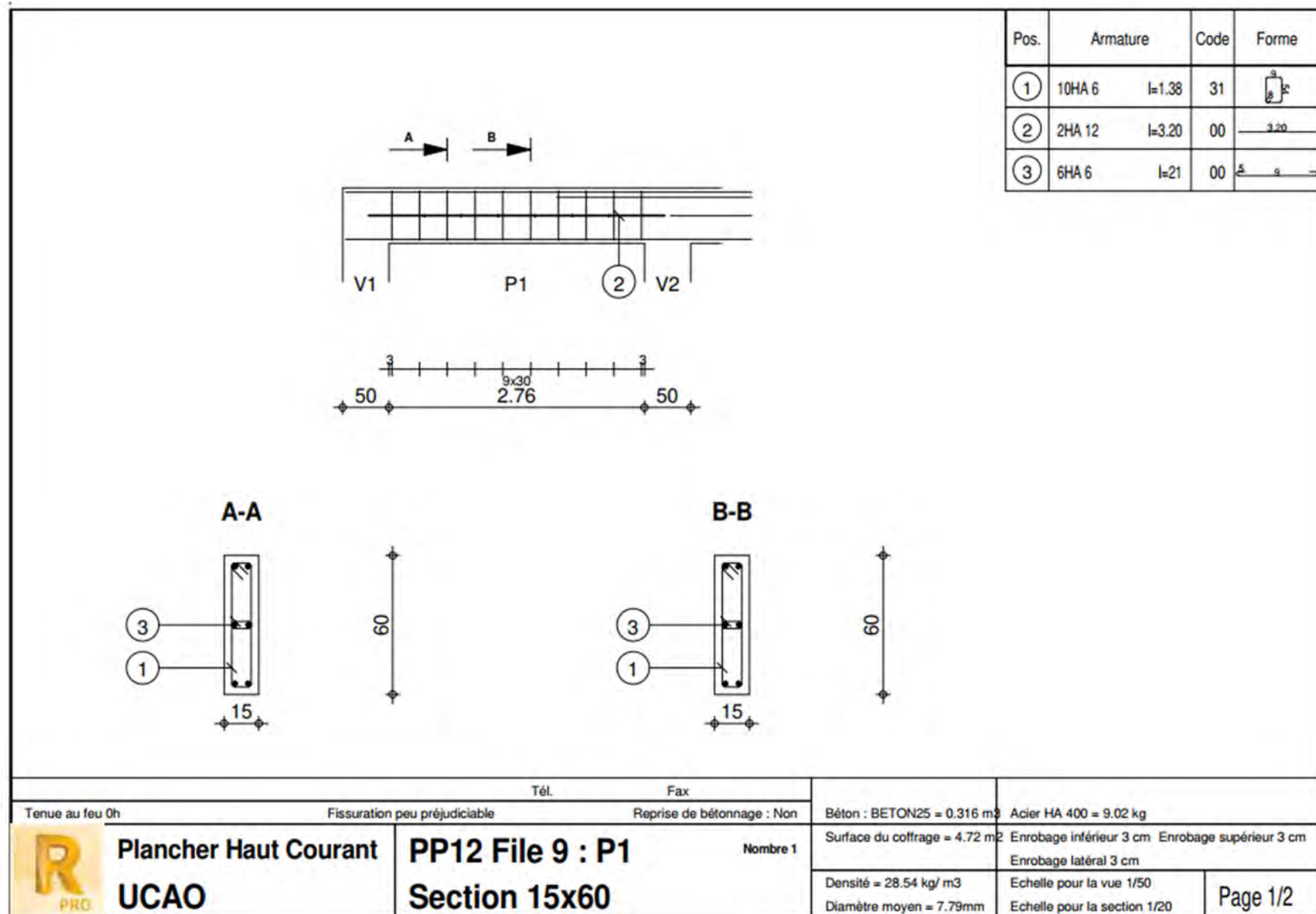
PP8 File F et J
Section 30x60

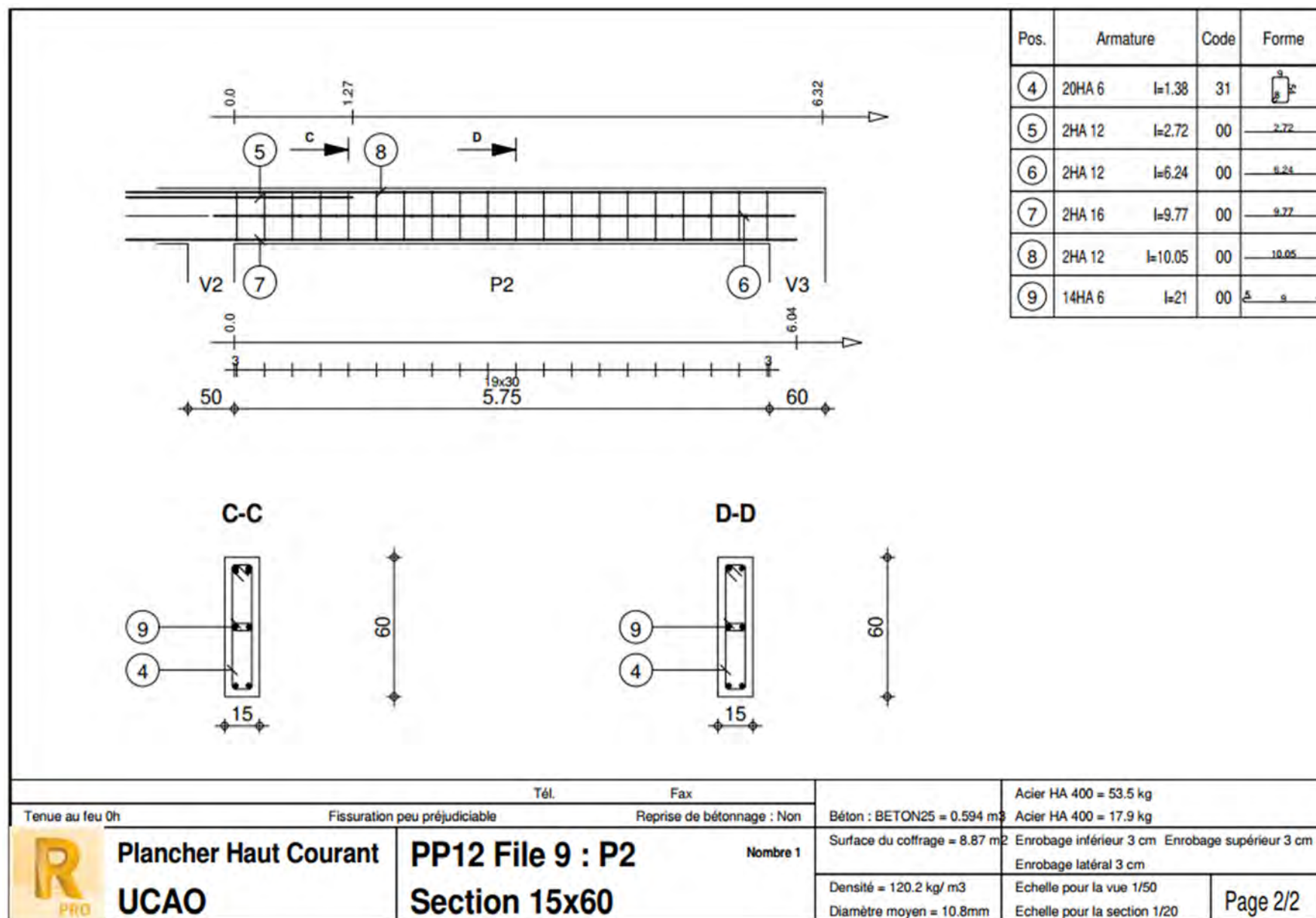
Nombre 1

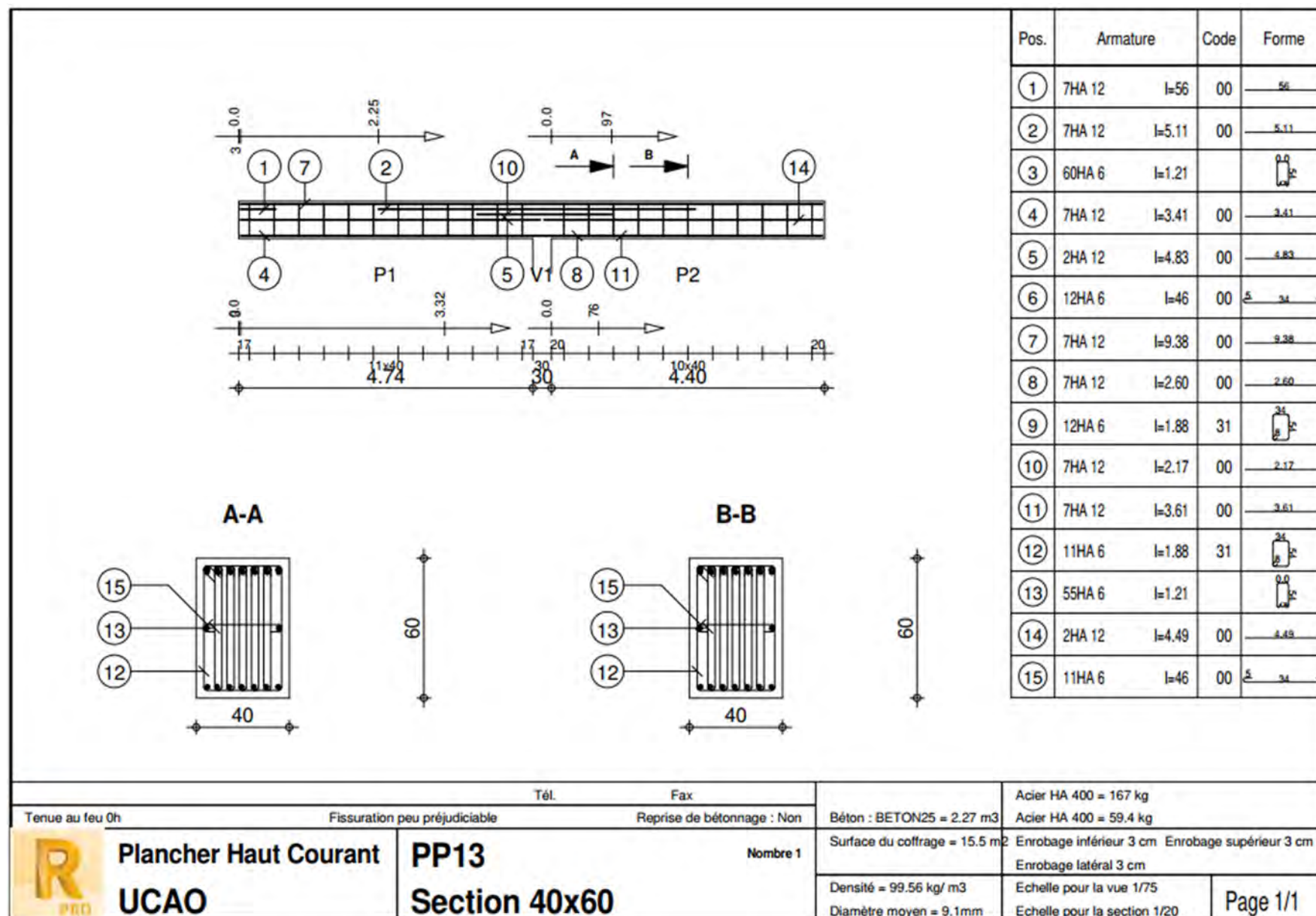


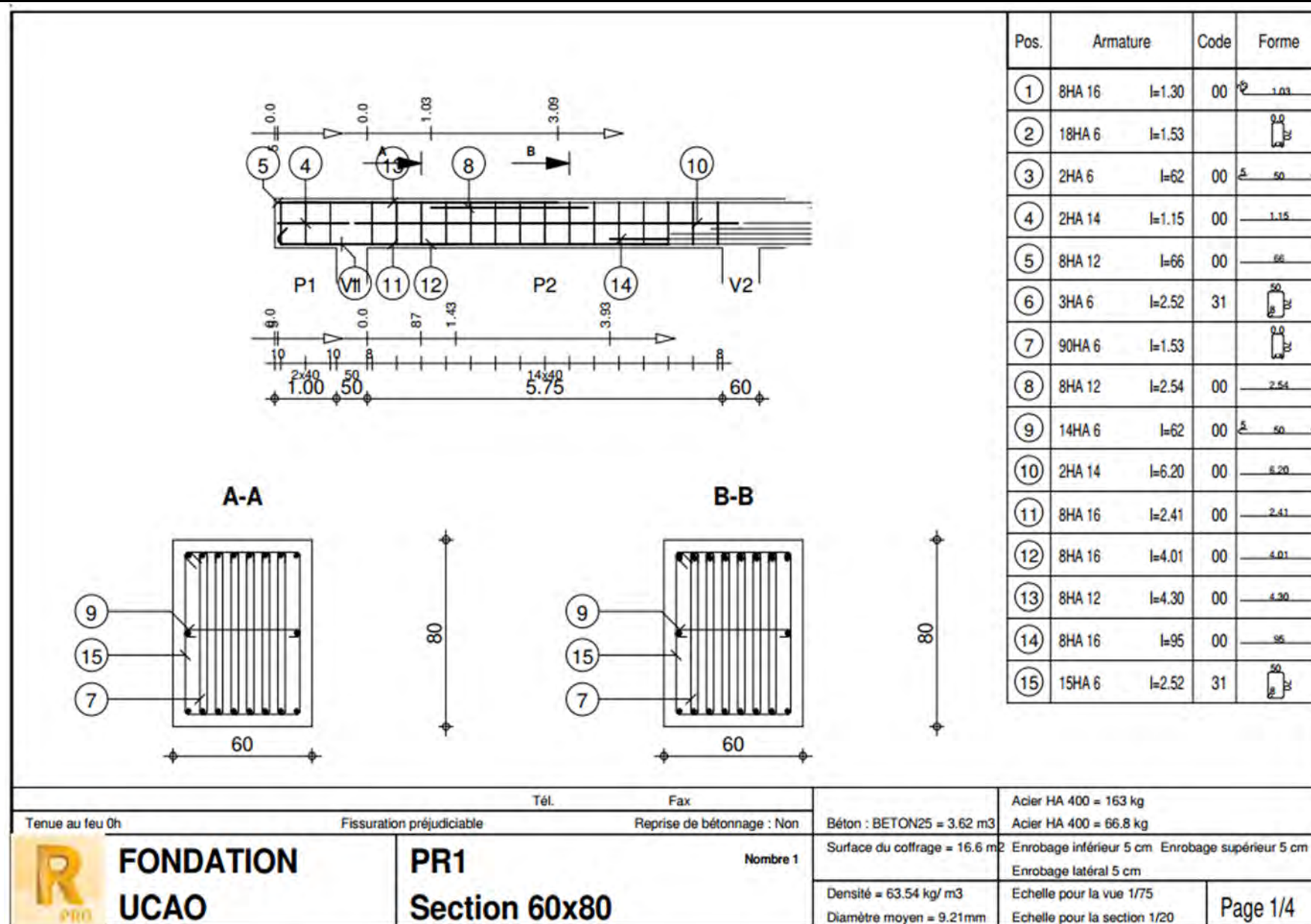


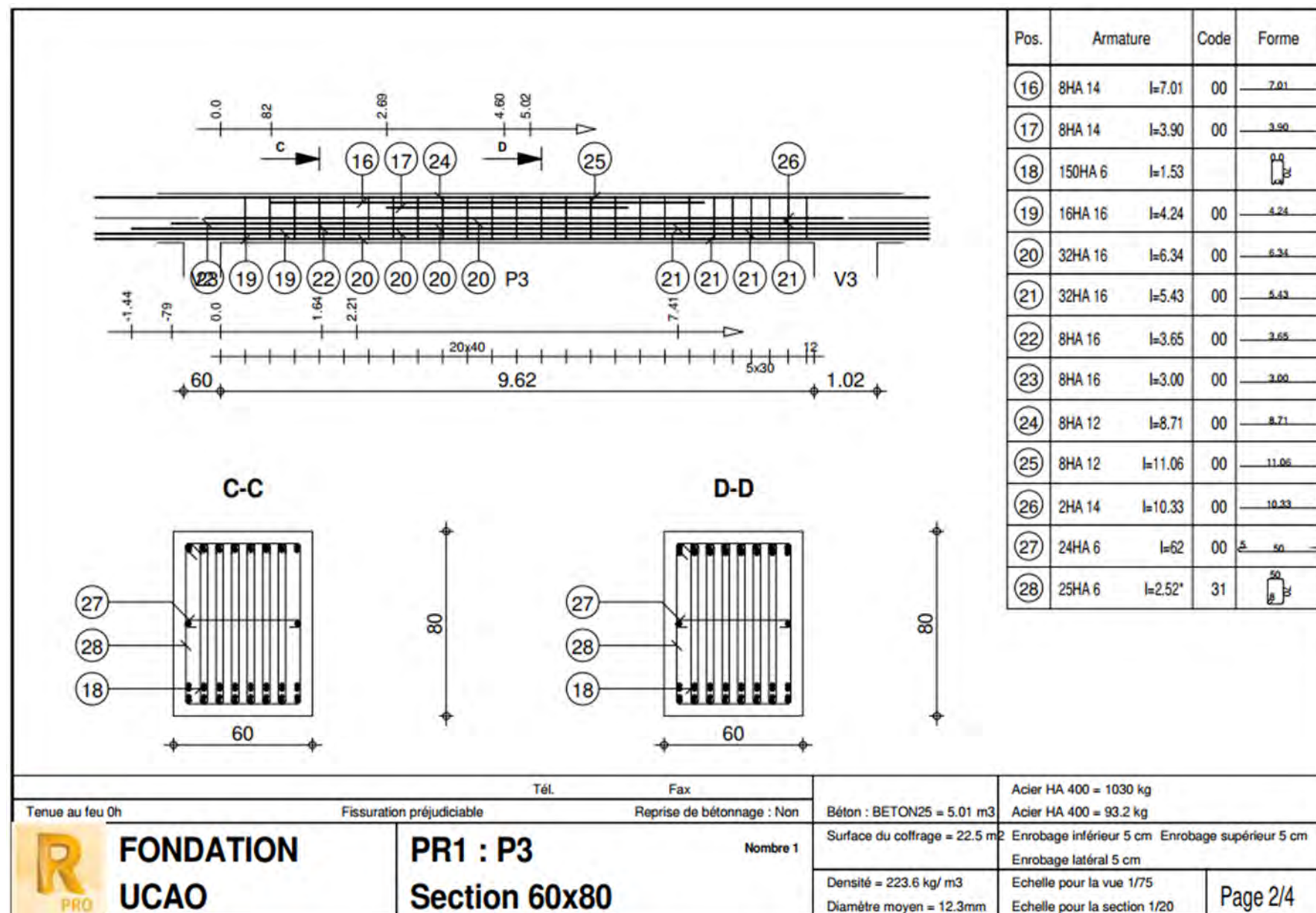


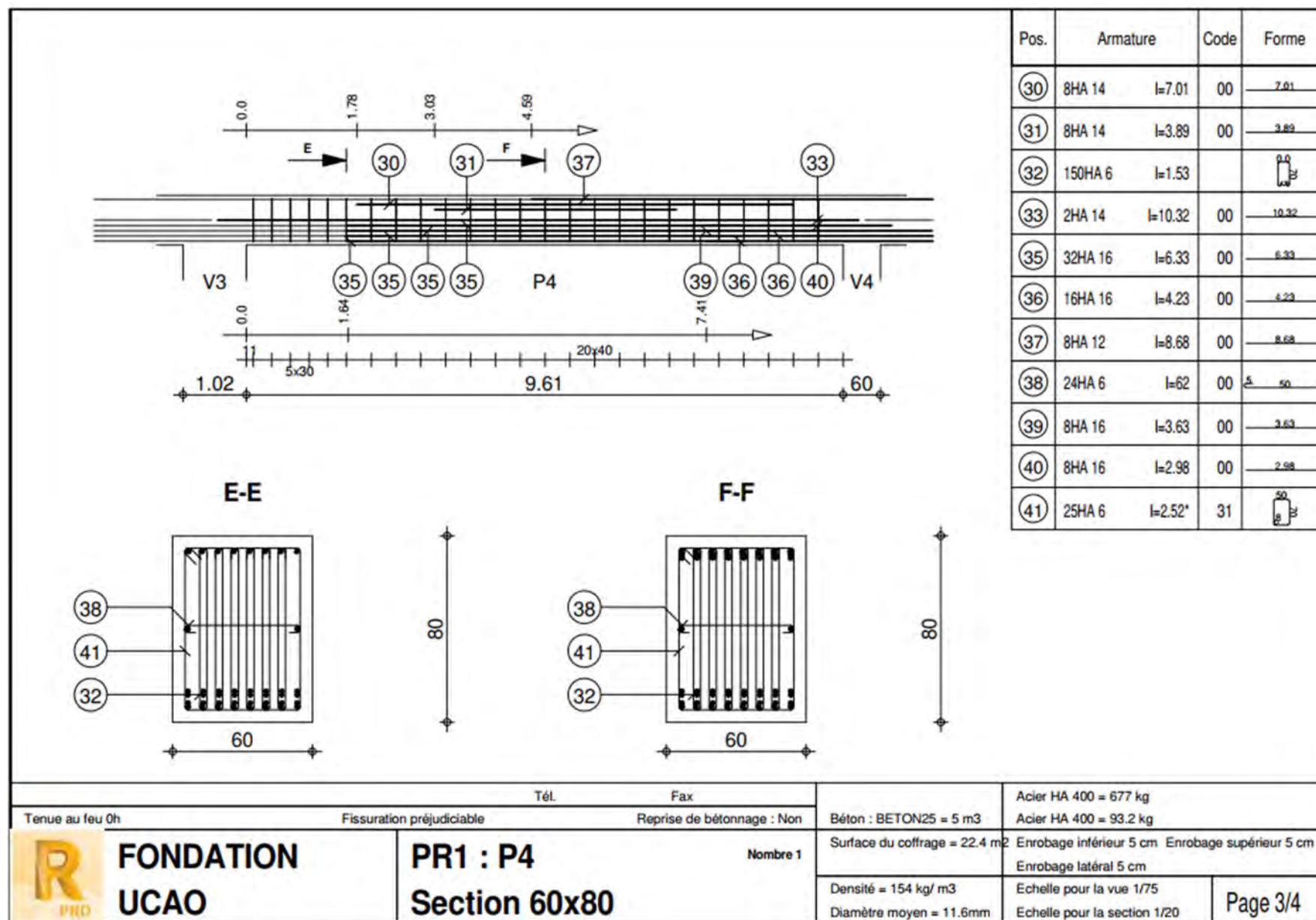


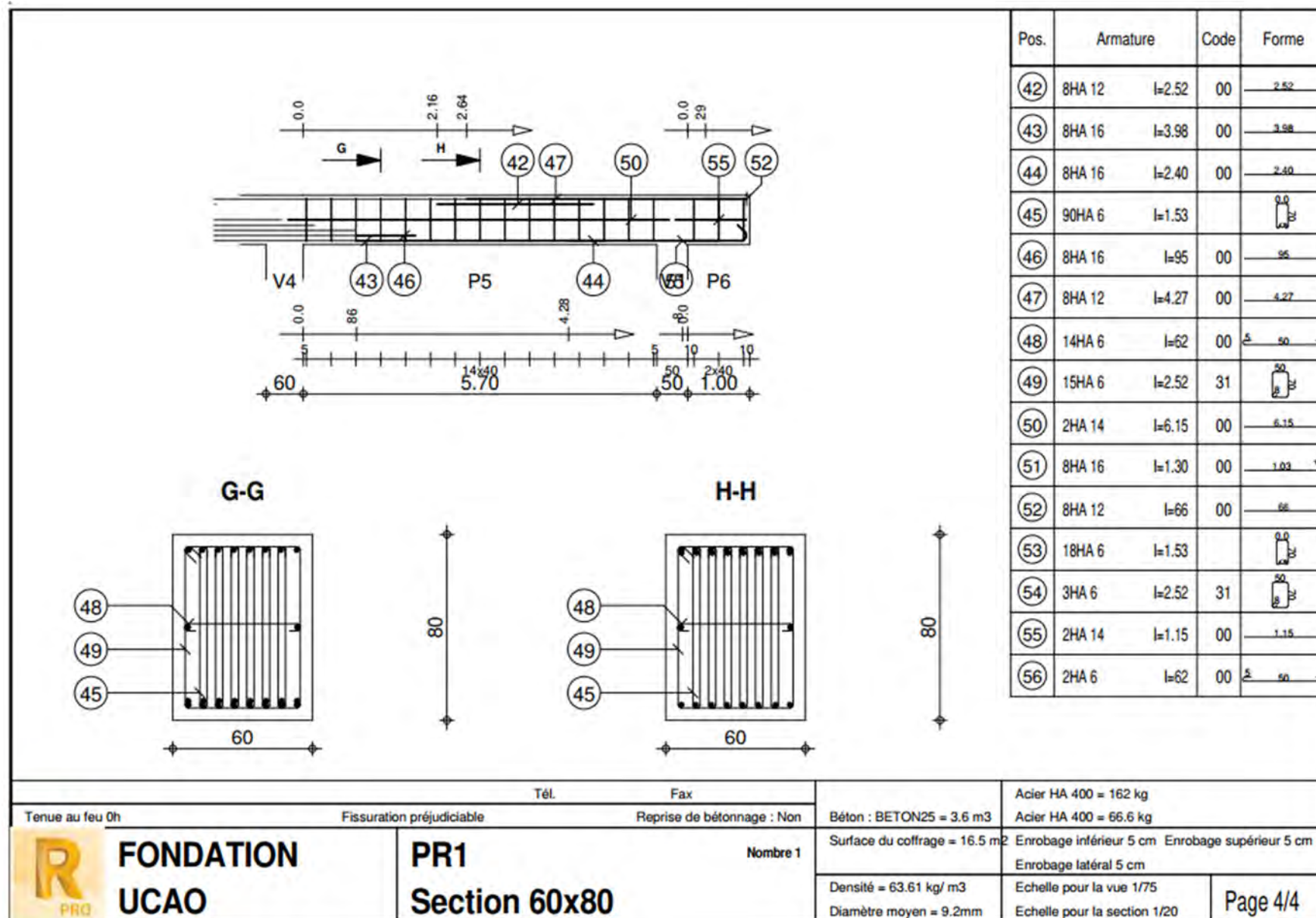


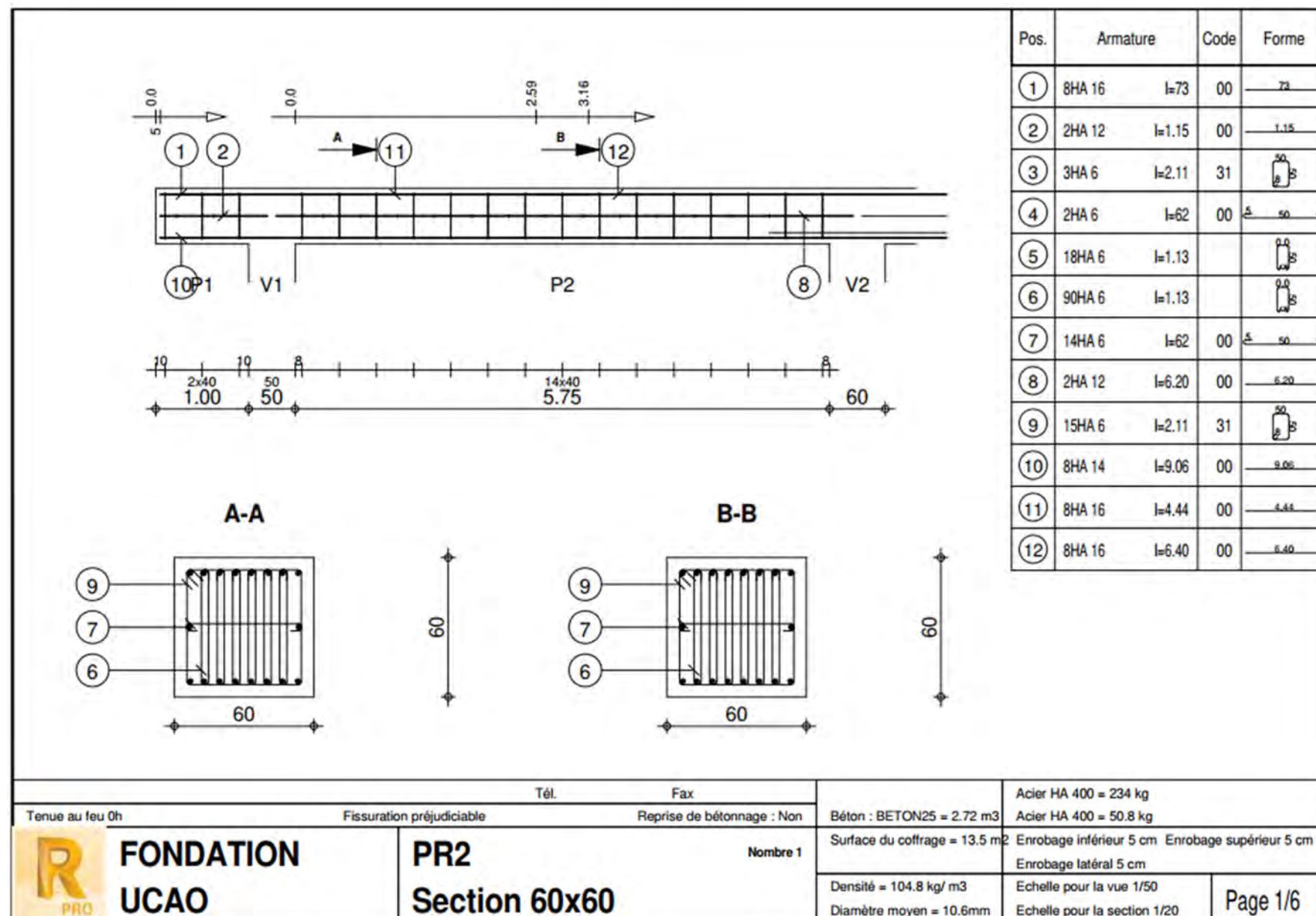


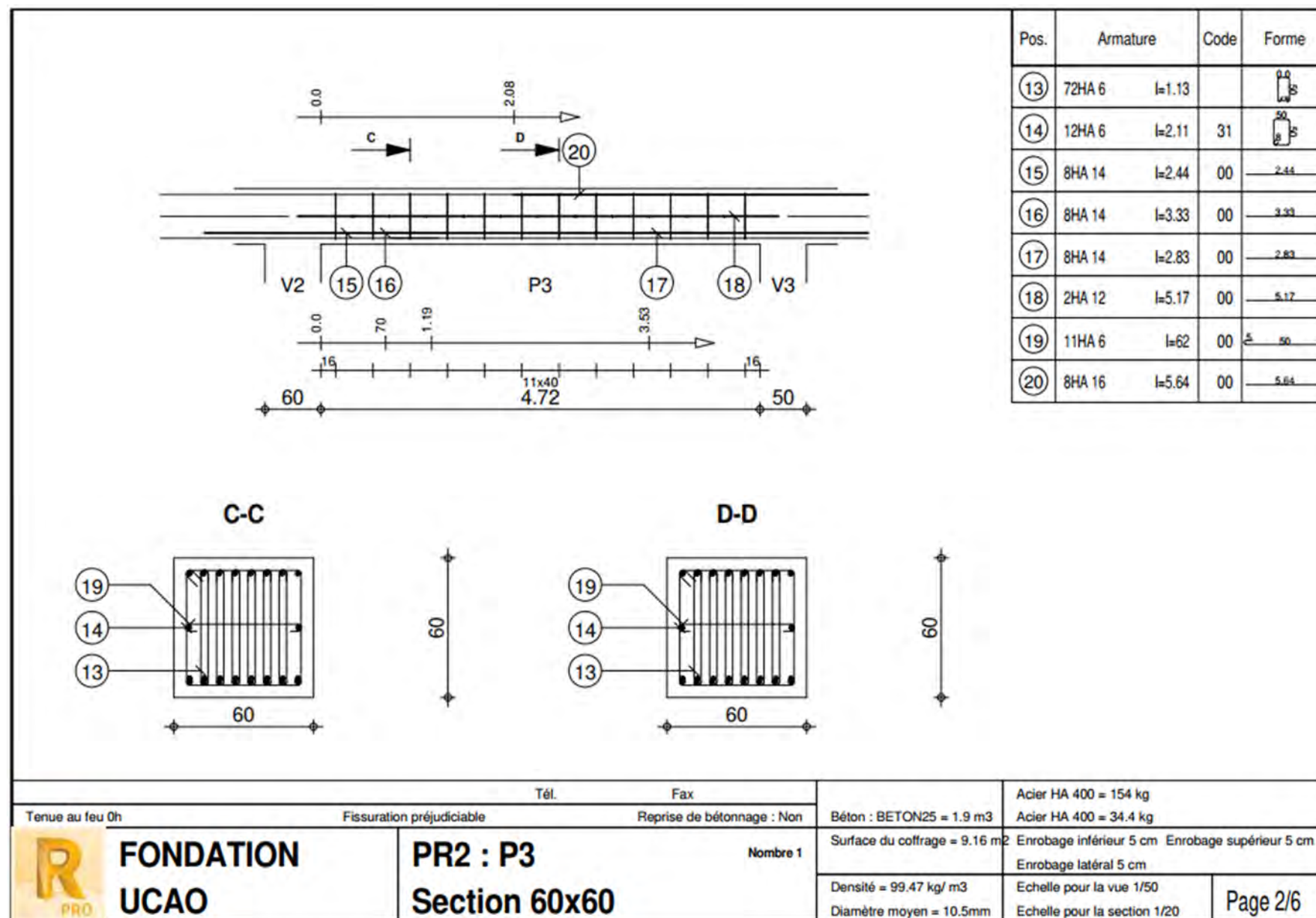


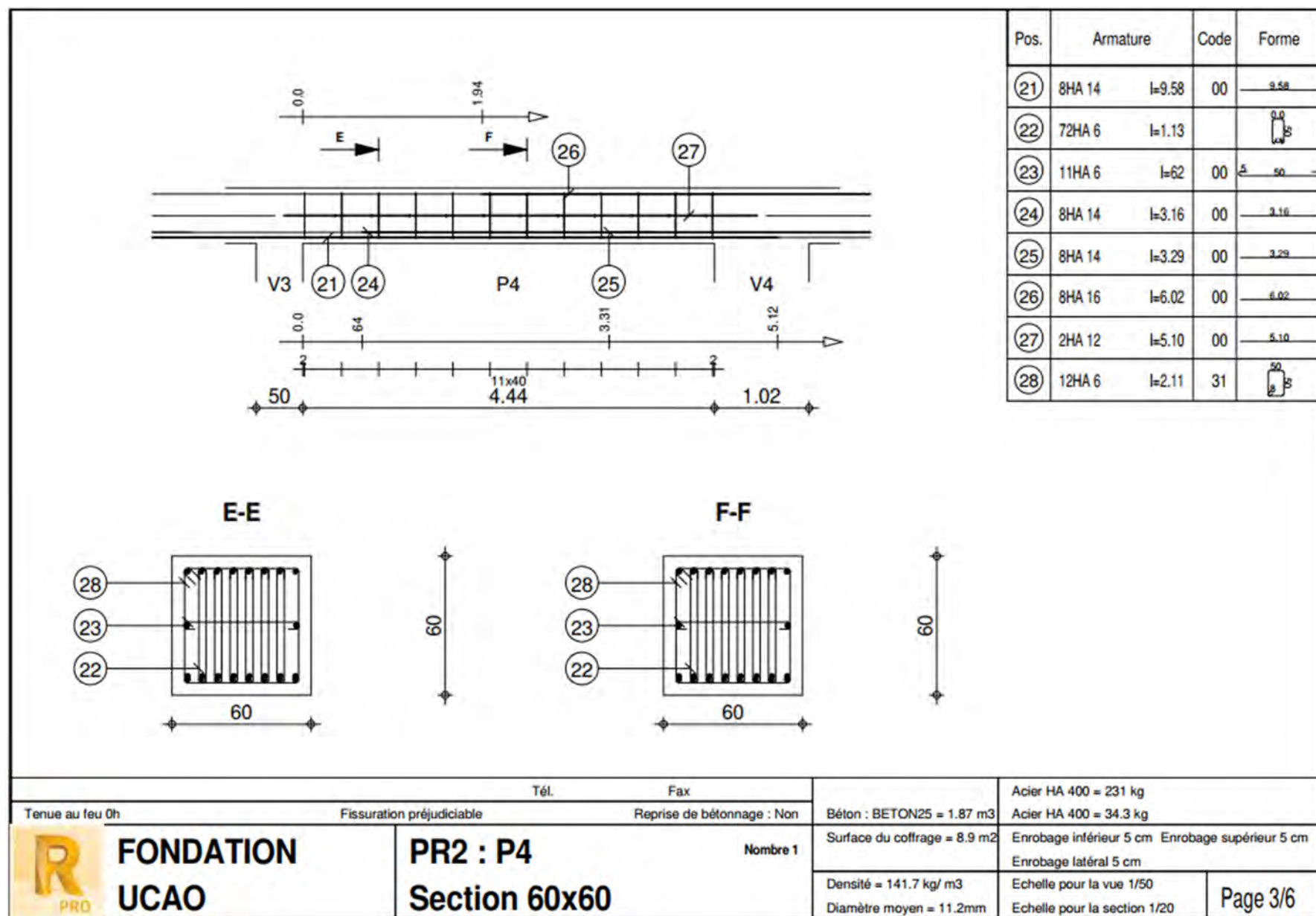


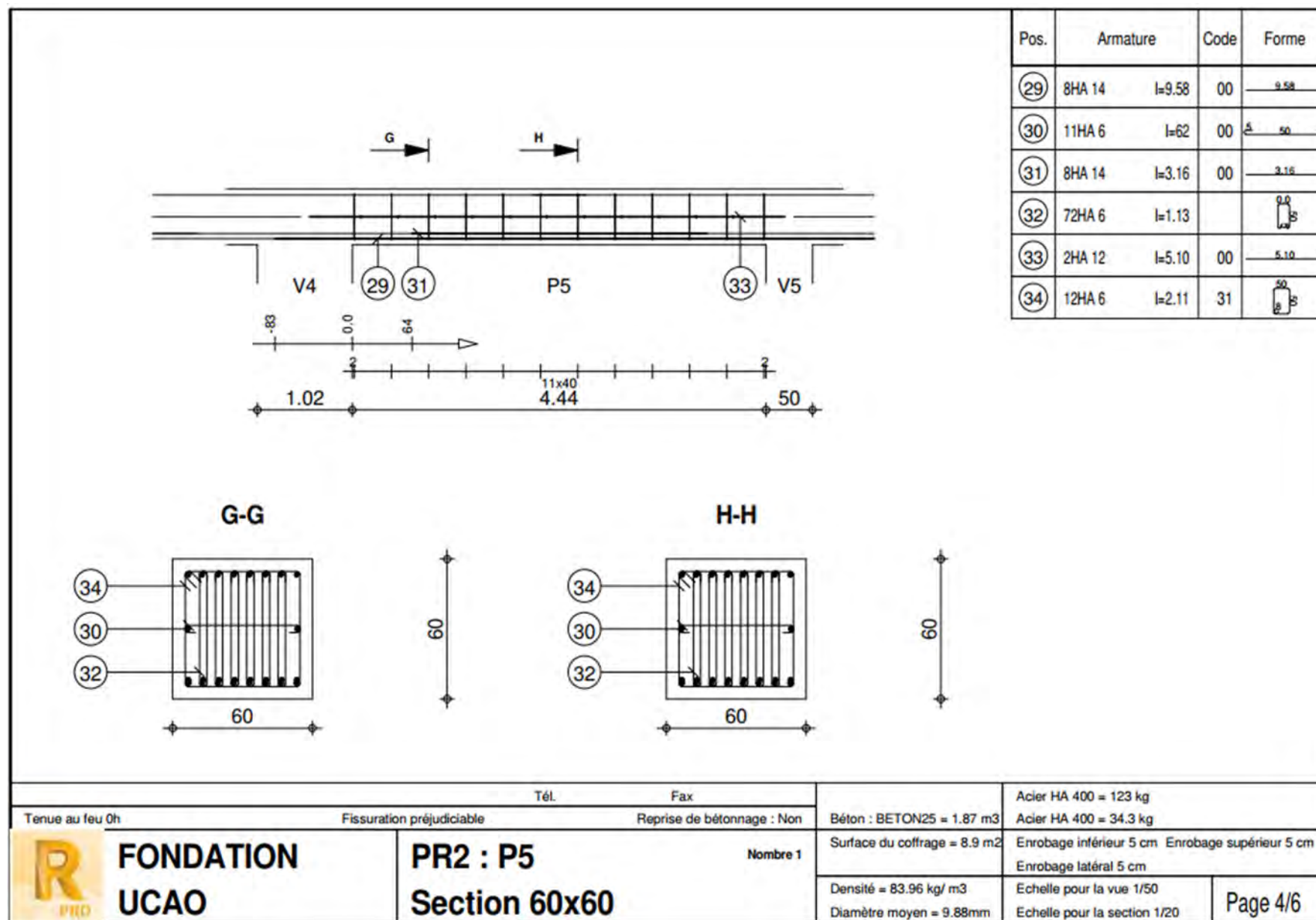


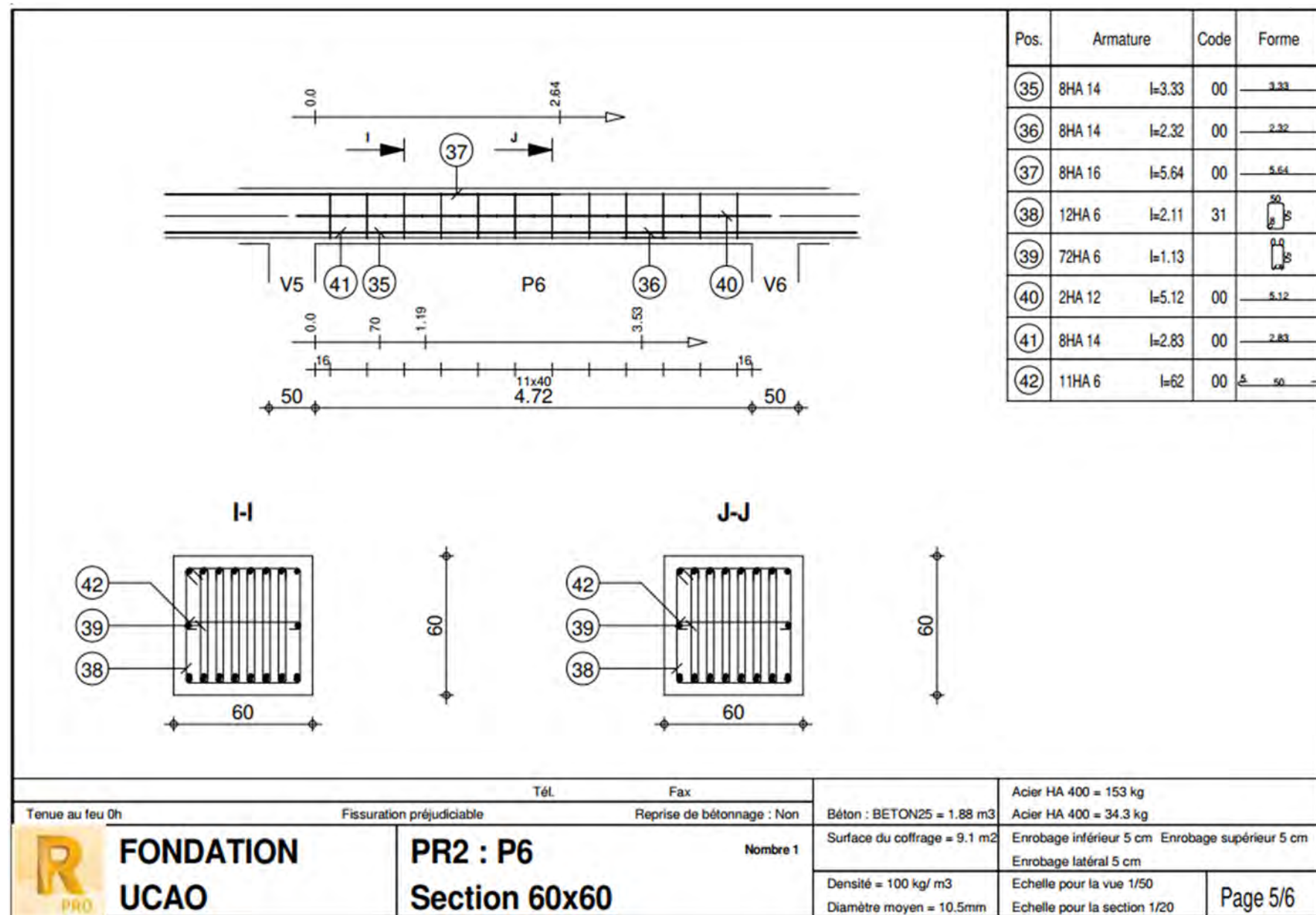


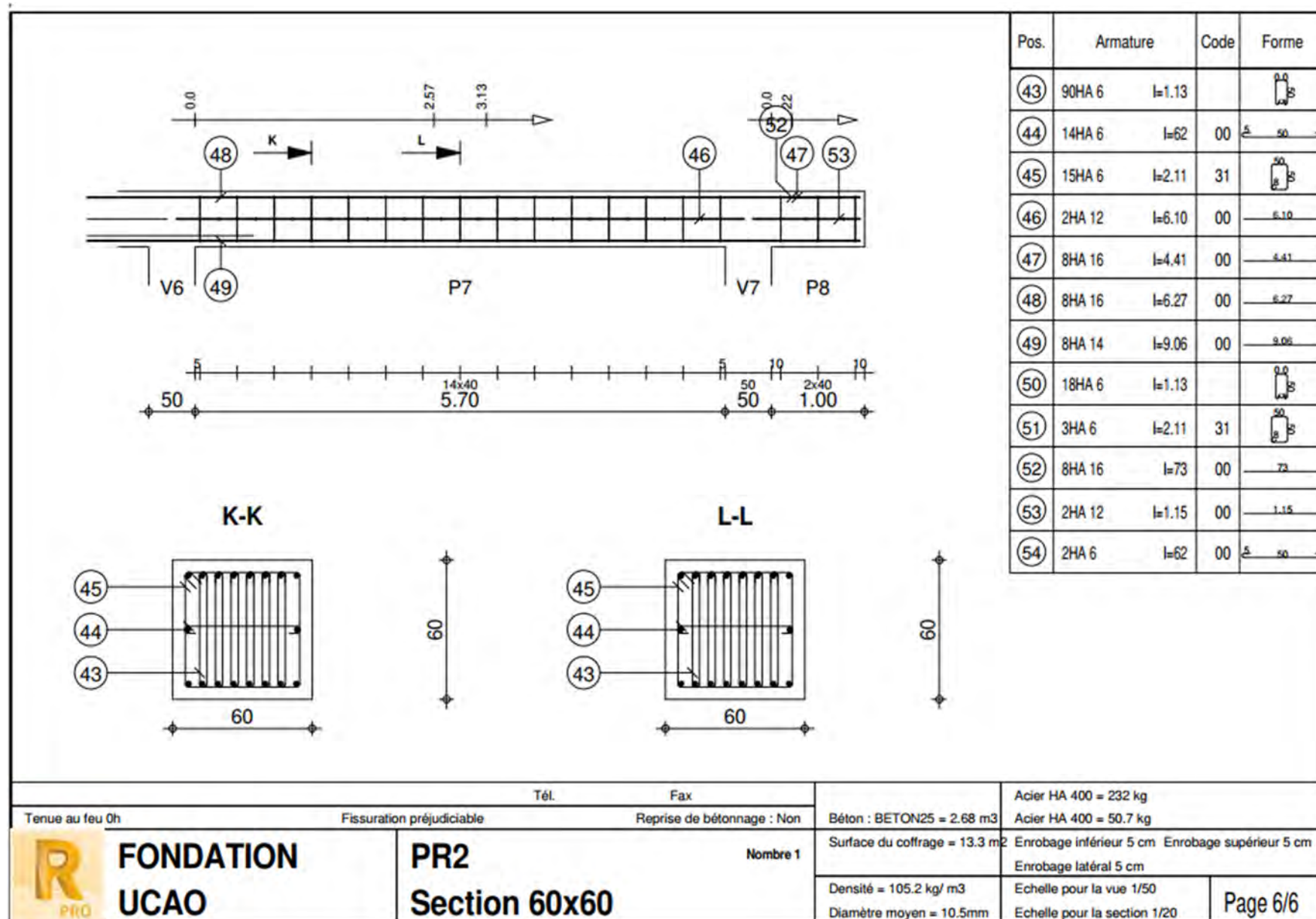


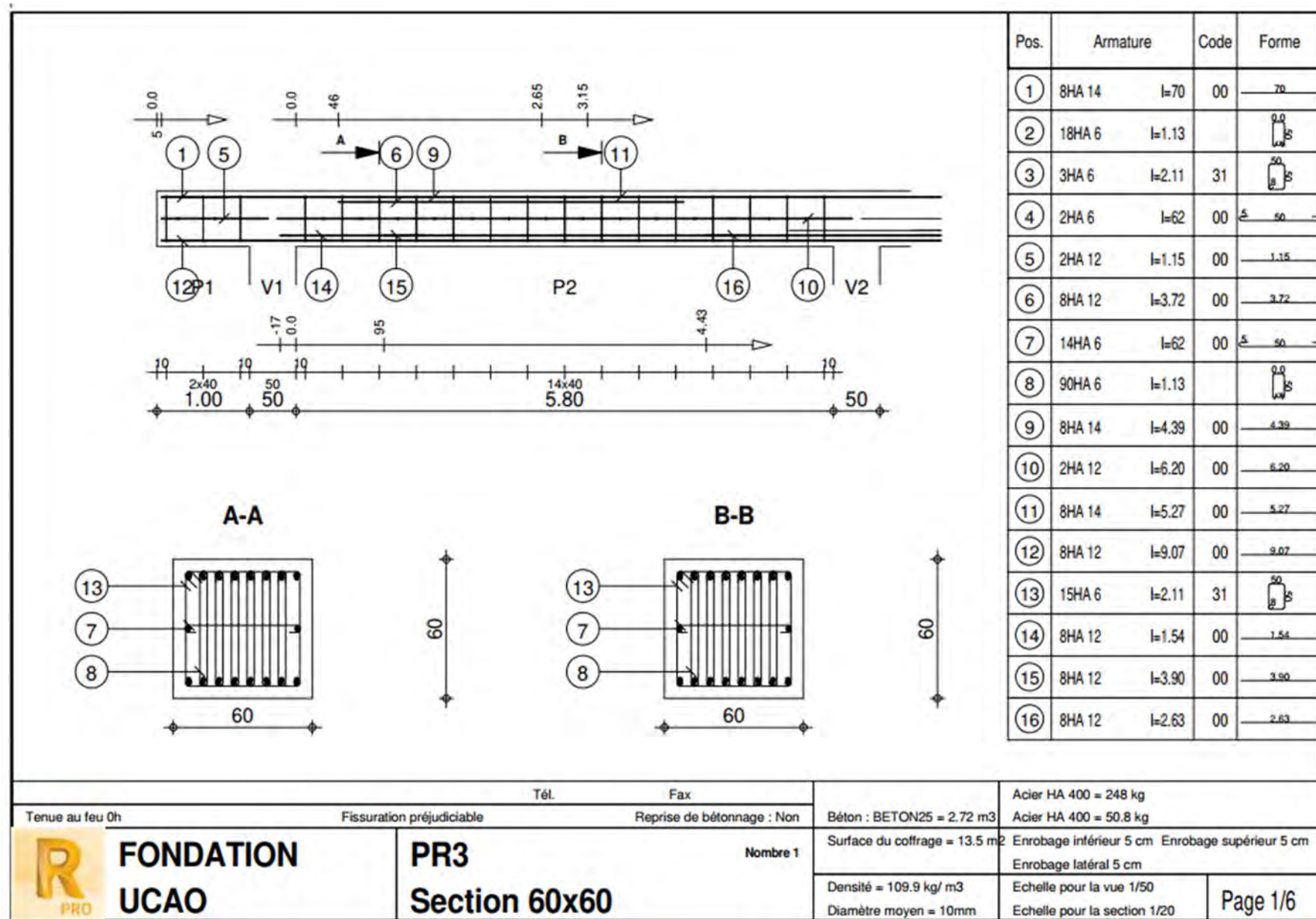


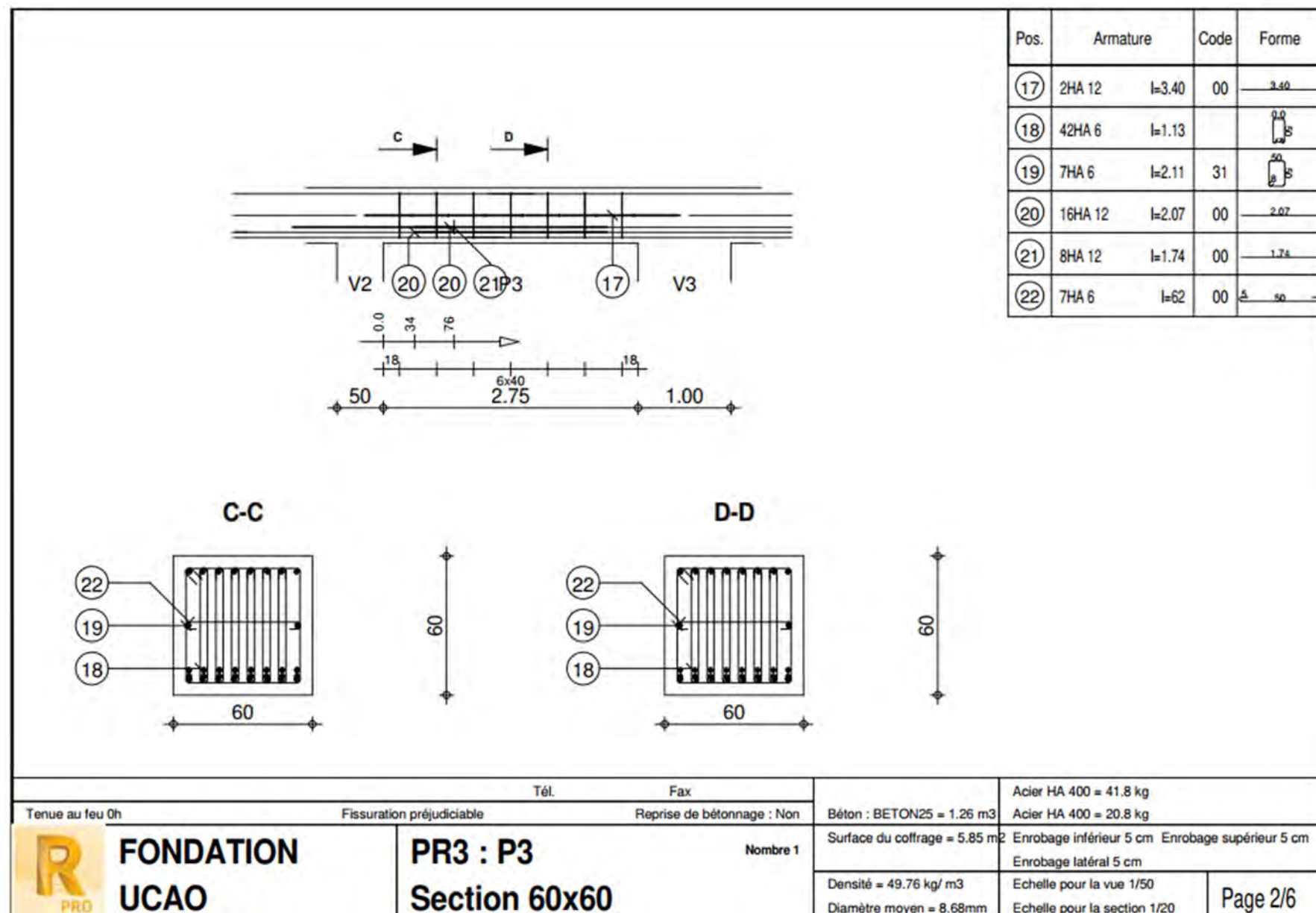


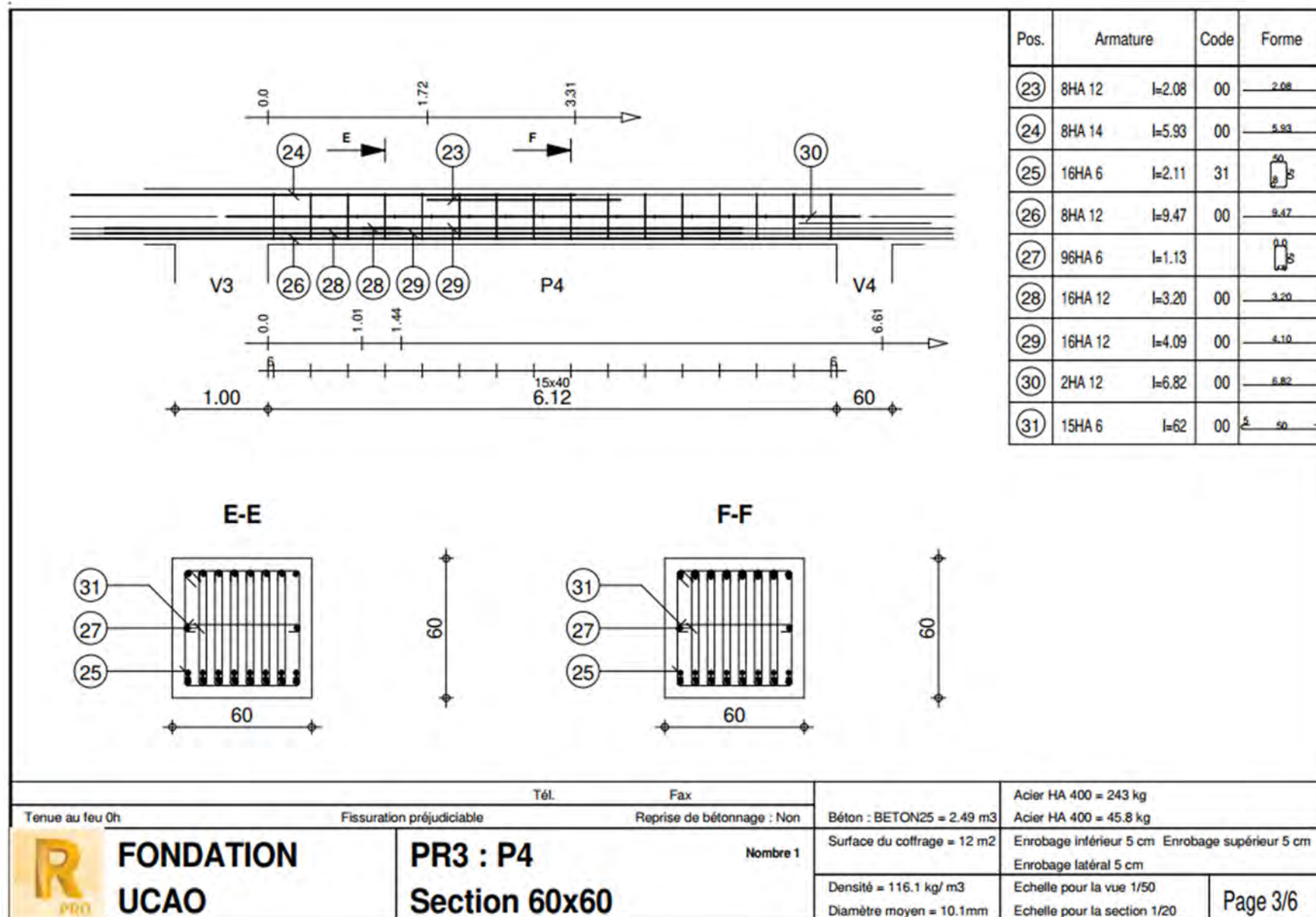


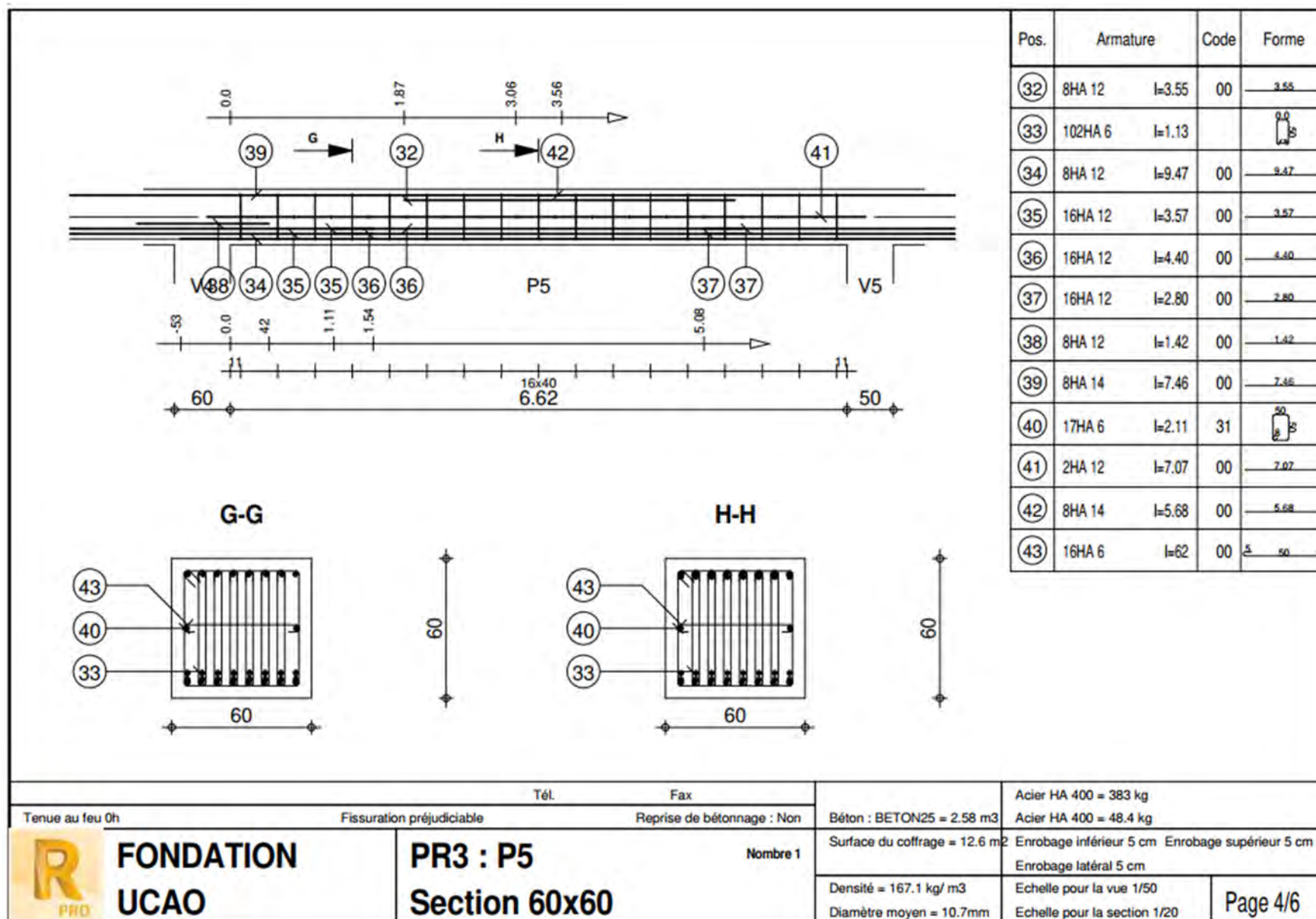


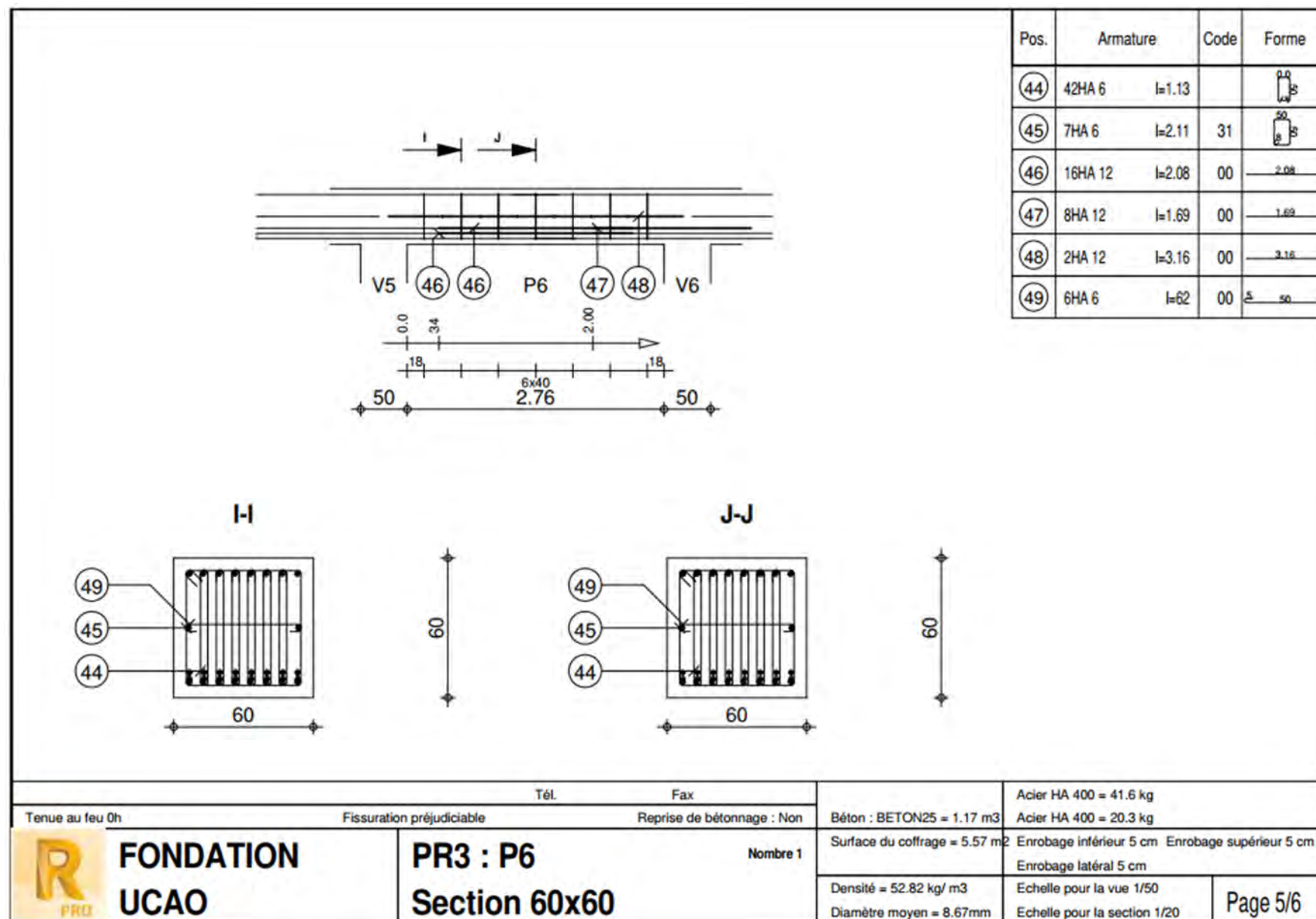


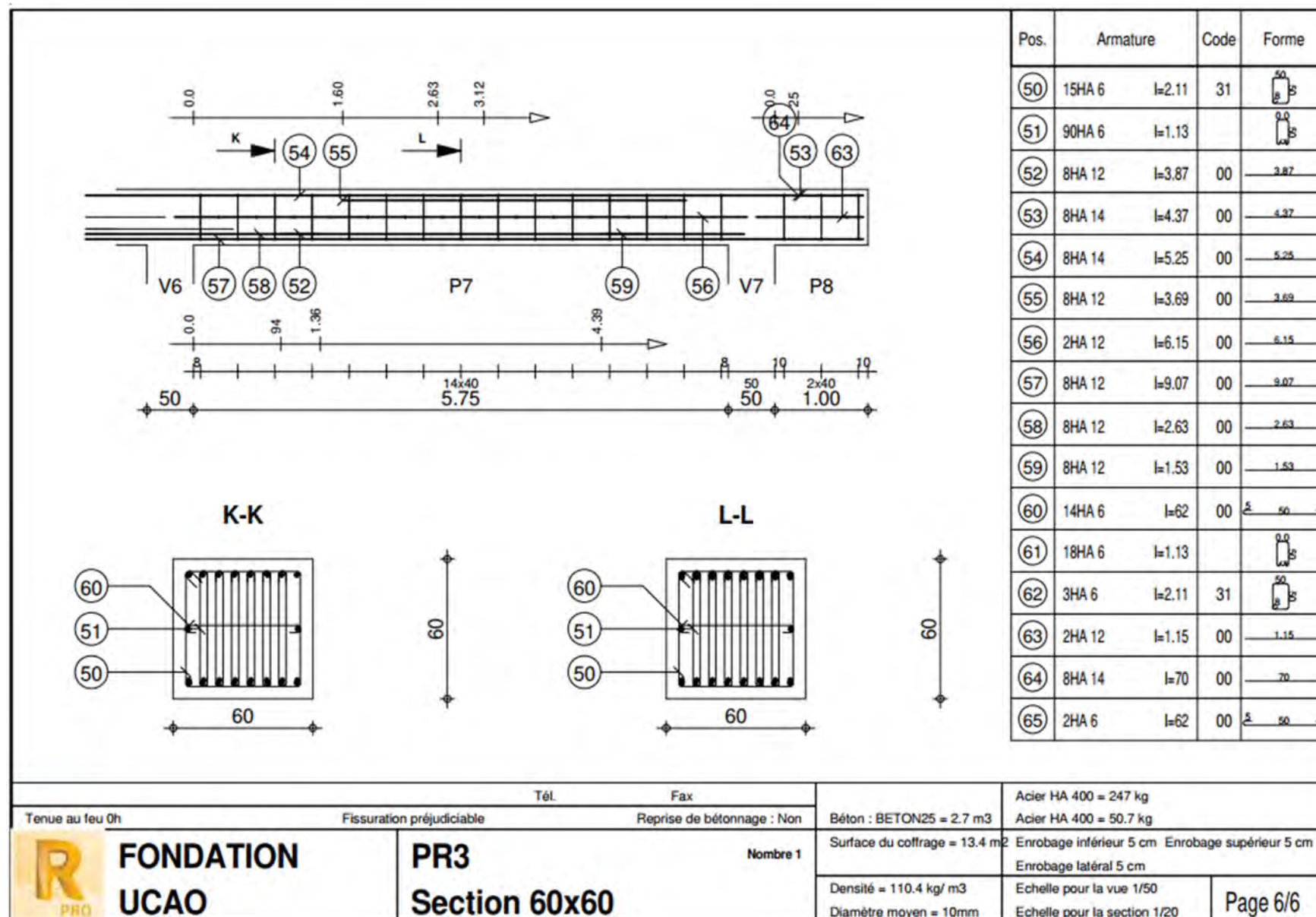


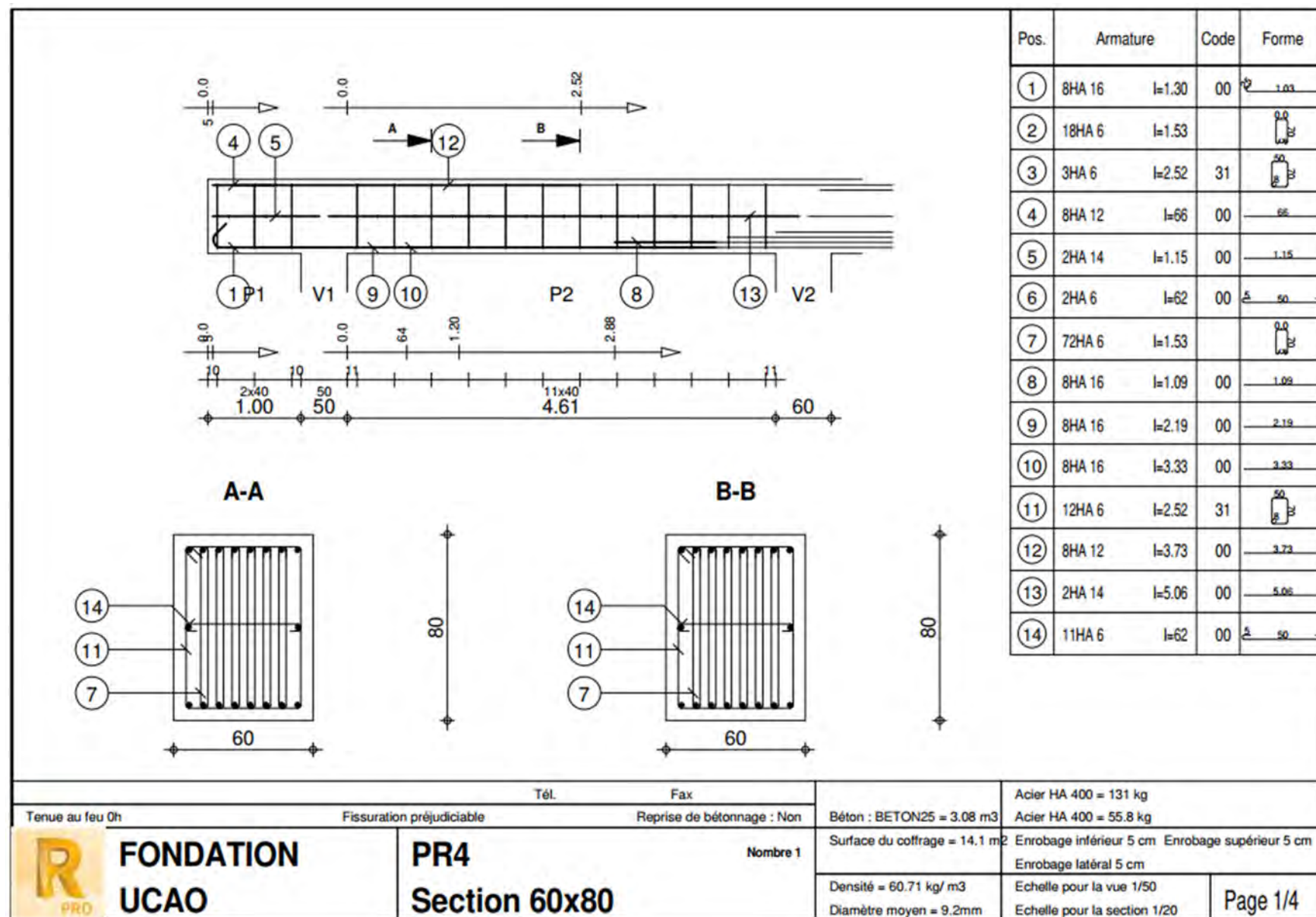


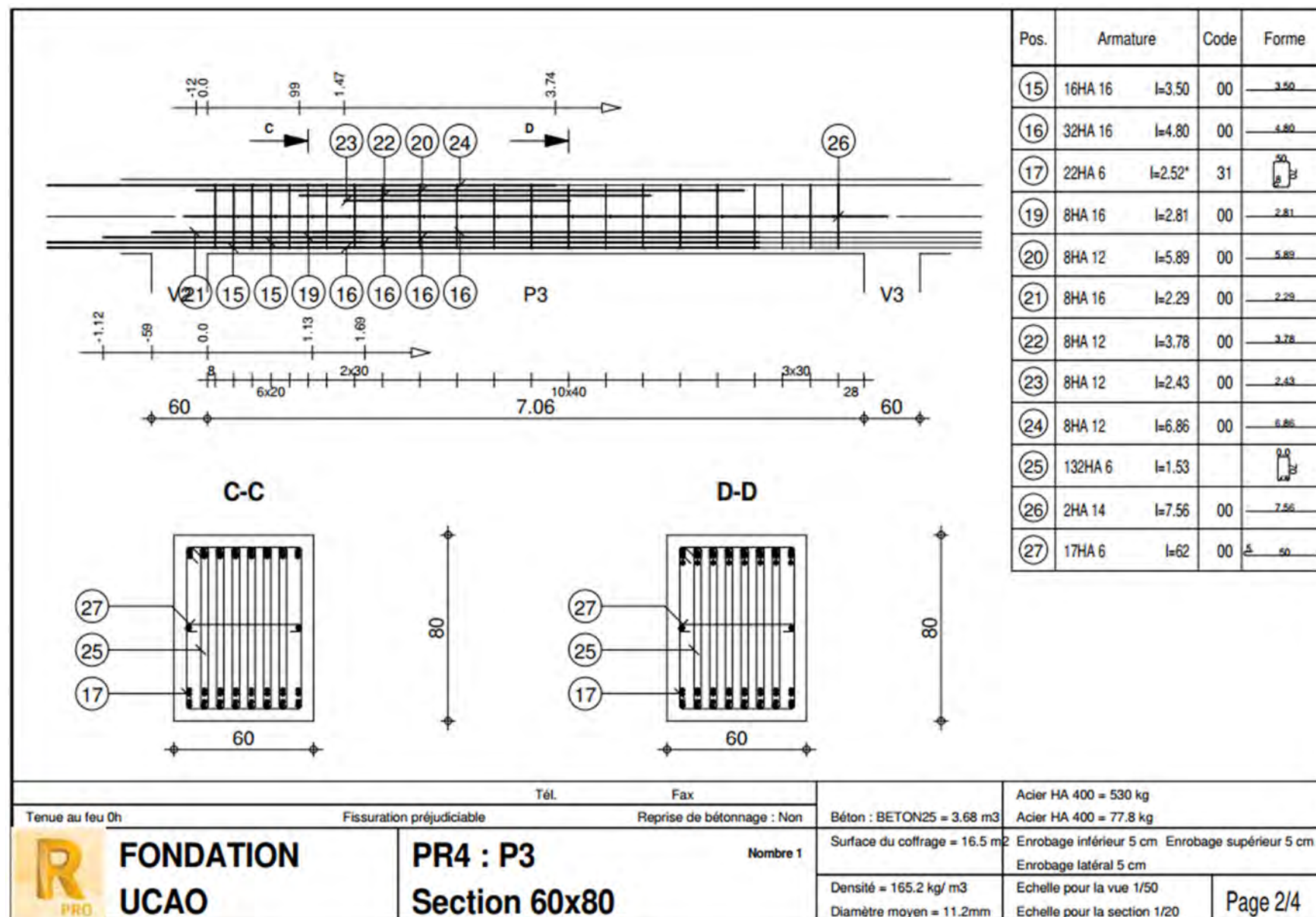


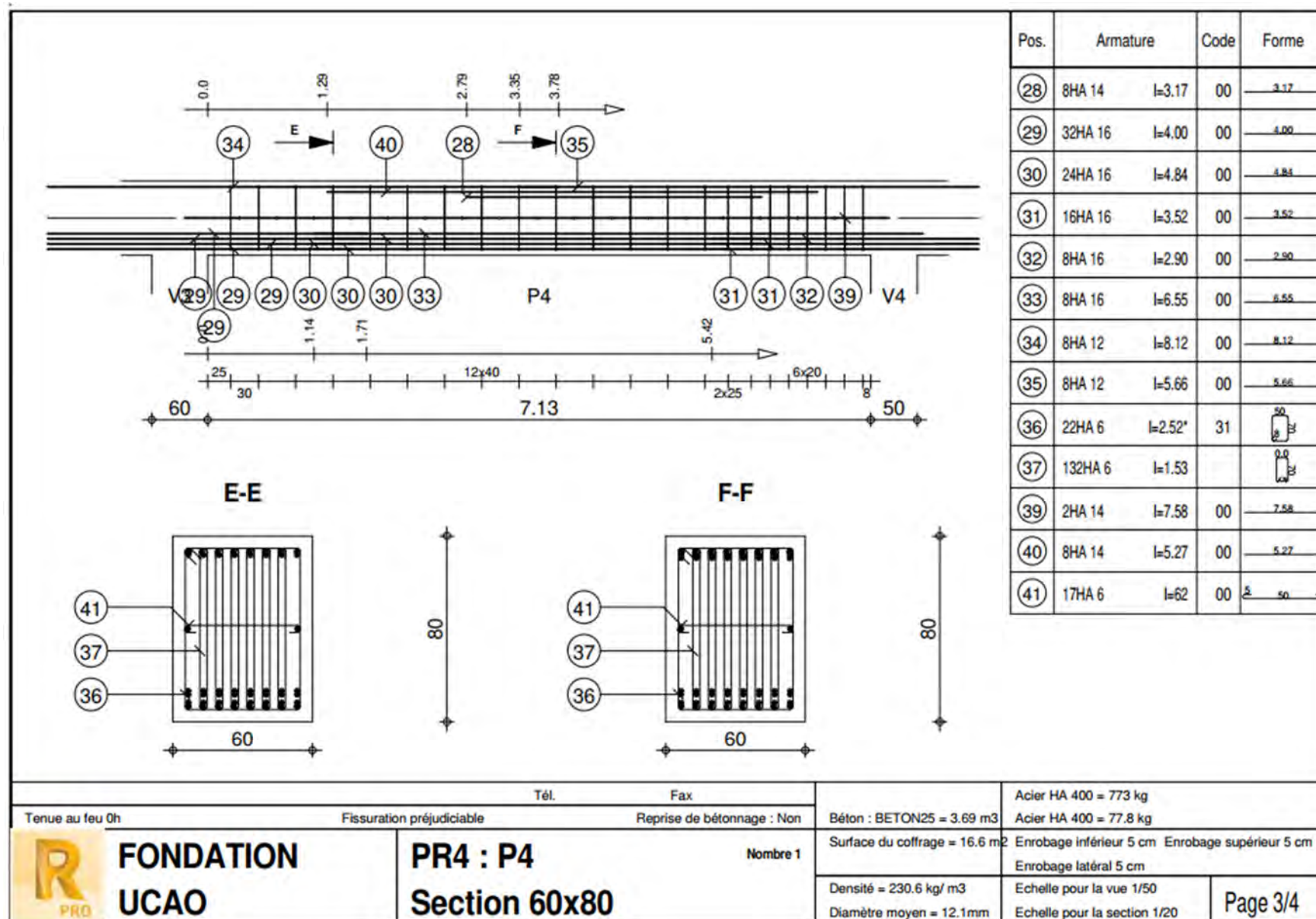


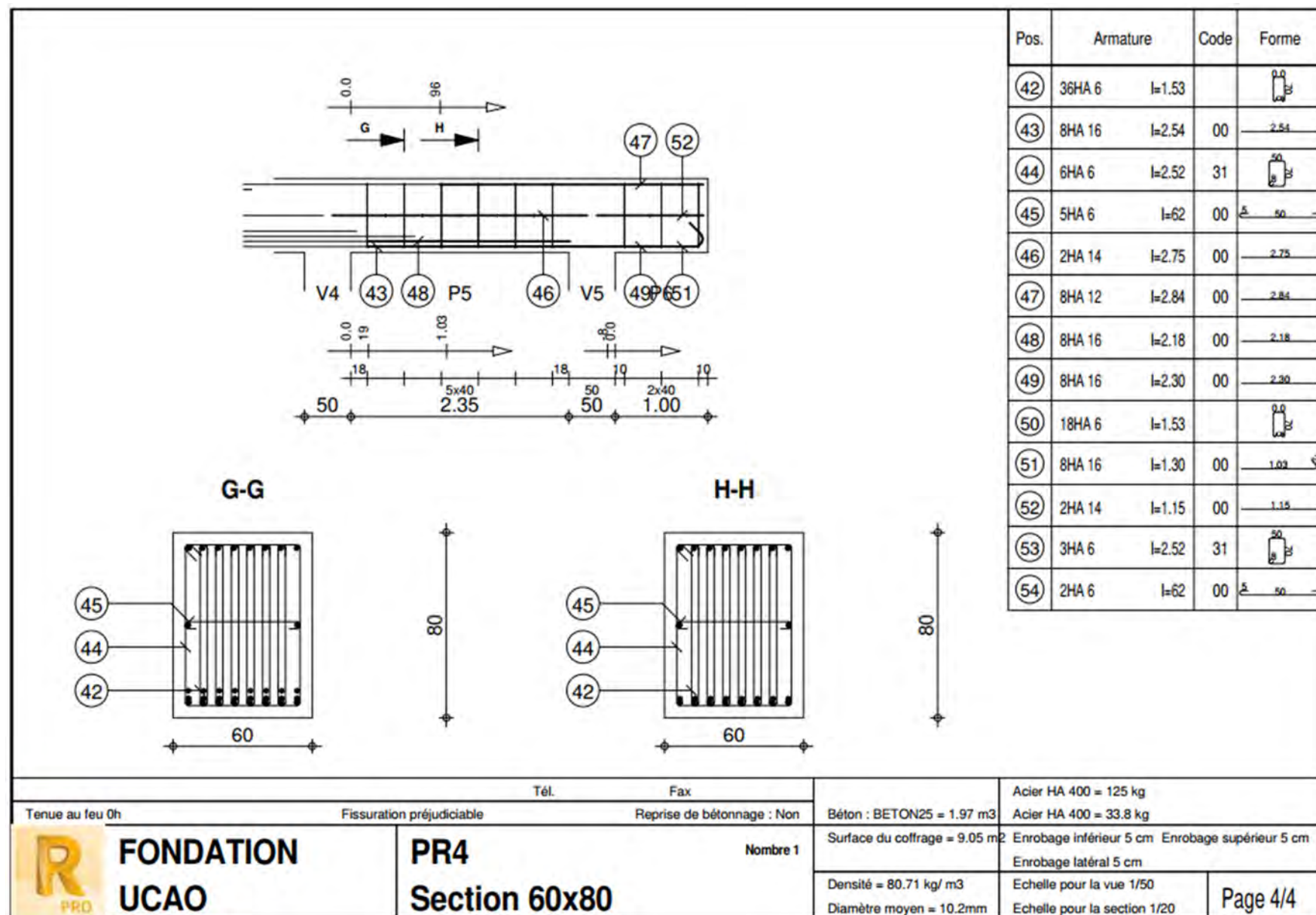


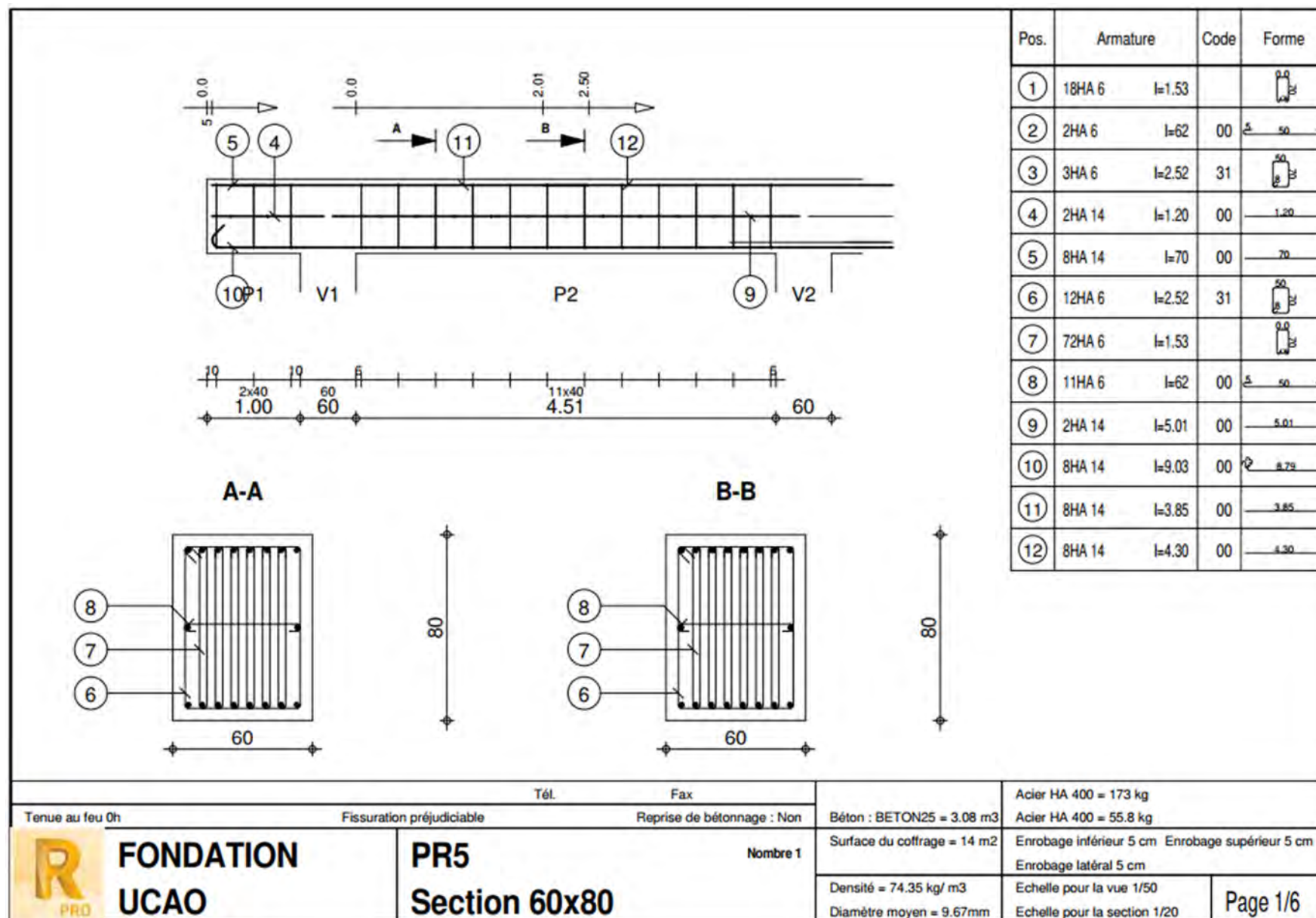


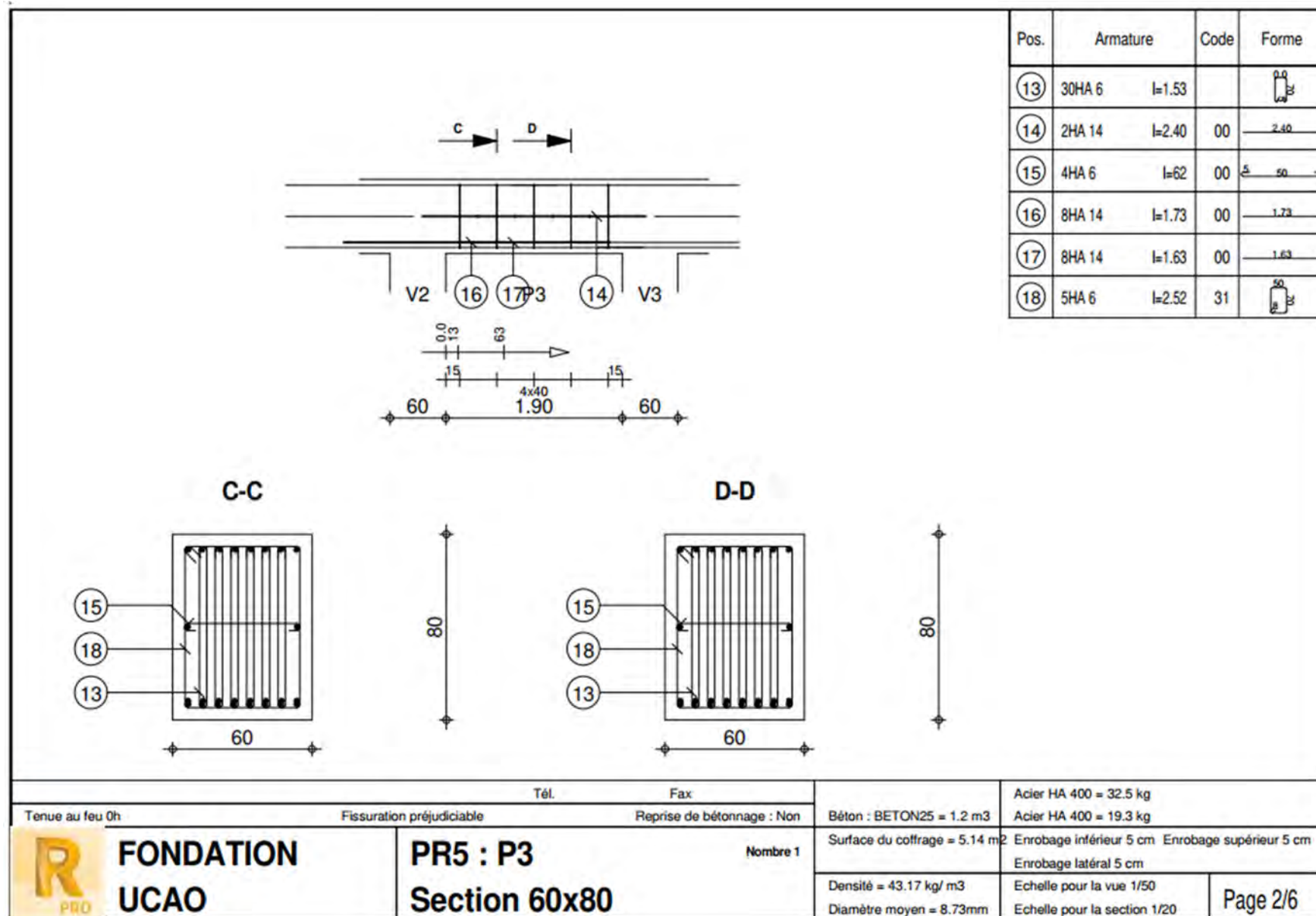


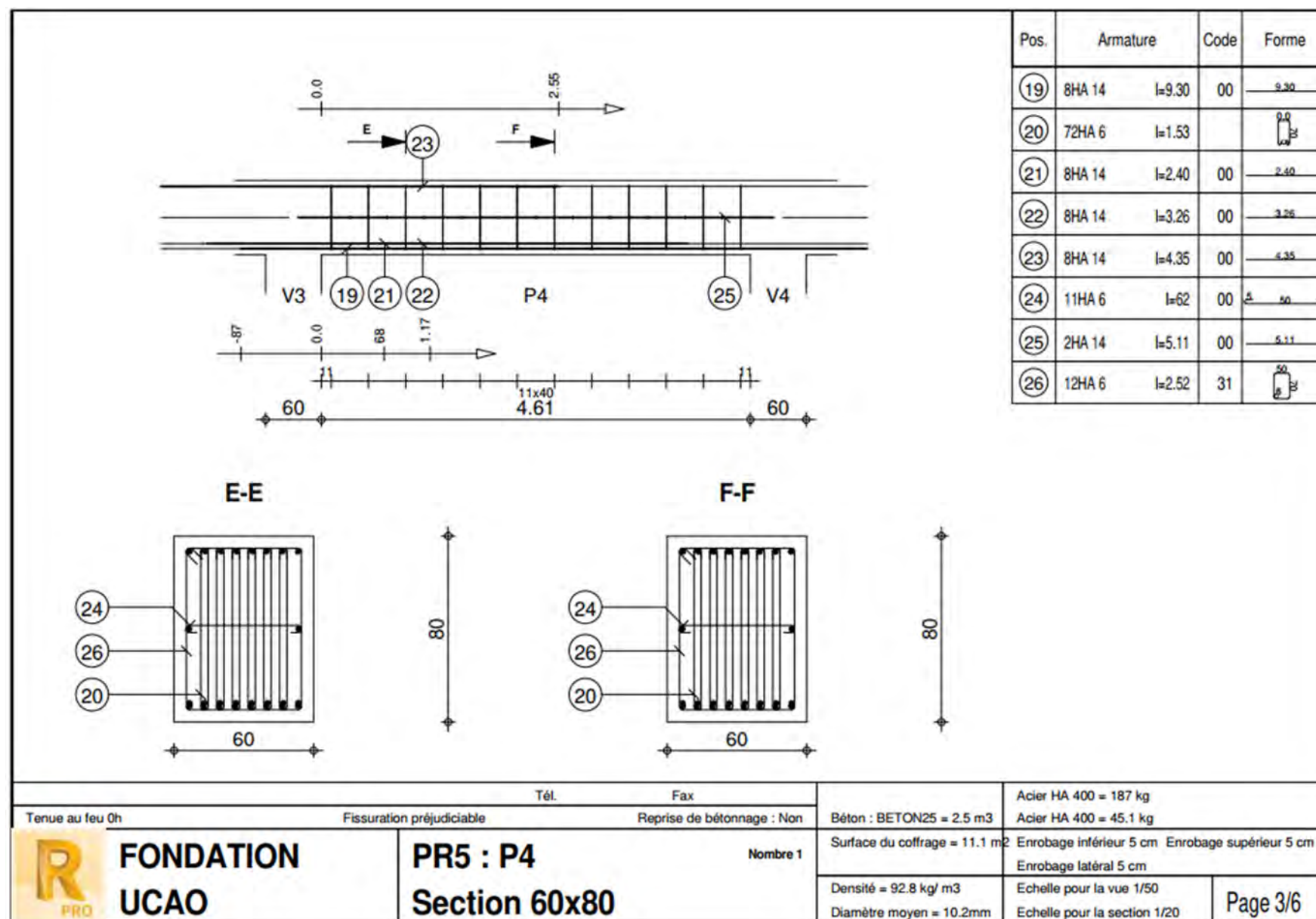


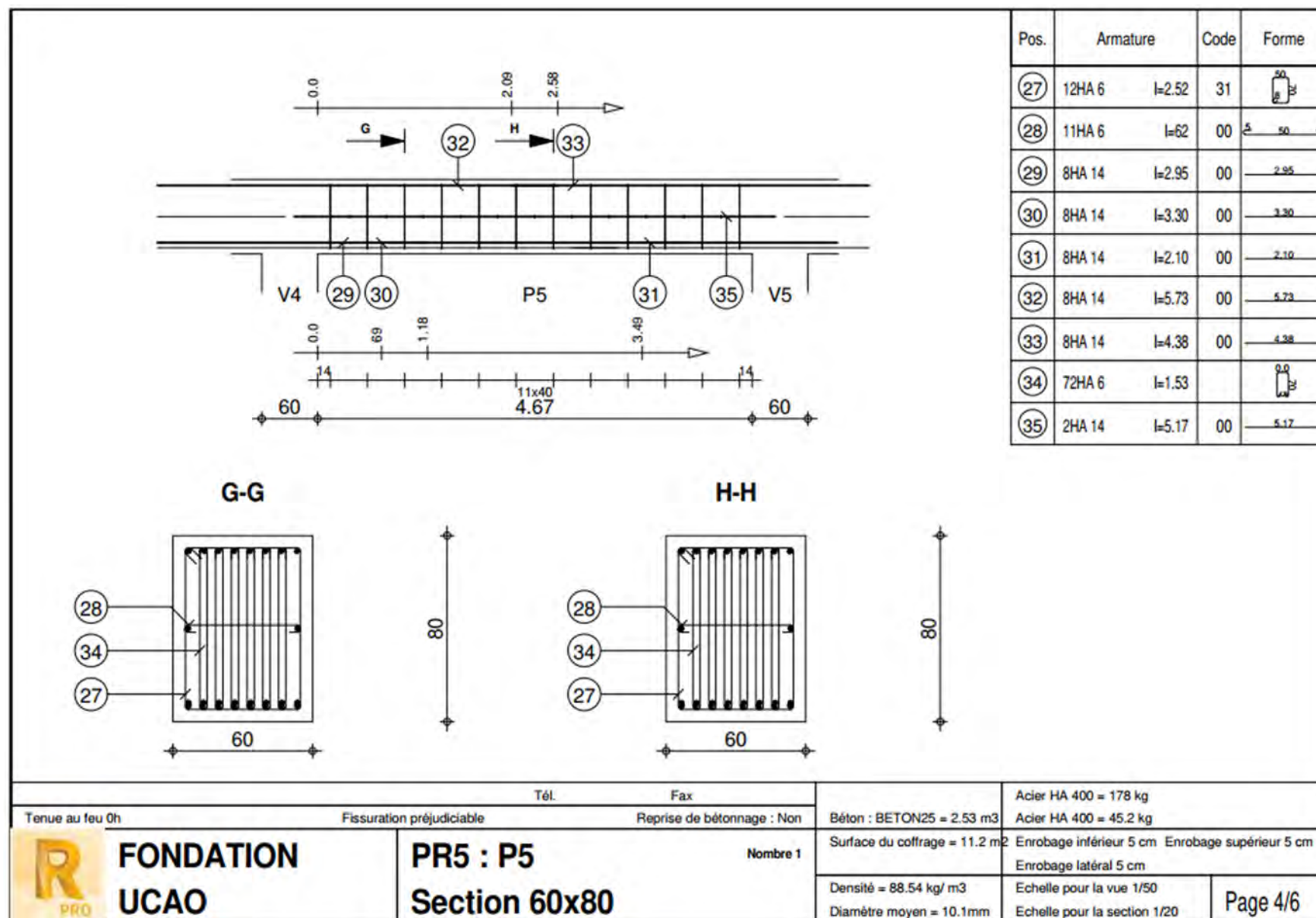


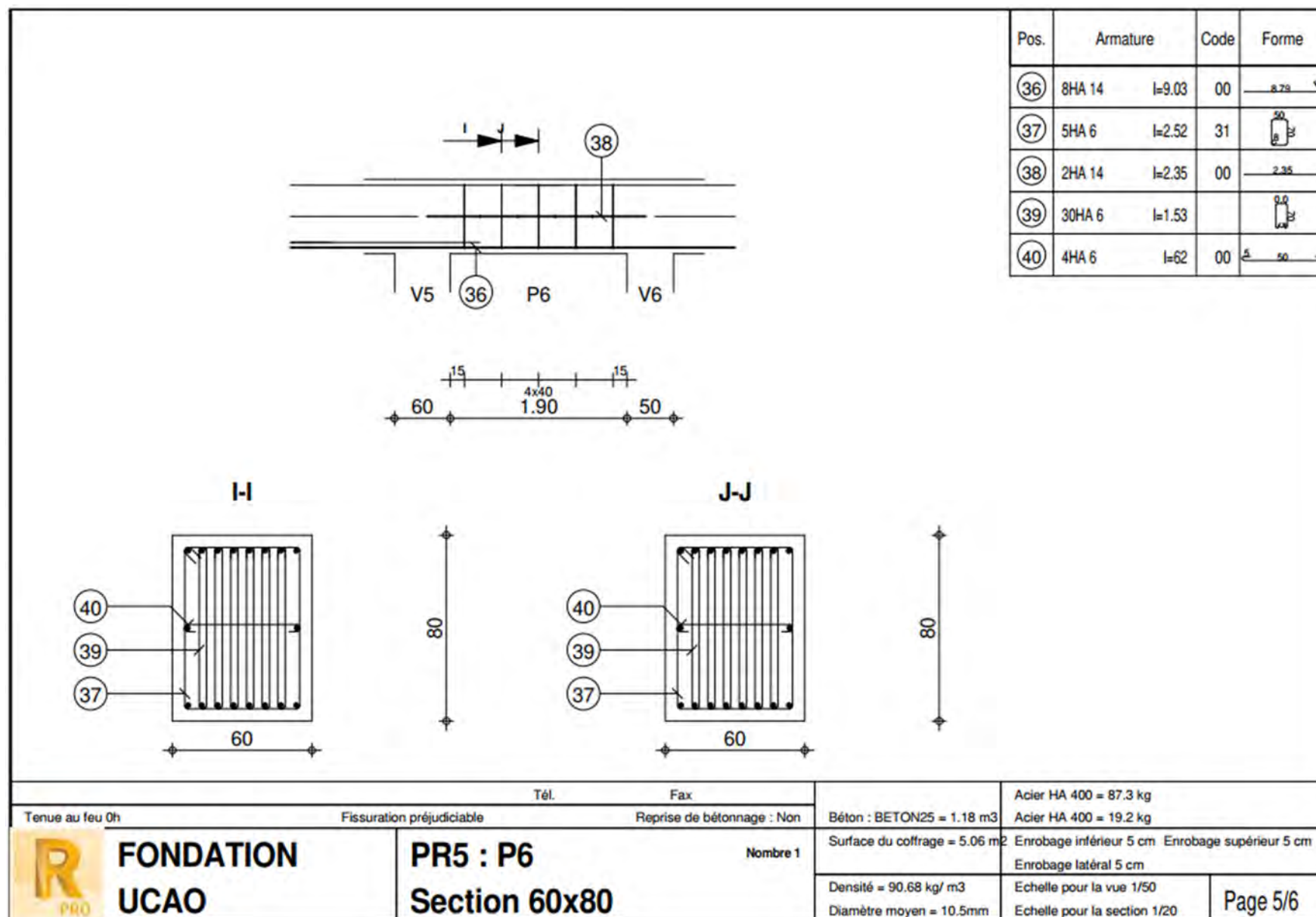


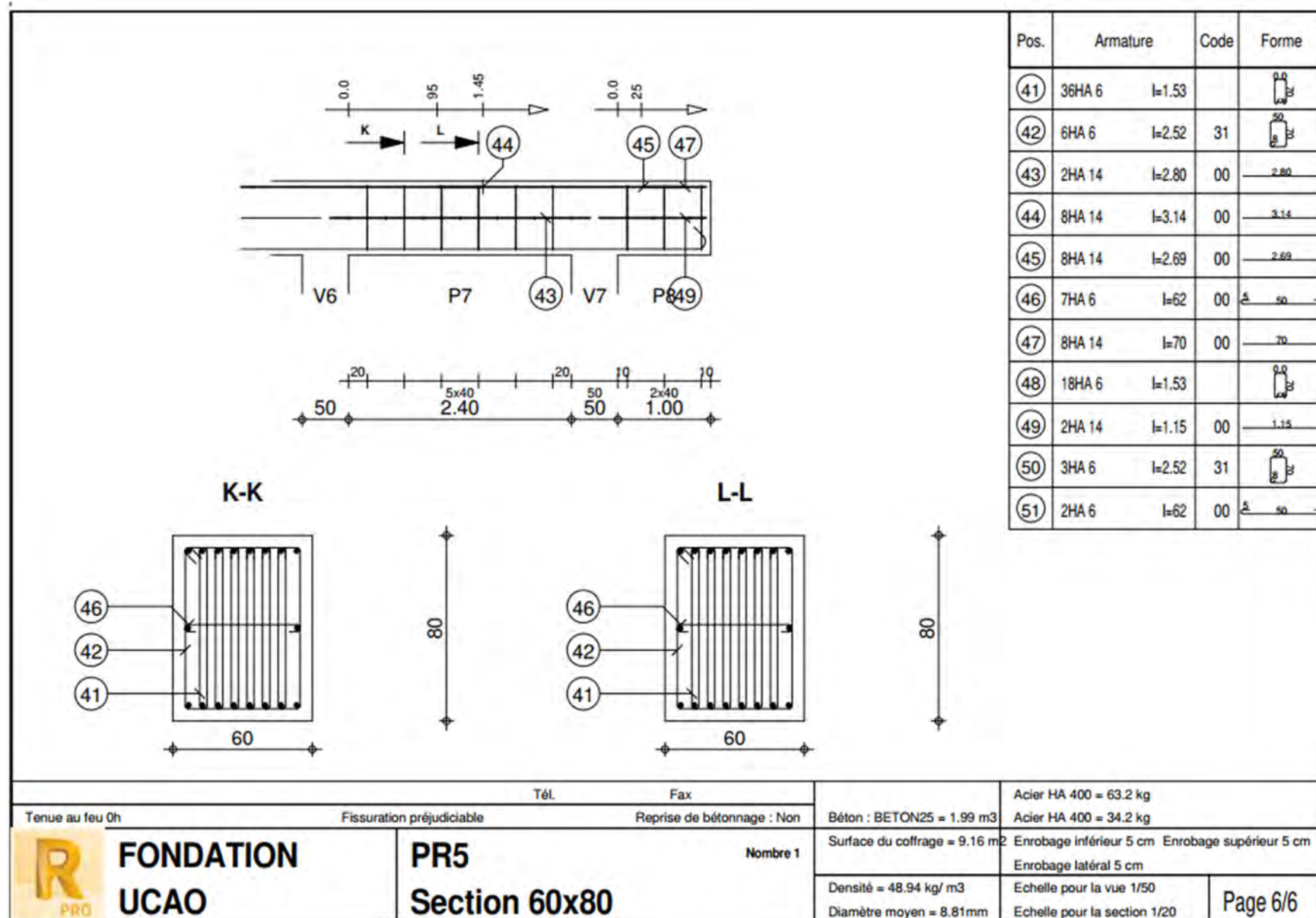


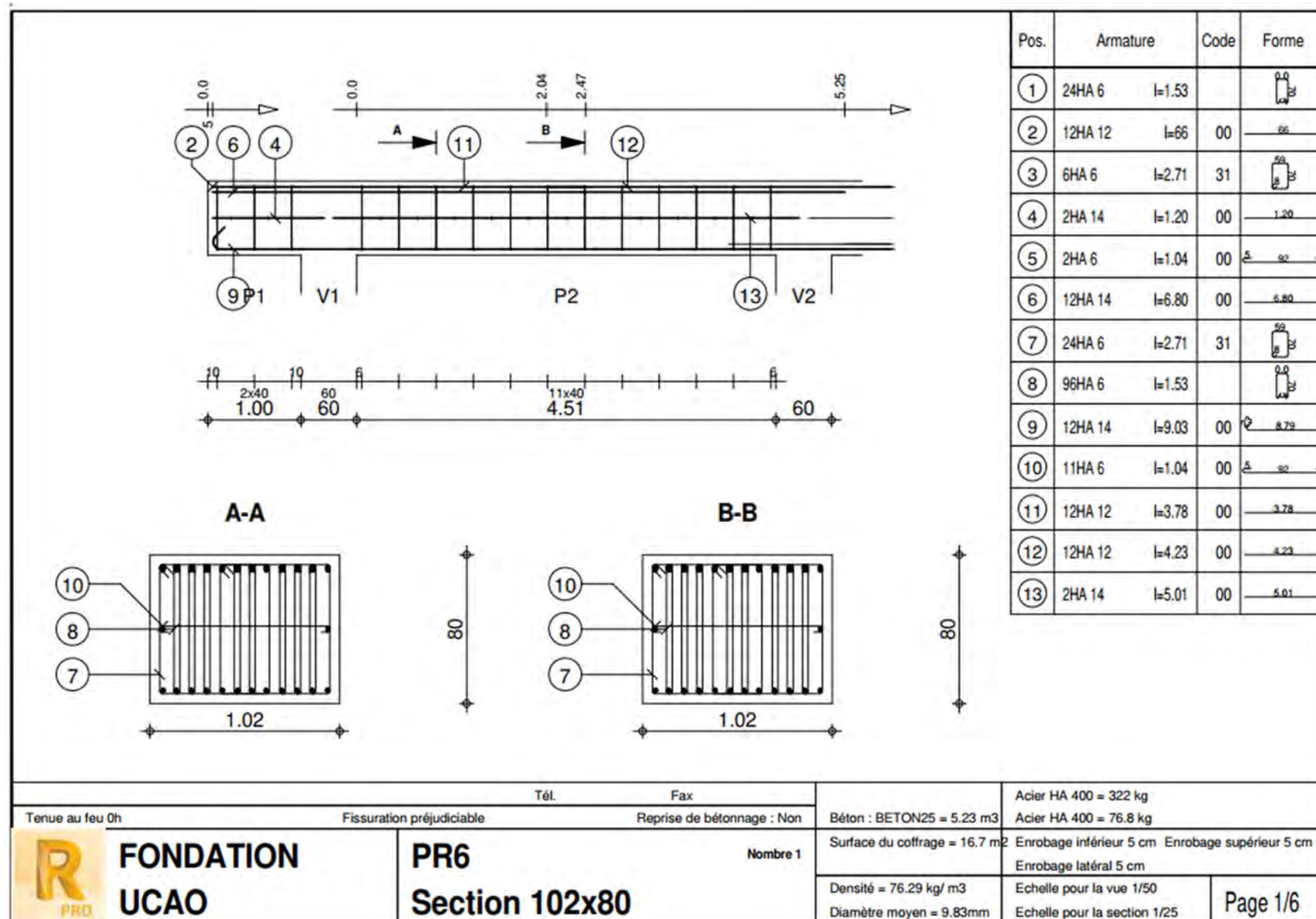


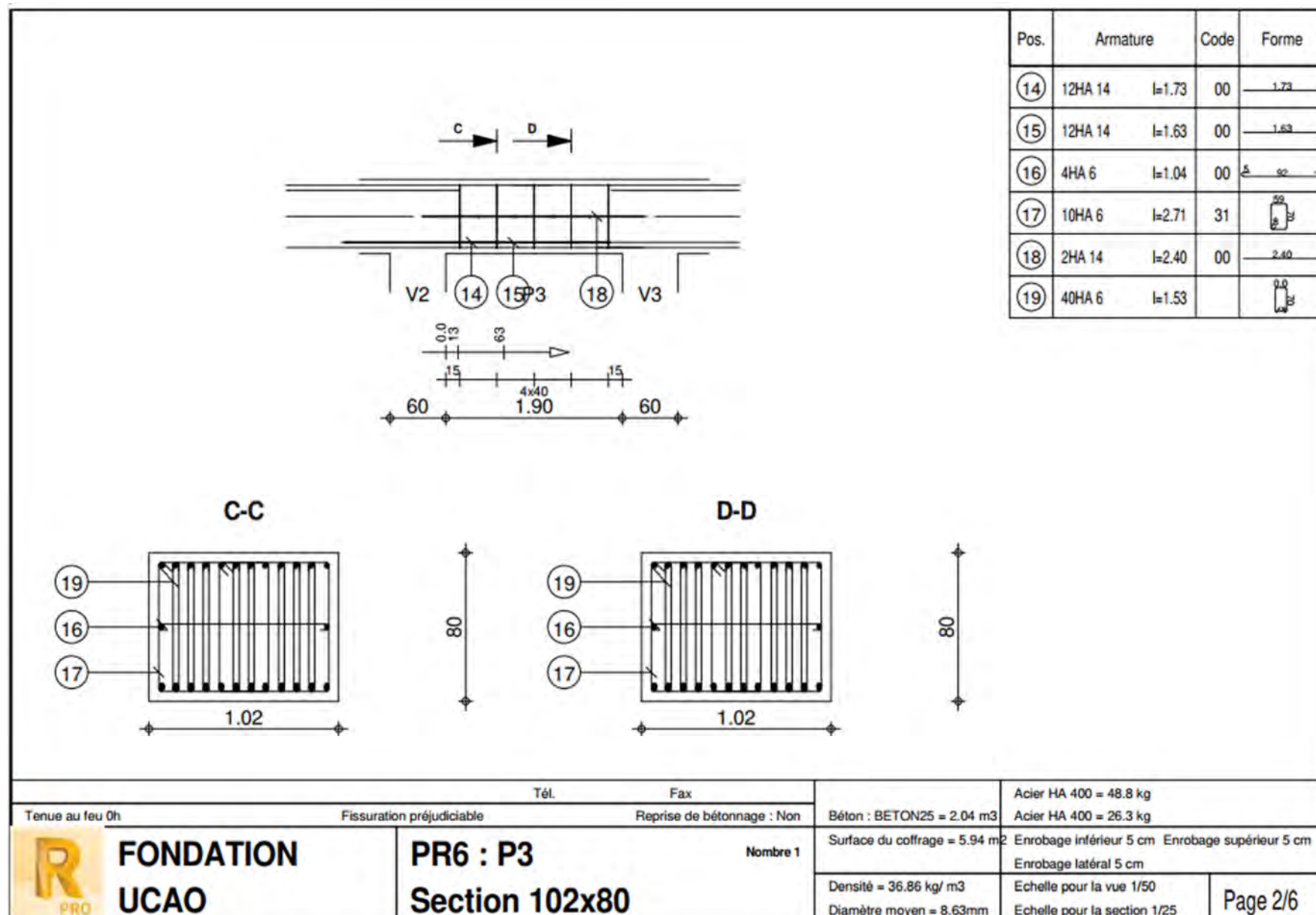


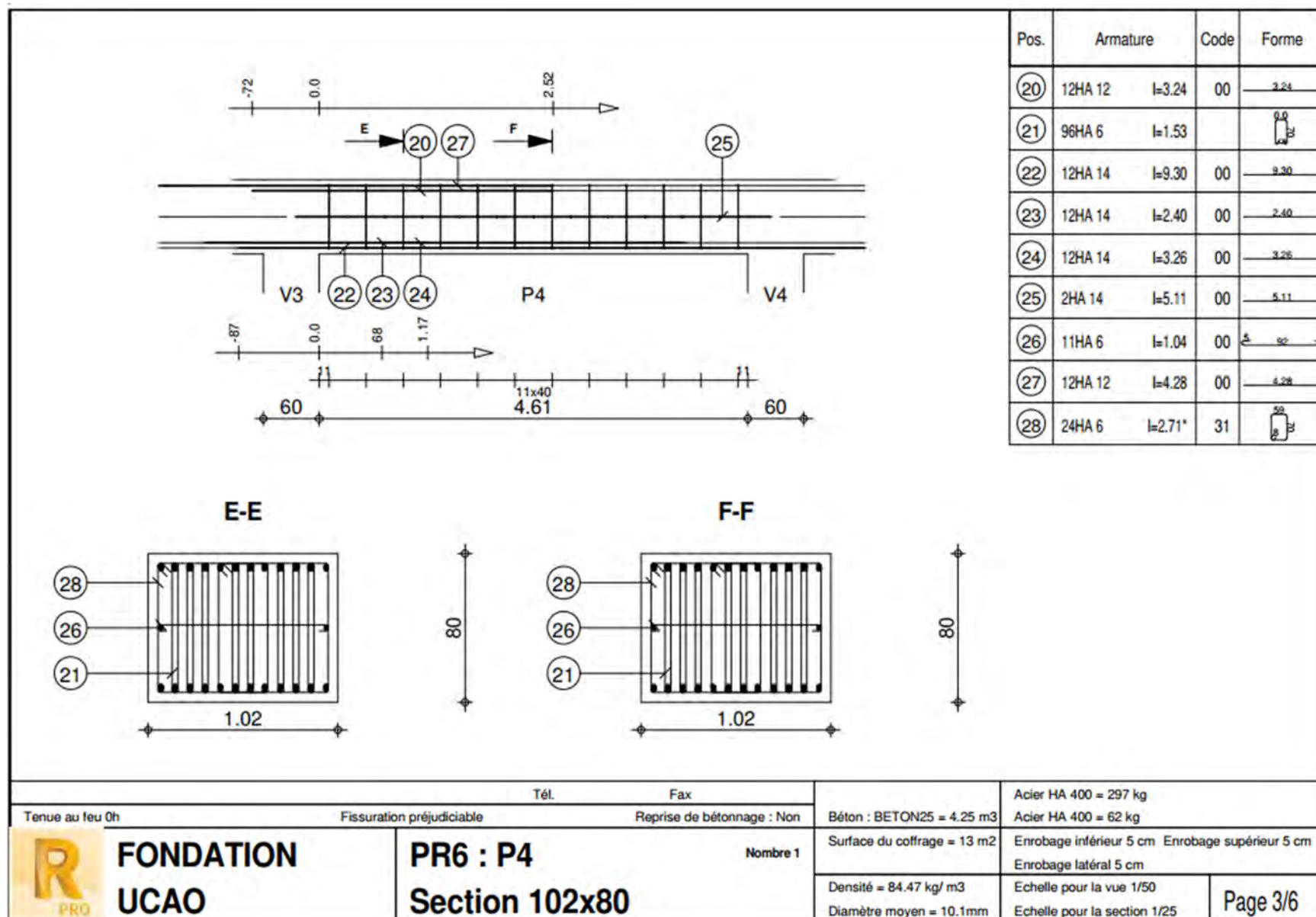


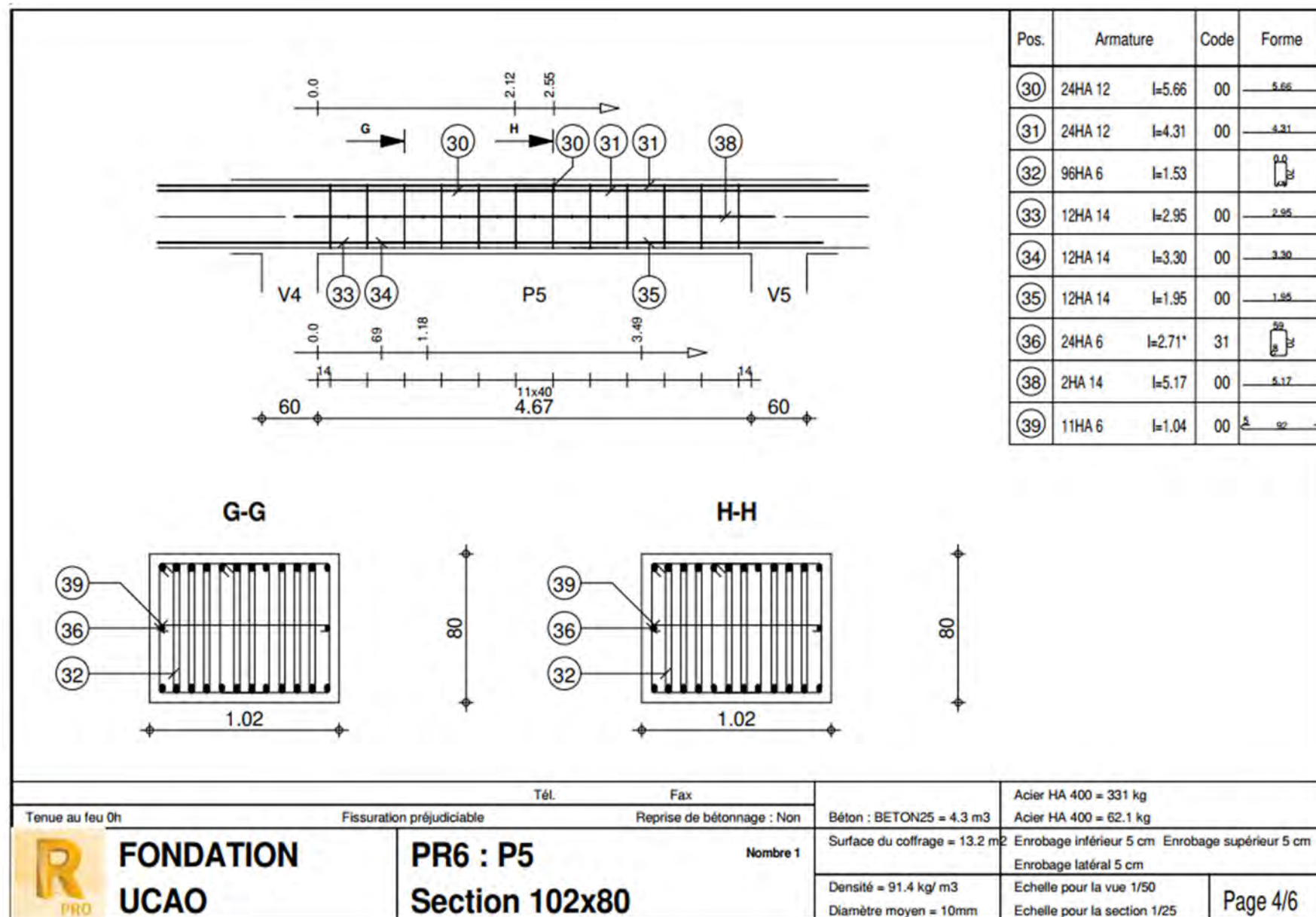


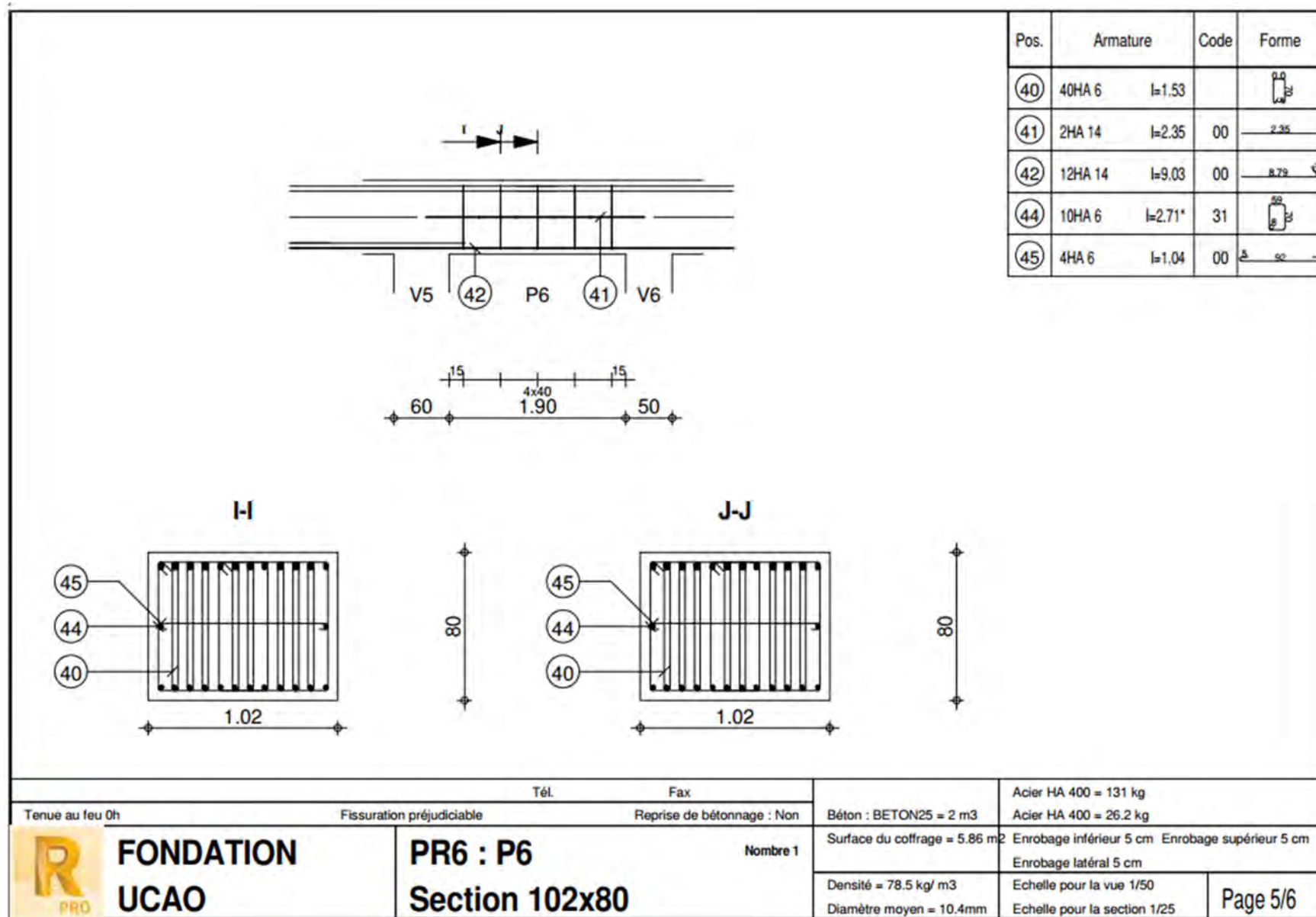


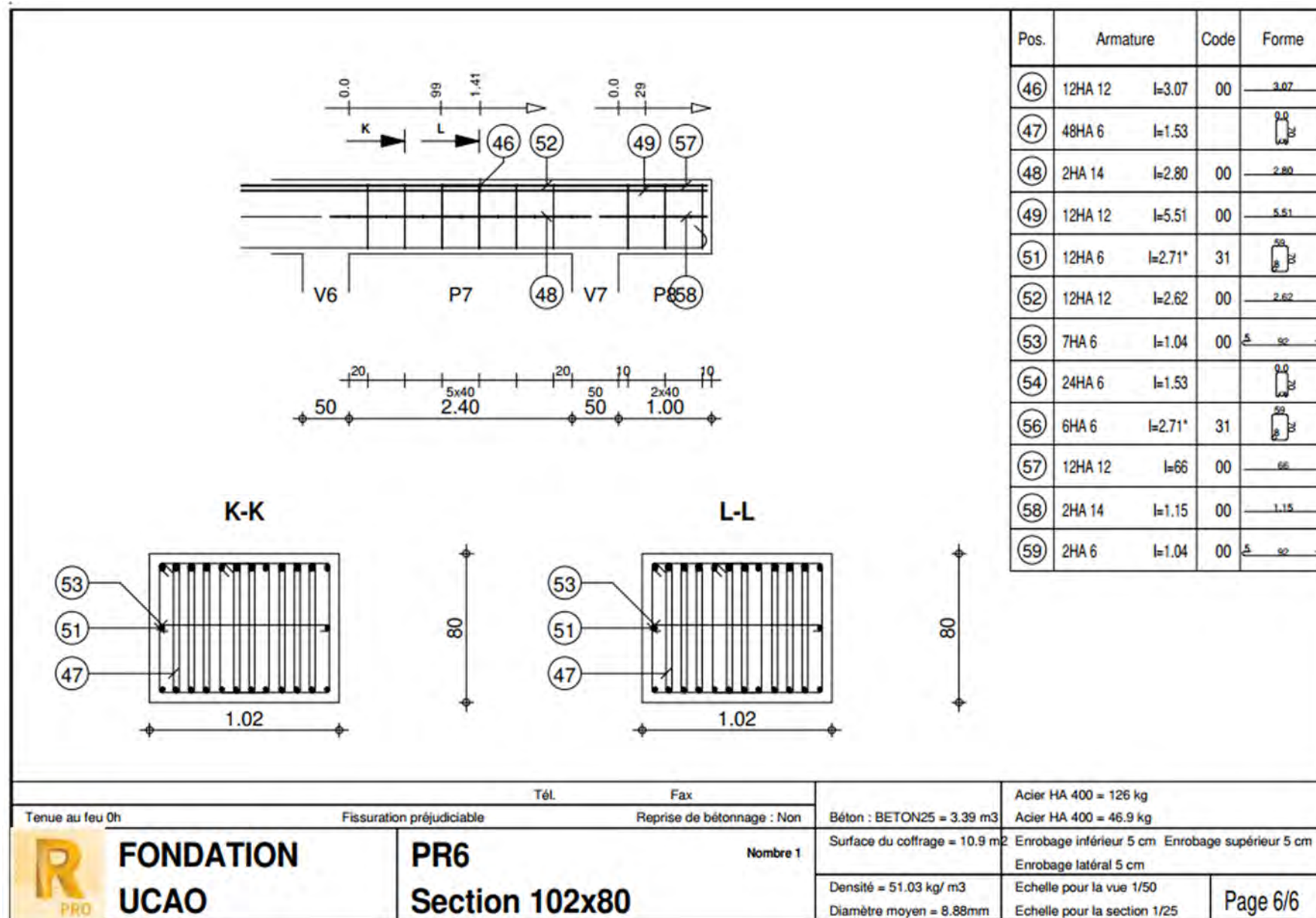




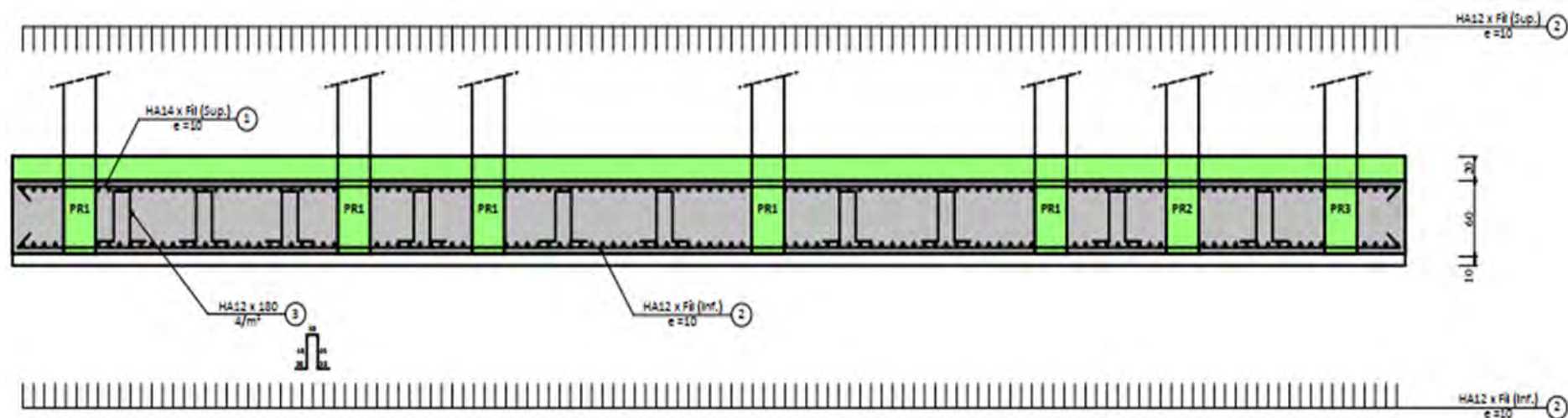






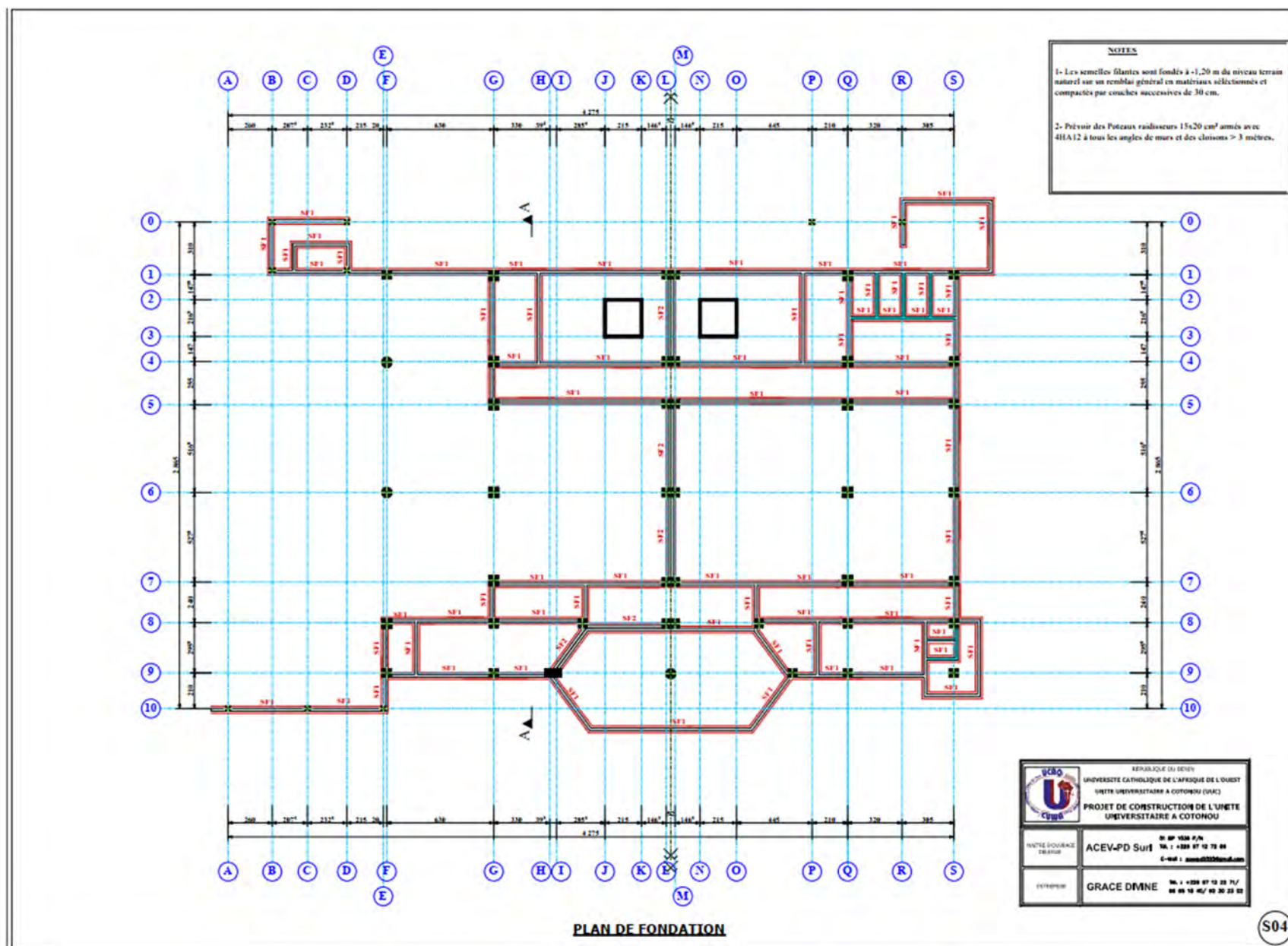


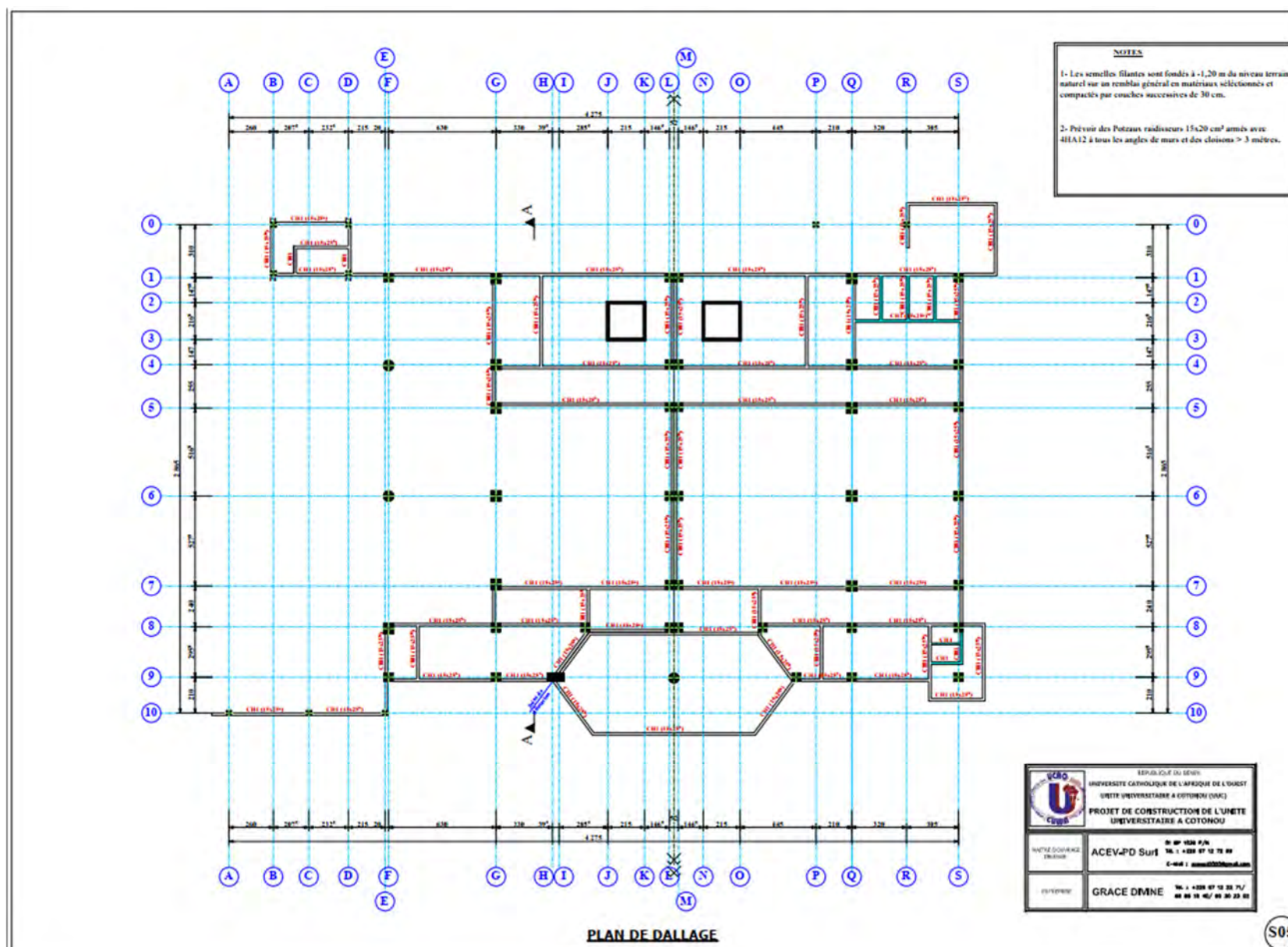


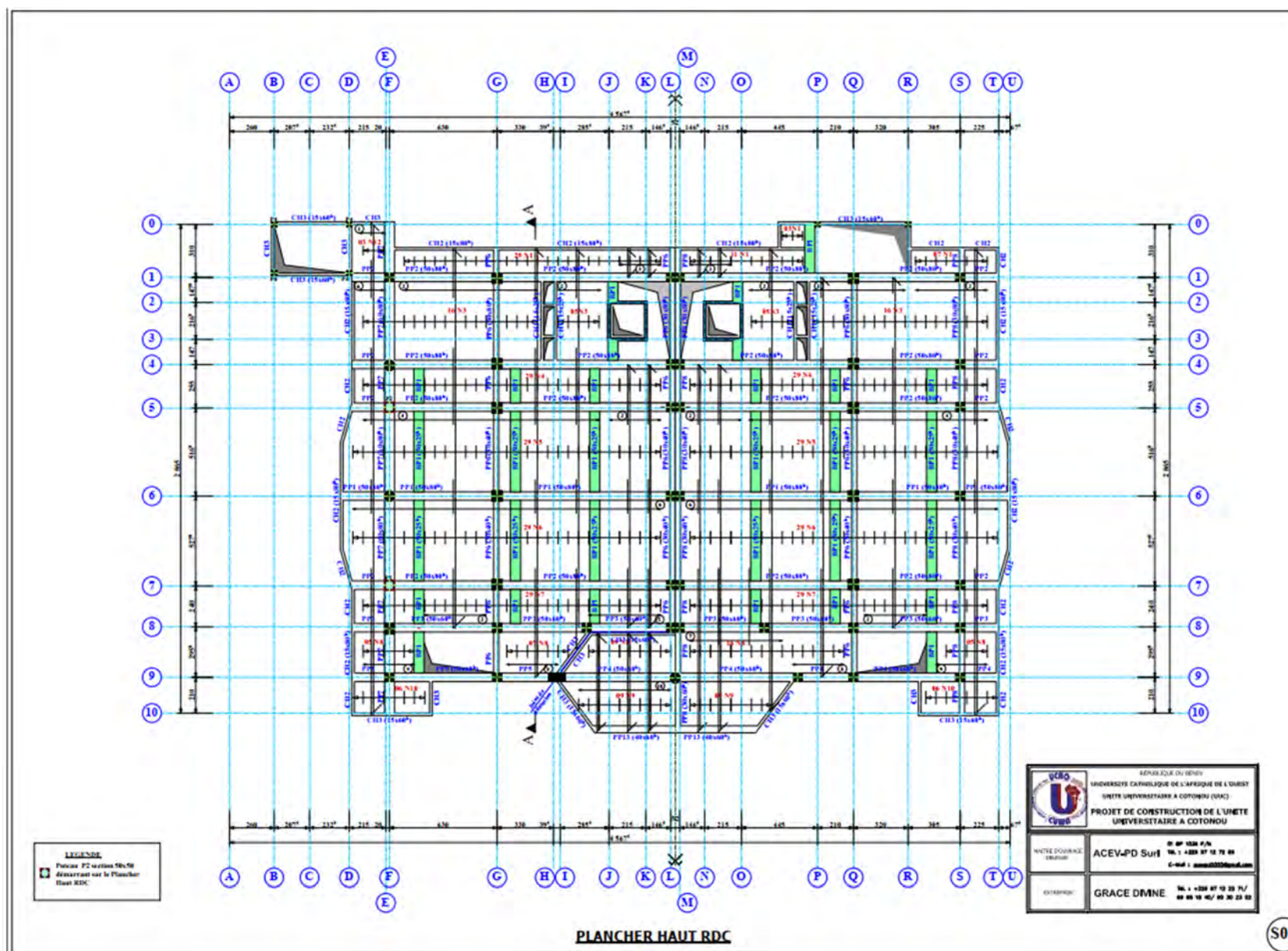


COUPE A-A SUR RADIER

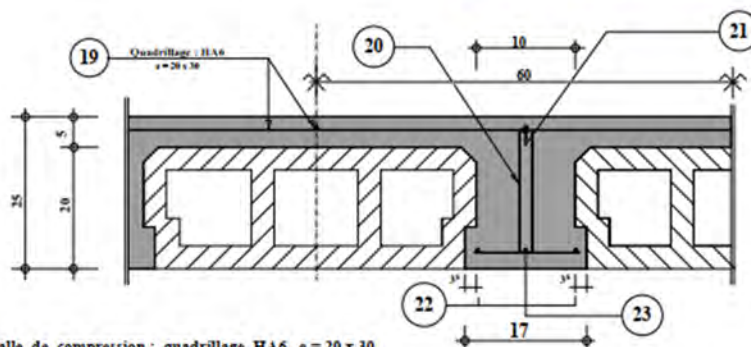
	DÉPARTEMENT DU BÂTIMENT UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE L'AFRIQUE DE L'OUEST UNITÉ UNIVERSITAIRE À COTONOU (UUC)	
	PROJET DE CONSTRUCTION DE L'UNITÉ UNIVERSITAIRE À COTONOU	
MAÎTRE D'ŒUVRE UCAO	ACEV-PD Surf	01 87 10 00 P/N Tél. : +229 07 18 73 00 E-Mail : acev@ucoa.org
ENTREPRENEUR	GRACE DMNE	Tél. : +229 07 18 00 70/ 00 00 00 00/ 00 00 00 00







DETAILS PLANCHER HAUT RDC



- Dalle de compression : quadrillage HA6 $e = 20 \times 30$

- Réaliser la continuité des aciers type ① avec HA8 x 100

et en rive avec des HA8 x 71

CH Linteau (15 x 25^h)

CHAPEAUX	
①	HA6 x 70 $\frac{63}{63}$
②	HA16 x 300 $\frac{22}{278}$
③	HA12 x 190 $\frac{165}{165}$
④	HA16 x 450 $\frac{450}{450}$
⑤	HA16 x 500 $\frac{22}{478}$
⑥	HA16 x 300 $\frac{300}{300}$
⑦	HA16 x 1000 $\frac{22}{978}$
⑧	HA16 x 700 $\frac{22}{678}$
⑨	HA16 x 900 $\frac{22}{678}$
⑩	HA14 x 581 $\frac{180}{580}$

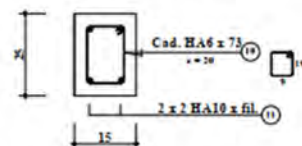
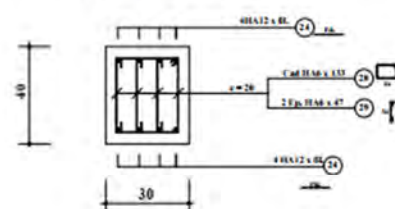
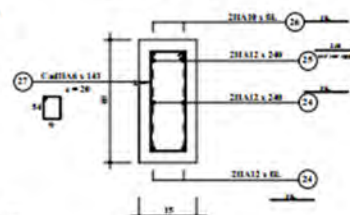
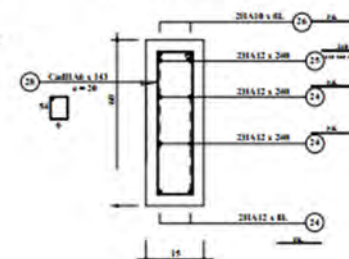
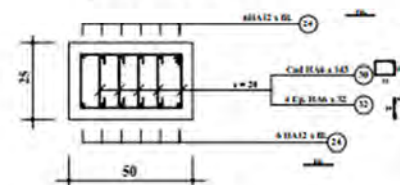
CH4 (30 x 40^h)

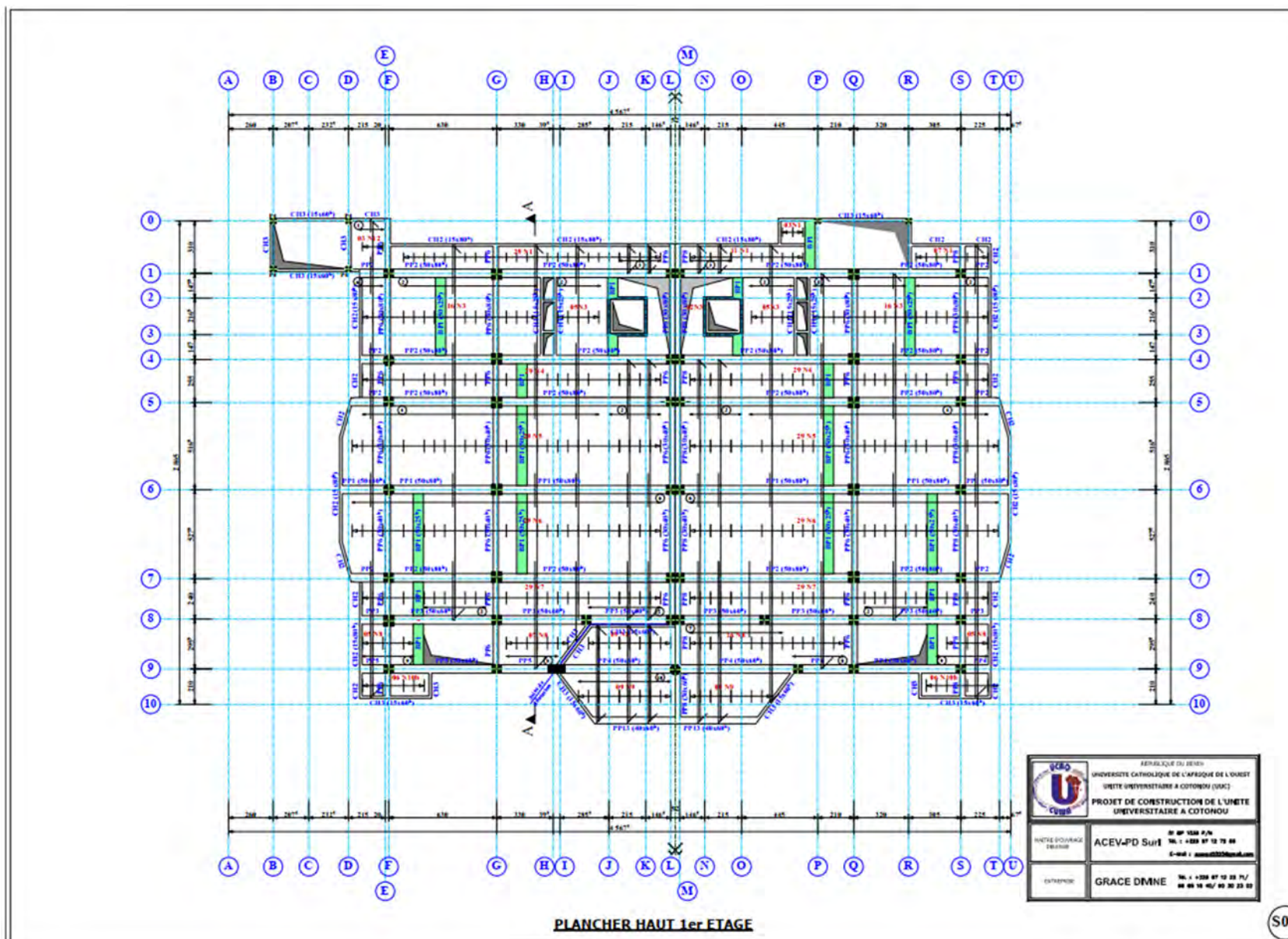
TABLEAU DES NERVURES

Nervures	Nbre	22	23	20	21
N1	58	2 HA10 x 175	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 175
N2	88	2 HA10 x 140	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 140
N3	44	2 HA12 x 500	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 500
N4	58	2 HA10 x 250	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 250
N5	58	2 HA12 x 521	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 521
N6	58	2 HA12 x 521	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 521
N7	58	2 HA10 x 250	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 250
N8	33	2 HA10 x 290	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 290
N9	18	2 HA10 x 305	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 305
N10	12	2 HA10 x 218	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 218
N11	18	2 HA10 x 245	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 245
N12	83	2 HA10 x 315	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 315

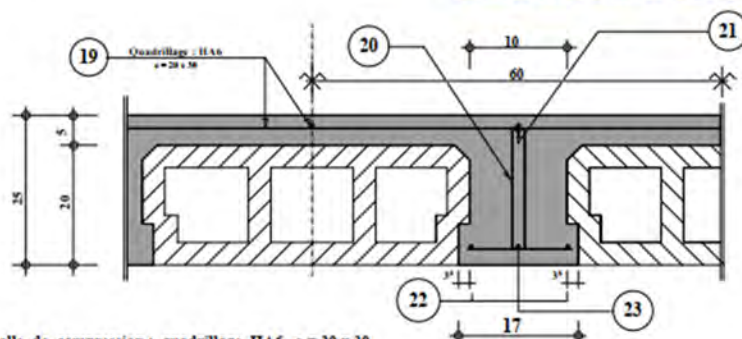
Nb : Les longueurs mentionnées dans les tableaux ci-dessus sont égales à la portée de chaque poutrelle + 7^h de part et d'autre.

CH3 (15 x 60^h)CH2 (15 x 80^h)BP1 (50 x 25^h)

S07



DETAILS PLANCHER HAUT 1er Etage



- Dalle de compression : quadrillage HA6 $e = 20 \times 30$

- Réaliser la continuité des aciers type ① avec HA8 $\times 100$

et en rive avec des HA8 $\times 71$

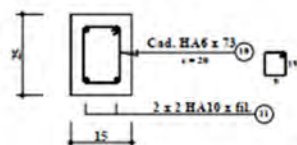
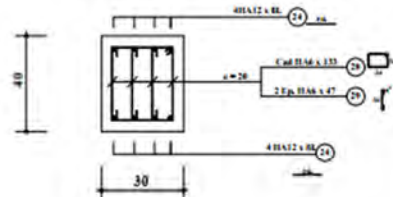
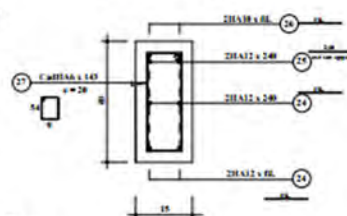
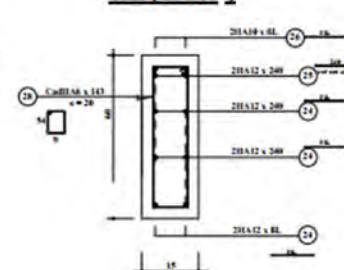
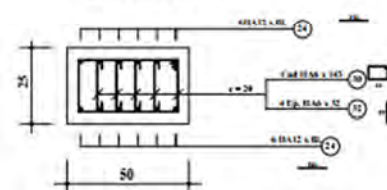
CH Linteau (15 x 25^h)CH4 (30 x 40^h)

TABLEAU DES NERVURES

Nervures	Nbre	22	23	20	21
N1	58	2 HA10 x 175	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 175
N2	88	2 HA10 x 140	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 140
N3	44	2 HA12 x 500	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 500
N4	58	2 HA10 x 250	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 250
N5	58	2 HA12 x 521	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 521
N6	58	2 HA12 x 521	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 521
N7	58	2 HA10 x 250	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 250
N8	33	2 HA10 x 290	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 290
N9	18	2 HA10 x 305	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 305
N10b	12	2 HA10 x 168	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 168
N11	18	2 HA10 x 245	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 245
N12	83	2 HA10 x 315	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 315

NB : Les longueurs mentionnées dans les tableaux ci-dessus sont égales à la portée de chaque poutrelle + 75 de part et d'autre.

CH3 (15 x 60^h)CH2 (15 x 80^h)BP1 (50 x 25^h)

CHAPEAUX	
①	HA6 x 70 $\frac{60}{100}$
②	HA16 x 300 $\frac{22}{278}$
③	HA12 x 196 $\frac{150}{165}$
④	HA16 x 450 $\frac{450}{450}$
⑤	HA16 x 500 $\frac{22}{478}$
⑥	HA16 x 500 $\frac{300}{300}$
⑦	HA16 x 1000 $\frac{22}{978}$
⑧	HA16 x 700 $\frac{22}{978}$
⑨	HA16 x 900 $\frac{22}{978}$
⑩	HA14 x 581 $\frac{100}{540}$

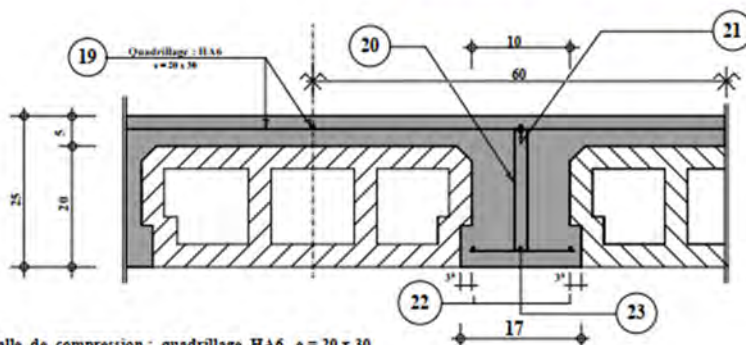


S09

PLANCHER HAUT 2eme, 3eme et 4eme ETAGES

S10

DETAILS PLANCHER HAUT 2eme, 3eme et 4eme Etages

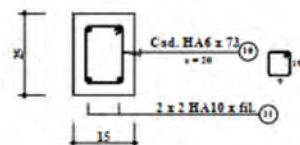


- Dalle de compression : quadrillage HA6 $e = 20 \times 30$

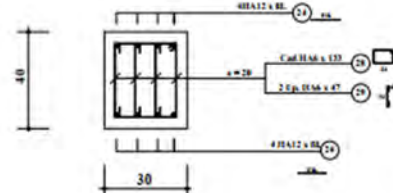
- Réaliser la continuité des aciers type ① avec HA8 x 100

et en rive avec des HA8 x 71 $10^\circ/_{\text{inf}}$

CH Linteau (15 x 25^b)



CH4 (30 x 40^b)

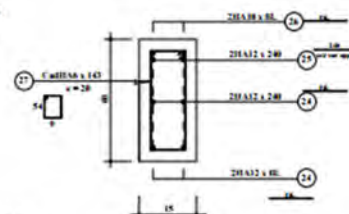


TABEAU DES NERVURES

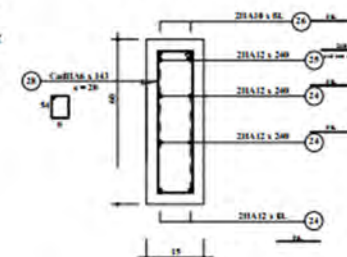
Nervures	Nbre	22	23	20	21
N1	58	2 HA10 x 175	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 175
N2	49	2 HA10 x 140	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 140
N3	44	2 HA12 x 500	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 500
N4	58	2 HA10 x 250	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 250
N5	58	2 HA12 x 521	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 521
N6	58	2 HA12 x 521	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 521
N7	58	2 HA10 x 250	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 250
N8	33	2 HA10 x 290	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 290
N9	18	2 HA10 x 305	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 305
N10b	32	2 HA10 x 168	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 168
N11	18	2 HA10 x Var.	/	HA6 $e = 20$	HA10 x Var.
N12	43	2 HA10 x 315	/	HA6 $e = 20$	HA10 x 315

⚠ : Les longueurs mentionnées dans les tableaux ci-dessus sont égales à la portée de chaque poutre = 7^m de part et d'autre.

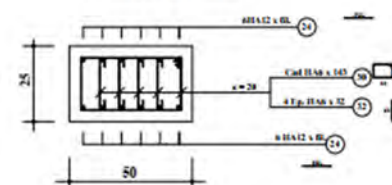
CH3 (15 x 60^b)



CH2 (15 x 80^b)



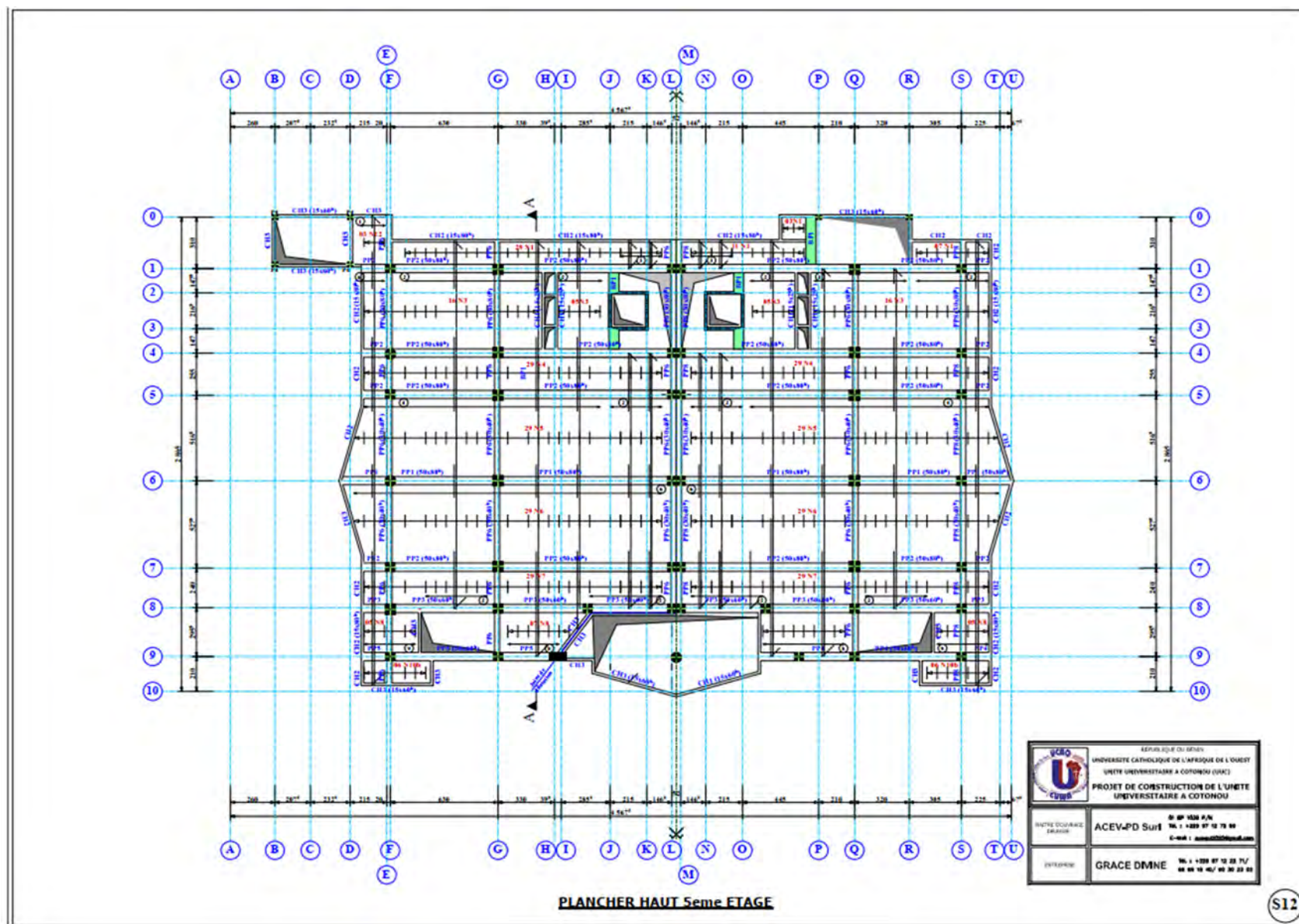
BP1 (50 x 25^b)



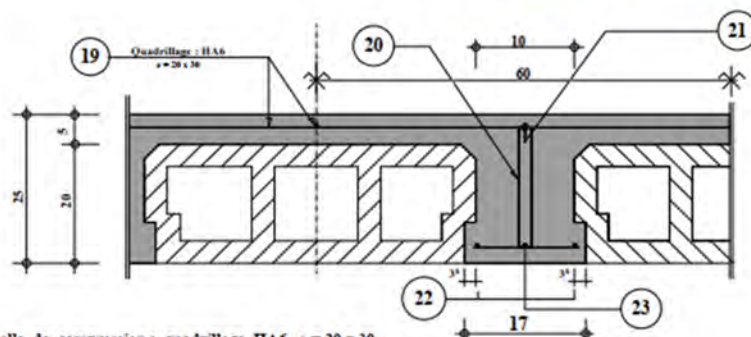
CHAPEAUX	
①	HA8 x 70 $45^\circ/_{\text{inf}}$
②	HA16 x 300 $22^\circ/_{\text{inf}}$
③	HA12 x 196 $15^\circ/_{\text{inf}}$
④	HA10 x 450 $45^\circ/_{\text{inf}}$
⑤	HA16 x 500 $22^\circ/_{\text{inf}}$
⑥	HA16 x 300 $50^\circ/_{\text{inf}}$
⑦	HA16 x Var. $22^\circ/_{\text{inf}}$
⑧	HA16 x 700 $22^\circ/_{\text{inf}}$
⑨	HA16 x 900 $22^\circ/_{\text{inf}}$
⑩	HA14 x Var. $10^\circ/_{\text{inf}}$



S11



DETAILS PLANCHER HAUT 5eme Etage



- Dalle de compression : quadrillage HA6 $e = 20 \times 30$

- Réaliser la continuité des aciers type ① avec HA8 x 100

et en rive avec des HA8 x 71

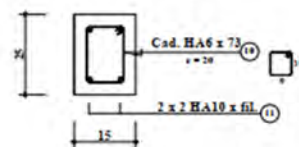
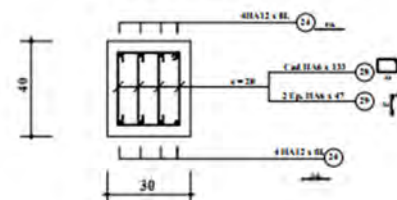
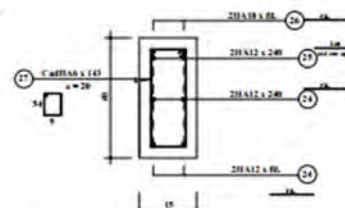
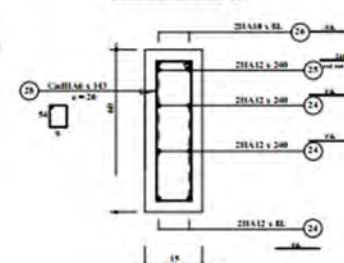
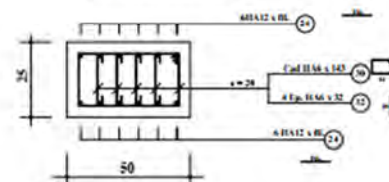
CH Linteau (15 x 25^h)CH4 (30 x 40^h)

TABLEAU DES NERVURES

Nervures	Nbre	22	23	20	21
N1	50	2 HA10 x 175	HA6 $e = 20$	HA10 x 175	
N2	80	2 HA10 x 140	HA6 $e = 20$	HA10 x 140	
N3	44	2 HA12 x 500	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 500
N4	58	2 HA10 x 250	HA6 $e = 20$	HA10 x 250	
N5	58	2 HA12 x 521	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 521
N6	58	2 HA12 x 521	HA12 x 500	HA6 $e = 20$	HA10 x 521
N7	58	2 HA10 x 250	HA6 $e = 20$	HA10 x 250	
N8	33	2 HA10 x 290	HA6 $e = 20$	HA10 x 290	
N9	18	2 HA10 x 305	HA6 $e = 20$	HA10 x 305	
N10	12	2 HA10 x 148	HA6 $e = 20$	HA10 x 148	
N11	18	2 HA10 x Var.	HA6 $e = 20$	HA10 x Var.	
N12	83	2 HA10 x 315	HA6 $e = 20$	HA10 x 315	

Les longueurs mentionnées dans les tableaux ci-dessus sont égales à la portée de chaque poutrelle = 7^m de part et d'autre.

CH3 (15 x 60^h)CH2 (15 x 80^h)BP1 (50 x 25^h)

S13