



HAL
open science

Les complexités d'un chantier en milieu urbain : entre rendements et contraintes

Jean Fougère

► **To cite this version:**

Jean Fougère. Les complexités d'un chantier en milieu urbain : entre rendements et contraintes. Sciences de l'ingénieur [physics]. 2023. dumas-04446214

HAL Id: dumas-04446214

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-04446214v1>

Submitted on 8 Feb 2024

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Copyright



Travail de fin d'étude

pour le diplôme d'ingénieur de l'École Nationale des Travaux
Publics de l'État

Année 2022-2023

Voie d'approfondissement :
Génie Civil

Soutenu le 13/09/2023

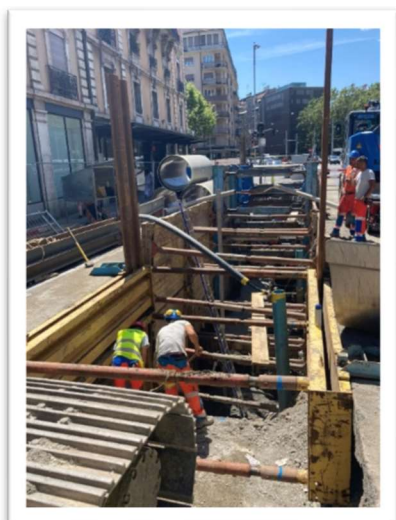
Devant le jury composé de :

- Président du Jury : Antonin Fabbri
- Maître de TFE : Lionel Chapuis Entreprise Induni
- Expert : Henri Chobriat Entreprise Scrasa

Par

Jean Fougère

Les complexités d'un chantier en milieu urbain : Entre rendements et contraintes.



Remerciements

Tout d'abord, je souhaite remercier Yoann Collomb, conducteur de travaux chez Induni, pour ses précieux conseils et tout le temps qu'il m'a accordé pour continuer de me former. Je le remercie également pour sa confiance dans le travail que j'ai réalisé.

De plus, je tiens à remercier l'ensemble des collaborateurs d'Induni du bureau pour leurs aides et conseils.

Je remercie également Christophe Ruisi de m'avoir refait confiance pour mon stage de fin d'étude. Je tiens à remercier Lionel pour m'avoir conseillé quant à la complétude de mon rapport.

Enfin, je suis reconnaissant envers Damien Chambert, le chef de chantier, pour sa patience et cela même dans les moments les plus tendus du chantier.

Notice analytique

AUTEUR			
Nom	Fougère		
Prénom	Jean		
ORGANISME D'ACCUEIL			
Nom de l'organisme et Localité	INDUNI GC // Genève (Suisse)		
Nom du Tuteur	Lionel Chapuis		
ANALYSE DU TFE			
Titre (français)	Les complexités d'un chantier en milieu urbain : Entre rendements et contraintes.		
Titre (anglais)	The complexities of a construction site in an urban environment: Between yields and constraints.		
Résumé (français)	<p>A travers ce rapport, je détaille la préparation du chantier de la rue de carouge. Ce chantier se situe en plein cœur de Genève dans des rues étroites, il est donc très fréquenté. Il dispose de nombreuses contraintes techniques. J'apporte donc mon retour d'expérience.</p> <p>Je vais également dimensionner de nouvelles solutions techniques. Cela permettra par la suite à Induni d'être en mesure de proposer des variantes efficaces aux directions de travaux dans ces chantiers de mise en séparatif. En effet, ce type de chantier risque de se répéter dans les années à venir tant le cœur de Genève n'est pas aux normes actuelles.</p>		
Résumé (anglais)	<p>In this report, I describe the preparations for the rue de Carouge worksite. This site is located in the heart of Geneva, in narrow streets, and is therefore remarkably busy. It also has a number of technical constraints. So, I am contributing my experience.</p> <p>I am also going to dimension new technical solutions. This will enable Induni to propose effective variants to construction managers for these segregation worksites. Indeed, this type of project is likely to be repeated in years to come, given that the heart of Geneva is not up to current standards.</p>		
Mots-clés (français, 5 maxi)	Préparations techniques, planification, puits de crépine, pieux forés, palplanches		
Mots-clés (anglais, 5 maxi)	Technical preparations, planning, strainer well, drilled piles, sheet piles		
Termes géographique	Suisse, Genève, Rue de Carouge, Boulevard Pont d'Arve		
COLLATION			
	Nb de pages	Nb d'annexes (nb de pages)	Nb de réf. biblio.
	68	20	10

Déclaration de travail personnel

Je déclare que ce rapport constitue l'aboutissement d'un travail personnel et ne peut être suspecté de plagiat.

Le travail présenté distingue explicitement ce que j'ai produit de ce que j'ai emprunté à d'autres. A ce titre, les citations sont clairement identifiables et les sources (écrits, images) qui ont alimenté ma réflexion sont référencées.

Sommaire

Remerciements.....	2
Notice analytique	3
Déclaration de travail personnel.....	4
Sommaire	5
Glossaire.....	7
Introduction	8
1. Mon projet.....	10
1.1 Entreprise : Induni.....	10
1.1.1 L'histoire	10
1.1.2 Induni GC Genève.....	11
1.2 Mes responsabilités	11
1.3 Le contenu du rapport.....	12
2. Présentation globale du chantier.....	13
2.1 Nature des travaux.....	13
2.2 Présentation géographique du chantier	13
2.3 Les contraintes de circulation impactant le chantier	14
2.4 Les répercussions du Covid	16
2.5 De multiples acteurs à différentes échelles	17
2.5.1 L'organigramme de la rue de Carouge	17
2.5.2 Organigramme du BPDA.....	17
2.5.3 Scrasa	18
2.6 Les financements.....	19
3. Les enjeux techniques du BPDA	20
3.1 Objectifs.....	20
3.2 La contrainte des réseaux traversants	22
3.3 La destruction d'un collecteur en activité	24
3.4 Description Pédologique.....	24
3.5 La présence de la nappe phréatique	26
4. Etudes des solutions potentielles	27
4.1 1ère Variante : Utilisation de puits crépinés avec blindage grande profondeur.....	27
4.1.1 Principe de la méthode	27
4.1.2 Dimensionnement des pompes.....	27
4.1.3 Dimensionnement des blindages	29
4.2 2e variante : Utilisation de Palplanches	31
4.2.1 Principe de la méthode	31
4.2.2 Dimensionnement	33

4.3	Bilan de la fouille ouverte.....	38
4.3.1	Comparatif des deux solutions	38
4.3.2	Solution validée et mise en œuvre.....	41
4.4	Les cellules grandes profondeurs	42
4.4.1	Présentation de la cellule	42
4.4.2	Méthode 1 : Blindage et Injection Uretek.....	44
4.4.3	Méthode 2 : Micropieux forés Ø300 et injections ciment-bentonite	46
4.4.3	Méthode 3 : Pieux forés Ø800 et injections ciment-bentonite.....	51
4.4.4	Bilan avec Planning et coûts	54
5.	Conduite de travaux.....	57
5.1	Nos obligations	57
5.1.1	Les normes.....	57
5.1.2	Les plannings	57
5.1.3	L'écologie : un sujet essentiel pour Induni	59
5.2	Les fournisseurs	61
5.2.1	PRV	61
5.2.2	Les autres marchés	61
5.3	Les devis	62
5.4	Les sous-traitants.....	63
5.4.1	Les puits crépinés.....	63
5.4.2	Les marquages	64
	Conclusion.....	66
	Bibliographie	67
	Annexes.....	68

Glossaire

PK : Point Kilométrique
MO : Maîtrise d'Ouvrage
MOE : Maitrise d'Œuvre
FF : Fond de fouille
DT : Direction de Travaux
SIG : Services industriels de Genève
VdeG : Ville de Genève
TPG : Transports Publics Genevois
PTA : Personnel technique accompagnant
OCT : Office Cantonal des transports
IS : INDUNI- Scrasa
CA : Chiffre d'affaires
BPDA : Boulevard Pont d'Arve
MSP : Mise en situation professionnelle
MI : Mètre linéaire
TN : Terrain Naturel
NP : Nappe phréatique
SDIG : SD ingénierie
GC : Génie Civil

(x) : Référence bibliographique x

[y] : Annexe y

Ø800 : Diamètre 0.8m intérieur pour des tuyaux de canalisation ou 0.8m de diamètre

Introduction

J'ai eu la chance de réaliser mon stage de deuxième année au sein de l'entreprise Induni. Durant celui-ci, j'ai pu montrer la qualité de mon travail et ainsi avoir la confiance de mes tuteurs sur les tâches qui m'ont été confiées. Mon stage et mes responsabilités sont détaillés durant mon rapport de l'an passé. L'équipe d'Induni m'a donc tout naturellement proposé de revenir pour mon stage de fin d'étude, ce que j'ai accepté compte tenu des projets innovants et intéressants qui m'ont été proposés.

Mon poste lors de ce stage de fin d'étude était celui d'Assistant Conducteur de Travaux.

J'avais en charge la préparation du futur chantier de la Rue de Carouge en soutien des autres conducteurs de travaux et de la direction d'Induni-Scrasa. Cette rue est perpendiculaire au Boulevard du Pont d'Arve, qui est un axe très fréquenté. Il s'agit donc d'une rue non négligeable pour la bonne réalisation du projet. Ce rapport abordera donc la phase initiale de préparation du chantier situé dans ce Boulevard. Le chantier de la rue de Carouge était en préparation par les autres équipes d'Induni vers la fin de mon stage.

Vous trouverez, ci-dessous, une illustration du projet de la rue de Carouge.


	
La rue actuelle	Le projet futur
L'ancienne rue de Carouge qui était bétonnée et accessible à tous.	La nouvelle rue sera une voie verte, c'est-à-dire réservée uniquement aux transports de mobilité douce, ainsi qu'aux piétons.

Fig. 1 : La rue Carouge (1)

Ci-dessous une photo de l'entrée du chantier du boulevard Pont d'Arve, partie du chantier de la rue de Carouge sur lequel j'ai travaillé et que je détaille dans ce rapport.



Fig. 2 : Boulevard Pont d'Arve (2)

Il s'agit d'un chantier très complexe au vu de sa situation géographique, des contraintes existantes et des rendements attendus.

J'ai donc souhaité, à travers le travail effectué tout au long de mon stage et ce rapport, apporter mes connaissances et mes analyses afin d'optimiser et trouver des solutions innovantes sur un certains nombres de sujets. Cela pourra servir par la suite pour des chantiers similaires.

1. Mon projet

1.1 Entreprise : Induni

1.1.1 L'histoire

INDUNI est une entreprise Suisse de construction localisée en région lémanique. Fondée en 1917 par Pierre Induni, un plâtrier, elle a par la suite pris de l'ampleur et est devenue une entreprise majeure du paysage suisse de la construction notamment dans le gros œuvre du bâtiment ainsi que du génie civil et en tant qu'entreprise générale.

La répartition des activités est décrite dans la figure ci-dessous. Je me suis plus attaché à décrire l'entreprise dans le rapport de stage MSP [1]. L'entreprise se place dans le top 10 des entreprises genevoises au niveau du génie civil et est leader sur le secteur bâtiment. Le génie civil représente 10 % du CA annuel. Le bâtiment reste le secteur principal, notamment dû à la main d'œuvre plus nombreuse et le béton dont les prix sont élevés ce qui est un facteur important du chiffre d'affaires.



Figure 3 : La répartition des activités chez INDUNI (Plaquette Induni)

1.1.2 Induni GC Genève

J'ai été rattaché à l'entité Génie Civil qui travaille sur des chantiers de terrassement, de mise en place de services industriels, de travaux routiers et d'aménagements routiers. Très compétente sur les chantiers de renaturation, elle est également très plébiscitée avec des budgets conséquents alloués par l'Etat et ses services afin de redonner vie à des cours d'eau qui ont été pour beaucoup canalisés dans les années 1970.

Plus de 80 collaborateurs polyvalents comportant : des maçons, des contremaitres, des chefs d'équipe, des machinistes et une dizaine de collaborateurs dans le bureau, composent le PTA, « personnel technique accompagnant ».

Outre les chantiers de terrassement, dont la majorité appartiennent à des marchés privés, les chantiers publics sont mandatés par 4 principaux Maitres d'Ouvrages :

- Les SIG (Services Industriels Genevois)
- Les TPG (Transports Publics Genevois)
- Les villes propriétaires du réseau d'assainissement et du foncier
- Le canton de Genève

Ces marchés publics sont attribués en fonction du prix de l'entreprise exécutive, des références et autres facteurs comme la formation ou les mesures environnementales prises par les entreprises.

1.2 Mes responsabilités

Ce stage m'a permis de continuer la formation de conducteur de travaux tout en exerçant plus de responsabilités au vu de l'expérience déjà acquise en seconde année.

Mes missions ont été diverses durant le stage :

- En amont du chantier :
 - J'ai consulté les entreprises notamment les sous-traitants et fournisseurs concernant de nombreux enjeux importants.
 - J'ai également participé au chiffrage et estimations des budgets.
 - J'ai participé aux réunions de préparation techniques et d'analyse avec le cabinet d'ingénierie et les différents acteurs
 - Avec Yoann Collomb, le conducteur de travaux principal, nous avons travaillé à l'élaboration de solutions techniques, tout en respectant scrupuleusement les contraintes de temps.
- Pendant le chantier :
 - J'ai été en soutien de Yoann Collomb, pour différentes tâches de gestion et d'exécution en tant qu'assistant conducteur de travaux.
 - Je me suis occupé des sous-traitants pour le marquage, des rendez-vous préliminaires, jusqu'à la facturation en passant par l'exécution.

1.3 Le contenu du rapport

En Suisse, la partie ingénierie est détachée des entreprises qui sont considérées comme exécutantes. Cependant celles-ci peuvent proposer des variantes selon leurs expériences des précédents chantiers pouvant être intéressantes aussi bien d'un point de vue technique, qu'économique pour la maîtrise d'ouvrage.

La vision de l'ingénieur civil peut parfois être considérée plus comme théorique que pratique. Il a besoin de voir la faisabilité des méthodes en accord avec l'entreprise qui effectue le chantier.

Le but de ce rapport permet donc un retour d'expérience sur la préparation de ce chantier de grande envergure.

Nous présenterons dans les 2 premières parties le chantier, ses enjeux, ses contraintes et ses financements.

Dans une seconde partie comparative, nous aborderons les points techniques en discussion durant la phase de préparation du chantier :


- Des méthodes pour garantir une étanchéification avec blindage de la fouille ouverte du BPDA
- Les techniques de blindage de la cellule de poussée du Micro-tunnelier

Ce retour d'expérience est important car il s'agit d'un chantier routier en milieu urbain comprenant de nombreuses contraintes. Les procédés et les méthodes pourraient être à même de se reproduire au vu de l'environnement du chantier et ses enjeux. Cela représente un réel intérêt pour Induni. En effet, cette étude permettra de proposer des variantes à la DT ou la MOA des futurs chantiers.

Ce rapport se terminera par une partie centrée sur la conduite de travaux. Cette partie concernera mes activités durant la deuxième partie du stage. Elle comportera également une partie analytique sur l'écologie du chantier.

2. Présentation globale du chantier

2.1 Nature des travaux

Emplacement	Date de début	Travaux
Boulevard Pont d'Arve (Exutoire de la rue de Carouge) 	Début le 12/06/2023	Mise en séparatif de réseau d'assainissement y compris raccords privés Micro-tunnelier sous les rails du tramway Nouvelles batteries SIG → <i>En cours d'étude (hors marché)</i> Mise aux normes PMR pour les quais de bus (rehaussement des quais)
Rue de Carouge	Installation de chantier le 05/06/2023 Démarrage prévu le 01/09/2023	Mise en séparatif de réseau d'assainissement y compris raccords privés avec travaux type gainage d'anciens collecteurs Refonte des réseaux industriels Refonte du réseau téléphonique Nouveaux aménagements extérieurs de la rue (végétalisation, piétonnisation...) → <i>En cours d'étude (Hors Marché)</i> Démolition de l'auge du tramway et refonte → <i>En cours d'étude (Hors marché)</i>

2.2 Présentation géographique du chantier

D'une longueur de 800m la rue de Carouge donne le nom au chantier. Elle est montrée dans le plan ci-dessous. Il s'agit d'un chantier routier. Il est localisé en plein cœur de Genève à proximité de la plaine de Plainpalais (place en forme de losange).

Il s'agit d'une rue dont le trafic piéton et routier sont importants. Cette rue est composée de deux trottoirs de chaque côté, deux voies de tramway et une voie en sens unique qui part du bas de la carte et se dirige vers la plaine de Plainpalais. Outre cette rue, nous devons relier les réseaux aux quelques rues connexes.

L'autre rue importante du chantier, sur laquelle je suis intervenu, est le Boulevard Pont d'Arve partant de la rivière de l'Arve et axée verticalement.

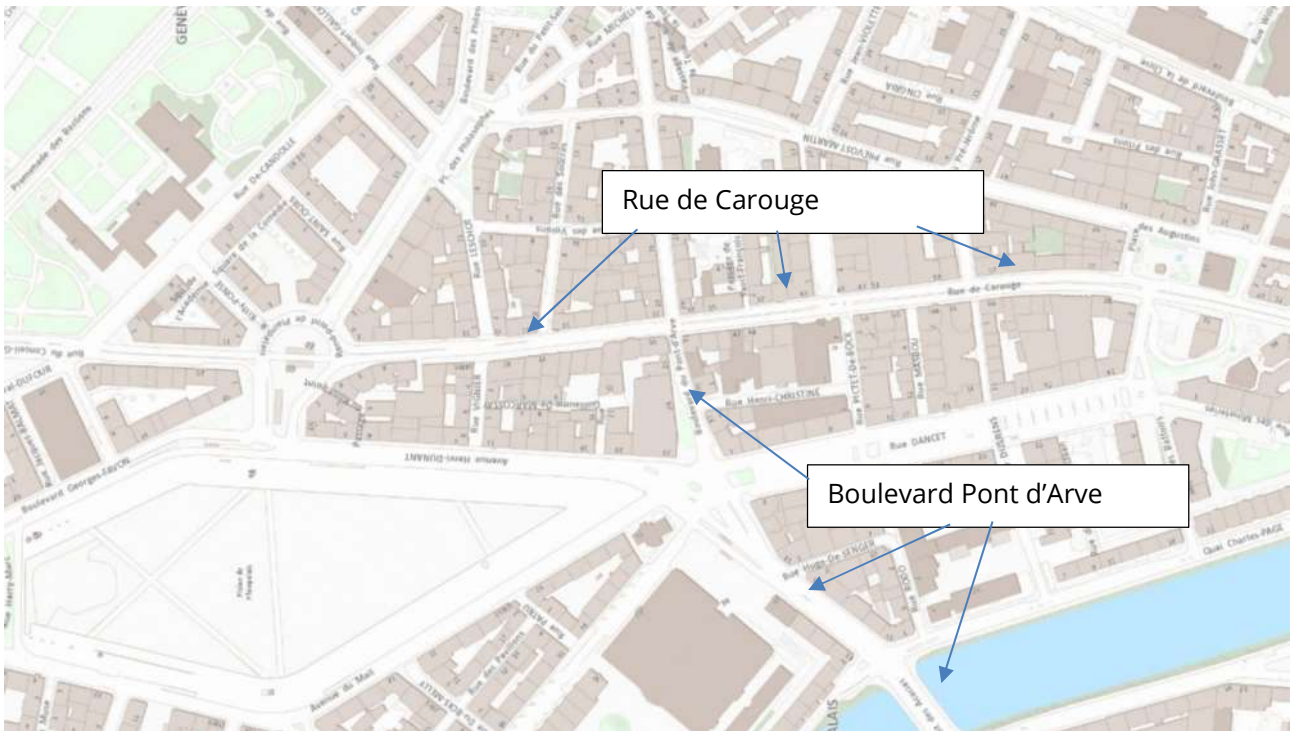


Fig. 4 : Localisation des axes du chantier (3)

2.3 Les contraintes de circulation impactant le chantier

La Suisse, et notamment Genève, est un pays où les frontaliers sont très nombreux. En effet, le canton de Genève comporte 107'000 frontaliers pour un total de 350'000 actifs (voir Insee (4) (5))

Le principal mode de transports des frontaliers genevois est la voiture, puisque 80% des frontaliers l'utilisent (OFS (6)). Je vous joins ci-dessous un graphique afin de montrer le flux d'important circulation comprenant la répartition des frontaliers travaillant dans le canton de Genève :

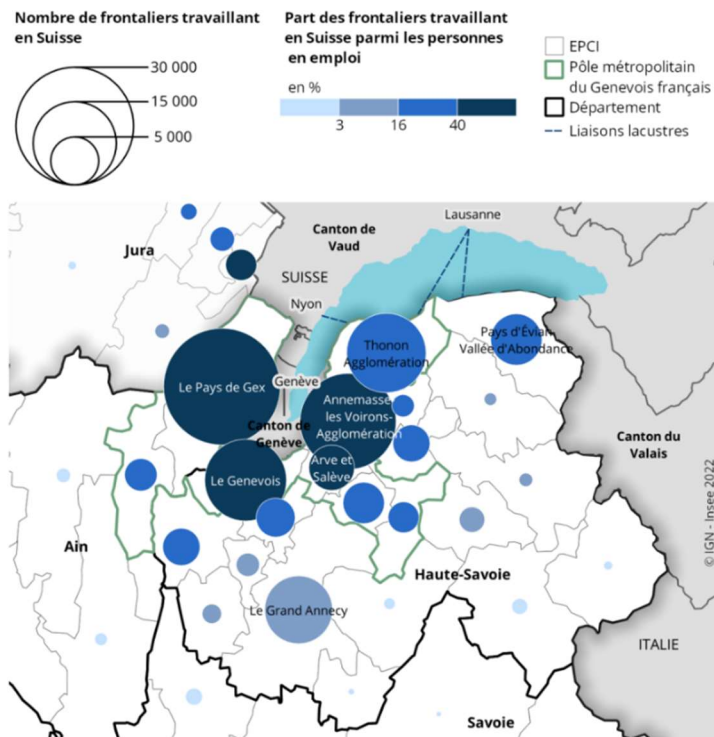


Fig. 5 : Implantation des frontaliers travaillant sur Genève (source Insee) (4)

En plus des frontaliers, nous avons évidemment les genevois qui utilisent cet axe très fréquenté puisqu'il s'agit de celui où les habitants suisses du nord-est de la ville passent pour rejoindre par exemple le quartier de Coligny ou l'hôpital principal de Genève.

Par conséquent, l'axe du Boulevard Pont d'Arve est un axe principal de circulation pour se rendre au centre de Genève en passant par l'un des trois ponts qui relie la rive gauche à la rive droite. Il est donc très difficile à fermer pour les autorités.

Pour notre chantier, il nous a été demandé de fermer totalement la route un minimum de temps, ou de travailler le maximum avec une voie sur les 2 utilisables pour les véhicules afin de garantir la continuité de service.

La décision de fermer a été validée par le conseiller d'état Antonio Hodgers, en charge du territoire, en accord avec les départements de l'OCT régissant les transports.

NB : Le conseil d'état représente la part exécutive de la politique suisse. Il s'agit du plus haut niveau exécutif cantonal. Il faut indiquer aussi que les régions dites cantonales sont très autonomes et ont beaucoup de pouvoir en comparaison aux régions françaises dont la majorité des pouvoirs est centralisée par le gouvernement.

Induni ainsi que la MOE ont dû émettre des plans de phasage associés à des plannings au conseil d'état et fournir des justifications quant à l'exécution des travaux demandés par la MO. Il s'agissait par exemple d'envoyer des plans d'emprise de pelle avec rayons de giration justifiant le fait que la route doit être fermée pour la sécurité des automobilistes et passants.

L'entreprise en tant qu'exécutante se doit de fournir des justificatifs aux autorités permettant d'expliquer certaines décisions à propos des emprises de chantier qui impliquent parfois des fermetures partielles ou totales de la chaussée. Ces propos doivent être vulgarisés

pour que les personnes puissent comprendre de quoi il s'agit avec leurs connaissances et leurs compétences propres.

Une fois que la décision de fermer a été validée, l'OCT (Office cantonal des transports) et le bureau d'ingénieur de trafic ont dû en urgence refaire des plans de circulation pour toutes les phases du chantier actualisés (les précédents plans dataient de 2019).

Ces plans de circulation ont dû être validés par différents services intra OCT afin que ceux-ci, dès lors qu'ils sont définitifs, puissent servir de base pour l'autorisation d'emprise de chantier. Ces plans de circulation sont bien évidemment liés à des plannings où les dates de validité des phasages apparaissent.

La rue de Carouge, a beaucoup moins de trafic automobile car elle ne dispose que d'une seule voie à sens unique et sa fermeture totale a été bienvenue à Genève. Autre facteur important le flot piéton et cycliste dans cette rue est important, les trottoirs paraissent de temps à autres sous-dimensionnés. Le changement en rue « mobilité douce » paraît donc être une bonne solution.

2.4 Les répercussions du Covid

Adjudicataires depuis 2019, le chantier devait démarrer initialement fin mars 2020. À la suite du covid, le chantier fut reporté à de multiples reprises.

Depuis les différents services de l'État et mandataires se sont enfin coordonnés presque 3.5 ans après l'émission de l'AO pour autoriser le chantier.

Le covid a donc retardé le chantier mais cela a permis de le repenser. Le projet initial de réfection quasi à l'identique de la rue a donc été abandonné.

Depuis les modifications ont été les suivantes :

- La ville de Genève a souhaité piétonniser la rue.
- L'organisme des TPG qui dirige le réseau de transport à Genève a eu la volonté de refonte et de mise aux nouvelles normes de l'auge notamment anti vibratiles du tram. Ce projet est en parallèle du nouveau projet d'aménagement de la rue qui est en cours d'étude et de chiffrage dans nos bureaux.
- L'utilisation des mobilités douces ayant explosée ces dernières années, la volonté de la maîtrise d'ouvrage et de l'OCT a donc été de mutualiser les travaux pour éviter une multitude d'actions étalées dans le temps. Les autorités vont plutôt dans le sens de nous offrir tout l'espace disponible s'il n'y a pas la contrainte de circulation comme sur le BPDA, pour mettre en sécurité les personnes internes et externes du chantier, des ouvriers, des usagers de la route, sans oublier les piétons et les cyclistes.

De plus, ces dernières années nous avons été impactés par la hausse des matériaux et de l'essence. Nous avons donc du inévitablement réévaluer à la hausse le budget global de la maîtrise d'ouvrage.

2.5 De multiples acteurs à différentes échelles

2.5.1 L'organigramme de la rue de Carouge

Au vu de la taille du chantier, de nombreux acteurs prennent place parmi les différentes parties prenantes du chantier.

Ils sont résumés dans cet organigramme qui concerne le chantier de la rue de Carouge.

Nous retrouvons sur ce chantier des entreprises de GC, des bureaux d'ingénieurs, des entreprises publiques, ainsi que des entreprises exécutantes.

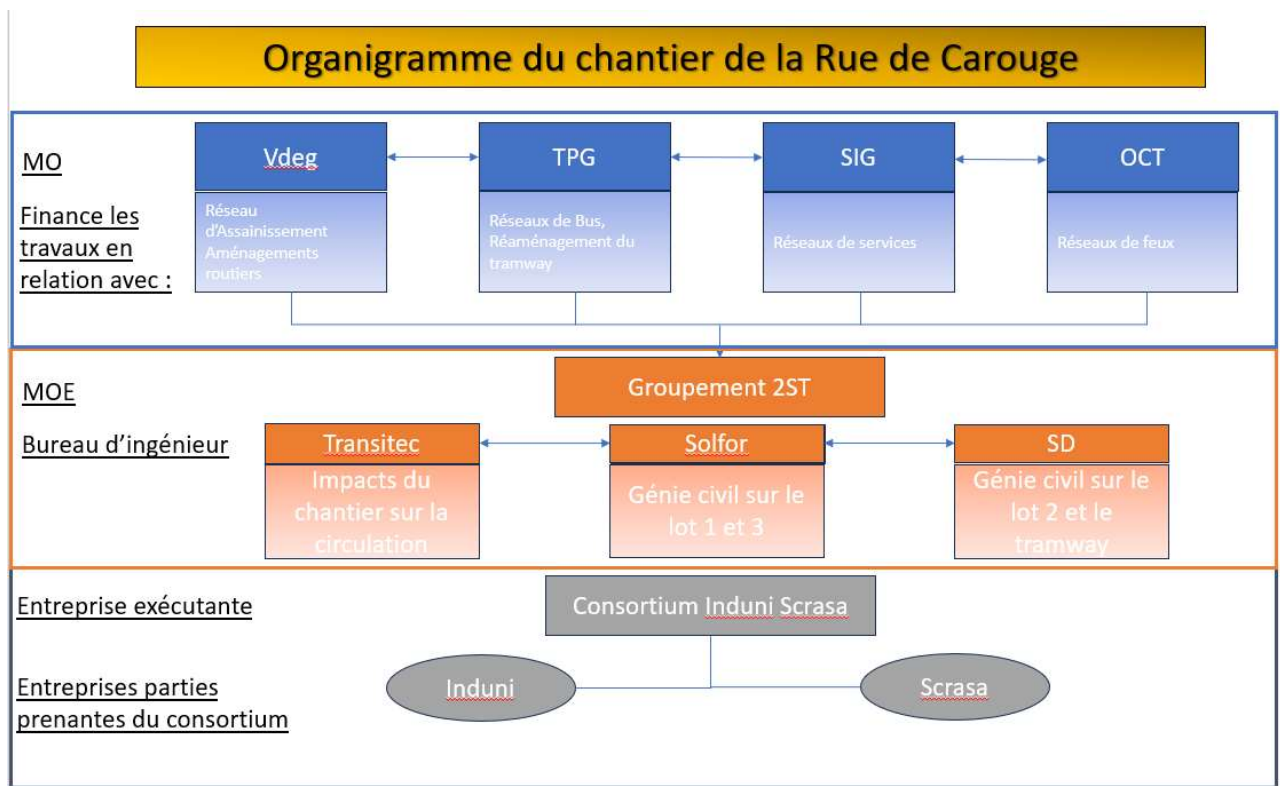


Fig. 6 : Organigramme de la rue de Carouge

2.5.2 Organigramme du BPDA

Nous commençons ce chantier par une des parties du lot sous la responsabilité du bureau d'ingénieur SD qui concernant le chantier du boulevard Pont D'Arve. Les types de travaux et l'emplacement impliquent des différences en comparaison avec l'organigramme global. Il est détaillé ci-dessous. GADZ bureau d'ingénieur est sous-traité par le bureau d'ingénieur SD pour les études géotechniques du chantier. GADZ était ainsi présent pour le BPDA car c'est la partie la plus technique du chantier.

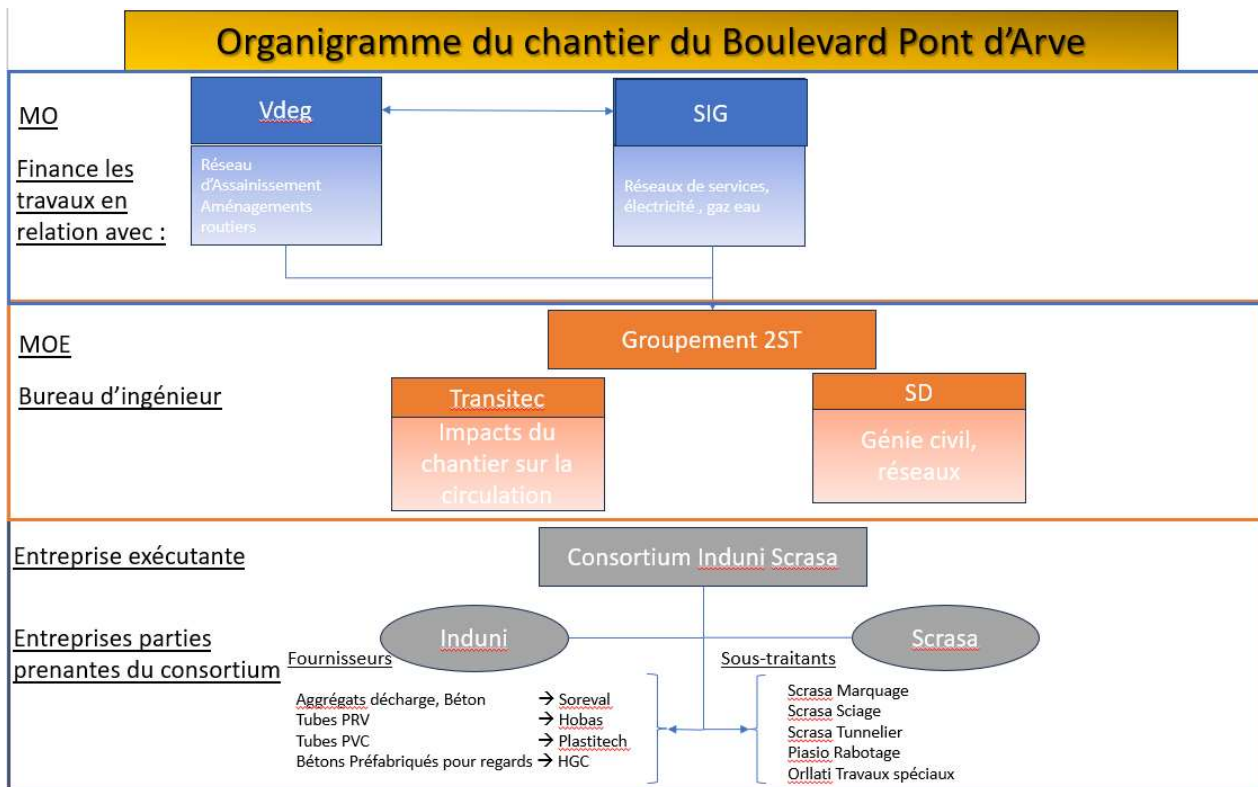


Fig 7 : Organigramme Chantier du Boulevard Pont d'Arve

Sur cet organigramme, vous pouvez observer les 2 MO qui sont :

- La ville pour le réseau d'assainissement
- Les SIG concernant la construction de nouveaux réseaux.

Il est plus précis et énumère les différents sous-traitants sous la responsabilité du consortium Induni-Scrasa.

La majorité de ces sous-traitants et fournisseurs a été consultée durant mon stage, consultations auxquelles j'ai pris part sous l'axe d'analyse technique, économique, et de gestion finale sur chantier en termes de planification. Nous y reviendrons dans la partie finale.

2.5.3 Scrasa

Scrasa est une entreprise de BTP travaillant dans les cantons de Genève et Vaud. Elle a un service de terrassement et de voirie comme Induni mais dispose en plus d'un service de travaux sans tranchée (Micro-tunnelier, cracking, Gainage-chemisage) et d'autres services assez spécialisés comme les enrobés, réalisation de marquages,

Nous sommes avec eux en consortium (ce n'est pas la règle générale^o sur des gros chantiers, notamment ceux de renaturations, ceux de voirie et ceux comportant des travaux spéciaux. C'est-à-dire que les ouvriers d'Induni ou de Scrasa forment une seule et même équipe

(sauf cas plus compliqués). Ceci exclu certains axes du chantier comme les marquages, enrobés ou autre, où la prestation complète est demandée en externe de l'équipe principale.

En exemple, nous avons Scrasa en consortium sur le chantier de la rue de Carouge, pourtant nous les avons contracté en sous-traitance pour le marquage, micro-tunnelier...

Les consortiums sont de plus en plus utilisés dans le canton de Genève car ils permettent d'avoir des avantages financiers dans leur fonctionnement. Les contrats d'association régissent leur exploitation et non plus le contrat de l'entreprise. De plus ils permettent de profiter des références de toutes les entreprises prenantes. Au niveau financier, au-delà des rémunérations pour chaque entreprise, de plus les bénéfices et pertes sont divisées en fonction de la part qu'ils ont dans le contrat. Si le marché stipule un consortium 50%/50%, les pertes et bénéfices seront divisées par deux.

2.6 Les financements

Le chantier a un budget total accordé de 13'058'220.35 CHF.

La multitudes des sources de financement nécessitent une rigueur dans les bordereaux servant aux métrés. Nous nous sommes donc formés au logiciel Baubit qui nous aide pour la gestion, ainsi que dans l'élaboration des factures globales du chantier. Le lien d'un site où le logiciel est présenté, vous est fourni en annexe pour plus de renseignements (7)

Il a été nécessaire de prendre en compte dans la budgétisation/financement/facturation pour la partie du chantier auquel j'ai participé :

- Les raccords privés d'assainissement facturés aux régies immobilières des différentes parcelles. Il représente une part importante du chantier en termes d'encadrement au vu du nombre de raccords privés mais également car ils sont en pleine évolution en termes de financement.
- Les interrogations ont subsisté concernant le financement et le type de facturation au vu des évolutions réglementaires : refacturés à la ville ? Facturés entièrement ? Partiellement ? Les réfections sont-elles imputables au privé ? La réponse nous a été donnée à la fin de mon stage, les refacturations de trottoir au privé et les réfections d'enrobé au public.
- La facturation pour ces raccords ne se fait pas dans un bordereau mais dans un devis qui est propre à chaque raccord. Cela augmente donc la part de travail pour le conducteur de travaux dans sa gestion du chantier global.
- Les organigrammes de la partie 3.5.1 ne précisent pas les financements de chaque maître d'ouvrage, comme : le FIA (fonds d'investissement d'assainissement) qui subventionne la création du réseau d'assainissement via la ville de Genève. Les parts de financement ne seront pas exprimées dans le rapport.
- Le montant de base ne comprend pas les marchés de démolition et de mises aux normes d'auge de tramway et d'aménagement routier qui sont encore en étude chez nous et donc Hors Marché.

3. Les enjeux techniques du BPDA

Après cette présentation exhaustive des enjeux et des contraintes globales du chantier, nous passons à la partie technique du BPDA.

Nous allons voir maintenant quels sont les objectifs et allons décrire les contraintes techniques du chantier avant d'étudier des solutions dans la cinquième partie.

3.1 Objectifs

Sur le BPDA, nous creusons une fouille ouverte de 5m de profondeur au maximum. (Voir la coupe ci-dessous)

Nous allons poser 3 collecteurs et détruire un ancien collecteur d'eaux mélangées (eau pluviale + usée) de section rectangulaire. (En pointillé sur la figure)

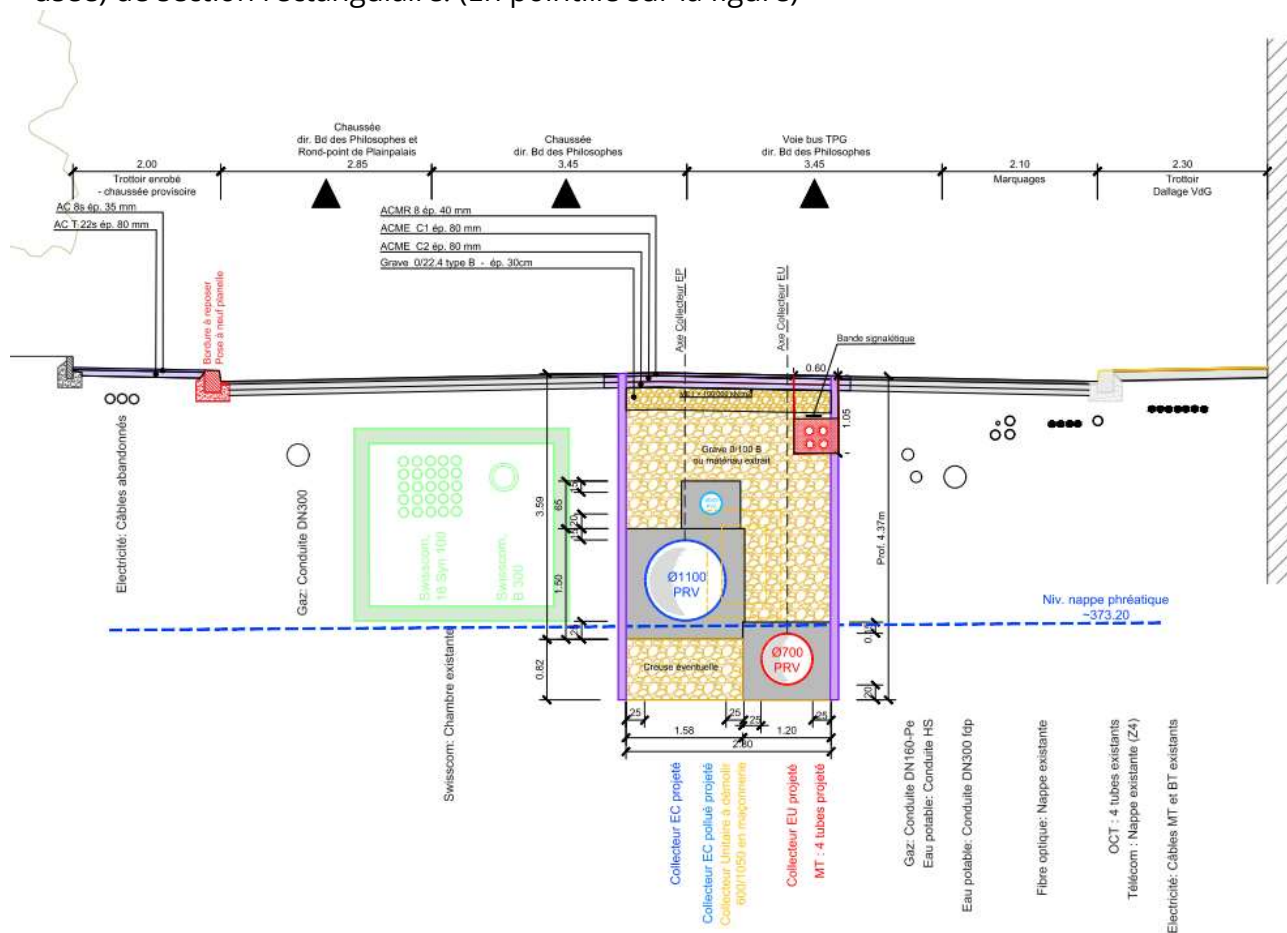


Fig. 8 : Coupe de la fouille du BPDA (Plan SDIG)

Sur cette figure nous pouvons observer :

- Le tube rouge qui est celui du collecteur d'eaux usées, comprenant les eaux domestiques de chaque immeuble.

- Le bleu qui récupère les eaux pluviales des toits des bâtiments et les eaux pluviales de la rue de Carouge.
- Le bleu clair qui reprend les eaux pluviales de chaussée. Ces eaux polluées sont récupérées via les grilles puis amenées à l'aval près de la chambre VG 45 correspondant à l'aval du réseau. Avant d'être rejetées dans le collecteur d'eau pluvial du réseau, ces eaux passent à travers une chambre de décantation et de séparation d'hydrocarbures. Ce collecteur sera construit une fois les blindages relevés et la fouille remblayée.

Ces 3 collecteurs sont situés entre les deux écrans de soutènement correspondant au blindage de notre fouille.

Nous voyons bien l'abondance des réseaux de services qui longent la fouille.

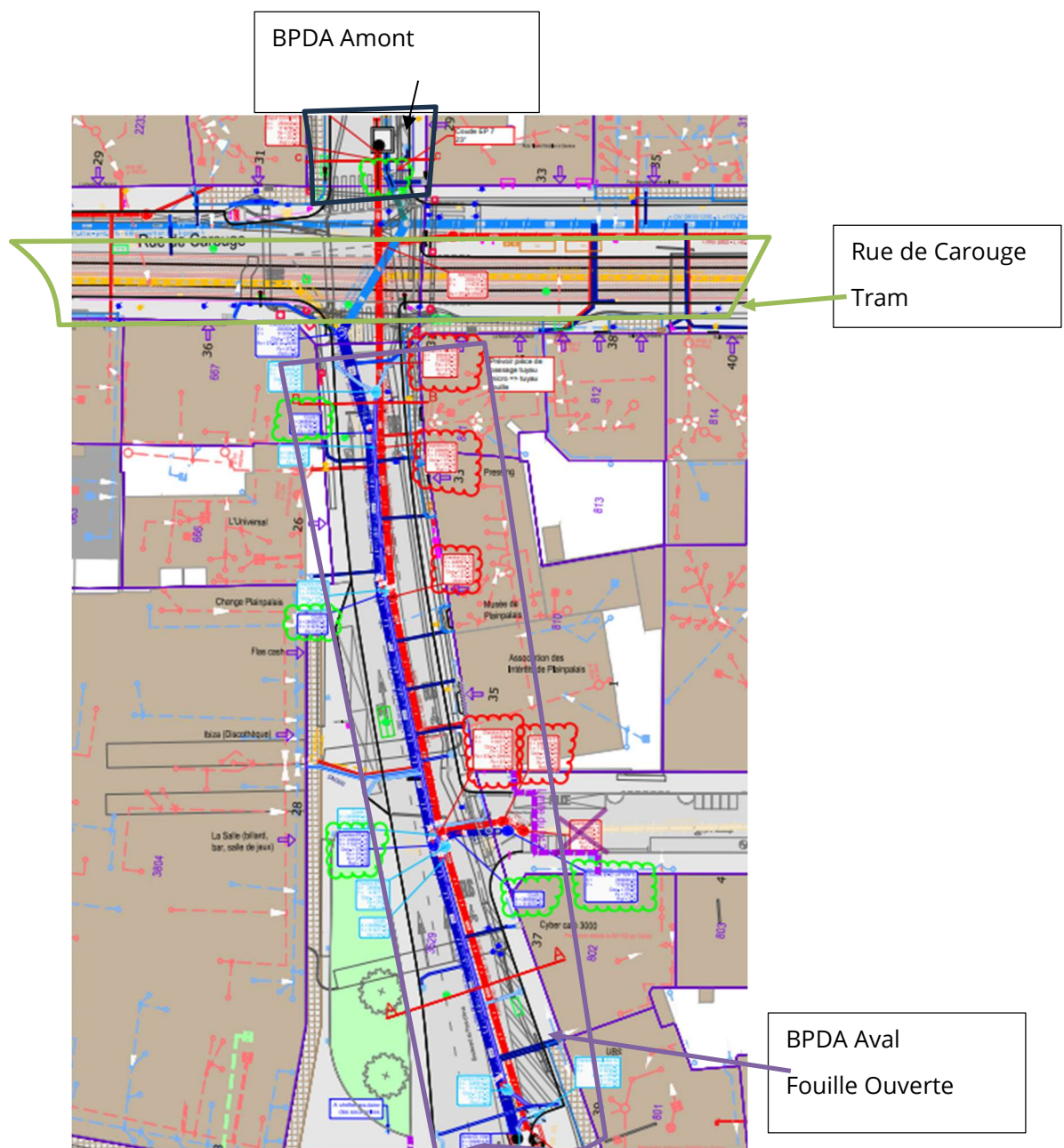


Fig. 9 : Plan du BPDA (Plan SDIG annoté)

La coupe en travers figure 7 est valable seulement sur la partie aval du BPDA. (Voir figure 8)

Quand le boulevard Pont d'Arve rencontre la rue de Carouge, il traverse le tramway de manière transversale, nous empêchant donc de continuer en fouille ouverte avec une pelle.

Une fois l'exutoire construit (aval PDA), nous devons impérativement relier l'amont du BPDA à ces collecteurs nouvellement créés. L'amont et l'aval sont décrits en fonction de l'emplacement par rapport à la rue de Carouge. Cela devra donc se passer en sous-terrain avec un micro-tunnelier qui va passer sous le tramway et connecter l'amont et l'aval du BPDA.

3.2 La contrainte des réseaux traversants

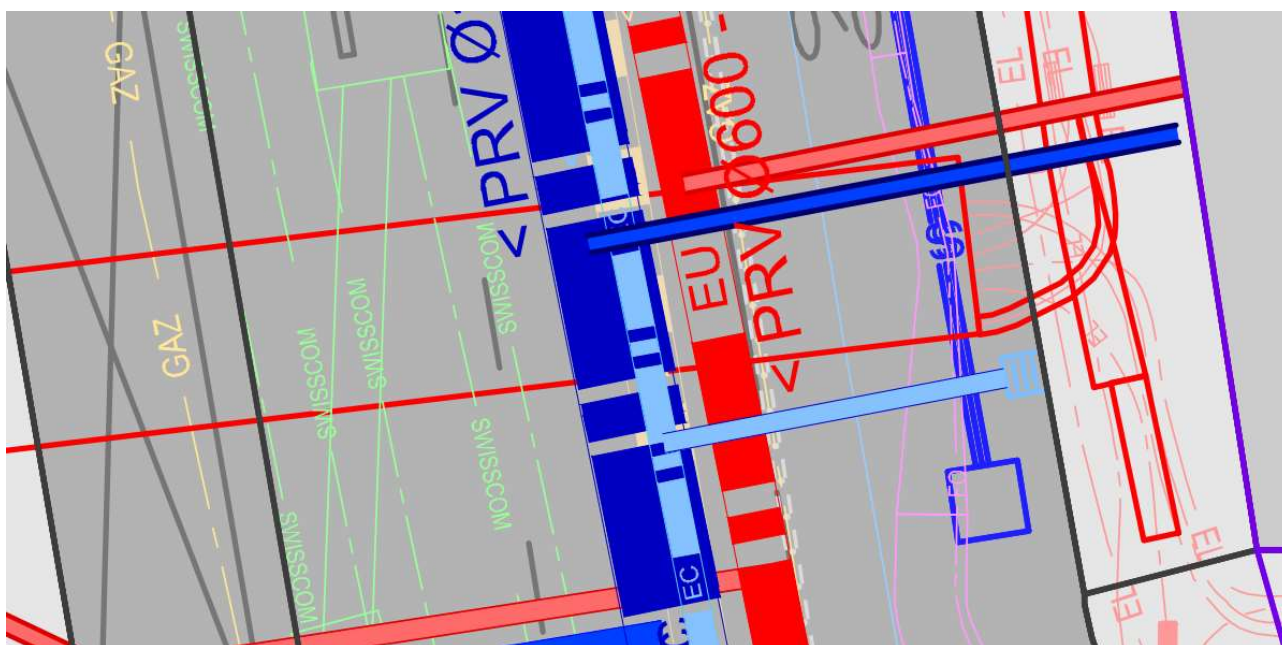


Fig. 10 : Illustration de l'abondance des réseaux sur la partie aval du BPDA (Plan SDIG)

Au-delà des réseaux longitudinaux dont nous voyions la coupe précédemment, il y a également des réseaux qui traversent la fouille de manière transversale.

Ils nous entravent d'autant plus car ils empiètent dans l'axe de la fouille et sont gênants pour le blindage. Comme nous devons garantir la continuité des services, nous ne pouvons pas les couper.

Par exemple sur la figure 9, on peut voir les 3 collecteurs (bleu foncé, bleu, rouge).

Des réseaux transversaux croisent ces collecteurs, ils constituent une contrainte pour le blindage :

- Batterie électrique bétonnée de 1.5 à 2 m de large (en rouge)
- Les branchements privés de réseaux secs comme Swisscom et de fibre optique

Nous pouvons voir aussi des réseaux longitudinaux :

- Des batteries Swisscom (en vert),
- Une conduite de gaz sur l'axe de la fouille qui a dû être déviée de la fouille (en jaune en pointillé),
- La fibre optique (en violet).

Concernant les réseaux longitudinaux la seule solution, si on ne peut pas modifier l'axe de nos collecteurs, est leur ripage c'est-à-dire mettre un provisoire éloigné de la fouille afin de d'assurer la continuité du service. Ce dévoiement se fait en accord avec les services concernés, ceci nécessite beaucoup de coordination. En effet, nous pouvons seulement découvrir les gaines et creuser leur futur emplacement. Nous n'avons pas le droit de toucher les réseaux. La coordination est très importante au risque de causer des retards préjudiciables.

La destruction, des réseaux qui entravent de manière longitudinale notre fouille, a provoqué des remous car ces réseaux sont pour la plupart neufs, refaits en 2014. Cela fut le cas pour le gaz dévié sur presque la totalité du BPDA, et le gaz et l'eau pour les cellules de micro-tunnelier.

Pour les réseaux transversaux, nous devons les maintenir dans la fouille en activité. Ceci implique que le blindage devra prendre en considération ces réseaux. Les blindages peuvent donc être eux-mêmes modifiés mais aussi l'enchaînement de ceux-ci. Je parle ici de la longueur, du type de blindage etc... Quand nous remblayons nous devons refaire l'enrobage de ces services si nécessaire. Il nous arrive de piquer le béton pour que nos travaux en soient facilités.

Le ripage des réseaux a dû être financé par la ville de Genève car il est imputable aux nouveaux travaux de mise en place des collecteurs.

Tout ceci repose donc sur bonne localisation des réseaux, qui sont géolocalisés depuis un certain nombre d'années.

En phase exécution l'emplacement réel des réseaux s'est avéré être différent de l'emplacement prévu pour un des réseaux. On a également trouvé des réseaux non répertoriés.

Cela a donc entraîné une conséquence directe sur le chantier avec des pertes de temps liées aux coordinations en urgence de tous les services, de la DT au maître d'ouvrage. Ces pertes de temps, préjudiciables, influent sur les rendements. De plus cela peut mettre à mal la mise en œuvre d'une méthode comme la palplanche. Le risque de rompre un des services est donc élevé par forage ou par fonçage.

Dans une projection plus globale, la mise en séparatif du réseau dont les réseaux sont plus profonds aurait dû se faire avant la construction des réseaux industriels qui sont moins profonds.

3.3 La destruction d'un collecteur en activité

Un autre souci de ce chantier fut la présence d'un collecteur en activité reprenant toutes les eaux qu'elles soient pluviales ou usées du quartier. De section rectangulaire construit en pierre maçonnée, il est obsolète et des dépôts se forment le long du tracé.

Ce collecteur, représenté ci-dessous, est un enjeu important quant à sa reprise. Longtemps, il nous a été difficile de trouver une solution pérenne et fiable. Notre marché précise que la dérivation est à la charge de l'entrepreneur sans aucune préconisation de la part du cabinet d'ingénierie. Le pompage dont le dysfonctionnement faisait craindre l'entreprise s'est avéré être la seule solution. IS a donc fait une surverse dans le cas où le pompage se mettrait à dysfonctionner. Dans le cas d'un problème, le flux d'eaux usées traverserait à ce moment-là le barrage mis en place pour le système de pompage et celui-ci se rejetterait dans l'ancien collecteur.

Cet ancien collecteur fut détruit à l'avancement de la fouille, c'est-à-dire que nous creusons et détruisons le collecteur en même temps.

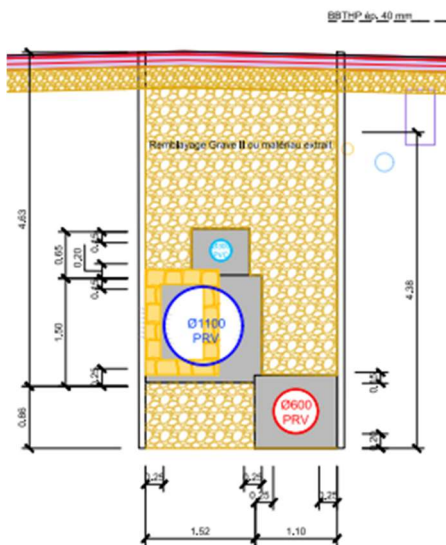


Fig. 11 : Coupe de la fouille avec collecteur à détruire (SDIG) et photo du collecteur en cours de démolition entre les étais à droite (Photo Y. Collomb)

3.4 Description Pédologique

Le rapport géotechnique 8213 est donné en annexe [2]. Nous pouvons établir une caractérisation du terrain sur le boulevard Pont d'Arve.

Une coupe vous est donnée dans le tableau ci-dessous avec les paramètres géotechniques transmis par la DT. Ces paramètres vont nous aider pour l'analyse avec le logiciel GEO5 dans un deuxième temps.

Couche	2	4a	6c1	6c12
Poids volumique apparent γ kN.m ⁻³	21	22.5	21.5	20.5
Analyse (c' ϕ')				
Angle de frottement interne ϕ' °	27 - 30	35 - 37	30 - 31	29 - 30
Cohésion c' kN.m ⁻²	0	0	10 - 15	8 - 12
Tassements				
Module de compressibilité E MN.m ⁻²	var.	40 - 60	15 - 20	10 - 15

Fig. 8 : Caractéristiques Géotechniques du sol du BPDA (GADZ)

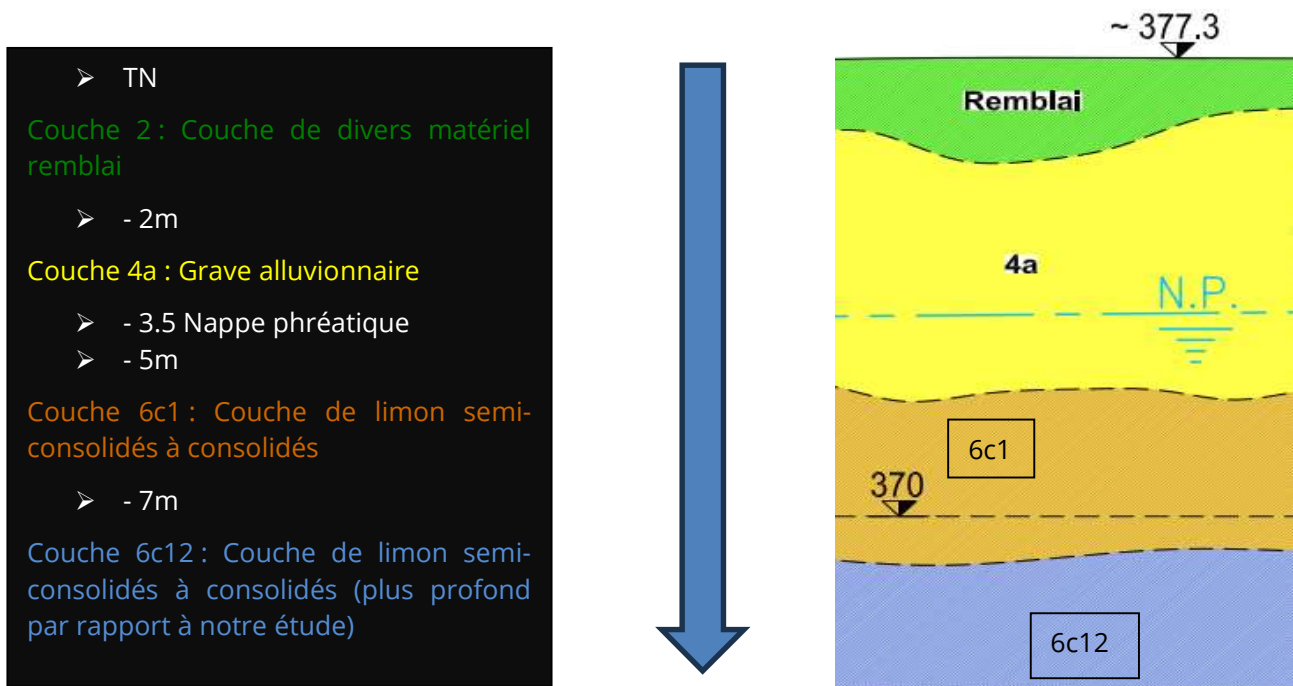


Fig. 12 : La description pédologique du sol

Avec ces paramètres, nous pouvons faire une analyse géomécanique de la fouille et de la cellule.

Cette coupe géologique est valable pour la fouille du BPDA et pour les cellules de micro-tunneliers. La route monte selon un gradient faible mais le FF est parallèle à la route. La différence entre les profils en travers du BPDA est minime et pour aider la compréhension de ce rapport nous ferons comme si le terrain est stratifié horizontalement et la nappe horizontale.

3.5 La présence de la nappe phréatique

Le chantier est situé dans la ville de Genève à l'extrémité du Lac Léman. La nappe phréatique est alimentée par l'Arize et l'Arve. Ces rivières prennent source en France dans les Alpes et se jettent dans le Léman. Elles serpentent à travers le canton de Genève. Le Léman lui se déverse dans le Rhône et part ensuite en France pour prendre le chemin qui lui est connu.

L'eau avec les sondes piézométriques a été mesurée à l'altimétrie $Z=373.5\text{m}$ ce qui correspond dans notre chantier à une profondeur de 3.5m au plus haut de celle-ci. La nappe est un peu plus basse dans la zone amont vers la cellule mais ne sera pas considérée comme telle dans ce rapport.

Avec la pose de collecteurs, le fond de fouille est 1.5 m en dessous de la hauteur moyenne de la nappe. Le fond de fouille correspond à l'altitude où est coulé un radier en béton maigre, c'est un béton d'enrobage de collecteurs. Bien que couler le béton dans l'eau ne soit pas si problématique, c'est le réglage de ce béton qui est compliqué concilié avec la turbidité de l'eau quand elle est excavée.

Alors pour travailler en zone étanche plusieurs solutions sont étudiées :

- La congélation de sol plutôt utilisée pour les tunneliers et travaux souterrains.
- Pointes filtrantes (utilisées dans les terrassements)
- Tranchées drainantes (peu utilisées)

Deux solutions intéressantes se détachent pour notre chantier que je détaille par la suite :

- L'utilisation de palplanches : Cette solution permet de garantir une ceinture étanche d'une part et aussi le blindage de la fouille. Reste alors le terrassement de la fouille et la mise en place de puisards locaux.
- Les puits crépinés à coupler avec l'utilisation de blindage en caisson type Krings ou Magnum pour le blindage. Concernant ce type de blindage spécial, un travail de consultation est nécessaire afin de trouver le bon matériel.

4. Etudes des solutions potentielles

Dans cette partie nous allons résoudre les problèmes techniques liés à la profondeur et la présence de la nappe phréatique dans le cadre du chantier urbain. Ces problèmes techniques sont liés au blindage de la fouille ouverte que nous devons réaliser dans le cadre de la mise en place de la mise en séparatif. Cette fouille de 5 m de profondeur est 1.5 ou 1.25 m de hauteur sous la nappe phréatique. Nous allons voir comment nous allons blinder à travers cette étude.

Nous allons comparer les deux solutions les plus intéressantes.

4.1 1ère Variante : Utilisation de puits crépinés avec blindage grande profondeur

4.1.1 Principe de la méthode

Un puit crépiné est un tube en acier ou autre (il peut être en pvc, fibre de verre ...) avec des trous appelés crépines. Autour de ces tubes est placé un masque filtrant comportant des gravillons et un géotextile.

L'avantage de ces puits est de ne pas pomper les très fines particules pouvant désolidariser le terrain ou boucher les pompes en provoquant des phénomènes de colmatage.

La volonté est de ficher ces crépines dans le limon consolidé afin de mettre la pompe plus basse que la nappe et de créer un cône de rabattement de la nappe.

Nous posons à l'intérieur de ces tubes en acier des pompes dimensionnées en fonction de la hauteur de charge de la nappe, des caractéristiques géotechniques de l'aquifère notamment de la perméabilité du terrain, des distances entre pompes ainsi que le type de travaux réalisés, ici une fouille grande profondeur avec écran.

4.1.2 Dimensionnement des pompes

Nous allons maintenant dimensionner ces pompes selon les contraintes du BPDA.

Dans ce calcul, il est important de prendre en compte que le chantier est survolé par des lignes aériennes qui sont des luminaires, cela présente une contrainte de hauteur aux alentours de 10 m.

Or le foreur nous a signifié avoir un diamètre de forage possible de 300 mm pour la hauteur de 10 m et la profondeur demandée de la fouille de 5m. Nous voulons donc positionner les pompes 1m plus bas dans le limon. Nous allons donc vérifier la distance entre les puits et voir si nous pouvons gérer le débit des puits. Les diamètres (le tube est ci-dessous d'un diamètre 300 alors qu'il sera en 200) et profondeur ont changé mais le schéma d'appel d'offre concernant les sous-traitants ci-dessous résume le principe de dimensionnement.

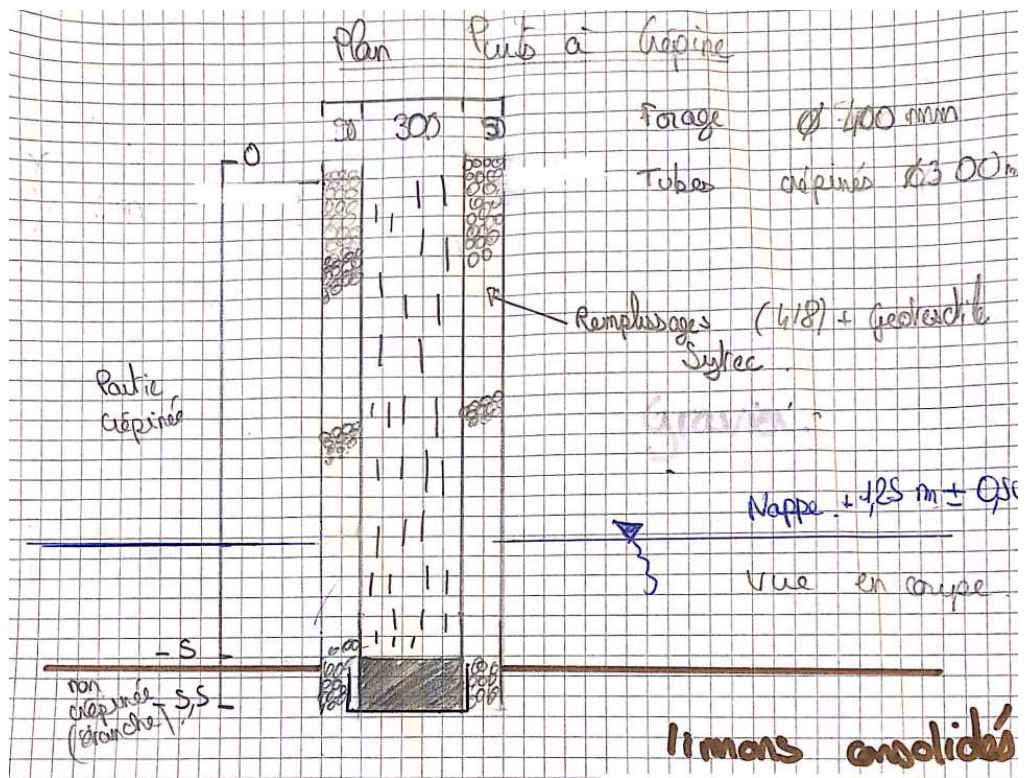


Fig. 13 : Vue en coupe d'un puit crépiné

Nous allons procéder à une étude hydrologique afin de dimensionner ces pompes. Ce dimensionnement repose sur les recommandations sur les abattements de nappes (8) par le comité Français de mécanique des sols (CFMS) et du syndicat français pour l'eau et la géothermie (SFEG) qui reprennent les normes en vigueur dans les Eurocodes.

J'ai utilisé les données ci-dessous pour mes calculs :

- Diamètre de forage 300 (la figure précédente laissait supposer que nous allions forer en 300)
- Diamètre des tubes crépinés 200

Le choix de nos blindages nous impose de considérer plusieurs paramètres. En effet bien que ce type de soutènement soit rapide, économique et pratique, il ne nous garantit pas l'étanchéité dans l'écran. L'écran est étanche sur les 3m de panneau, mais il ne l'est pas au niveau de l'enchaînement après l'appareil de blindage suivant.

Des phénomènes de renard solides hydrauliques peuvent survenir, c'est pourquoi les pompes doivent être positionnées dans la fouille entre les écrans ou très proches de la fouille. Ces paramètres seront vérifiés dans l'étude.

On peut donc écrire :

$$Q_n = 2\pi \frac{r_p h_w \sqrt{K}}{15} \text{ (formule de Sichardt)}$$

Dans cas nous avons $K = 10^{-4} \text{ m. s}^{-1}$ dans le matériau 4 a

$$h_w = \frac{1.5}{3} = 0.5 \text{ m} = \text{hauteur mouillée}$$

$$Q_n = 0.3 \text{ l/s}$$

Chaque tube reprend donc un débit de 0.3 l. s⁻¹ en écoulement permanent.

On peut estimer le débit linéique (débit pour 1 m de tranchée) par la formule suivante pour une nappe libre :

$$Q_{1m} = \frac{K * (h_0^2 - h_p^2)}{2R_a} \text{ pour une nappe libre}$$

Avec :

- R_a est le rayon d'action, ici la distance par rapport au bord de la tranchée
- h_0 est la hauteur de la nappe au repos
- h_p est la hauteur de la nappe dans le puit
-

$$Q_{1m} = \frac{0.0001 * (1.5^2 - 1.5^2 / 9)}{2 * 3} * 1000 = 0.015 \text{ l/s}$$

Le résultat aboutit à un rayon d'action de 8 m par puit crépiné.

La perméabilité de notre étude est d'une importance capitale, c'est elle qui influence le plus notre résultat, ici je suis parti sur $k = 10^{-4} \text{ m/s}$ car au vu de premiers sondages réalisés pour le dévoiement des réseaux le terrain se tient très bien avec des poches limoneuses.

Un des paramètres de la grave alluvionnaire est la non-homogénéité des matériaux. Des strates de matériaux plus sableuses ou limoneuses peuvent être trouvées sous forme de poches. De manière locale, cela diminue ou augmente la perméabilité en fonction des poches trouvées. Cette disposition des poches est dû au dépôt des particules en fonction de la vitesse du courant. Ce phénomène suit le Diagramme de Hjulström, qui indique en fonction de la vitesse du courant, de la granulométrie, s'il y a dépôt, érosion ou transport.

Ces puits crépinés n'affranchissent pas la présence en fond de fouille d'une pompe au fur et à mesure de la creuse pour prévenir des écoulements résiduels et puis d'après nos calculs la hauteur mouillée de 0.5 m de haut. Cette hauteur correspond au fil d'eau du collecteur.

4.1.3 Dimensionnement des blindages

En ce qui concerne les blindages, pour cette solution, nous pensons utiliser des caissons magnum.

Les paramètres dimensionnants sont la profondeur et la poussée des terres bien que la plupart des blindages sont standardisés reprenant la majorité des types de sols pour des faibles profondeurs.

Cette réflexion ne peut se faire en oubliant la localisation précise du chantier c'est-à-dire en milieu urbain avec les emprises de chantier très limitées. Au départ, nous pensions utiliser du blindage coulissant avec la mise en place de poteau et de panneau s'insérant dans ces poteaux. Mais la manutention de ceux-ci d'une hauteur totale de 7 m nécessite beaucoup de place, pour stocker, pour les mettre en place etc...

La poussée des sols est déterminée selon l'abaque de Caquot-Kerisol. Ici l'angle de frottement a été pris à 0 ce qui est une valeur basse car nous ne savions pas comment le sol allait réagir avec ces blindages.

Profondeur z(m)	σ_v	σ'_v	K_a	σ'_a	σ_a
0	0	0	0.271	0	0
2	42	42	0.271	11.4	11.4
5	109.5	94.5	0.271	25.6	40.6

Ces valeurs ne sont pas majorées par des coefficients à l'ELS ou ELU au vu de la temporalité et des risques encourus.

Nous obtenons une valeur maximale de 40.6 KPa en fond de fouille juste au-dessus des limons. La profondeur maximale fil d'eau est de 4.76 auquel on ajoute 20 cm de radier. Nous arrivons à une profondeur de fouille maximale de 5 m ce qui nous amène sur le toit de la couche limoneuse. A noter que cette valeur prend en compte la nappe superficielle, si l'on retire cette pression, nous obtenons une pression de 35 kPa. Cette supposition prend en compte du bon fonctionnement des pompes.

D'autres phénomènes sont nécessaires d'être vérifiés quand on dimensionne du soutènement selon l'Eurocode comme le phénomène de renard solide, que nous remédions en coulant le radier à la suite de la creuse finie et en remblayons très vite.

D'un point de vue exécution, le poids et les dimensions sont des paramètres importants pour la machinerie qu'IS utilise. Il faut également prendre en compte le mode de mise en place, en effet certains sont très lourds nécessitent beaucoup de manutention et donc beaucoup de temps et de place.

L'ensemble des fournisseurs consultés semble en mesure de nous fournir une résistance maximale admissible de 46 kPa avec leur matériel.

Pour les endroits où il y a des réseaux nous utiliserons des blindages types « gigan ». Ce sont des cadres où on insère des palplanches légères. Ces cadres sont positionnés à cheval sur le réseau et les palplanches sont descendues seulement s'il n'y a pas de réseaux. La fouille est donc blindée complètement.



Fig. 14 : Excavation sur chantier dans un cadre « Gigan » (Induni)

Le cadre a une double peau ce qui permet d'insérer la palplanche. Le godet de la pelle est en train de gratter sous la batterie. Le contremaitre a marqué le réseau avec un marqueur bleu pour que le machiniste puisse mieux le voir. Le guide a un cadre en tête avec 4 vérins, 2 de chaque côté. Les vérins sur la droite de la photo appartiennent à un autre type de blindage.

4.2 2e variante : Utilisation de Palplanches

4.2.1 Principe de la méthode

Sans l'utilisation des puits crépinés, il était également possible de mettre en place les palplanches. Celles-ci rendent imperméable la fouille donc bloque les entrées d'eau provenant du terrain adjacent mais il y a toujours nécessité de pomper pour vider la fouille de son eau.

En effet avec les puits crépinés, il est nécessaire de faire fonctionner des pompes avant l'excavation, pendant et lors de la pose du collecteur le plus profond. Il y a toujours une venue d'eau dans la fouille car le blindage en caisson ne permet pas une étanchéité garantie. Ces pompes fonctionnent avec des câbles en entrave.

A contrario la solution que je propose lorsque les palplanches sont fichées dans le limon consolidé, celles-ci permettent de s'affranchir du pompage en continu durant la totalité du chantier. Selon cette hypothèse, la consolidation du limon a pour effet d'empêcher le renard hydraulique. Pour cela, la mise en place de futs en acier appelés puisards fichés dans le limon peut permettre de rabattre la nappe Cela représente donc un gain d'argent et de rendement.

Que faire s'il y a la présence de réseaux :

Tous les réseaux longitudinaux ont été enlevés. Concernant les réseaux transversaux, il faut faire des sondages s'il y a le moindre doute. Il y a 3 zones où la présence de palplanche paraît compliquée. La solution est de blinder à la main, les 3 zones suivantes.

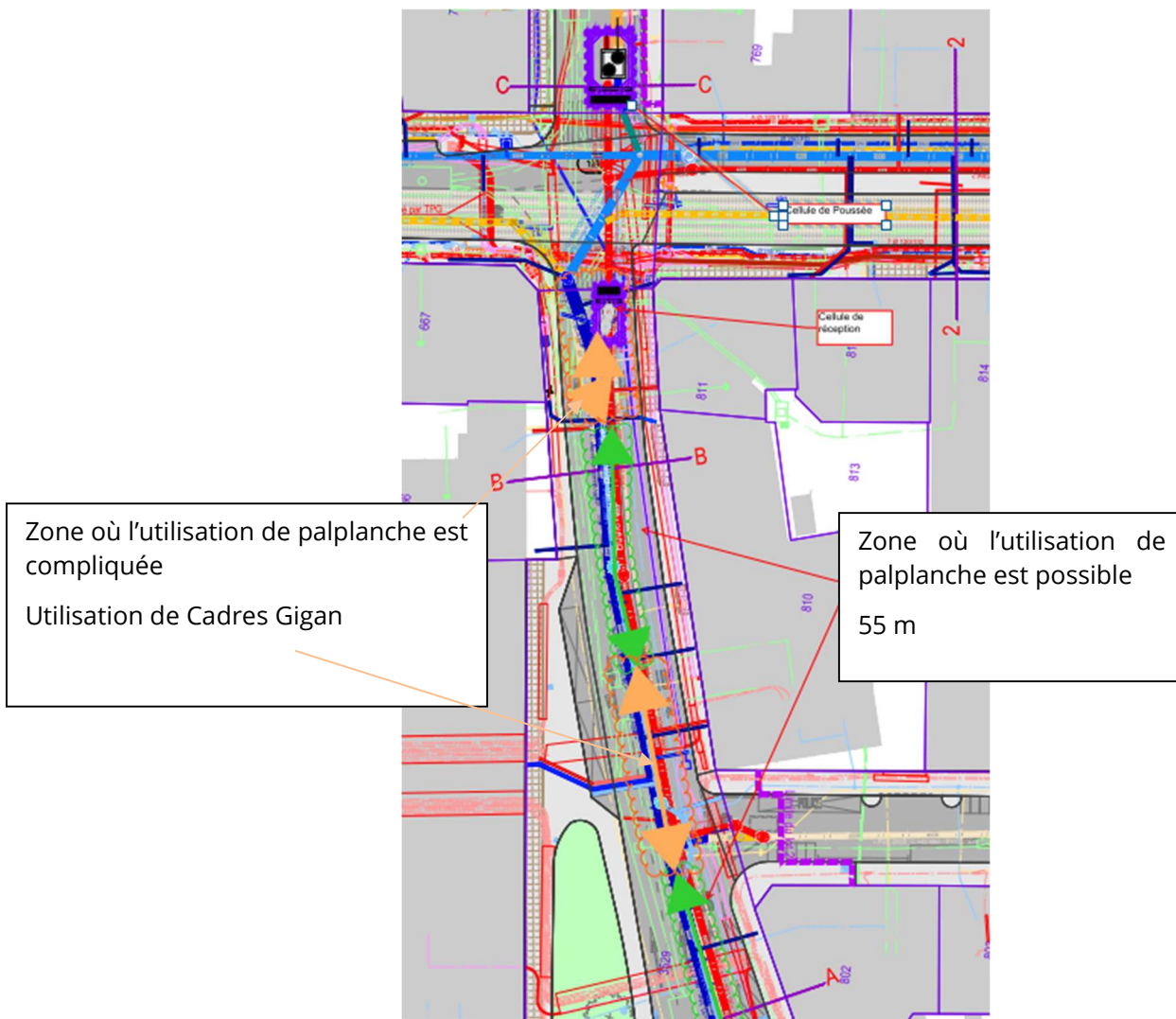


Fig. 15 : Plan d'exploitation possible de la palplanche BPDA/ Fouille ouverte (Fond de carte SDIG annoté)

Nous pouvons faire au total 55 m de palplanche et le reste en ceinture gigan. Les 55 m de palplanche permettent d'aller deux fois plus vite et deux passer à un rendement de 3m jour au niveau de la creuse.

Autre contrainte, la mise en place de ces palplanches nécessite d'enlever les lignes aériennes. Y compris fiche, la longueur totale des profilés est inférieure aux 10 m, cependant pour la vibrofoncer, cela nécessite plus de hauteur. Ne pas enlever les lignes reviendrait à ce que le sous-traitant dispose de la machine nécessaire pour vibrofoncer. Dans l'hypothèse contraire, enlever les lignes seraient une opération chronophage surtout pour la longueur de câble à enlever (100ml de fouille)

4.2.2 Dimensionnement

Nous allons voir maintenant le dimensionnement des palplanches.

1. Propriétés et géométrie :

Nous allons modéliser la fouille sur le logiciel geo5. La profondeur d'excavation sera de 5 m soit 1.5 m au-dessus de la palplanche. La fouille reposera sur le limon et donc la palplanche sera fichée dans celui-ci. Le limon semi-consolidé, a une résistance supplémentaire et permettra de limiter la longueur de la fiche. Au vu de la profondeur de la fouille, la mise en place en buton est obligatoire.

Les différentes phases :

- (En cas de réseaux) : Sondages
- Fonçage des palplanches des deux côtés
- 1^{ère} phase d'excavation jusqu'à 3 m → Enlèvement de l'ancien collecteur
- Mise en place du buton à 1.75 m de profondeur
- Excavation totale

Nous allons vérifier la stabilité de 2 phases :

- La première, l'excavation jusqu' à 3 m
- La deuxième jusqu'à 5 m

Propriété des matériaux

Nous utiliserons des palplanches KD 6/8, l'utilisation de palplanche, plus légères type KD 4/6 est possible aussi, cela permet d'alléger le prix de la fourniture de palplanche mais impose de foncer plus profond ou d'avoir un buton plus résistant

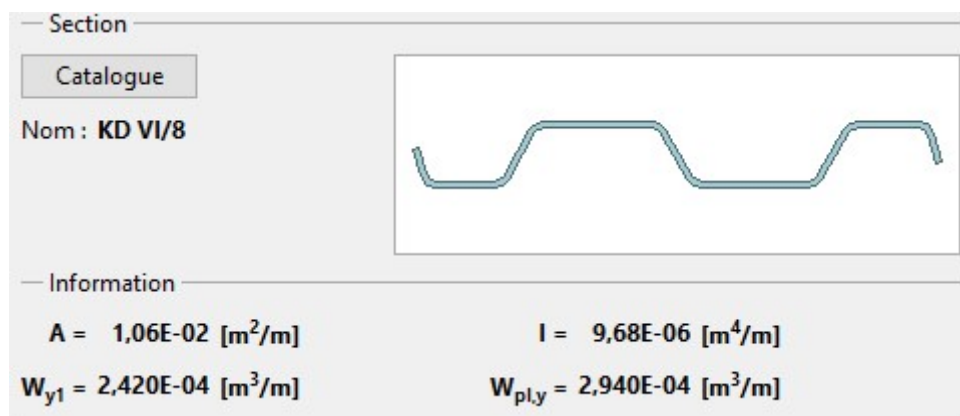


Fig. 16: Propriétés de la palplanche

L'acier utilise les propriétés suivantes :

Type d'acier	Fy	E	G
EN 10025 : Fe 360	235 MPa	210000 MPa	81000 MPa

2. Résultats :

Résultat Phase 1

Ci-dessous le calcul du logiciel Geo5, de la fiche nécessaire pour une excavation de 3m, ici on fait l'hypothèse que nous n'avons pas puisé l'eau, D'où le fait que l'eau soit présente des deux côtés de la structure.

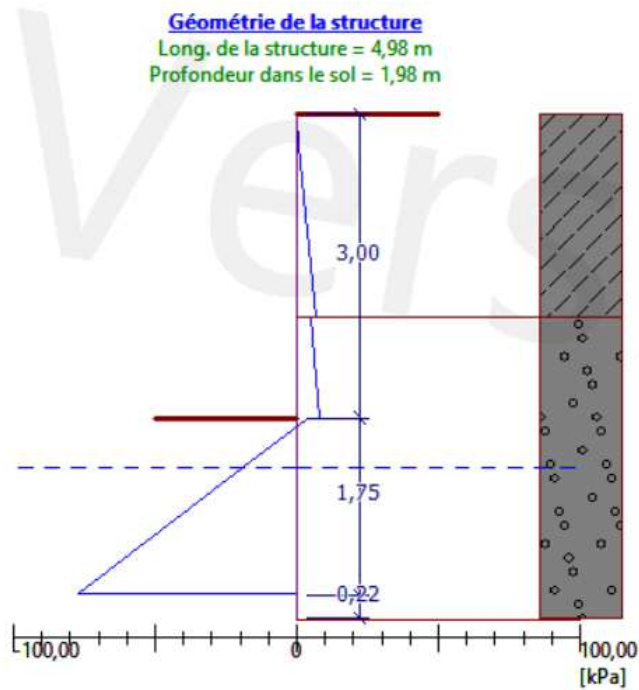


Fig. 17: Géométrie de la structure pour la phase 1 (Geo5, Jean Fougère)

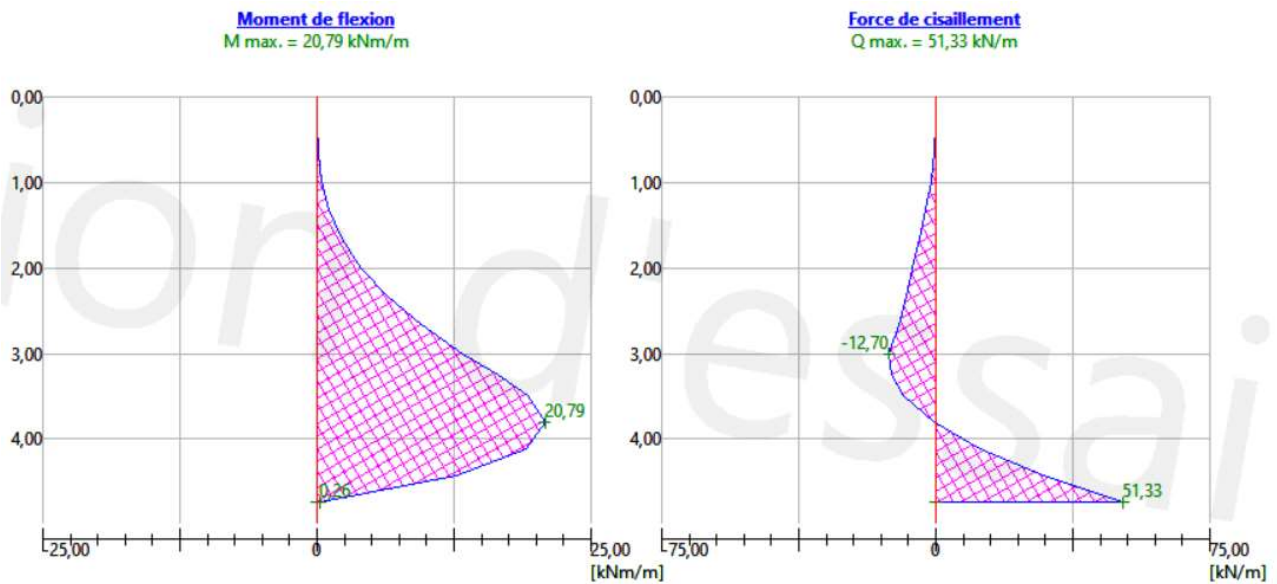


Fig. 18: Courbes du moment de flexion et de cisaillement pour la phase 1 (Geo5/ Jean Fougère)

Résultat Phase 2

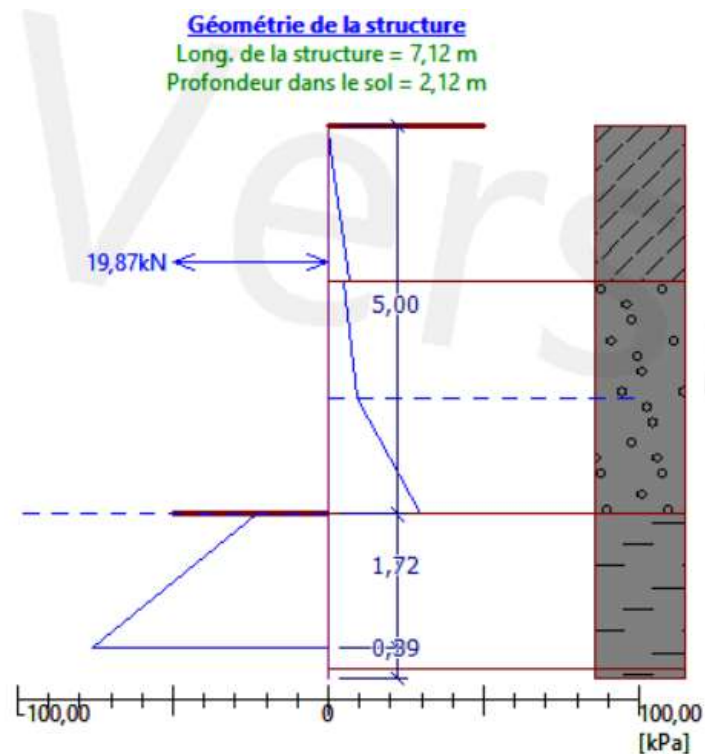


Fig. 19 : Géométrie de la structure pour la phase 2 (Geo5, Jean Fougère)

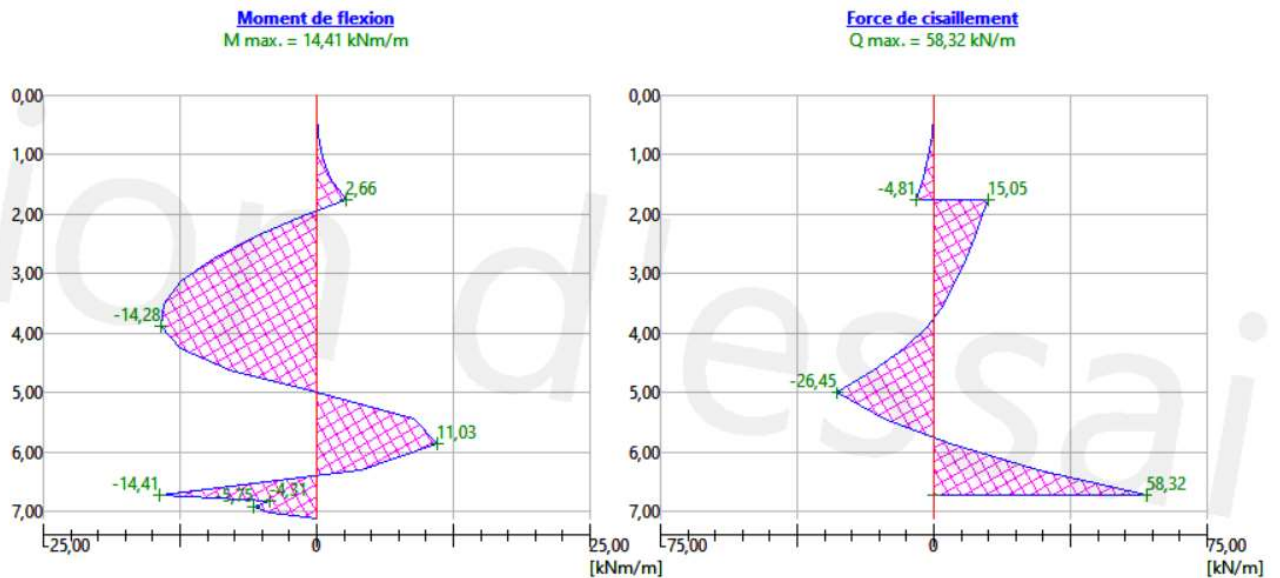


Fig. 20 : Courbes du moment de flexion et de cisaillement pour la phase 2 (Geo5/ Jean Fougère)

La fiche de calcul complète vous est donnée en annexe.




Les résultats de la phase 2 de calcul sont :

- Le logiciel conceptualise une fiche de 2.12 m de profondeur soit une longueur totale de palplanche de 7.12 m. Cette fiche est dimensionnée en fonction de la poussée du terrain, de la présence de vérins.
- Le logiciel effectue une vérification sur les deux points critiques. Le point (Mmax, Q) (M, Qmax). Il vérifie la résistance de la paroi vis-à-vis de ces moments mais aussi la résistance au glissement.

La stabilité globale de la structure paroi-terrain est vérifiée selon la méthode de Bishop en faisant la somme des forces actives et passives vous est fournie en annexe. Selon le logiciel, il n'y a aucun risque de rupture du terrain sur une surface plane.

Cette longueur de palplanche sans le buton est donc largement suffisante pour reprendre les efforts de de poussée lors de l'excavation à -3 m et donc sécuritaire pour la phase 1.

Les vérins ou profilés placés à 1 m 75 de profondeur devront reprendre une force de 20 KN pour des espacement de 4m. Le buton devra parfaitement adhérer à la paroi, pour cela deux mécanismes de connexions de mise en place existent pour les profilés ou vérins :

		
<p>Liernes sur palplanches s'appuyant sur la palplanche</p>	<p>Profilés soudés</p>	<p>Vérins (Krings France)</p>
<p>Les profilés sont soudés ou boulonnés sur la droite et tenus par un vérin sur la gauche.</p> <p>La fourniture pour cette solution 1 et 2 est plus chère que pour la solution 3 (vérins). Bien que réutilisables, si les étapes de fouilles sont de 20m, ; il faut 5 profilés pour butons avec 40 ml de profilés</p>	<p>Ici des profilés sont soudés sur d'autres profilés qui sont eux même soudés aux palplanches</p> <p>Les soudures entre profilés devraient ici être vérifiées ainsi que la soudure sur la palplanche</p> <p>La mise en place de ces vérins paraît la plus délicate, et la plus longue, avec 2 soudures de chaque côté de la fouille</p>	<p>La mise en place de vérins de coffrage est largement possible pour ce type d'effort, une fois déployés et serrés contre la paroi leur efficacité a été démontrée.</p> <p>C'est l'utilisation la plus rapide possible, même la plus efficace.</p> <p>Mettre deux vérins paraît même la solution optimale deux en tête</p>

La mise en place de vérins tous les 4 m n'est pas gênante pour l'excavation. Le pelleteur peut « casser » le bras articulé de sa pelle pour creuser dans l'entrave des vérins. De plus on finit l'excavation avec une minipelle mise au fond de fouille. Cela permet d'avoir un réglage plus précis. La terre excavée par cette minipelle est rejetée dans la zone où la pelle peut creuser. Cela forme un train, où la pelle principale creuse, la minipelle finit l'excavation et alimente la pelle principale en la suivant au maximum.

Le caractère temporaire de la fouille et la rapidité demandée de mise en œuvre oriente le choix vers la mise en place de vérins. De plus une fois le premier collecteur d'eau usées posé, nous remblayons ce qui fait un appui supplémentaire sur la paroi.

4. Planning :

Il est nécessaire de prendre en compte un jour pour le déploiement de l'équipe et des machines.

Le rendement dépend de la hauteur de forage du terrain rencontré et du type de fonçage, dans ce cas, un vibrofonçage.

Les rendements classiques de vibrofonçage sont de 30 ml par jour pour 6 à 7 m de profondeur. Ces rendements sont là aussi théoriques.

Il faut compter également un jour de repli.

Nous avons donc une durée totale de mise en œuvre de $2+55\text{ml} \times 2\text{côtés} / 25 + 1 = 7$ jours ouvrables.

Une fois la pose des palplanches faite sur les parties possibles. De quel facteur cela-t-il améliore le rendement de la pose des collecteurs Bd Pont d'Arve ?

La pose du collecteur n'est pas impactée par l'une ou l'autre des solutions car une fois l'équipe lancée elle ne peut aller plus vite. En revanche cela impacte la creuse du collecteur car celle-ci peut être accélérée, l'excavation ne se fait plus dans l'embarras des étais des blindages lourds en profondeur. D'une manière générale, le temps de creuse est multiplié par 2 d'après l'expérience de mon chef de chantier. De plus, il y a moins de passage avec les blindages lourds, la logistique des blindages est donc réservée aux blindages gigan.

4.3 Bilan de la fouille ouverte

4.3.1 Comparatif des deux solutions

Voici un tableau récapitulatif des deux solutions analysées :

Solution déployée	Fonçage de palplanche	Mise en place de puits crépinés et blindage lourd acier
<p>Temps de mise en œuvre</p>	<p>Un jour pour le déploiement et le repli de l'équipe et des machines.</p> <p>Le rendement dépend de la hauteur de forage du terrain rencontré et du type de fonçage, dans ce cas, un vibrofonçage.</p> <p>Les rendements classiques de vibrofonçage sont de 30 ml par jour pour 6 à 7 m de profondeur. Ces rendements sont théoriques. (Rendements d'avant-projet) (il faudrait une offre pour quantifier les réels temps)</p> <p>Nous avons donc une durée totale de mise en œuvre de $2+100\text{ml} \times 2\text{côtés} / 25 + 1 = 11$ jours ouvrables.</p> <p>Pour l'extraction des palplanches, plus défavorable nous allons compter 15 jours ouvrés.</p> <p>Pour 55 ml le temps de creuse a été multiplié par deux les 55 ml pourront être faits en $55/3 = 18$ jours creusés</p> <p>Temps de creuse total : $18+11+15=44$</p> <p>Rendement 1.25 ml/j avec extraction</p>	<p>Une opération dont la durée est estimée à 5 jours ouvrables.</p> <p>En effet, il faut compter :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Une journée pour le déploiement de l'équipe et des machines. • 3 puits par jour • 9 puits soit 3 jours de travail. • Une journée de repli pour l'équipe de mise en œuvre des puits crépinés. <p>En réalité, celle-ci aura pris 8 jours ouvrables car un raccord privé a été endommagé au moment de forage.</p> <p>NB : Le rendement dépend de la hauteur de forage, de la distance entre puits, du type de sol rencontré.</p> <p>Une journée pour la connexion des pompes au système d'évacuation des eaux, couts liés à des pompes de rabattement de nappe.</p> <p>Deux jours de montages ont été nécessaire pour les blindages dont le premier a servi de formation.</p>

	<p>Rendement 1.90 ml/j sans extraction</p> <p>Cela aurait été intéressant si le rendement n'était pas conditionné par la pose de collecteur</p>	<p>4 Caissons Magnum (blindage acier) et 3 ceintures gigan. Le rendement a été calculé par le conducteur principal à 1.75 m/j en route fermée et 1.25 m/j en semi-fermée</p>
<p>Coûts directs de mise en œuvre</p>	<p>Les couts dépendent du type de palplanche utilisée. Au vu de la pression des terres, une palplanche type KD 4/6 pourrait suffire à reprendre une hauteur libre de 5 m.</p> <p>Difficile à estimer sans offre réelle. On chiffre entre 150 à 200 CHF au m2 pour notre chantier avec utilisation de machine lourde. L'utilisation de machine plus légère comme une pelle pourrait permettre d'abaisser le prix.</p> <p>Nous arrivons à un coût d'environ 200 000 CHF, qui comprend le blindage de la fouille et l'étanchéité.</p> <p>La présence de pompe pour retirer l'eau à l'intérieur pendant l'excavation est toujours nécessaire. Il s'agit cependant de pompes traditionnelles que la plupart des contremaitres ont sur leur chantier et dont la location est de 100 CHF/mois.</p> <p>A noter que si les palplanches sont extraites, une autre opération d'extraction doit être prévue, ce qui engendrera des frais supplémentaires.</p> <p>A voir si les palplanches ne peuvent pas être extraites grâce à des vibreurs sur pelles.</p> <p>Total : Minimum 200 000 CHF sans extraction</p>	<p>L'opération aura coûtée approximativement 50 000 CHF.</p> <p>Ce budget a été réparti entre la mise en œuvre et la fourniture des puits crépinés.</p> <p>Les coûts dépendent du type de tube utilisé : tube en acier ou plastique, de l'épaisseur du masque filtrant mais surtout du temps de travail, compte tenu du prix de la main d'œuvre en Suisse.</p> <p>Le prix des blindages est le prix de location mensuel. Pour des super caissons il faut compter 1500 CHF de location de matériel</p> <p>A ces prix il faut ajouter 4500 CHF de livraison aller-retour car les blindages viennent de France en semi-remorque souvent avec des livraisons spéciales.</p> <p>Total : Minimum 75 000 CHF</p>
<p>Coûts indirects</p>	<p>Les couts sont liés à la manipulation des pompes, l'enlèvement des tubes en acier, lors de la creuse et les pertes de rendement dû à la présence de ces tubes à l'intérieur de la fouille.</p>	<p>Les couts sont liés à la manipulation des pompes et l'enlèvement des tubes en PVC. Nous avons fait aussi des sondages avant de forer pour vérifier qu'il n'y ait pas de réseau dans l'axe.</p> <p>Total = 3j, une équipe de 3 personnes et une machine immobilisée -> le prix de la journée revient à 2500CHF. Soit 7500 CHF sur 3 jours perdu</p>

<p>Avantages</p>	<p>Solution dont l'imperméabilisation est garantie</p> <p>Solution sécuritaire pour l'entrepreneur</p> <p>La solution garantie le blindage, il n'y a pas nécessité de blinder en traditionnel par la suite</p>	<p>Solution économique par rapport à la solution en palplanche</p> <p>Solution de forage rapide</p> <p>Une fois le train de blindage mis en place, les rendements semblent bons.</p>
<p>Inconvénients</p>	<p>Solution nécessitant beaucoup de précautions :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Présence des lignes aériennes. • Géotechnique : le vibro-fonçage de palplanche n'est pas plébiscité pour de la grave alluvionnaire. Le voilement de la palplanche peut subvenir à la rencontre avec des gros blocs. • La contrainte de vibration est aussi problématique au vu de la proximité avec les bâtiments <p>Le plus grand problème de la palplanche, c'est le risque de couper un réseau au moment du vibrofonçage. Même si les réseaux sont géo-répertoriés, la précision au niveau de l'enrobage des réseaux n'est pas toujours précise.</p> <p>De plus, nous nous situons dans une rue ancienne au cœur de la ville ou certains réseaux ne sont pas correctement cartographiés.</p> <p>Cette installation reste problématique au niveau d'un manque de place global sur le chantier compte tenu de l'installation devant être mise en place.</p>	<p>Cette solution n'est viable que si les pompes fonctionnent correctement. Sur des nappes dont la hauteur est plus grande, en cas de coupure des pompes, la nappe pourrait se remplir de nouveau provoquant un arrêt de chantier. Une ceinture étanche devient obligatoire.</p> <p>Un coût d'usage des pompes important qui s'élève à 1500chf/mois</p> <p>Cette méthode requiert une anticipation importante pour positionner les puits. En effet, il est nécessaire de faire attention à tous les services et réseaux en activité. Nous les avons mis à côté du collecteur d'eau usée. Une fois le nouveau collecteur construit, nous remblayerions, et construirions le collecteur d'eau pluviale au sec en ayant au préalable les pompes.</p> <p>Les blindages disposent de nombreux états nous entravant au niveau de la creuse.</p> <p>Le blindage n'étant pas continu, l'assemblage des blindages a parfois été renforcé de palplanches glissées aux dos des blindages pour faire la liaison entre ceux-ci.</p> <p>Le début a été un point de tension, le montage et mode de fonctionnement des blindages a été long et rude. Les ouvriers vont devoir s'habituer à ce mode de blindage.</p>
<p>Environnement</p>	<p>Il y a moins d'eau à pomper grâce à la ceinture étanche</p>	<p>L'eau pompée est décantée dans des bassins prévus à cet effet. L'eau est ensuite rejetée dans le réseau d'eau pluviale. Il n'y a pas besoin de traitement pour une quelconque eau alcaline, puisque l'eau pompée n'est pas au contact du béton.</p>

4.3.2 Solution validée et mise en œuvre

La solution validée a donc été celle des puits crépinés avec blindages grande profondeur en acier pour les différentes raisons énoncées dans ce tableau.

En partant depuis l'aval (côté Arve), le mode opératoire était le suivant :

- 3 pompes en fonctionnement
- Creuse et pose du premier blindage lourd
- Démolition du collecteur unitaire
- Terrassement par havage
- Pose du collecteur d'eau usée
- Enlèvement de la crépine
- Remblaiement et relevage des blindage
- Pose du collecteur d'eau pluviale
- Remblaiement

La pelle pour la creuse ne s'arrêtait pas, il y a eu une deuxième équipe avec une deuxième pelle pour la pose des collecteurs et des remblaiements. Les 2 équipes avaient le même linéaire de fouille (moyennes lissées) ce qui fait qu'il n'y a pas eu de gêne entre les équipes.

Il était même prévu une troisième équipe pour les raccords privés, collecteurs d'eau de chaussée et réfection.

A la suite de la mise en place des puits à crépines : le pompage a fonctionné malgré qu'une pompe fond de fouille a aussi dû être utilisée. La fouille était sèche et les ouvriers ont pu construire le collecteur d'eaux usées.

A noter que le pompage a bien fonctionné, au niveau le plus en aval de la fouille (côté Arve), la pompe fonctionnait presque en continu, et les 2 autres en amont de la première en discontinu. La deuxième en aval fonctionnait de façon hachée, et la dernière en amont ne fonctionnait que très peu. On avait finalement créé un écoulement dans la fouille.

Ils ont ensuite pu enlever la crépine qui était dans l'axe du collecteur d'eau pluviale afin de le poser. L'illustration vous est donnée ci-dessous.



Fig. 21 : Fouille ouverte du BPDA avec puits crépinés

Nous pouvons observer sur le côté gauche le collecteur d'eaux usées et le puit à crépines sur la droite. Les pompes sont connectées au système de décantation via des tubes semi-rigides en PE-HD. Les tubes en PE-HD, dénomination des polyesters, assez flexibles nous permettent de les manutentionner assez facilement.

Un autre embarras a été celui des étais des blindages dans l'axe de la fouille. Ils nous ont gêné dans la creuse puisque qu'ils étaient dans l'axe du bras de la pelle. Initialement les tuyaux mesuraient 6 mètres mais ont été raccourcis pour passer entre les étais. Les blindages sont de taille commune entre 3 à 4 mètres. Si on allonge cette longueur, les fournisseurs de blindages ne disposent plus de tailles aussi grandes en stock. Il peut également survenir des pertes de résistance dues à l'éloignement des étais entre eux.

4.4 Les cellules grandes profondeurs

4.4.1 Présentation de la cellule

Pour relier l'exutoire nouvellement créé en aval, avec cette fouille ouverte, nous avons un micro-tunnelier prévu qui passe en dessous des voies du tram. Pour la mise en œuvre de ce micro-tunnelier, il est nécessaire de construire des chambres dites de tir (de départ) et d'arrivée qui sont les points de départ et d'arrivée du micro-tunnelier.

Dans cette étude, nous avons travaillé que sur la première cellule : la plus large, la plus longue et la plus profonde.

La seconde (cellule B1 sur le plan), moins compliquée, a été faite en blindage type magnum. En effet, celle-ci est dimensionnée pour la sortie d'un micro-tunnelier. Or le micro-tunnelier fait ici moins de 4m. Pour l'étanchéité de la cellule, un massif d'étanchéité dans cette cellule d'arrivée couplé à des puits crépinés toujours en fonctionnement permet de s'affranchir de la contrainte hydrique.

Le sous-traitant de micro-tunnelier a été contracté en phase d'étude du projet, en 2019. Il s'agit de Scrasa, avec qui nous sommes en consortium sur la globalité du marché.

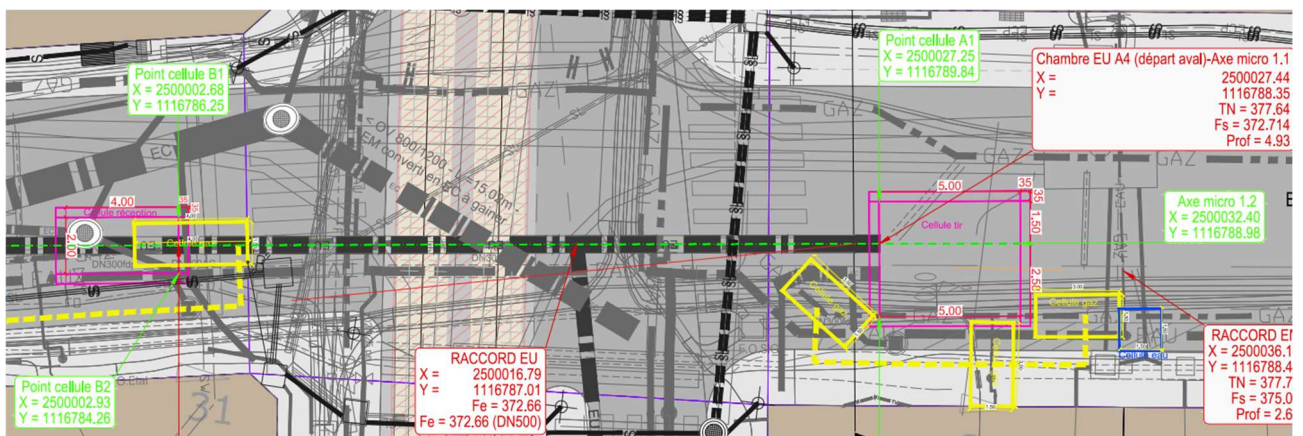


Fig. 22 : Plan d'implantation des cellules

Pour vous détailler ce plan :

- Dans la première cellule, chambre EU A4, le sous-traitant de forage met en place tout le système de vérins et de marinage. Cette chambre est appelée cellule de poussée.
- Les dimensions de la cellule sont contraintes par un gabarit de 3.5 m de large pour garantir un accès pompier aux bâtiments adjacents et aussi par l'axe du micro-tunnelier. Il est prévu de finir cette opération en route semi-ouverte. Ceci est l'espace entre le trottoir du haut du plan et la cellule.
- Les réseaux industriels ont pu être déviés, (via les cellules en jaunes sur le plan) ce qui nous a pris quasiment un mois entre les creuses blindage et remblaiement de fouille.
- Le seul réseau qui n'a pas pu être dévié est celui de l'électricité. En effet, une batterie bétonnée de 9 tubes en 2 étages a gêné. On les voit en gris sur le plan ci-dessus. Le béton d'enrobage a été piqué. Les tubes de la batterie ont été tenus par des sangles.
- Il y a l'ancien collecteur d'eau mélangée qui passe à travers la cellule, il sera aussi dévié en PVC 300 sur le côté de la fouille puisqu'il est actuellement dans l'axe de la cellule. 2 Jours sont prévus pour le dévoiement. Cette tâche peut se faire, pendant la tâche de creuse.

Le dimensionnement géotechnique prend en considérations :

- La nappe phréatique mesurée à 3.5m de profondeur
- La poussée des terres
- Le gabarit de chaussée de 3.5 m de large

D'autres considérations sont prises en compte :

- La vitesse de passage du tramway est faible à cet endroit puisqu'il y a un carrefour et un arrêt juste avant.
- La présence des réseaux qui sont dans des batteries bétonnées

Les autres contraintes d'ingénierie civile sont elles aussi multiples :

- Assurer la continuité de l'assainissement : c'est-à-dire de l'écoulement des eaux mixtes provenant des eaux en amont.
- Un massif de poussée doit prendre place à l'opposé de l'entrée du tunnelier dans le terrain. Le but est de répartir la force de poussée des vérins du micro-tunnelier sur ce massif. Ce massif est dimensionné selon seulement cette force.
- La poussée du micro-tunnelier pourtant favorable ne sera pas prise en compte du dimensionnement des cellules. Elle est dimensionnée en fonction de la poussée des terres de la présence du radier qui implique une force sur le blindage.

Les dimensions de la cellule finale sont donc 4.5m longueur*4m large *6m profondeur. Le caractère rectangulaire de la cellule est renforcé par la présence de réseaux. Ce serait plus dur de calepiner le blindage avec un blindage en forme de puit.

L'étendue des solutions possibles est ci-dessous :

Cette caractéristique de réseaux traversants supprime des solutions les parois moulées dont la méthodologie ne s'apprête pas du tout à l'environnement urbain de notre chantier.

La solution en palplanche qui était inscrite en soumission en 2019 a été abandonnée pour des questions de présence de réseaux, cela empêchait le dimensionnement.

Il reste la solution des micropieux ou pieux sécants. Ces pieux dont l'implantation est géolocalisée permet de s'affranchir des réseaux. Au vu de la configuration, le tubage du forage peut être recommandé. Cette technique est recommandée quand le terrain n'est pas considéré comme stable ou et avec la présence de la nappe phréatique.

Il y a aussi la solution de faire la cellule en blindage acier lourd que nous allons étudier ci-dessous.

4.4.2 Méthode 1 : Blindage acier et Injection Uretex

Ce sont des blindages fabriqués en usine qui arrivent sur chantier en pièces détachées. Sur le chantier, sont livrés des panneaux de blindage, des poteaux avec des ergots qui permettent le coulissement des panneaux. Il ne reste que le montage à faire sur chantier.

Cette technique fonctionne par la mise en place de 4 poteaux disposés aux 4 angles de cette cellule dans lesquels des panneaux qui ont des côtes fixes servant à transmettre les efforts de poussée aux poteaux sont insérés via des glissières.

La partie délicate concerne la manutention et l'implantation. En effet, il est nécessaire de faire une pré fouille à -2m de profondeur, et de faire un forage ou creuser au niveau de l'emplacement des poteaux. Ensuite, il faut placer les poteaux de sorte que les panneaux puissent s'insérer de part et d'autre du poteau. La partie est délicate car elle régit l'implantation finale des poteaux et donc l'emplacement final de la cellule. Une fois les 4 poteaux placés et les premiers panneaux insérés, un terrassement traditionnel par havage peut alors débuter.

Cette solution ne contribue pas à une étanchéité puisque les panneaux et palplanches sont seulement insérées dans les poteaux d'angle. Il n'y a pas de soudure sur ces poteaux. En avant-projet (en 2023), il avait été discuté de faire une berlinoise avec plaque acier soudées aux profilés. Mais sans expérience réelle, la faisabilité de cette méthode n'a pas été démontrée. De plus, le dimensionnement de cette méthode paraissait compliqué.

La mise en place de puits à crépines n'est pas voulue par le sous-traitant de micro-tunnelier car le risque que la pompe à l'intérieur du puit dysfonctionne et que la cellule soit remplie d'eau est grande. Nous avons donc cherché d'autres solutions. Celle qui paraissait la plus intéressante est de réaliser des injections de consolidation de sol type jet grouting. Ces injections, type bentonite ciment eau, sont injectées à haute pression. Ces injections prennent place préférentiellement là où la matrice squelette-liant comporte des vides.

Le fait de remplir ces vides limite la porosité du matériau et étanchéfient le terrain. Les injections sont conseillées dans un terrain type grave alluvionnaire comme le nôtre.

Le problème de cette méthode est le temps de prise. Une excavation rapide sans le respect de ce timing et un risque lors de la creuse que malgré les panneaux de blindages (il y a toujours des creuses hors profil), le produit des injections suive.

Une autre méthode a été conseillée par l'ingénieur géotechnicien. Il s'agit de la solution uretek. L'entreprise injecte dans des tubes à manchettes de la mousse expansive sous forme de polyester. Cette méthode brevetée a été utilisée pour soulever des bâtiments et autres types de consolidation de sol. Le bénéfice est le temps de prise ultrarapide. Le risque est que nous n'avons aucune connaissance dans ces méthodes. De plus l'entreprise est allemande, ce qui ne favorise pas les conversations entre conducteurs de travaux. Uretek certifie pouvoir garantir l'étanchéité de de la cellule. Le risque pour nous a été donc de les choisir au détriment d'aller vers la sureté avec les injections ciment bentonite.

Ci-dessous le planning réalisé pour la version avec le blindage lourd acier :

Cellule de poussée - terrassement, injections et béton armé	56 jours	Lun 17.07.23	Ven 06.10.23
Livraison des blindages	1 jour	Lun 17.07.23	Lun 17.07.23
Montage des blindages	1 jour	Mar 18.07.23	Mar 18.07.23
Terrassement et blindage à l'avancement jusqu'à -4m (nappe)	7 jours	Mer 19.07.23	Jeu 27.07.23
Injections URETEK depuis niveau nappe	3 jours	Ven 28.07.23	Jeu 03.08.23
Terrassement et blindage à l'avancement de -4m à -6m	3 jours	Ven 04.08.23	Mar 08.08.23
Dévoisement du réseau EM dans la cellule	2 jours	Mer 26.07.23	Jeu 27.07.23
Radier armé fond de cellule	5 jours	Mer 09.08.23	Mar 15.08.23

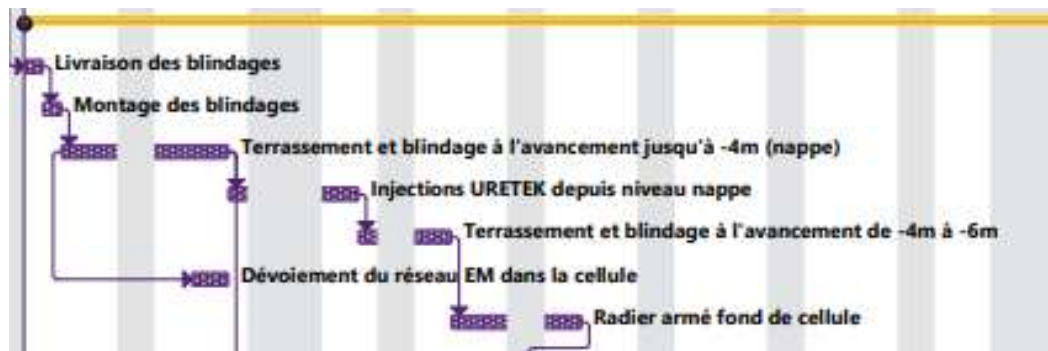


Fig. 23 : Extrait du planning du BPDA, concernant la cellule de Poussée en Blindage acier caisson magnum

Le planning commence le 17 juillet, date de fermeture totale de la route, et s'étale jusqu'au 14 août. La livraison et le montage prend 2 jours. Il y a aussi 1.5 jours qui sert à la pré fouille et la mise en place.

4.4.3 Méthode 2 : Micropieux forés Ø300 et injections ciment-bentonite

Pour minimiser le nombre de tâches et éviter la coactivité, je pensais pouvoir m'affranchir d'enlever les lignes aériennes dans une première approche. En effet, en forant avec la même machine que les forages de puits crépinés, le forage est possible jusqu'à 300mm. Le fait d'enlever les lignes aériennes concernant l'amont du BPDA est une tâche qui ne devrait pas prendre plus de d'une semaine en prenant en compte la désinstallation et la réinstallation des lignes mais qui impose de la coactivité sur le chantier avec des nacelles et des camions. Les normes en vigueur imposent l'éclairage public de nuit en ville. La mesure à adopter pour nous est de mettre des mats avec des luminaires pour compenser le manque d'éclairage. Enlever les luminaires s'avère être une solution pour forer en plus gros diamètres, ce qui augmenterait le rendement. Reste à voir si nous pouvons trouver un moment pour placer cette tâche à un moment où la coactivité serait la moins gênée. C'est ce nous ferons dans une deuxième partie, pour dimensionner avec un plus gros diamètre que 300.

Je fais le choix dans une première partie de dimensionner en diamètre 300. Nous allons voir si cela est possible.

Ce qui caractérise également cette méthode, c'est le temps de prise qui est d'une à deux semaines. Cette durée dépend de la formulation du béton, qui avec des ajouts dans le ciment peut être à prise plus rapide grâce à des adjuvants, des cendres volantes, de la fumée de silice ou autres.

Autre paramètre important nous allons faire des injections de consolidation du sol sous les réseaux d'eau mélangée et la batterie électrique d'une profondeur de 6 m et d'une hauteur

maximale de 4 m ces injections se font tous les 40 cm. Ces 2 réseaux tiennent sur 2.5 m de large soit 4 injections afin de consolider le sol. Il y aura des injections au niveau de l'amont, à l'entrée des réseaux dans la cellule mais aussi à la sortie aboutissant à 8 injections au total. Cela nous permettra d'excaver en toute sécurité sous les réseaux. Ces injections seront faites à travers les tubes à manchettes soit un volume total de béton injecté de $2 \times 0.7 \times 0.7 \times 4 \times 4 \times 20\% = 3.4 \text{ m}^3$. L'injection à travers ces tubes crée un bulbe où les vides seront comblés par cette injection. Ces injections seront faites avec une inclinaison depuis l'extérieur de la cellule. Les machines permettent de faire du jet grouting de manière inclinée.

Ici nous prendrons par sécurité 2 semaines de prise. De plus, nous sommes ici avec un ciment C30 C37 (voir plus bas), avec un béton très dosé en ciment, le temps d'attente est donc justifié. Cette observation est valable même si la majorité des efforts est reprise par les aciers, en efforts de flexion.

Profil :

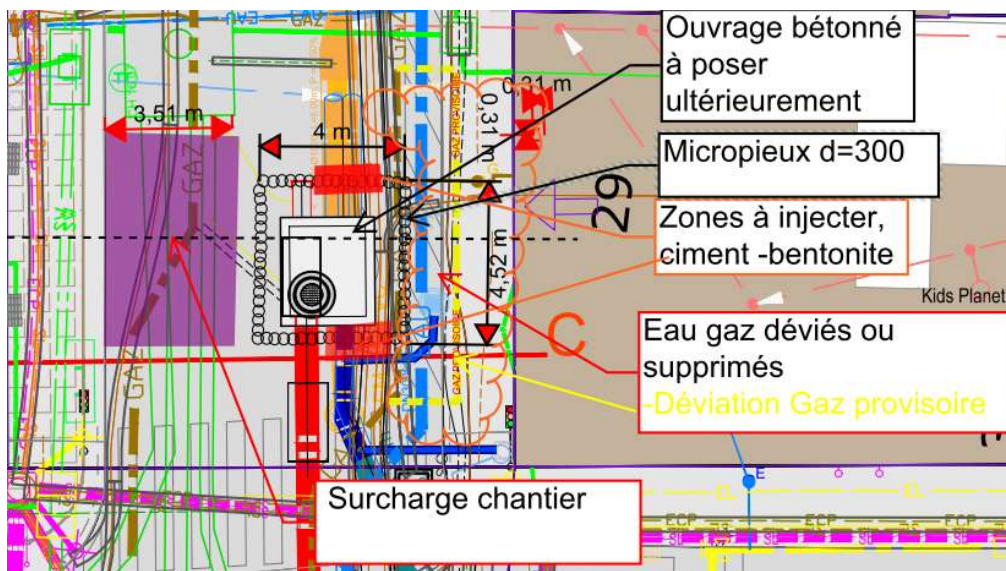


Fig. 24 : Plan cellule en micropieux (Fond de Carte SDIG annoté Jean Fougère)

Nous dimensionnerons ici selon le profil 1, orienté par le trait tillé. En effet, la présence de la surcharge chantier fait de ce profil, le profil le plus critique. De plus j'ai pris la décision de ne pas mettre d'étalement avec des liernes et des butons au vu du caractère non homogène de la cellule. L'écran sera auto-stable sans appui supplémentaire

Phases :

1. Forage
2. Excavation finale
3. Coulage du radier du fond de cellule

Le radier implique une surcharge sur le fond de fouille mais aussi un appui sur la paroi non négligeable.

La surcharge est de 25 kN/m³ soit avec une épaisseur de radier de 40 cm $0.4 \times 25 = 10 \text{ KPa}$

Hypothèses :

On considère une charge ponctuelle de 300 kN pour les surcharges de chantier. La charge est dite accidentelle car une fois la terre excavée, l'utilisation de la pelle est peu fréquente.

Sur le fond de fouille, on considère une tonne par m² de surcharge dû au matériel de tunnelier ainsi que la surcharge chantier. Soit 10 KPa de surcharge sur le fond de fouille déjà chargé par le radier. Au total sur le fond de fouille, on a donc 20 KPa de surcharge.

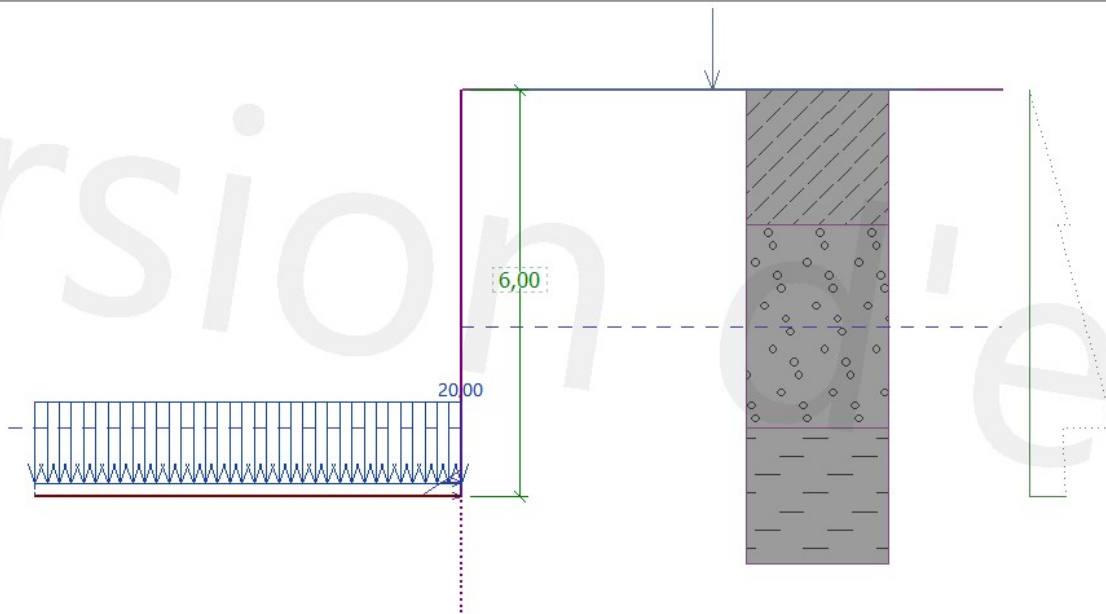


Fig. 25 : Géométrie de la fouille (Capture Geo5)

Matériaux utilisés :

Propriétés de la section :

C 30/37

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

B500B

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

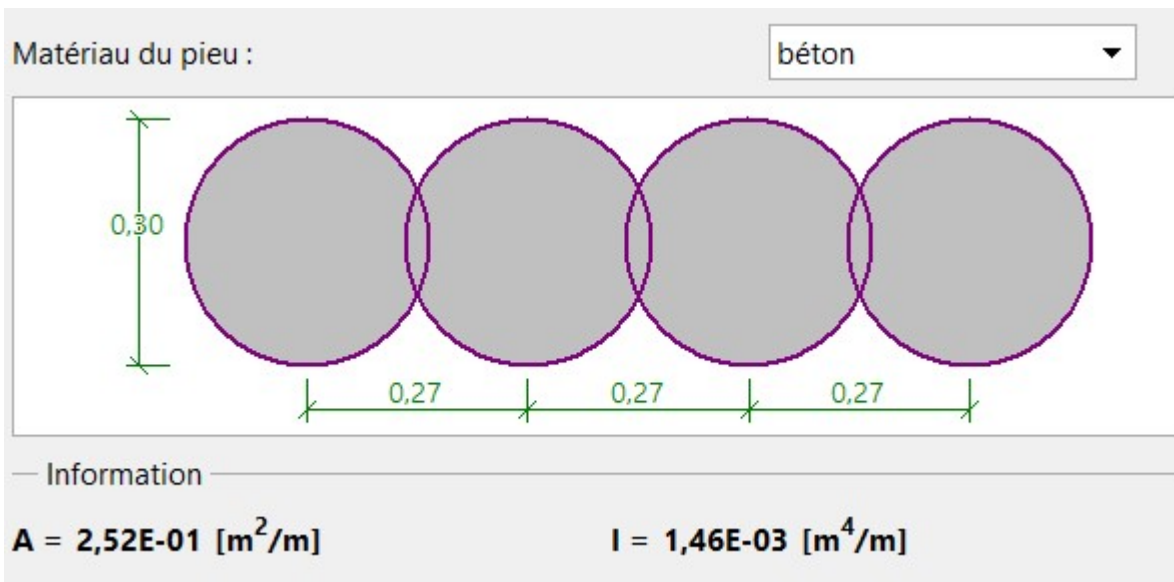


Fig. 26 : Section de la paroi en pieux Ø300 (capture Geo5)

Résultats :

Fiche calculée :

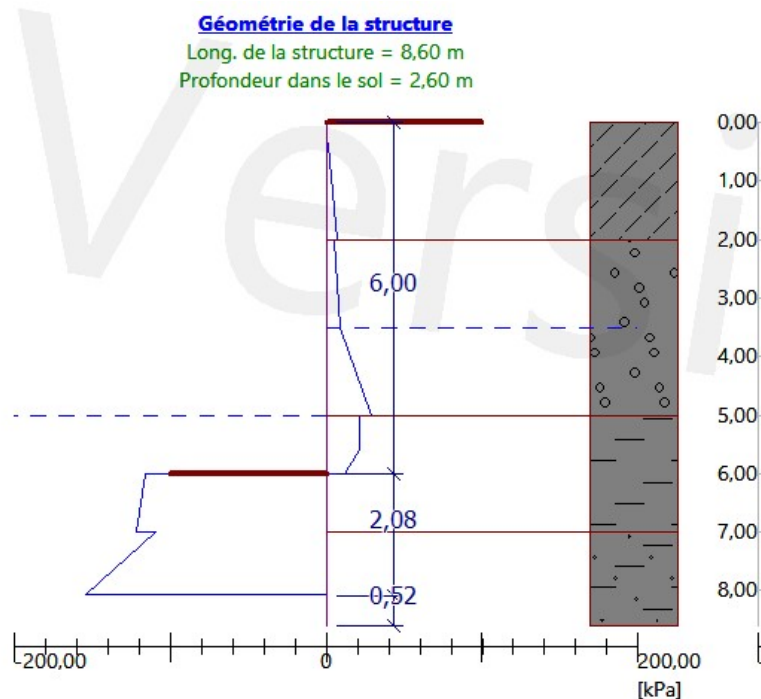


Fig. 27 : Fiche calculée pour le profil 1 Ø300 (Capture Geo5)

La fiche calculée est de 2.6 m soit une longueur totale de 8.6m.

Le logiciel désigne automatiquement le plan d'armature de la section du pieu :

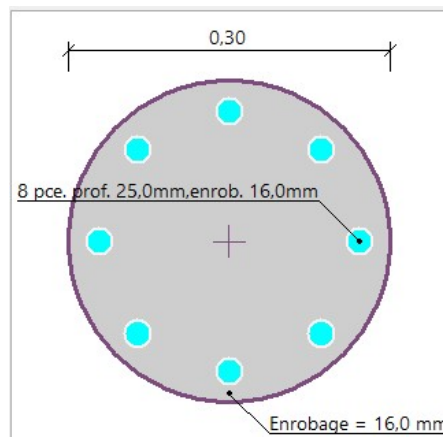


Fig. 28 : Plan d'armature calculé du pieu (Capture Geo5)

On obtient les courbes de moment de flexion et de cisaillement suivantes :

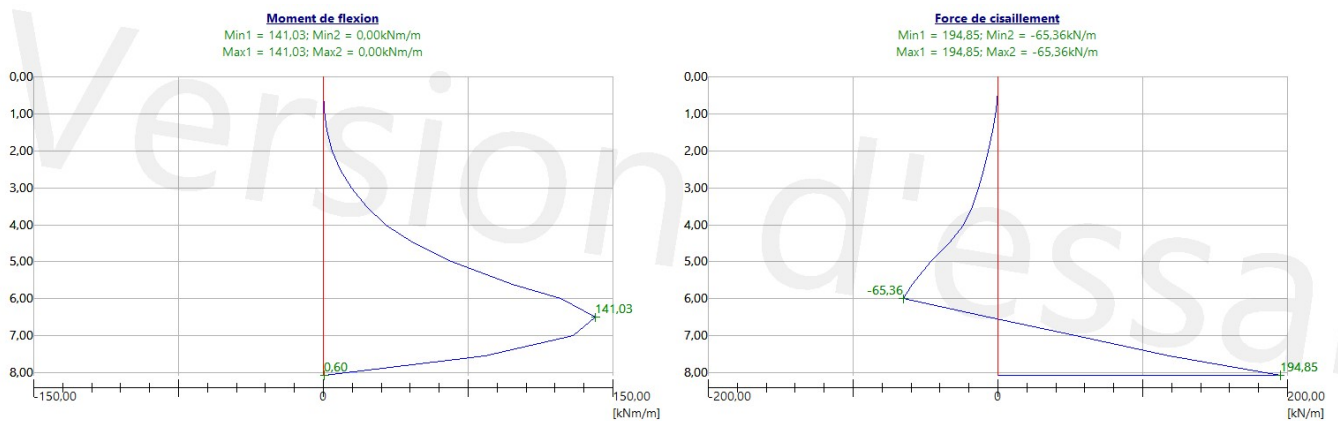


Fig.29 : Courbes de moment de flexion et de cisaillement pour le profil 1

Analyse : La fiche de calcul complète est fournie en annexe [7]

Le logiciel vérifie la résistance de la paroi par rapport aux moments de flexion maximum et l'effort de cisaillement maximal.

La production d'une cellule en micropieux est possible avec un diamètre 300. Le logiciel calcule automatiquement la section d'acier nécessaire.

Selon lui, la présence de d'appui ou de buton pour la profondeur de 6 mètres n'est pas nécessaire. On est à la limite sans la nécessité de buton puisque la marge par rapport aux efforts de cisaillement est faible, nous imposant une rigueur parfaite sur les temps de prise et l'exécution.

Quantité de béton :

$$2 \cdot (4,5 + 4) / 0,27 = 63 \text{ pieux}$$

$$8,6 \text{ m} \cdot 3,14 \cdot 0,15 \cdot 0,15 = 5 \text{ m}^3 \text{ de béton}$$

Les rendements classiques de pieux forés sont de 5 pieux par jour soit 13 jours de forage pour notre étude.

Planning :



Fig. 30 : Planning pour la cellule de poussée Ø300 (fait sur le site Monday.com)

Les injections type jet grouting se font le après le forage des micropieux. Pour 8 tubes à manchette, il faut compter deux journées pour forer les tubes à manchette et une autre journée pour injecter le mélange.

Le temps de prise est là aussi de 2 semaines soit le temps pour que l'on soit à ce niveau d'excavation.

On arrive donc avec 10 jours ouvrés de retard par rapport à la technique par blindage acier. 10 jours de retard représentent une perte effective de deux semaines et l'OCT nous presse quant à la réouverture de la route pour début septembre. Je vais ici voir s'il n'y a pas un gain de rendement avec les pieux en Ø800.

4.4.3 Méthode 3 : Pieux forés Ø800 et injections ciment-bentonite

Ci-dessous le plan de la cellule avec des micropieux forés Ø800.

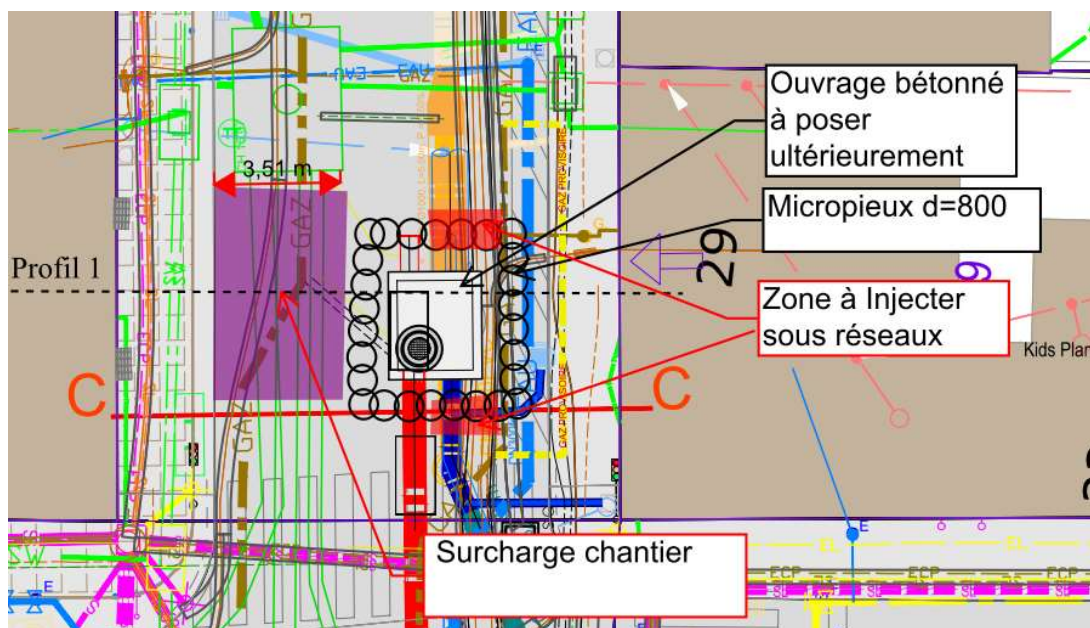


Fig. 31 : Ø800 Cellule en Pieux forés

Maintenant on fait l'hypothèse que nous enlevons la ligne aérienne ce qui nous permet de forer plus grand, en reprenant ce qui a été fait ci-dessus. Pour cela, nous devons trouver une optimisation possible dans le planning de départ. Le seul moment possible est pour moi au niveau du dévoiement des réseaux, une fois la creuse faite. En effet dans ce planning, la déviation SIG était commandée sur le gaz et l'eau, les 2 semaines était prévues pour la déviation amont et aval par une seule équipe. En commençant par l'amont, une fois la pose finie des nouvelles conduites, il reste 5 jours ouvrés où la zone est libre. La dépose des luminaires peut se faire à la date du 07/06 (Voir annexe [4])

On reprend les mêmes propriétés des matériaux notamment un béton C30/C37 avec les surcharges et appuis du paragraphe 5.4.3.

Ce qui change dans les paramètres d'entrée :

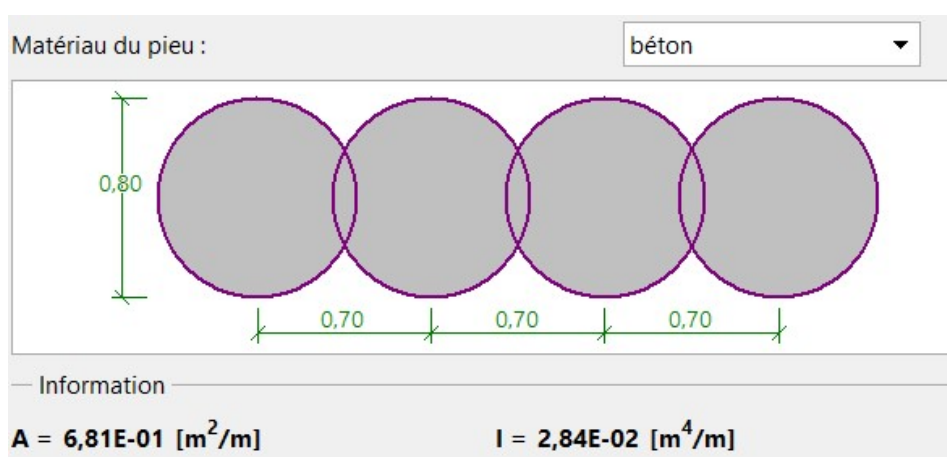


Fig. 32 : Pieux Ø800, Propriétés de la paroi(espacement 0.7)

Résultats :

La fiche calculée est de 2.5 m et ci-dessous voici les graphiques de moment de flexion et de force de cisaillement.

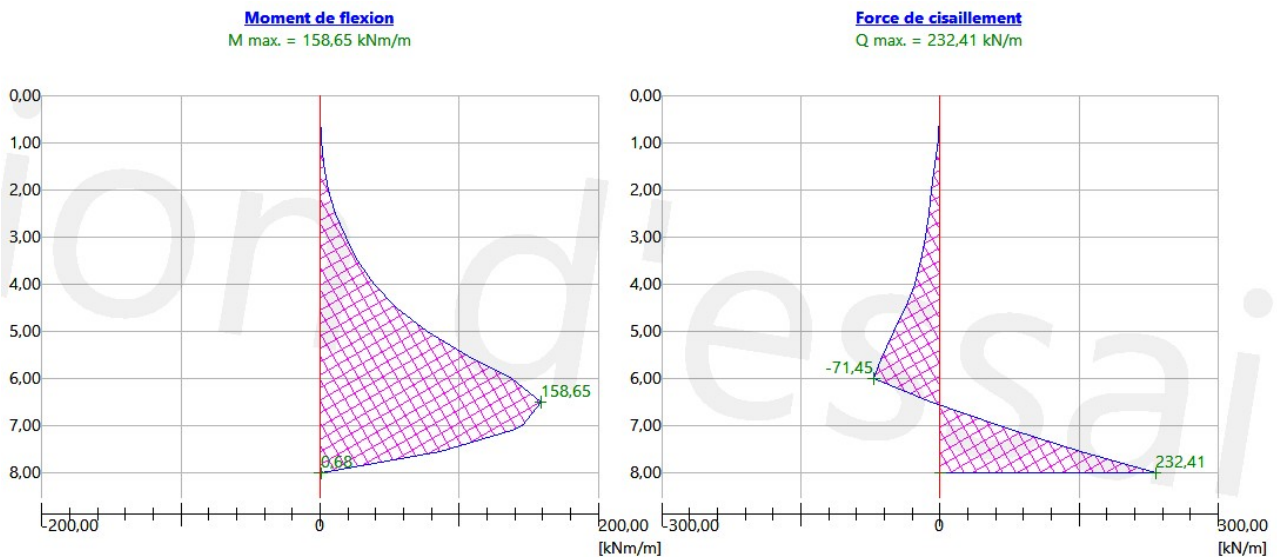


Fig. 33 : Courbe des moments de flexion et des efforts de cisaillement Ø800(capture Géo5)

La fiche de calcul complète est fournie en annexe [8]

Ici on a fait seulement la vérification statique des écrans de soutènement de la paroi de soutènement.

C'est l'effort de cisaillement dont la marge de sécurité est plus grande par rapport à un dimensionnement avec des micropieux en Ø300.

Cette observation nous permet de raccourcir le temps de prise à 1.5 semaines. Nous permettant de gagner encore du temps. La creuse peut être commencée à ce jalon-là. De plus les performances mécaniques ont besoin d'être maximales au niveau du fond de fouille et non en tête.

Analyse :

Ici nous faisons l'hypothèse que le foreur a la capacité de forer 5 pieux par jours à 8.5m

$$2*(4.5+4) / 0.7 = 25 \text{ pieux}$$

En ne faisant que 25 pieux, la durée effective de forage est d'une semaine au lieu de deux.

De plus le temps de prise peut être allégé au vu des performances mécaniques supérieures des pieux forés bétons. On peut commencer l'excavation au milieu de la 2 semaine de prise et finir en fin de deuxième semaine.

Quantité de béton : $25 \text{ pieux} * 0.35 * 0.35 * 3.14 = 10 \text{ m}^3$

Planning :

Planning Cellule de Poussée Micro Pieux DN 800

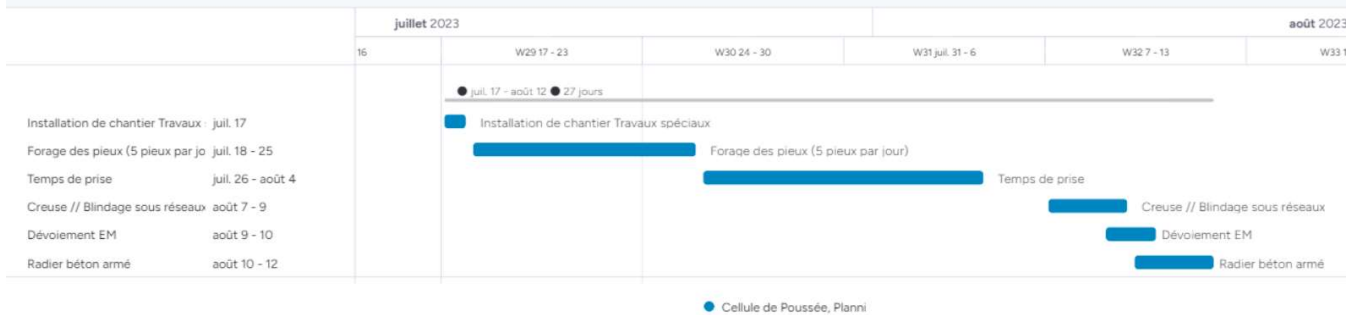


Fig. 34 : Planning de la cellule de poussée pour des pieux Ø800

Dans ce planning n'est pas inscrit la repose des luminaires qui devra se faire après avoir réalisé les cellules.

Alors que les micropieux Ø300 nous font perdre près de deux semaines sur le planning avec le blindage acier et injections uretek, le forage en Ø800 est estimé aux mêmes dates.

Couplé aux injections ciment-bentonite ces pieux forés ou tubés peuvent être intéressants à comparer avec le blindage classique acier pouvant se réaliser au début du temps de prise du béton.

4.4.4 Bilan avec Planning et coûts

Solution Proposée	Micropieux / Pieux	Blindage Traditionnel
Caractéristiques	Pieux de diamètre 300 ou 800 Forés avec recouvrement pour former des puits sécants.	Blindage en acier via fournisseur. Livré sous forme de poteau d'angle avec panneau. Les palplanches constituent la face avant et arrière de la cellule pour laisser passer les réseaux
Prix	Sans offre	(Injections Uretek très chères) La différence de prix avec les pieux ne devrait pas être élevée
Planning	Même durée Même Echéance (Ø800)	Même durée
Risques	Le foreur n'a pas la place de forer, la machine ne dispose pas des angles nécessaires pour manœuvrer et pour forer.	Risque que les injections Uretek ne fonctionnent pas et donc de ne pas garantir l'étanchéité

Avantages	Permet une cellule parfaitement étanche. Un puisard sera mis au fond de fouille pour pomper l'eau restante dans l'enceinte imperméable (effet de renard contré grâce au coulage du radier)	Le terrassement par havage permet d'avoir la sécurité quant aux réseaux traversant la fouille. Une fois positionnés, le rendement est aussi rapide que les pieux.
Inconvénients	Demande un calepinage des pieux parfait avec des sondages en demi chaussée	La manutention n'est pas simple, et demande une coordination parfaite entre les équipes. Manutention difficile de poteaux de 8 m dont l'implantation est au millimètre
Environnement La production de béton a une forte empreinte écologique	8.5 m ³ de béton Ø300 13.5 m ³ de béton Ø800	Le blindage est enlevé lors du remblaiement puis réutilisé.

Pour les raisons écologiques mais aussi parce que lors du dévoiement du réseau une partie de la cellule a été excavée. La partie droite sur les plans des cellules a été ouverte en partie. Presque 20 % du volume total a déjà été enlevé. Or, nous pensions gagner du temps en remblayant pas et de finir l'excavation en route fermée, ce qui nous laissait un peu de temps sur les autres actions. De plus le temps de prise est un laps de temps où il n'y a aucune équipe en action sur la cellule, elle est mise à l'arrêt, ce temps-là est perdu. Autre facteur important, l'équipe avait déjà utilisé des blindages doubles coulissant dont le mécanisme se rapproche d blindage en acier. La somme de ces facteurs, il y avait un gain de temps en anticipation des étapes venant après le radier avec la technique des blindages en acier. Nous avons donc fait le choix de prendre les blindages lourds acier en comparaison des pieux en Ø800. Les pieux en Ø300 nous imposent du retard sur chantier tant leur dimensionnement est critique. Le risque de l'étanchéification grâce aux injections uretek a donc été pris, l'instantanéité du produit a été primordiale.

Je n'ai pas été présent par rapport à l'exécution de la cellule, je n'ai donc pas le retour d'expérience et d'exécution.

4.5 Que retenir de cette partie dimensionnelle ?

Voici donc ce qui conclue la partie technique de ce rapport, 2 études portant sur les 2 parties techniques du chantier où j'ai pris part aux discussions, j'ai ici proposé des variantes que l'on aurait pu proposer à la maîtrise d'ouvrage et analysé les choix entrepris par IS. La cellule de poussée en pieux aurait pu être une bonne option pour le chantier. Quant à la palplanche pour améliorer les rendements, le risque de couper un réseau selon le voilement de la palplanche est grand, de plus les réseaux ne sont pas cartographiés au centimètre. Cependant sur une fouille avec un grand plus grand linéaire, la présence d'eau, et moins de réseau, la palplanche pourrait devenir un outil de blindage intéressant. Cela dépend bien évidemment des tuyaux posés et des travaux entrepris pouvant être le chemin critique du collecteur, comme c'est le cas ici où la vitesse de la fouille est conditionnée par la pose des collecteurs. Le blindage acier permet en outre de modifier au besoin l'emplacement du blindage définitif et s'adaptent beaucoup plus, ils ne sont pas sur des côtes fixes comme les palplanches. Les puits crépinés se sont aussi avérés être une solution efficace pour notre chantier. L'étude hydrologique a été intéressante nous permettant de dimensionner ces puits sous différentes contraintes.

Ce qui est important de noter, c'est le caractère déterminant de la coordination dans la DT et sur chantier ; Mais aussi du savoir-faire et de l'ensemble des procédés techniques possibles permettant aux conducteurs de travaux d'être à la fois rapides et avoir l'assurance de nos rendements. D'autres facteurs comme le financier, l'écologie viennent aussi en jeu. Il s'avère que dans la majorité des cas urbains, il n'y a que deux ou 3 solutions possibles. C'est aussi prendre des hypothèses et des paris qui peuvent nous faire gagner du temps, par exemple en enlevant les luminaires ou en remblayant afin de faire des pieux forés. Cette étude apporte donc un autre regard sur ces cellules pour micro-tunnelier qui seront à coup sûr multipliées tant les réseaux viendront à être de plus en plus profonds, de plus en plus techniques, avec le moins d'emprise possibles.

5. Conduite de travaux

5.1 Nos obligations

5.1.1 Les normes

Nous avons dû revoir certaines parties de la soumission afin d'être conforme aux nouvelles normes SIA en vigueur en 2023. Les classes de résistance sur le PRV, ou le PVC ont augmenté au fur et à mesure des années. Des hausses sur le prix des matériaux ont dû être annoncées.

Les normes suisses sont les normes SIA. Vous trouverez le lien du site de celles-ci en annexe (9). Elles régissent sur :

- Le domaine de la construction,
- La planification,
- Les matériaux,
- La sécurité,
- Et l'environnement.

Ces normes sont revues régulièrement. Les ingénieurs civils sont tenus d'être informés régulièrement pour s'assurer de la bonne conformité du chantier.

5.1.2 Les plannings

Après avoir résolu les problèmes de solution technique, nous avons pu dresser le planning général du BDPA liés à des phasages. Les plans de circulation qui sont associés à des phasages vous sont donnés ci-dessous.

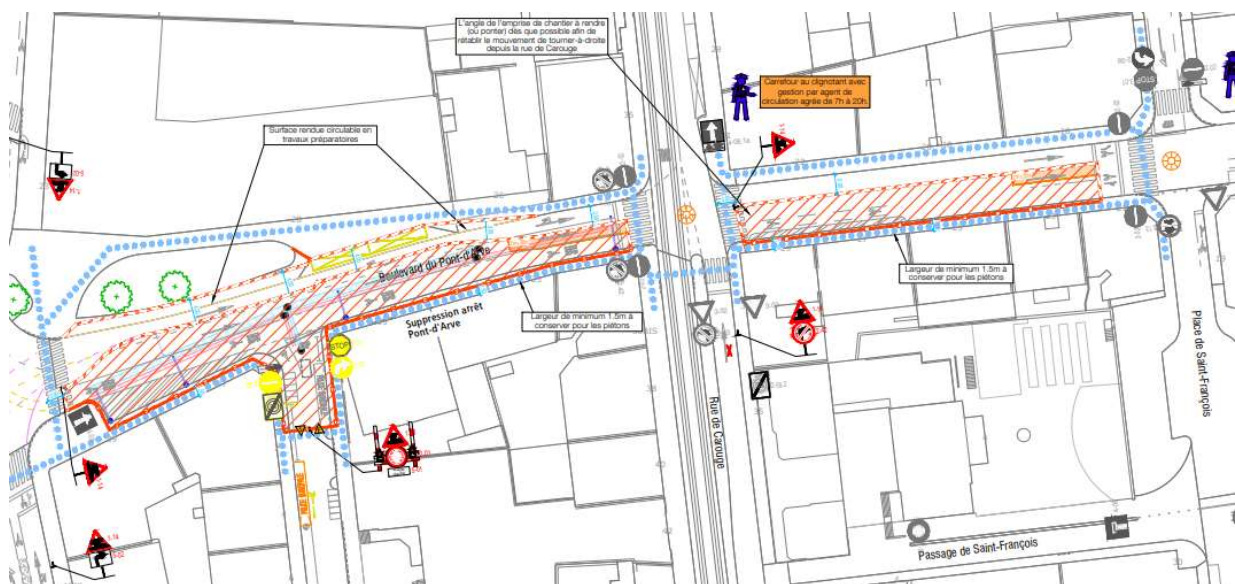


Fig. 36 : Extrait du Plan de circulation étape 7.1 (source Transitec)

Le phasage montre ici le début des travaux sur le BPDA, (il y avait une étape pour les travaux préliminaire) sur laquelle je ne vais pas m'attarder.

Nous avons pu passer en étape 7.1 le 12 juin. Nous avons donc commencé la fouille ouverte à ce moment-là à travers le forage des puits crépinés. Une fois les puits crépinés effectués, nous avons pu commencer à excaver et faire descendre les blindages en fond de fouille.



Fig. 37 : Extrait du plan de circulation étape 7.2 (source Transitec)

Nous sommes passées à l'étape 7.2 (le 17 juillet), date de fermeture du Bd Pont d'Arve ce qui nous a permis monter les blindages et faire les injections Urettek.

Sur le BPDA, au vu de la place qu'IS dispose pour travailler et au vu des rendements demandés, il a été nécessaire que :

- Chaque opération et livraison soient précises afin d'avoir le matériel au bon endroit au bon moment
- Une coordination parfaite des sous-traitants afin qu'ils soient présents au bon moment pour la tâche demandée.

Cela a donc demandé une coordination exemplaire, de la communication une très grande organisation et de l'anticipation avec toutes les parties prenantes du chantier.

De plus, cela demande au conducteur de travaux une disponibilité à tout moment afin de faire face aux imprévus et de les régler au plus vite pour éviter des pertes de rendements.

5.1.3 L'écologie : un sujet essentiel pour Induni

Les normes SIA nous imposent de bétonner les collecteurs, ce qui en comparaison de la France apparaît comme un peu trop sécuritaire. En effet en France, la majorité des réseaux ont un enrobage en gravillon.

On rappelle que la production de béton est une des industries les plus polluantes, en cause la production à très haute température du clinker, produit de base du ciment.

Ce bétonnage systématique, bien que discuté par l'ensemble des acteurs du milieu, ne semble pas en voie d'être abandonné dans les prochaines années. En plus de l'empreinte écologique, le béton coûte cher à la fourniture et la mise en place nécessite parfois de la logistique, coffrage pompe à béton, etc...

Cependant, il faut préciser que ce bétonnage se fait avec des bétons dits maigres ou d'enrobage moins dosés en béton. En économisant le volume de base à mettre sur chantier de béton, le chantier devient alors plus écologique.

Exemple : En appel d'offre, Induni a l'habitude de proposer des variantes du type :

- Proposition soumission : Section 0.5*0.5 avec un tuyau PVC 0.25m de diamètre résistance CR4
- Proposition variantée : Section 0.4*0.4 PVC 0.25m de diamètre résistance CR8 (en accord avec les normes SIA).

Sur 100 ml, cette variante fait une économie de 9 m³ de béton. Il résulte une économie financière et écologique. En effet le fait de monter en classe de résistance pour le tube ne vaut pas l'économie réalisée par le fait de poser moins de béton.

A ceci, il faut rajouter l'économie sur les transports tous les 10 m³, soit un voyage de camion économisé.

Deux autres caractéristiques entrent en compte : le temps de trajet en camion et le taux de recyclage des agrégats.

La volonté du conducteur de travaux à juste titre a été de mutualiser les trajets et rotations. Quand un camion va vider sa benne à la gravière et mettre en décharge, il revient sur chantier avec des agrégats ou du béton.

Sur le chantier de la rue de carouge, nous avons fait les analyses suivantes sachant que nous avons les quantités suivantes dans les grandes lignes :

Décharges :

- 2500 m³ de béton à démolir
- 1000 m³ d'enrobé à démolir
- 8000 m³ de décharge type A

Fournitures :

- 3000 m³ de béton maigres
- 5000 m³ d'agrégats de toute granulométries

Gravière	Gravière A	Gravière B	Carrière C
Distance la plus courte au BPDA**	9 km	7.3 km	7.5 Km
Taux de recyclage des agrégats	30% (variable)	30%	Pas de gravats recyclés
Taux de recyclage des bétons maigres	100 %	50 %	Achat de béton sur une autre plateforme
Taux de recyclage des bétons classés (type C25/C30)	30%	30%	Achat de béton sur une autre plateforme

** la distance ne représente pas toutes les émissions de CO2. Le temps passé dans les bouchons fait également partie des axes principaux d'émission. Ici on ne considèrera pas ces bouchons qui sont trop modulables en fonction de l'heure de la journée. Le pic du flot de frontalier arrivant entre 7h et 9 h du matin et repartant entre 16h30 et 18h30.

Pour le chantier de la rue de carouge, nous avons préféré prendre la gravière A. En effet bien que plus lointaine, elle nous offre un recyclage sur les bétons maigres supérieur. C'est-à-dire que l'entièreté des bétons de démolition que nous ramenons en décharge peut être valorisé en nouveau béton maigre voir béton classé Ce qui favorise un circuit court. L'utilisation d'agrégats recyclés est de plus plébiscité par le Gesdec (Géologie, Sol, Déchets). Il se trouve qu'en plus les prix pratiqués par cette gravière furent les plus attractifs pour l'entreprise et ce même en ayant une distance depuis le chantier vers la gravière plus grande.

Sur les bétons maigres, le recyclage peut être maximal, c'est sur les bétons classés avec nécessitant des résistances ou au-delà des 30% de valorisation, il y a des déperditions mécaniques autour de 15% (résistance en compression), les notions de résistance aux agents chimiques et environnementaux sont altérées. En cause notamment les zones de contact entre les agrégats de béton concassés valorisés et la nouvelle matrice de ciment appelées ITZ en anglais, qui sont beaucoup plus poreuse avec des vides, causant des zones de fragilité. A noter que ces bétons recyclés comportent 2 ITZ une issue du premier béton entre le granulats naturel et le ciment et une issue du deuxième béton entre ce nouveau granulats bitumineux. C'est cette seconde qui est mise en cause. Je vous joins en annexe un lien vers l'étude que j'ai réalisée au Canada à Polytechnique Montréal en collaboration avec Léa Brillet et Eva Guenebaud sur ce phénomène [4].

5.2 Les fournisseurs

5.2.1 PRV

Le collecteur est un tube en fibre de verre dont le matériel est le PRV. Le PRV est constitué de deux produits, la résine qui constitue le liant dans la matrice. Composée de résine en polymères, tel que le vinyle, polyester, elle est thermodurcissable, elle permet aussi de garantir une résistance aux agents agressifs chimiques. La matrice est constituée de fibre de verre dont l'orientation définit la résistance mécanique. C'est un matériel plus rigide que le PVC standard et est une réelle alternative aux tuyaux en béton et les tuyaux en fonte. On utilise ces fibres dans d'autres domaines tel que l'aéronautique, le béton et autres. La propriété utilisée est la résistance en traction dans le sens longitudinal de cette fibre. L'orientation de cette fibre permet de résister à des efforts de compression important. D'une plus grande résistance, ce matériel dispose d'une durée de vie approximativement de 150 ans qui est très élevée. Cela étant c'est un matériel plus cher et dont les délais de fabrication sont relativement longs. C'est un produit dont il existe de multiples techniques de fabrication aboutissant à l'obtention de propriétés mécaniques et chimiques différentes. En annexe, vous pourrez trouver le site de notre fournisseur une présentation succincte de l'utilisation de ce matériel sur les tubes. Ici sur notre chantier il a été décidé que la technique de fabrication serait la centrifugation. Cette technique est brevetée a été inventée par l'entreprise Amiblu. Elle est la seule à pouvoir fournir certains diamètres comme le PRV Ø1100 (1.1 m de diamètre).

Les innovations dans les travaux d'assainissement et voirie sont permises par de nouvelles techniques et des fournisseurs.

Ces fournisseurs comme ceux des tubes des collecteurs ou encore des chambres de traitement des eaux (du collecteur bleu clair sur la coupe de la fouille ouverte du BPDA Ø300), leurs permettent de ne pas avoir de concurrence. Ils ont donc un impact significatif sur le marché.

Sur des montants importants, le fournisseur qui a donc le monopole du produit peut influencer le montant rendu par l'entreprise répondant à l'appel d'offre en serrant plus ou moins ses prix et donc influence le marché. Cela peut être le cas avec de la sous-traitance concernant des prestations très techniques ou des fournisseurs.

5.2.2 Les autres marchés

D'autres marchés ont été évidemment consultés pour la fourniture de PVC, de préfabriqués, ainsi que les décharges et agrégats. Pour le choix final des fournisseurs, nous avons pris en compte et analysé :

- Leurs prix intrinsèques
- Les prix des livraisons
- Autres avantages comme la flexibilité, stockage pour le chantier

Il s'agit de la partie où les conducteurs de travaux connaissant les prix des fournitures de la plupart des matériaux. Ils sont donc en mesure de négocier. Nous mettons donc les fournisseurs en concurrence afin d'obtenir les meilleurs prix.

5.3 Les devis

Je me suis occupé de l'ébauche des raccords privés. Le devis a pour but de faire la connexion du raccord d'eau pluviale et d'eau usée de chaque parcelle au collecteur principal à l'aide de pièce à coller.

Il est nécessaire de prendre en considération :

- Les raccords PVC sont construits en dessous des batteries des services industriels déjà en place qui nous empêchent de creuser et de compacter. Une aspiratrice est de fait nécessaire pour creuser.
- Le remblaiement est fait en béton pour cause d'impossibilité de compacter (raccords dans l'assise de route)
- Il y a une nécessité de miner à la main sous les réseaux et même de casser l'enrobage des batteries de certains de ces réseaux bétonnés pour pouvoir travailler.
- La profondeur couplée à la largeur de la fouille implique une section large avec une volumétrie de tranchée globale importante.

Ces éléments cumulés impliquent des prix relativement élevés en comparaison avec des raccords privés habituels.

Ci-dessous un exemple du planning réalisé selon les hypothèses pour le raccord de la parcelle 39. Il s'agit de raccord pour des sacs d'eau pluviale. Nous le connectons au réseau d'eau pluviale grâce à des pièces à coller sur le PRV 1100.

La difficulté ici est la présence de réseaux qui nous imposent d'excaver à l'aspiratrice.

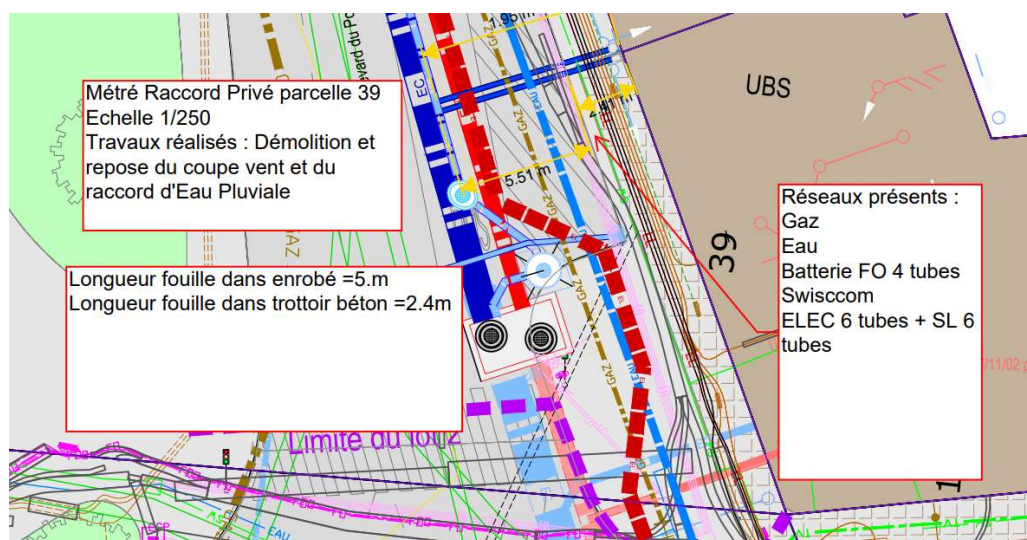


Fig. 38 : Situation des collecteurs

Le planning :

Jour 1 : Sondage, démolition de surfaces, creuses jusqu'au réseaux et minage

Jour 2 : Minage sous réseaux et réglage

Jour 3 : pose du collecteur

Jour 4 : Remblaiement et réfection de trottoir

Pour réaliser le devis (je ne rentre pas dans les détails des prix pour des questions de confidentialité) :

- Je pensais mettre une équipe de 3 personnes dont un machiniste se servant de la pelle à pneu et un dumper.
- J'ai ensuite fait le bilan des quantités à évacuer, à acheter, les objets à acheter et les autres outils

Tout ceci m'a donné un budget prévisionnel de la fouille. Ensuite j'ai pu constituer mon devis.

Le risque financier est ici grand, à partir de chaque journée perdue 2500 CHF ne seront pas payés par le client puisque les devis ne peuvent être révisés.

5.4 Les sous-traitants

La consultation des sous-traitants constitue une partie importante du travail du conducteur de travaux. Il est essentiel d'avoir des sous-traitants disponibles et dont la machinerie correspond au besoin de la MO.

5.4.1 Les puits crépinés

Une fois le choix effectué de faire des puits crépinés, il a fallu rechercher une entreprise sous-traitante. En effet, Induni ne dispose pas de machines en capacité de le faire. IS dispose de pelles, de camions, de chargeur et des machines plutôt typées VRD et terrassement.

Deux entreprises nous ont répondues sur le nouveau marché que nous leur proposons. Le choix du sous-traitant final a été choisi compte tenu du fait que nous avons fait le choix de ne pas démonter les lignes aériennes au-dessus du Pont d'Arve. En effet, une seule des deux entreprises disposait de machines adéquates pour cette situation. Il s'agit d'une entreprise de travaux spéciaux avec qui nous travaillons régulièrement.

Cette entreprise a dû se plier à nos demandes concernant l'intervention et la disposition de leurs installations. Pour une question de confidentialité, je ne peux pas nommer cette entreprise.

Sur la chaussée, nous avons 3 voies de circulation de large dont l'une était encore disponible à la circulation et les deux autres étaient réservées pour notre chantier.

La coactivité a été une de nos erreurs. En effet, nous avons en même temps l'équipe interne d'Induni qui faisait les dévoiements de réseaux. Cela n'a pas tant que cela impacté le

chantier puisqu'ils étaient en amont. Cependant, nous avons toute l'activité d'installations de chantier et un début des travaux sur la partie aval du chantier. La coactivité a donc eu un impact direct sur le rendement de nos équipes compte tenu du manque de place pour travailler. Nous avons également eu des moments où les équipes empiétaient les unes sur les autres qu'elles soient internes ou externe à IS.

A cause de la coactivité, nous avons perdu trois jours dans le programme de départ. Les sous-traitants sont partis 3 jours après leur repli initialement prévu.

Le chef de chantier a aussi dû avoir en relation ces sous-traitants pour l'emplacement des puits crépinés. Il devait trouver leur emplacement exact afin qu'ils ne dérangent pas la phase d'excavation et la pose du collecteur d'eau usée.

5.4.2 Les marquages

Les marquages représentent une partie importante du chantier pourtant financièrement, elle ne représente que 1 % du total du chantier.

Avec l'arrivée d'un chantier, les piétons, les cyclistes ainsi que les automobilistes ont besoin d'être guidés sur le chemin qu'ils peuvent emprunter. D'où l'importance des marquages et la mise en place de panneaux de déviations enfin de les guider.

Ces flux sont gérés par le bureau de circulation. Pour ce faire, nous avons dû mettre en place des panneaux à travers la ville de Genève pour dévier le flux général qui arrive au secteur du BPDA, (secteur carouge) mais aussi pour dévier les automobilistes quand ils sont sur le BPDA ou aux alentours.

Nous avons dû également des arrêts provisoires pour les bus. Ces travaux ne peuvent se faire que de nuit au vu des flux. Le conducteur de travaux principal n'a pas le temps d'être sur chantier pour vérifier l'entièreté des marquages. La sous-traitance de ces marquages a été attribué à SCRASA.

Nous n'avons pas le droit à l'erreur sur cette partie. L'OCT, fait aussi des contrôles sur ces marquages et nous fait des rapports.

Je trouve que les marquages représentent un risque pour l'entrepreneur. La sous-traitance influe peu, puisque les gens se fient à l'entreprise dont ils voient les machines. Il se trouve que nous sommes en consortium avec l'entreprise de sous-traitance. Cependant, il y a bien des chantiers où les sous-traitants sont externes à la direction de travaux et le risque appartient à l'entreprise principale.

J'ai soutenu le conducteur de travaux en gérant le chantier durant une nuit. Il est important de surveiller ce chantier pour son bon déroulement car il s'agit d'une rue extrêmement passante compte tenu des discothèques et de la centralité de la rue. En effet, la nuit nous avons des vols de panneaux ou encore des panneaux tournés, cela représente un risque quotidien.

Pour cela, un ouvrier du chantier fait des rondes régulièrement pour vérifier l'état de la signalisation et refaire la signalisation sur plan si des modifications sont nécessaires.

Conclusion

Comme nous l'avons vu tout au long de ce rapport, ce chantier urbain est en proie à de multiples contraintes aussi bien : de temps et d'espace mais aussi des contraintes géotechniques avec la présence d'une nappe phréatique et de réseaux traversants.

Toutes ces contraintes ont rendu mon stage passionnant et challengeant afin de trouver des solutions innovantes. Il m'a donc permis de monter en compétences sur la préparation de chantier. Il m'a également permis d'étudier les options que nous avons pour essayer d'aller le plus vite avec le meilleur rendement possible.

Durant ce rapport, j'ai pu vous montrer mon analyse sur les deux axes de travaux dont les durées et rendements étaient les plus compliquées et risquées. Les autres travaux du chantier étant liés à des types de travaux plus « classiques », bien qu'aucun des chantiers n'est simple. De plus, ces axes, les plus techniques, m'ont paru les plus intéressants pour ce chantier : La fouille ouverte BPDA et la cellule de poussée. Au-delà des aspects techniques, j'ai également pris de l'expérience concernant les aspects essentiels que sont le planning et le financier. Tout cela en gardant une importance considérable pour que nos solutions soient les plus écologiques possibles.

Tous ces solutions ont permis à Induni-Scrasa d'avoir des réponses quant aux sujets spécifiques rencontrés durant chantier comme pour le rabattement de nappe, le blindage en milieu urbain, les injections Uretex, etc.

Pour un conducteur de travaux, au moment de l'exécution, résident toujours des risques exécutifs pouvant mettre en danger les ouvriers, financiers et échéanciers. Il faut que toutes les hypothèses prises dans le planning fonctionnent afin qu'il n'y ait pas de retard qui ne soit imputable à l'entreprise. La question subsidiaire est ici celle de la responsabilité. A qui incombe la responsabilité du retard ? Le bureau d'ingénieur, l'entreprise, les intempéries ? En outre dans les chantiers urbains, les dates d'arrivée des livraisons, la coordination avec les sous-traitants nécessite une très grande rigueur pour ne pas ralentir le chantier, ou dans le cas inverse, imposer dans la coactivité dans le chantier

Pour terminer, en plus de ce chantier durant mon stage, je souhaite que ce rapport puisse permettre d'anticiper les futurs chantiers urbains similaires de mise en séparatif de réseau d'assainissement. En effet, ce type de chantiers viendront à se multiplier compte tenu des infrastructures vétustes présents dans le centre-ville de Genève.

Bibliographie

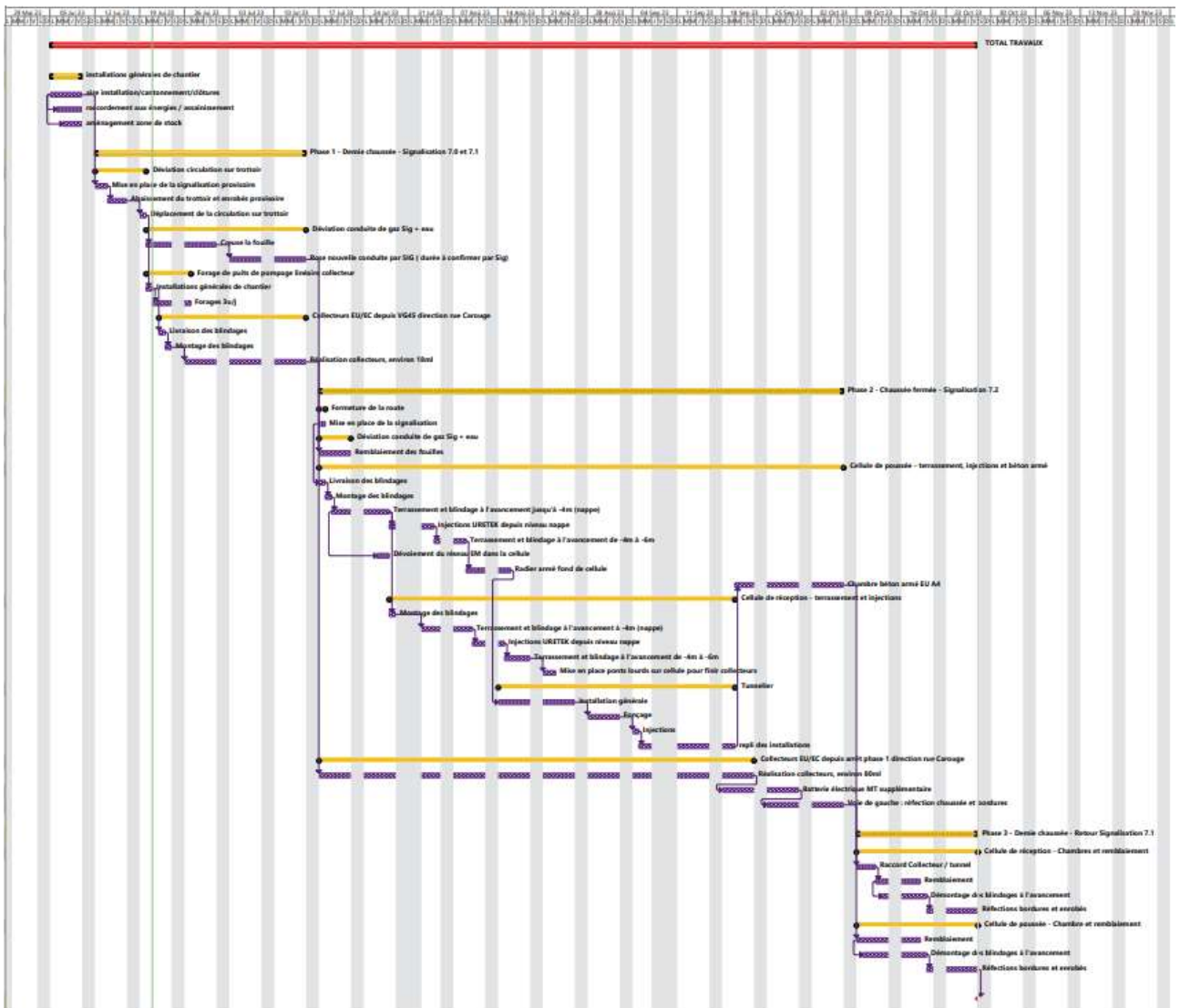
- (1) Présentation du chantier de la rue de Carouge, site internet de la ville de Genève : <https://www.geneve.ch/fr/themes/amenagement-construction-energie/amenagement-espace-public/projets-amenagement/carouge>
- (2) Article du TDG (Journal Genevois) = <https://www.tdg.ch/le-boulevard-du-pont-darve-va-etre-coupe-pendant-trois-mois-342262827222>
- (3) Site SITG (Localisation/Cartes) <https://map.sitg.ch/app/>
- (4) Insee, Frontaliers genevois : <https://www.insee.fr/fr/statistiques/6444379#figure1>
- (5) Office fédéral de la statistique (OFS), présentation des migrations pendulaires par ville : <https://www.bfs.admin.ch/bfs/fr/home/statistiques/mobilite-transport/transport-personnes/pendularite.html>
- (6) OFS Mode de transport des frontaliers depuis la France vers le territoire suisse : https://statistique.ge.ch/tel/publications/2021/hors_collection/ost/Synthese_2021.pdf
- (7) Site présentant Baubit : <https://www.arc-logiciels.ch/solutions/baubitpro-gerer-chantiers-offre-facturation-saisie-mobile/>
- (8) Rabattement de nappe par le CFMS
- (9) Normes suisses SIA : <https://www.sia.ch/fr/services/sia-norm/activites-de-normalisation/>
- (10) Site Hobas, dont l'entreprise est spécialisée dans la fourniture de tubes et accessoires en matériau PRV : <https://www.hobas.com/fr/grp-pipe-material/>

Annexes

- [1] Stage MSP : Jean Fougère
- [2] Rapport géotechnique du BPDA rédigé par le bureau d'ingénieur GADZ.
- [3] Rabattement de nappe
- [4] Planning
- [5] Fiche de calcul : Fouille ouverte Palplanche
- [6] Stabilité des pentes : Fouille ouverte Palplanche
- [7] Fiche de calcul : Cellule de poussée, Micropieux Ø 300 Profil 1
- [8] Fiche de calcul : Cellule de poussée, Pieux Ø800 Profil 1
- [9] Revue de la documentation sur les bétons recyclés

[4] Planning

N°	Nom de la tâche	Durée	Debut	Fin
1				
2	TOTAL TRAVAUX	101 jours	Lun 05.06.23	Ven 27.10.23
3				
4	Installations générales de chantier	5 jours	Lun 05.06.23	Ven 09.06.23
5	aire installation/cantonnement/citernes	3 jours	Lun 05.06.23	Ven 09.06.23
6	raccorderment aux électriciens / assainissement	4 jours	Mar 06.06.23	Ven 09.06.23
7	aménagement zone de stock	2 jours	Mer 07.06.23	Ven 09.06.23
8				
9	Phase 1 - Demie chaussée - Signalisation 7.0 et 7.1	25 jours	Lun 12.06.23	Ven 14.07.23
10	Déplacement circulation sur trottoir	6 jours	Lun 12.06.23	Lun 19.06.23
11	Mise en place de la signalisation provisoire	3 jours	Lun 12.06.23	Mer 14.06.23
12	Abaissement du trottoir et enrobé provisoire	3 jours	Mer 14.06.23	Ven 16.06.23
13	Déplacement de la circulation sur trottoir	3 jours	Lun 19.06.23	Lun 19.06.23
14	Déplacement conduite de gaz Sig + eau	19 jours	Mar 20.06.23	Ven 14.07.23
15	Creuser la tranchée	8 jours	Mar 20.06.23	Ven 30.06.23
16	Pose nouvelle conduite par SIG (dunex à confirmer par Sig)	10 jours	Lun 03.07.23	Ven 14.07.23
17	Fouage de puits de pompage linéaire collecteur	5 jours	Mar 20.06.23	Lun 26.06.23
18	Installations générales de chantier	3 jours	Mar 20.06.23	Mer 20.06.23
19	Fouage Su2	4 jours	Mer 21.06.23	Lun 26.06.23
20	Collecteurs EU/EC depuis VG45 direction rue Carouge	17 jours	Jeu 22.06.23	Ven 14.07.23
21	Livraison des blindages	1 jour	Jeu 22.06.23	Jeu 22.06.23
22	Montage des blindages	1 jour	Ven 23.06.23	Ven 23.06.23
23	Réalisation collecteurs, environ 18m	15 jours	Lun 26.06.23	Ven 14.07.23
24				
25	Phase 2 - Chaussée fermée - Signalisation 7.2	56 jours	Lun 17.07.23	Ven 06.10.23
26	Fermeture de la route	1 jour	Lun 17.07.23	Lun 17.07.23
27	Mise en place de la signalisation	1 jour	Lun 17.07.23	Lun 17.07.23
28	Déplacement conduite de gaz Sig + eau	5 jours	Lun 17.07.23	Ven 21.07.23
29	Remblaiement des fossés	5 jours	Lun 17.07.23	Ven 21.07.23
30	Cellule de pose - terrassement, injections et béton armé	66 jours	Lun 17.07.23	Ven 06.10.23
31	Livraison des blindages	1 jour	Lun 17.07.23	Lun 17.07.23
32	Montage des blindages	1 jour	Mar 18.07.23	Mer 18.07.23
33	Terrassement et blindage à l'avancement jusqu'à -4m (nappe)	7 jours	Mer 19.07.23	Jeu 27.07.23
34	Injections LRTEK depuis niveau nappe	3 jours	Ven 28.07.23	Jeu 03.08.23
35	Terrassement et blindage à l'avancement de -4m à -6m	3 jours	Ven 04.08.23	Mer 09.08.23
36	Déplacement du réseau EM dans la cellule	2 jours	Mer 26.07.23	Jeu 27.07.23
37	Radier armé fast de cellule	5 jours	Mer 09.08.23	Mer 15.08.23
38	Chambre béton armé EU A4	11 jours	Mer 23.08.23	Ven 06.09.23
39	Cellule de réception - terrassement et injections	34 jours	Ven 28.07.23	Mer 19.09.23
40	Montage des blindages	1 jour	Ven 28.07.23	Ven 28.07.23
41	Terrassement et blindage à l'avancement à -6m (nappe)	6 jours	Mer 02.08.23	Mer 09.08.23
42	Injections LRTEK depuis niveau nappe	3 jours	Jeu 03.08.23	Lun 14.08.23
43	Terrassement et blindage à l'avancement de -6m à -8m	4 jours	Mer 15.08.23	Ven 18.08.23
44	Mise en place ports lourds sur cellule pour livrer collecteurs	2 jours	Lun 21.08.23	Mer 22.08.23
45	Tunnelier	25 jours	Lun 14.08.23	Mer 19.09.23
46	Installation générale	10 jours	Lun 14.08.23	Ven 18.08.23
47	Fouage	5 jours	Lun 28.08.23	Ven 01.09.23
48	Injections	1 jour	Lun 04.09.23	Lun 04.09.23
49	regl des installations	9 jours	Mer 05.09.23	Mer 13.09.23
50	Collecteurs EU/EC depuis arêt phase 1 direction rue Carouge	46 jours	Lun 17.07.23	Ven 22.09.23
51	Réalisation collecteurs, environ 18m	46 jours	Lun 17.07.23	Ven 22.09.23
52	Batterie électrique MT supplémentaires	10 jours	Lun 08.09.23	Ven 29.09.23
53	Voie de gauche : réflexion chaussée et bordure	10 jours	Lun 25.09.23	Ven 06.10.23
54				
55	Phase 3 - Demie chaussée - Retour Signalisation 7.1	15 jours	Lun 09.10.23	Ven 27.10.23
56	Cellule de réception - Chambres et revêtement	15 jours	Lun 09.10.23	Ven 27.10.23
57	Raccord Collecteur / tunnel	2 jours	Lun 09.10.23	Mer 11.10.23
58	Remblaiement	5 jours	Jeu 12.10.23	Mer 18.10.23
59	Démontage des blindages à l'avancement	5 jours	Ven 13.10.23	Jeu 18.10.23
60	Réfections bordures et enrobés	6 jours	Ven 16.10.23	Ven 27.10.23
61	Cellule de pose - Chambres et revêtement	15 jours	Lun 09.10.23	Ven 27.10.23
62	Remblaiement	6 jours	Lun 09.10.23	Mer 18.10.23
63	Démontage des blindages à l'avancement	6 jours	Mer 18.10.23	Jeu 19.10.23
64	Réfections bordures et enrobés	6 jours	Ven 20.10.23	Ven 27.10.23
65				
66	Fin de chantier Boulevard Pont D'orve	0 jour	Ven 27.10.23	Ven 27.10.23



[4] Fiche de Calcul Palplanche KD VI/8

Conception de l'ouvrage de soutènement

Données d'entrée (Phase de construction 1)

Date : 31/08/2023

Paramètres

Standard - coefficients de sécurité





Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
standard
Coefficients EN 1992-1-1 : standard
Structures en acier : EN 1993-1-1 (EC3)
Coefficients EN 1993-1-1 : $\gamma_{M0} = 1,00$
Coefficient partiel de capacité portante de la section en acier : $\gamma_{M0} = 1,00$
Structures en bois : EN 1995-1-1 (EC5)
Coefficients EN 1995-1-1 : $\gamma_M = 1,30$
Coefficient partiel des propriétés du bois : $\gamma_M = 1,30$
Coefficient de l'effet de charge et d'humidité (bois) : $k_{mod} = 0,50$
Coefficient de la largeur de section en glissement (bois) : $k_{cr} = 0,67$

Calcul des pressions

Méthode de vérification : coefficients de sécurité
Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
Calcul du séisme : Mononobe-Okabe

Paramètres de base des sols

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai 2		28,00	1,00	11,00	11,00	0,00
2	Grave alluvionnaire		36,00	1,00	12,50	12,50	0,00
3	Limon 6c1		30,00	12,50	11,50	11,50	0,00
4	Limon 6c12		30,00	10,00	10,50	10,50	0,00

Paramètres des sols

Remblai 2

Poids volumique : $\gamma = 11,00$ kN/m³
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 28,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 1,00$ kPa
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 0,00^\circ$
Sol : pulvérulent
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m³

Grave alluvionnaire

Poids volumique : $\gamma = 12,50$ kN/m³
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 1,00$ kPa
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 0,00^\circ$
Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 22,50 \text{ kN/m}^3$

Limon 6c1

Poids volumique : $\gamma = 11,50 \text{ kN/m}^3$
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 12,50 \text{ kPa}$
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 0,00^\circ$
Sol : cohérent
Coefficient de Poisson : $\nu = 0,40$
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Limon 6c12





Poids volumique : $\gamma = 10,50 \text{ kN/m}^3$
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 0,00^\circ$
Sol : cohérent
Coefficient de Poisson : $\nu = 0,40$
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

Matériau de la structure

Acier de construction : EN 10025 : Fe 360

Limite d'élasticité $f_y = 235,00 \text{ MPa}$
Module d'élasticité $E = 210000,00 \text{ MPa}$
Module d'élasticité en cisaillement $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t (m)	Profondeur z (m)	Sol assigné	Echantillon
1	2,00	0,00 - 2,00	Remblai 2	
2	3,00	2,00 - 5,00	Grave alluvionnaire	
3	2,00	5,00 - 7,00	Limon 6c1	
4		7,00 - ∞	Limon 6c12	

Géométrie de la structure

Le sol devant le mur a été excavé jusqu'à la profondeur de 3,00 m.

Section

Nom de section : Paslanbe - K0 VU6

Surf. de sect. $A = 1,08\text{E-}02 \text{ m}^2\text{m}$
Moment d'inertie $I = 9,68\text{E-}06 \text{ m}^4\text{m}$
Module de la section $W = 2,42\text{E-}04 \text{ m}^3\text{m}$
Module de section plastique $W_{pl} = 2,94\text{E-}04 \text{ m}^3\text{m}$

Pression saisie appliquée à la structure

Type de pression : active

La valeur $\sigma_{a,min}$ considérée pour la pression de dimensionnement minimale = $0,20\sigma_z$

Type de redistribution : sans redistribution

Profil du terrain

Le terrain derrière la structure est plan.

Effet de l'eau

La nappe phréatique derrière la structure est à la profondeur de 3,50 m.

La nappe phréatique devant la structure est à la profondeur de 3,50 m.

Le sol de fondation auprès de la base de la structure est imperméable.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : transitoire

Vérification n° 1 (Phase de construction 1)

Conception de la paroi non-ancrée

Coefficient de réduction de la pression passive = 1,00

Valeur maximale de la force de cisaillement = 51,33 kN/m

Valeur maximale du moment = 20,79 kNm/m

Profondeur nécessaire de la structure dans le sol = 1,98 m

Long. totale de la structure = 4,98 m

Diagrammes de la pression et des efforts internes appliqués à la structure

Profondeur [m]	Press. active [kPa]	Press. passive [kPa]	Press. totale [kPa]	Force de cisail. [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
0.30	0.67	0.00	0.67	-0.10	0.01
0.64	1.88	0.00	1.88	-0.53	0.11
0.98	3.10	0.00	3.10	-1.38	0.42
1.32	4.31	0.00	4.31	-2.63	1.09
1.66	5.53	0.00	5.53	-4.30	2.25
2.00	6.74	0.00	6.74	-6.39	4.06
2.00	4.69	0.00	4.69	-6.39	4.06
2.33	5.77	0.00	5.77	-8.13	6.47
2.67	6.86	0.00	6.86	-10.24	9.52
3.00	7.94	0.00	7.94	-12.70	13.33
3.00	7.94	-3.99	3.94	-12.70	13.33
3.25	8.75	-16.46	-7.71	-12.23	16.51
3.50	9.56	-28.92	-19.36	-8.85	19.20
3.81	10.57	-44.43	-33.86	-0.57	20.79
4.12	11.58	-59.93	-48.35	12.22	19.09
4.43	12.59	-75.44	-62.85	29.52	12.72
4.74	13.60	-90.95	-77.35	51.33	0.26

Données d'entrée (Phase de construction 2)

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2,00	0,00 - 2,00	Remblai 2	
2	3,00	2,00 - 5,00	Grave alluvionnaire	
3	2,00	5,00 - 7,00	Limon 6c1	
4	-	7,00 - ∞	Limon 6c12	

--	--	--	--	--	--

	Force motr. min. [kN/m]	Force motr. max. [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
6.29	28.62	51.33	0.26	4.09
6.72	51.33	58.32	-14.41	0.26
6.82	51.33	58.32	-4.31	0.26
6.92	51.33	58.32	-5.75	0.26
7.02	51.33	58.32	-4.31	0.26
7.12	51.33	58.32	0.00	0.26

Valeurs maximales des forces internes

Moment de flexion maximal = 20.79 kNm/m

Moment de flexion minimal = -14.41 kNm/m

Force de cisaillement maximale = 58.32 kN/m

Vérification de la section en acier selon EN 1993-1-1

Toutes les phases de construction sont considérées dans le calcul.

Coefficient partiel de charge = 1,00

Forces de dimensionnement appliquées à 1 m du mur

$M_{max} = 20,79$ kNm/m; $Q = 0,57$ kN/m

$Q_{max} = 58,32$ kN/m; $M = 14,41$ kNm/m

Vérification du moment max. $M_{max} + Q$:

Vérification de la flexion:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,366 \leq 1$ **Admissible**

Vérification du glissement:

$Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1$ **Admissible**

Vérification de l'état de contraintes planes :

Contrainte normale $\sigma_{x,Ed} = 68,72$ MPa

Contrainte de cisaillement $\tau_{Ed} = 0,11$ MPa

Expertise : $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,086 \leq 1$ **Admissible**

Vérification de la force de cisail. max. $Q_{max} + M$:

Vérification de la flexion:

$M/M_{c,Rd} = 0,253 \leq 1$ **Admissible**

Vérification du glissement:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,109 \leq 1$ **Admissible**

Vérification de l'état de contraintes planes :

Contrainte normale $\sigma_{x,Ed} = 47,63$ MPa

Contrainte de cisaillement $\tau_{Ed} = 11,67$ MPa

Expertise : $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,048 \leq 1$ **Admissible**

Section ADMISSIBLE

Profondeur [m]	Press. totale [kPa]	Force de cisail. [kN/m]	Moment [kNm/m]
2.38	5.91	11.49	-5.60
2.75	7.13	9.05	-9.47
3.13	8.34	6.15	-12.33
3.50	9.56	2.79	-14.02
3.88	14.53	-1.73	-14.28
4.25	19.49	-8.11	-12.49
4.63	24.46	-16.35	-7.97
5.00	29.43	-26.45	0.00
5.00	-22.89	-26.45	0.00
5.43	-36.07	-13.77	8.86
5.86	-49.26	4.59	11.03
6.29	-62.44	28.62	4.09
6.72	-75.63	66.32	-14.41

Dimensionnement n° 1

	Force motr. min. [kN/m]	Force motr. max. [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
0.30	-0.10	-0.10	0.01	0.01
0.64	-0.55	-0.53	0.11	0.11
0.66	-0.59	-0.58	0.12	0.13
0.98	-1.40	-1.38	0.42	0.44
1.03	-1.54	-1.52	0.48	0.51
1.32	-2.67	-2.63	1.09	1.13
1.39	-2.96	-2.93	1.27	1.32
1.66	-4.35	-4.30	2.25	2.32
1.75	-4.85	-4.81	2.66	2.73
1.75	-4.85	15.05	2.66	2.73
2.00	-6.39	13.48	-0.91	4.06
2.33	-8.13	11.71	-5.08	6.47
2.38	-8.39	11.49	-5.60	6.85
2.67	-10.24	9.59	-8.61	9.52
2.75	-10.85	9.05	-9.47	10.47
3.00	-12.70	7.11	-11.38	13.33
3.13	-12.47	6.15	-12.33	14.92
3.25	-12.23	5.03	-12.90	16.51
3.50	-8.85	2.79	-14.02	19.20
3.81	-0.96	-0.57	-14.24	20.79
3.88	-1.73	2.05	-14.28	20.44
4.12	-5.93	12.22	-13.10	19.09
4.25	-8.11	19.32	-12.49	16.47
4.43	-12.14	29.52	-10.28	12.72
4.63	-16.35	42.95	-7.97	5.04
4.74	-19.57	51.33	-5.43	0.26
5.00	-26.45	51.33	0.00	0.26
5.43	-13.77	51.33	0.26	8.86
5.86	4.59	51.33	0.26	11.03

Géométrie de la structure

Le sol devant le mur a été excavé jusqu'à la profondeur de 5,00 m.

Section

Nom de section : Palplanche : KD VI/8

Surf. de sect. A = 1,06E-02 m²/mMoment d'inertie I = 9,68E-06 m⁴/mModule de la section W = 2,420E-04 m³/mModule de section plastique W_{pl} = 2,940E-04 m³/m**Butons saisis**

Num.	Nouveau buton	Nom	Profondeur z [m]	Longueur l [m]	Distance b [m]	Inclin. α [°]
1	Oui	Buton 1	1,75	3,00	1,00	0,00

Pression saisie appliquée à la structure

Type de pression : active

La valeur $\sigma_{a,min}$ considérée pour la pression de dimensionnement minimale = 0,20 σ_z

Type de redistribution : sans redistribution

Profil du terrain

Le terrain derrière la structure est plan.

Effet de l'eau

La nappe phréatique derrière la structure est à la profondeur de 3,50 m.

La nappe phréatique devant la structure est à la profondeur de 5,00 m.

Le sol de fondation auprès de la base de la structure est imperméable.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : transitoire

Vérification n° 1 (Phase de construction 2)

Conception du soutènement ancré et encastrement en pointe

Coefficient de réduction de la pression passive = 1,00

Profondeur calculée du point zéro u = 0,00 m

Valeur maximale de la force de cisaillement = 58,32 kN/m

Valeur maximale du moment = 14,41 kNm/m

Profondeur nécessaire de la structure dans le sol = 2,12 m

Long. totale de la structure = 7,12 m

Forces des butons


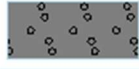


Num.	Profondeur z [m]	Force du buton [kN]
1	1,75	19,67

Diagrammes de la pression et des efforts internes appliqués à la structure





Profondeur [m]	Press. totale [kPa]	Force de cisail. [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.30	0.67	-0.10	0.01
0.66	1.96	-0.58	0.12
1.03	3.26	-1.52	0.48
1.39	4.55	-2.93	1.27
1.75	5.85	-4.81	2.66
1.75	5.85	15.05	2.66
2.00	6.74	13.48	-0.91
2.00	4.69	13.48	-0.91

[4] Stabilité de la pente, Palplanche KD 6/8

Paramètres des sols - état de contraintes effectives

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Remblai		30,00	1,00	11,00
2	Grave alluvionnaire		35,00	1,00	12,50
3	Limon semi consolidé 6c12		30,00	12,50	11,50
4	Limon semi consolidé 6c12		30,00	10,00	10,50

Paramètres des sols - soulèvement hydraulique

Num.	Nom	Echantillon	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Remblai		21,00		
2	Grave alluvionnaire		22,50		
3	Limon semi consolidé 6c12		21,50		
4	Limon semi consolidé 6c12		20,50		

Paramètres des sols

Remblai

Poids volumique : $\gamma = 11,00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Résistance au cisaillement : Mohr-Coulomb
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Grave alluvionnaire

Poids volumique : $\gamma = 12,50 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Résistance au cisaillement : Mohr-Coulomb
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 22,50 \text{ kN/m}^3$

Calcul de la stabilité de pente

Données d'entrée (Phase de construction 1)

Projet

Paramètres

Standard - coefficients de sécurité

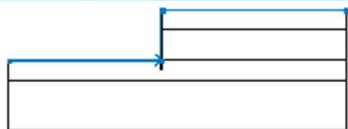
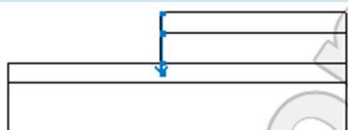

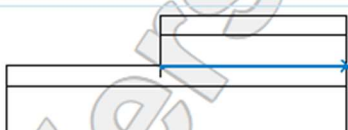

Calcul de la stabilité

Méthode de vérification : coefficients de sécurité

Calcul du séisme : Standard

Coefficients de sécurité	
Situation de calcul permanente	
Coefficient de sécurité :	SF _s = 1,50 [-]

Interface

Num.	Placement de l'interface	Coordonnées des points de l'interface [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-15,00	-5,00	-0,08	-5,00	-0,08	0,00
		0,00	0,00	18,00	0,00		
2		-0,08	-5,00	-0,08	-6,00	0,00	-6,00
		0,00	-5,00	0,00	-2,00	0,00	0,00
3		0,00	-2,00	18,00	-2,00		
4		0,00	-5,00	18,00	-5,00		
5		-15,00	-7,00	18,00	-7,00		


Limon semi consolidé 6c1²

Poids volumique : $\gamma = 11,50 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Résistance au cisaillement : Mohr-Coulomb
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 12,50 \text{ kPa}$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$





Limon semi consolidé 6c1²

Poids volumique : $\gamma = 10,50 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Résistance au cisaillement : Mohr-Coulomb
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

Modèles de solide

Num.	Nom	Echantillon	γ [kN/m ³]
1	Matériau de la structure		23,00

Assignation et surfaces

Num.	Placement de la surface	Coordonnées des points de la surface [m]				Sol assigné
		x	z	x	z	
1		18,00	-2,00	18,00	0,00	Remblai
		0,00	0,00	0,00	-2,00	
2		18,00	-5,00	18,00	-2,00	Grave alluvionnaire
		0,00	-2,00	0,00	-5,00	
3		-0,08	-6,00	0,00	-6,00	Matériau de la structure
		0,00	-5,00	0,00	-2,00	
		0,00	0,00	-0,08	0,00	
		-0,08	-5,00			
4		18,00	-7,00	18,00	-5,00	Limon semi consolidé 6c1 ²
		0,00	-5,00	0,00	-6,00	
		-0,08	-6,00	-0,08	-5,00	
		-15,00	-5,00	-15,00	-7,00	

Num.	Placement de la surface	Coordonnées des points de la surface [m]				Sol assigné
		x	z	x	z	
5		-15,00	-7,00	-15,00	-12,00	Limon semi consolidé 6c12
		18,00	-12,00	18,00	-7,00	

Eau

Type : Nappe phréatique

Num.	Placement de la nappe phréatique	Coordonnées des points de la nappe phréatique [m]			
		x	z	x	z
1		-15,00	-5,00	0,00	-5,00
		18,00	-4,00		

Fissure de traction

La fissure de traction n'est pas saisie.

Séisme

Le séisme n'est pas considéré.

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Résultats (Phase de construction 1)

Calcul 1

Surface de glissement circulaire

Paramètres de la surface de glissement					
Centre :	x =	-1,18 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-35,04 [°]
	z =	0,06 [m]		$\alpha_2 =$	89,44 [°]
Rayon :	R =	6,18 [m]			

Surface de glissement après l'optimisation.

Le poids total du sol au-dessus de la surface de cisaillement: 397,21 kN/m

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)

Somme des forces actives : $F_a = 146,12$ kN/m

Somme des forces passives : $F_p = 303,78$ kN/m

Moment de glissement : $M_a = 903,03$ kNm/m

Moment résistant : $M_p = 1877,35$ kNm/m

Coefficient de sécurité = 2,08 > 1,50

Stabilité de pente ADMISSIBLE

[7] Fiche de calcul Micropieux Ø300

Conception de l'ouvrage de soutènement

Données d'entrée

Date : 02/09/2023

Paramètres

Standard - coefficients de sécurité





Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
standard
Coefficients EN 1992-1-1 : EN 1993-1-1 (EC3)
Structures en acier : EN 1993-1-1 (EC3)
Coefficient partiel de capacité portante de la section en acier : $\gamma_{M0} = 1,00$
Structures en bois : EN 1995-1-1 (EC5)
Coefficient partiel des propriétés du bois : $\gamma_M = 1,30$
Coefficient de l'effet de charge et d'humidité (bois) : $k_{mod} = 0,50$
Coefficient de la largeur de section en glissement (bois) : $k_{cr} = 0,67$

Calcul des pressions

Méthode de vérification : coefficients de sécurité
Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
Calcul du séisme : Mononobe-Okabe

Paramètres de base des sols

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		28,00	1,00	11,00	11,00	9,50
2	Grave Alluvionnaire		36,00	1,00	12,50	12,50	12,00
3	Limon consolidé		30,00	12,50	11,50	1,50	12,00
4	Limon consolidé 6c12		30,00	10,00	10,50	10,50	12,00

Paramètres des sols

Remblai

Poids volumique : $\gamma = 11,00$ kN/m³
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 28,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 1,00$ kPa
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 9,50^\circ$
Sol : pulvérulent
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m³

Grave Alluvionnaire

Poids volumique : $\gamma = 12,50$ kN/m³
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 1,00$ kPa
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 12,00^\circ$
Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 22,50 \text{ kN/m}^3$

Limon consolidé

Poids volumique : $\gamma = 11,50 \text{ kN/m}^3$
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 12,50 \text{ kPa}$
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 12,00^\circ$
Sol : cohérent
Coefficient de Poisson : $\nu = 0,40$
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 11,50 \text{ kN/m}^3$

Limon consolidé 6c12

Poids volumique : $\gamma = 10,50 \text{ kN/m}^3$
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 12,00^\circ$
Sol : cohérent
Coefficient de Poisson : $\nu = 0,40$
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

Matériau de la structure

Le calcul des structures en béton a été effectué selon la norme EN 1992-1-1 (EC2).

Béton: C 30/37

Résistance cylindrique à la compression $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Résistance à la traction $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Acier longitudinal: B500B

Limite d'élasticité $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2,00	0,00 .. 2,00	Remblai	
2	3,00	2,00 .. 5,00	Grave Alluvionnaire	
3	2,00	5,00 .. 7,00	Limon consolidé	
4	-	7,00 .. ∞	Limon consolidé 6c12	

Géométrie de la structure

Le sol devant le mur a été excavé jusqu'à la profondeur de 6,00 m.

Surcharge appliquée au fond de fouille = 20,00 kPa

Section

Nom de section : Paroi en pieux d = 0,30 m, a = 0,27 m

Matériau du pieu : béton

Coefficient de réduction de la pression sous le fond de fouille calculé = 1,00

Surf. de sect. $A = 2.52E-01 \text{ m}^2/\text{m}$
 Moment d'inertie $I = 1.46E-03 \text{ m}^4/\text{m}$

Pression saisie appliquée à la structure

Type de pression : active

La valeur $\sigma_{a, \min}$ considérée pour la pression de dimensionnement minimale = $0.20\sigma_z$

Type de redistribution : sans redistribution

Profil du terrain

Le terrain derrière la structure est plan

Effet de l'eau

La nappe phréatique derrière la structure est à la profondeur de 3,50 m.

La nappe phréatique devant la structure est à la profondeur de 5,00 m.

Le sol de fondation auprès de la base de la structure est imperméable.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge nouv. modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b[m]	Profondeur z [m]
1	Oui	accidentelle	300,00	0,70	6,00	3,70	sur le terrain

Les forces saisies appliquées à la structure

Num.	Force nouveau modif.	Nom	Type	l [m]	q_{x1} [kN/m ²]	q_{x2} [kN/m ²]
1	Oui	Force n° 1	trapèze	0,40	0,00	10,00

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Vérification n° 1

Conception de la paroi non-ancrée

Coefficient de réduction de la pression passive = 1,00

Valeur maximale de la force de cisaillement = 194,85 kN/m

Valeur maximale du moment = 141,03 kNm/m

Profondeur nécessaire de la structure dans le sol = 2,60 m

Long. totale de la structure = 8,60 m

Diagrammes de la pression et des efforts internes appliqués à la structure

Profondeur [m]	Press. active [kPa]	Press. passive [kPa]	Press. totale [kPa]	Force de cisail. [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
0.30	0.66	0.00	0.66	-0.10	0.01
0.37	0.82	0.00	0.82	-0.15	0.02
0.37	1.25	0.00	1.25	-0.15	0.02
0.91	3.21	0.00	3.21	-1.36	0.38
1.46	5.17	0.00	5.17	-3.63	1.69
2.00	7.12	0.00	7.12	-6.97	4.52
2.00	4.95	0.00	4.95	-6.97	4.52
2.50	6.41	0.00	6.41	-9.81	8.68
3.00	7.88	0.00	7.88	-13.38	14.45
3.50	9.34	0.00	9.34	-17.69	22.19
3.50	9.34	0.00	9.34	-17.69	22.19
4.00	15.81	0.00	15.81	-23.97	32.47
4.50	22.27	0.00	22.27	-33.49	46.70
5.00	28.73	0.00	28.73	-46.24	66.49

Profondeur [m]	Press. active [kPa]	Press. passive [kPa]	Press. totale [kPa]	Force de cisail. [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.00	20.90	0.00	20.90	-46.24	66.49
5.60	21.16	0.00	21.16	-58.86	98.02
6.00	21.33	0.00	11.33	-65.36	122.99
6.00	21.33	-137.48	-116.14	-65.36	122.99
6.50	21.55	-140.71	-119.16	-6.53	141.03
7.00	21.77	-143.94	-122.17	53.80	129.27
7.00	24.30	-133.67	-109.37	53.80	129.27
7.53	25.97	-157.86	-131.89	118.30	83.80
8.07	27.64	-182.05	-154.41	194.85	0.60

Dimensionnement n° 1

	Force motr. min. [kN/m]	Force motr. max. [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.30	-0.10	-0.10	0.01	0.01
0.37	-0.15	-0.15	0.02	0.02
0.91	-1.36	-1.36	0.38	0.38
1.46	-3.63	-3.63	1.69	1.69
2.00	-6.97	-6.97	4.52	4.52
2.50	-9.81	-9.81	8.68	8.68
3.00	-13.38	-13.38	14.45	14.45
3.50	-17.69	-17.69	22.19	22.19
4.00	-23.97	-23.97	32.47	32.47
4.50	-33.49	-33.49	46.70	46.70
5.00	-46.24	-46.24	66.49	66.49
5.60	-58.86	-58.86	98.02	98.02
6.00	-65.36	-65.36	122.99	122.99
6.50	-6.53	-6.53	141.03	141.03
7.00	53.80	53.80	129.27	129.27
7.53	118.30	118.30	83.80	83.80
8.07	194.85	194.85	0.60	0.60

Valeurs maximales des forces internes

Moment de flexion maximal = 141,03 kNm/m
Moment de flexion minimal = 0,00 kNm/m
Force de cisaillement maximale = 194,85 kN/m

Vérification de la section en béton (Paroi en pieux $d = 0,30$ m, $a = 0,27$ m)

Toutes les phases de construction sont considérées dans le calcul.

Coefficient partiel de charge $\gamma = 1,00$

Vérification de la résistance à la flexion

Armature - 8 pce profil 25,0 mm; enrobage 16,0 mm

Type de structure (pourcentage d'armature) : poutre

Pourcent. d'armat. $\rho = 2,778 \% > 0,151 \% = \rho_{\min}$

Charge : $M_{Ed} = 38,08$ kNm

Capacité portante : $M_{Rd} = 147,49$ kNm

Conception de l'armature du pieu **ADMISSIBLE**

Vérification de la résistance au cisaillement

Force de cisaillement limite ultime: $V_{Rd} = 55,31$ kN $> 52,61$ kN = V_{Ed}

Section **ADMISSIBLE**.

[6] Fiche de calcul : Pieux Ø800

Conception de l'ouvrage de soutènement

Données d'entrée

Date : 04/09/2023

Paramètres

Standard - coefficients de sécurité





Matériaux et normes

Structures en béton : EN 1992-1-1 (EC2)
standard
Coefficients EN 1992-1-1 : EN 1993-1-1 (EC3)
Structures en acier : $\gamma_{M0} = 1,00$
Coefficient partiel de capacité portante de la section en acier : $\gamma_{M0} = 1,00$
Structures en bois : EN 1995-1-1 (EC5)
Coefficient partiel des propriétés du bois : $\gamma_M = 1,30$
Coefficient de l'effet de charge et d'humidité (bois) : $k_{mod} = 0,50$
Coefficient de la largeur de section en glissement (bois) : $k_{cr} = 0,67$

Calcul des pressions

Méthode de vérification : coefficients de sécurité
Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037)
Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel
Calcul du séisme : Mononobe-Okabe

Paramètres de base des sols

Num.	Nom	Echantillon	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai		28,00	1,00	11,00	11,00	9,00
2	Grave Alluvionnaire		36,00	1,00	12,50	12,50	12,00
3	Limon semi-consolidé		30,00	12,50	11,50	11,50	12,00
4	Limon consolidé		30,00	10,00	10,50	10,50	12,00

Paramètres des sols

Remblai

Poids volumique : $\gamma = 11,00 \text{ kN/m}^3$
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 28,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 9,00^\circ$
Sol : pulvérulent
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Grave Alluvionnaire

Poids volumique : $\gamma = 12,50 \text{ kN/m}^3$
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 12,00^\circ$
Sol : pulvérulent

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 22,50 \text{ kN/m}^3$

Limon semi-consolidé

Poids volumique : $\gamma = 11,50 \text{ kN/m}^3$
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 12,50 \text{ kPa}$
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 12,00^\circ$
Sol : cohérent
Coefficient de Poisson : $\nu = 0,40$
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Limon consolidé

Poids volumique : $\gamma = 10,50 \text{ kN/m}^3$
Etat de contraintes : effectives
Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Cohésion du sol : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Angle de frot. structure-sol : $\delta = 12,00^\circ$
Sol : cohérent
Coefficient de Poisson : $\nu = 0,40$
Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

Matériau de la structure

Le calcul des structures en béton a été effectué selon la norme EN 1992-1-1 (EC2).

Béton: C 30/37

Résistance cylindrique à la compression $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Résistance à la traction $f_{ctm} = -2,90 \text{ MPa}$

Acier longitudinal: B500B

Limite d'élasticité $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2,00	0,00 .. 2,00	Remblai	
2	3,00	2,00 .. 5,00	Grave Alluvionnaire	
3	2,00	5,00 .. 7,00	Limon semi-consolidé	
4	-	7,00 .. ∞	Limon consolidé	

Géométrie de la structure

Le sol devant le mur a été excavé jusqu'à la profondeur de 5,00 m.

Surcharge appliquée au fond de fouille = 20,00 kPa

Section

Nom de section : Paire en pieux $d = 0,80 \text{ m}$, $a = 0,70 \text{ m}$

Matériau du pieu : béton

Coefficient de réduction de la pression sous le fond de fouille calculé = 1,00

Surf. de sect. A = 6,81E-01 m²/m
 Moment d'inertie I = 2,84E-02 m⁴/m

Pression saisie appliquée à la structure

Type de pression : active

La valeur $\sigma_{a,min}$ considérée pour la pression de dimensionnement minimale = $0,20\sigma_z$

Type de redistribution : sans redistribution

Profil du terrain

Le terrain derrière la structure est plan.

Effet de l'eau

La nappe phréatique derrière la structure est à la profondeur de 3,50 m.

La nappe phréatique devant la structure est à la profondeur de 5,00 m.

Le sol de fondation auprès de la base de la structure est imperméable.

Surcharges ponctuelles saisies

Num.	Surcharge nouv.	Surcharge modif.	Application	Intensité [kN]	Ordre x x [m]	Longueur l [m]	Largeur b [m]	Profondeur z [m]
1	Oui		accidentelle	300,00	0,70	3,50	5,00	sur le terrain

Les forces saisies appliquées à la structure

Num.	Force nouveau	Force modif.	Nom	Type	l [m]	q _{x1} [kN/m ²]	q _{x2} [kN/m ²]
1	Oui		Force n° 1	trapèze	0,40	0,00	10,00

Paramètres du calcul de la phase

Situation de calcul : permanente

Vérification n° 1

Conception de la paroi non-ancrée

Coefficient de réduction de la pression passive = 1,00

Valeur maximale de la force de cisaillement = 232,41 kN/m

Valeur maximale du moment = 158,65 kNm/m

Profondeur nécessaire de la structure dans le sol = 2,52 m

Long. totale de la structure = 8,52 m

Diagrammes de la pression et des efforts internes appliqués à la structure

Profondeur [m]	Press. active [kPa]	Press. passive [kPa]	Press. totale [kPa]	Force de cisail. [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
0.30	0.66	0.00	0.66	-0.10	0.01
0.37	0.82	0.00	0.82	-0.15	0.02
0.37	2.44	0.00	2.44	-0.15	0.02
0.91	4.36	0.00	4.36	-2.00	0.56
1.46	6.28	0.00	6.28	-4.89	2.38
2.00	8.20	0.00	8.20	-8.82	6.05
2.00	5.70	0.00	5.70	-8.82	6.05
2.50	7.14	0.00	7.14	-12.03	11.23
3.00	8.57	0.00	8.57	-15.95	18.19
3.50	10.01	0.00	10.01	-20.60	27.30
3.50	10.01	0.00	10.01	-20.60	27.30
4.00	16.45	0.00	16.45	-27.22	39.12
4.50	22.89	0.00	22.89	-37.05	55.06
5.00	29.33	0.00	29.33	-50.11	76.72

Profondeur [m]	Press. active [kPa]	Press. passive [kPa]	Press. totale [kPa]	Force de cisail. [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.00	21.66	0.00	21.66	-50.11	76.72
5.60	23.67	0.00	23.67	-63.71	110.80
6.00	25.01	0.00	15.01	-71.45	137.95
6.00	25.01	-137.48	-112.47	-71.45	137.95
6.50	26.68	-162.25	-135.56	-9.44	158.65
7.00	28.36	-187.02	-158.66	64.12	145.46
7.00	30.90	-176.75	-145.86	64.12	145.46
7.10	31.21	-181.45	-150.23	79.48	138.02
7.10	29.81	-181.45	-151.64	79.48	138.02
7.55	31.22	-201.73	-170.51	151.71	86.49
8.00	32.62	-222.01	-189.39	232.41	0.68

Dimensionnement n° 1

	Force motr. min. [kN/m]	Force motr. max. [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.30	-0.10	-0.10	0.01	0.01
0.37	-0.15	-0.15	0.02	0.02
0.91	-2.00	-2.00	0.56	0.56
1.46	-4.89	-4.89	2.38	2.38
2.00	-8.82	-8.82	6.05	6.05
2.50	-12.03	-12.03	11.23	11.23
3.00	-15.95	-15.95	18.19	18.19
3.50	-20.60	-20.60	27.30	27.30
4.00	-27.22	-27.22	39.12	39.12
4.50	-37.05	-37.05	55.06	55.06
5.00	-50.11	-50.11	76.72	76.72
5.60	-63.71	-63.71	110.80	110.80
6.00	-71.45	-71.45	137.95	137.95
6.50	-9.44	-9.44	158.65	158.65
7.00	64.12	64.12	145.46	145.46
7.10	79.48	79.48	138.02	138.02
7.55	151.71	151.71	86.49	86.49
8.00	232.41	232.41	0.68	0.68

Valeurs maximales des forces internes

Moment de flexion maximal = 158,65 kNm/m
 Moment de flexion minimal = 0,00 kNm/m
 Force de cisaillement maximale = 232,41 kN/m

Vérification de la section en béton (Pari en pieux d = 0,80 m, a = 0,70 m)

Toutes les phases de construction sont considérées dans le calcul.

Coefficient partiel de charge = 1,00

Vérification de la résistance à la flexion

Armature - 12 pce profil 40,0 mm; enrobage 40,0 mm

Type de structure (pourcentage d'armature) : poutre

Pourcent. d'armat. $\rho = 1,500 \% > 0,151 \% = \rho_{min}$

Charge : $M_{Ed} = 111,06$ kNm

Capacité portante : $M_{Rd} = 1762,81$ kNm

Conception de l'armature du pieu ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au cisaillement

Force de cisaillement limite ultime: $V_{Rd} = 261,04$ kN $>$ $162,69$ kN = V_{Ed}

Section ADMISSIBLE.

Vérification globale: Section ADMISSIBLE