



République Tunisienne
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tunis El Manar
École nationale d'ingénieurs de Tunis
Département de génie civil



RAPPORT DE STAGE D'INGÉNIEUR

Présenté par

Wafa KRAYMA

Classe

3 ANNÉE GÉNIE CIVIL 3

Projet de construction de 21 logements collectifs « LE BELARDO »

Encadrant professionnel : **Monsieur Tarek NAIRI**

Réalisé au sein de Bêta-H-Ingénierie



Remerciements

Avant tout développement sur cette expérience professionnelle, il apparaît apport un de commencer ce rapport de stage par des remerciements, a ceux qui ont eu la gentillesse de faire de ce stage un moment très profitable.

*Aussi, je remercie Monsieur **Tarek NAIRI** mon encadrant qui m'a formé et accompagné tout au long de cette expérience professionnelle avec beaucoup de patience et de pédagogie.*

*Également, je tiens à remercier Monsieur **Muhamed KHORCHANI** pour leur précieux conseil et leur inestimable soutien...*

Enfin, je remercie toute l'équipe pédagogique de l'ENIT et les intervenants professionnels responsables de la formation génie civil, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Résumé

Le but de ce projet consiste à modéliser et à réaliser la structure en béton armée d'un ensemble de 21 logements à usage d'habitation située à 5 rue Charles Richet–94270 Le Kremlin-Bicêtre en France.

En respectant les limitations imposées par l'aspect architectural de la structure, les lois des résistances des matériaux et le calcul du béton armé, on a opté pour un système voile-dalle pleine qui est le plus fréquent en France et en Europe globalement pour des raisons climatiques, sismiques et notamment pour la facilité et la rapidité d'exécution.

La conception et la modélisation de la structure ont été réalisés à partir du logiciel Arche ossature, le dimensionnement des différents éléments de la structure a été réalisé par les modules Arche également (Arche poutre, Arche dalle, Arche plaque, Arche semelle, Arche voile, Arche paroi fléchie, Arche poteau).

Certains éléments de la structure ont été dimensionnés manuellement tout en respectant les règles Eurocode 2.

Abstract

The aim of this graduation project is to model and implement the reinforced concrete structure of a set of 21 homes located in 5 Charles Richet–94270 street Le Kremlin-Bicêtre in France.

Respecting the limitations imposed by the architectural aspect of the structure, the laws of material strengths and the calculation of reinforced concrete, we opted for a sailing full-slab system which is the most frequently used in France and Europe for climatic and seismic reasons and especially for the rapidity and facility of execution.

The design and modeling of the structure were realized using « Arche ossature » software, the sizing of the structure's different elements was also made by Arche modules (Arche beam, Arche slab, Arche plate , Arche sole, Arche sail, Arche bent wall, Arche pole).

Some elements of the structure were sized manually while respecting the Eurocode 2 code.

Table des matières

Introduction générale	1
1 Présentation du cadre de stage	2
1.1 L'entreprise en bref	3
1.2 Présentation du projet	3
1.3 Situation du projet	6
1.4 Caractéristique du projet	6
1.5 Système du fondation	7
2 Conception structurale	8
2.1 Choix du système porteur	9
2.2 Les fonds plans	9
2.3 Dalle pleine	9
2.3.1 Avantage de dalle pleine	10
2.3.2 Inconvénient de dalle pleine	10
2.3.3 Pré démissionner	10
2.4 Poteaux	11
2.5 Poutres	11
2.6 Difficultés et contraintes rencontrés lors de la conception	11
3 Caractéristique des matériaux et hypothèse de calcul	13
3.1 Béton	14
3.1.1 Résistance caractéristique à la compression du béton	14
3.1.2 Résistance de calcul pour la compression	14
3.1.3 Résistance en traction	14
3.1.4 Module de déformation	15
3.1.5 Limitation de la contrainte de compression du béton	15
3.2 Acier	15
3.2.1 Limite d'élasticité	15
3.2.2 Contrainte de calcul	15
3.2.3 Module d'élasticité	15

3.2.4	Limitation de la contrainte de traction de l'acier	15
3.3	Évaluation des charges	16
3.3.1	Charge permanente	16
3.3.2	Charge d'exploitation	16
4	Modélisation de la structure par Arche	18
4.1	Présentation du logiciel	19
4.2	Étapes de modélisation	19
4.2.1	Importation des fichiers « DXF »	19
4.2.2	Introduction des éléments et des charges	19
4.2.3	Hypothèses de calcul	20
4.2.4	Modélisation et calcul	20
5	Étude d'une poutre	21
5.1	Pré dimensionnement de la poutre étudiée	22
5.2	Évaluation des charges	23
5.2.1	Charge permanent	23
5.2.2	Charge d'exploitation	23
5.2.3	Combinaison d'actions à l'ELU	23
5.2.4	Combinaison d'actions à l'ELS	23
5.3	Calcul des sollicitations	24
5.3.1	Méthode de calcul	24
5.3.2	Détermination des sollicitations	24
5.4	Calcul ferraillage	28
5.4.1	Largeur de table de compression	28
5.4.2	Calculs des armatures longitudinales	29
5.4.3	Détermination des armatures transversales	32
5.5	Vérification	33
5.5.1	Vérification de béton du bielle d'about	33
5.5.2	Vérification de la flèche	34
6	Étude d'un poteau	35
6.1	Évaluation de charge	36
6.2	Longueur de flambement	36

6.3	Armatures longitudinales	37
6.3.1	Élancement	37
6.3.2	Section extrêmes	37
6.4	Méthode de calcul	37
6.4.1	Courbure nominale	37
6.4.2	Moment fléchissant	38
6.4.3	Détermination des armatures longitudinales	38
6.5	Armatures transversales	39
6.5.1	Choix des armatures	39
6.5.2	Espacement en zone courante	39
6.5.3	Zone de recouvrement	40
6.5.4	Longueur d'ancrage de calcul	40
6.5.5	Longueur de recouvrement	40
7	Étude d'une semelle rectangulaire	41
7.1	Évaluation des charges	42
7.2	Dimensionnement de la semelle	42
7.3	Dimensionnement du gros béton	43
7.4	Vérification de gros béton	43
7.5	Ferraillage de la semelle	44
7.5.1	Méthode de calcul	44
7.5.2	Calcul moment dans 1 ^{re} direction	44
7.5.3	Calcul moment dans 2 ^{ème} direction	44
7.6	Disposition constructive	44
7.6.1	Longueur d'ancrage de référence	44
7.6.2	Longueur d'ancrage de calcul	44
7.6.3	Attentes	45
Conclusion générale	46	
Bibliography	47	
Annexes	48	
Annexe 1. Les plans architecturales	48	
Annexe 2. Les fonds plans	52	

Annexe 2. Les ferraillages de la poutre Po7 60

Table des figures

1.1	Façade rue Richet	4
1.2	façade ouest	4
1.3	façade rue JF Kennedy	5
1.4	façade Est	5
1.5	Plan de masse du projet	6
2.1	Dalle pleine.	9
2.2	Dalles articulées sur leur contour	10
2.3	Modélisation mécanique de la poutre.	11
4.1	Structure du bâtiment en 3D modélisée avec ARCHE	20
5.1	L'emplacement de la poutre étudiée	22
5.2	Modélisation mécanique de la poutre.	22
5.3	1 er cas de chargement de la poutre	25
5.4	2ème cas de chargement de la poutre	26
5.5	Largeur participante de la table de compression	28
5.6	Définition de L_o pour le calcul de la largeur participante de la table de compression	29
6.1	L'emplacement de le poteau étudiée	36
6.2	Abaque d'interaction	39
6.3	Ferraillage du poteau	40
7.1	Chargement de la semelle	42
	Annexe 2.1 Les ferraillages de la poutre Po7	60

Liste des tableaux

3.1	Charges permanentes pour Plancher Terrasse	16
3.2	Charges permanentes pour Plancher Intermédiaire	16
3.3	Les charges d'exploitation	17
5.1	Moments sur appuis	25
5.2	Moments sur les travées	27
5.3	Efforts tranchants	28

Introduction générale

Au cours de nos études à l'Ecole Nationale des Ingénieurs de Tunis nous sommes amenés à effectuer un stage ingénieur afin d'élargir nos connaissances acquises et les concrétiser dans le domaine du génie civil.

Ce stage nous permettrait d'acquérir des nouvelles compétences pratiques telles que la conception et le dimensionnement. Dans le cadre de ce projet, je me suis ramenée :

- Dans une première partie, à faire la conception du projet et préparer ainsi les fonds plan sur AUTOCAD en choisissant la meilleure variante de point de vue coût et stabilité.
- Dans une deuxième partie, à modéliser la structure sur le logiciel ARCHE afin d'étudier et dimensionner le bâtiment.
- Dans une troisième partie, à étudier quelques éléments de la structure et les calculer manuellement.

Ce stage m'a permis de voir sur scène le processus et la démarche d'étude d'un projet de bâtiment civil pour acquérir ainsi des connaissances dont on explicitera les paramètres dans le rapport qui suit.

PRÉSENTATION DU CADRE DE STAGE

Plan

1	L'entreprise en bref	3
2	Présentation du projet	3
3	Situation du projet	6
4	Caractéristique du projet	6
5	Système du fondation	7

Introduction

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail. Je vais commencer par une présentation de l'entreprise. Ensuite, je vais décrire brièvement le projet suivi.

1.1 L'entreprise en bref

Bêta-H-Ingénierie est un bureau d'étude spécialisé dans le béton armé, la charpente métallique et VRD, fondé en 2007.

Il comprend une équipe compétente formée d'un ingénieur béton armé Mr Tarek NAIRI et un ingénieur VRD et quatre techniciens supérieurs. ainsi que des différents moyens matériels.

En plus de leurs compétences, ils disposent de différents logiciels informatiques qui nous permettent d'assurer le travail dans les meilleures conditions et dans le respect des délais.

Tous les projets du bureau sont réalisés en France

1.2 Présentation du projet

Dans le cadre de ce stage, nous avons procédé à étudier d'un ensemble immobilier collectif d'habitation qui est composé d'un bâtiment de 5 niveaux sur sous-sol (R+4), comprenant 21 appartements, desservis par une circulation verticale assurée par un escalier.

Cet ensemble immobilier à usage de logement comporte des places de stationnement en sous-sol et une place handicapée au RDC.

Les figures (1.1 ;1.2 ;1.3 ;1.4) illustrent les différentes vues de l'immeuble :

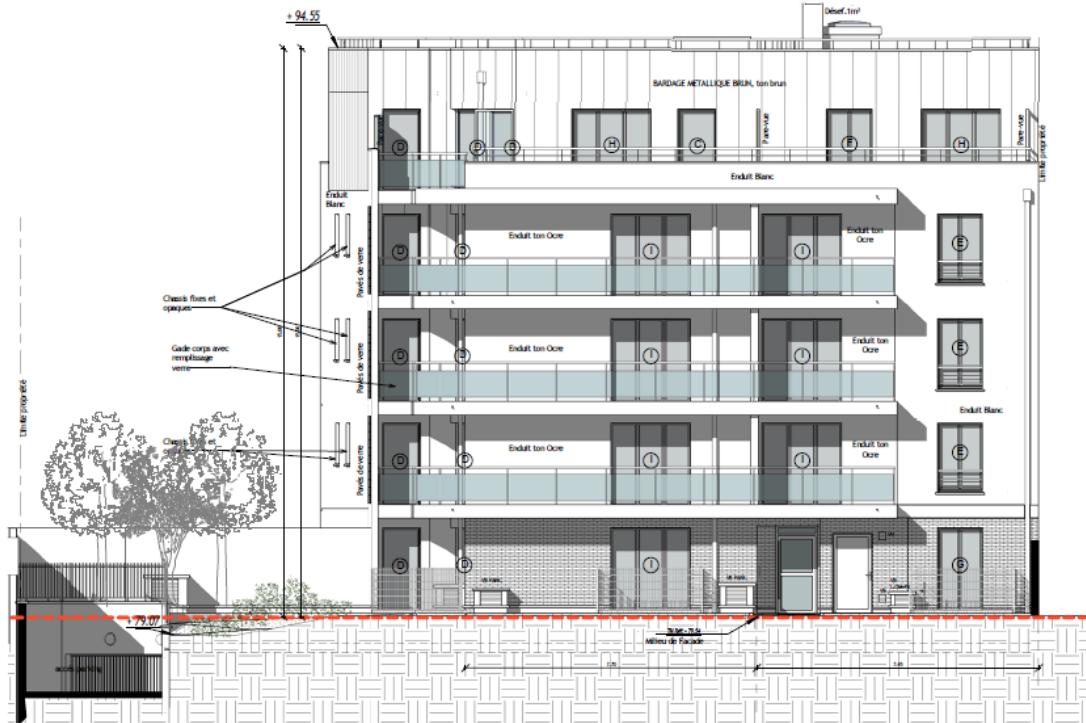


Figure 1.1: Façade rue Richet

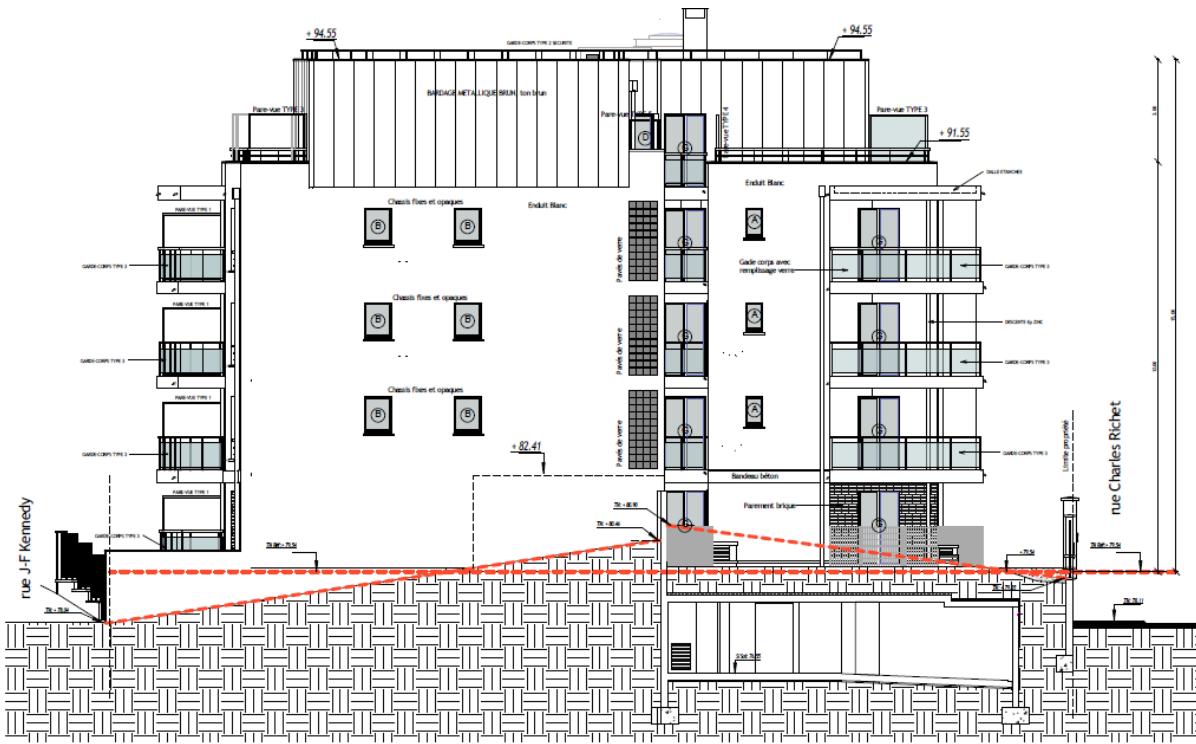


Figure 1.2: façade ouest



Figure 1.3: façade rue JF Kennedy

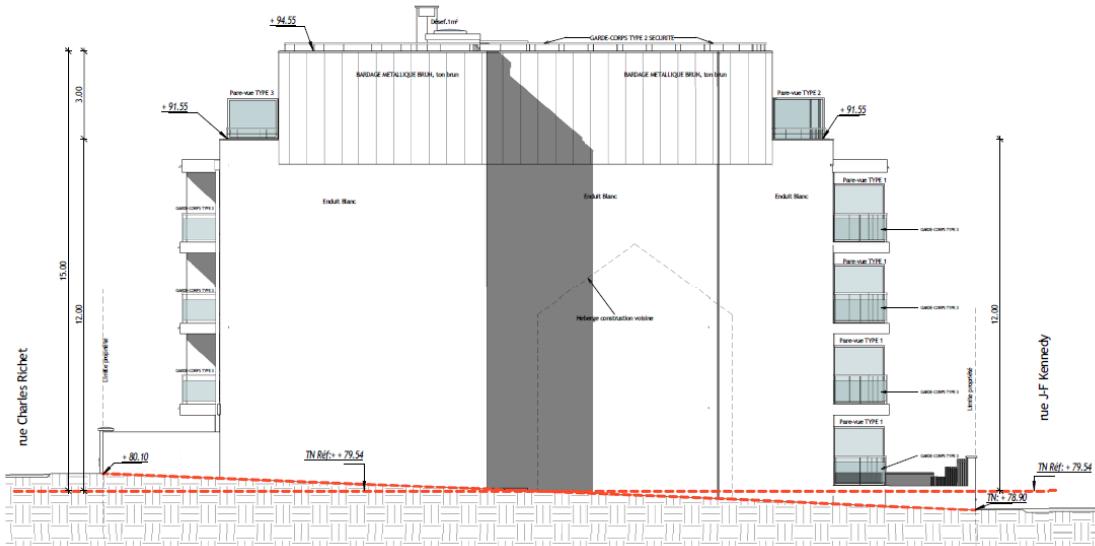


Figure 1.4: façade Est

1.3 Situation du projet

Ce projet s'implantera sur la ville du Kremlin Bicêtre, sur la rue Charles Richet et la rue John Fitzgerald Kennedy. Le quartier étant résidentiel, l'opération incite à porter une attention particulière à ces éléments lors de la phase de préparation des travaux, puis lors du déroulement du chantier (poussière, acoustique, flux de camions,...).

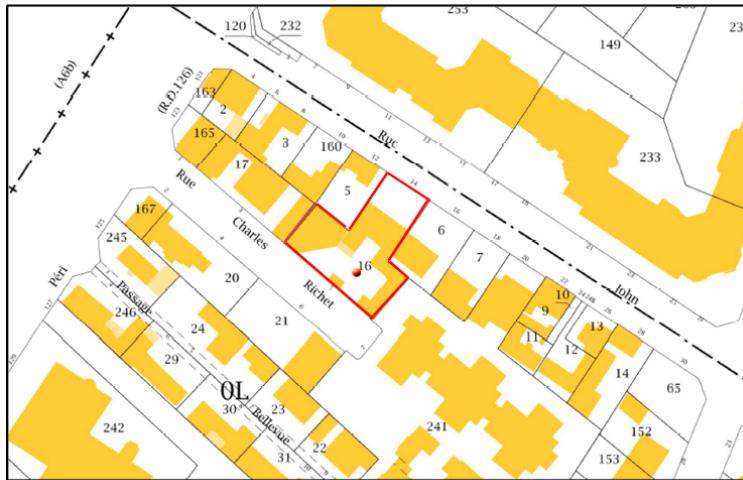


Figure 1.5: Plan de masse du projet

1.4 Caractéristique du projet

Ce bâtiment comportant un RDC + 4 étages sur un niveau de sous-sols. Dans ce qui suit, nous présentons l'occupation de chaque niveau et ses caractéristiques :

⌘ Sous-sol

Le sous sol comprend un parking (10places) et un logement. L'accès au parking est assuré par une rampe d'accès, et il comporte un escalier et un ascenseur qui permet l'accès aux différents étages, sa hauteur sous plafond est de 2.710 m.

⌘ Rez de chaussée

Il comprend un parking pour les vélos avec des aménagements à usage d'habitation, sa hauteur sous plafond est de 2.5 m.

⌘ Les étages

Les différents étages comportent des appartements à usage d'habitation ses hauteurs sous plafonds est de 2.5 m.

Les différents plans architecturales sont trouvée dans l'annexe1.

1.5 Système du fondation

Compte tenu du contexte géotechnique du site, on pourra s'orienter pour le bâtiment projeté vers un mode de fondations superficielles par semelles filantes et/ou isolées ancrées d'au moins 0,40 m au-delà du fond de fouille terrassé, au sein des Alluvions Anciennes, ou localement au sein des Formations Lutétiennes. Dans tous les cas, les fondations devront être descendues au-delà de tous terrains remaniés ou décomprimés par les travaux et/ou intempéries.

Conclusion

Dans ce chapitre, j'ai évoqué le cadre générale du projet. j'ai présenté l'entreprise dans lequel j'ai effectué le stage et j'ai décrit les caractéristiques architecturales du projet.

Dans le prochain chapitre, j'ai détaillé la conception de la structure porteuse. C'est une étape principale d'un projet de bâtiment.

CONCEPTION STRUCTURALE

Plan

1	Choix du système porteur	9
2	Les fonds plans	9
3	Dalle pleine	9
4	Poteaux	11
5	Poutres	11
6	Difficultés et contraintes rencontrés lors de la conception	11

Introduction

La conception structural est la tache la plus importante dans un projet pour laquelle nous avons consacré le plus temps. Nous avons fait appel à notre connaissance, à notre créativité pour proposer des solutions qui respectent les contraintes architecturales et esthétiques exigées.

2.1 Choix du système porteur

Pour ce projet, on a opté pour un système voile-dalle pleine qui est le plus fréquent en France et en Europe globalement. Ce choix se résume pour :

- Une facilité et une rapidité d'exécution.
- Un gain de main d'œuvre.
- Tenir compte des zones sismiques.
- Éviter les poutres retombés qui peuvent nuire à l'aspect esthétique de la structure.
- Le coût d'acières qui n'est pas cher par rapport au pays du projet.

2.2 Les fonds plans

Pour bien choisir les emplacement des éléments structuraux, on a réalisées les fonds plans. J'ai commencé par limiter les voiles de chaque plans, puis je superpose chaque plan sur le plans au dessous pour trouver les emplacements des éléments structuraux tel que les poutres et les poutre voiles, afin de choisir notre conception je passe à la pré-dimension les différents éléments. Les différents plans architecturales sont trouvée dans l'annexe2.

2.3 Dalle pleine

Les dalles pleines sont des dalles soumises à des charges uniformément réparties ou concentrés sont généralement posés sur des appuis continues perpendiculaire à son plan, ils peuvent porter dans les deux directions ou dans une seule.

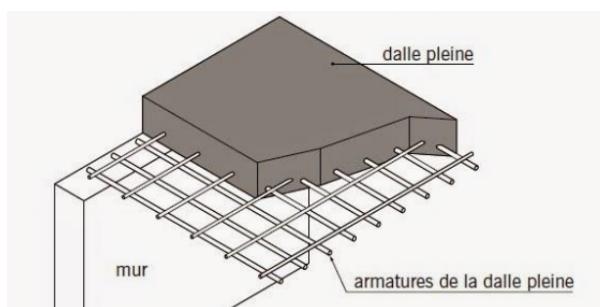


Figure 2.1: Dalle pleine.

2.3.1 Avantage de dalle pleine

Parmi les avantage de dalle pleine on situé :

Facile à calculer et à mettre en œuvre.

Offre de grandes portées.

Résistance au feu.

Plus étanche à l'eau et à l'humidité.

Isolation thermique et acoustique.

2.3.2 Inconvénient de dalle pleine

Les inconvénient de dalle pleine sont :

Coffrage compliqué avec des grandes retombées.

Les installations sous dalles sont compliquées

2.3.3 Pré démissionner

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux direction ou bien dans une seule.

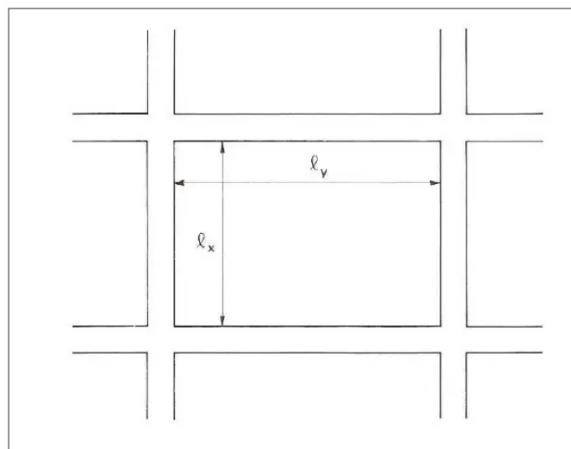


Figure 2.2: Dalles articulées sur leur contour

Les portées l_x et l_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

si $0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

si $\alpha < 0.40$, la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée. Avec :

Lx : la plus petite portée de la dalle.

Ly : la plus grande portée de la dalle.

2.4 Poteaux

Les poteaux sont implantés par défaut par l'architecte donc la conception ne doit pas subir aucune modification dans l'ajout ou l'élimination des poteaux seulement en cas où on a une grande portée de la dalle ou grand retombé des poutres donc à ce moment on doit avoir l'autorisation de l'architecte.

2.5 Poutres

* Bandes noyées :

Afin de respecter l'aspect architecturale des étages on a admis des bandes noyées de portée ne dépasse pas 4 m et d'épaisseur équivalent à l'épaisseur de la dalle.

* Poutres isostatiques et hyperstatique :

Dans notre projet, il est interdit de créer des poutres sur le plancher haut des logements.

Pour le plancher haut de parking du sous sol et du RDC on a créé des poutres isostatiques et hyperstatiques mais on doit laisser une hauteur sous plafond libre minimale de 2.1m

* Poutre-voile :

Au cours de la conception de la superstructure on a rencontré des voiles qui ne sont pas superposés avec les voiles inférieurs donc à ce moment on a opté au système poutre-voile ou poutre voile console selon le cas.

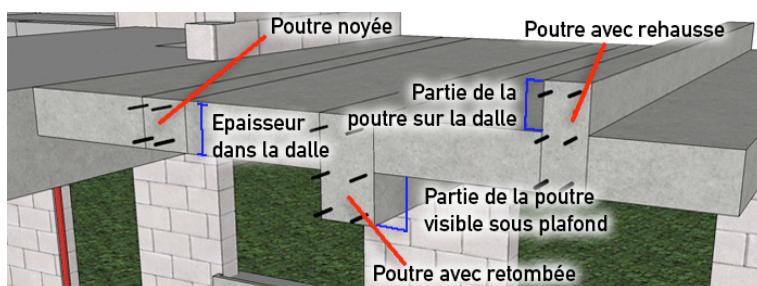


Figure 2.3: Modélisation mécanique de la poutre.

2.6 Difficultés et contraintes rencontrés lors de la conception

- Les panneaux des dalles pleines ont un grand porté qui résulte une déformation importante, à ce moment-là il est nécessaire de créer des bandes noyées afin de réduire le porté des panneaux.
- Il ya des poutres avec un grand retombé on admet donc un hauteur sous plafond inférieur à la hauteur minimale, alors on doit choisir des poutres en allèges comme une solution
- Les étages ne sont pas identiques, donc on a une discontinuité verticale des voiles d'un étage à un autre, alors on doit choisir des poutres voiles ou poutres voiles console comme étant une solution constructive.

Conclusion

La phase de conception est la plus délicate dans l'étude d'une construction. En effet, c'est l'esprit d'ingénierie qui s'engage afin d'implanter une structure appropriée, donc la première étape consiste à trouver une conception réglementaire, simple et réalisable tout en respectant les détails et les contraintes architecturales.

CARACTÉRIQUE DES MATÉRIAUX ET HYPOTHÈSE DE CALCUL

Plan

1	Béton	14
2	Acier	15
3	Évaluation des charges	16

Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres,...) aux différentes sollicitations (compression, flexion. . .) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur le règlement Béton Eurocode 2 NBN EN 1991–1-1 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

3.1 Béton

3.1.1 Résistance caractéristique à la compression du béton

L'Eurocode 2 est fondé sur la résistance à la compression caractéristique, notée f_{ck} , sur cylindre ($\phi = 16 \text{ cm} ; h=32 \text{ cm}$) et la résistance mesurée sur cube de 10 cm ou plus souvent 15 cm de coté suivant le diamètre du granulat, qui varie de 12 à 90 MPa à 28 jours d'âge. L'environnement de notre projet est à humidité modérée car au taux d'humidité de l'air ambiant est moyen donc j'ai adopté pour le béton la classe C25/30 (risque de corrosion induite par carbonatation), donc $f_{ck}=25 \text{ MPa}$.

3.1.2 Résistance de calcul pour la compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Aec :

$$\alpha_{cc} = 1$$

$$\gamma_c = 1.5 \text{ en cas courante } f_{cd} = 1 \cdot \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

3.1.3 Résistance en traction

La résistance du béton en traction est dévissée en trois types, chacun a son utilité selon le problème à résoudre :

- Résistance moyenne en traction : pour la déformation de la structure $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.56 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique en traction, fractile 5 % : pour calculer les effets des actions indirectes avant fissuration (par exemple, pourcentage minimal d'armatures). $f_{ctk, 0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$
- Résistance caractéristique en traction, fractile 95% : pour calculer la contrainte ultime d'adhérence et le moment de fissuration $f_{ctk, 0.95} = 1.3 \cdot f_{ctm}$

3.1.4 Module de déformation

Il est donné par la formule suivante : $E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} = 31000 \text{ MPa}$

3.1.5 Limitation de la contrainte de compression du béton

Pour éviter l'apparition de fissures longitudinales ,à moins que des mesures spéciales, telles que l'augmentation ou le confinement par des armatures transversales, n'aient été prises, la contrainte de compression du béton est limitée sous la combinaison caractéristique des charges à :

$$\sigma_c = k_1 \cdot f_{ck}$$

Avec :

$$k_1 = 0.6 \text{ d'après l'annexe français}$$

$$\bar{\sigma}_c = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

3.2 Acier

3.2.1 Limite d'élasticité

Les aciers retenus sont conformes à la norme EN 10080. Ce sont les B500A (acier à ductilité normale) ou les B500B (acier à ductilité haute) à 500 MPa de limite élastique ; la limite élastique est notée : $f_{yk}=500$ MPa

3.2.2 Contrainte de calcul

Elle est donné par la formule suivante : $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$

Avec : $\gamma_s = 1.15$ dans les cas courante

3.2.3 Module d'élasticité

Le module d'élasticité est égale à : $E_s=200000\text{MPa}$

3.2.4 Limitation de la contrainte de traction de l'acier

Afin de respecter les exigences de durabilité et d'éviter une ouverture excessive des fissures, la contrainte de traction des armatures sous la combinaison caractéristique des charges est limitée à : $\bar{\sigma}_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$

3.3 Évaluation des charges

3.3.1 Charge permanente

Ce sont des actions appliquées au bâtiment dont la variation au cours du temps est négligeable. Elles proviennent des poids propres des différents éléments de la structure ainsi que le poids des superstructures tels que les cloisons légères, le revêtement du sol, l'étanchéité et le faux plafond. Les tableaux 2.1 et 2.2 indiquent l'ensemble des Charges permanentes des types de planchers utilisés.

3.3.1.1 Charges permanentes pour Plancher Terrasse

Tableau 3.1: Charges permanentes pour Plancher Terrasse

Désignation	Charges kN/m^2
Dalle B.A	25.e
Isolation acoustique	0.45
Faux plafond	0.33
Étanchéité (2cm)	0.3
Couche de protection(4cm)	0.55
Totale G	1.72+25.e

3.3.1.2 Charges permanentes pour Plancher Intermédiaire

Tableau 3.2: Charges permanentes pour Plancher Intermédiaire

Désignation	Charges kN/m^2
Dalle B.A	25.e
Carrelage (30*30)	0.85
Isolation acoustique	0.45
Faux plafond	0.33
Totale G	1.72+25.e

La charge permanente du jardin = $e \cdot \gamma$ avec : $\gamma = 1.8$ (terre sec) ; 2 (terre mouille) ;

3.3.2 Charge d'exploitation

Ce sont les surcharges engendrées par le type d'utilisation de l'ouvrage (habitation, bureau, espace commercial. . .). Elles sont déterminées en se basant sur la norme française NF P06001 [1] et sur le cahier de charges du projet.

Le tableau 3.3 présente les différentes charges d'exploitation utilisées dans ce projet.

Tableau 3.3: Les charges d'exploitation

Désignation	Charges kN/m^2
Usage d'habitation	1.5
Parking	2.5
Balcon	3.5
Circulation	2.5
Terrasse accessible	1.5
Terrasse inaccessible	1

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les hypothèses de calcul et l'évaluation des charges. Ces données serviront de base pour le calcul de la structure porteuse de l'immeuble étudié.

MODÉLISATION DE LA STRUCTURE PAR ARCHE

Plan

1	Présentation du logiciel	19
2	Étapes de modélisation	19

Introduction

Après avoir effectué la conception et le pré-dimensionnement de la structure, on est passé à la modélisation de notre ossature. En effet, la définition des emplacements et des dimensions des éléments porteurs nous délivre un modèle assez complexe sur plan et la portance de ce dernier vers un logiciel de calcul nous permet d'obtenir un modèle plus simplifié et visible en 3D ainsi que d'avoir des résultats de descente des charges automatiques qui nous permettra de vérifier le calcul manuel.

4.1 Présentation du logiciel

Le logiciel pour lequel on a opté n'est autre que le célèbre Arche, produit de la marque GRAITEC® dans sa version de 2017, il s'est imposé comme le logiciel de référence pour la conception et le dessin de bâtiments en béton armé. A partir d'un modèle 3D de bâtiment composé de dalles, poutres, poteaux, voiles et fondations, Arche analyse la stabilité globale de l'ouvrage et produit automatiquement tous les plans de ferraillage. Arche est une suite logicielle dédiée à la conception, l'analyse et la production de plans de ferraillage en béton armé. Le module Arche ossature permet de modéliser en 3D (figure 4.1) le bâtiment et de mener une descente de charges jusqu'aux fondations. Il suffit par la suite d'exporter un ou plusieurs éléments de structures (Poutres, Poteaux, Voiles, Dalles, Fondations...) vers le module de ferraillage correspondant pour produire automatiquement les plans d'exécutions

4.2 Étapes de modélisation

4.2.1 Importation des fichiers « DXF »

Il s'agit d'importer les fonds plans : Le module « ARCHE Ossature » permet l'importation des fichiers de conception de format « DXF » du logiciel de dessin technique «AutoCAD». La superposition des différents plans de coffrage doit être vérifiée avant l'importation vers Arche.

4.2.2 Introduction des éléments et des charges

Une fois les fichiers de conception de format « DXF » sont importés, nous commençons l'insertion des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, semelle, voiles...). Il faut préciser que la saisie se fait étage par étage. Cette étape doit être faite avec précision pour éviter les erreurs lors de la modélisation de la structure. Une fois tous les éléments introduits, nous passons à la définition des différentes charges appliquées sur chaque élément : Les charges permanentes et les charges d'exploitation

4.2.3 Hypothèses de calcul

Il s'agit de définir les caractéristiques des matériaux utilisés (béton, armatures..) et de choisir la méthode de calcul de descente des charges.

4.2.4 Modélisation et calcul

Après la saisie des plans et des hypothèses de calcul, nous passons à la modélisation de la structure. Cette étape n'est pas réalisable que s'il n'y a pas d'erreurs détectées. Une fois la modélisation est faite correctement, nous lançons le calcul.

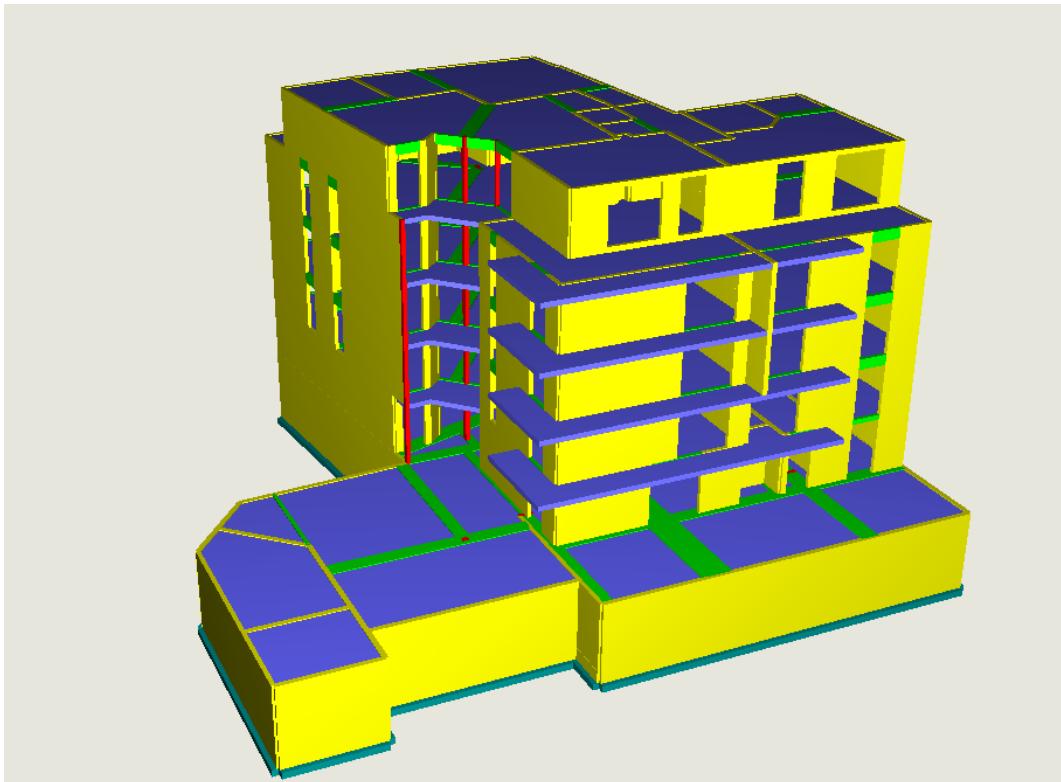


Figure 4.1: Structure du bâtiment en 3D modélisée avec ARCHE

Conclusion

Graitec nous offre une note de calcul détaillée, un métré complet du bâtiment et les différents plans de ferraillage de différentes éléments.

ÉTUDE D'UNE POUTRE

Plan

1	Pré dimensionnement de la poutre étudiée	22
2	Évaluation des charges	23
3	Calcul des sollicitations	24
4	Calcul ferraillage	28
5	Vérification	33

Introduction

je vais étudier dans ce chapitre une poutre continue à deux travées située dans le plancher haut sous-sol.

cette poutre est soumise à une charge permanente et à une charge d'exploitation uniformément réparties car les dalles porté par cette dernier porté l'un dans deux sens et l'autre dans un seul sens avec : Pour simplifier le calcul on supposée que les dalles porté par cette poutre et unidirectionnelle.

5.1 Pré dimensionnement de la poutre étudiée

Nous avons étudiée la poutre Po7 comme indique la figure 5.1

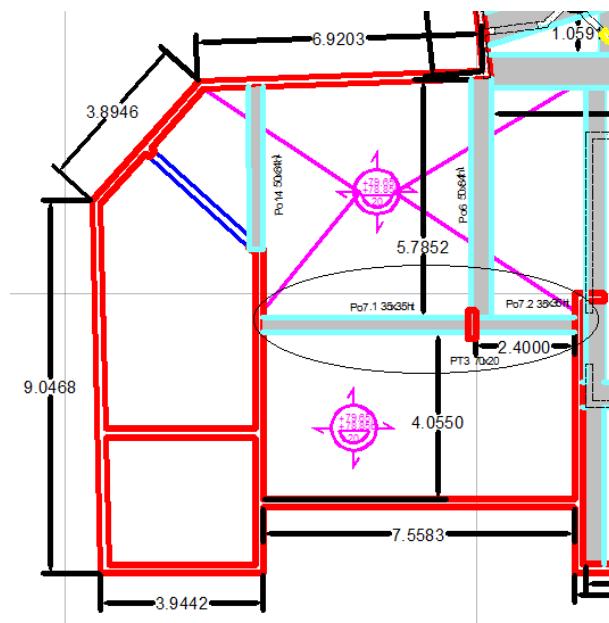


Figure 5.1: L'emplacement de la poutre étudiée

La poutre se calcule comme étant une poutre de section en Té travaillant à la flexion simple et soumise à l'action des charges permanentes et celles d'exploitations figure 5.2

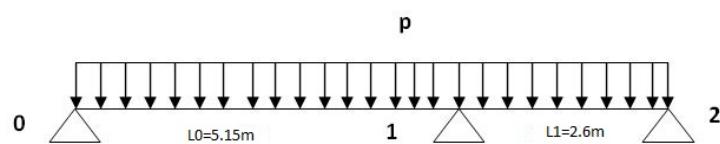


Figure 5.2: Modélisation mécanique de la poutre.

Cette poutre repose sur deux Voiles d'épaisseurs 20cm et un poteau central . Représentés par les appuis simples 0, 1 et 2.

Pour le pré dimensionnement de la section, il est judicieux de considérer la condition suivante :

$$\frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{14}$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre

L : la longueur entre nus de la travée la plus longue, $L = 4.95\text{m}$

On obtient donc :

$$0.29 \leq h \leq 0.375$$

On prendra alors $h = 35\text{ cm}$ pour les deux travées et $b=35\text{cm}$.

5.2 Évaluation des charges

5.2.1 Charge permanent

- Poids Propre de la poutre :

$$P_{poutre} = 0.25 \cdot 0.35 \cdot \gamma_{bton} = 2.18 \text{ KN/m}$$

- Poids du plancher (plancher logement) :

$$g = \frac{4.25+5.98}{2} \cdot 8.2 = 5.205 \cdot 8.2 = 41.95 \text{ KN/m}$$

5.2.2 Charge d'exploitation

$$q = 1.5 \cdot 5.205 = 7.8 \text{ KN/m}$$

5.2.3 Combinaison d'actions à l'ELU

$$G = 1.35 \cdot (2.18+41.95) = 59.57 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \cdot 7.8 = 11.7 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = G+Q = 71.27 \text{ KN/ml}$$

5.2.4 Combinaison d'actions à l'ELS

$$G = 2.18+41.95 = 44.13 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 7.8 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = G+Q = 51.93 \text{ KN/ml}$$

5.3 Calcul des sollicitations

5.3.1 Méthode de calcul

On commence par vérifier si les hypothèses de la méthode forfitaire sont remplies.

1. **hypothèse 1 :** $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \cdot G = 13.7 \text{ KN/m}^2$: vérifiée
2. **hypothèse 3 :** Même inertie dans toutes les travées : vérifiée.
3. **hypothèse 4 :** La portée vérifie $0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1.25$: Non vérifiée

L'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul se fait à la méthode **Caquot**.

5.3.2 Détermination des sollicitations

Une poutre continue est une poutre reposant sur plusieurs appuis simples, et dont les moments sur appuis, hormis les appuis de rives, ne sont pas nuls.

5.3.2.1 Calcul des moments sur appui

Dans notre cas toutes les charges appliquées à la structure sont des charges uniformément réparties donc les formules présenter dans ce rappel sont les formules de calcul des sollicitations dans le cas des charges réparties et à inertie constante.

La méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives :

- $l' = 1 \cdot l$ pour les travées de rive ;
- $l' = 0,81 \cdot l$ pour les travées intermédiaires ;

$$M_a = -\frac{P_w \cdot l'_w{}^3 + P_e \cdot l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

M_a : Moment sur appui ;

$P_w = P_e$: charges uniformes sur les travées de gauche et de droite ;

$l'_w = lw$ et $l'_e = l_e$: car les travées sont des travées de rives.

1. Calcul des moments à l'ELU

Application numériques :

$$M_1^{ELU} = -\frac{71.27 \cdot (5.15^3 + 2.4^3)}{8.5 \cdot (5.15 + 2.4)} = -167.04 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments à l'ELS

Application numériques :

$$M_1^{ELS} = -\frac{51.98 \cdot (5.15^3 + 2.4^3)}{8.5 \cdot (5.15 + 2.4)} = -121.83 \text{ KN.m}$$

Les moments à l'ELU et à l'ELS sur les appuis 0, 1 et 2 sont représentés dans le tableau 5.1

Tableau 5.1: Moments sur appuis

Appui	moments à l'ELU (KN.m)	moments à l'ELS (KN.m)
0	0	0
1	-167.04	-121.83
2	0	0

5.3.2.2 Calcul des moments en travée

Le moment en travée est donnée par :

$$M(x) = M_0(x) + M_w \cdot \left(l - \frac{x}{l_i} \right) + M_l \cdot \frac{x}{l_i}$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment de la travée isostatique associée ;

M_w et M_l : Moments respectifs sur l'appui gauche et droite de la travée considérée.

1. Cas de chargement 1

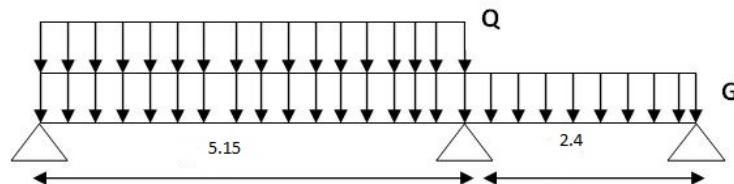


Figure 5.3: 1er cas de chargement de la poutre

(1) Calcul à l'ELU

- Le moment sur l'appui 1 :

$$M_1^{ELU} = -\frac{71.27 \cdot 5.15^3 + 59.57 \cdot 2.4^3}{8.5 \cdot (5.15 + 2.4)} = -164.52 \text{ KN.m}$$

- Position du moment maximum :

$$x_{m, max} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{5.15}{2} - \frac{0 - (-164.52)}{71.27 \cdot 5.15} = 2.13 \text{ m}$$

- Le moment maximal en travée 1

$$M_{t1,max}^{ELU} = M_0 (x = 2.26) + \frac{M_1^{ELU} \cdot x_{M,max}}{l_0}$$

Application numérique

$$M_{t1,max}^{ELU} = \frac{71.27 \cdot 2.13 \cdot (5.15 - 2.13)}{2} + \frac{-164.52 \cdot 2.13}{5.15} = 161.18 KN.m$$

(2) Calcul à l'ELS

- Le moment sur l'appui 1 :

$$M_1^{ELS} = -\frac{51.98 \cdot 5.15^3 + 44.13 \cdot 2.4^3}{8.5 \cdot (5.15 + 2.4)} = -119.95 KN.m$$

- Position du moment maximum :

$$x_{m,max} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{5.15}{2} - \frac{0 - (-119.95)}{51.98 \cdot 5.15} = 2.13m$$

- Le moment maximal en travée 1

$$M_{t1,max}^{ELS} = M_0 (x = 2.13) + \frac{M_1^{ELS} \cdot x_{M,max}}{l_0}$$

Application numérique

$$M_{t1,max}^{ELS} = \frac{51.98 \cdot 2.13 \cdot (5.15 - 2.13)}{2} + \frac{-119.95 \cdot 2.13}{5.15} = 117.57 KN.m$$

2. Cas de chargement 2

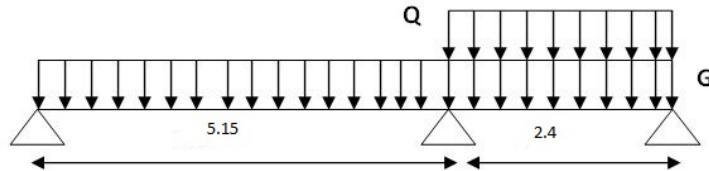


Figure 5.4: 2ème cas de chargement de la poutre

(1) Calcul à l'ELU

- Le moment sur l'appui 1 :

$$M_1^{ELU} = -\frac{59.57 \cdot 5.15^3 + 71.27 \cdot 2.4^3}{8.5 \cdot (5.15 + 2.4)} = -142.13 KN \cdot m$$

- Position du moment maximum :

$$x_{m,max} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{2.4}{2} - \frac{-142.13 - 0}{71.27 \cdot 2.4} = 2.03m$$

- Le moment maximal en travée 2

$$M_{t1,max}^{ELU} = M_0(x = 2.03) + M_1^{ELU} \cdot \left(1 - \frac{x_{M,max}}{l_0}\right)$$

Application numérique

$$M_{t2,max}^{ELU} = \frac{71.27 \cdot 2.03 \cdot (2.4 - 2.03)}{2} + 0 - 142.13 \cdot \left(1 - \frac{2.03}{2.4}\right) = 4.85 KN \cdot m$$

(2) Calcul à l'ELS

- Le moment sur l'appui 1 :

$$M_1^{ELS} = -\frac{44.13 \cdot 5.15^3 + 51.98 \cdot 2.4^3}{8.5 \cdot (5.15 + 2.4)} = -105.12m$$

- Position du moment maximum :

$$x_{m,max} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{2.4}{2} - \frac{-105.12 - 0}{51.98 \cdot 2.4} = 2.05m$$

- Le moment maximal en travée 2

$$M_{t2,max}^{ELS} = M_0(x = 2.05) + M_1^{ELS} \cdot \left(1 - \frac{x_{M,max}}{l_0}\right)$$

Application numérique

$$M_{t2,max}^{ELS} = \frac{51.98 \cdot 2.05 \cdot (2.4 - 2.05)}{2} + 0 - 105.12 \cdot \left(1 - \frac{2.05}{2.4}\right) = 2.04 KN \cdot m$$

les moments à l'ELU et à l'ELS sur les travées 1 et 2 sont représentés dans le tableau 5.2

Tableau 5.2: Moments sur les travées

Appui	moments à l'ELU ($KN \cdot m$)	moments à l'ELS ($KN \cdot m$)
Travée 1	161.18	117.57
Travée 2	4.85	2.04

5.3.2.3 Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant, calculé comme l'opposé de la dérivée du moment fléchissant

$$V(x) = -\frac{d\mu(x)}{dx} - \frac{M_e - M_w}{l}$$

Sur l'appui i, les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant sont :

$$V_{w(i)} = V_{0w} - \frac{M_{a(i)} - M_{a(i-1)}}{L_{i-1}}, \quad V_{e(i)} = V_{0e} - \frac{M_{a(i+1)} - M_{a(i)}}{L_i}$$

Tableau 5.3: Efforts tranchants

	Travée 1	Travée 2
$V_u (KN)$	194.00	138.90

5.4 Calcul ferraillage

5.4.1 Largeur de table de compression

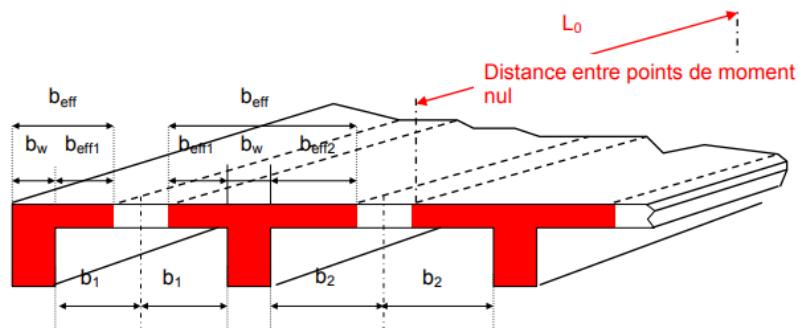


Figure 5.5: Largeur participante de la table de compression

La norme NF EN 1992-1-1 fixe la largeur participante de la table (à ne pas confondre avec la largeur d'influence pour le calcul de la descente de charge) en fonction des dimensions de l'âme, de la table, du type de chargement, de la portée, des conditions d'appui et des armatures transversales. Pour cela, la norme définit forfaitairement les points de moments nuls le long de la poutre :

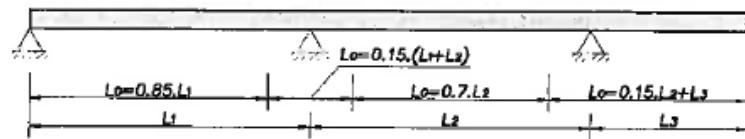


Figure 5.6: Définition de L_o pour le calcul de la largeur participante de la table de compression

La largeur participante b_{eff} d'une poutre en T ou d'une poutre en L est décomposé en un débord à gauche $b_{eff,1}$ et un débord à droite $b_{eff,2}$ de sorte que : $b_{eff} = b_{eff,1} + b_w + b_{eff,2}$.

Travée 1 :

$$l_{eff} = 1 + \frac{t}{2} + \frac{t}{2} = 5.25 + \frac{0.2}{2} + \frac{0.2}{2} = 5.45 \text{ m}$$

b_{eff} :

- $b_{eff,1} = \min\{b_1; 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0; 0.2 \cdot l_0\} = \min\{1.94; 0.85; 0.94\} = 0.85 \text{ m}$
- $b_{eff,2} = \min\{b_2; 0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0; 0.2 \cdot l_0\} = \min\{2.81; 1; 0.94\} = 0.93 \text{ m}$
- $b_{eff} = \min\{0.85 + 0.93 + 0.7; 5.45\} = 1.98 \text{ m}$

Travée 2 :

$$l_{eff} = 1 + \frac{t}{2} + \frac{t}{2} = 2.3 + \frac{0.2}{2} + \frac{0.2}{2} = 2.5 \text{ m}$$

b_{eff} :

- $b_{eff,1} = \min\{b_1; 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0; 0.2 \cdot l_0\} = \min\{1.94; 0.58; 0.38\} = 0.38 \text{ m}$
- $b_{eff,2} = \min\{b_2; 0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0; 0.2 \cdot l_0\} = \min\{2.81; 0.74; 0.35\} = 0.35 \text{ m}$
- $b_{eff} = \min\{0.9; 2.3\} = 0.9 \text{ m}$

5.4.2 Calculs des armatures longitudinales

5.4.2.1 Travée 1

① Dimensionnement des armatures à l'ELU

Moment de référence

$$d = 0.9 \cdot h = 0.315 \text{ m}$$

$$h_f = 0.23 \text{ m}$$

$$M_{Tu1} = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 1.98 \cdot 0.23 \cdot 16.67 \left(0.315 - \frac{0.23}{2} \right) = 1.51 \text{ MN.m}$$

$$M_{Tu1} = 1.9 \text{ MN.m} > M_u = 0.161 \text{ MN.m}$$

⇒ Alors le calcul recommandé se fait pour une poutre d'une section rectangulaire.

Armatures à l'ELU

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.161}{1.98 \cdot 0.315^2 \cdot 16.67} = 0.04 < 0.372 \text{ (pas d'aciels comprimés)}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.04}) = 0.05$$

$$Z_c = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.315 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.05) = 0.31m$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{Z_c \cdot f_{yd}} = \frac{0.161}{0.31 \cdot 435} = 11.2 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale d'armature

$$A_{s,min} = \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d; 0.001 \cdot b_w \cdot d \right) = \max (2.9; 2.2) = 2.9 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{s,t} = 10.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On choisit 2HA12 + 6HA14 = 11.5 cm²

② vérification à l'ELS

Position de l'axe neutre

$$\frac{b_{eff} \cdot x_1^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot x_1 - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$x_1 = 6 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I_{eff} = \frac{b_{eff} \cdot x_1^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - x_1)^2$$

$$I_{eff} = \frac{1.98 \cdot 6^3}{3} + 15 \cdot 11.5 (31.5 - 6)^2 = 112310.7 \text{ cm}^4$$

Contrainte limite

Pour le béton

$$\sigma_c = \frac{M_{ser}}{I_{ser}} \cdot x_1 = \frac{0.117}{112310 \cdot 10^{-8}} \cdot 6 \cdot 10^{-2} = 6.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,lim} = k \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 6.25 \text{ MPa} < \sigma_{c,lim} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

5.4.2.2 Travée 2

① Dimensionnement des armatures à l'ELU

Moment de référence

$$d = 0.9 \cdot h = 0.315 \text{ m}$$

$$h_f = 0.23 \text{ m}$$

$$M_{Tu1} = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 0.9 \cdot 0.23 \cdot 16.67 \left(0.315 - \frac{0.23}{2} \right) = 0.7 \text{ MN.m}$$

$$M_{Tu1} = 0.7 \text{ MN.m} > M_u = 0.048 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow Alors le calcul recommandé se fait pour une poutre d'une section rectangulaire.

Armatures à l'ELU

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.048}{0.9 \cdot 0.315^2 \cdot 16.67} = 0.03 < 0.372 \text{ (pas d'acières comprimés)}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.03}) = 0.025$$

$$Z_c = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.315 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.038) = 0.31m$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{Z_c \cdot f_{yd}} = \frac{0.048}{0.31 \cdot 435} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale d'armature

$$A_{s,min} = \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d; 0.001 \cdot b_w \cdot d \right) = \max (3.55; 2.2) = 2.9 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{s,t} = 3.55 \text{ cm}^2 \implies$ On choisit 4HA12 = 5.24 cm²

vérification à l'ELS

Position de l'axe neutre

$$\frac{b_{eff} \cdot x_1^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot x_1 - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$x_1 = 6 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I_{eff} = \frac{b_{eff} \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - x_1)^2$$

$$I_{eff} = \frac{0.9 \cdot 6^3}{3} + 15 \cdot 11.5 (31.5 - 6) = 51174.45 \text{ cm}^4$$

Contrainte limite

Pour le béton

$$\sigma_c = \frac{M_{ser}}{I_{ser}} \cdot x_1 = \frac{0.02}{51174.45 \cdot 10^{-8}} \cdot 6 \cdot 10^{-2} = 2.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,lim} = k \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 2.34 \text{ MPa} < \sigma_{c,lim} = 15 \text{ MPa}$$

\implies Condition vérifiée

5.4.2.3 Appui intermédiaire

① Dimensionnement des armatures à l'ELU

Moment de référence

$$d = 0.9 \cdot h = 0.315 \text{ m}$$

$$h_f = 0.23 \text{ m}$$

$$M_{Tu1} = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 1.98 \cdot 0.23 \cdot 16.67 \left(0.315 - \frac{0.23}{2} \right) = 1.51 \text{ MN.m}$$

$$M_{Tu1} = 1.51 \text{ MN.m} > M_u = 0.167 \text{ MN.m}$$

\implies Alors le calcul recommandé se fait pour une poutre d'une section rectangulaire.

Armatures à l'ELU

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.167}{1.98 \cdot 0.315^2 \cdot 16.67} = 0.05 < 0.372$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.05}) = 0.06$$

$$Z_c = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.315 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.06) = 0.315 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{Z_c \cdot f_{yd}} = \frac{0.167}{0.315 \cdot 435} = 12.18 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale d'armature

$$A_{s,min} = \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d; 0.001 \cdot b_w \cdot d \right) = \max (2.9; 2.2) = 2.9 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{s,t} = 12.18 \text{ cm}^2 \implies$ On choisit 8HA14 = 12.31 cm²

② vérification à l'ELS

Position de l'axe neutre

$$\frac{b_{eff} \cdot x_1^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot x_1 - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$x_1 = 6\text{cm}$$

Moment d'inertie

$$I_{eff} = \frac{b_{eff} \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - x_1)^2$$

$$I_{eff} = \frac{1.98 \cdot 6^3}{3} + 15 \cdot 12.31 \cdot (31.5 - 6)^2 = 120211.2 \text{ cm}^4$$

Contrainte limite

Pour le béton

$$\sigma_c = \frac{M_{ser}}{I_{ser}} \cdot x_1 = \frac{0.121}{120211 \cdot 10^{-8}} \cdot 6 \cdot 10^{-2} = 10.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,lim} = k \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 10.58 \text{ MPa} < \sigma_{c,lim} = 15 \text{ MPa}$$

\implies Condition vérifiée

5.4.3 Détermination des armatures transversales

① Effort tranchant réduit

Pour une charge uniformément répartie on a :

$$V'_{ed} = V_{ed} - P_u \cdot d = 194.00 - 62.77 \cdot 0.315 = 174.23 \text{ KN}$$

② Nécessité des armatures d'effort tranchant

Le principe consiste à comparer V'_{ed} et V_{rd}

$$V_{rd,c} = \max(V_{rd,c1}; V_{rd,c2})$$

$$V_{rd;c1} = (C_{rd;c1} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + K \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$$

$$C_{rd;c1} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$K = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}; 2\right) = 2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{11.5}{35 \cdot 31.5} = 0.01; \rho = \text{pourcentage des armatures longitudinales.}$$

$$V_{rd,c1} = 0.11 \text{ MN}$$

$$V_{rd,c2} = v \cdot b \cdot d$$

$$v = 0.035 \cdot K^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.35 \cdot 2^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{25} = 0.14$$

$$V_{rd,c2} = 0.14 \cdot 0.35 \cdot 0.315 = 0.015 \text{ MN}$$

$$v_{rd,c1} = 0.06 \text{ MN}$$

$$\text{donc } V_{rd,c} = 0.11 \text{ MN}$$

$$V_{rd,c} = 0.11 \text{ MN} < V'_{ed} = 0.174 \text{ MN} \implies \text{Armatures de l'effort tranchant sont nécessaires.}$$

③ Armatures de l'effort tranchant

Vérification de la compression des bielles

Effort tranchant de calcul maximal pouvant être supporté sans provoquer l'écrasement des bielles de béton comprimé :

$$V_{rd,max} = b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$$

Avec : $z = 0.9 \cdot d = 0.28$

$\theta = 45; \alpha = 90$

$$V_1 = 0.61 - \frac{f_{ck}}{250} = 0.54$$

$$v_{rd,max} = 0.35 \cdot 0.28 \cdot 0.54 \cdot 16.67 \cdot \frac{\cotg 45 + \cotg 90\alpha}{1 + \cotg^2 45} = 0.43 \text{ MN} > V'_{ed} = 0.174 \text{ MN}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Pourcentage minimale d'armatures transversales

Taux d'armature d'effort tranchant

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b \cdot \sin\alpha}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{cd}}}{f_{yk}} \cdot b \cdot \sin\alpha$$

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq 0.035 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$S_{t,max} = 0.75 \cdot d = 0.75 \cdot 0.315 = 23 \text{ cm}$$

On aura ainsi, un cadre et 3 étrier à 8 mm avec un espacement de 20cm.

5.5 Vérification

5.5.1 Vérification de béton du bielle d'about

5.5.1.1 Longueur d'ancrage de référence

$$L_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Contrainte ultime d'adhérence : $f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{tcd}$

$\eta_1 = 1$: en cas du bonne adhérence.

$\eta_2 = 1$: Car $\phi < 32\text{mm}$

Résistance de calcul du traction : $f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 0.7 \cdot 2.56}{1.5} = 1.19 \text{ MPa}$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.19 = 2.67 \text{ MPa}$$

σ_{sd} : Contrainte effective de la barre à ancré.

$$L_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot 435}{4 \cdot 2.67} = 40.73 \cdot \phi$$

5.5.1.2 Longueur d'ancrage de calcul

$$L_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot L_{b,rqd}$$

$\alpha_1 = 1$ car $cd > 3 \cdot \phi$ ($cd = 4\text{cm}$)

$$\alpha_2 = 1 - \frac{0.15 \cdot (cd - 3 \cdot \phi)}{\phi} = 0.95$$

$$\alpha_3 = 1$$

$\alpha_4 = 1$ pas des armatures soudés

$$\alpha_5 = 1 - 0.04 \cdot \frac{v_{ed}}{a \cdot b} = 1.04$$

$$L_{bd} = 1 \cdot 0.95 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.04 \cdot 40.73 \cdot 1.2 = 48.28 \text{ cm}$$

5.5.1.3 Vérification des bielles d'about

$$\sin \theta = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{L_{bd}}{z}\right)^2}} = 0.52$$

$\sin \theta$: Inclinaison de la bielle

$$\text{Contrainte de la bielle : } \sigma_{rd,1} = \frac{V_{ed}}{L_{bd} \cdot b \cdot \sin^2 \theta} = 1.16$$

$$\sigma_{rd,max} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

$$k_2 = 0.85$$

$$V' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 0.9$$

$$\sigma_{rd,max} = 0.85 \cdot 0.9 \cdot 16.67 = 12.75 \text{ MPa}$$

$\sigma_{rd,1} < \sigma_{rd,max}$ est vérifié

5.5.2 Vérification de la flèche

ρ_0 : est le pourcentage d'armature de référence

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0.5\%$$

ρ : est le pourcentage d'armature de traction nécessaire

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{11.5}{35 \cdot 31.5} = 1.04\%$$

On a $\rho > \rho_0$ donc :

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{max} = k \cdot \left(11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho}\right) = 17.$$

avec $K = 1.3$: est un coefficient qui tient compte des différentes systèmes structuraux.

$\left(\frac{L_{max}}{d}\right)_{rel} = \frac{4.95}{0.315} = 15.71 < \left(\frac{L}{d}\right)_{max} = 17 \implies$ Condition du flèche est vérifiée **Les détails du ferraillage de la poutre sont présentés dans l'annexe 3 .**

Conclusion

Conclusion partielle ayant pour objectif de synthétiser le chapitre et d'annoncer le chapitre suivant.

ÉTUDE D'UN POTEAU

Plan

1	Évaluation de charge	36
2	Longueur de flambement	36
3	Armatures longitudinales	37
4	Méthode de calcul	37
5	Armatures transversales	39

Introduction

Le poteau étudiée est un poteau rectangulaire de dimension proposée par l'architecte (20x86)

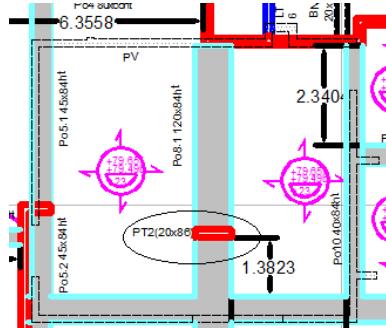


Figure 6.1: L'emplacement de le poteau étudiée

6.1 Évaluation de charge

En se référant au modél su Arche on obtient :

Charge permanente : $G = 132.2T$

Charge d'exploitation $Q = 24.7T$

Effort normal à l'ELU : $N_{ed} = 1.5 \cdot Q + 1.35 \cdot G = 215.52T$

6.2 Longueur de flambement

$$l_0 = 0.5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

Avec :

$$k_1 = \frac{\left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_{pt} + \left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_{pt,sup}}{\left(\frac{\eta \cdot E \cdot I}{L}\right)_{po} + \left(\frac{\eta \cdot E \cdot I}{L}\right)_{po,sup}}$$

Dans notre cas on n'a pas des poteaux supérieurs.

	L	b	h	$\frac{I}{L}$
Poteau	2.71	0.2	0.86	$4 \cdot 10^{-3}$
Poutre	4.6	0.86	0.84	$9.6 \cdot 10^{-3}$

$\eta = 3$ pour une poutre articulé en extrémité.

$$k_1 = \frac{4}{3.96} = 0.14$$

$k_2 = 0.1$ car on a un poteau ancré dans la semelle.

$$\text{On a alors : } l_0 = 0.5 \cdot 2.71 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0.14}{0.45 + 0.14}\right) \cdot \left(1 + \frac{0.1}{0.45 + 0.1}\right)} = 2.7m$$

6.3 Armatures longitudinales

6.3.1 Élancement

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{0.18} = 51.9$$

$$\text{Élancement limite : } \lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

$$A = 0.7; B = 1.1; C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2.15}{0.2 \cdot 0.86 \cdot 16.7} = 0.75$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0.7 \cdot 1.1 \cdot 0.7}{\sqrt{0.75}} = 12.4 < 51.9$$

⇒ On doit prendre en compte les effets de second ordre due ou effet de déformation de structure.

6.3.2 Section extrêmes

$$A_{s,min} = \max \left(\frac{0.1 \cdot N_{ed}}{f_{yd}}, \frac{0.2 \cdot A_c}{100} \right) = \max (4.95; 3.44) = 4.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 4 \cdot \frac{A_c}{100} = 4 \cdot \frac{0.2 \cdot 0.86}{100} = 68.8 \text{ cm}^2$$

Or $A_{s,min} < A_s < A_{s,max}$ donc on va choisir $A_s = 25.136 \text{ cm}^2 = 8HA20$

6.4 Méthode de calcul

Parmi les méthodes d'analyse, l'EC2 autorise trois méthodes de calcul :

- Méthode générale, basée sur une analyse non linéaire du second ordre.
- Méthode de rigidité nominale : une analyse simplifiée linéaire du second ordre basée sur les rigidités ou majoration des moments.
- Méthodes basée sur une courbure nominale : une méthode simplifiée par estimation des courbures.

L'EC2 donne le choix d'utiliser l'un de ces 3 méthodes. Alors on a choisi la méthode basée sur une courbure nominale.

6.4.1 Courbure nominale

Pour les poteaux de section droite constante et symétrique, on peut adopter :

$$\frac{1}{r} = k_r \cdot k_\rho \cdot \frac{1}{r_0}$$

Avec :

$$k_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} < 1$$

$$\text{où : } n \text{ est l'effort relatif : } n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.75;$$

$$n_u = 1 + w, w = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{25.136 \cdot 435}{20 \cdot 86 \cdot 16.7} = 0.3; n_u = 1 + 0.3 = 1.3 \text{ et } n_{bal} = 0.4$$

$$K_r = \frac{1.3 - 0.75}{1.3 - 0.4} = 0.6$$

$$k_\rho = 1 + \beta \cdot \rho_{ef} > 1$$

où : $\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\Lambda}{150} = 0.35 + \frac{25}{200} - \frac{51.9}{150} = 0.13$ et ρ_{ef} est le coefficient de fluage effectif, $\rho_{ef} = 1.5$

$$k_\rho = 1 + 0.13 \cdot 1.5 = 1.2$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\epsilon_{yd}}{0.45 \cdot d}, \text{ avec } \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.217\%$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{2.17}{1000 \cdot 0.45 \cdot 0.261} = 0.0185$$

On a donc :

$$\boxed{\frac{1}{r} = 0.6 \cdot 1.2 \cdot 0.0185 = 0.012}$$

6.4.2 Moment fléchissant

Le moment de calcul vaut :

$$M_{ed} = M_{0,ed} + M_2$$

Avec : $M_{0,ed}$: Le moment fléchissant du premier ordre ; $M_{0,ed} = N_{ed} \cdot e_1$;

$$\text{où } e_1 = \max \left(\theta_i \cdot \frac{L_0}{2}; 2cm \right) = \max (1.8cm; 2cm) = 2cm$$

$$M_{0,ed} = 2.15 \cdot 0.02 = 0.043 \text{ MN.m}$$

M_2 = est le moment nominal du second ordre ; $M_2 = N_{ed} \cdot e_2$

$$\text{où : } e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{c} = 0.012 \cdot \frac{2.7^2}{\pi^2} = 0.8 \text{ cm}$$

$$M_2 = 2.15 \cdot 0.008 = 0.017 \text{ MN.m}$$

$$M_{ed} = 0.043 + 0.017 = 0.0602 \text{ MN.m}$$

6.4.3 Détermination des armatures longitudinales

$$N_{ed} = 2.15 \text{ MN}$$

$$M_{ed} = 0.06 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ed}} = \frac{0.06}{0.2 \cdot 0.86^2 \cdot 16.7} = 0.87$$

$$\nu = \frac{N_{ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ed}} = \frac{2.15}{0.2 \cdot 0.86^2 \cdot 16.7} = 0.74$$

Pourcentage des armatures sortie de l'abaque $\bar{w} = 0$ alors $A_s = 0$, donc on choisit $A_s = 8 \text{ HA20}$.

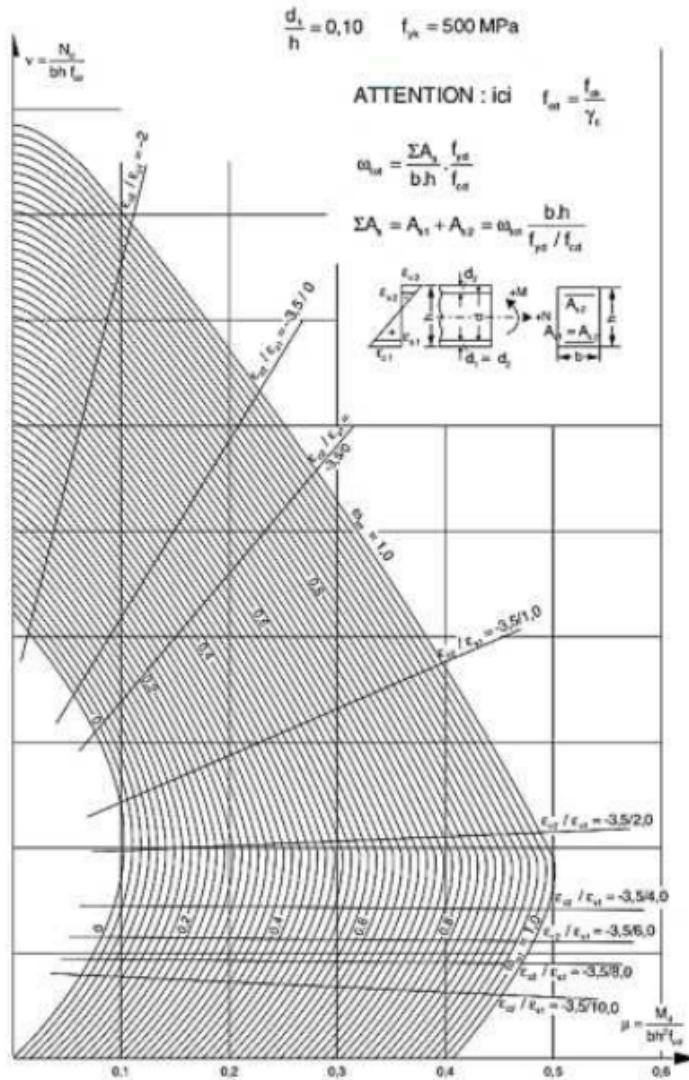


Figure 6.2: Abaque d'interaction

6.5 Armatures transversales

6.5.1 Choix des armatures

$$\phi_t \leq \max \left(6mm; \frac{\phi_{t,max}}{4} = 5 \right) = 6mm$$

$$\phi_t = 8mm$$

6.5.2 Espacement en zone courante

$$S_d = \min(20 \cdot \phi; b; 400mm) = \min(400mm; 200mm; 400mm) = 200mm = 20cm \longrightarrow 1 \text{ cadre HA8}$$

+ 2 étriers HA8

6.5.3 Zone de recouvrement

6.5.3.1 Longueur d'ancrage requise

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$\eta_1 = 1$ pour une bonne condition d'adhérence

$$\eta_2 = 1 \text{ car } \phi \leq 32mm \quad ctd = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.2 MPa$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot 1.2 = 2.7 MPa$$

$$\text{Longueur d'ancrage requise : } l_{bd,rq} = \frac{\phi \cdot \gamma_c}{4 \cdot f_{bd}} = 40.27 \cdot \phi$$

6.5.4 Longueur d'ancrage de calcul

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_{bd,rq}$$

Les barres sont comprimé donc $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = 1$

$$l_{bd} = 80.54cm$$

6.5.5 Longueur de recouvrement

Coefficient de pondération α_6

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100 = 1.46\% > 0.25\%$$

$$\rightarrow \alpha_6 = 1$$

$$l_0 = \max(\alpha_6 \cdot l_{bd}; 15 \cdot \phi; 20) = 80.54 \text{ On prend } l_0 = 85\text{cm}$$

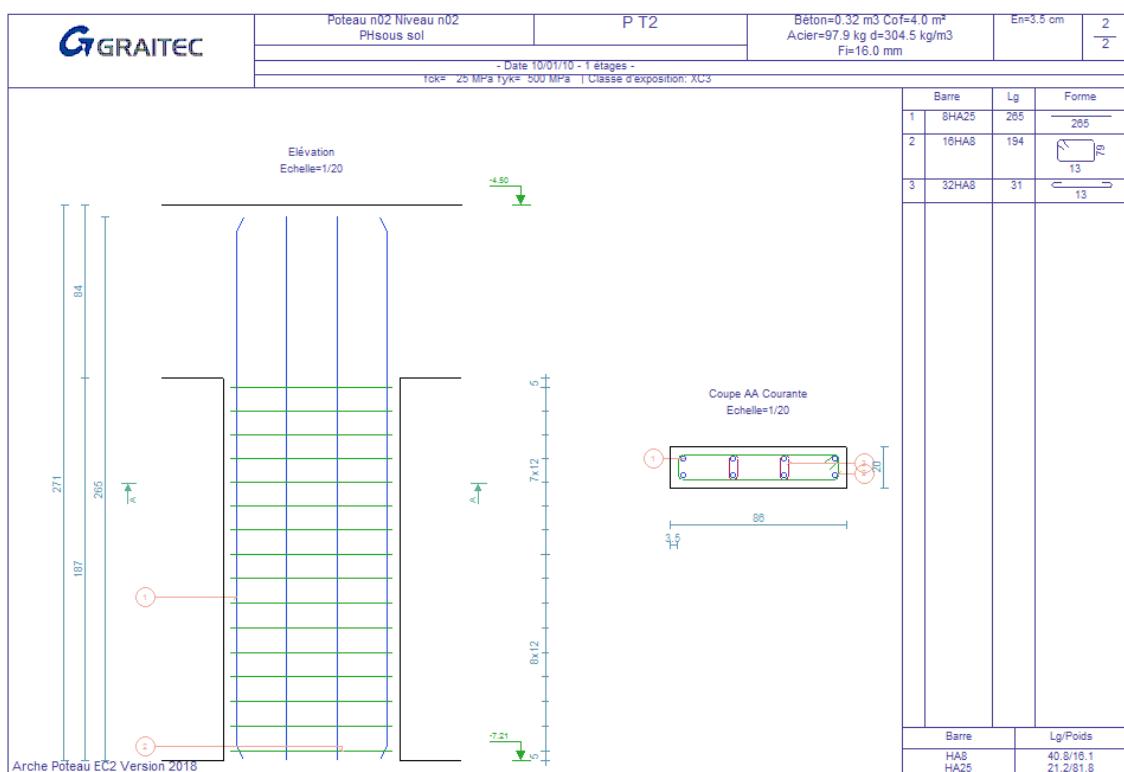


Figure 6.3: Ferrailage du poteau

ÉTUDE D'UNE SEMELLE RECTANGULAIRE

Plan

1	Évaluation des charges	42
2	Dimensionnement de la semelle	42
3	Dimensionnement du gros béton	43
4	Vérification de gros béton	43
5	Ferraillage de la semelle	44
6	Disposition constructive	44

Introduction

Les semelles de fondations sont des ouvrage de transition entre la structure et le sol. On se propose d'étudier la semelle isolé sous un poteau rectangulaire de section ($a= 0.2$; $b=0.86$), cette poteau est la poteau étudié dans le chapitre 6.

7.1 Évaluation des charges

Le charge appliqué sur le semelle est donner numériquement par Arche comme l'indique la figure 7.1.



Figure 7.1: Chargement de la semelle

On a donc :

Les charges permanentes : $G=136.3t$

Les charges d'exploitation : $Q=24.7t$

Combinaison d'action à l'ELU : $P_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 221.05t$

Combinaison d'action à l'ELS : $P_{ser} = G + Q = 161t$

7.2 Dimensionnement de la semelle

les dimensions de la semelle sont : AxBxH tel que :

$$A \geq \sqrt{\frac{b \cdot P_{ser}}{a \cdot \sigma_{sol}}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = $50t/m^2$

$$A \geq \sqrt{\frac{0.86 \cdot 161}{0.2 \cdot 50}} = 3.72m$$

$$B \geq \sqrt{\frac{a \cdot P_{ser}}{b \cdot \sigma_{rd}}} = \sqrt{\frac{0.2 \cdot 161}{0.86 \cdot 50}} = 0.86m$$

On a A est très grande donc on doit fixer A=2m et recalculer B

$$\sigma_{sol} = \frac{P_{ser}}{S}; B = \frac{P_{ser}}{A \cdot \sigma_{sol}} = 1.6m$$

On a donc : A=2m et B=1.6m

Hauteur utile :

$$d \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right)$$

$$d \geq \max(0.45; 0.18) \implies d = 0.45m \quad H = d + 0.05 = 0.5m$$

Poids propre de la semelle : $P_{semelle} = B \cdot A \cdot H \cdot 2.5 = 2 \cdot 1.6 \cdot 0.5 \cdot 2.5 = 4t$

7.3 Dimensionnement du gros béton

Les dimensions du gros béton $A' \times B' \times H_{GB}$ sont déterminer par la formule suivante :

$$B' \cdot A' \geq \frac{P_{ser} + P_{semelle}}{\sigma_{sol}}$$

Pour que les dimensions du gros béton soient homothétique il faut que :

$$\frac{B}{A} = \frac{B'}{A'} = 0.8$$

$$A' \geq \sqrt{\frac{A \cdot (P_{ser} + P_{semelle})}{B \cdot \sigma_{sol}}} = 2.03$$

Donc on choisi $A' = 2.5m$

$$B' = 0.8 \cdot 2.5 = 2m$$

$$H_{GB} \geq \max\left(1; 3 \cdot \frac{B' - B}{4} = 0.3\right) = 1$$

Alors on a :

$$A' = 2,5m$$

$$B' = 2m$$

$$H_{GB} = 1m$$

7.4 Vérification de gros béton

$$A' \cdot B' \geq \frac{P_{ser} + P_{semelle}}{\sigma_{sol}}$$

$$2.5 \cdot 2 \geq \frac{161 + 4}{50}$$

$5 \geq 3.3 \implies$ C'est vérifié

7.5 Ferraillage de la semelle

7.5.1 Méthode de calcul

On va appliquer la méthode des moments car c'est la méthode la plus conseillé quelle que soit la nature de charge :

$$N_{ed} = P_u + 1.35 \cdot P_{semelle} = 221.05 + 1.35 \cdot 4 = 226.45 t$$

7.5.2 Calcul moment dans 1^{re} direction

$$M_{ed} = \frac{N_{ed} \cdot (A - 0.7 \cdot a)^2}{8 \cdot A} = \frac{2.26 \cdot (2 - 0.7 \cdot 0.2)^2}{8 \cdot 2} = 0.48 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{cu} = \frac{M_{ed}}{A \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.48}{2 \cdot 0.45^2 \cdot 16.7} = 0.07 < 0.372$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.07}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.45(1 - 0.4 \cdot 0.09) = 0.43$$

$$A_{sB} = \frac{M_{ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{0.48}{0.43 \cdot 435} = 25.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13HA16 = 26.013 \text{ cm}^2$$

7.5.3 Calcul moment dans 2^{ème} direction

$$M_{ed} = \frac{N_{ed} \cdot (B - 0.7 \cdot b)^2}{8 \cdot B} = \frac{2.26 \cdot (1.6 - 0.7 \cdot 0.86)^2}{8 \cdot 1.6} = 0.175 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{cu} = \frac{M_{ed}}{B \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.175}{1.6 \cdot 0.45^2 \cdot 16.7} = 0.03 < 0.372$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.03}) = 0.04$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.45(1 - 0.4 \cdot 0.04) = 0.43$$

$$A_{sB} = \frac{M_{ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{0.175}{0.43 \cdot 435} = 10.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6HA16 = 12.06 \text{ cm}$$

7.6 Disposition constructive

7.6.1 Longueur d'ancrage de référence

$$L_{db,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{345 \cdot \phi}{4 \cdot 2.69} = 40.27 \cdot \phi$$

$$L_{db,rqd} = 40.27 \cdot 1.6 = 64.43 \text{ cm}$$

7.6.2 Longueur d'ancrage de calcul

$$L_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot L_{db,rqd}$$

$$\alpha_1 = 0.7 \text{ car } cd < 3 \cdot \phi \text{ (cd = 4cm)}$$

$$\alpha_2 = 1 - \frac{0.15 \cdot (cd - 3 \cdot \phi)}{\phi} = 0.77$$

$$\alpha_3 = 1$$

$$\alpha_4 = 1 \text{ pas des armatures soudés}$$

$$\alpha_5 = 1 \text{ pas des armatures transversale}$$

$$L_{bd} = 0.7 \cdot 0.92 \cdot 64.43 = 41.5 \text{ cm}$$

7.6.3 Attentes

$$A_s = \max \left(\frac{0.1 \cdot N_{ED}}{f_{yd}}; 0.002 \cdot a \cdot b \right)$$

$$A_s = \max \left(\frac{0.1 \cdot 2.26}{435}; 0.002 \cdot 0.86 \cdot 0.2 \right) = 5.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6H A12 = 6.54 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudiés une semelle S5 qui porte le poteau le plus sollicité

Conclusion générale

En guise de conclusion, nous avons modéliser et dimensionné la superstructure et les fondations en béton armé d'un projet "Le Kremlin" en France. Une structure voiles porteurs-dalles pleines a été retenue pour l'ossature du bâtiment. Vue les bonnes caractéristique mécaniques du sol, nous avons opté pour la solution fondation superficielles consistant en des semelles isolées et semelles filantes. La modélisation et le dimensionnement de la structure ont été menés principalement à l'aide du logiciel ARCHE. Cependant, certain éléments de la structure, comme la poutre, poteau, et semelle isolée, ont été dimensionnés manuellement selon l'Eurocode2. Enfin, le dimensionnement de la semelle a été réalisé en se basant sur les résultats de la descente de charge fournis par le logiciel ARCHE.

Ce projet fut une expérience très enrichissante puisqu'il a permis d'approfondir les bases de calculs des structures en béton armé acquises lors de mon cursus à académique, de bien maîtriser les logiciels ARCHE et AUTOCAD et d'apprendre la norme la plus répandue actuellement en Europe qui est l'Eurocode.

Bibliographie

- [1] Eurocode 2 : NF-E-1992-1-1
- [2] Eurocode 2 : NF-E-1992-1-2
- [3] Pratique de l'eurocode2, Jean ROUX
- [4] Maîtrise de l'eurocode2, Jean ROUX
- [5] Calcul des structures en béton, Jean-Marie PAILLE

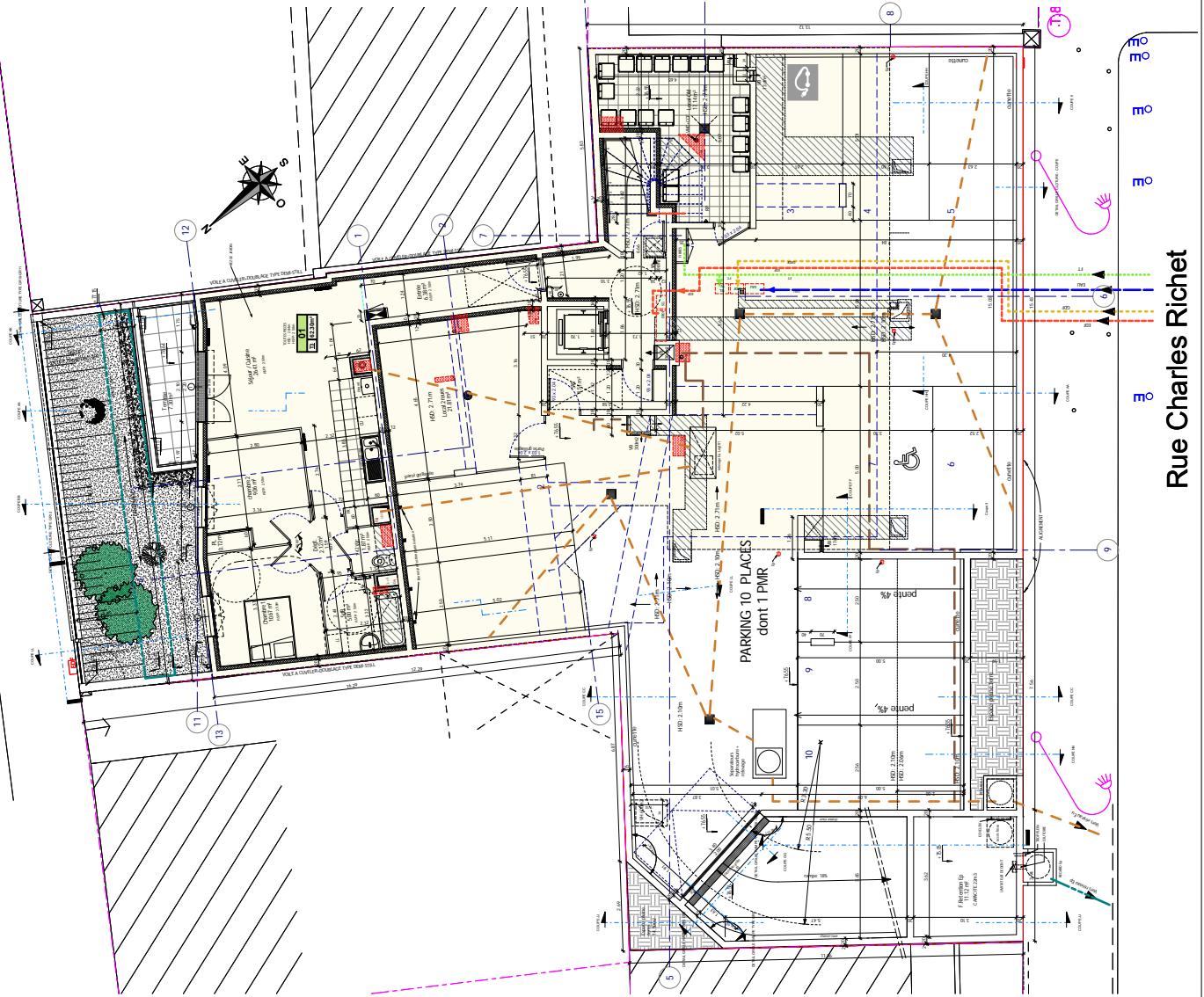
Annexes

Annexe 1. Les plans architecturaux

Le Kremlin-Bicêtre - 94270
5 rue Charles Richet
LE BELARDO
CONSTRUCTION DE 21 LOGEMENTS

DCE

Plan n° 02-DCE		PLAN SOUS-SOL
Date 09/02/2018	Ind. Modifications	
Ech. 1 : 50	B 27/02/2018. Mise à jour finale du RCT	
Maitre d'ouvrage		Signature
MAISON RESIDENCE DE BELFORT 61650 TOUQUETTES		
Maitre d'œuvre Conception		Maitre d'œuvre Execution
COOPERATIVE D'ANNECY 27 AVENUE DES ALPES 74100 ANNECY TÉL. 04 50 50 00 00 E-mail : info@cooperativedannecy.com		AJO SERVICES 1, Rue des Alpes 91120 PALAISEAU TÉL. 01 69 44 66 66
B.E.T		ADM ENERGIE CONSEIL ENVIRONNEMENT Aviation de l'Est 94270 LE PERREUX SUR MARNE
Fluides		Thermique/acoustique
ADM FLUIDS 97, Avenue de la Chaloupe 94270 Le Perreux-sur-Marne		ADM ENERGIE CONSEIL 31800 LA SALVETERRE ET GELLES
Environnement		
ADM ENVIRONNEMENT Aviation de l'Est 94270 Le Perreux-sur-Marne		

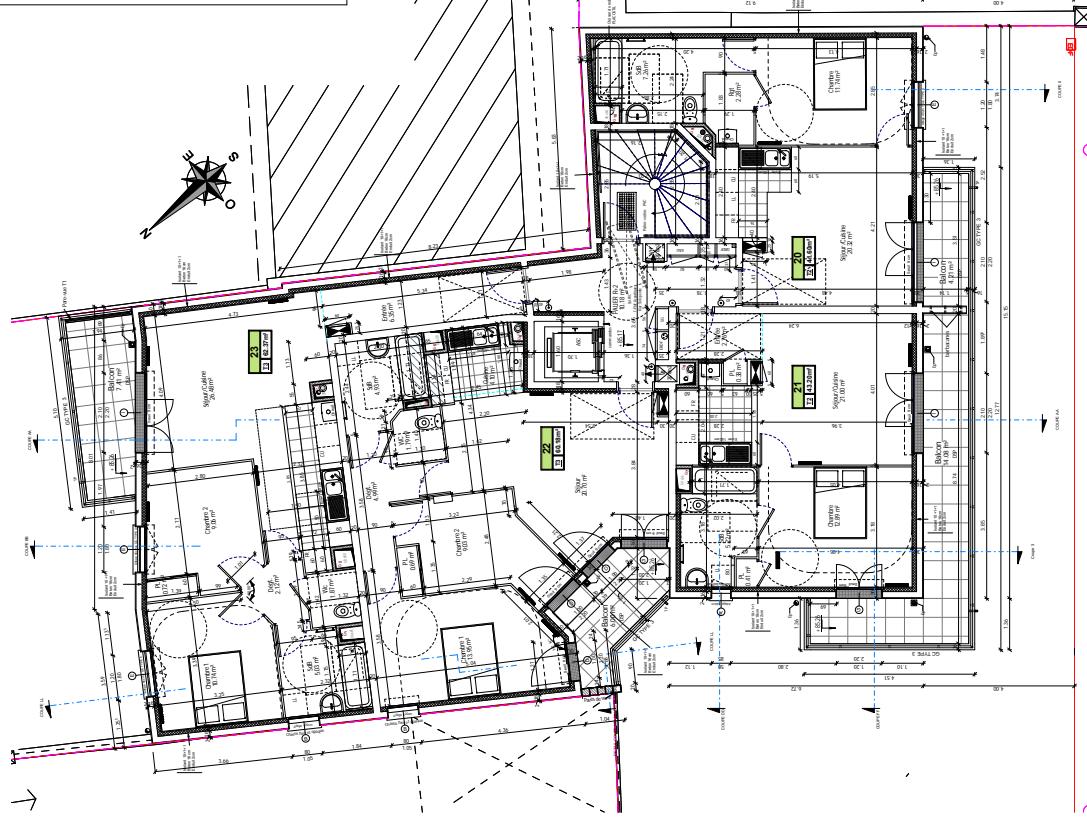


J77.20

Le Kremlin-Bicêtre - 94270
5 rue Charles Richet
LE BELARDO
CONSTRUCTION DE 21 LOGEMENTS

DCE

Plan n° 04 - DCE		Plan des niveaux 1 et 2	
Date	09/02/2018	Ind.	Modifications
Ech.	1 : 50	B	27/02/2018. MAIS 3ème livraison du RCT
Signature			
Maitre d'ouvrage			
LA RESIDENCE DU BELFORT 61 RUE DES TOQUETTES 77460 TOQUETTES			
Maitre d'œuvre Conception			
COOPERATION 2 place de l'Europe 77460 TOQUETTES TÉL: 01 60 58 20 00 E-mail: info@cooperation.fr			
Maitre d'œuvre Execution			
AHO SERVICES 1, Avenue des Chênes 91120 PALAISEAU TÉL: 01 64 45 66 66 E-mail: info@ahoservices.fr			
B.E.T			
Fluides			
ADM FLUIDS 47, rue de la Croix des Gardes 94270 LE PERREUX SUR MARNE			
Environnement			
ADM ENERGIE CONSEIL ENVIRONNEMENT Aviation et Environnement 3180, 14 AVENUE DE LA SAINTETE 94270 LE PERREUX SUR MARNE			
Thermique/acoustique			
ADM ENERGIE CONSEIL 3180, 14 AVENUE DE LA SAINTETE 94270 LE PERREUX SUR MARNE			



Niveau 1



Niveau 2

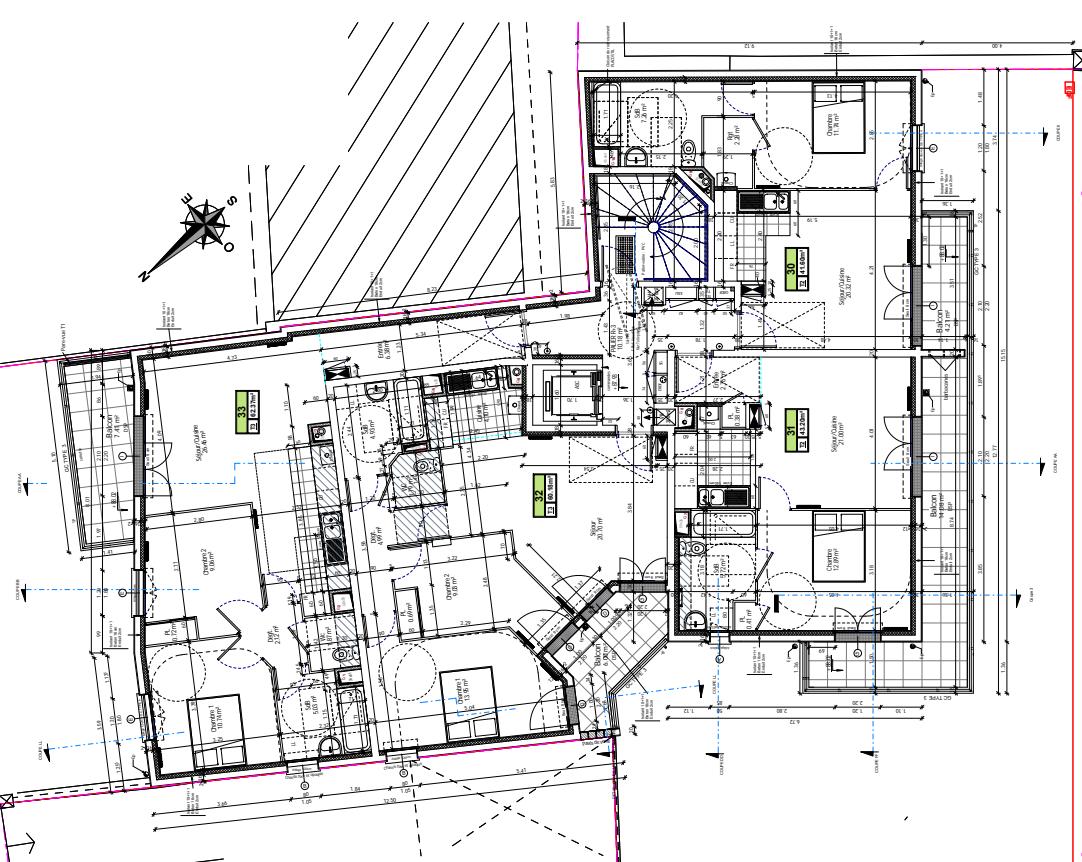
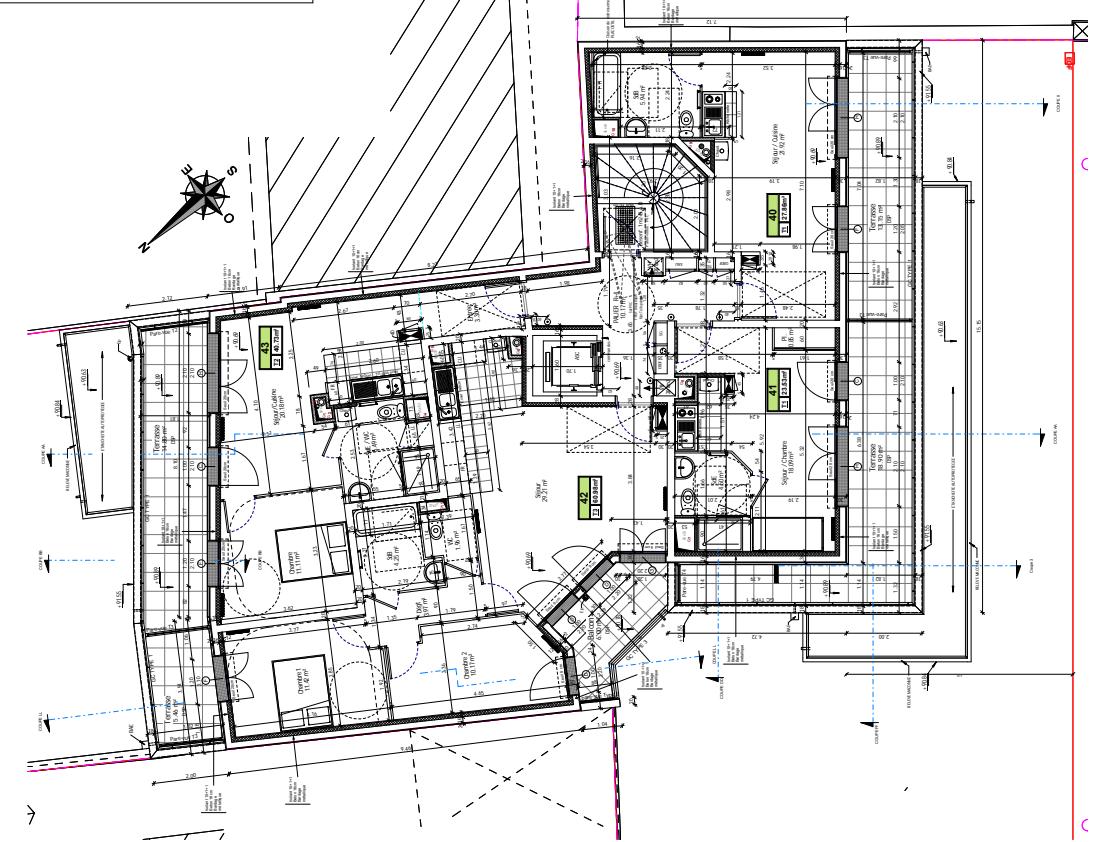
Le Kremlin-Bicêtre - 94270
5 rue Charles Richet
LE BELARDO
CONSTRUCTION DE 21 LOGEMENTS

DCE

Plan n° 05 - DCE		Plan des niveaux 3 et 4	
Date	09/03/2018	Ind.	Modifications
Ech.	1 : 50	B	27/03/2018. MAIS 3ème livraison du RCT
Maitre d'ouvrage		Signature	

Maitre d'œuvre Conception		Maitre d'œuvre Execution	
COOPERATION A L'ANNEE 2018 PAR RESIDENCE DU BELFORT 61450 TOUQUETTES		AEC SERVICES 1, Avenue de l'Europe 91120 PALAISEAU FRANCE	
Maitre d'œuvre		ADM ENERGIE CONSEIL 31800 LA SALVETAT ET GELLES	

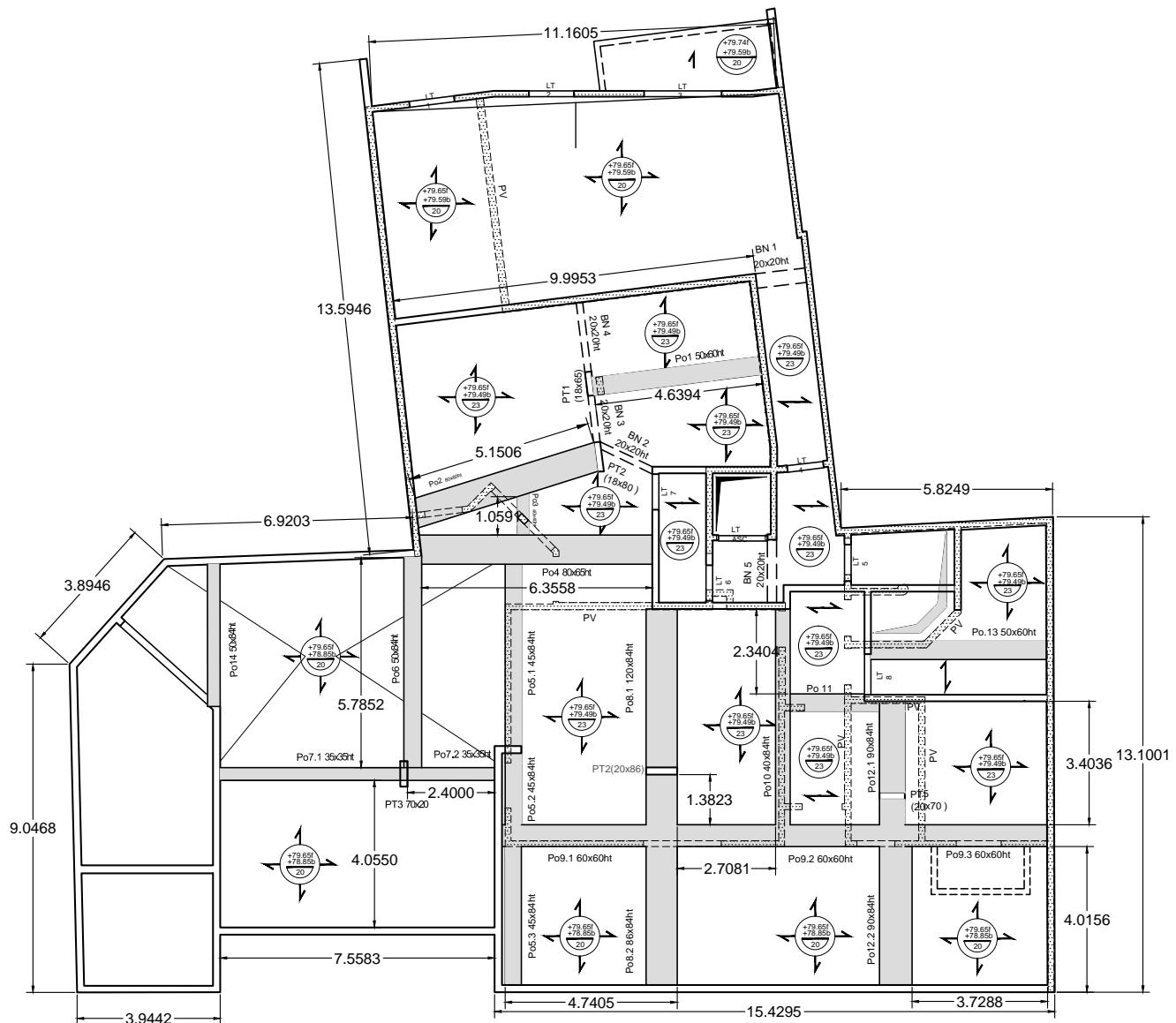
B.E.T		Thermique/acoustique	
ADM FLUIDES 37, Rue de la Madone, 94270 LE PERREUX SUR MARNE		ADM ENERGIE CONSEIL 31800 LA SALVETAT ET GELLES	



Niveau 4 - DCE

Niveau 3 - DCE

Annexe 2. Les fonds plans

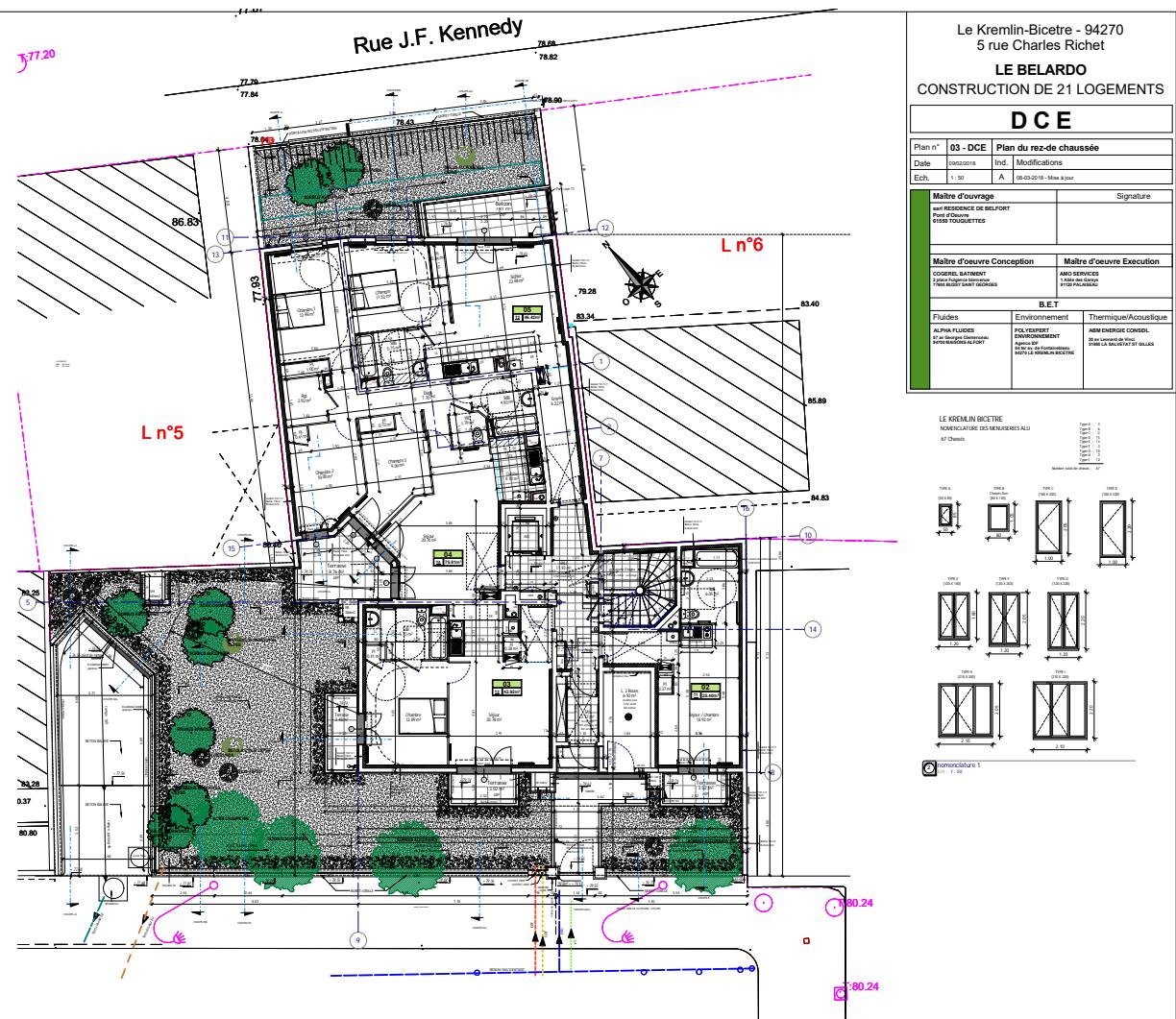


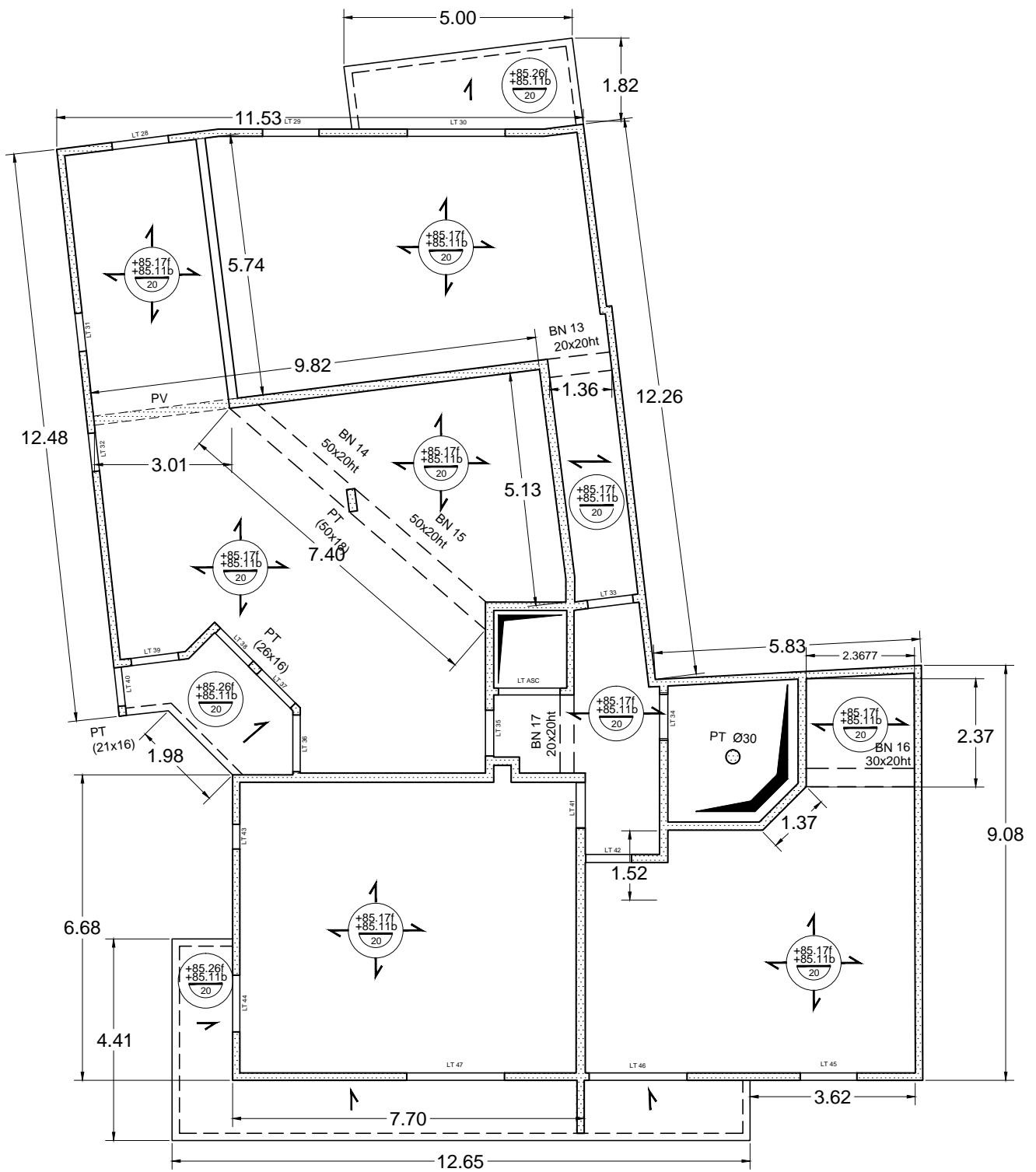
Béta-H-Ingenierie

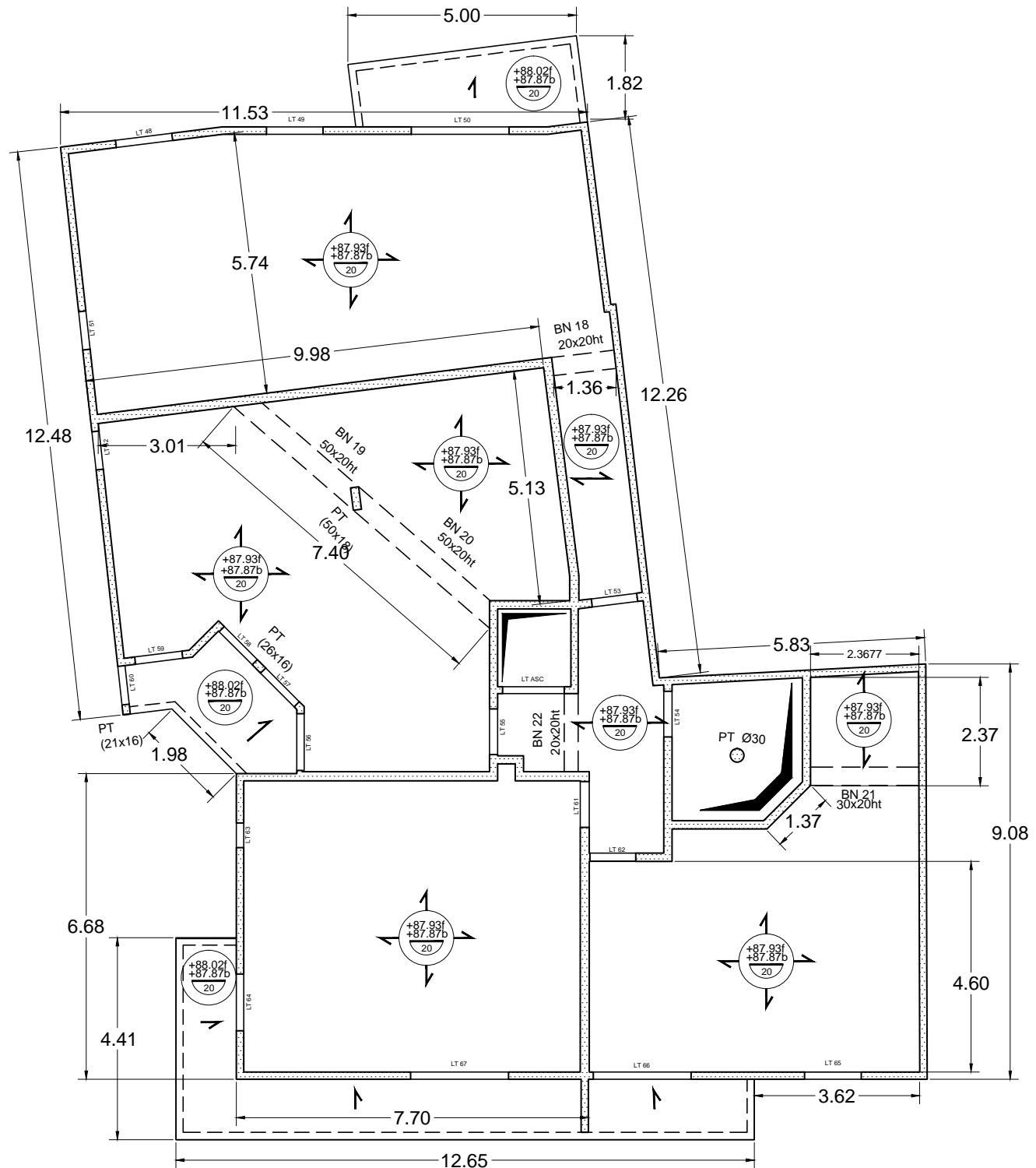
Realisé par:
Wafa KRAYMA

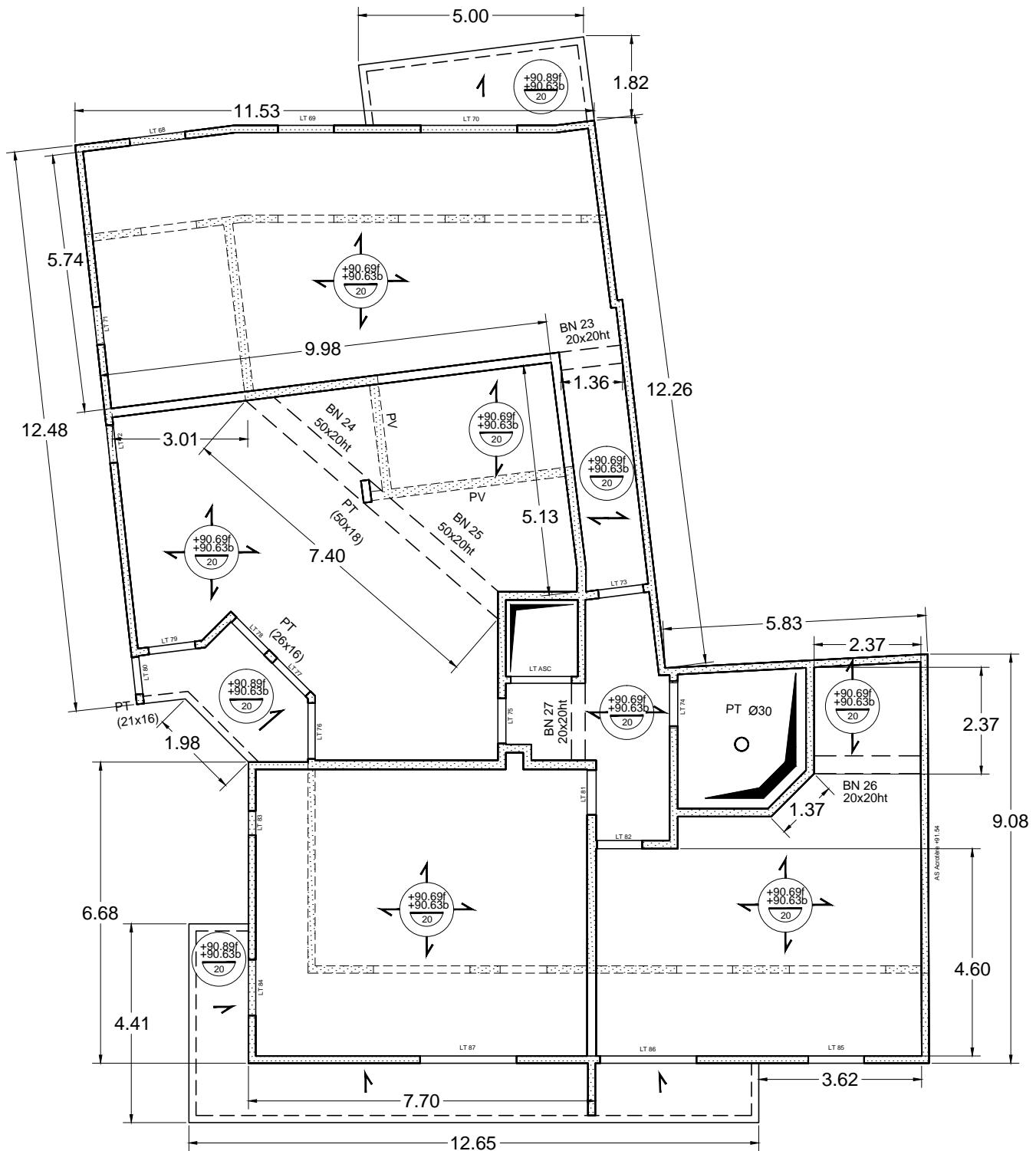
Plan: Sous-sol

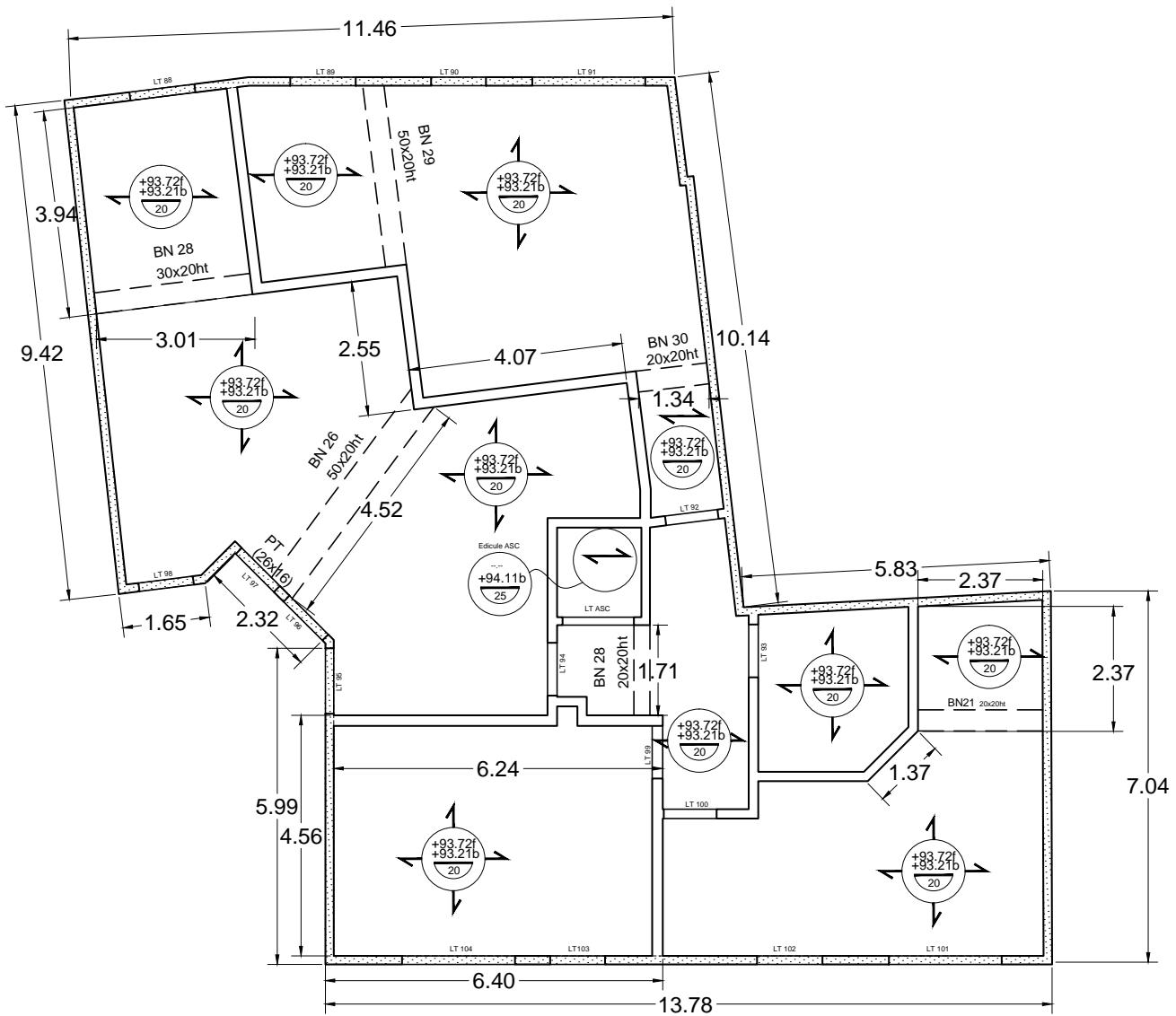
20/07/2020

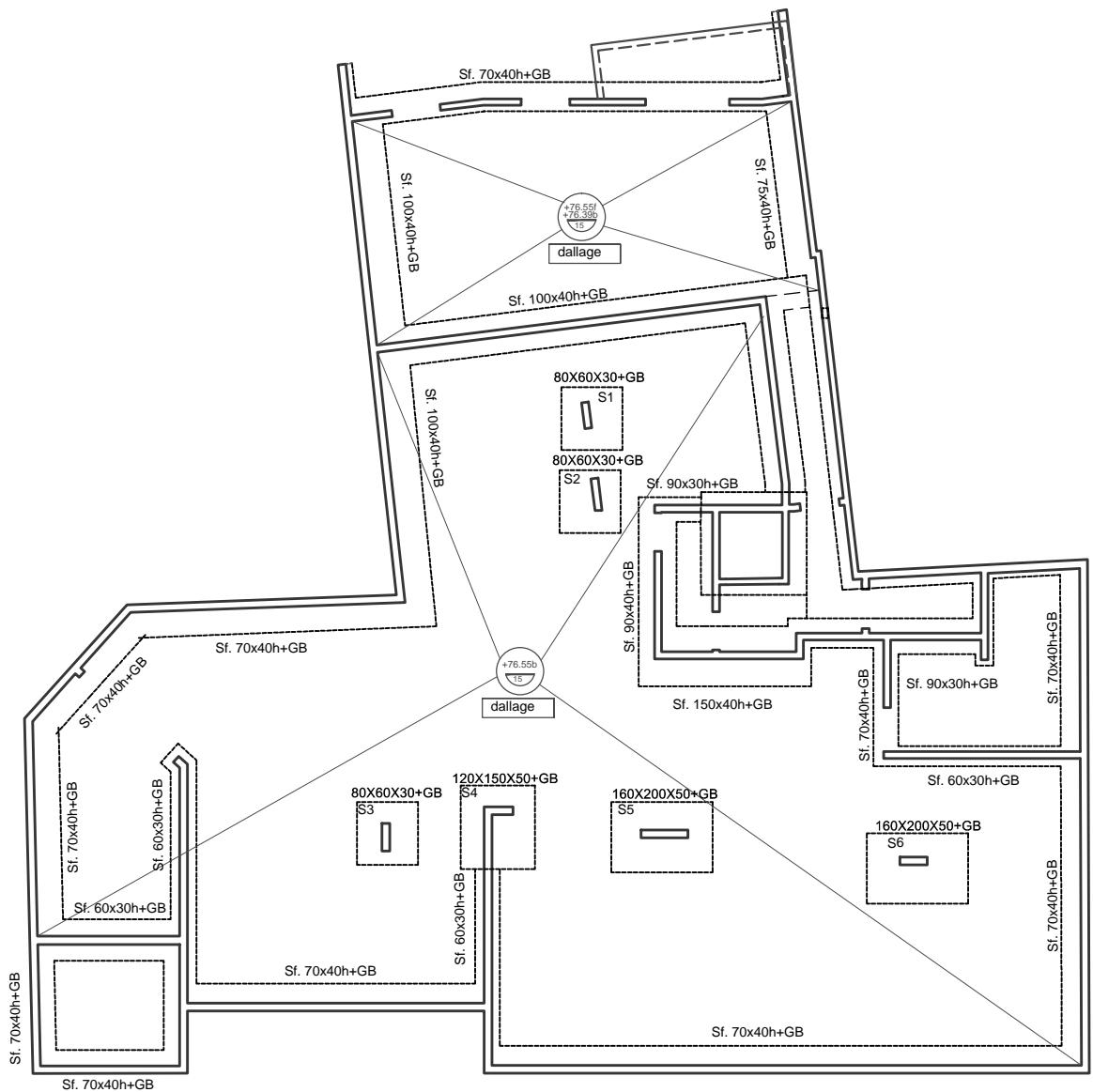




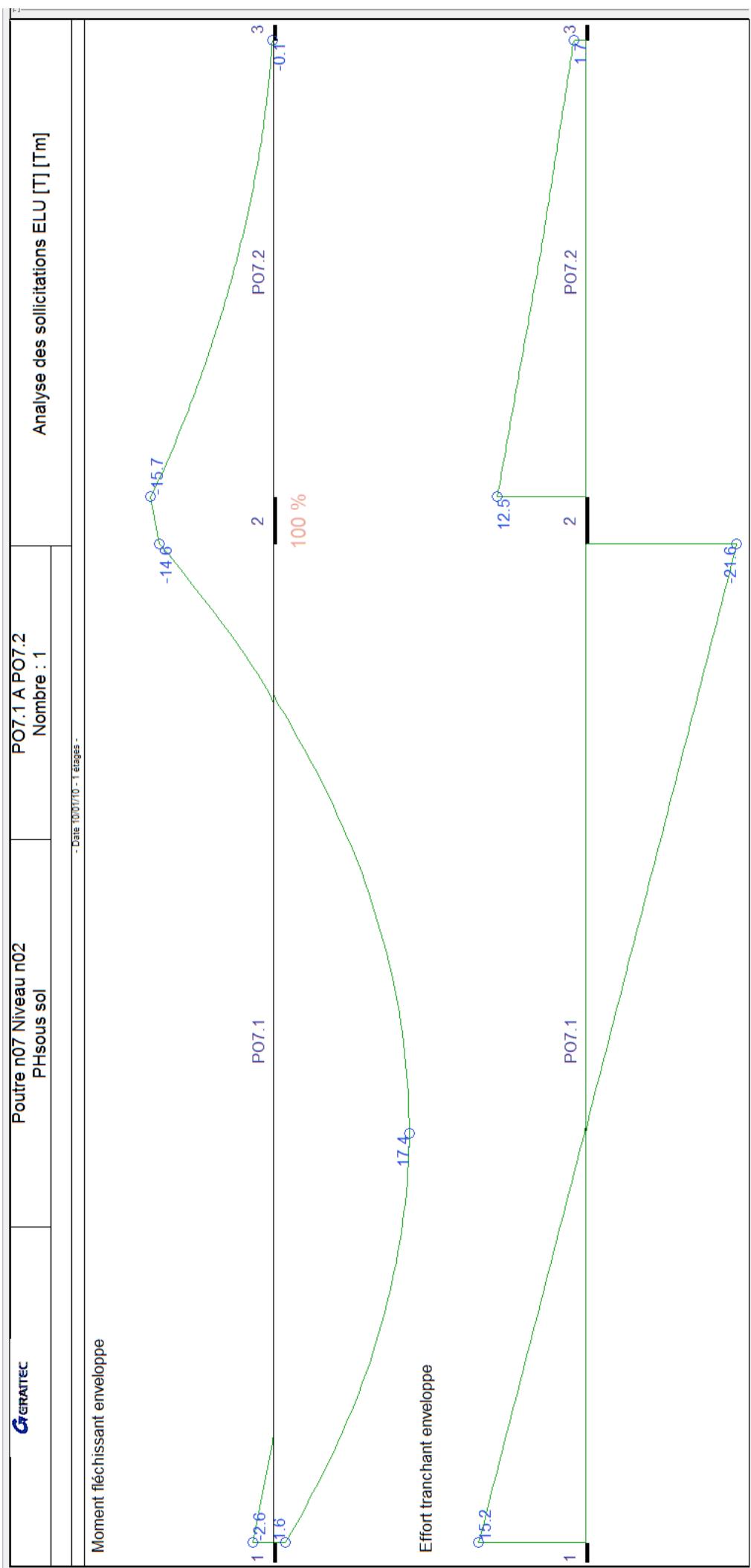


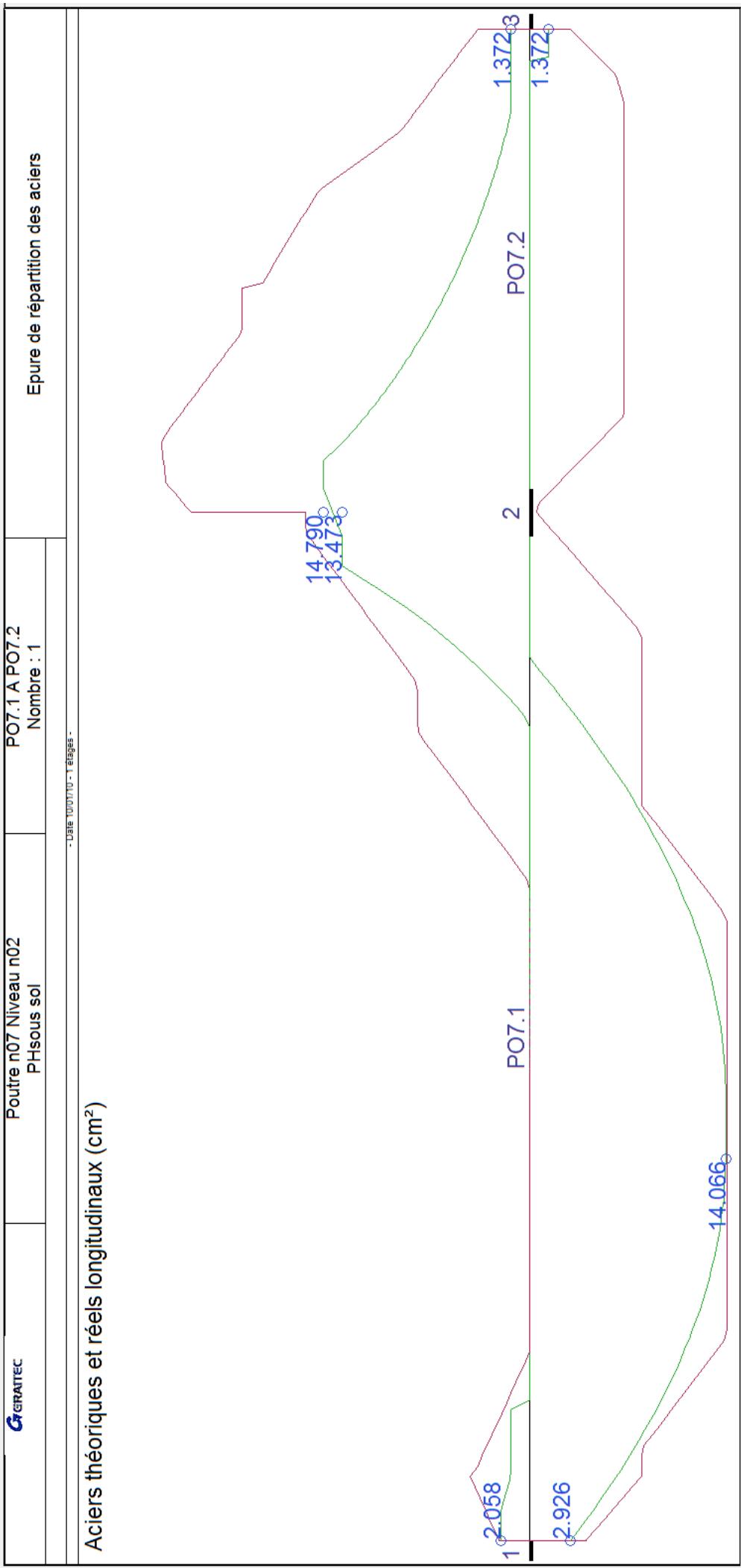


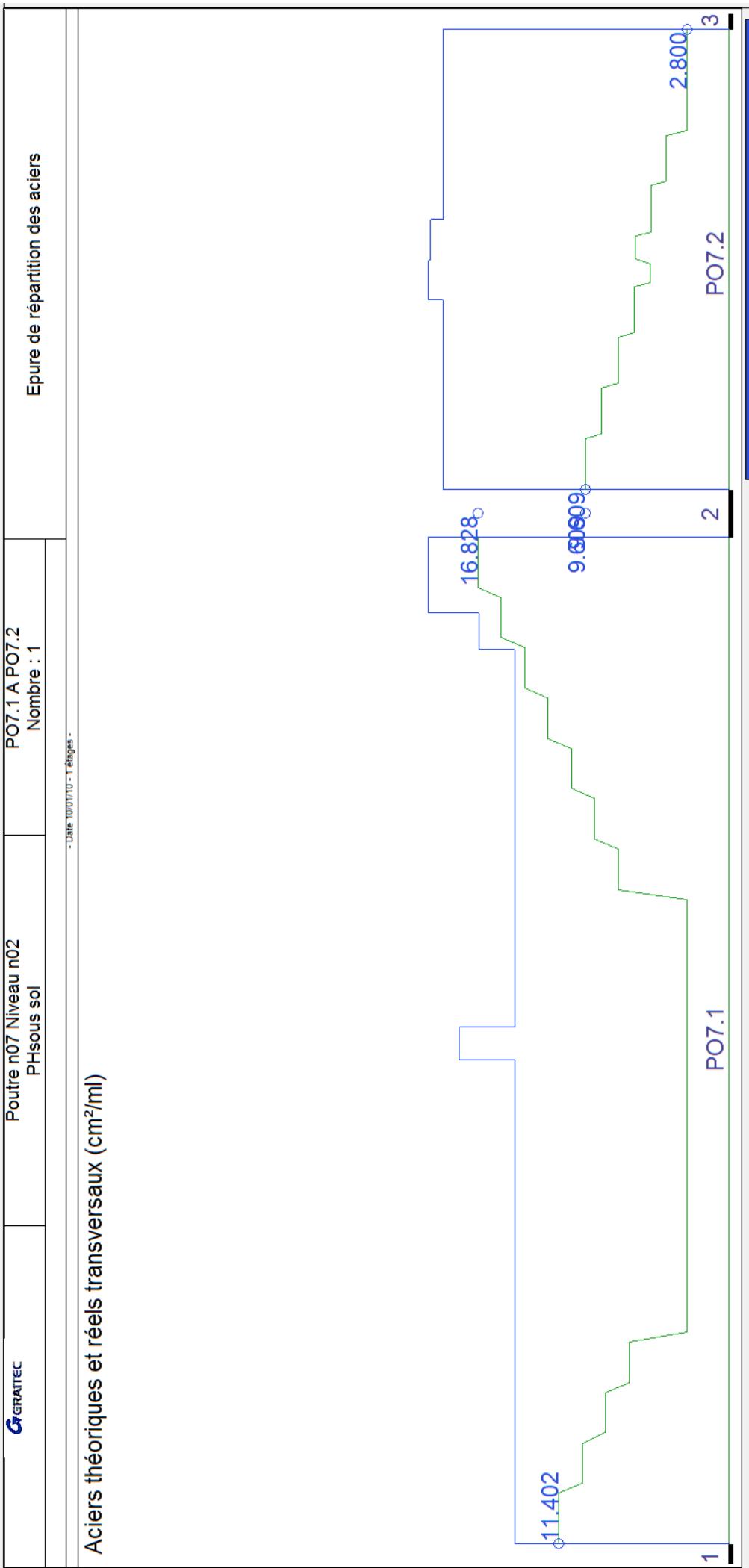




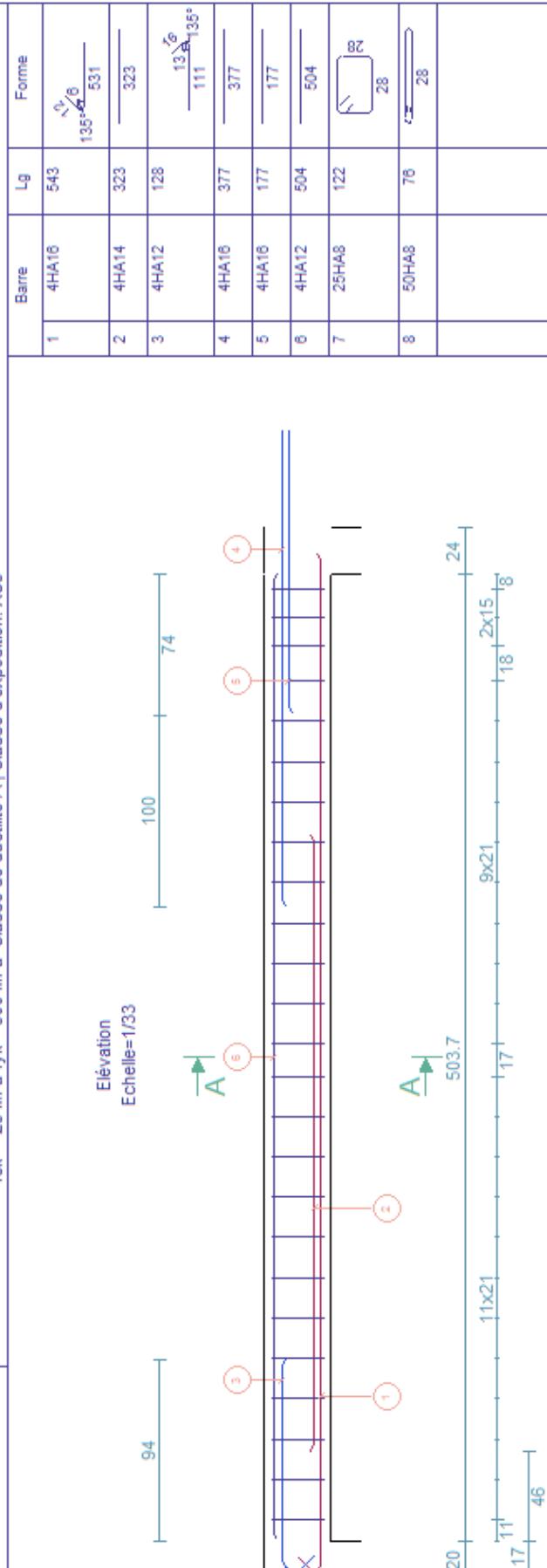
Annexe 2. Les ferraillage de la poute Po7



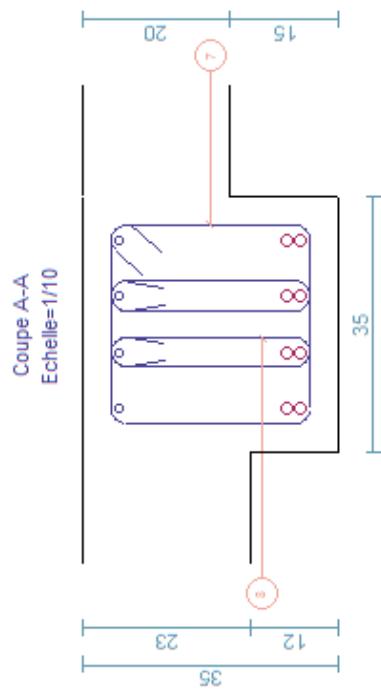




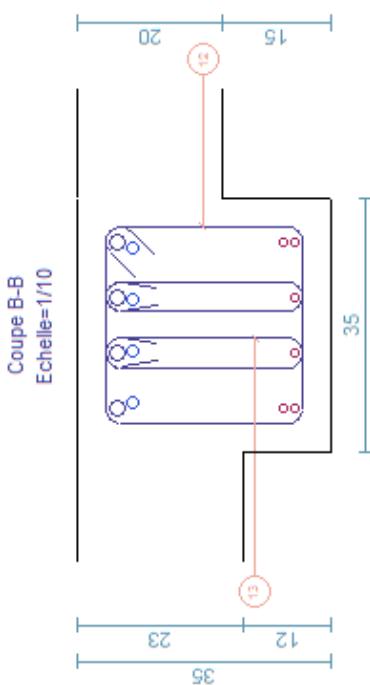
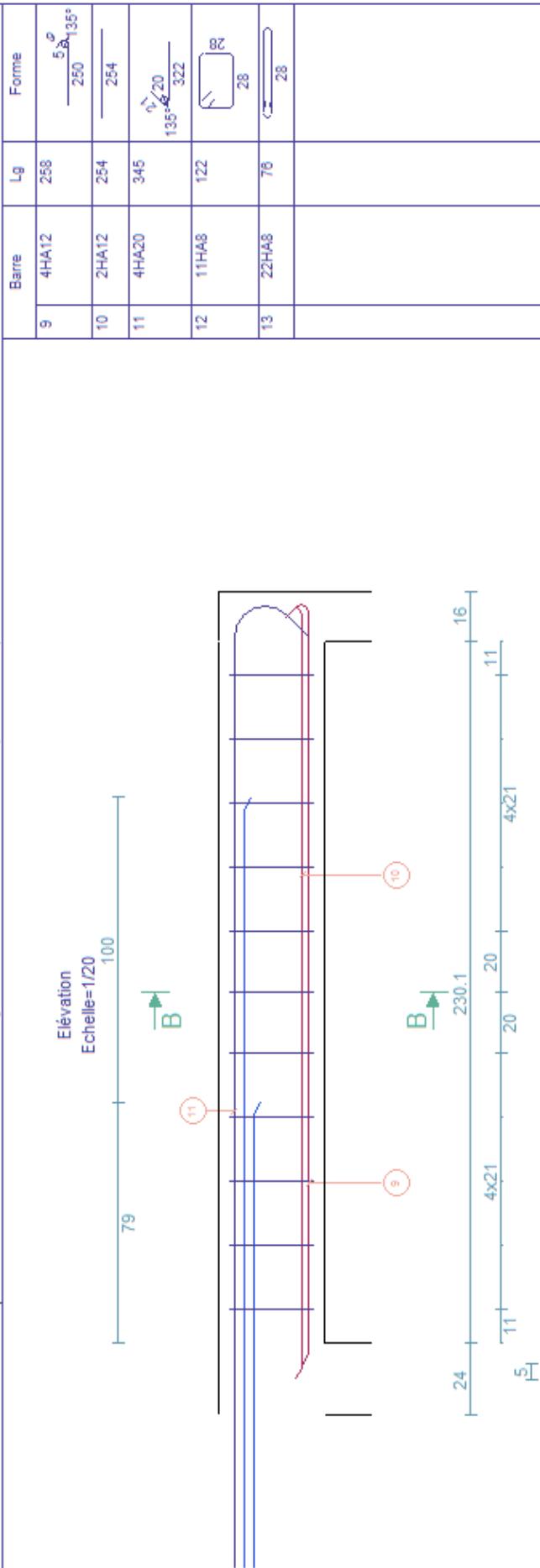
Poutre H07 Niveau n°02	PO7.1	Aciér: 134.2 kg/m ³ Ft=12.0 mm Cof=3.1 m ³
PH sous sol	- Date 10/07/10 - 1 étages -	



	Barre	Lg	Forme
1	4HA16	543	
2	4HA14	323	
3	4HA12	128	
4	4HA16	377	
5	4HA16	177	
6	4HA12	504	
7	25HA8	122	
8	50HA8	76	



G RAITEC	Poutre RUT Niveau n°2 Phsous sol	PO7.2	Béton=U72 m3 Acier=59.6 kg d=488.5 kg/m3 F1=13.7 mm Cof=1.4 m ³	E=3.5 cm Eh=3.5 cm El=3.5 cm	8 — 8
- Date 10/01/10 - 1 étages - Section : 35 x 35nt					
fck= 25 MPa fyk= 500 MPa Classe de ductilité A Classe d'exposition: XC3					



Baire	Lg/Poids
HA8	30.1/11.9
HA12	15.4/13.7
HA20	13.8/34.0

GRAITEC

Poutre N77 Niveau n°2

Phisous sol

PO7.1 A PO7.2

Béton=1.38 m³
Aciel=193.8 kg d=16.0 cm/m³
F=12.2 mm Cof=4.5 mm³

- Date 10/07/10 - 1 étages -

Section : 35 x 35ft
fck= 25 MPa fyk= 500 MPa Classe de ductilité A | Classe d'exposition: XC3

