



**HAL**  
open science

## Construction du bâtiment MCO de l'hôpital de Cayenne

Yves Le Duff

► **To cite this version:**

Yves Le Duff. Construction du bâtiment MCO de l'hôpital de Cayenne. Autre. 2010. dumas-00487322

**HAL Id: dumas-00487322**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-00487322v1>**

Submitted on 28 May 2010

**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.

# **CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS**

**CENTRE NATIONAL ASSOCIE DE GUYANE**

## **MEMOIRE**

**Présenté en vue d'obtenir**

**LE DIPLOME D'INGENIEUR CNAM**

**SPECIALITE : CONSTRUCTION, AMENAGEMENT**

**OPTION : GENIE CIVIL**

**Par**

**LE DUFF Yves**

## **CONSTRUCTION DU BATIMENT MCO DE L'HOPITAL DE CAYENNE**

**Soutenu le 9 Avril 2010**

### **JURY :**

Francis GUILLEMARD	Professeur CNAM Paris – Président du jury
Sonia DELOUCHE	Architecte
Michel OURLIAC	Cabinet d'ingénierie OURLIAC
Pierre Michely	Directeur des Services Opérationnels du Conseil Général de Guyane
Ouahcène NAIT-RABAH	Maître de Conférence à l'IESG – Responsable de la filière Génie civil au CNAM Guyane

## REMERCIEMENTS

La première personne que je tiens à remercier est Mr Ouahcène NAIT-RABAT, professeur et responsable du cycle génie civil au CNAM de Guyane. Je lui fais part de ma gratitude pour sa disponibilité, sa pédagogie et ses précieux conseils. Je remercie également l'ensemble des enseignants qui m'ont accompagné tout au long de ma formation.

Je souhaite aussi remercier le directeur du CNAM de Guyane, Mr Hadj BOUCHEÏDA, et toute l'équipe administrative pour leur assistance.

Mes remerciements vont également à Mr Olivier MANTEZ, directeur de l'entreprise NOFRAYANE, qui m'a offert des opportunités intéressantes. Merci à l'ensemble de mes collaborateurs et particulièrement à Mrs Gérald MAYAUD et Patrice PONCET qui me font quotidiennement partager leurs expériences et avec qui j'ai plaisir à travailler. Je leur exprime ma profonde reconnaissance.

Le plus fort de mes remerciements est pour ma femme Sabrina avec qui nous avançons main dans la main.

## RESUME

La Guyane est le département français qui connaît le taux de natalité le plus élevé avec trente et une naissances pour mille habitants. Pour faire face à une forte croissance démographique, l'hôpital de Cayenne agrandit les installations actuellement insuffisantes. Le présent mémoire s'intéresse à la construction du bâtiment MCO. L'étude porte principalement sur les points suivants :

- organisation du chantier de gros œuvre ;
- étude des points techniques.

Tout au long de ce mémoire, l'importance du rôle du conducteur de travaux est mise en avant.

Mots clés : organisation, chantier, gros œuvre, calcul des structures

## SUMMARY

Of all the French departments, Guyana is the one with the highest birth rate: 31 births per 1000 inhabitants. In order to keep up with this high demographic growth, Cayenne's hospital is enlarging its building infrastructure which at the moment is insufficient. This Memoire will deal with the construction of the MCO building. The study will focus mainly on the following points:

- - organisation of the structural works on site;
- - study of the technical points.

And throughout this Memoire, the importance of the works superintendent's role will be emphasised.

Keywords: organisation, construction project, structural work, structural design

# TABLE DES MATIERES

<b>REMERCIEMENTS .....</b>	<b>2</b>
<b>RESUME .....</b>	<b>3</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>8</b>
<b>I. PRESENTATION DE L'ENTREPRISE NOFRAYANE .....</b>	<b>9</b>
I.1 HISTORIQUE.....	9
I.2 STRUCTURE .....	9
I.3 REFERENCES.....	11
<b>II. PRESENTATION DU PROJET.....</b>	<b>12</b>
II.1 LES BESOINS EN GUYANE .....	12
II.2 LE PROJET MCO.....	13
II.3 LE MARCHE DE TRAVAUX .....	13
<i>II.3.1 Forme du marché.....</i>	<i>13</i>
<i>II.3.2 Les intervenants sur chantier.....</i>	<i>14</i>
II.4 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE .....	16
<b>III. ORGANISATION DU CHANTIER DE GROS OEURE .....</b>	<b>20</b>
III.1 PREPARATION DE CHANTIER.....	20
<i>III.1.1 Synthèse des pièces écrites .....</i>	<i>21</i>
<i>III.1.2 Installation de chantier.....</i>	<i>21</i>
<i>III.1.3 Démarrage des plans d'exécution .....</i>	<i>26</i>
<i>III.1.4 Définition des modes constructifs.....</i>	<i>28</i>
<i>III.1.5 Planning d'exécution.....</i>	<i>35</i>
<i>III.1.6 Montage du budget.....</i>	<i>36</i>
III.2 SUIVI DE CHANTIER .....	37
<i>III.2.1 Mise au point technique.....</i>	<i>37</i>
<i>III.2.2 Approvisionnement du matériel et des matériaux sur chantier .....</i>	<i>38</i>
<i>III.2.3 Suivi de la production.....</i>	<i>40</i>
<i>III.2.4 Respect de la sécurité et de la qualité.....</i>	<i>41</i>
<i>III.2.5 Gestion de chantier.....</i>	<i>41</i>
<b>IV. ETUDE DE POINTS TECHNIQUES.....</b>	<b>42</b>
IV.1 FONDATIONS PAR MICROPIEUX .....	42

IV.1.1	<i>Caractéristiques des sols</i> .....	42
IV.1.2	<i>Mode opératoire de la réalisation des micropieux de type II :</i> .....	44
IV.1.3	<i>Descente de charges</i> .....	45
IV.1.4	<i>Prise en compte du frottement négatif</i> .....	46
IV.1.5	<i>Dimensionnement des micropieux</i> .....	47
IV.1.6	<i>Vérification au flambement</i> .....	51
IV.1.7	<i>Cas de l'appui le plus chargé</i> .....	53
IV.1.8	<i>Groupement de micropieux</i> .....	53
IV.2	<b>ETUDE DE LA STABILITE DE LA GALERIE TECHNIQUE ENTERREE</b> .....	55
IV.2.1	<i>Description de la galerie</i> .....	55
IV.2.2	<i>Définition des charges</i> .....	57
IV.2.3	<i>Stabilité de la galerie au poinçonnement</i> .....	58
IV.2.4	<i>Stabilité de la galerie au glissement</i> .....	62
IV.2.5	<i>Stabilité de la galerie au renversement</i> .....	64
IV.3	<b>JUSTIFICATION DES POTEAUX DU PARKING COUVERT</b> .....	66
IV.3.1	<i>Définitions des charges</i> .....	66
IV.3.2	<i>Vérification au flambement</i> .....	67
IV.3.3	<i>Prise en compte de l'action du feu</i> .....	70
IV.3.4	<i>Détermination de la capacité portante</i> .....	71
	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>74</b>
	<b>ANNEXES</b> .....	<b>75</b>
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	<b>111</b>

## **LISTE DE FIGURES**

---

Figure 1 : organigramme général de l'entreprise Nofrayane .....	10
Figure 2 : comparaison des pyramides des âges en Guyane et en France métropolitaine .....	12
Figure 3 : plan de situation .....	16
Figure 4 : plan de masse .....	17
Figure 5 : élévation de la façade Nord .....	17
Figure 6 : élévation de la façade Ouest .....	17
Figure 7 : élévation de la façade Sud .....	18
Figure 8 : coupe courante sur le bâtiment .....	18
Figure 9 : organigramme en période de préparation .....	20
Figure 10 : zone de survol des grues .....	23
Figure 11 : vue en élévation des grues .....	23
Figure 12 : abaques des charges de grues .....	24
Figure 13 : seuil de rentabilité d'une centrale à béton .....	25
Figure 14 : plan de zonage du bâtiment .....	27
Figure 15 : repérage des voiles courbes et à facettes .....	29
Figure 16 : coupe sur une façade courbe .....	30
Figure 17 : différence d'aspect entre un voile courbe et un voile à facette .....	30
Figure 18 : principe de tracé de la poutre courbe .....	31
Figure 19 : détail des décrochés en façade sur les plans de l'architecte et d'exécution .....	32
Figure 20 : coffrage du décroché, solution 1 .....	33
Figure 21 : coffrage du décroché, solution 2 .....	33
Figure 22 : coffrage du décroché, solution 3 .....	34
Figure 23 : création d'un outil spécial pour le coffrage des décrochés en façade .....	34
Figure 24 : planning GO de la zone A1 .....	35
Figure 25 : ventilation du vide sanitaire, solution de départ .....	38
Figure 26 : ventilation du vide sanitaire après mise au point technique .....	38
Figure 27 : coupe courante du sol rencontré .....	43
Figure 28 : mode opératoire de réalisation des micropieux .....	44

Figure 29 : longueur d'un micropieu .....	49
Figure 30 : espacement des micropieux .....	54
Figure 31 : chevauchement des bulbes de contrainte des fondations.....	54
Figure 32 : coupe de principe sur le galerie technique.....	55
Figure 33 : implantation de la galerie technique .....	56
Figure 34 : coupe verticale sur la galerie technique.....	56
Figure 35 : poussée horizontale du remblai sur la galerie.....	59
Figure 36 : torseur des efforts résultant au point G.....	60
Figure 37 : prise en compte de l'excentrement.....	61
Figure 38 : réaction du sol, diagramme des contraintes.....	61
Figure 39 : stabilité au glissement, angle de frottement interne.....	63
Figure 40 : stabilité au renversement .....	64
Figure 41 : coupe sur la zone de parking ambulances.....	66
Figure 42 : valeur du coefficient K en fonction des liaisons en pied et tête du poteau.....	67
Figure 43 : longueurs des poteaux à prendre en compte pour le calcul de $l_f$ .....	68

## **LISTE DES ANNEXES**

---

Annexe 1 : Reportage photos .....	75
Annexe 2 : Fiche ¼ heure sécurité .....	85
Annexe 3 : Fiche de contrôle.....	86
Annexe 4 : Essais d'écrasement sur éprouvettes béton.....	87
Annexe 5 : Essais au pénétromètre dynamique.....	92
Annexe 6 : Sondages carottés.....	93
Annexe 7 : Sondages pressiométriques.....	95
Annexe 8 : Essais sur éprouvettes de coulis de ciment.....	105
Annexe 9 : Coefficient de réduction sur le béton exposé au feu.....	107
Annexe 10 : Coefficient de réduction sur l'acier exposé au feu .....	108
Annexe 11 : Plans de ferrailage des poteaux P01 et P02 .....	109



## INTRODUCTION

Salarié de l'entreprise Nofrayane depuis 2006, j'ai travaillé sur un premier chantier de génie civil au CSG, puis sur la construction en tous corps d'état d'un lycée à Rémire-Montjoly. Depuis mai 2009, j'occupe le poste de conducteur de travaux gros œuvre sur le chantier MCO à l'hôpital de Cayenne. Mon rôle est de tout mettre en œuvre pour réaliser les travaux en respectant les coûts et délais. Je dois également veiller à la sécurité des 100 ouvriers du chantier et m'assurer de la qualité des travaux afin de livrer au maître d'ouvrage un bâtiment pérenne dans le temps.

Devenir ingénieur est un objectif que je me suis fixé en rentrant dans le monde du travail. En effet, le niveau d'ingénieur correspond parfaitement à mon métier actuel, la conduite de travaux, qui demande une grande autonomie de travail et un grand sens des responsabilités. A long terme, le niveau ingénieur, associé à une expérience qui s'enrichit au fil des ans, ouvre des possibilités de carrière très intéressantes.

Ce mémoire, qui clos la formation d'ingénieur génie civil au CNAM de Guyane, synthétise mon travail actuel sur le chantier MCO. Dans une première partie, je présente l'entreprise Nofrayane pour situer mon environnement de travail. Dans une deuxième partie, je présente le projet dans sa globalité afin d'en avoir un aperçu clair. La troisième partie aborde l'organisation du chantier de gros œuvre et met en avant l'importance de la maîtrise de son chantier par le conducteur de travaux. La quatrième partie traite trois points techniques qui ont eu un impact fort sur le déroulement du chantier. Enfin je conclurai sur le contenu du mémoire, de ma formation au CNAM et de l'intérêt du diplôme.

# I. PRESENTATION DE L'ENTREPRISE NOFRAYANE

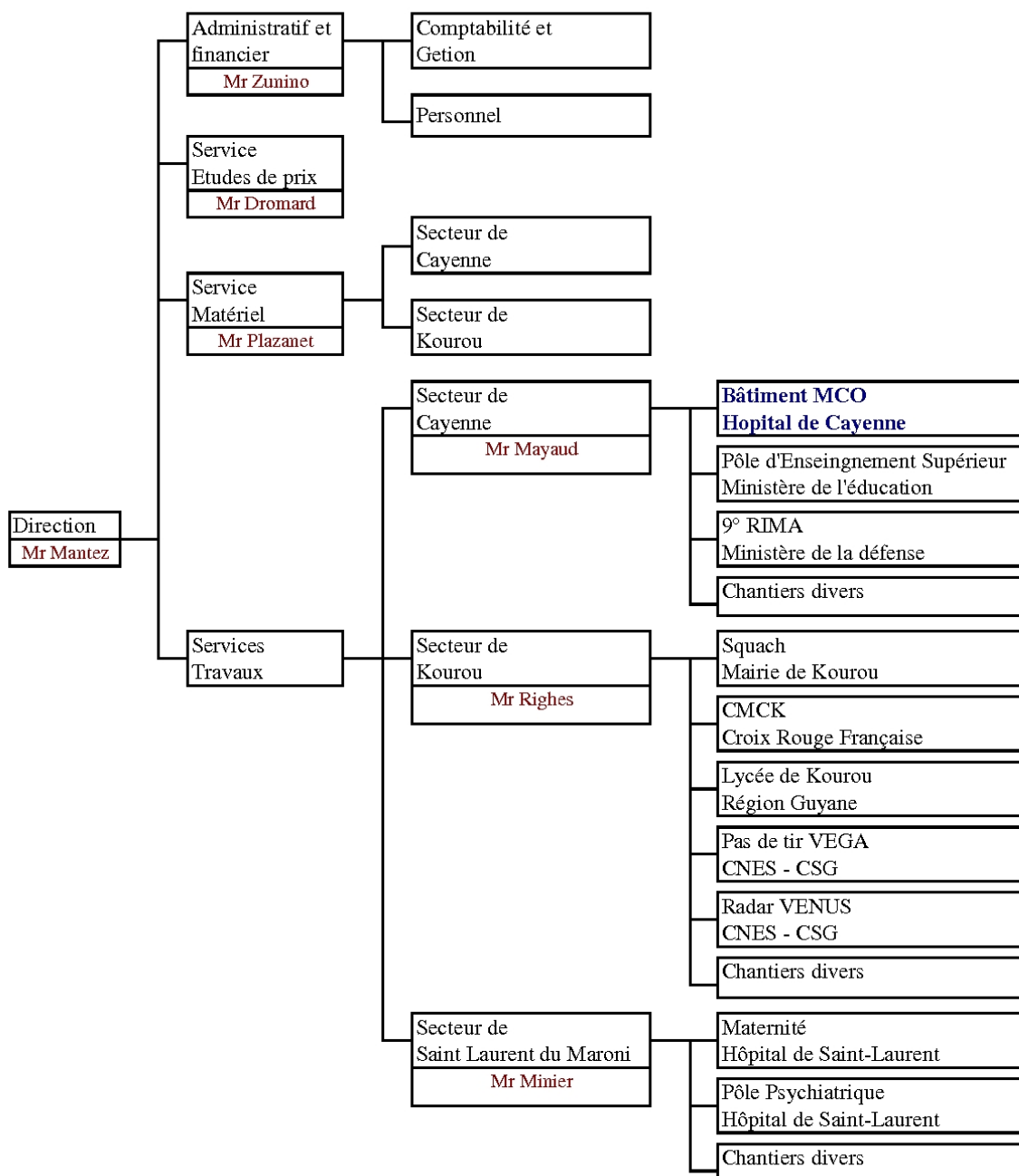
NOFRAYANE est une entreprise phare du BTP en Guyane, active de Cayenne à Saint Laurent du Maroni. Spécialisée dans le gros œuvre des bâtiments industriels et tertiaires, l'entreprise est également présente sur des chantiers de génie civil ou comme entreprise générale en tout corps d'état. NOFRAYANE, par le travail des 65 personnes de l'entreprise participe donc pleinement à la construction des infrastructures du département. NOFRAYANE est aussi fortement présente dans les diverses manifestations culturelles qui rythment la vie guyanaise comme par exemple le carnaval de Kourou ou la participation à la course Rame Guyane, traversée de l'océan Atlantique à la rame en solitaire.

## **I.1 HISTORIQUE**

NORD FRANCE arrive pour la première fois en Guyane en 1983 pour la construction de 201 logements à Kourou et deviendra NOFRAYANE en Octobre 1985. L'entreprise est alors une filiale de NORD FRANCE ENTREPRISES INTERNATIONALES. En 2004, NOFRAYANE est reprise par le groupe VINCI et devient une filiale de l'entité DOM-TOM de VINCI CONSTRUCTIONS FILIALES INTERNATIONALES.

## **I.2 STRUCTURE**

L'entreprise NOFRAYANE est active sur trois secteurs géographiques en Guyane. Le siège social et le parc matériel sont situés dans la zone industrielle à Cayenne. Cette agence couvre principalement les communes de Cayenne, Matoury et Rémire-Montjoly. L'agence de Kourou, très active au centre spatial Guyanais depuis plus de vingt ans, couvre les communes de Kourou et Sinnamary. Quant à l'agence de Saint Laurent du Maroni, elle couvre les communes de Saint Laurent du Maroni et Mana. Ainsi, NOFRAYANE est présente sur tout le littoral habité. Le personnel de chantier, encadrement et ouvriers, est mobile sur les trois secteurs en fonction des chantiers.



**Figure 1 : organigramme général de l'entreprise Nofrayane**

L'entreprise possède son propre matériel pour faire ses chantiers : grues à tour, grue mobile, coffrages pour voiles, planchers et préfabrication, et tout le matériel indispensable pour travailler en sécurité. NOFRAYANE a ainsi réalisé un chiffre d'affaire de 35,6 millions d'euros en 2008 et 46 millions d'euros en 2009.

### **I.3 REFERENCES**

Depuis son arrivée en Guyane, NOFRAYANE a entre autres réalisé :

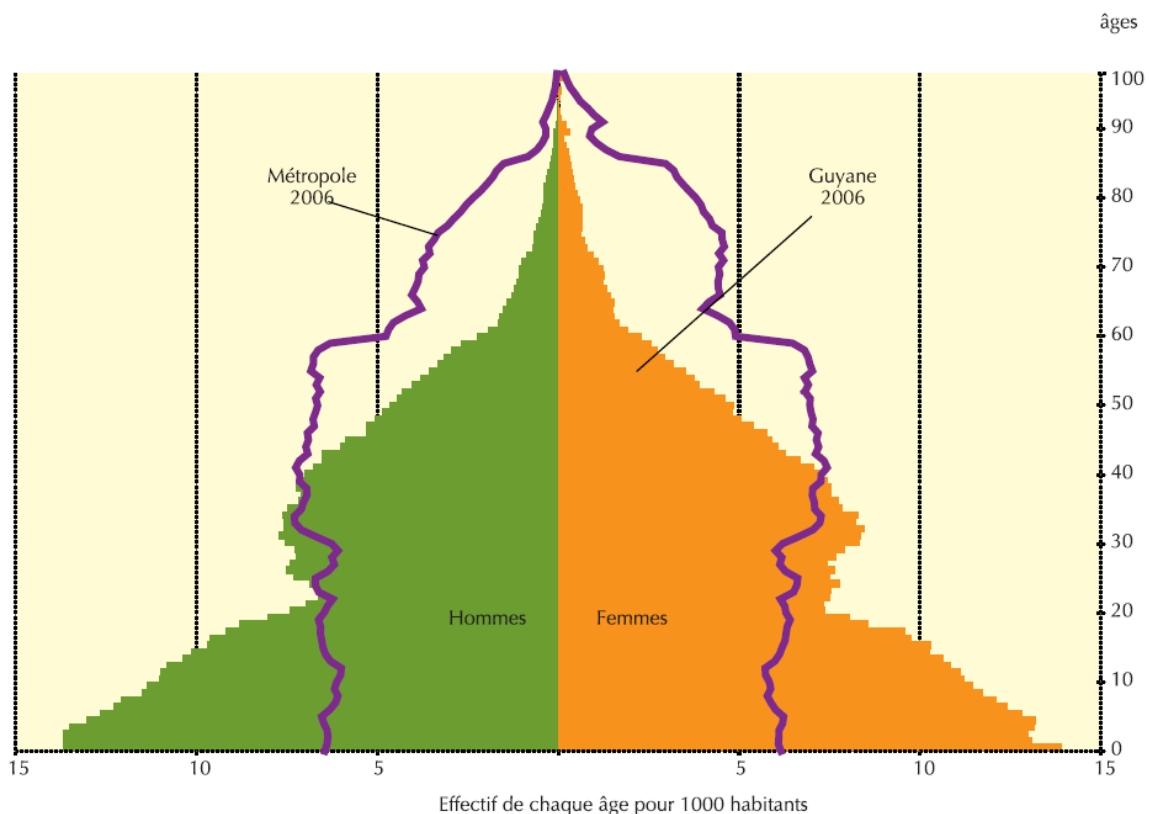
- plus de 1800 logements,
- des équipements hospitaliers (hôpital de Cayenne, CMCK de Kourou, maternité à Saint Laurent)
- des grands bâtiments administratifs (caisse de sécurité sociale, cité administrative régionale, chambre de commerce, hôtel des impôts...)
- des équipements scolaires et universitaires (écoles, collèges, lycées, IUFM...)
- la centrale hydraulique de Saint Georges
- les pas de tir VEGA et SOYUZ au Centre Spatial Guyanais...

## II. PRESENTATION DU PROJET

### II.1 LES BESOINS EN GUYANE

La Guyane est le département français qui connaît le taux de natalité le plus élevé avec 31‰<sup>1</sup> (6300 naissances en 2007)<sup>1</sup>. Le nombre moyen de naissance est de 4 enfants par femmes. Cela nécessite la création et le développement des structures sanitaires et sociales sur le littoral guyanais où se concentrent 80% de la population (50% de la population sur l'île de Cayenne). Une maternité a vu le jour à Kourou en 1998, la maternité de Saint Laurent du Maroni actuellement en construction (lot gros œuvre attribué à Nofrayane) ouvrira en 2010 et l'extension de l'hôpital de Cayenne sera livré en 2012.

La pyramide des âges ci-dessous met en évidence la jeunesse de la population en Guyane comparativement à celle de France métropolitaine.



<sup>1</sup> Source : Rapport INSEE Antilles-Guyane du 22 décembre 2007

L'augmentation constante de la population et par conséquence celui des naissances avec un taux de natalité déjà élevé nécessite donc une création de lits supplémentaires dans les services obstétricaux de l'hôpital de Cayenne qui pour l'instant réoriente régulièrement des patients vers la maternité de Kourou.

## **II.2 LE PROJET MCO**

Deux projets d'extension des services obstétricaux actuels avait échoué entre 2003 et 2007 faute de financement et n'avait donc pas atteint la phase de consultation des entreprises. Ce sont donc les financements de l'état dans le cadre du plan de relance du gouvernement français ayant pour but de freiner la crise économique mondiale de l'automne 2008 qui auront permis au projet actuel de voir le jour. Le bâtiment sera implanté sur la parcelle vide de 20000 m<sup>2</sup> qui sépare l'hôpital existant du rond point de la Madeleine.

Le bâtiment MCO, pour Médecine Chirurgie Obstétrique, aura une capacité de 220 lits répartis dans les services suivants :

- Hôpital de jour gynécologie obstétrique et pédiatrie (16 lits)
- Dialyse (12 lits)
- Réanimation néonatale (12 lits)
- Soins intensifs (15 lits)
- Surveillance continue (15 lits)
- Grossesses pathologiques (30 lits)
- Post partum (60 lits)
- Chirurgie pédiatrique (10 lits)
- Unités kangourou, petits et jeunes enfants et adolescents (50 lits)

La création nette sera de 80 lits, les 140 lits restant seront le résultat d'un déménagement des services du bâtiment existant vers les nouveaux locaux.

## **II.3 LE MARCHE DE TRAVAUX**

### **II.3.1 Forme du marché**

Le marché de travaux du bâtiment MCO est un marché public en corps d'état séparés pour le compte du Centre Hospitalier Andrée Rosemon à Cayenne. Le projet est financé en totalité par l'état.

Un premier appel d'offre est lancé en Septembre 2008. Le montant des offres de l'ensemble des lots, hors terrassements préliminaires, dépassant le budget, un deuxième Dossier de Consultations des Entreprises (DCE) a fait l'objet d'un deuxième appel d'offre lancé en février 2009. Comme prévu au premier DCE, le terrain avait été déblayé sur une profondeur de 2,00 mètres environ pour créer un vide sanitaire sous l'emprise du bâtiment. Une des variantes économiques proposée par Nofrayane pour le DCE 2 consiste à remblayer ce vide sanitaire, sauf sous les services de dialyse et de stérilisation où il est indispensable, pour économiser des poteaux sous le niveau rez-de-chaussée. Les marchés sont attribués en mai 2009 pour les lots dont le montant de l'offre est conforme au budget. Les lots non attribués feront l'objet d'un troisième puis d'un quatrième DCE. L'ordre de service qui fixe la date effective du démarrage des travaux est signé par les entreprises fin mai 2009. Le marché prévoit une période de préparation de 4 mois à partir de l'ordre de service durant laquelle les entreprises lancent leurs études approfondies, établissent leurs plannings, mettent sur pied une organisation en hommes et matériels pour pouvoir réaliser le chantier, lancent leurs premières commandes... Le début des travaux est contractuellement prévu à fin Septembre 2009. Le délai global est de 37 mois (y compris période de préparation) soit une livraison au 30 Juin 2012.

### **II.3.2 Les intervenants sur chantier**

Les différents intervenants sur ce projet sont :

Maîtrise d'ouvrage :

- Centre Hospitalier Andrée Rosemon (CHAR) ;

Assistant à la maîtrise d'ouvrage et programmiste du projet :

- ATHEGRAM ;

Maîtrise d'œuvre en groupement :

- Cabinet BARBOSA/VIVIER, architecte et titulaire du groupement ;
- Cabinet BDM, intervenu en phase conception ;
- Atelier Fabien Bermes : Représentant de la maîtrise d'œuvre en Guyane, maîtrise d'œuvre d'exécution ;
- INGEROP, maîtrise d'œuvre technique représentée en Guyane par le bureau d'étude CETE ;

Contrôle technique :

- VERITAS ;

OPC :

- IOSIS ;

SPS :

- APAVE.

Le budget total du maître d'ouvrage pour les travaux est de 45 millions d'euros.

Entreprises titulaires :

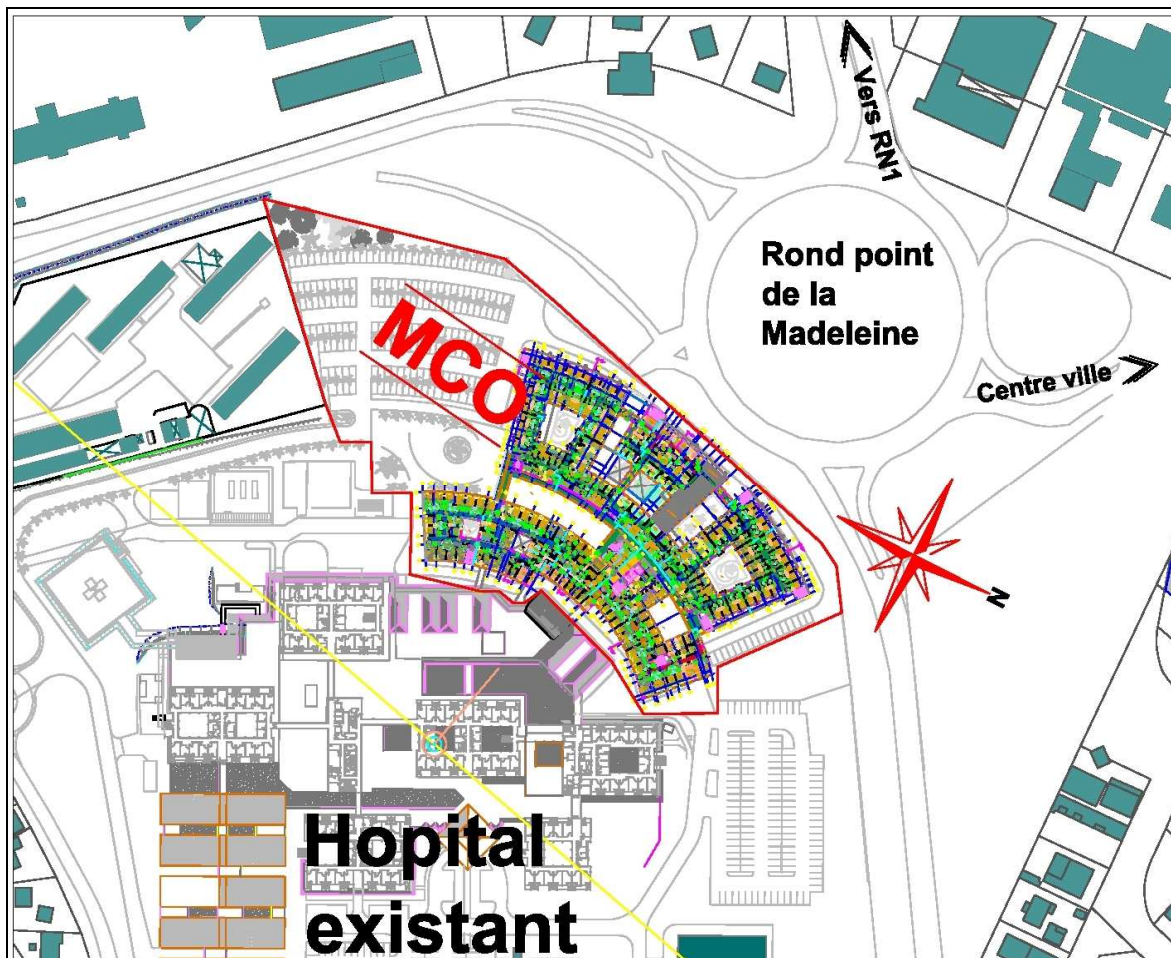
<i>N°</i>	<i>Lots</i>	<i>Entreprise titulaire</i>	<i>Montant</i>
1A	Terrassements	FFTP	346 201,61 €
1B	VRD		En cours d'attribution
<b>2</b>	<b><u>Gros œuvre</u></b>	<b><u>NOFRAYANE</u></b>	<b><u>13 145 965,17 €</u></b>
3A	Menuiserie bois	CBCI	1 640 453 €
3B	Cloisons et doublages	PROSECO	1 725 174 ,46 €
3C	Peinture, revêtements muraux	SEPAG	1 027 118,50 €
3D	Faux plafond	PROSECO	716 088,06 €
3E	Mobilier agencement	CBE	367 769,63 €
4A	Menuiserie aluminium	NOUVELLE MALVIG	1 090 245,00 €
4B	Métallerie et brise soleil		En cours d'attribution
5	Etanchéité		En cours d'attribution
6	Charpente et couverture	CBE	619 253,45 €
7	Revêtement de sol		En cours d'attribution
8	Portes automatiques		En cours d'attribution
9A	Electricité courants forts	EEM	5 775 815,00 €
9B	Electricité courants faibles	NEXTIRAONE	999 076,10 €
10	Plomberie et sanitaires	FORCLUMECA	2 213 888,72 €
11	CVC et désenfumage	CEGELEC	8 514 632,88 €
12	Fluides médicaux	RMI	1 109 643,39 €
13	Appareils élévateurs	OTIS	439 080,00 €



14	Paillasses	LA SALLE BLANCHE	472 435,37 €
15	Equipements médicaux fixes	BIOLUME	123 534,58 €
16	Eclairage opératoire	TRUMPF	195 741,19 €
17	GTC	CEGELEC	270 524,45 €

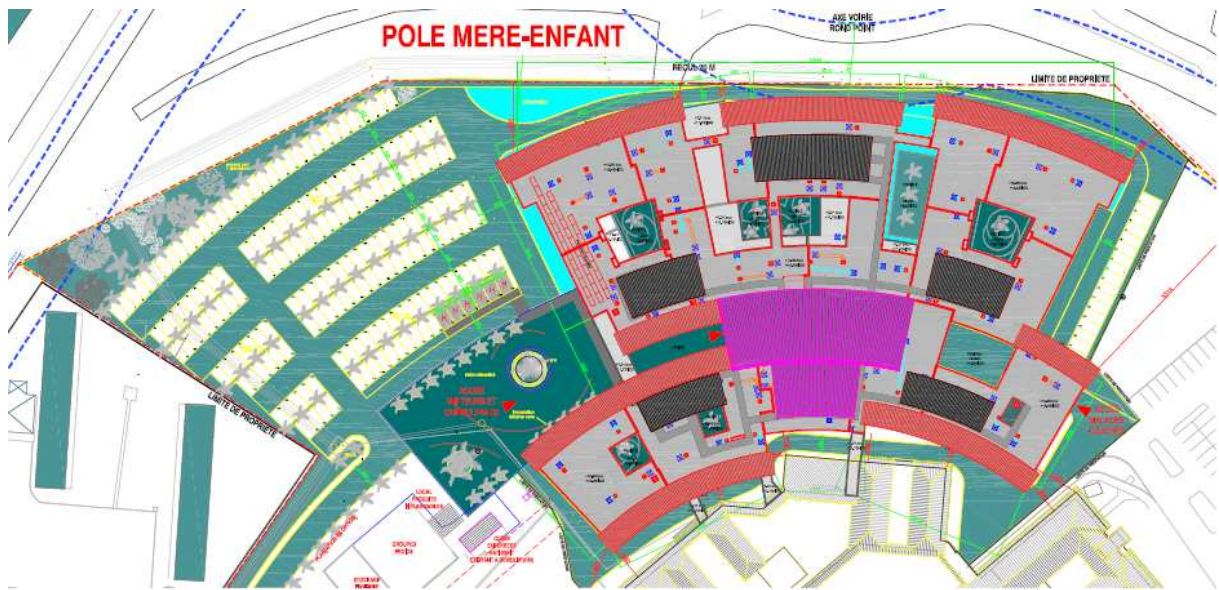
#### **II.4 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE**

Le futur bâtiment est implanté sur la partie Sud-ouest du terrain de l'hôpital comme le montre le plan de situation ci-après.



**Figure 3 : plan de situation**

Les figures ci-après présentent respectivement le plan de masse du projet et les vues en élévation Nord, Ouest et Sud.



**Figure 4 : plan de masse**



**Figure 5 : élévation de la façade Nord**

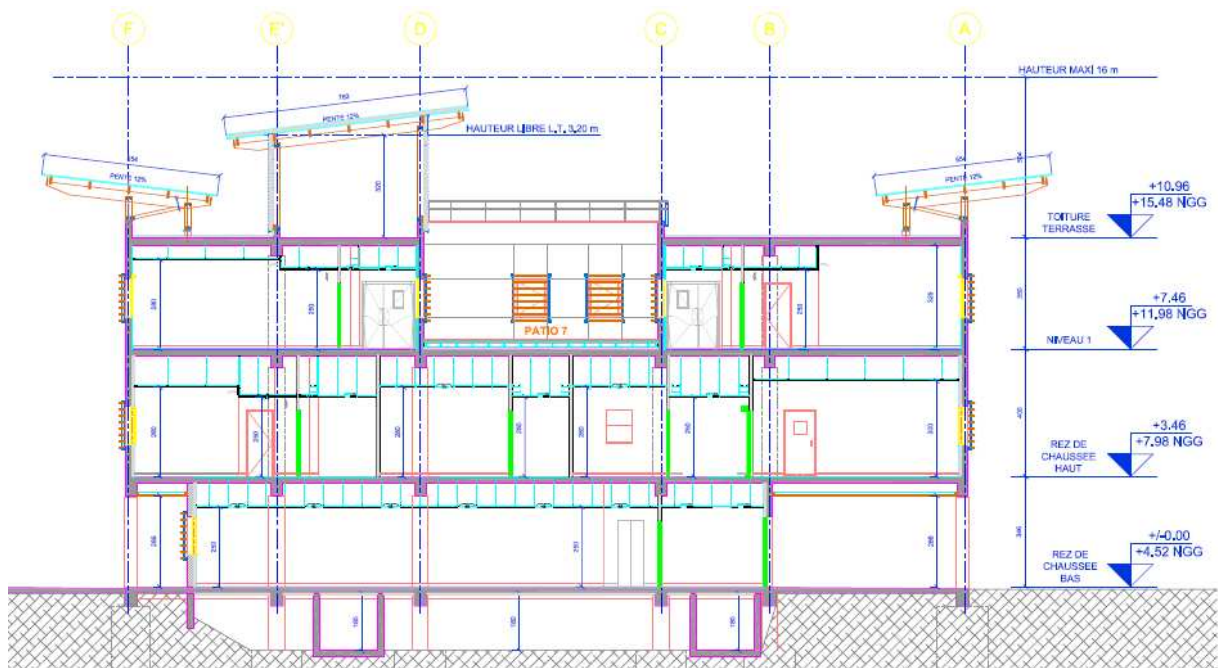


**Figure 6 : élévation de la façade Ouest**



**Figure 7 : élévation de la façade Sud**

Le projet sera de type R+2 avec toiture terrasse et galerie technique enterrée sous le rez-de-chaussée. Les trois niveaux sont nommés de la manière suivante : « Rdc Bas » pour le rez-de-chaussée, « Rdc Haut » pour le premier étage et « R+1 » pour le deuxième étage. Cette particularité vient du fait que l'hôpital existant qui est construit sur un terrain légèrement en pente, a deux rez-de-chaussée à deux niveaux différents. La structure, fondée sur micropieux, sera en béton armé. En façade, les porteurs verticaux seront des voiles et à l'intérieur un système poteaux-poutres permettra un cloisonnage par plaque de plâtre de type placoplatre®. La coupe ci-dessous fait apparaître le vide sanitaire qui sera à remblayer conformément à la variante économique de Nofrayane.



**Figure 8 : coupe courante sur le bâtiment**

Trois passerelles de liaisons relieront le bâtiment MCO à l'hôpital existant au niveau Rdc Haut permettant le déplacement des personnes (soignants et patients) et du matériel entre les différents services. Plus tard, quatre autres passerelles de liaisons aux niveaux Rdc Haut et

R+1 relieront le bâtiment MCO à la future cuisine dont les travaux sont prévus en 2010. A l'extérieur, un parking de 190 places et des espaces verts seront aménagés.

Le Rdc Bas accueillera les services dialyse, de stérilisation, les consultations de PMI et de gynécologie, l'accueil des urgences gynécologiques et le parking couvert des ambulances. Le Rdc Haut accueillera les blocs obstétricaux, et les services de réanimation néonatale, de soins intensifs, de surveillance continue, de grossesses pathologiques et de gynécologie. Le R+1 accueillera les services de post-partum, des soins continus, de chirurgie pédiatrique et les unités kangourou, petits enfants, jeunes enfants et adolescents.

Un reportage photos donné en Annexe 1 : Reportage photos permet d'avoir un aperçu du chantier de gros oeuvre. Les photos aériennes et celles prises depuis une des grues montrent le projet dans son ensemble.

### III. ORGANISATION DU CHANTIER DE GROS OEURE

#### III.1 PREPARATION DE CHANTIER

Dès la signature de l'ordre de service qui fixe le démarrage du chantier et de la période de préparation, Nofrayane a mis en place une structure d'encadrement composée d'un conducteur de travaux principal, Mr Poncet, et d'un conducteur de travaux, moi-même, sous la direction du responsable du secteur de Cayenne, Mr Mayaud.

L'organigramme du chantier en période de préparation est le suivant :

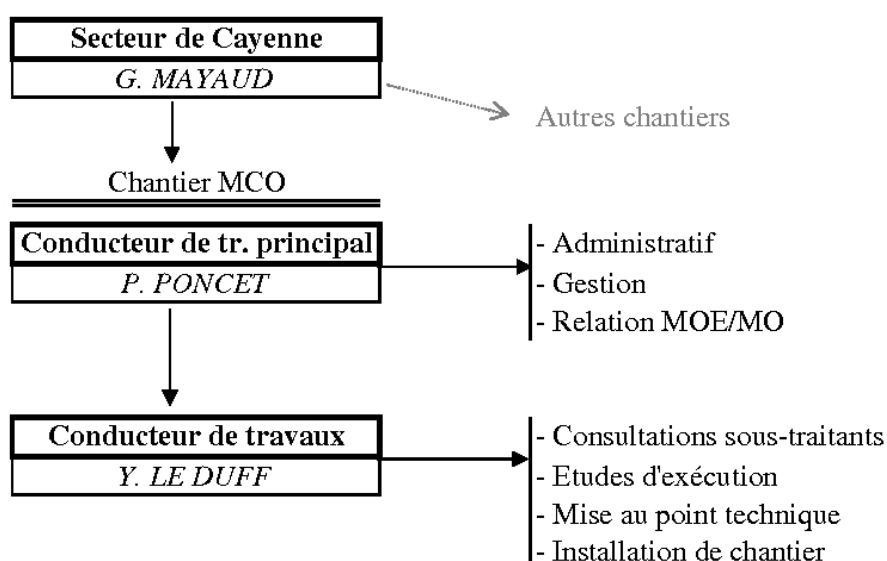


Figure 9 : organigramme en période de préparation

La période de préparation d'une durée de 4 mois nous permet d'organiser le chantier pour toute la phase de travaux. Nous avons planifié les différentes tâches sur ces quatre mois :

- Juin :
  - Synthèse des pièces contractuelles ;
  - Démarches pour l'installation de chantier ;
  - Plan d'installation de chantier ;
  - Démarrage des plans d'exécution ;
  
- Juillet :
  - Installation de chantier ;
  - Définitions des modes constructifs ;

- Août :           Planning d'exécution des travaux, planning hommes/jours ;  
                          Commande du matériel en France métropolitaine ;
  
- Septembre :    Montage du budget ;  
                          Formation des équipes pour le début des travaux.

### **III.1.1 Synthèse des pièces écrites**

La première tâche à faire est la synthèse des pièces contractuelles du marché, qu'elles soient écrites (CCAP, CCTP...) ou graphiques (plans d'ensemble de l'architecte). En effet, ces pièces sont la base du contrat de travaux qui nous lie au maître d'ouvrage. Nous devons donc lire chacun de ces documents et en faire ressortir les points importants : Montant, délai et nature des travaux et surtout limites de prestations (travaux, gestion du compte prorata...).

Le CCAP est le Cahier des Clauses Administratives Particulières. Son rôle principal est de définir l'organisation générale de l'opération. On y retrouve également le rang d'importance des pièces contractuelles en cas de contradiction entre ces pièces. Ainsi, l'Acte d'engagement prévaut sur l'Ordre de Service qui lui-même prévaut sur le CCAP. Viennent ensuite par ordre d'importance les annexes du CCAP, les CCTP (Cahier des Clauses Techniques Particulières), le Rapport Initial de Contrôle Technique (RICT), le Plan Général de Coordination de Sécurité et de Protection de la Santé (PGCSPS), le rapport de sol et enfin les plans de l'architecte. Nous avons alors une vision globale de ce que nous devons mettre en œuvre sur chantier.

### **III.1.2 Installation de chantier**

L'installation de chantier, définie entre-autre par un plan d'installation de chantier, est la phase préliminaire des travaux. Elle consiste à mettre en œuvre pour toutes les entreprises l'ensemble des installations provisoires nécessaires au bon déroulement des travaux.

Un repérage sur site permet de mieux appréhender l'étendu du terrain et son environnement direct. Nous relevons ainsi la présence des ouvrages présents aux abords et à l'intérieur de chantier : l'hôpital existant, le rond point par lequel on accède au chantier, un réseau d'évacuation des eaux pluviales et une station d'épuration sur l'emprise du futur bâtiment. L'étude des plans de recollement fournis par le client ou consultés chez les concessionnaires ne font apparaître aucun réseau sous l'emprise directe du futur bâtiment. Nous remarquons l'absence de lignes téléphoniques et électriques susceptibles de gêner l'évolution des grues. Les demandes d'abonnements sont envoyées aux différents concessionnaires : EDF pour

l'alimentation électrique, la Société Guyanaise des Eaux pour l'alimentation en eau et France Télécom pour les lignes téléphoniques.

### *III.1.2.1 Implantation des grues*

L'élément majeur de l'installation de chantier est le choix des moyens de levage. Ceux-ci sont choisis d'abord en fonction de la disponibilité du matériel au sein de l'entreprise. Le cas échéant, nous avons recours à la location externe ou à l'achat mais il faut alors tenir compte des délais d'approvisionnement si le matériel ne se trouve pas en Guyane. Le deuxième critère à prendre en compte est la capacité de l'engin. En effet, une grue ayant une flèche trop courte et une capacité de levage trop faible handicape alors le chantier.

Dans notre cas, deux grues à tour à montage rapide de faibles capacités (POTAIN GTMR 386B) étaient immédiatement disponibles au dépôt de l'entreprise et une grue à tour de forte capacité (POTAIN H30/30C) allait être mise à notre disposition à court terme dans l'attente de la fin d'un autre chantier qui l'utilisait. Les grues sont placées de telle sorte que l'ensemble du bâtiment soit couvert. Nous espaçons les grues afin d'éviter les risques de collisions entre flèche et mâts. La hauteur de la flèche de la première grue est déterminée par l'altitude du bâtiment à construire, augmentée de la longueur des chaînes de levage, de la hauteur maximale des éléments à lever (un train de banches équipées de rehausses et sous-hausses) et d'une distance de sécurité de 2 mètres. La flèche de la deuxième grue doit passer plus haut que celle de la première en cas d'interférence afin de ne pas la percuter. On procède de la même façon avec la flèche de la troisième grue.

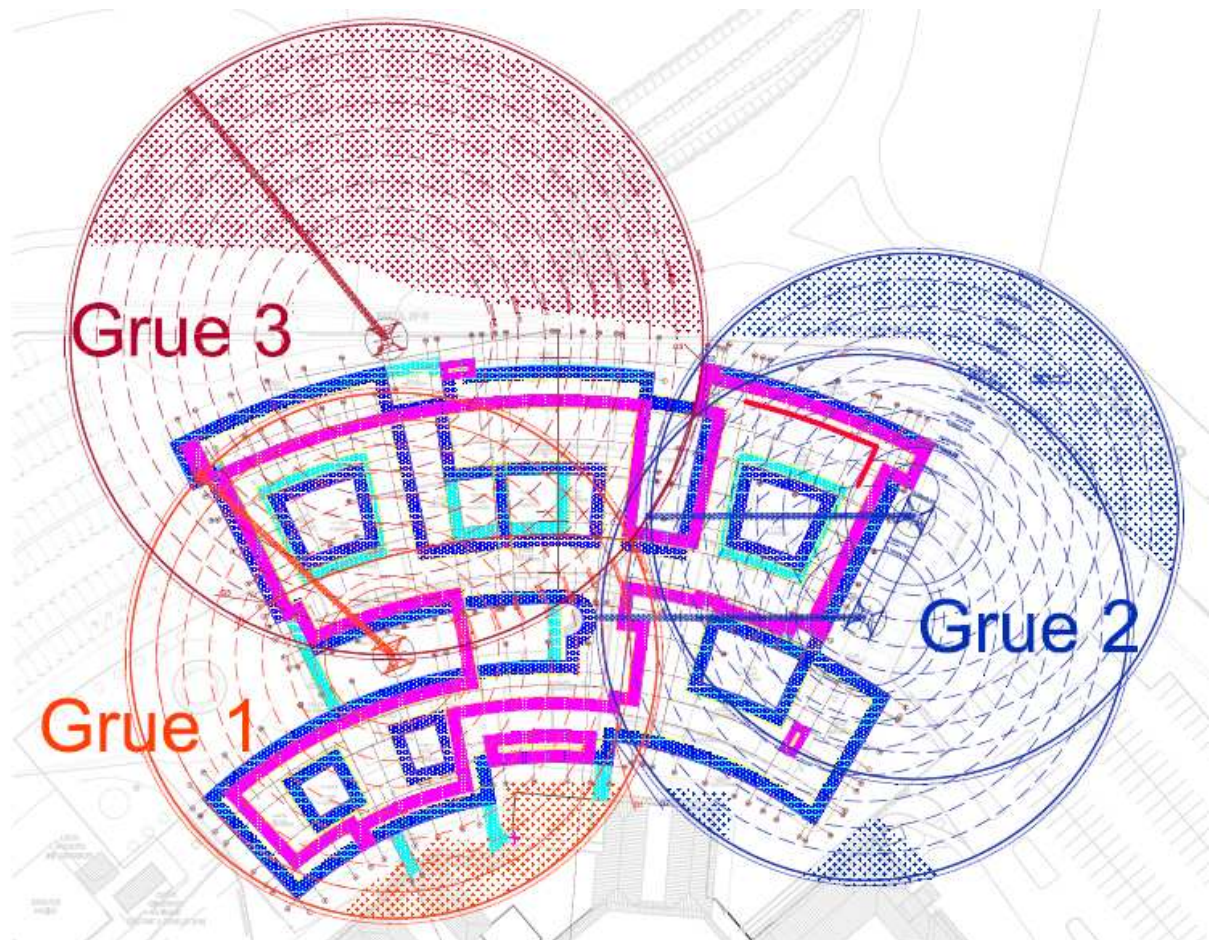


Figure 10 : zone de survol des grues

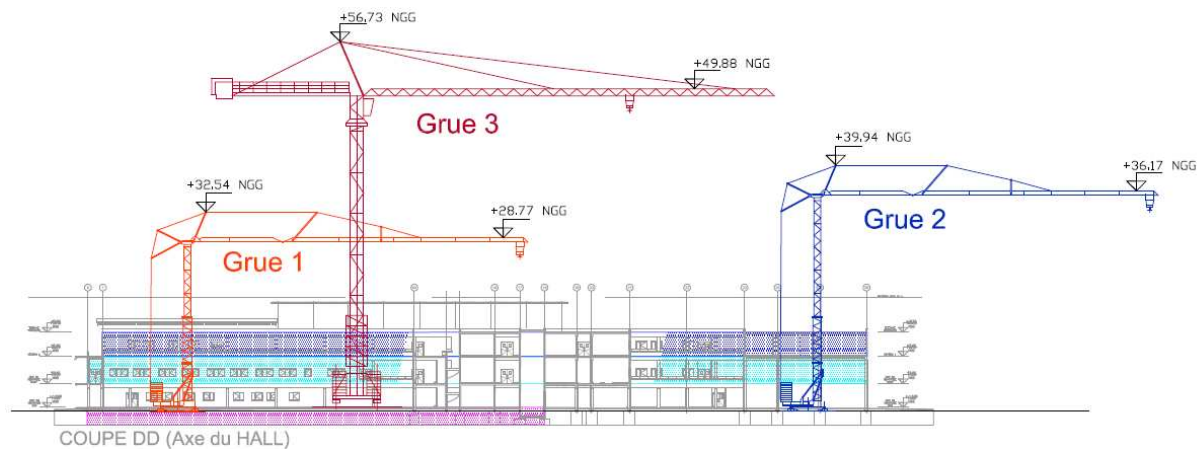
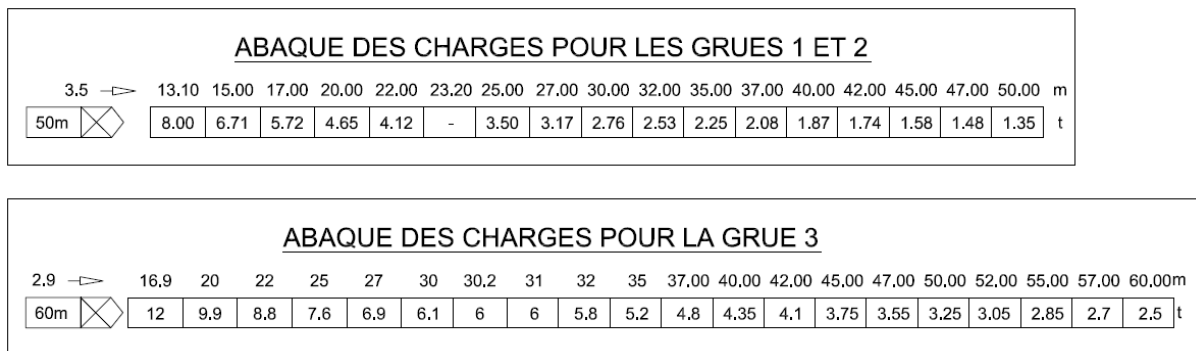


Figure 11 : vue en élévation des grues

Nous vérifions également la course des grues par rapport aux bâtiments existant. Compte tenu de la proximité des grues entre-elles et afin de travailler en sécurité, nous prévoyons un dispositif de gestion des interférences qui évite que les flèches les plus basses (grues 1 et 2)



n'entrent pas en collision avec les charges soulevées par les grues les plus hautes (grues 2 et 3). L'utilisation de voies de grue disponibles au dépôt de l'entreprise permet la translation des grues. Plusieurs implantations sont donc possibles en fonction du type de matériel, qu'il travaille à poste fixe ou soit sur rail. Nous choisissons celle qui nous paraît la mieux adaptée en prenant en considération les charges à lever : train de banches (2300 kg), benne à béton remplie (1500 kg), palonnier+prédalle (1200 kg), escalier préfabriqué (1700 kg), poutres préfabriquées (2100 kg) ; et de la surface de stockage disponible au sol : aire de stockage des éléments préfabriqués, du ferrailage, du matériel, zone de préfabrication, zone de déchargement des camions et bennes à déchets.



**Figure 12 : abaques des charges de grues**

Nous nous assurons également auprès de l'aviation civile et de la société d'exploitation de l'hélicoptère du SAMU de l'hôpital voisin que l'implantation et la hauteur des grues ne gêneront pas le trafic aérien.

### III.1.2.2 Voies de chantier

Les voies provisoires de chantier sont prévues pour supporter le passage des poids-lourd (semi-remorques, camions toupies...) même par temps de pluie. Dans notre cas, elles sont constituées d'une couche de 30 cm de sable drainant. Les voies sont implantées en périphérie du bâtiment à construire. Leur point de départ est l'entrée principale du chantier puis elles cheminent jusqu'aux zones de déchargement et de stockage couvertes par les grues. Des aires de retournement sont prévues en bout de voie pour faciliter les manœuvres des camions.

### III.1.2.3 Alimentation en électricité et en eau

Conformément aux directives du PGCSPPS établi par le coordonateur SPS, les coffrets électriques sont implantés de telle sorte qu'une seule rallonge de 25 m par coffret soit

suffisante pour couvrir tout le bâtiment. Ainsi, une dizaine de coffret sont nécessaires pour chacun des trois niveaux du bâtiment. Les robinets d'eau sont implantés dans le même esprit.

#### III.1.2.4 Production de béton

Le volume de béton à mettre en œuvre sur ce chantier représente  $10\,200\text{ m}^3$ . La possibilité de mettre sur chantier une centrale à béton a été étudiée. Nous avons comparé le prix d'un mètre cube de béton prêt à l'emploi (BPE) livré sur chantier et le prix d'un mètre cube de béton fabriqué sur site avec une centrale de chantier. Ce prix est calculé de la manière suivante :

- un montant fixe composé du coût de l'aménagement, du repli et de la location mensuelle de la centrale, de la location d'un tractopelle et du coût d'un opérateur chargé du pilotage et de l'entretien de la centrale. Ce montant est invariable quelque soit la quantité de béton fabriqué pendant la durée des travaux,
- un prix d'achat et de transport des matériaux jusqu'au chantier (sable, gravier, ciment et adjuvants éventuels) et de la consommation d'eau et d'électricité. Ce prix est ramené au mètre cube de béton.

On a donc un prix global du mètre cube de béton fabriqué sur chantier qui baisse considérablement avec l'augmentation de la quantité fabriquée et qui devient intéressant pour nous au-delà du seuil de rentabilité comme le montre la Figure 13:

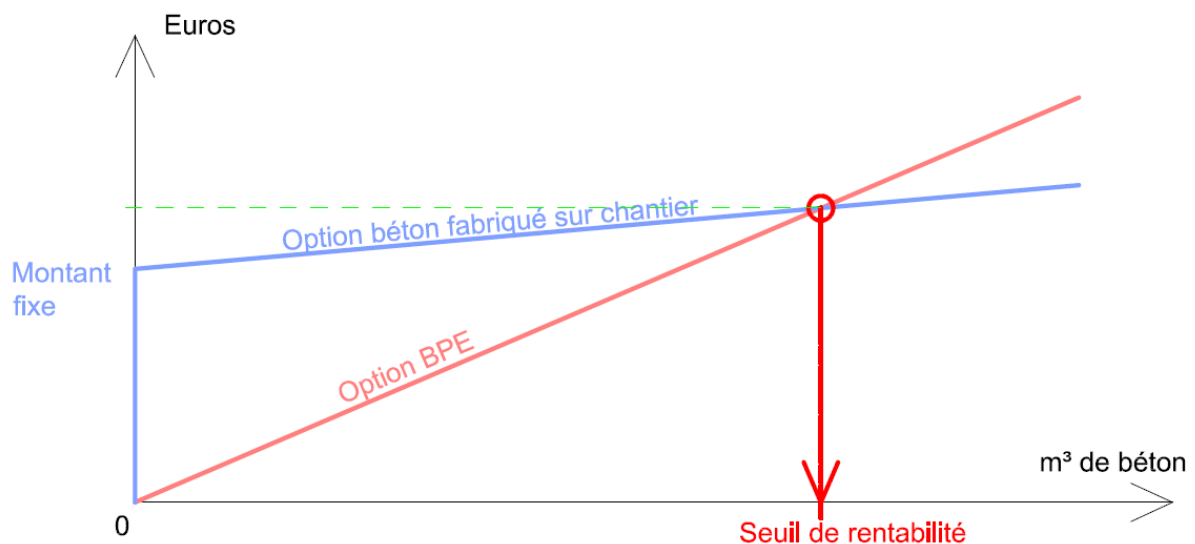


Figure 13 : seuil de rentabilité d'une centrale à béton

En plus du prix de revient du mètre cube de béton, qu'il soit BPE ou fabriqué sur place, nous devons tenir compte d'autres facteurs. En effet, compte tenu du peu de place disponible sous les grues et de la géométrie du bâtiment, aucune implantation de la centrale ne lui permettrait

de fournir les trois grues en béton. La centrale pourrait au mieux fournir deux grues. Nous devons donc vérifier que la quantité de béton à couler sous les deux grues concernées (soit  $7500 \text{ m}^3$  sur un total de  $10\,200 \text{ m}^3$ ) est supérieure au seuil de rentabilité calculé plus haut et de ce fait, nous devons prévoir d'alimenter la troisième grue en BPE. De plus, certains fournisseurs de matériaux ne s'engagent pas à conserver leurs prix de matériaux sur une durée de 18 mois. Finalement, nous choisissons l'option d'un BPE pour l'ensemble du chantier car globalement moins coûteuse.

#### *III.1.2.5 La base vie*

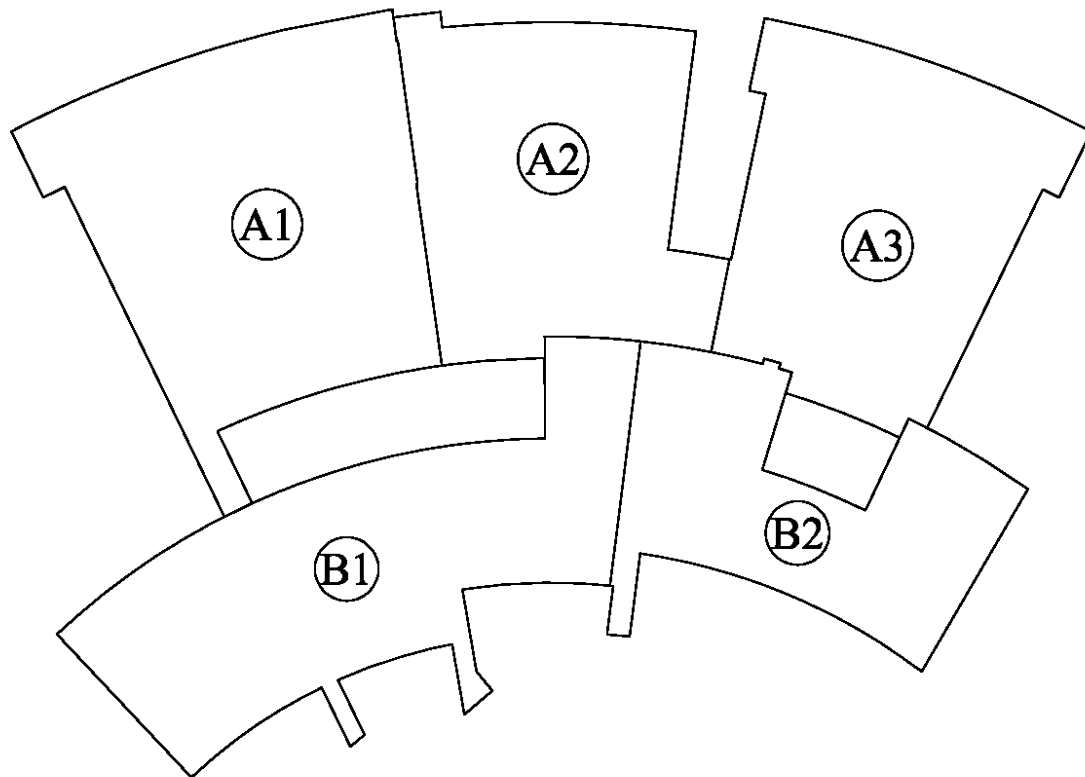
Enfin, la base vie est l'endroit du chantier qui regroupe l'ensemble des locaux indispensables au bon déroulement des travaux. Les réfectoires, vestiaires et sanitaires assurent au personnel qui travaille pour toutes les entreprises (encadrement et main d'œuvre) des conditions d'hygiène et de sécurité réglementaires. Chaque entreprise installe ses propres bureaux et magasins. Les salles de réunion et de présentation des échantillons sont mises en place par l'entreprise de gros œuvre comme prévu au marché. Le parking pour véhicules légers du personnel est à l'extérieur du chantier.

Tous les éléments, caractéristiques des grues, accès et voies de chantier, réseau d'eau et d'électricité, base vie, sont reportés sur le plan d'installation de chantier. Celui-ci est soumis à l'approbation du maître d'œuvre et surtout à celle du coordonnateur SPS. Ce dernier s'assure que toutes les dispositions relatives à l'hygiène et à la sécurité des personnes sont prises en compte et sont conformes à la réglementation. Nous pouvons donc lancer les travaux d'installation de chantier qui dureront deux mois : création des voies de chantier, mise en place des bungalows de la base vie, distribution d'eau et d'électricité, création de ligne téléphone et internet, fondation et montage des grues équipées du système d'interférence...

#### **III.1.3 Démarrage des plans d'exécution**

La synthèse des pièces contractuelles du marché et plus particulièrement l'étude des plans de l'architecte et du CCTP nous donnent toutes les informations nécessaires pour commencer les plans d'exécution : descentes de charges, notes de calcul, plans de coffrage et plans de ferrailage. Nous confions cette mission à un bureau d'étude technique extérieur à notre entreprise car elle ne possède pas ce service. Des rendez-vous hebdomadaires avec le responsable du bureau d'étude sont nécessaires pour lui donner la marche à suivre et pour faire le point sur l'avancement des plans et les problèmes rencontrés. L'ensemble des calculs

de béton armé sera mené suivant le BAEL, conformément à notre CCTP. Pour plus de clarté, le bâtiment sera découpé en 5 zones comme le montre la figure ci-après. Ce découpage respecte notamment la position des joints de dilatation et l'implantation des services.



**Figure 14 : plan de zonage du bâtiment**

Nous essayons également d'optimiser la structure quand c'est possible. Cela nécessite l'accord de la maîtrise d'œuvre car la réduction des sections et épaisseurs des différents éléments peut avoir un impact visuel (diamètre des poteaux, retombées de poutres...). Ces réunions nous conduisent également à réfléchir aux modes constructifs que nous serons amenés à utiliser. Par exemple, le choix des fondations profondes imposées par le rapport de sol amène Nofrayane à sous-traiter cette prestation à une entreprise spécialisée. En effet, Nofrayane ne possède ni le savoir faire ni le matériel pour de tels travaux. Dès réception des descentes de charges par notre bureau d'étude, notre sous-traitant commence le dimensionnement des fondations profondes.

Afin de commencer les micropieux au plus tôt, c'est-à-dire à l'issue de la période de préparation qui se termine fin Septembre, les descentes de charges et notes de calcul des fondations doivent être approuvées par la maîtrise d'œuvre et le contrôleur technique à la mi-juillet. Cela permet à notre sous-traitant de lancer ses commandes de matériel (armatures, outillage) en métropole. Les délais de livraisons, hors aléas, sont compris entre un mois et

deux et deux mois en général. Le matériel arrive donc sur chantier une quinzaine de jours avant le début des travaux dans le meilleur des cas.

### **III.1.4 Définition des modes constructifs**

La définition des modes constructifs est la tâche la plus importante de la période de préparation car c'est celle qui a l'impact le plus lourd sur le déroulement du planning. Le montage du planning, le type de matériel utilisé, la quantité d'heures travaillées découlent directement des modes de mise en œuvre décidés en amont. Ce travail se fait en relation constante avec le BET et le responsable du parc matériel de l'entreprise. Le premier nous donnera par exemple la quantité supplémentaire d'acier consommé dans le cas de planchers réalisés en prédalle + dalle de compression à comparer avec le gain d'heure de cette solution par rapport à un plancher coffré traditionnellement. Le deuxième nous conseillera sur le type de matériel disponible au dépôt de l'entreprise et se chargera de des éventuels achats de matériel neuf ou d'occasion localement ou en métropole.

C'est aussi le moment d'intégrer la sécurité à nos modes opératoires en vue de rédiger un Plan de Prévention, de Sécurité et de Protection de la Santé (PPSPS) propre au chantier. Par exemple ; les poutres peuvent être préfabriquées ou coulées en place. Dans le premier cas, l'opération de préfabrication n'expose pas les ouvriers à des risques de chute de hauteur. Par contre l'opération de pose nécessite une plateforme sécurisée de travail de type échafaudage ou gazelle et un étaieement adéquat. Dans le deuxième cas, les opérations de coffrage, ferrailage et bétonnages se font en hauteur et nécessite en permanence une plateforme sécurisée de travail de type platelage équipée de garde-corps. Nous préférons donc généralement la première solution qui expose pendant moins longtemps les ouvriers au risque de chute et qui nécessite moins de matériel. Cette solution est plus économique que la deuxième. Par contre dans le cas de grosses poutres qui ne peuvent pas être déplacées à la grue si elles sont préfabriquées, nous étudions la possibilité de les couler en place.

#### *III.1.4.1 Préfabrication de poutres courbes*

Le bâtiment est arrondi dans la longueur mais l'architecte n'exige l'utilisation du voile courbe que pour la réalisation des façades du hall d'accueil. Les autres façades arrondies, recouverte par des brise-soleil côté rond point et masquée par le bâtiment existant à l'arrière seront traitées en facettes.

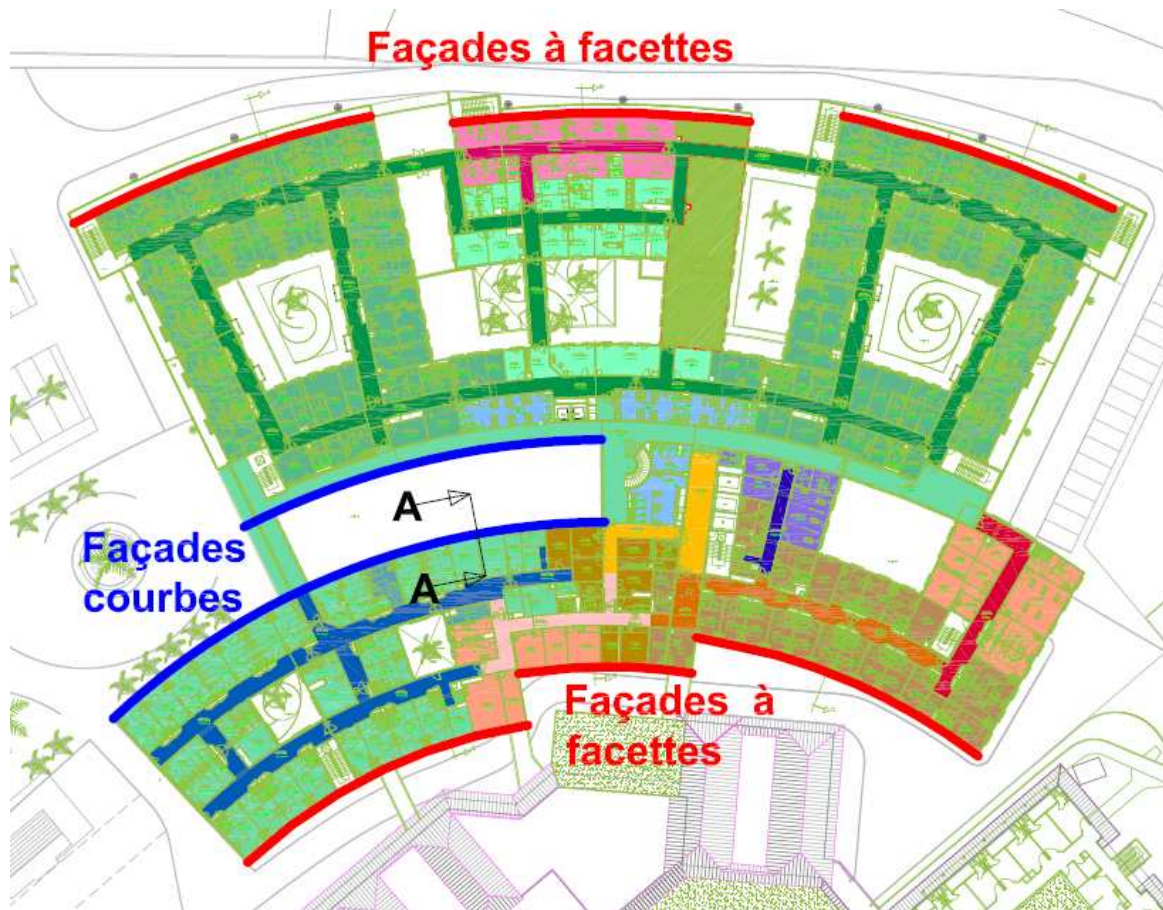
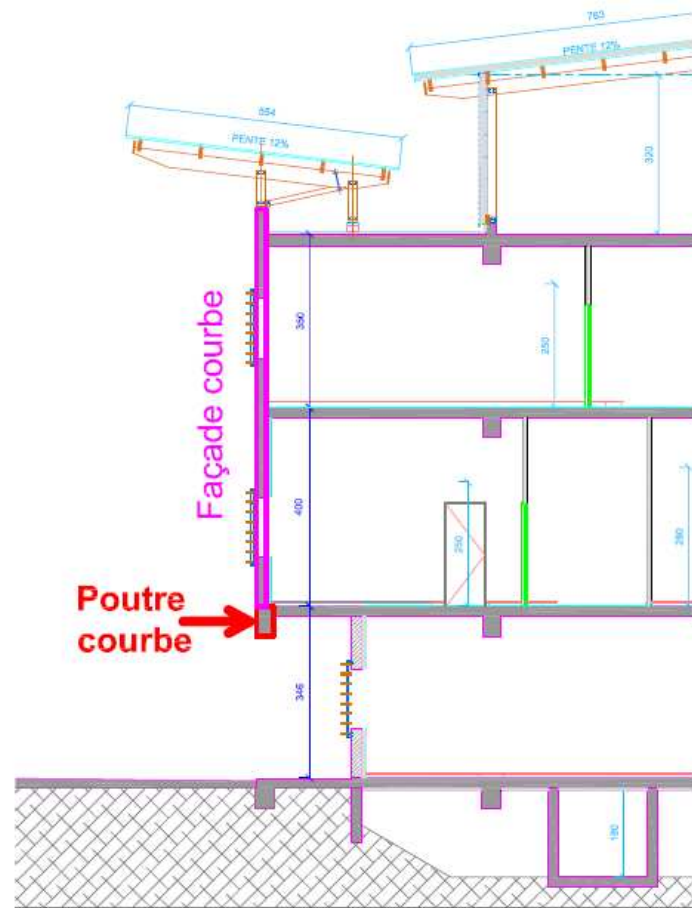


Figure 15 : repérage des voiles courbes et à facettes

La coupe A-A met en évidence la présence d'une retombée de poutre sous le voile courbe des niveaux Rdc Haut et R+1.



### Coupe A-A

Figure 16 : coupe sur une façade courbe

Cette poutre appuyée sur deux poteaux doit également être courbe et non à facette afin de respecter la continuité architecturale de la façade.

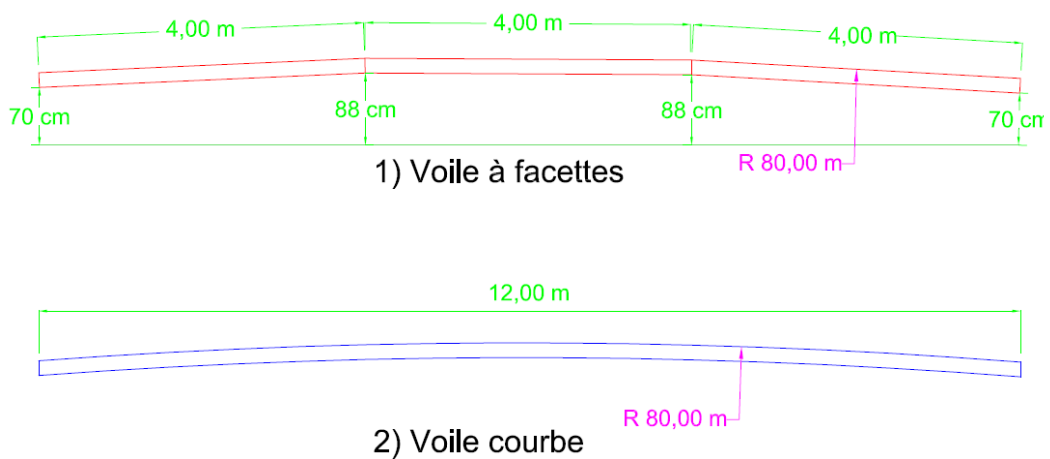
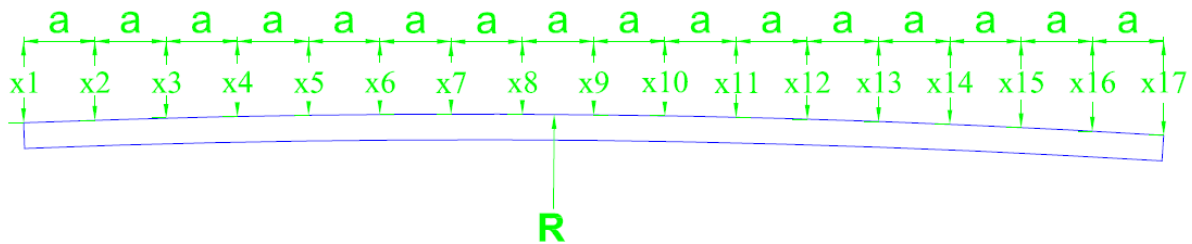


Figure 17 : différence d'aspect entre un voile courbe et un voile à facette

Pour les raisons exposées plus haut nous choisissons de préfabriquer l'ensemble des poutres courbes. Par contre, le matériel traditionnel de préfabrication n'est pas adapté pour faire des éléments courbes, nous devons donc prévoir un moule spécifique qui devra être réglable en fonction des rayons de courbure différents pour chacune des deux façades du hall d'accueil. Nous utiliserons donc des sous-hausses de banches courbes posées sur un fond de moule en contreplaqué sur lequel sont dessinées les courbures intérieure et extérieure du voile.



**Figure 18 : principe de tracé de la poutre courbe**

Plus on réduit la valeur « a » de l'intervalle, plus on augmente la précision de la courbure.

#### *III.1.4.2 Création d'outil spécial*

Les chambres des services post-partum et grossesses pathologiques des niveaux Rdc Haut et R+1 possèdent des placards encastrés dans des décrochés en façade. Cette configuration ne permet pas une rotation classique des banches comme le montrent les phasages des Figure 20 : coffrage du décroché, solution 1 et Figure 21 : coffrage du décroché, solution 2. Nous devons étudier toutes les solut



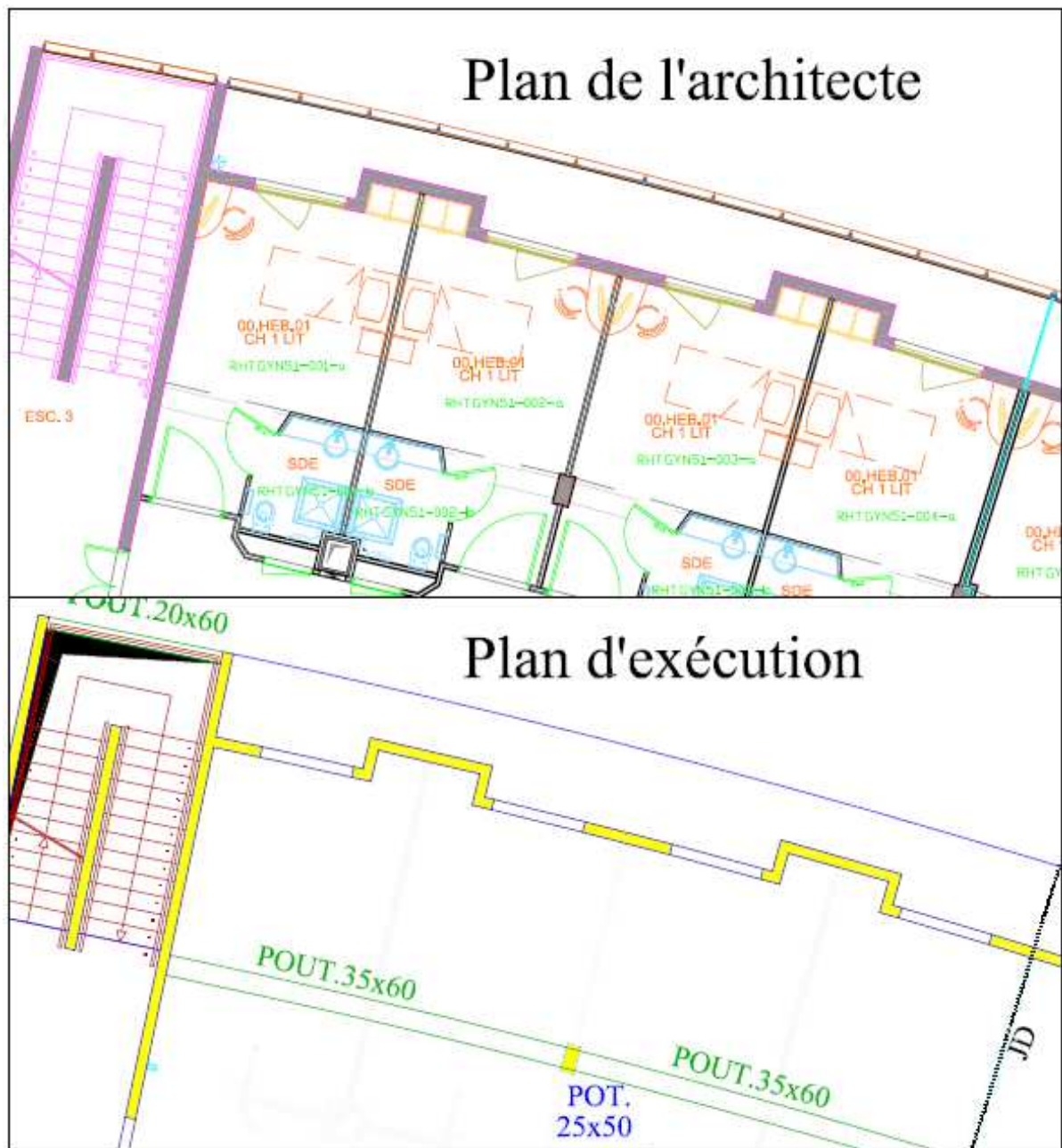
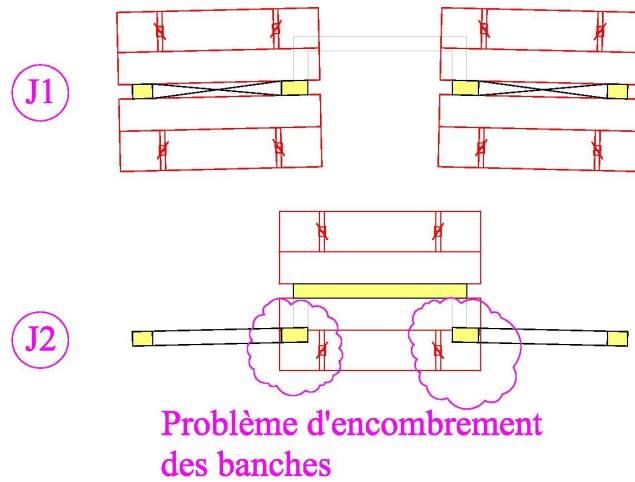
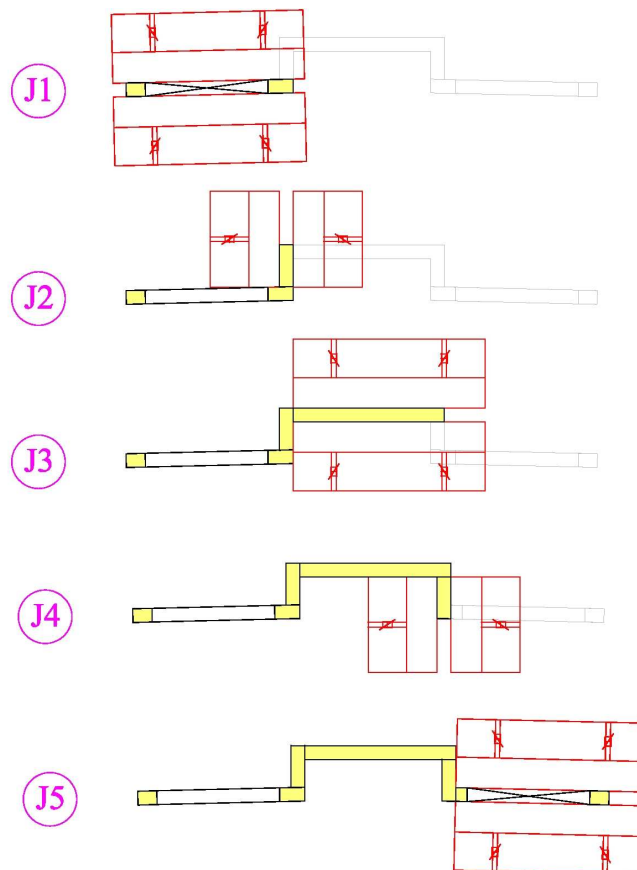


Figure 19 : détail des décrochés en façade sur les plans de l'architecte et d'exécution



**Figure 20 : coffrage du décroché, solution 1**

Le phasage ci-dessus ne permet pas l'utilisation habituelle des banches car il n'y a pas suffisamment d'espace entre le fond du décroché et la façade pour y placer un panneau.



**Figure 21 : coffrage du décroché, solution 2**

Le phasage ci-dessus permet une rotation classique des banches mais le temps passé est trop long et le travail de finition sur les reprises de bétonnage est trop important.

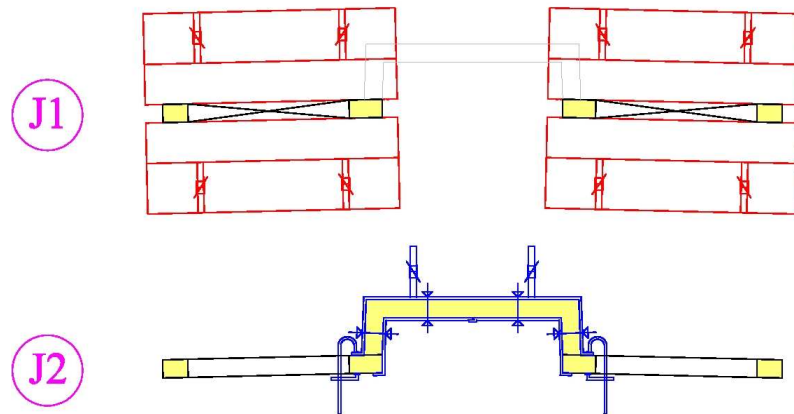


Figure 22 : coffrage du décroché, solution 3

L'utilisation d'un outil spécialement créé permet une réalisation rapide du décroché en façade en deux jours et ne nécessite que peu de finitions sur les reprises de bétonnage.

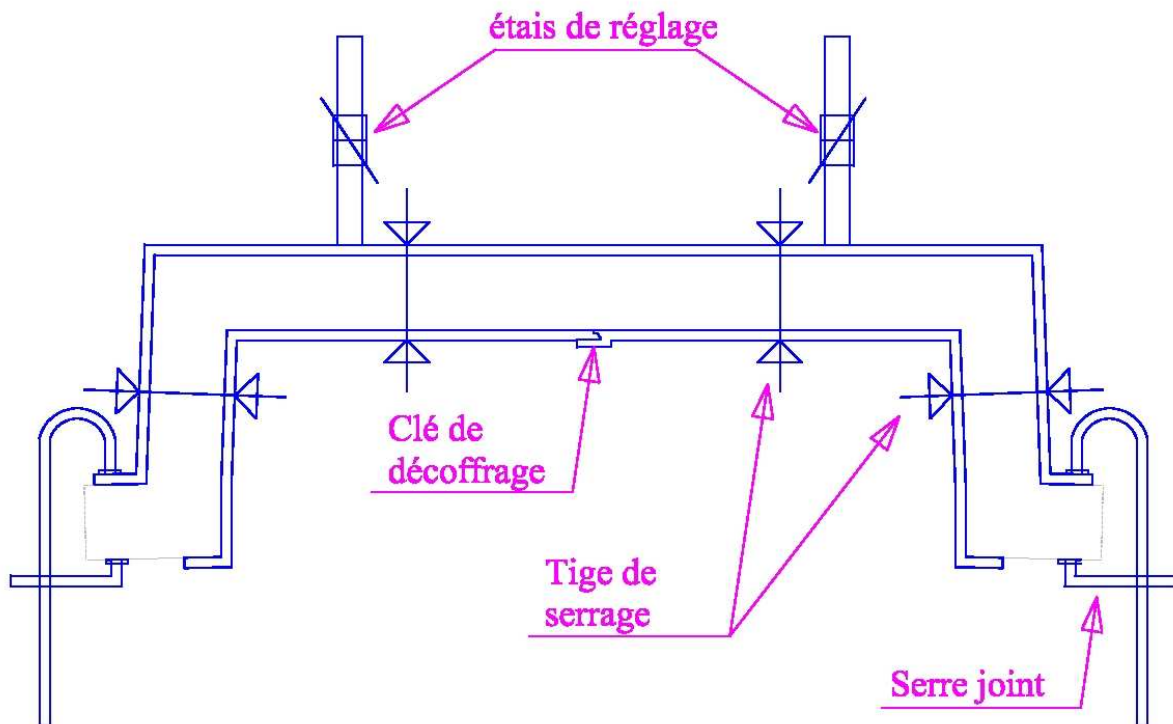


Figure 23 : création d'un outil spécial pour le coffrage des décrochés en façade

### III.1.5 Planning d'exécution

Le planning d'exécution du Gros Œuvre affiché dans le bureau des conducteurs de travaux est notre outil de travail principal. Il nous servira à monter le budget du chantier et à anticiper toutes les actions à mener indispensables au bon déroulement des travaux. Il fixe les objectifs à tenir en termes de délais. Il indique pour chaque tâche ses dates de début et de fin, sa durée et les tâches précédentes et suivantes.

Lors du montage du planning d'exécution, nous remarquons que pour finir les fondations avant la saison des pluies qui arrive généralement en décembre, et assurer ainsi à nos équipes de bonnes conditions de travail, nous devons commencer l'opération des micropieux dès la mi-août, soit un mois et demi avant la date initialement prévue au marché. Nous nous assurons donc auprès de notre sous-traitant qu'il a suffisamment de matériel en stock pour commencer les travaux sans attendre ses premières livraisons.



Figure 24 : planning GO de la zone A1

Ce planning qui sera notre outil principal de suivi de chantier est appelé planning ‘objectif’ d’exécution. Il sera pointé chaque début de semaine afin de prévenir d’un éventuel retard. A partir de ce planning et des premiers plans d’exécution reçus du BET, nous pouvons établir nos premières rotations de voiles, poteaux, poutres et planchers. Nous pouvons également mettre en forme le planning homme-jour qui fait ressortir en fonction des périodes et des tâches concernées le nombre d’ouvriers nécessaires. La finalité de ce planning homme-jour est d’établir les budgets de main d’œuvre et de suivre la consommation des heures effectivement travaillées.

### **III.1.6 Montage du budget**

A l’issue de la période de préparation, nous avons en notre possession tous les éléments nécessaires au montage du budget. Les métrés nous donnent les quantités de béton et d’acier à mettre en œuvre sur chantier, le planning homme-jour récapitule la masse d’heures travaillées et nous déduisons les durées de location du matériel (grues, coffrage, étaieement...) à partir du planning objectif d’exécution. Les prévisions de dépenses pour le matériel, la main d’œuvre et les matériaux sont étalées mois par mois sur toute la durée du chantier sur la base du planning objectif. Nous prenons également en compte les dépenses liées à l’encadrement, aux frais de fonctionnement et d’installation du chantier. Nous vérifions alors que nos prévisions sont conformes aux dépenses prévues par le service d’études de prix lors de la remise de l’offre.

## **III.2 SUIVI DE CHANTIER**

Avant la fin de la période de préparation, nous avons déjà une vision globale de l'étendue des travaux de gros œuvre. Nous avons une bonne connaissance de l'ensemble des pièces du marché. Nos premiers plans d'exécutions sont dessinés et diffusés à la maîtrise d'œuvre et au contrôleur technique pour validation. L'installation de chantier se termine : les bureaux sont opérationnels ; les vestiaires, réfectoires et sanitaires sont également prêts pour l'arrivée des équipes ; les premières livraisons sont rendues possibles par les voies de chantier praticables et par la grue déjà montée. Les travaux vont pouvoir commencer. Notre emploi du temps de conducteur de travaux se partage en deux parties, l'une en bureau, l'autre sur chantier, fortement liées entre elles par un double objectif commun de respect des délais et de respect des coûts.

### **III.2.1 Mise au point technique**

Chaque ouvrage réalisé sur chantier a préalablement fait l'objet d'une mise au point technique précisant le mode opératoire, les matériaux et matériels utilisés et les moyens humains mobilisés. Cette mise au point est la continuité dans le détail des choix des modes constructifs décidés en période de préparation. Ce travail se fait avec la participation des chefs de chantier qui nous font part de leurs expériences et du BET qui nous fournit les plans d'exécution. Par exemple, la ventilation des vides sanitaires du bâtiment sous les services de dialyse et de stérilisation a fait l'objet d'une mise au point technique. Notre CCTP et les plans de l'architecte au 1/200<sup>e</sup> font état de cours anglaises en façade reliées au vide sanitaire par une conduite de ventilation naturelle sans préciser le type ni le mode de pose du matériel. Nous imaginons donc de poser un regard préfabriqué en façade de bâtiment faisant office de cours anglaise. Pour la conduite nous pensons d'abord à un assemblage de buse béton mais le risque de tassement du remblai nous amène à choisir une solution 'coulé en place' pour pouvoir fixer la cours anglaise à la façade et la buse béton est finalement remplacée par un tube PVC fixé en sous face de dalle.

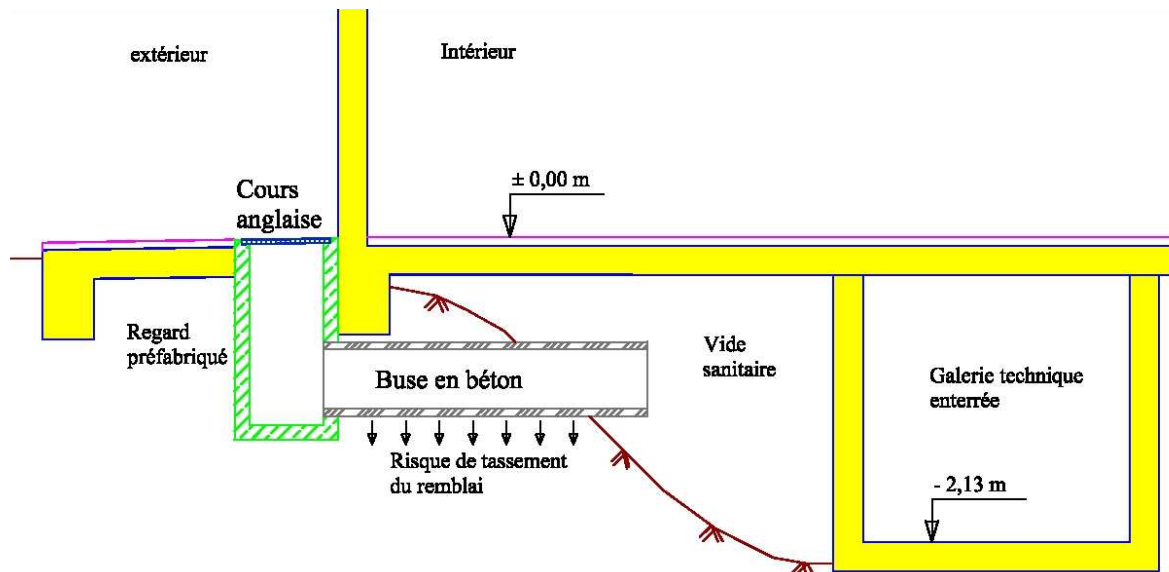


Figure 25 : ventilation du vide sanitaire, solution de départ

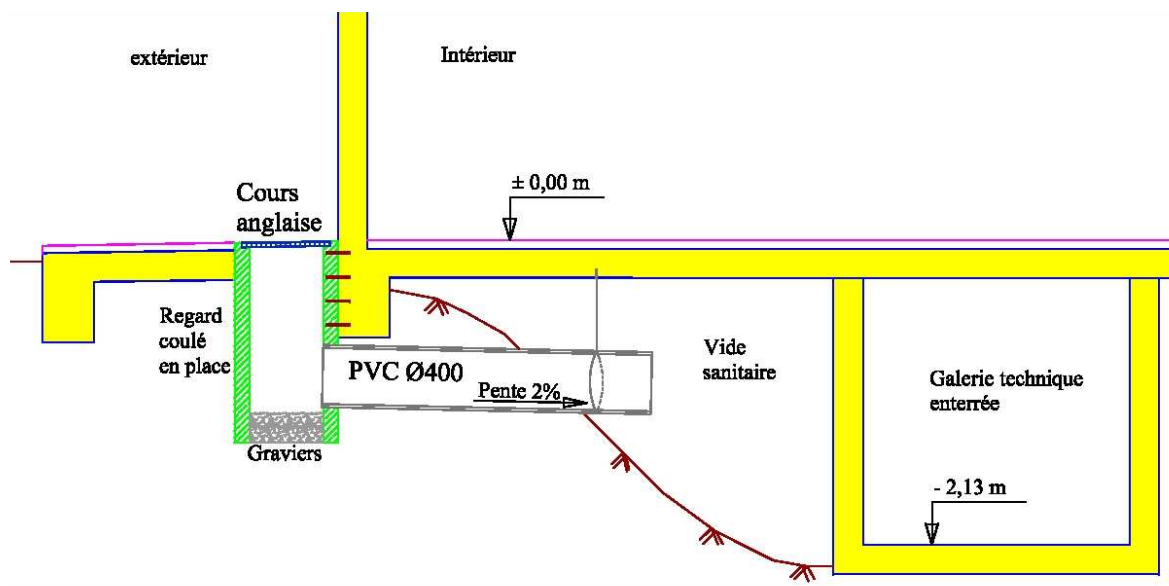


Figure 26 : ventilation du vide sanitaire après mise au point technique

### III.2.2 Approvisionnement du matériel et des matériaux sur chantier

Pour permettre aux différentes équipes pilotées par les chefs de chantier une production rapide et continue durant toute la durée des travaux, nous devons leurs assurer un approvisionnement en matériel et matériaux suffisant. Un oubli ou un retard dans cet approvisionnement aurait pour conséquence des perturbations dans l'avancement des équipes voire un arrêt temporaire

de celles-ci sur les postes de travail concernés. Nous devons donc anticiper très tôt les besoins du chantier pour lancer les commandes à temps. Par exemple, la pose d'une poutre préfabriquée est conditionnée par les étapes suivantes :

- réception du plan de ferrailage de la part du BET et vérification de la conformité avant diffusion,
- transmission du plan de ferrailage à la maîtrise d'œuvre et au contrôleur technique qui ont quinze jours pour le valider,
- Fabrication et transport jusqu'au chantier du ferrailage de la poutre, deux jours en général,
- Préfabrication de la poutre sur chantier, une journée,
- Pose de la poutre préfabriquée.

Nous devons donc avoir les plans de ferrailage de la poutre au moins 3 semaines avant sa pose sur chantier.

Autre exemple, le caractère répétitif des dimensions des poteaux à mettre en œuvre sur chantier et le peu de temps disponible des grues déjà très sollicitées par les opérations de voiles, poutres et planchers nous conduisent à envisager l'utilisation de coffrages manportables. Ce matériel est indisponible chez les fournisseurs locaux et doit en conséquence être commandé en métropole. Nous avons donc passé commande de ces coffrages en métropole deux mois et demi avant la date prévue pour les premières rotations. Cette durée se décompose de la façon suivante :

- commande chez le fournisseur, transport routier au port du Havre, chargement sur le bateau et transport maritime jusqu'au port de Dégrad-des-Cannes à Rémire-Montjoly, un mois au mieux,
- déchargement, dédouanement, sortie du port et transport au chantier, une semaine en général,
- aléas et divers : retard du bateau, grève des dockers, incidents (trois semaines de grève générale et blocage de toutes les routes en Novembre 2008, fermeture du pont du Larivot entre Novembre 2009 et Mars 2010 isolant presque l'Ouest du département).

Nous considérons généralement que les deux premières étapes durent un mois et demi, mais les aléas n'étant pas prévisibles, nous préférons prendre une marge de sécurité pour avoir un maximum de matériel et de matériaux pour plus d'autonomie en cas d'incident.



### **III.2.3 Suivi de la production**

Afin de gérer au mieux tous les problèmes rencontrés au quotidien sur chantier et anticiper les prochaines phases de travail, nous devons connaître exactement l'avancement du chantier. Un pointage hebdomadaire du planning objectif d'exécution met en évidence les éventuels retards ou avances des travaux. Nous devons donc analyser chacune des tâches et prendre les mesures qui s'imposent. Si l'avancement sur site est conforme au planning ou plus avancé, nous nous assurons simplement qu'il ne sera pas ralenti plus tard. Nous vérifions donc que les équipes ont tout ce qu'il faut en leur possession pour travailler normalement : plans bons pour exécution, matériels et matériaux. Si au contraire le pointage du planning fait apparaître un retard dans l'exécution d'une tâche, la cause de ce retard est identifiée et nous agissons de manière à le neutraliser et à le rattraper. Cela peut se traduire sur chantier par un renforcement des équipes, une augmentation de la cadence... Autre outil indispensable pour suivre l'avancement des travaux, le planning homme-jour sert à comparer pour chacun des postes de travail (fondations, sécurité, ferrailage...) le volume d'heure travaillé au volume d'heure prévu au budget selon les hypothèses retenues pendant la période de préparation. Comme pour le planning objectif d'exécution, le pointage hebdomadaire du planning homme-jours peut faire apparaître soit une surconsommation d'heures soit une sous-consommation. Nous devons à nouveau analyser ces écarts au cas par cas. Une surconsommation d'heures pour la réalisation d'une tâche peut correspondre à une chute du ratio horaire compensée par une augmentation du temps travaillé afin de tenir les cadences du planning objectif d'exécution. De la même façon, une sous-consommation d'heure pour la réalisation d'une tâche peut signifier une augmentation du ratio horaire.

Nous vérifions également que la consommation des volumes de béton et des poids d'acier est conforme à nos prévisions. Les métrés préparés pendant la période de préparation sont comparés poste par poste au planning d'exécution et au planning homme-jour. Des écarts peuvent correspondre à des pertes trop importantes par exemple.

Notre présence permanente sur chantier est indispensable au bon déroulement des travaux. Elle nous permet une plus grande réactivité pour régler tous les problèmes rencontrés. Nous pouvons ainsi venir en appuis aux chefs de chantier en cas de besoin : lecture des plans parfois complexes, implantation des axes courbes du bâtiment, complément de commande d'acier ou de matériel, réponses sur des points techniques comme les longueurs de recouvrements des barres d'acier ou leur mise en place, interférences avec les autres entreprises sous-traitantes et corps d'état séparés.

### **III.2.4 Respect de la sécurité et de la qualité**

Nous nous assurons aussi que les règles de sécurité sont respectées par tous. Cela commence notamment par une mise à disposition de matériel conforme à la législation et adapté au poste de travail : échafaudages, équipements de protection individuelle, matériel de manutention. Nous animons chaque semaine un « ¼ d'heure sécurité » à l'attention des chefs de chantier et ouvriers (voir Annexe 2 : Fiche ¼ heure sécurité). L'objectif de cette réunion hebdomadaire interactive est de sensibiliser l'ensemble du personnel sur les règles de sécurité générales et propres à chaque poste de travail. Les sujets abordés, qui sont différents chaque semaine, sont le résultat d'observations faites les jours précédents. Il s'agit entre autres de l'utilisation du matériel électroportatif, de la manutention des charges, des risques du travail en hauteur et de la conduite à tenir en cas d'accident.

La qualité des ouvrages exécutés fait également l'objet d'une attention particulière de notre part. Notre prestation, qui comprend aussi les travaux de nos sous-traitants, doit être conforme aux règles de l'art afin de livrer au maître d'ouvrage un bâtiment pérenne dans le temps. Au-delà du résultat final, la qualité a son importance durant toute la durée des travaux. En effet, une réalisation soignée implique moins de finitions et de reprises souvent pénibles en fin de chantier. La qualité des matériaux et leur mise en œuvre sont donc contrôlées et consignées dans des fiches de contrôles (voir Annexe 3 : Fiche de contrôle). Nous procédons par sondage et vérifions entre autres : la résistance du béton par destruction d'éprouvettes (voir Annexe 4 : Essais d'écrasement sur éprouvettes béton), la conformité des types, diamètres et montage des armatures aux plans de ferrailage, l'enrobage et la position des aciers avant coulage du béton...

### **III.2.5 Gestion de chantier**

A la fin de chaque mois, nous faisons un bilan global de la situation financière du chantier. Nous comparons les diverses dépenses à nos prévisions de budget et à l'avancement réel du chantier. Ce travail est fait à l'aide d'un tableur informatique. Chacune des dépenses est d'abord attachée à un code analytique puis valorisée. Le code analytique correspond au type de dépense effectuée. Nous connaissons donc pour chaque poste (achat de béton prêt à l'emploi, travaux en sous-traitance, location du matériel, salaire du personnel...) le montant cumulé des dépenses depuis le début du chantier et le montant restant à dépenser. Ce « reste à dépenser » est comparé à la masse de travaux encore non réalisés. En cas d'écart constaté, nous en analysons les causes et prenons les mesures qui s'imposent.

## **IV. ETUDE DE POINTS TECHNIQUES**

### **IV.1 FONDATIONS PAR MICROPIEUX**

Le bâtiment MCO est fondé sur 700 micropieux. Les travaux débutés mi Août 2009 ont duré jusqu'en Mars 2010. En pleine production, cette opération a mobilisé 4 foreuses.

#### **IV.1.1 Caractéristiques des sols**

Le maître d'ouvrage confie à un laboratoire l'étude géotechnique du terrain qui accueillera le futur bâtiment afin de :

- faire une reconnaissance géotechnique des sols en place,
- déterminer les caractéristiques mécaniques de ces sols,
- proposer les techniques de fondations appropriées.

##### *IV.1.1.1 Contexte géomorphologique :*

Le terrain étudié, qui se situe entre l'hôpital existant et le rond point de la Madeleine est formé de roches granitiques d'anatexie (fusion et refroidissement des roches magmatiques de la croûte terrestre) recouvertes de dépôts sédimentaires marins du Quaternaire de la série de Coswine<sup>2</sup> constitués d'argiles rouges et blanches, de gré tendre et de sable argileux à gaillonneux.

##### *IV.1.1.2 Synthèse géotechnique*

Des sondages carottés, des sondages à la pelle mécanique et des essais au pénétromètre et au pressiomètre sont effectués par le laboratoire. Le profil type du terrain sous l'emprise du futur bâtiment est une formation meuble à faible résistance (ancienne zone marécageuse) qui repose directement sur le substratum rocheux sain et résistant. La surface du terrain est irrégulière, entre 3,80 m NGG (Niveau Général Guyanais, différent du Niveau Général Français utilisé en France métropolitaine) et 4,20 m NGG. Le toit rocheux est à une profondeur généralement comprise entre 3 m et 6 m, soit entre 1,00 m NGG et -2,00 m NGG environ (voir Annexe 5 : Essais au pénétromètre dynamique Annexe 6 : Sondages carottés et Annexe 7 : Sondages pressiométriques). Le laboratoire préconise donc de retenir une solution de fondations profondes de type micropieux pour fonder le bâtiment.

---

<sup>2</sup> Strates formées durant le Pléistocène entre il y a 1 800 000 ans et 11 000 ans

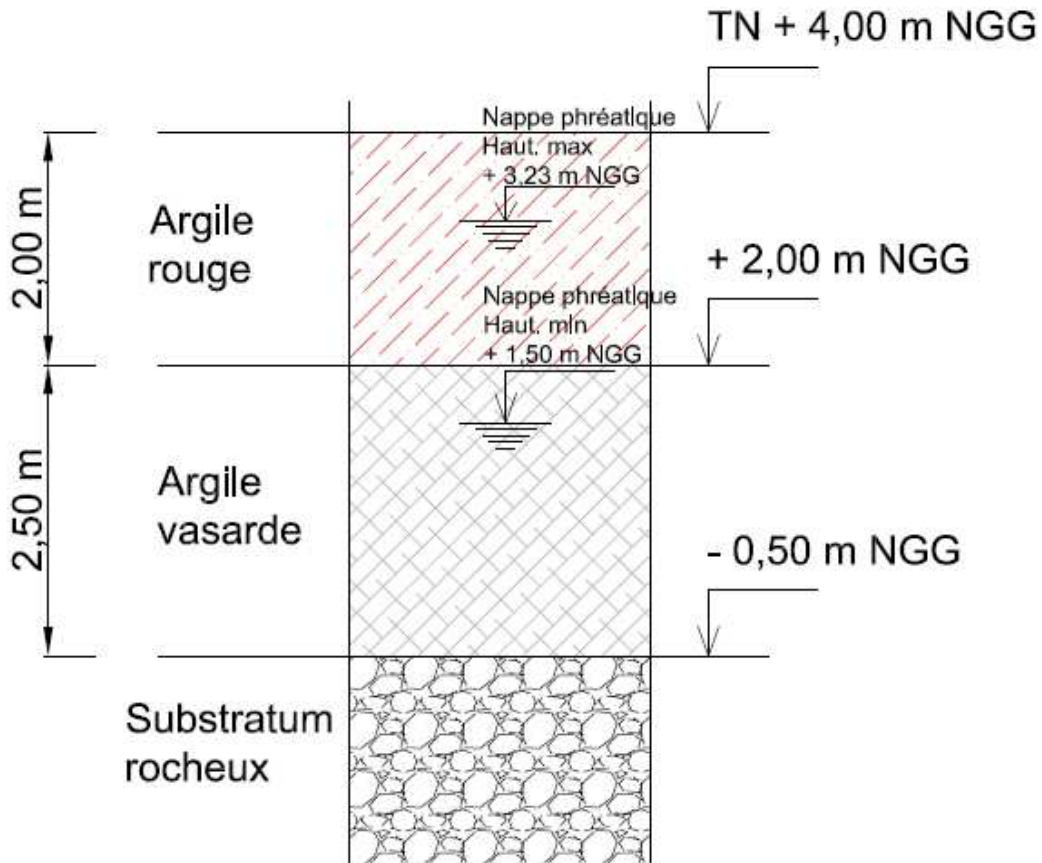


Figure 27 : coupe courante du sol rencontré

#### IV.1.1.3 Synthèse hydrogéologique

La hauteur de la nappe phréatique est mesurée à l'aide de plusieurs piézomètres. Elle varie entre les niveaux 3,23 m NGG en saison des pluies et 1,50 m NGG en saison sèche.

#### IV.1.1.4 Caractéristiques mécaniques des sols

Compte tenu des caractéristiques mécaniques des sols meubles traversés, le laboratoire indique que le frottement dans ces couches sera neutralisé jusqu'au toit rocheux et donne le frottement latéral dans le rocher :

$$q_s = 745 \text{ KPa}$$

Ce frottement est une caractéristique intrinsèque du sol indépendante du type de fondation utilisée.

#### IV.1.1.5 Agressivité vis-à-vis du béton

Une analyse des éléments chimiques présents dans l'eau de la nappe phréatique permet d'établir l'agressivité du terrain vis-à-vis du béton utilisé dans les fondations. Dans notre cas, le terrain est considéré comme faiblement agressif.

#### IV.1.2 Mode opératoire de la réalisation des micropieux de type II :

Le laboratoire qui a réalisé l'étude géotechnique préconise un système de fondations profondes par micropieux. Nous sous-traitons cette prestation à une entreprise spécialisée. Elle nous propose de mettre en œuvre des micropieux de type II, c'est-à-dire que l'injection du coulis se fera à très basse pression.

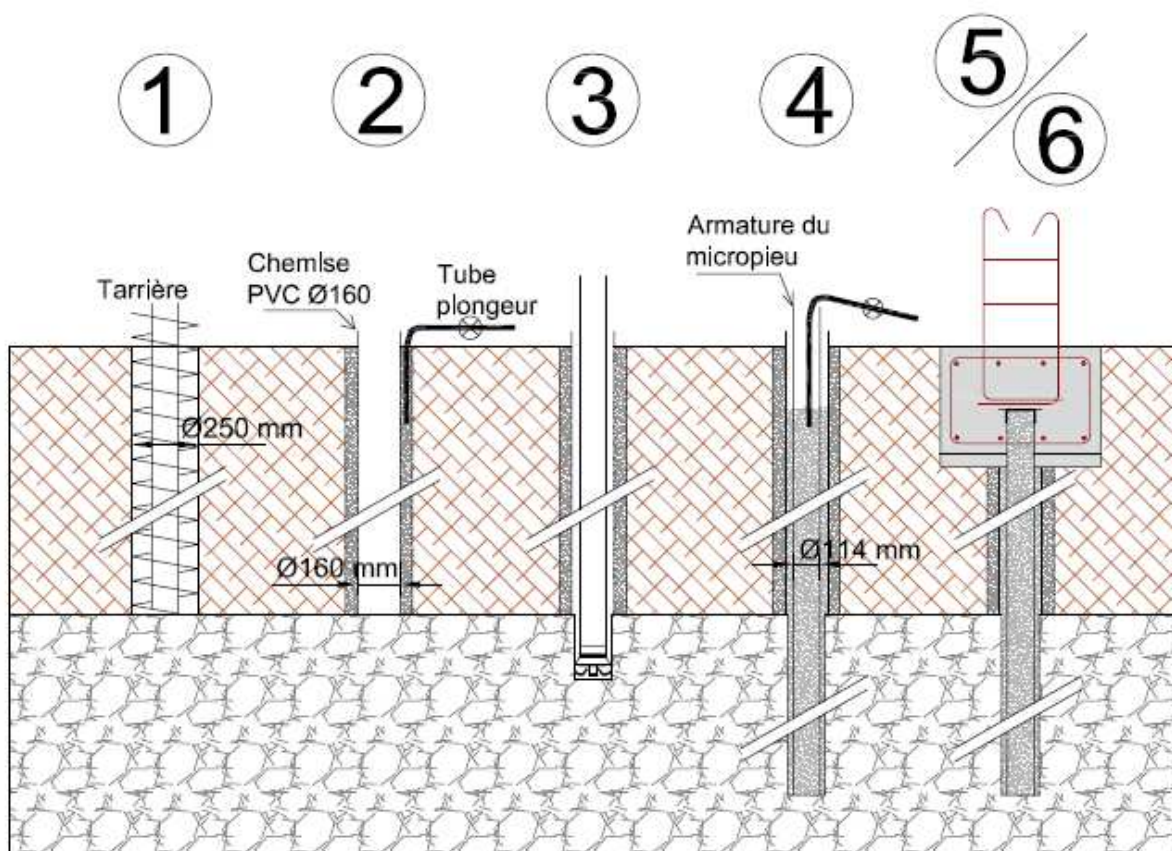


Figure 28 : mode opératoire de réalisation des micropieux

- 0) Opération préalable : remblaiement du fond de fouille jusqu'à la cote + 3,90 m NGG.
- 1) Forage d'un trou de 25 cm de diamètre jusqu'au refus sur le toit du rocher à l'aide d'une tarière. Cette vis sans fin permet l'évacuation du matériau par le haut du trou. Une campagne de sondages supplémentaires avant travaux a permis de contrôler les altitudes du toit rocheux indiquées par le laboratoire d'études géotechniques et de

vérifier que le sol se maintiendrait lors du forage, évitant ainsi l'emploi de boue de type bentonite.

- 2) Chemisage du trou par la pose d'un tube PVC de 160 mm de diamètre scellé au coulis (mélange d'eau et de ciment, E/C = 2, dosage de ciment à 1250 Kg/m<sup>3</sup>). Le coulis est fabriqué sur chantier dans une centrale foraine puis injecté par tube plongeur. Les résultats d'essais d'écrasement sur éprouvettes 4x4x16 sont donnés en Annexe 8 : Essais sur éprouvettes de coulis de ciment Cette chemise sert à éviter l'agglomération de résidu de roche dans le fond du trou et à guider le marteau « fond de trou » lors de l'étape suivante.
- 3) Forage dans la roche à l'aide d'un marteau fond de trou de 140 mm de diamètre et d'air comprimé. La tête du marteau casse le rocher et l'air comprimé amené via les tiges de forage, chasse hors du trou les débris de roche qui glissent sur la chemise. La profondeur de ce forage est donnée par la longueur d'ancrage calculée en fonction du frottement latéral  $q_s$  déterminé par le laboratoire
- 4) Ancrage dans la roche de l'armature du micropieu. Un tube en acier de 114 mm de diamètre est placé sur toute la hauteur du forage puis est rempli et enrobé de coulis de scellement de la même façon qu'à la deuxième étape.
- 5) Recépage de la tête du micropieu. Le tube en acier est dégagé du coulis durci qui l'enrobe et on y soude une platine métallique qui assurera la transmission des charges de la superstructure au micropieu.
- 6) Réalisation du massif. Un béton de propreté est coulé dans le fond de fouille, il permet de ferrailer et coffrer le massif dans de bonnes conditions. Des aciers en attente pour les futurs poteaux sont fixés au ferrailage avant le bétonnage. Les massifs peuvent également relier deux à trois micropieux.

### **IV.1.3 Descente de charges**

#### *IV.1.3.1 Définition des charges*

Les charges permanentes sont le poids propre de la structure composée de voiles, poteaux, poutres et planchers en béton armé d'une masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Les surcharges permanentes sont le poids propre des éléments fixes rapportés tels que les brise-soleil, le complexe d'étanchéité en toiture terrasse, les garde-corps, les revêtements, les

cloisons... Les masses de ces éléments sont données par les entreprises des lots concernées ou à défaut par la maîtrise d'œuvre.

Les surcharges d'exploitations, indiquées dans les pièces du marché, sont les charges générées par l'exploitation du bâtiment. Elles correspondent aux poids des personnes et des équipements fixes ou mobiles. L'intensité et la situation de ces surcharges sont définies dans les pièces contractuelles du marché :

- 250 Kg/m<sup>2</sup> au sol dans les zones d'hébergement, zones de soins, zones de consultation, zones de bureau
- 400 Kg/m<sup>2</sup> au sol dans les zones de soins intensifs, de réanimation et de médecine d'urgence.
- 600 Kg/m<sup>2</sup> au sol et 100 kg/m<sup>2</sup> suspendus au plafond dans les salles d'opérations, salles de radio, salles de plâtre.

Nous ne retenons pas de charges sismiques car le département de la Guyane n'est pas exposé aux tremblements de terre. Les charges climatiques (neige et vent) ne sont pas prises en compte.

Le frottement négatif créé par le remblai sur une hauteur de 2 m est pris en compte.

Tous les micropieux sont comprimés, aucune vérification à la traction n'est nécessaire.

#### *IV.1.3.2 Calcul des charges appliquées aux fondations*

La note de calcul de descente de charge définit pour chaque appui la charge qui lui est appliquée. L'appui est composé d'un ou plusieurs micropieux groupés et d'un massif en tête de micropieu. Dans notre cas, la charge à l'ELS par appui varie en général de 500 KN à 1500 KN environ avec des extremums à 94 KN pour l'appui le moins chargé et 2069 KN pour l'appui le plus chargé.

#### **IV.1.4 Prise en compte du frottement négatif**

La variante économique proposée par Nofrayane lors de la remise de son offre dans le cadre du DCE 2 (cf § II.3.1 Forme du marché) consiste à remblayer le fond de fouille sur une hauteur d'environ 2,00 m. Ce remblais, qui servira entre autres de plateforme de travail aux foreuses, engendre un frottement négatif sur les micropieux. Cet effort supplémentaire est calculé de la manière suivante :

$$Q_f = P_{\text{pieu}} \cdot \left[ \frac{\gamma_1 \cdot h^2}{2} \cdot K_1 \tan \varphi' + \left( \gamma_1 \cdot h \cdot H + \frac{\gamma_2 \cdot H}{2} \right) \cdot K_2 \tan \varphi \right]$$

Avec :

$Q_f$  : Frottement négatif à déterminer

$P_{\text{pieu}}$  : Périmètre du micropieu,  $P_{\text{pieu}} = 78,5 \text{ cm}$

$\gamma_1$  : Poids volumique du remblai,  $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_2$  : Poids volumique du sol en place sous remblai,  $\gamma_2 = 18 \text{ KN/m}^3$

$h$  : Hauteur sous remblais,  $h = 2 \text{ m}$

$H$  : Hauteur du sol en place sous le remblai,  $H = 4 \text{ m}$

$K_1 \tan \varphi'$  : Coefficient lié au frottement négatif du micropieu dans le remblai, d'après le document Fond 72, on a  $K_1 \tan \varphi' = 0,3$

$K_2 \tan \varphi$  : Coefficient lié au frottement négatif du micropieu dans le sol en place sous le remblai, d'après le document Fond 72, on a  $K_2 \tan \varphi = 0,25$

Le frottement négatif vaut donc :

$$Q_f = 44 \text{ KN}$$

#### **IV.1.5 Dimensionnement des micropieux**

Le dimensionnement des micropieux se fait en deux étapes. D'abord, nous calculons la longueur du micropieu, composée de la longueur de chemisage dans les couches de sols mous et de la longueur d'ancrage dans le rocher. Ensuite nous vérifions la section d'armature vis-à-vis de la compression. Cette vérification peut nous amener à ajouter un ou plusieurs micropieux à l'appui considéré. Dans ce cas, les longueurs d'ancrage doivent être recalculées.

##### *IV.1.5.1 Calcul de la longueur du micropieu*

Les micropieux sont dimensionnés à l'ELS suivant le DTU 13.2 qui définit les règles de conception et de calcul des fondations profondes de bâtiment. Dans le cas de fondations profondes d'ouvrage de génie civil, on se réfère au fascicule 62 titre V du Cahier des Clauses Techniques Générales. La capacité portante des pieux est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{ELS}} = \frac{q_p}{3} + \frac{q_s}{2} \cdot S$$

Avec :  $q_p$  : effort mobilisable en pointe

$q_s/2$  : frottement latéral dans les sols traversés minoré d'un coefficient de sécurité



S : Surface du pieu en contact avec le sol considéré

Le DTU 13.2 n'autorise pas à prendre en compte le terme de pointe pour les fondations par micropieux donc  $q_p$  ne sera pas considéré dans nos calculs. L'étude géotechnique indique un frottement latéral  $q_s = 745$  KPa pour le rocher seul, elle ne retient pas de frottement latéral dans les couches de sols meubles de faible portance traversées. La capacité portante d'un micropieu est donc la suivante.

$$Q_{ELS} = \frac{q_s}{2} \cdot S \quad \text{Avec : } q_s/2 : \text{ frottement latéral dans les sols traversés minoré d'un coefficient de sécurité}$$

S : Surface du pieu en contact avec le sol considéré

Pour un mètre linéaire de micropieu ancré dans le rocher, on a :

$$Q_{ELS} = \frac{745 \text{KPa}}{2} \cdot \pi \cdot D \quad \text{Avec : } D : \text{ diamètre du forage dans le rocher, soit } 140 \text{ mm}$$
$$Q_{ELS} = \frac{745 \text{KPa}}{2} \cdot \pi \cdot 0,14 \text{m}$$
$$Q_{ELS} = 163,8 \text{KN/ml}$$

Chaque micropieu est donc dimensionné en fonction de la charge qui lui est appliquée. Le frottement négatif  $Q_f = 44$  KN est également pris en compte. Par exemple pour une charge sur appui de  $P_{ELS} = 510$  KN, le micropieu est dimensionné de la manière suivante :

$$L = l_c + l_a \quad \text{avec} \quad l_c : \text{ longueur de la chemise} = 3,50 \text{ m (voir Figure 29),}$$
$$l_a : \text{ longueur d'ancrage dans le rocher,}$$

On calcule la longueur d'ancrage :

$$l_a = \frac{P_{ELS} + Q_f}{Q_{ELS}} = \frac{510 \text{KN} + 44 \text{KN}}{163,8 \text{KN/ml}} = 3,4 \text{m}$$

$$\text{Soit } L = 3,50 + 3,40 = 6,90 \text{ m}$$

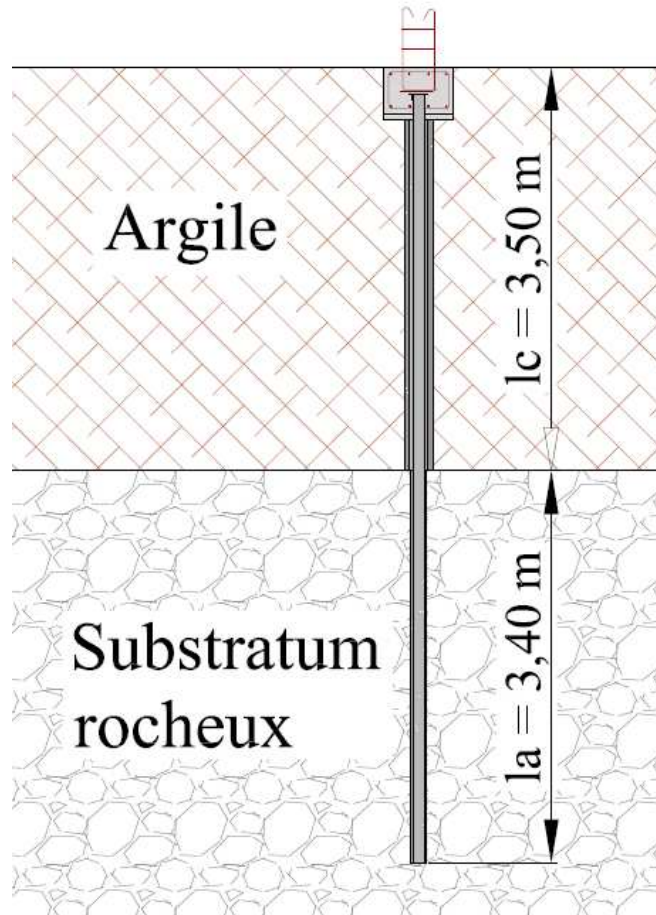


Figure 29 : longueur d'un micropieu

La valeur de  $Q_f = 44 \text{ KN}$  calculé pour une hauteur de 4 m est conservée compte tenu de l'irrégularité de l'altitude du toit rocheux

#### IV.1.5.2 Vérification de la charge à l'ELU

Toujours suivant le DTU 13.2, les pieux dimensionnés suivant les charges à l'ELS doivent faire l'objet d'une vérification à l'ELU :

$$Q_{ELU} = \frac{3 \cdot q_s}{4} \cdot S$$

$$Q_{ELU} = \frac{3 \times 745}{4} \cdot \pi \cdot 0,14 \text{ m}$$

$$Q_{ELU} = 246 \text{ KN/ml}$$

Dans l'exemple ci-dessus (Figure 29 : longueur d'un micropieu), la charge à l'ELS vaut  $P_{ELS} = 510 \text{ KN}$  et la charge à l'ELU vaut :

$$P_{ELU} = 654 \text{ KN}$$

On a alors :

$$\frac{P_{ELU} + Q_f}{Q_{ELU}} = \frac{654 + 44}{245} = 2,80m < la = 3,40m$$

Donc le pieu est correctement dimensionné.

#### IV.1.5.3 Vérification de la section d'armature

La section du tube mis en place dans le micropieu doit être vérifiée vis-à-vis de la compression. Cette section est suffisante si la double condition suivante est respectée :

$$\sigma_{ELS} \leq \frac{\sigma_e}{2} \quad \text{Avec : } \sigma_{ELS} : \text{Contrainte calculée dans l'acier sous les charges à l'ELS.}$$

Et  $\sigma_{ELU} : \text{Contrainte calculée dans l'acier sous les charges à l'ELU.}$

$$\sigma_{ELU} \leq \frac{3 \cdot \sigma_e}{4} \quad \sigma_e : \text{Limite élastique de l'acier du tube d'armature.}$$

Les armatures mises en place dans les micropieux sont des tubes issus de l'industrie pétrolière. Leur limite élastique vaut  $\sigma_E = 560$  MPa, et le module d'élasticité vaut  $E = 210000$  MPa.

Le diamètre extérieur  $D$  des tubes est de 114 mm. Plusieurs épaisseurs sont disponibles sur le marché, dans notre cas, il s'agit de tube de 9 mm d'épaisseur. Le DTU 13.2 prévoit de sacrifier une partie de la section d'acier pour tenir compte de la corrosion du métal dans le sol. Dans le cas d'un sol faiblement agressif et pour une durée de 25 ans, une épaisseur de 0,25 mm est enlevée sur toute la périphérie du tube. Le diamètre extérieur résiduel  $D'$  est donc de 113,5 mm. Le diamètre intérieur  $d$  de 96 mm reste inchangé. La section du tube vaut donc :

$$S = \frac{\pi \cdot (D'^2 - d^2)}{4} = 28,79 \text{cm}^2$$

On peut donc déduire les charges maximales autorisées à l'ELS et à l'ELU.

$$\sigma_{ELS} = \frac{P_{ELS} + Q_f}{S} \quad \text{Avec } \begin{array}{l} P_{ELS} : \text{Charge à l'ELS appliqué à l'appui} \\ Q_f : \text{Frottement négatif} \\ S : \text{Section du tube} \end{array}$$

Donc

$$\frac{P_{ELS} + Q_f}{S} \leq \frac{\sigma_e}{2}$$

Soit

$$P_{ELS} \leq S \cdot \frac{\sigma_e}{2} - Q_f$$

$$P_{ELS} \leq 762 \text{KN}$$

Si cette condition n'est pas respectée, l'ajout de micropieu(x) supplémentaire(s) à l'appui est nécessaire et les longueurs d'ancrage doivent être recalculées.

De la même façon, on a

$$\sigma_{ELU} = \frac{P_{ELU} + Q_f}{S}$$

Avec  $P_{ELU}$  : Charge à l'ELU appliqué à l'appui

Donc

$$\frac{P_{ELU} + Q_f}{S} \leq \frac{3 \cdot \sigma_e}{4}$$

Soit

$$P_{ELU} \leq \frac{3 \cdot \sigma_e}{4} \cdot S - Q_f$$

$$P_{ELU} \leq 1165 \text{KN}$$

Si cette condition n'est pas respectée, l'ajout de micropieu(x) supplémentaire(s) à l'appui est nécessaire et les longueurs d'ancrage doivent être recalculées.

#### **IV.1.6 Vérification au flambement**

Les micropieux sont susceptibles de flamber sur la hauteur des couches de sols mous traversées. La résistance au flambement sera assurée par le tube métallique mis en place sur toute la hauteur du forage. Cette vérification est menée suivant la méthode de Mandel. La charge à reprendre à l'ELS par le micropieu doit être inférieure au tiers de la charge critique de flambement qui se calcule de la façon suivante :

$$F_c = 2 \sqrt{K_f \cdot \Phi_{\text{pieu}} \cdot E \cdot I}$$

Avec  $K_f$  : Module de réaction horizontale du sol

$\Phi_{\text{pieu}}$  : diamètre du micropieu, 25 cm

$E$  : Module d'élasticité de l'acier du tube

$I$  : Moment d'inertie de la section du tube

Le moment d'inertie de la section est :

$$I = \frac{\pi \cdot (D^4 - d^4)}{64}$$

$$I = 3,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Le module de réaction horizontale du sol  $K_f$  se calcule comme suit :

$$K_f = \frac{12.E_m}{1,33 \times 2,65^\alpha + \alpha} \quad \text{Avec } E_m : \text{Module pressiométrique}$$

$\alpha : \text{Coefficient rhéologique}$

Le module pressiométrique  $E_m$  et la pression limite  $P_1$  sont donnés par le géotechnicien à l'issue de sa campagne de sondage pressiométrique. Prenons l'exemple du sondage pressiométrique SP6 (voir Annexe 7 : Sondages pressiométriques).

$$E_m = 2,8 \text{ MPa}$$

Et

$$P_1 = 0,34 \text{ MPa}$$

On en déduit le coefficient rhéologique, communément appelé coefficient de Ménard :

- $7 \leq \frac{E_m}{P_1} < 9 \rightarrow \alpha = 0,5$
- $9 \leq \frac{E_m}{P_1} < 16 \rightarrow \alpha = 0,66$
- $16 \leq \frac{E_m}{P_1} \rightarrow \alpha = 1$

On a

$$\frac{E_m}{P_1} = \frac{2,8}{0,34} = 8,2$$

Donc :

$$\alpha = 0,5$$

Le module de réaction horizontale  $K_f$  vaut :

$$K_f = \frac{12.E_m}{1,33 \times 2,65^\alpha + \alpha}$$

$$K_f = 12,6 \text{ MPa}$$

La force critique de flambement vaut donc :

$$F_c = 2\sqrt{K_f \cdot \Phi_{\text{pieu}} \cdot E \cdot I}$$

$$F_c = 3212 \text{ KN}$$

Soit

$$\frac{F_c}{3} = 1070 \text{ KN}$$

Pour que la vérification au flambement soit assurée, on doit avoir :

$$P_{ELS} + Q_f \leq \frac{F_c}{3} \quad \text{Avec } P_{ELS} : \text{ Charge à l'ELS appliqué à l'appui}$$

$$Q_f : \text{ Frottement négatif}$$

Soit

$$P_{ELS} \leq \frac{F_c}{3} - Q_f$$

$$P_{ELS} \leq 1026 \text{KN}$$

#### **IV.1.7 Cas de l'appui le plus chargé**

L'appui N°566.1 est l'appui le plus chargé. Il reprend, par le biais de trois micropieux, une charge à l'ELS de 2069 KN et une charge à l'ELU de 2870 KN. La longueur d'ancrage vaut :

$$l_a = \frac{P_{ELS} + Q_f}{Q_{ELS}} = \frac{\frac{2069}{3} + 44}{163,8} = 4,50 \text{m}$$

La longueur d'ancrage est vérifiée à l'ELU :

$$\frac{P_{ELU} + Q_f}{Q_{ELU}} = \frac{\frac{2870}{3} + 44}{245} = 4,10 \text{m} < l_a = 4,50 \text{m}$$

La condition de vérification de l'armature est respectée :

$$P_{ELS} = \frac{2069}{3} = 690 \text{KN} < 762 \text{KN},$$

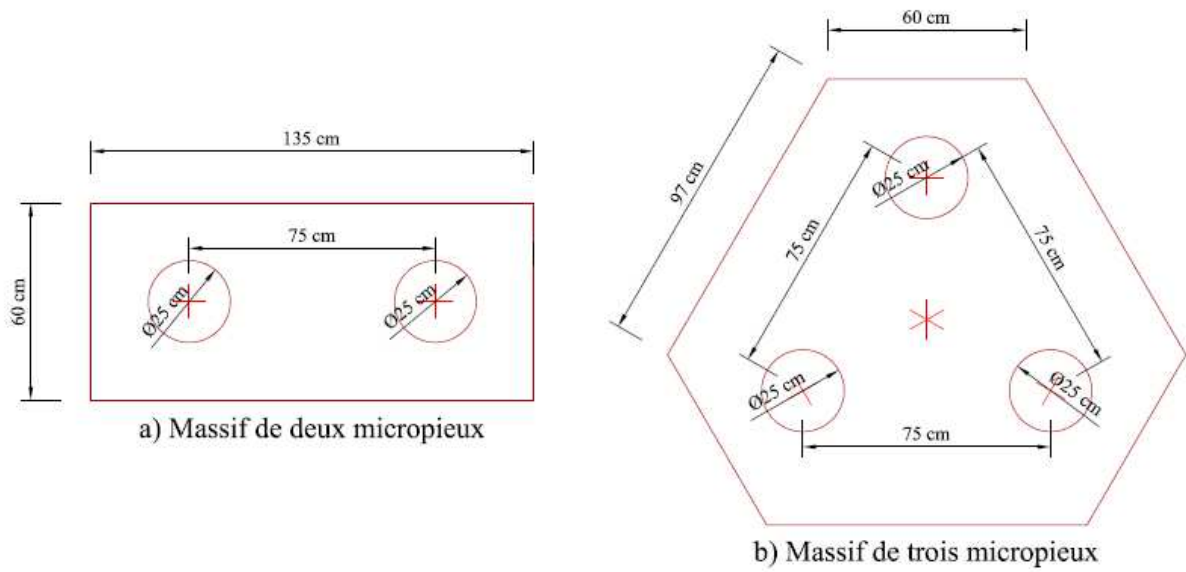
$$P_{ELU} = \frac{2870}{3} = 956 \text{KN} < 1165 \text{KN}$$

La condition de vérification au flambement est respectée

$$P_{ELS} = \frac{2069}{3} = 690 \text{KN} < 1026 \text{KN}$$

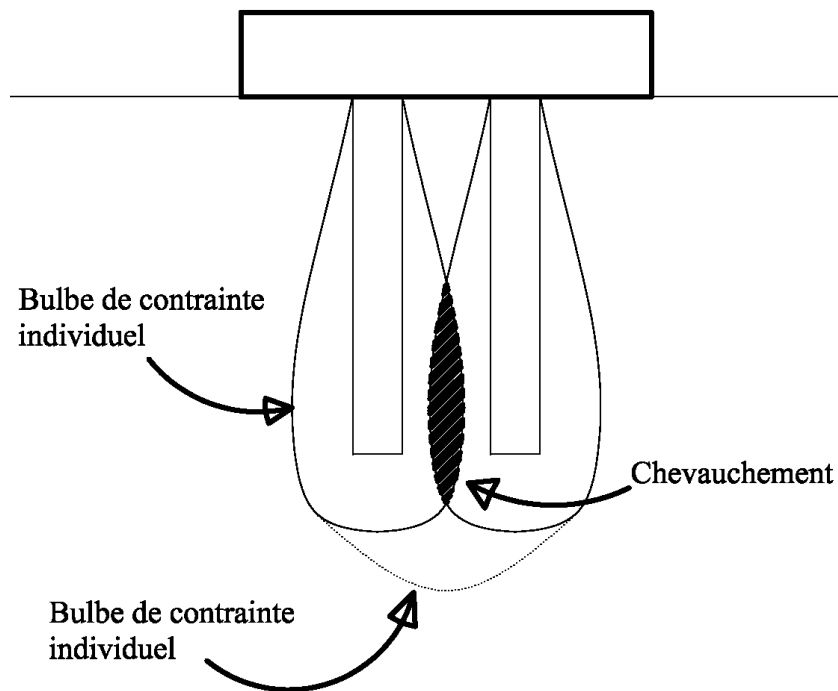
#### **IV.1.8 Groupement de micropieux**

La charge qui arrive sur certains appuis dépasse couramment la charge maximale admissible d'un micropieu. L'appui doit donc être composé de plusieurs micropieux qui doivent être espacés entre eux d'au moins trois fois le diamètre (d'axe à axe) afin d'éviter tout effet de groupe.



**Figure 30 : espacement des micropieux**

Le bulbe de pression ou bulbe de contrainte d'une fondation est le volume de sol qu'elle mobilise. Lorsque deux micropieux (ou plus) sont trop proches l'un de l'autre, leurs bulbes de pression se confondent. Le risque est que l'interaction entre les deux bulbes sollicite le sol au-delà de sa capacité portante jusqu'au sinistre comme le montre le schéma de principe ci-dessous.



**Figure 31 : chevauchement des bulbes de contrainte des fondations**

## IV.2 ETUDE DE LA STABILITE DE LA GALERIE TECHNIQUE ENTERREE

### IV.2.1 Description de la galerie

Le rôle de la galerie technique est de servir de cheminement sous le bâtiment pour les réseaux de plomberie (EU, EV, EP et AEP<sup>3</sup>), les réseaux de climatisation (eau refroidie) et les réseaux électriques (courants forts et faibles). Sa dimension permet l'intervention de l'homme pour l'entretien des réseaux.

Afin d'éviter des désordres dans la structure à la suite d'éventuels tassements du terrain à moyen et à long termes, nous décidons de considérer la galerie technique comme suspendue à la dalle portée du Rdc bas. Pour les mêmes raisons, cette dalle sera portée sur des longrines.

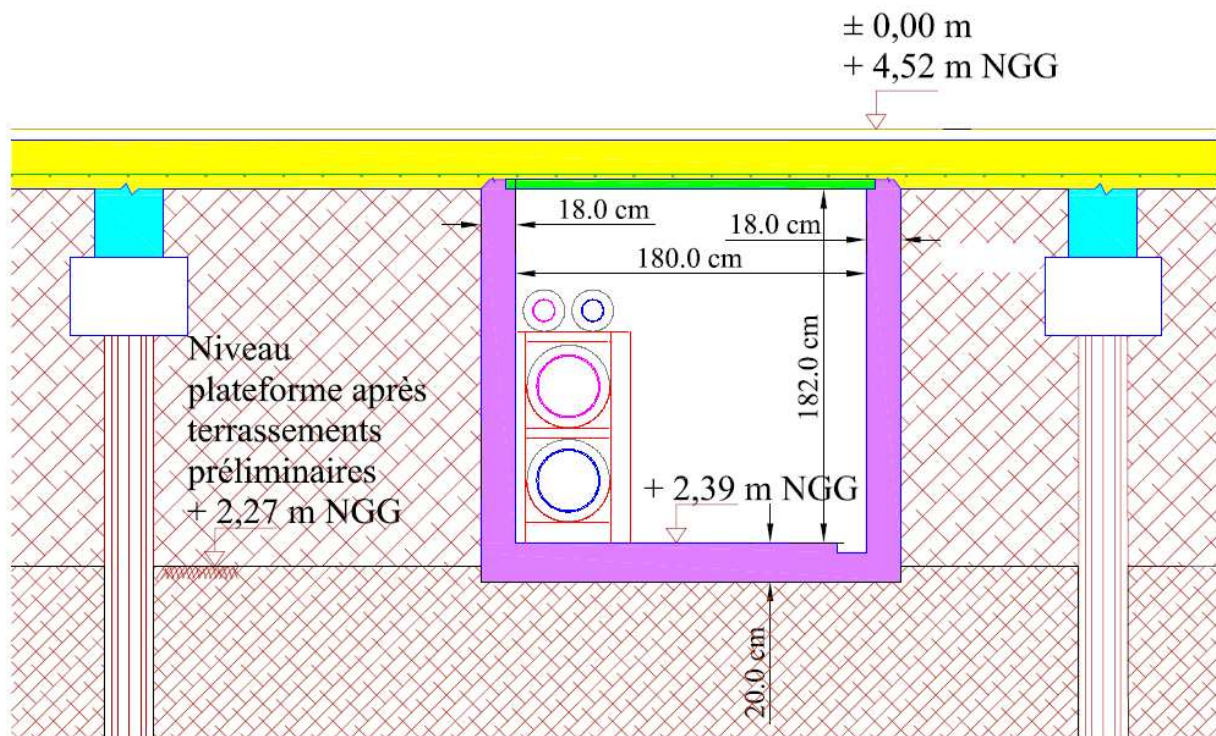
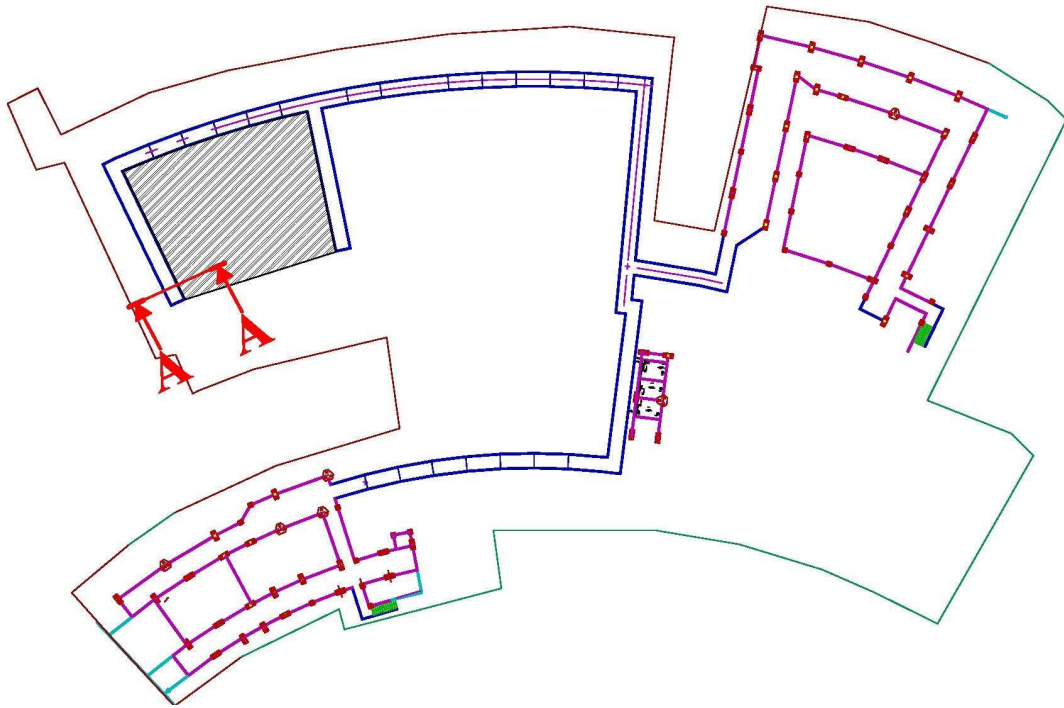


Figure 32 : coupe de principe sur le galerie technique

La figure suivante montre l'implantation de la galerie sous le bâtiment.

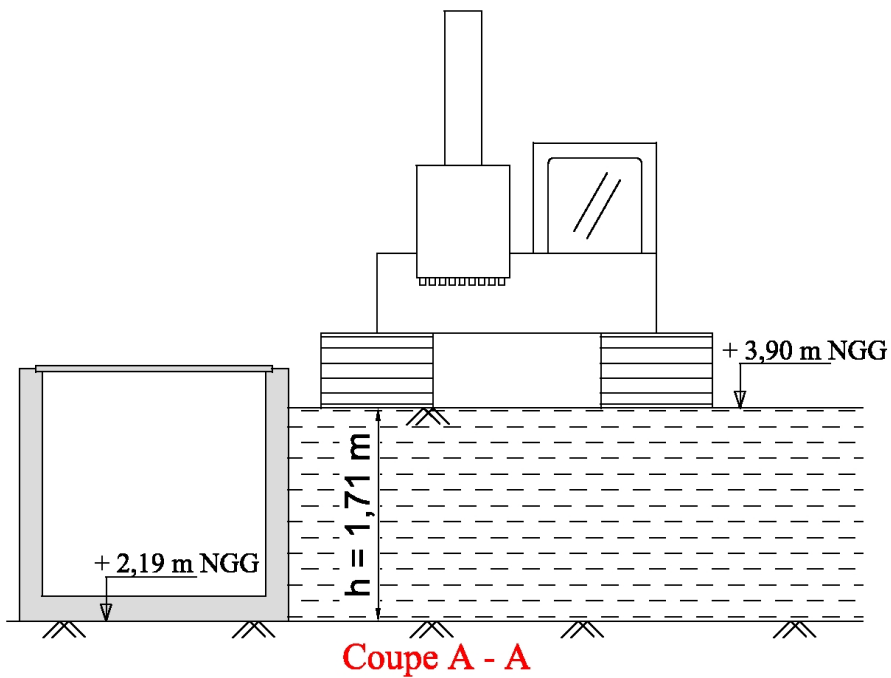
<sup>3</sup> EU : Eaux usées ; EV : Eaux vannes ; EP : Eaux de pluie ; AEP : Alimentation d'eau potable





**Figure 33 : implantation de la galerie technique**

Afin de pouvoir commencer les micropieux au plus tôt, nous devons remblayer le fond de fouille en procédant zone par zone. Nous nous retrouvons donc à plusieurs reprises avec une galerie soumise à la poussée des terres sur un seul côté comme le montre la figure ci-dessous.



**Figure 34 : coupe verticale sur la galerie technique**

Nous devons donc vérifier la stabilité de la galerie vis-à-vis du poinçonnement, du glissement et du renversement comme on le fait généralement pour les ouvrages de soutènement.

## **IV.2.2 Définition des charges**

### *IV.2.2.1 Hypothèses*

Compte tenu du caractère provisoire de cette situation de remblai d'un seul côté, les charges ne sont pas majorées et aucun coefficient de sécurité n'est pris en compte dans les calculs. On s'assure tout de même que l'écart entre sollicitations et les limites de stabilité offre suffisamment de sécurité aux personnes et à l'ouvrage.

Les vérifications sont faites pour 1 ml de galerie.

Le remblai est mis en place jusqu'au niveau + 3,90 m NGG, la poussée des terres se fait donc sur une hauteur de 1,71 m.

### *IV.2.2.2 Caractéristique mécanique du sol du fond de fouille*

L'étude de sol menée par le laboratoire d'études géotechniques nous renseigne sur les caractéristiques du sol en place.

Contrainte de compression admissible :  $\sigma_{adm} = 40 \text{ KPa}$

Angle de frottement interne :  $\varphi = 40^\circ$

### *IV.2.2.3 Caractéristique du matériau de remblai*

Le remblai est réalisé avec du sable rouge de la carrière de Nancibo sur la commune de Roura. Ces caractéristiques sont les suivantes :

Masse volumique humide :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Cohésion :  $c = 0$

Angle de frottement interne :  $\varphi' = 35^\circ$

Coefficient de poussée des terres :  $Ka' = \tan^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = 0,27$

### *IV.2.2.4 Surcharges dues aux engins*

Nous devons prendre en compte les surcharges liées aux engins qui évoluent sur le remblai.

Surcharge de la pelleuse :  $27,5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de la foreuse :  $16,7 \text{ KN/m}^2$

Dans la suite des calculs nous retenons seulement la surcharge liée à la pelleuse qui est plus défavorable que celle liée à la foreuse.

#### IV.2.2.5 Poids propre de la galerie

Le poids propre de la galerie à prendre en compte est composé de :

- poids propre du radier :  $2,16 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^3 = 10,80 \text{ KN/ml}$
- poids propre des voiles :  $2 \times 1,85 \text{ m} \times 0,18 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^3 = 16,65 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la prédalle :  $1,90 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^3 = 2,38 \text{ KN/ml}$

Soit au total un poids propre de 29,83 KN/ml.

La prédalle est posée avant le début du remblaiement pour éviter la chute des personnes à l'intérieur de la galerie lors des opérations de remblaiement et de micropieux.

### **IV.2.3 Stabilité de la galerie au poinçonnement**

L'objectif est de vérifier que les contraintes développées sous la galerie restent inférieures à la contrainte admissible du sol. On assimile le radier à une semelle de fondation infiniment rigide.

#### IV.2.3.1 Critère de vérification

La poussée horizontale des terres sur la galerie génère un moment par rapport au centre de gravité de la semelle. La semelle travaille donc en flexion composée (poids propre de l'ouvrage + moment dû à la poussée des terres). La condition suivante doit donc être respectée :

$$\sigma_{\text{adm}} > \left( \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \right) \quad \text{Avec : } \begin{array}{l} \sigma_{\text{adm}} : \text{Contrainte admissible du sol} \\ \sigma_{\text{max}} : \text{Contrainte maximale développée sous la} \\ \text{semelle} \\ \sigma_{\text{min}} : \text{Contrainte minimale développée sous la} \\ \text{semelle} \end{array}$$

#### IV.2.3.2 Calcul des sollicitations

Les efforts résultants au centre de gravité de la semelle sont :

- le poids propre de la galerie,  $N = 29,83 \text{ KN/ml}$

- le moment généré par la poussée des terres contre le voile de la galerie. L'intensité de la poussée des terres est amplifiée par la présence d'une surcharge supplémentaire en surface du remblai.

La poussée des terres se compose donc d'un effort horizontal provoqué par le remblai et d'un effort horizontal provoqué par la surcharge comme le montre la figure ci-après.

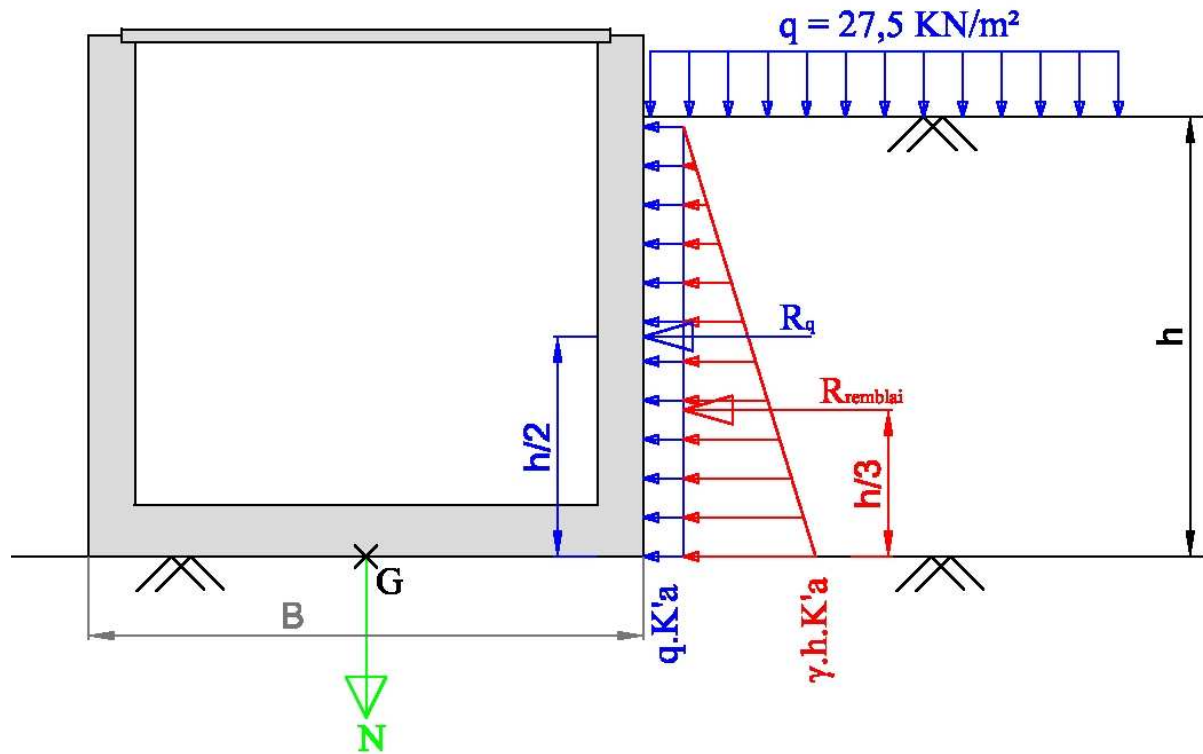


Figure 35 : poussée horizontale du remblai sur la galerie

L'effort horizontal dû à la surcharge  $q$  appliqué sur toute la hauteur remblayée est ramenée à une résultante  $R_q$ . Cette résultante vaut :

$$R_q = q.K'a.h$$

$$R_q = 27,5 \times 0,27 \times 1,71$$

$$R_q = 12,7 \text{ KN}$$

L'effort horizontal dû au poids propre du sol sur la hauteur remblayée  $h$  est ramené à une résultante  $R_{\text{remblai}}$ . Cette résultante vaut :

$$R_{\text{remblai}} = \gamma.K'a.\frac{h^2}{2}$$

$$R_{\text{remblai}} = 18 \times 0,27 \times \frac{1,71^2}{2}$$

$$R_{\text{remblai}} = 7,1 \text{ KN}$$

Ces deux résultantes provoquent un moment  $M$  autour du point  $G$ . Ce moment vaut :

$$M_{/G} = R_q \cdot \frac{h}{2} + R_{\text{remblai}} \cdot \frac{h}{3}$$

$$M_{/G} = 12,7 \cdot \frac{1,71}{2} + 7,1 \times \frac{1,71}{3}$$

$$M_{/G} = 14,9 \text{ kN.m}$$

Le torseur des efforts résultants au centre de gravité de la semelle est le suivant :

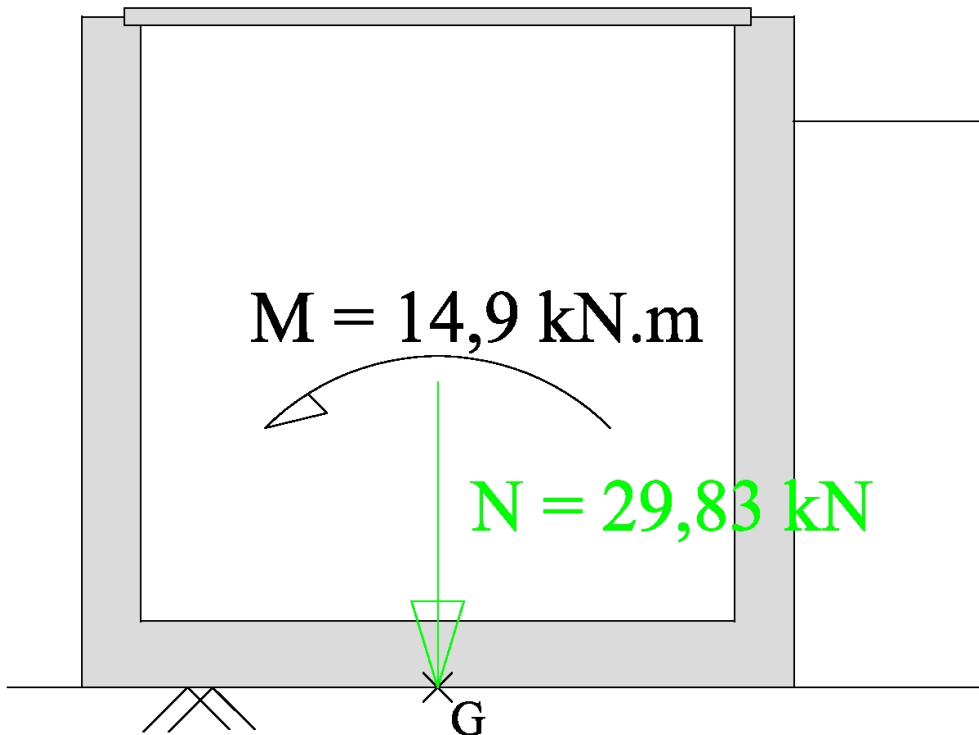


Figure 36 : torseur des efforts résultant au point  $G$

#### IV.2.3.3 Calcul des contraintes au sol

Le schéma précédent peut être simplifié en excentrant l'effort  $N$  du point  $G$ . cette excentricité  $e$  vaut :

$$e = \frac{M}{N}$$

$$e = \frac{14,9 \text{ kN.m}}{29,83 \text{ kN}}$$

$$e = 0,50 \text{ m}$$

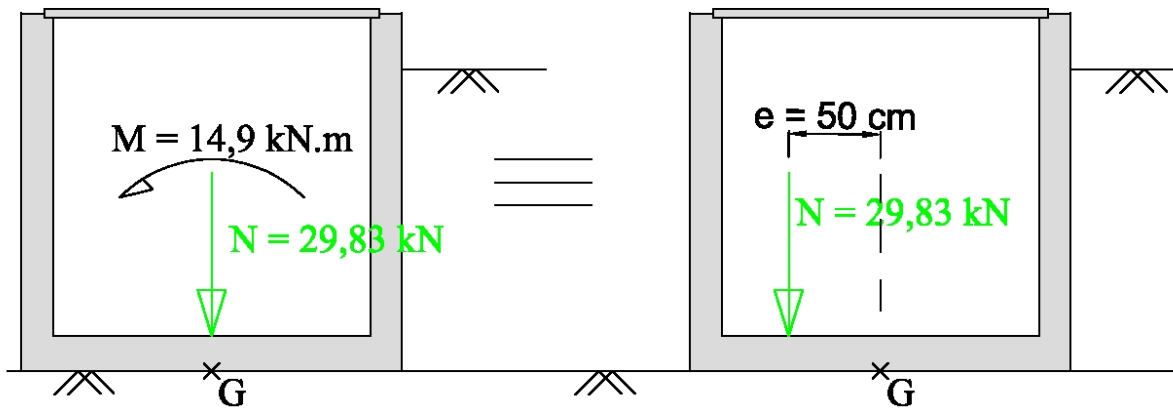


Figure 37 : prise en compte de l'excentrement

Dans notre cas, l'excentrement  $e$  est supérieur au sixième de la largeur  $B$  :

$$e = 0,50\text{m} > \frac{B}{6} = 0,36$$

La force excentrée  $N$  est donc hors du centre de pression. Seule une partie de la semelle est comprimée. Le diagramme des contraintes est triangulaire comme le montre la figure ci-après

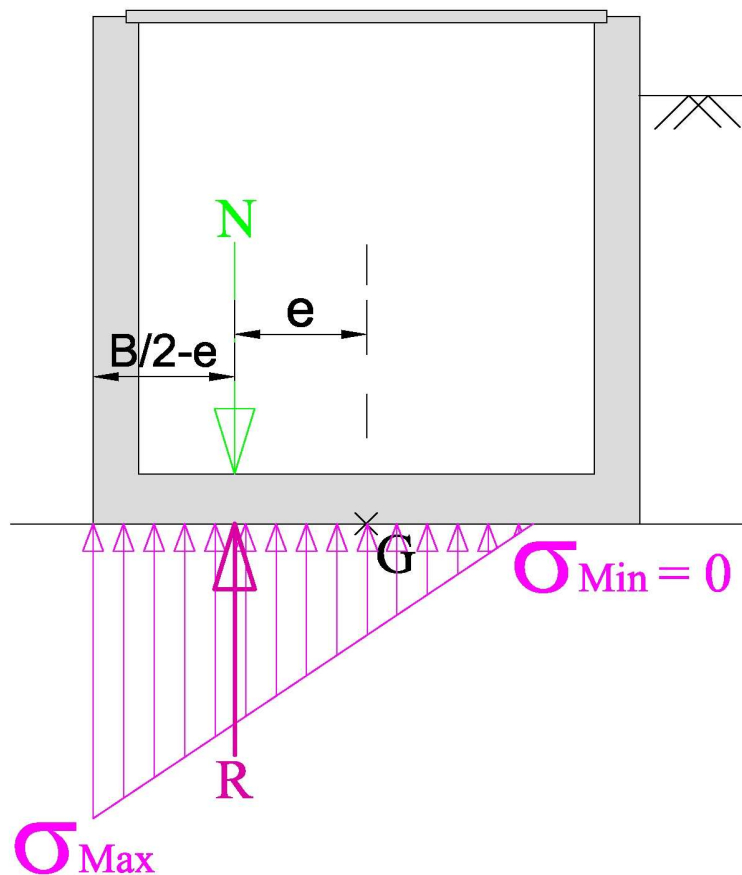


Figure 38 : réaction du sol, diagramme des contraintes

La semelle est comprimée sur la largeur  $B'$ . d'après l'équilibre de la semelle, la résultante  $R_{sol}$  est directement opposée à  $N$ .

$$R_{sol} = \frac{\sigma_{max} \cdot B'}{2}$$

et

$$|N| = R_{sol}$$

On a donc :

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{B'} \quad \text{au signe près.}$$

D'après la figure précédente et compte tenue du diagramme des contraintes triangulaire,  $B'$  vérifie l'équation suivante :

$$\frac{B}{2} - e = \frac{B'}{3}$$

Soit :

$$B' = 3 \cdot \left( \frac{B}{2} - e \right)$$

D'où :

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left( \frac{B}{2} - e \right)}$$

$$\sigma_{max} = \frac{2 \times 29,83}{3 \cdot \left( \frac{2,16}{2} - 0,50 \right)}$$

$$\sigma_{max} = 34,28 \text{KPa}$$

On a alors :

$$\frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 34,28 + 0}{4} = 25,71 \text{KPa} < \sigma_{adm} = 40 \text{KPa}$$

La condition de départ est largement vérifiée donc la galerie est stable vis-à-vis du poinçonnement.

#### **IV.2.4 Stabilité de la galerie au glissement**

La poussée des terres tend à faire glisser la galerie sur le sol du fond de fouille. Nous devons vérifier que la condition de non glissement est respecté.

$$\frac{H}{N} < \tan \varphi$$

Avec : H : Résultante des forces horizontales

N : Résultante des forces verticales

$\varphi$  : angle de frottement interne du sol sous la galerie

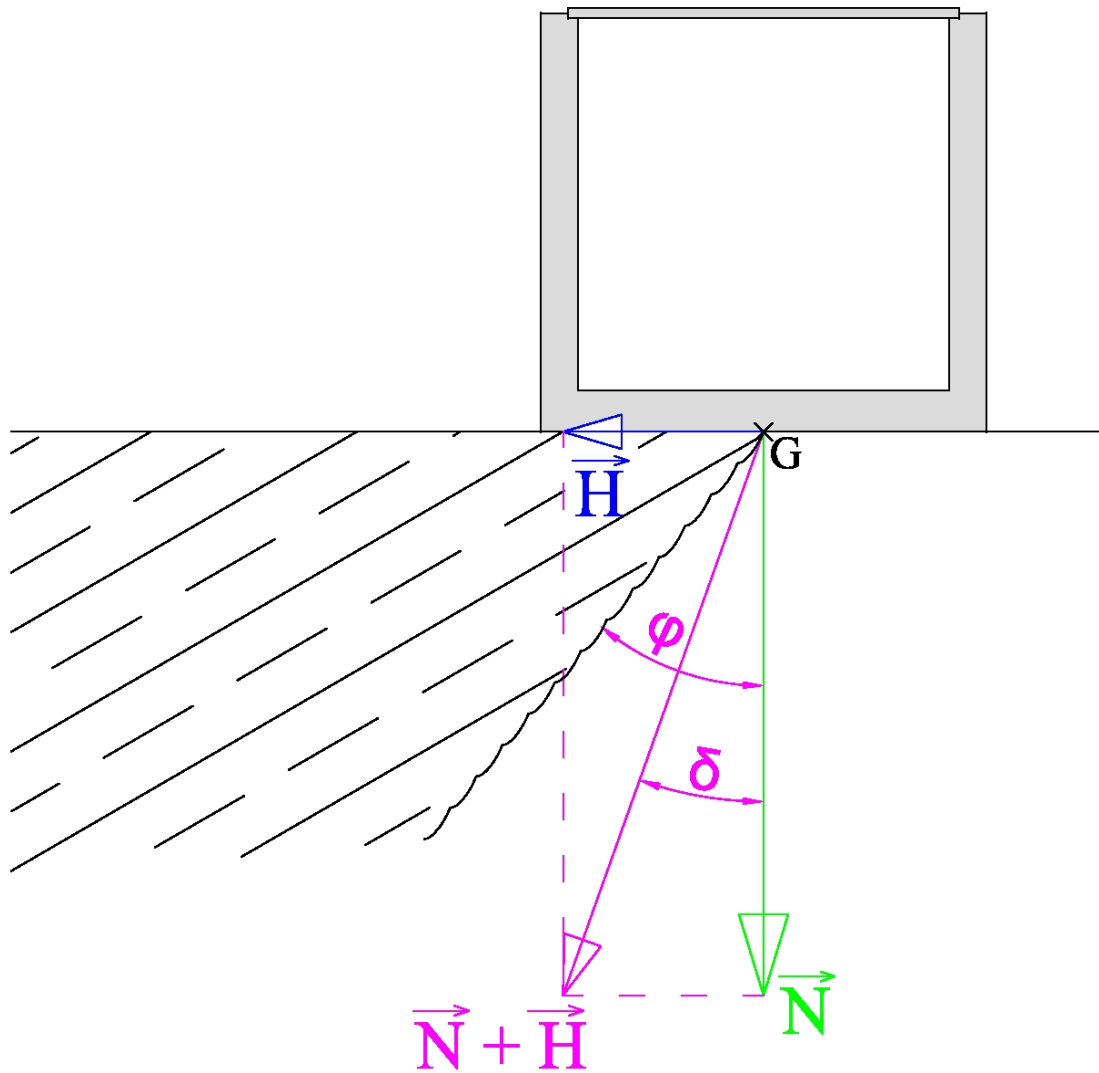


Figure 39 : stabilité au glissement, angle de frottement interne

La résultante des forces horizontales vaut

$$H = R_q + R_{\text{remblai}}$$

$$H = 12,7 + 7,1$$

$$H = 19,8\text{KN}$$

et

$$N = 29,83\text{KN}$$

D'où :



$$\frac{H}{N} = \frac{19,8}{29,83} = 0,66 < \tan 40^\circ = 0,84$$

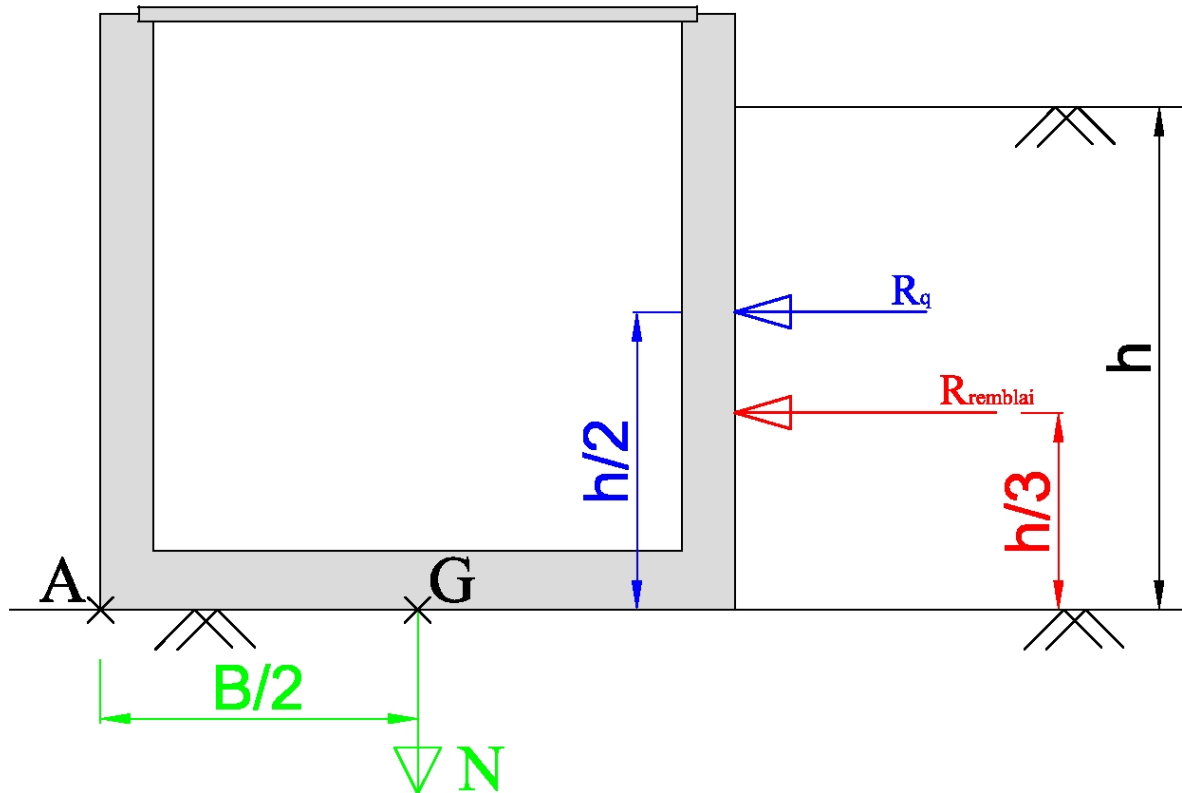
La condition de départ est vérifiée donc la galerie est stable vis-à-vis du glissement.

#### **IV.2.5 Stabilité de la galerie au renversement**

Nous devons vérifier que la somme des moments susceptibles de faire basculer la galerie par rapport au point A reste inférieure à la somme des moments stabilisateurs

$$\Sigma M_{\text{stab/A}} > \Sigma M_{\text{renv/A}} \quad \text{Avec :} \quad \Sigma M_{\text{stab/A}} : \text{Somme des moments stabilisateurs}$$

$$\Sigma M_{\text{renv/A}} : \text{Somme des moments de renversement}$$



**Figure 40 : stabilité au renversement**

La somme des moments de renversement vaut :

$$\Sigma M_{\text{renv/A}} = R_q \cdot \frac{h}{2} + R_{\text{remblai}} \cdot \frac{h}{3}$$

$$\Sigma M_{\text{renv/A}} = 12,7 \times \frac{1,71}{2} + 7,1 \times \frac{1,71}{3}$$

$$\Sigma M_{\text{renv/A}} = 14,9 \text{ KN.m}$$

La somme des moments stabilisateurs vaut :

$$\Sigma M_{\text{stab/A}} = N \cdot \frac{B}{2}$$

$$\Sigma M_{\text{stab/A}} = 29,83 \times \frac{2,16}{2}$$

$$\Sigma M_{\text{stab/A}} = 32,2 \text{KN.m}$$

On a donc :

$$\Sigma M_{\text{stab/A}} = 32,2 \text{KN.m} > \Sigma M_{\text{renv/A}} = 14,9 \text{KN.m}$$

La condition de départ est vérifiée donc la galerie est stable vis-à-vis du renversement.

### **IV.3 JUSTIFICATION DES POTEAUX DU PARKING COUVERT**

Le parking des ambulances est couvert par les niveaux Rdc Haut et R+1. Ces étages sont supportés par des poteaux simples et doubles hauteur, respectivement notés P01 et P02 sur la figure ci-dessous, directement reliés aux fondations.

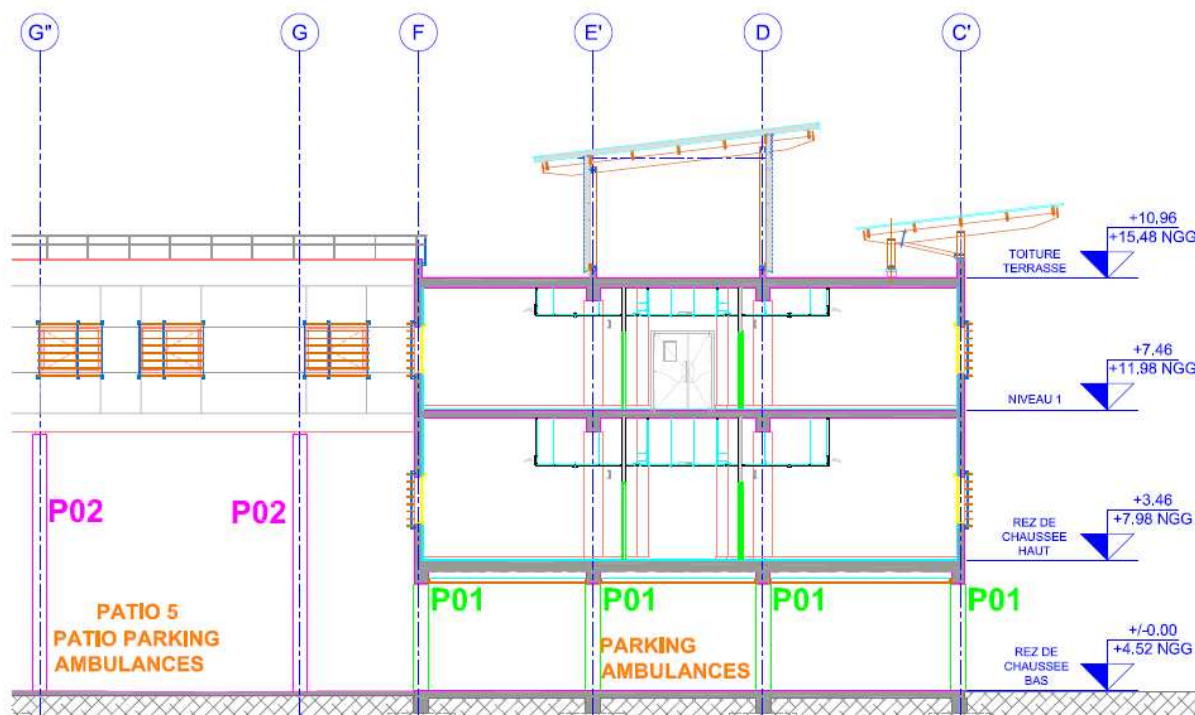


Figure 41 : coupe sur la zone de parking ambulances

#### **IV.3.1 Définitions des charges**

##### *IV.3.1.1 Hypothèse de chargement*

Les poteaux reprennent uniquement des charges verticales permanentes et d'exploitation. Aucune charge horizontale n'est retenue. Le contreventement est assuré par des voiles en béton armé au Sud et à l'Est du parking et par la cage d'escalier au milieu du parking. Les poteaux travaillent uniquement en compression centrée.

##### *IV.3.1.2 Calcul des charges*

La note de calcul de descente de charges indique pour chaque poteau les valeurs des charges selon les combinaisons suivantes :

$$\text{ELS : } G + Q$$

$$\text{ELU : } 1,35.G + 1,5 Q$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

Nous nous intéressons ici aux poteaux simple et double hauteurs les plus chargés :

		ELS		ELU	
P01	Localisation	G	Q	1,35.G	1,5.Q
Poteau simple hauteur le plus chargé	Files E'-22	810 KN	333 KN	1093 KN	500 KN
	N°219	<b>1143 KN</b>		<b>1593 KN</b>	

		ELS		ELU	
P02	Localisation	G	Q	1,35.G	1,5.Q
Poteau double hauteur le plus chargé	File G-26	601 KN	215 KN	811 KN	323 KN
	N°256	<b>816 KN</b>		<b>1134 KN</b>	

La justification des poteaux est faite à l'ELU. La charge  $N_u$  appliquée à chaque poteau vaut donc :

$$N_{u1} = 1593 \text{ KN}$$

et

$$N_{u2} = 1134 \text{ KN}$$

### IV.3.2 Vérification au flambement

#### IV.3.2.1 Longueur de flambement

La longueur de flambement  $l_f$  est déterminée à partir de la longueur  $l_0$  multiplié par un coefficient K qui varie en fonction du type de liaison en tête et pied de poteau :

$$l_f = K.l_0$$

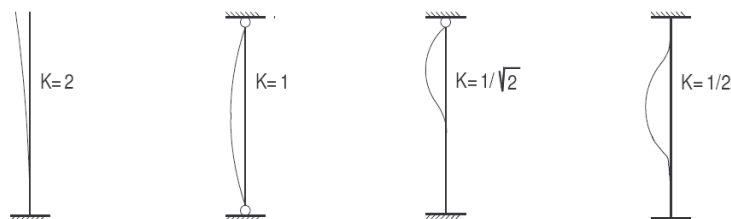


Figure 42 : valeur du coefficient K en fonction des liaisons en pied et tête du poteau

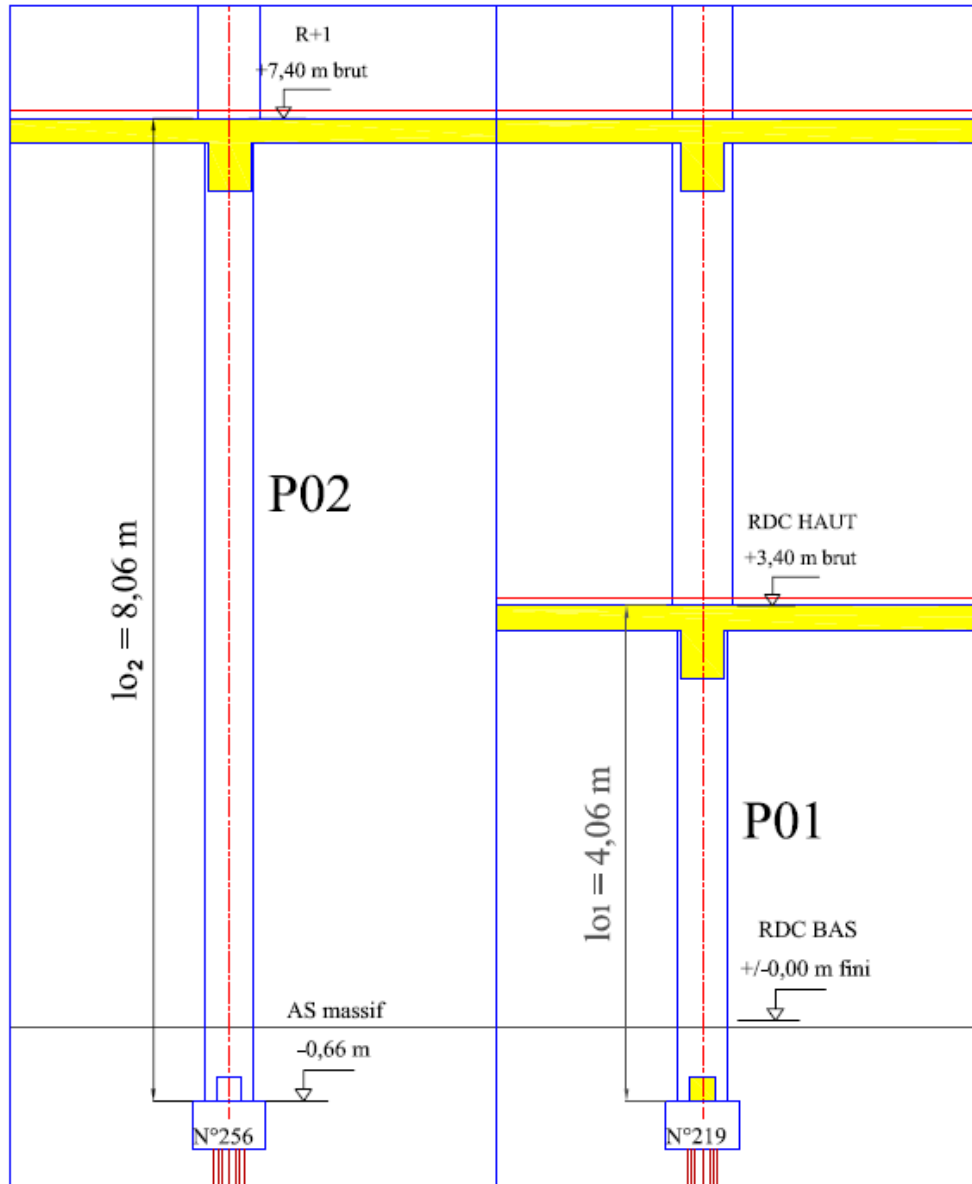


Figure 43 : longueurs des poteaux à prendre en compte pour le calcul de  $l_f$

Dans notre cas, les poteaux sont encastés en tête et en pied donc  $K = 0,5$ . Par mesure de sécurité et parce que les encastremets ne sont jamais parfaitement atteints, nous retenons une valeur de  $K = 0,7$

$$l_{f1} = K.l_{o1}$$

$$l_{f1} = 0,7 * 4,06$$

$$l_{f1} = 2,84\text{m}$$

et

$$l_{f2} = K.l_{o2}$$

$$l_{f2} = 0,7 * 8,06$$

$$l_{f2} = 5,64\text{m}$$

#### IV.3.2.2 Elancement des poteaux

L'élancement  $\lambda$  d'un poteau comprimé de section constante est défini par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec : } \begin{array}{l} l_f : \text{longueur de flambement,} \\ i : \text{rayon de giration de la section du poteau dans} \\ \text{le plan de flambement} \end{array}$$

Le rayon de giration vaut :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec : } \begin{array}{l} I : \text{moment quadratique de la section,} \\ B : \text{aire de la section} \end{array}$$

Dans notre cas, les poteaux sont circulaires, on a alors :

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \quad \text{et} \quad B = \frac{\pi D^2}{4}$$

Le rayon de giration s'écrit après simplification de la manière suivante:

$$i = \frac{D}{4}$$

Donc,

$$\lambda = \frac{l_f}{\left(\frac{D}{4}\right)} \quad \text{Soit pour P01 et P02 : } \lambda_1 = \frac{l_{f1}}{\left(\frac{D}{4}\right)} = \frac{2,84}{\left(\frac{0,4}{4}\right)} = 28,4$$

et

$$\lambda_2 = \frac{l_{f2}}{\left(\frac{D}{4}\right)} = \frac{5,64}{\left(\frac{0,4}{4}\right)} = 56,4$$

Dans les deux cas, l'élancement  $\lambda$  des poteaux est inférieur à 70, la méthode forfaitaire au BAEL est donc applicable. Le coefficient  $\alpha$ , qui servira à déterminer la capacité portante des poteaux, se calcule de la manière suivante :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour} \quad \lambda \leq 50$$

ou

$$\alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour} \quad 50 < \lambda \leq 70$$

On a alors :

$$\alpha_1 = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda_1}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{28,4}{35} \right)^2} = 0,75$$

et

$$\alpha_2 = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda_2} \right)^2 = 0,60 \left( \frac{50}{56,4} \right)^2 = 0,47$$

### **IV.3.3 Prise en compte de l'action du feu**

Le Rapport Initial de Contrôle Technique indique que la structure du parking ambulances doit être stable au feu pendant 1H30. Cela signifie qu'en cas d'incendie dans cette zone, les poteaux, poutres et planchers doivent assurer leur fonction porteuse pendant au moins 1H30 afin de permettre aux secours d'évacuer les personnes présentes dans le bâtiment dans des conditions de sécurité optimum.

L'action du feu réduit les résistances mécaniques du béton et de l'acier. La norme française P92-701 définit les méthodes de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton en fonction du type et de la forme des ouvrages (plancher, voile, poteau) et de la température des matériaux. Les résistances mécaniques des matériaux diminuent avec la montée de la température qui croît avec l'allongement de la durée d'exposition. Cette diminution se traduit par la prise en compte de coefficients d'affaiblissement appliqués aux résistances mécaniques initiales du béton et de l'acier. (voir Annexe 9 : Coefficient de réduction sur le béton exposé au feu et Annexe 10 : Coefficient de réduction sur l'acier exposé au feu)

Pour le béton on a :

$$\theta_b = \frac{f_{cj\theta}}{f_{cj}} \quad \text{avec : } \theta_b : \text{coefficient d'affaiblissement du béton}$$

$f_{cj}$  : résistance à la compression à j jours du béton à

température ambiante

$f_{cj\theta}$  : résistance à la compression à j jours du béton exposé au feu

Pour l'acier on a :

$$\varphi_s = \frac{f_{e\theta}}{f_e}$$

avec :  $\varphi_s$  : coefficient d'affaiblissement de l'acier

$f_e$  : résistance de l'acier à température ambiante

$f_{e\theta}$  : limite d'élasticité de l'acier dans un béton exposé au feu

Dans notre cas, un poteau circulaire de 40 cm de diamètre, on a :

$\theta_b = 0,76$  On retient donc :  $f_{c28\theta} = 19$  MPa pour un béton B25 et

$f_{c28\theta} = 22,8$  MPa pour un béton B30

et

$\varphi_s = 0,43$  On retient donc :  $f_{e\theta} = 215$  MPa pour de l'acier  $f_e = 500$  MPa

#### **IV.3.4 Détermination de la capacité portante**

La charge maximale de compression que supporte le poteau est notée  $N_u$ , on a donc :

$N_{u1} = 1593$  KN pour le poteau P01,

$N_{u2} = 1134$  KN pour le poteau P02

Cette charge doit être inférieure à la charge admissible  $N_{u\lim}$  donnée dans le BAEL par la formule suivante :

$$N_{u\lim} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

On remarque que le coefficient de flambement calculé plus haut est appliqué à la fois à la charge reprise par le béton et à celle reprise par l'acier. L'application de ce coefficient  $\alpha$  permet de s'affranchir du calcul complexe de la charge critique de flambement lorsque le matériau n'est pas isotrope

$B_r$  : Section réduite du poteau, une épaisseur de 1 cm est enlevé sur sa périphérie, soit  $B_r = \pi \cdot (R - 1\text{cm})^2$  soit  $B_r = 1134,11$  cm<sup>2</sup>

$f_{c28\theta}$  : Résistance à la compression à 28 jours du béton exposé



Pour un béton de type B25,  $f_{c28\theta} = 19$  MPa

Pour un béton de type B30,  $f_{c28\theta} = 22,8$  MPa

A : Section d'armatures longitudinales à définir

$f_{e\theta}$  : Limite d'élasticité des aciers dans un béton exposé au feu,  $f_{e\theta} = 215$  MPa

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité sur le béton,  $\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité sur l'acier,  $\gamma_s = 1,15$

On doit donc avoir :

$$Nu \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28\theta}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_{e\theta}}{\gamma_s} \right]$$

$$\frac{Nu}{\alpha} \leq \frac{B_r \cdot f_{c28\theta}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_{e\theta}}{\gamma_s}$$

$$\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28\theta}}{0,9 \cdot \gamma_b} \leq A \cdot \frac{f_{e\theta}}{\gamma_s}$$

$$\left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28\theta}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_{e\theta}} \leq A$$

Pour P01 on a :

$$A_1 \geq \left( \frac{Nu_1}{\alpha_1} - \frac{B_r \cdot f_{c28\theta}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_{e\theta}}$$

$$A_1 \geq 28,24 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA25 (29,45 cm<sup>2</sup>) répartis également sur tout le contour du poteau avec un béton de type B25.

Pour P02 on a :

$$A_2 \geq \left( \frac{Nu_2}{\alpha_2} - \frac{B_r \cdot f_{c28\theta}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_{e\theta}}$$

$$A_2 \geq 26,61 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA25 (29,45 cm<sup>2</sup>) répartis également sur tout le contour du poteau avec un béton de type B30.

#### IV.3.4.1 Vérification du ferrailage minimum

La section d'armatures longitudinales A doit respecter la condition suivante :

$$\text{Max} [4 \text{ cm}^2/\text{ml de parois} ; 2\% \cdot B] < A < 5\% \cdot B$$

Soit,

$$\text{Max} [5,02 \text{ cm}^2; 25,13 \text{ cm}^2] < A < 62,83 \text{ cm}^2$$

Dans notre cas, on a :

$$A_1 = 29,45 \text{ cm}^2, \text{ la condition de ferrailage minimum est vérifiée}$$

$$A_2 = 29,45 \text{ cm}^2, \text{ la condition de ferrailage minimum est vérifiée}$$

#### IV.3.4.2 Armatures transversales

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad \text{avec} \quad \phi_l : \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\phi_{l1} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{l2} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{t1} \geq \frac{\phi_{l1}}{3} \quad \text{Soit :} \quad \phi_{t1} = 10 \text{ mm ou HA10}$$

$$\phi_{t2} \geq \frac{\phi_{l2}}{3} \quad \text{Soit :} \quad \phi_{t2} = 10 \text{ mm ou HA10}$$

L'espacement e entre les armatures transversales doit être inférieur à  $15 \cdot \phi_l$  ou 40 cm :

$$e_1 \leq \left[ \begin{array}{l} 15 \cdot \phi_{l1} = 37,5 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right] \quad \text{On retient} \quad e_1 = 30 \text{ cm}$$

$$e_2 \leq \left[ \begin{array}{l} 15 \cdot \phi_{l2} = 37,5 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right] \quad \text{On retient} \quad e_2 = 30 \text{ cm}$$

Les plans de ferrailage des poteaux P01 et P02 sont donnés en annexe.

## Conclusion

Ce mémoire met en avant la nécessité pour un conducteur de travaux de bien connaître son environnement de travail. Cela passe d'abord par une connaissance approfondie de son entreprise, notamment son vécu et son fonctionnement. Nofrayane est une société dynamique qui cultive une bonne cohésion entre les différents services. La bonne ambiance au sein de l'entreprise est une base de travail solide pour l'ensemble des collaborateurs. Ensuite, une bonne connaissance du projet est primordiale pour le conducteur de travaux. En effet, à l'échelle de la Guyane, la construction du bâtiment MCO est d'une importance capitale pour l'économie locale durant la phase chantier et apportera un confort supplémentaire à la population guyanaise lors de son exploitation. La troisième partie de ce mémoire met en évidence trois points essentiels sur lesquels je concentre un maximum de mon temps, de mon attention et de mon travail : la connaissance approfondie du projet, la préparation ordonnée et structurée et le suivi rigoureux des travaux sont la clé de la réussite du chantier. Ainsi je garde une longueur d'avance sur la progression de la construction. L'étude des points techniques fait ressortir l'importance pour le conducteur de travaux de comprendre tous les éléments nécessaires au dimensionnement des ouvrages (caractéristiques des sols et matériaux, règles de calcul...).

Le présent mémoire vient clore la formation génie civil. Le programme très complet aura été parfaitement complémentaire à mon à mon emploi. Cette formation m'apporte des acquis solides sur lesquels je m'appuie quotidiennement et me permet d'avoir un certain recul dans mon travail sur chantier. Ce passage au CNAM revêt à mes yeux une valeur très importante car il exige un investissement personnel considérable et m'aura permis de cultiver une curiosité et un intérêt pour le vaste domaine du BTP (études, travaux, architecture...).

A l'avenir, je souhaite faire part de mes connaissances, de mon expérience et de mon goût pour le métier de conducteur de travaux par le biais d'intervention dans les écoles et l'accueil de stagiaires sur les chantiers.

Finalement, j'éprouve une satisfaction en participant pleinement à la construction des infrastructures de mon pays.

## Annexes

### Annexe 1 : Reportage photos



*Photo 1 : réception du fond de fouille*



*Photo 2 : forage dans le rocher*



*Photo 3 : massif en tête de micropieu*



*Photo 4 : galerie technique*



*Photo 5 : remblaiement entre les longrines*



*Photo 6 : ferrailage du dallage avant coulage du béton*



*Photo 7 : préfabrication des poutres droites*



*Photo 8 : préfabrication des prédalles*



*Photo 9 : poteaux simple et double hauteur du parking couvert*



*Photo 10 : poutres droites en tête de poteaux*





*Photo 11 : voile de façade à facettes*



*Photo 12 : coulage de la dalle de compression du plancher*



*Photo 13 : vue aérienne Juillet 2009*



*Photo 14 : vue aérienne Novembre 2009*



*Photo 15 : zone A1 vue de la grue Mars 2010*



*Photo 16 : zone B1 vue de la grue Mars 2010*



*Photo 17 : zones A3 et B2 vues de la grue Mars 2010*



*Photo 18 : zone A2 vue de la grue Mars 2010*



*Photo 19 :construction de l'hôpital de Cayenne en 1991 par Nofrayane*

Annexe 2 : Fiche 1/4 heure sécurité



N° 7

## 1/4 D'HEURE SECURITE

Information à la sécurité  
sur chantier

Date : 15/12/2009  
Heure de début : 9H30  
Durée : 15 min

Nombre de présent : 40  
Animateur : Y. LE DUFF

Thème abordé :

- accrochage des élingues
- levage des charges à la queue

Support utilisé :

cas réels constatés sur chantier ce matin :

- le gutier monte les chaînes avec les crochets ouverts
- le compagnon au sol n'accompagne pas les chaînes après décrochage de la charge

Décisions prises :

- Vérifier la fermeture des crochets avant et après levage.
- accompagner les trins après décrochage de la charge
- Rappel : pas de levage avec des bottillards.

Difficultés rencontrées :

- crochets non conformes à remplacer.

↳ OK le 16/12/2009

Y. Le Duff

Y. Le Duff 15/12/2009

### Annexe 3 : Fiche de contrôle



N°	8
----	---

## Fiche de contrôle

Date : 19/01/2010

Nature du contrôle :	Dallage en zone A1
Entreprise ayant réalisé les travaux :	NOFRAYANE
Contrôle effectué par :	Y. LE DUFF

**Références :**

- Plan A1-B557 ind B du 04/01/2010  
Ferraillage nappe inférieure
- Plan A1-B558 ind B du 04/01/2010  
Ferraillage nappe supérieure

**Description du contrôle :**

- Verification du coffrage (dimensions)
- Verification du ferraillage d'après plans

**Mode opératoire :**

- contrôle ferraillage d'après plans
- enrobage + termifilom.
- recouvrement des plaques de treillis

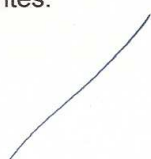
**Résultats :**

- coffrage conforme : dimensions OK, enrobage OK
- ferraillage conforme (ST20 + ST25)

**Conclusion :**

Résultats satisfaisants  
accord pour coulage le 20/01/2010

Pièces jointes:



Visa Contrôleur :	
Visa NOFRAYANE :	
Visa A.F.BERMES :	
Visa VERITAS :	
Visa CHAR :	

## Annexe 4 : Essais d'écrasement sur éprouvettes béton

	<b>centrale BPE de Cayenne</b> ZI COLLERY OUEST 97300 CAYENNE	<b>Rapport d'essais</b>
Page 1/1, imprimé le lundi 4 janvier 2010		

<b>Béton EN206 :</b>	<b>BPS C25 S2 Dmax 20</b>	<b>Client : NOFRAYANE</b>
<b>Type :</b>	Béton à Propriétés Spécifiées	
<b>Classe d'exposition :</b>	Saturation modérée en eau sans agent de verglacage	
<b>Teneur en chlorure :</b>	Cl 0,40% max	
<b>Classe de consistance :</b>	Affaissement de 50 à 90 mm	
<b>Classe de résistance :</b>	C25/30	

<b>Contrôleur</b>	Laboratoire Interne (Société Guyanaise Rapid Béton) ZI COLLERY OUEST 97300 CAYENNE
<b>Prélèvement n°</b> A9294002	20/10/2009
<b>Dmax</b>	20 mm
<b>CHANTIER</b>	MCO HOPITALE
<b>Référence</b>	NF EN 206-1 : Référence Producteur

ESSAIS	Valeur	Norme
<b>Livraison du béton</b>	48399	
<b>Numéro B.L.</b>	48399	
<b>Type d'ouvrage</b>	<b>Pompage</b>	<b>Mise en oeuvre (Serrage)</b>
Dalle	Non	Vibration

<b>Consistance des bétons</b>	<b>90 mm</b>
Consistance	90.00 mm

<b>Masse Volumique sur béton frais</b>	<b>2.34 t/m3</b>
M.V. Théorique	2.322 t/m3
M.V. Réelle mesurée	2.340 t/m3
Ecart Réel/Théorique Fabrication	0.78 %

<b>Résistance à la compression à 7 jours</b>	<b>24.5 MPa</b>	<b>EN 206</b>
Date d'écrasement	27/10/2009	
Forme	cylindre 16x32	
Diamètre	16.0 cm	
Moyenne des masses	15.418 kg	
Moyenne des MV béton durci	2.408 T/m3	

N° Epreuve	Hauteur	Masse	MV béton durci	Charge	E1	Forme de rupture
59	320 mm	15.405 kg	2.41 T/m3	485 KN	24.2 MPa	
59	320 mm	15.430 kg	2.41 T/m3	495 KN	24.7 MPa	
59	320 mm					

<b>Résistance à la compression à 28 jours</b>	<b>30.4 MPa</b>
Date d'écrasement	17/11/2009
Forme	cylindre 16x32
Diamètre	16.0 cm
Moyenne des masses	15.246 kg
Moyenne des MV béton durci	2.381 T/m3

N° Epreuve	Hauteur	Masse	MV béton durci	Charge	E1	Forme de rupture
59	320 mm	15.218 kg	2.38 T/m3	607 KN	30.3 MPa	
59	320 mm	15.329 kg	2.39 T/m3	611 KN	30.5 MPa	
59	320 mm	15.190 kg	2.37 T/m3	605 KN	30.2 MPa	

<b>Rendement Volumique</b>	<b>0.78 %</b>
----------------------------	---------------

**Le Responsable Assurance Qualité**







**Béton EN206 :** BPS C25 S2 Dmax 20 **Client :** NOFRAYANE  
**Type :** Béton à Propriétés Spécifiées  
**Classe d'exposition :** Saturation modérée en eau sans agent de deverglaçage  
**Teneur en chlorure :** Cl 0,40% max  
**Classe de consistance :** Affaissement de 50 à 90 mm  
**Classe de résistance :** C25/30

Contrôleur	Laboratoire Interne (Société Guyanaise Rapid Béton) ZI COLLERY OUEST 97300 CAYENNE
Prélèvement n° A9295001	22/10/2009
Dmax	20 mm
CHANTIER	MCO HOPITALE
Référence	NF EN 206-1 : Référence Producteur

ESSAIS	Valeur	Norme				
Livraison du béton	48479					
Numéro B.L.	48479					
Type d'ouvrage	Pompage	Mise en oeuvre (Serrage)				
Dalle	Non	Vibration				
Consistance des bétons	90 mm					
Consistance	90.00 mm					
Masse Volumique sur béton frais	2.35 t/m3					
M.V. Théorique	2.322 t/m3					
M.V. Réelle mesurée	2.350 t/m3					
Ecart Réel/Théorique Fabrication	1.21 %					
Résistance à la compression à 7 jours	30.5 MPa	EN 206				
Date d'écrasement	29/10/2009					
Forme	cylindre 16x32					
Diamètre	16.0 cm					
Moyenne des masses	15.467 kg					
Moyenne des MV béton durci	2.416 T/m3					
N° Eprouvette	Hauteur	Masse	MV béton durci	Charge	E1	Forme de rupture
60	320 mm	15.515 kg	2.42 T/m3	635 KN	31.7 MPa	
60	320 mm	15.480 kg	2.42 T/m3	612 KN	30.6 MPa	
60	320 mm	15.407 kg	2.41 T/m3	571 KN	28.5 MPa	
Résistance à la compression à 28 jours	39.8 MPa					
Date d'écrasement	19/11/2009					
Forme	cylindre 16x32					
Diamètre	16.0 cm					
Moyenne des masses	15.506 kg					
Moyenne des MV béton durci	2.422 T/m3					
N° Eprouvette	Hauteur	Masse	MV béton durci	Charge	E1	Forme de rupture
60	320 mm	15.524 kg	2.42 T/m3	787 KN	39.3 MPa	
60	320 mm	15.526 kg	2.43 T/m3	809 KN	40.4 MPa	
60	320 mm	15.468 kg	2.42 T/m3	791 KN	39.5 MPa	
Rendement Volumique	1.21 %					

Le Responsable Assurance Qualité



**Béton EN206 :** BPS C25 S2 Dmax 20 **Client :** NOFRAYANE  
**Type :** Béton à Propriétés Spécifiées  
**Classe d'exposition :** Saturation modérée en eau sans agent de deverglaçage  
**Teneur en chlorure :** Cl 0,40% max  
**Classe de consistance :** Affaissement de 50 à 90 mm  
**Classe de résistance :** C25/30

Contrôleur	Laboratoire Interne (Société Guyanaise Rapid Béton) ZI COLLERY OUEST 97300 CAYENNE
Prélèvement n° A9322001	27/10/2009
Dmax	20 mm
CHANTIER	MCO HOPITALE
Référence	NF EN 206-1 : Référence Producteur

ESSAIS	Valeur	Norme
--------	--------	-------

Livraison du béton	48624	48624
--------------------	-------	-------

Numéro B.L.	48624
-------------	-------

Type d'ouvrage	Pompage	Mise en oeuvre (Serrage)
Dalle	Non	Vibration

Consistance des bétons	70 mm
------------------------	-------

Consistance	70.00 mm
-------------	----------

Masse Volumique sur béton frais	2.34 t/m3
---------------------------------	-----------

M.V. Théorique	2.322 t/m3
----------------	------------

M.V. Réelle mesurée	2.340 t/m3
---------------------	------------

Ecart Réel/Théorique Fabrication	0.78 %
----------------------------------	--------

Résistance à la compression à 7 jours	30.5 MPa	EN 206
---------------------------------------	----------	--------

Date d'écrasement	03/11/2009
-------------------	------------

Forme	cylindre 16x32
-------	----------------

Diamètre	16.0 cm
----------	---------

Moyenne des masses	15.518 kg
--------------------	-----------

Moyenne des MV béton durci	2.424 T/m3
----------------------------	------------

N° Eprouvette	Hauteur	Masse	MV béton durci	Charge	E1	Forme de rupture
64	320 mm	15.501 kg	2.42 T/m3	632 KN	31.6 MPa	
64	320 mm	15.567 kg	2.43 T/m3	596 KN	29.8 MPa	
64	320 mm	15.487 kg	2.42 T/m3	602 KN	30.1 MPa	

Résistance à la compression à 28 jours	38.8 MPa
--	----------

Date d'écrasement	24/11/2009
-------------------	------------

Forme	cylindre 16x32
-------	----------------

Diamètre	16.0 cm
----------	---------

Moyenne des masses	15.574 kg
--------------------	-----------

Moyenne des MV béton durci	2.433 T/m3
----------------------------	------------

N° Eprouvette	Hauteur	Masse	MV béton durci	Charge	E1	Forme de rupture
64	320 mm	15.618 kg	2.44 T/m3	805 KN	40.2 MPa	
64	320 mm	15.557 kg	2.43 T/m3	761 KN	38.0 MPa	
64	320 mm	15.546 kg	2.43 T/m3	763 KN	38.1 MPa	

Rendement Volumique	0.78 %
---------------------	--------

Le Responsable Assurance Qualité

**Béton EN206 :** **BPS C25 S2 Dmax 20** **Client : NOFRAYANE**  
**Type :** Béton à Propriétés Spécifiées  
**Classe d'exposition :** Saturation modérée en eau sans agent de verveglaçage  
**Teneur en chlorure :** Cl 0,40% max  
**Classe de consistance :** Affaissement de 50 à 90 mm  
**Classe de résistance :** C25/30

<b>Contrôleur</b>	Laboratoire Interne (Société Guyanaise Rapid Béton) ZI COLLERY OUEST 97300 CAYENNE
<b>Prélèvement n° A9335001</b>	01/12/2009
<b>Dmax</b>	20 mm
<b>CHANTIER</b>	MCO HOPITALE
<b>Référence</b>	NF EN 206-1 : Référence Producteur

ESSAIS		Valeur		Norme		
<b>Livraison du béton</b>				<b>49533</b>		
Numéro B.L.		49533				
<b>Type d'ouvrage</b>		<b>Pompage</b>		<b>Mise en oeuvre (Serrage)</b>		
Dalle		Non		Vibration		
<b>Consistance des bétons</b>				<b>90 mm</b>		
Consistance				90.00 mm		
<b>Masse Volumique sur béton frais</b>				<b>2.35 t/m3</b>		
M.V. Théorique				2.322 t/m3		
M.V. Réelle mesurée				2.350 t/m3		
Ecart Réel/Théorique Fabrication				1.21 %		
<b>Résistance à la compression à 7 jours</b>				<b>25.0 MPa EN 206</b>		
Date d'écrasement		08/12/2009				
Forme		cylindre 16x32				
Diamètre				16.0 cm		
Moyenne des masses				15.288 kg		
Moyenne des MV béton durci				2.388 T/m3		
<b>N° Eprouvette</b>	<b>Hauteur</b>	<b>Masse</b>	<b>MV béton durci</b>	<b>Charge</b>	<b>E1</b>	<b>Forme de rupture</b>
76	320 mm	15.296 kg	2.39 T/m3	516 KN	25.8 MPa	
76	320 mm	15.269 kg	2.39 T/m3	501 KN	25.0 MPa	
76	320 mm	15.299 kg	2.39 T/m3	496 KN	24.8 MPa	
<b>Résistance à la compression à 28 jours</b>				<b>35.7 MPa</b>		
Date d'écrasement		29/12/2009				
Forme		cylindre 16x32				
Diamètre				16.0 cm		
Moyenne des masses				15.341 kg		
Moyenne des MV béton durci				2.396 T/m3		
<b>N° Eprouvette</b>	<b>Hauteur</b>	<b>Masse</b>	<b>MV béton durci</b>	<b>Charge</b>	<b>E1</b>	<b>Forme de rupture</b>
76	320 mm	15.271 kg	2.39 T/m3	714 KN	35.7 MPa	
76	320 mm	15.335 kg	2.40 T/m3	714 KN	35.7 MPa	
76	320 mm	15.416 kg	2.41 T/m3	716 KN	35.8 MPa	
<b>Rendement Volumique</b>				<b>1.21 %</b>		

**Le Responsable Assurance Qualité**





<b>Béton EN206 :</b>	<b>BPS C30 S2 Dmax 20</b>	<b>Client : NOFRAYANE</b>
<b>Type :</b>	Béton à Propriétés Spécifiées	
<b>Classe d'exposition :</b>	Exposé à l'air véhiculant du sel marin	
<b>Teneur en chlorure :</b>	Cl 0,40% max	
<b>Classe de consistance :</b>	Affaissement de 50 à 90 mm	
<b>Classe de résistance :</b>	C30/37	

<b>Contrôleur</b>	Laboratoire Interne (Société Guyanaise Rapid Béton) ZI COLLERY OUEST 97300 CAYENNE
<b>Prélèvement n° A9343006</b>	09/12/2009
<b>Dmax</b>	20 mm
<b>Référence</b>	NF EN 206-1 : Référence Producteur

ESSAIS	Valeur	Norme
<b>Livraison du béton</b>		<b>49757</b>
<b>Numéro B.L.</b>	49757	
<b>Type d'ouvrage</b>	<b>Pompage</b>	<b>Mise en oeuvre (Serrage)</b>
Dalle	Non	Vibration
<b>Consistance des bétons</b>		<b>90 mm</b>
Consistance		90.00 mm
<b>Masse Volumique sur béton frais</b>		<b>2.31 t/m3</b>
M.V. Théorique		2.324 t/m3
M.V. Réelle mesurée		2.310 t/m3
Ecart Réel/Théorique Fabrication		-0.60 %
<b>Résistance à la compression à 7 jours</b>		<b>27.5 MPa EN 206</b>
Date d'écrasement	16/12/2009	
Forme	cylindre 16x32	
Diamètre		16.0 cm
Moyenne des masses		15.544 kg
Moyenne des MV béton durci		2.428 T/m3
<b>N° Eprouvette</b>	<b>Hauteur</b>	<b>Masse</b>
86	320 mm	15.742 kg
86	320 mm	15.648 kg
86	320 mm	15.241 kg
		<b>MV béton durci</b>
		2.46 T/m3
		2.44 T/m3
		2.38 T/m3
		<b>Charge</b>
		564 KN
		551 KN
		543 KN
		<b>E1</b>
		28.2 MPa
		27.5 MPa
		27.1 MPa
		<b>Forme de rupture</b>

Résistance à la compression à 28 jours		
Date d'écrasement	06/01/2010	
Forme	cylindre 16x32	
Diamètre	16.0 cm	
Moyenne des masses		
Moyenne des MV béton durci		
<b>N° Eprouvette</b>	<b>Hauteur</b>	<b>Masse</b>
86	320 mm	
86	320 mm	
86	320 mm	
		<b>MV béton durci</b>
		<b>Charge</b>
		<b>E1</b>
		<b>Forme de rupture</b>

<b>Rendement Volumique</b>	-0.60 %
----------------------------	---------

Le Responsable Assurance Qualité

## Annexe 5 : Essais au pénétromètre dynamique

# LBTPG

### PENETROMETRE DYNAMIQUE PD2

annexe:

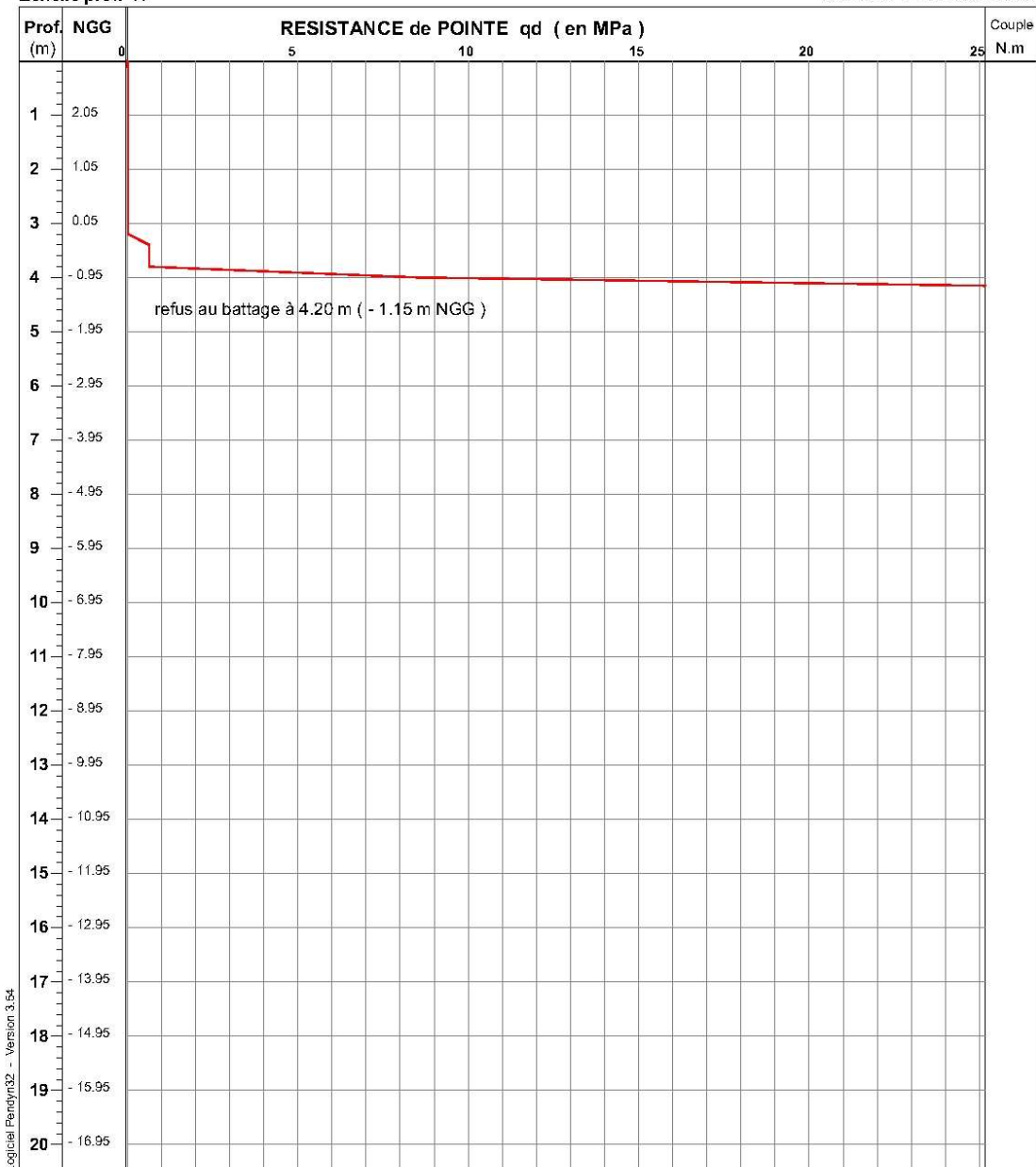


Chantier : Extension MCO  
 Client : CHC  
 Dossier : 08CN37.SF

Date : 14/05/08  
 Localisation essai:  
 X: Y: Z: 3.05 (NGG)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : SEDIDRILL

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 30 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm<sup>2</sup>

OBSERVATIONS : /

## Annexe 6 : Sondages carottés

LBTPG

### SONDAGE CAROTTE SC1

annexe:

Chantier : Extension MCO  
Client : CHC  
Dossier : 08 CN37.SF



Coordonnées du sondage:  
X : Y : Z : 3.9

Ech.Prof: 1/50°

date travaux: 18/03/2008

Prof. (m)	Outils Tubage	COUPE	Prof NGG		Description des sols	% de récup.	R.Q.D %	Echant. %	Résultats d'essais ou observations
1	Carottier simple Ø 116 mm Tubage Ø 140 mm		1.00	02.90	Remblai argileux marron rouge de consistance ferme + débris + racines	100	0%	1+	
			1.30	02.60	Remblai argileux marron de consistance ferme				18/03/2008
			1.45	02.45	Remblai argileux noirâtre d'aspect tourbeux + débris de verre			2+	
2	Carottier double diamané Ø 116 mm								
3					Granite gris	100	100%		fracture ouverte 30° fracture fermée (80°) par silice de 2.62 à 2.95 fracture ouverte 30°
4									fracture ouverte 45°
4.45			-00.55			[ Arrêt du sondage ]			
5									
6									
7									
8									
9									
10									

Sondeuse: Sondeuse SAFOR

Observations : /

Nappe : eau à 1.2 m.  
niveau relevé le 18/03/2008

Chantier : Extension MCO  
 Client : CHC  
 Dossier : 08 CN37.SF



Coordonnées du sondage:  
 X : Y : Z : 4.04

Ech.Prof: /

date travaux: 18/03/2008

Prof. (m)	Outils	Tubage	COUPE	Prof NGG	Description des sols	% de récup.	R.Q.D %	Echant.	Résultats d'essais ou observations		
1		Carottier simple Ø 116 mm		0.50	03.54	Terre végétale rouge noire					
				1.30	02.74	Remblai latéritique rouge			1 r		
				1.80	02.24	Remblai latéritique rouge + argile vasardée marron					
2				1.90	-02.14	Tourbe			2 r		
3		Carottier simple Ø 116 mm		3.00	01.04	Argile sableuse marron + présence de vase grise noire + présence de blocs rocheux (0/30 mm)	100	0%		3 r	
				4.40	-00.36	Argile marron compacte + blocs rocheux (0/30 mm)				4 r	
5		Carottier double Ø 116 mm				Granite gris	100%			fracture ouverte 45°	
										fracture ouverte 45° fracture fermée 45°	
							95%			fracture ouverte 60°	
										fracture ouverte de 6.0 (80°) fracture ouverte 0°	
							90%			fracture fermée 60° fracture ouverte 0°	
										zone broyée de 7.0 à 7.5 fracture ouverte 45°	
							90%			fracture ouverte 0° fracture fermée 30° fracture ouverte 30°	
							95%			fracture ouverte 30°	
10							92%			fracture ouverte 60° fracture ouverte de 9.4 (80°) fracture ouverte 0° fracture ouverte 45°	
							91%			fracture fermée 60°	
11				11.10	-07.06	[ Arrêt du sondage ]					
12											

Sondeuse: Sondeuse SAFOR

Observations : /

 PIEZOMETRIE: tube Ø .066mm, longueur 11.1m, crépiné de 5 à 10.5m.  
 gravillonnage mis en place.

**Nappe : eau à 1.9 m.**  
 niveau relevé le 13/03/2008

# Annexe 7 : Sondages pressiométriques

LBTPG

## SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP1

annexe: A

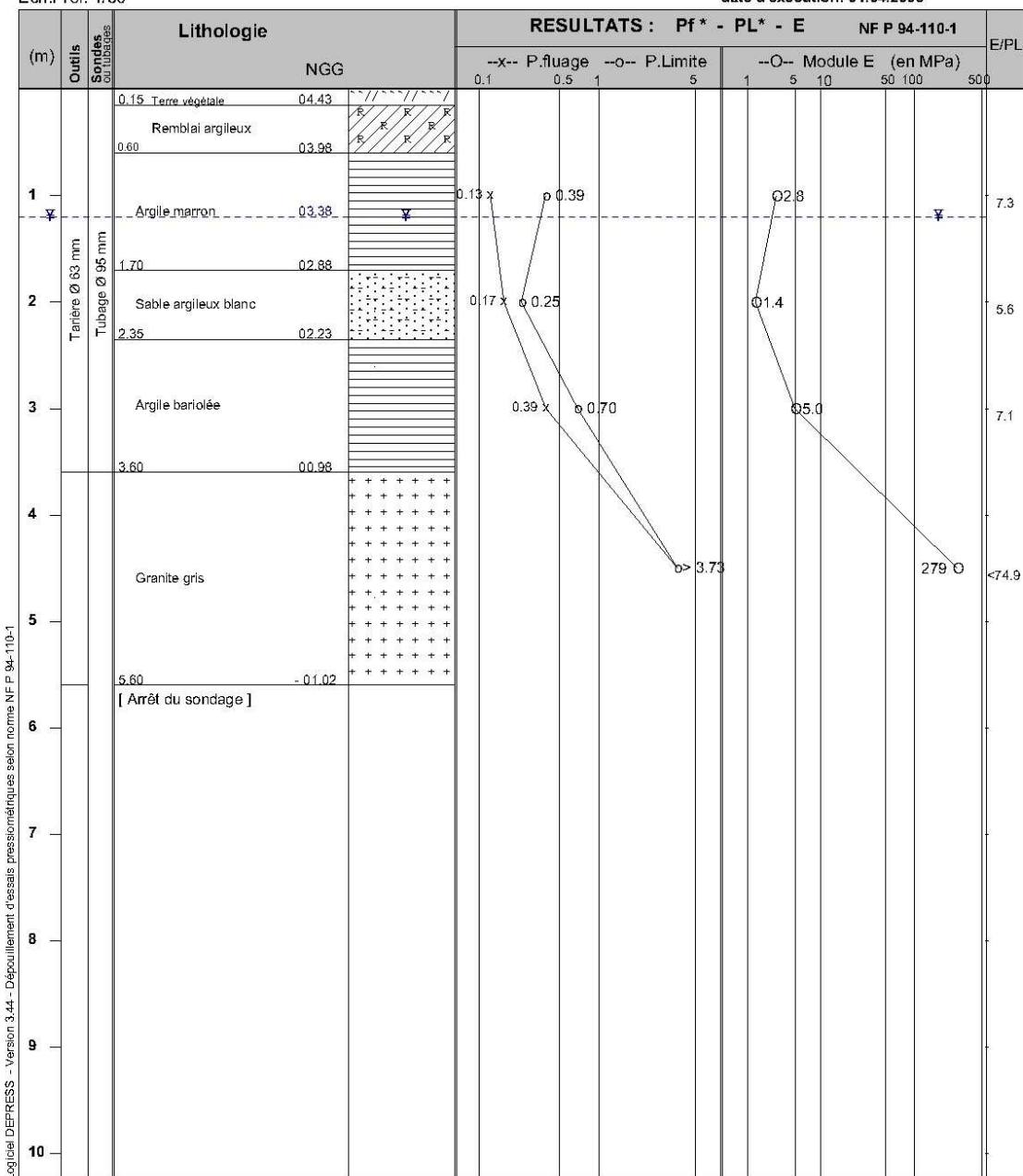
Chantier : Extension bâtiment MCO

Client : CHC  
 Dossier : 08.CN37.SF  
 Coordonnées du sondage:  
 X : Y : Z : 4.58



Ech.Prof: 1/50°

date d'exécution: 01.04.2008



Observations : /

Nappe : niveau d'eau à 1.2 m.  
(à la date d'exécution du forage)

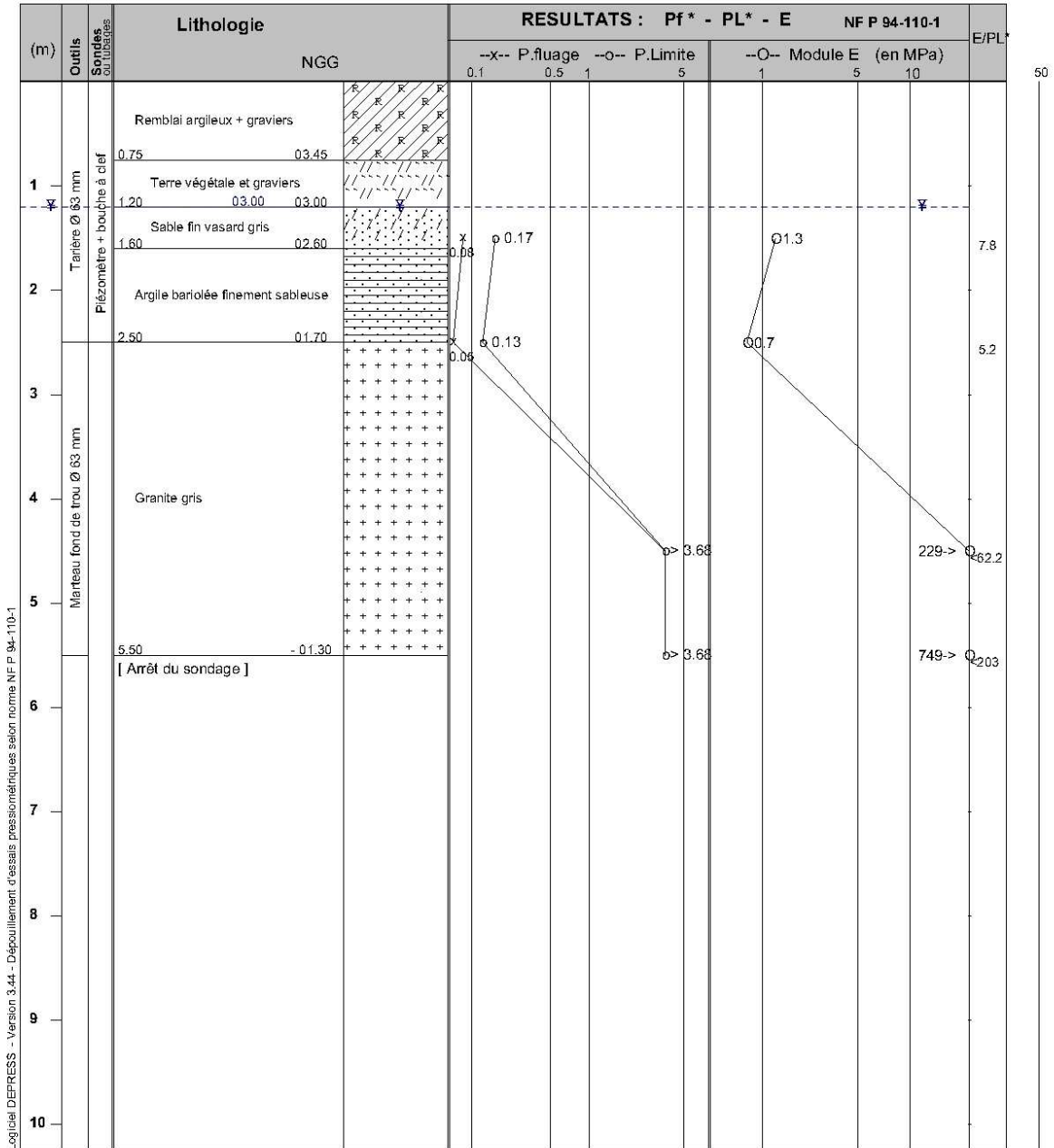


Chantier : Extension bâtiment MCO

 Client : CHC  
 Dossier : 08.CN37.SF  
 Coordonnées du sondage:  
 X : Y : Z : 4.2


Ech.Prof: 1/50°

date d'exécution: 03.04.2008



Observations : /

 Nappe : niveau d'eau à 1.2 m.  
 (à la date d'exécution du forage)

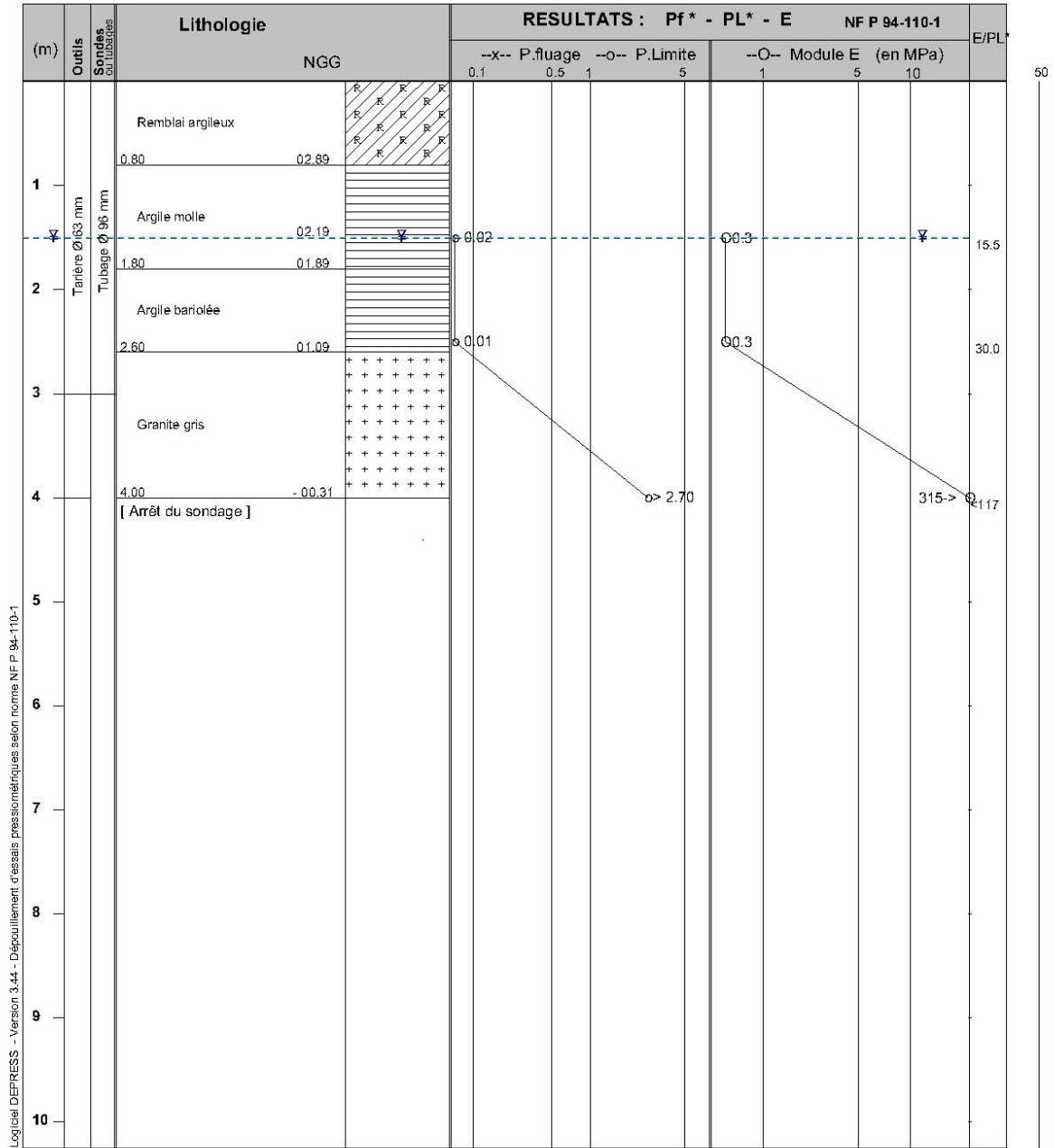
Chantier : Extension bâtiment MCO

Client : CHC  
 Dossier : 08.CN37.SF  
 Coordonnées du sondage:  
 X : Y : Z : 3.69



Ech.Prof: 1/50°

date d'exécution: 03.04.2008



Observations : /

Nappe : niveau d'eau à 1.5 m.  
 (à la date d'exécution du forage)

Chantier : Extension bâtiment MCO

Client : CHC

Dossier : 08.CN37.SF

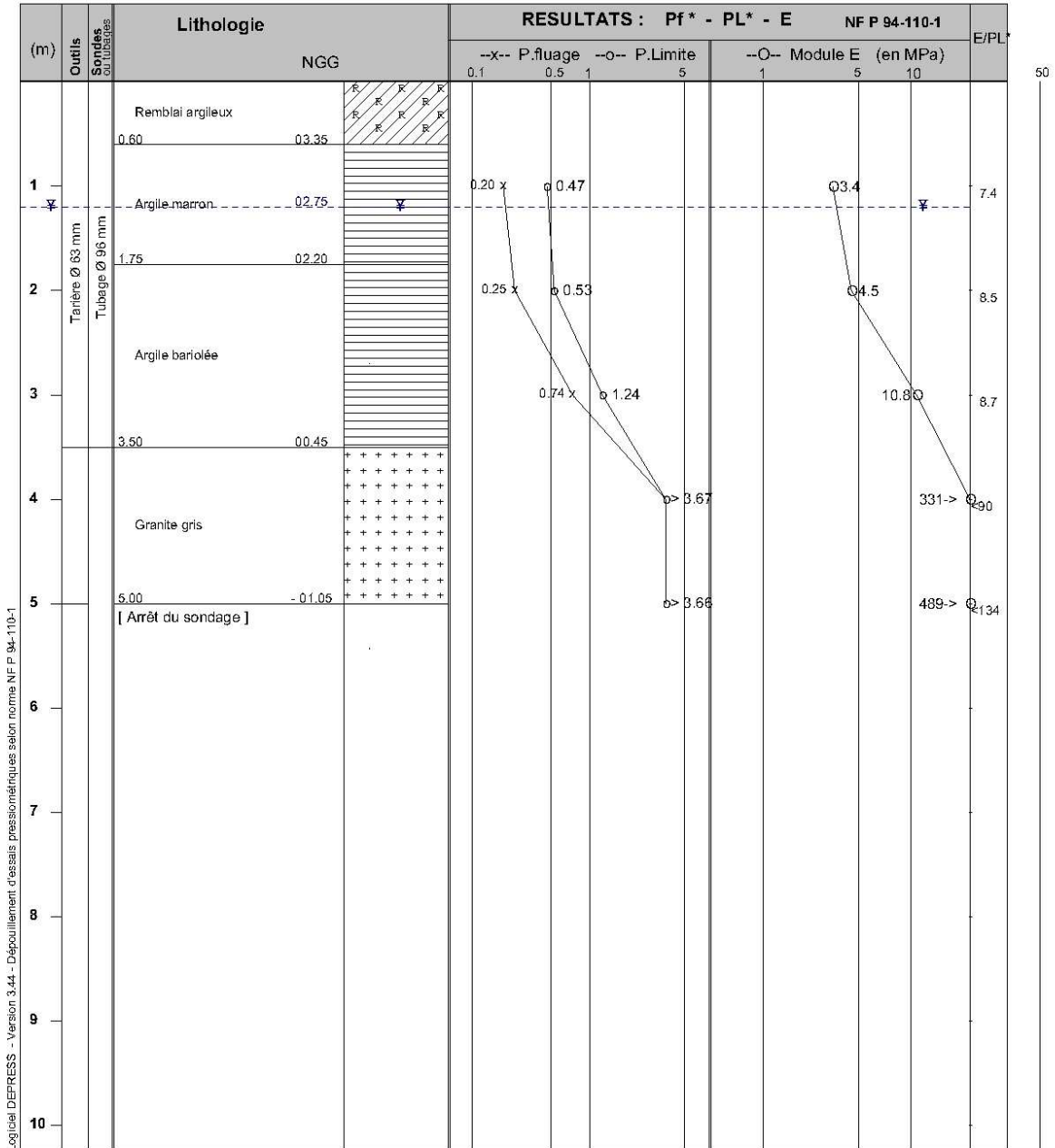
Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 3.95



Ech. Prof: 1/50°

date d'exécution: 04.04.2008



Observations : /

Nappe : niveau d'eau à 1.2 m.  
(à la date d'exécution du forage)

Chantier : Extension bâtiment MCO

Client : CHC

Dossier : 08.CN37.SF

Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 3.65



Ech.Prof: 1/50°

date d'exécution: 19.03.2008

(m)	Outils Sondées et tubes	Lithologie	NGG	RESULTATS : Pf* - PL* - E			NF P 94-110-1	E/PL*
				--x-- P.fluage 0.1	--o-- P.Limite 0.5 1	--O-- Module E (en MPa) 1 5 10		
0.10	Tanière Ø 63 mm Tubage Ø 95 mm	Terre végétale	03.55					
1.00		Remblai argileux	02.65					
02.45		Argile d'altération marron	02.15	0.11	0.28	1.7		6.0
1.50		Granite gris	01.85					
2.00		[ Arrêt du sondage ]			5.81			324-> 55.9
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								

Logiciel DEPRESS - Version 3.44 - Dépouillement d'essais pressiométriques selon normes NF P 94-110-1

Observations : Arrêt sondage à cause hélicoptère  
Niveau d'eau à la fin du forage.

Nappe : niveau d'eau à 1.2 m.  
(à la date d'exécution du forage)

Chantier : Extension bâtiment MCO

Client : CHC

Dossier : 08.CN37.SF

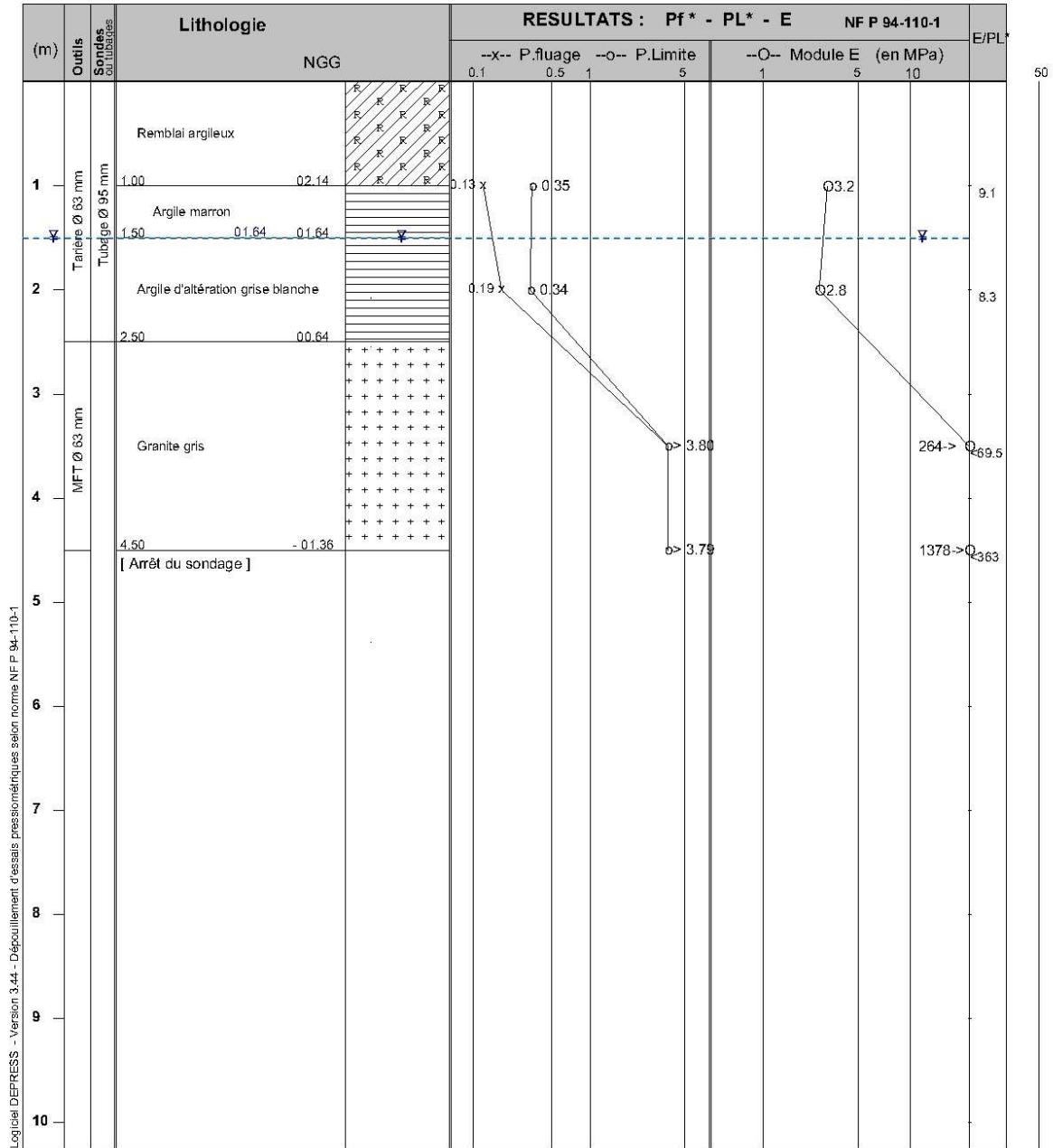
Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 3.14



Ech.Prof: 1/50°

date d'exécution: 04.04.2008



Observations : /

 Nappe : niveau d'eau à 1.5 m.  
(à la date d'exécution du forage)

Chantier : Extension bâtiment MCO

Client : CHC

Dossier : 08.CN37.SF

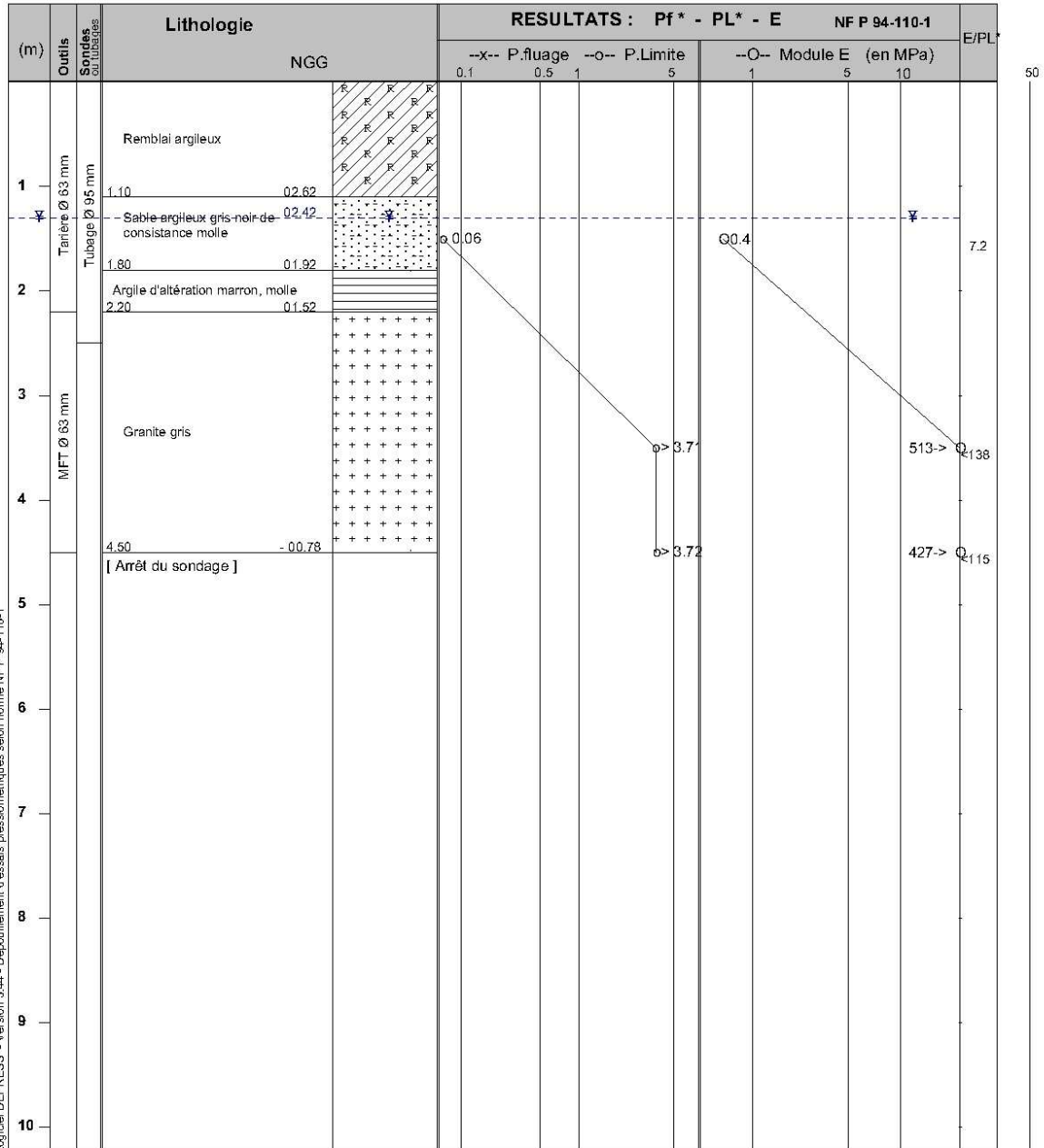
Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 3.72



Ech.Prof: 1/50°

date d'exécution: 02.04.2008



Logiciel DEPRESS - Version 3.44 - Dépouillement d'essais pressiométriques selon norme NF P 94-110-1

Observations : /

 Nappe : niveau d'eau à 1.3 m.  
(à la date d'exécution du forage)

Chantier : Extension bâtiment MCO

Client : CHC

Dossier : 08.CN37.SF

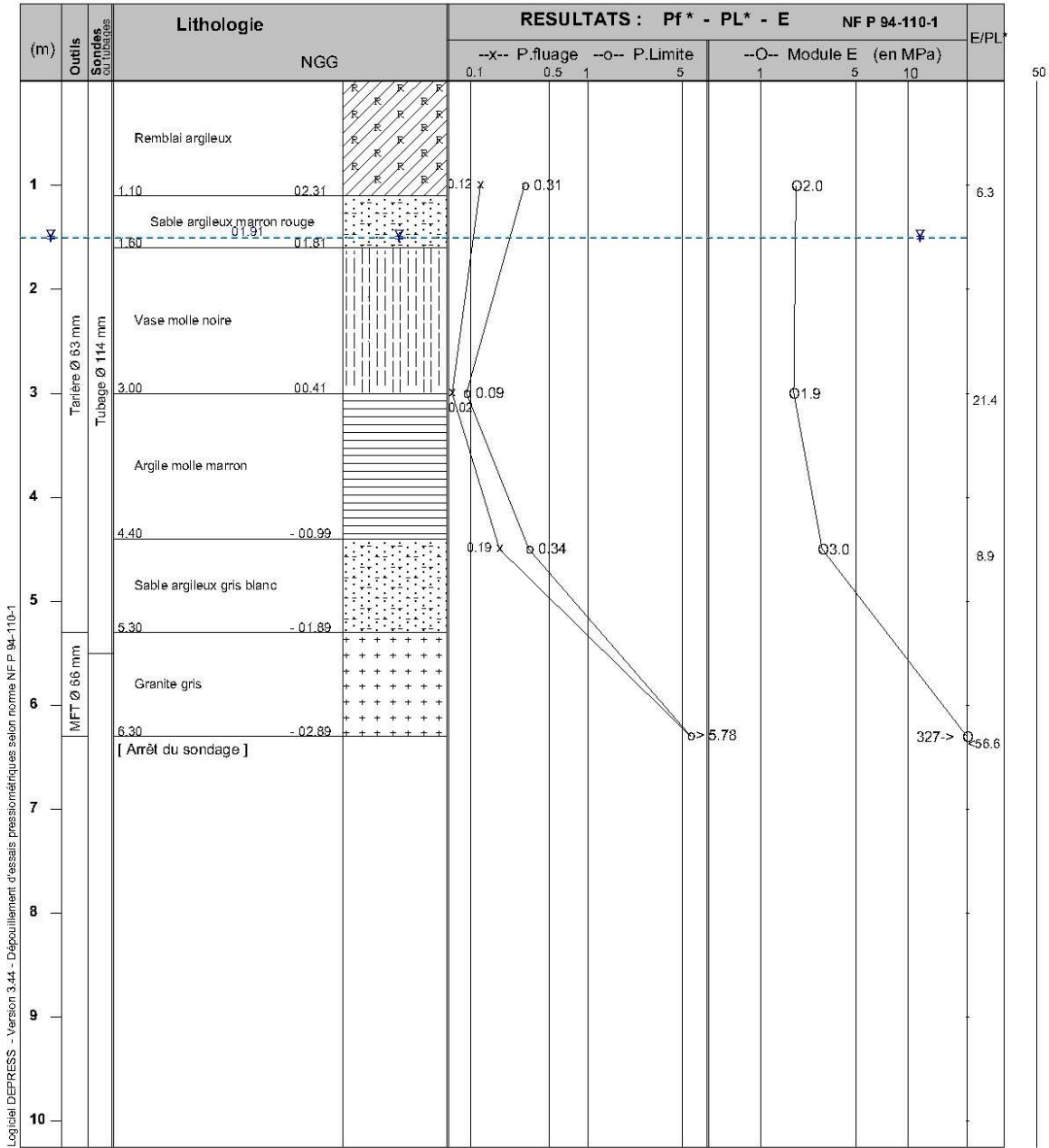
Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 3.41



Ech.Prof: 1/50°

date d'exécution: 19.03.2008



Observations : /

Nappe : niveau d'eau à 1.5 m.  
(à la date d'exécution du forage)

Chantier : Extension bâtiment MCO

Client : CHC

Dossier : 08.CN37.SF

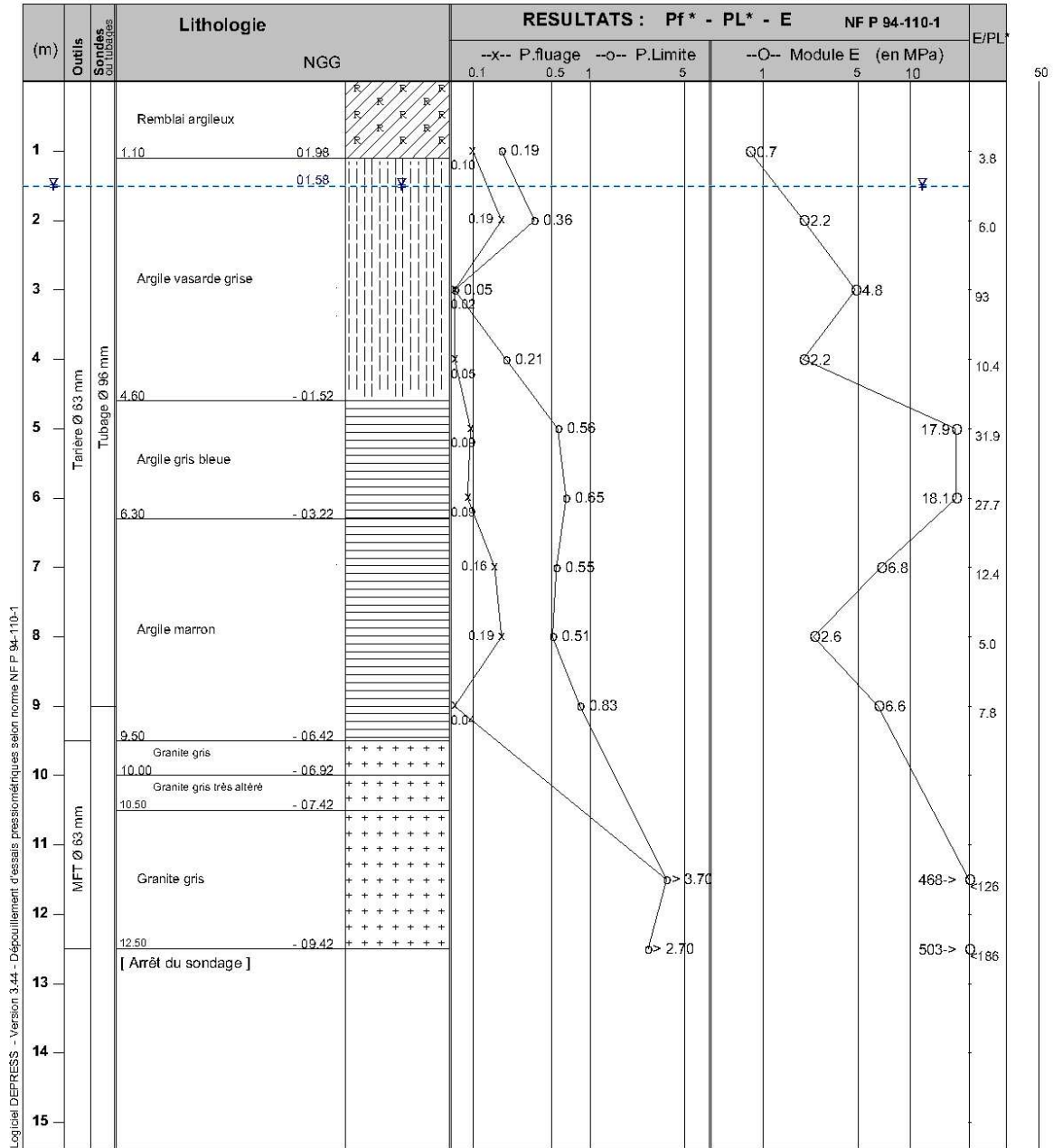
Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 3.08



Ech.Prof: /

date d'exécution: 10.04.2008



Observations : /

 Nappe : niveau d'eau à 1.5 m.  
(à la date d'exécution du forage)



Chantier : EXTENSION BATIMENT MCO CHC

Client : CHC

Dossier : 08CN37SF

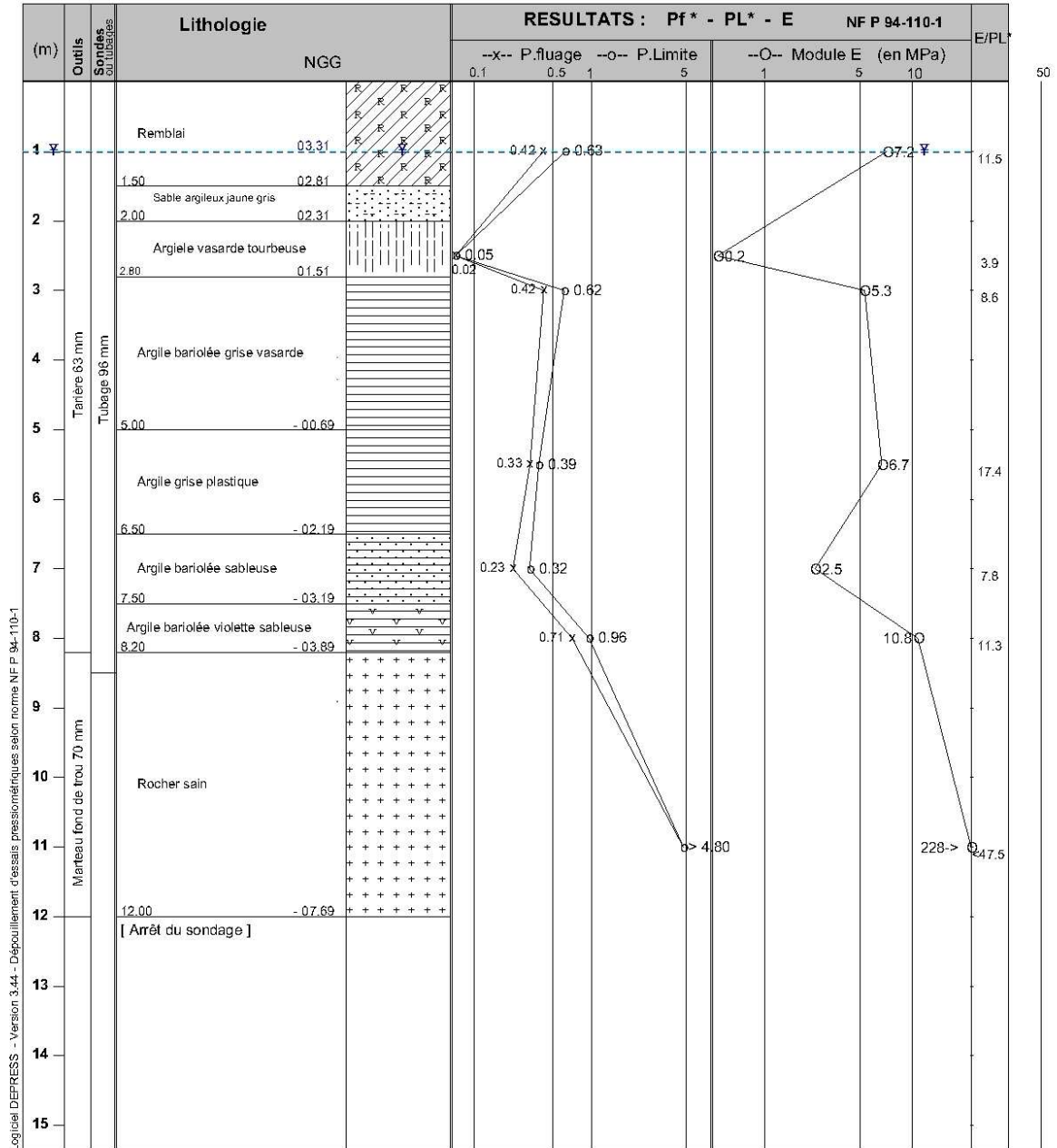
Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 4.31



Ech.Prof: /

date d'exécution: 24/04/08



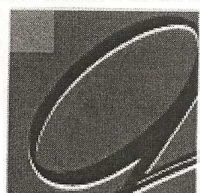
Observations : /

 Nappe : niveau d'eau à 1 m.  
(à la date d'exécution du forage)

## Annexe 8 : Essais sur éprouvettes de coulis de ciment

INGENIERIE EUROPE

GROUPE



**GINGER LBTP**  
Guyane

Dossier n° 09 CN 56 MT

Enregistrement 542-547

Rapport d'essai n°9/275 - 2

Créé le 21/12/2009

Modifié le 11/01/2010

SAFOR GUYANE  
36 ZA de SOULA

97355 MACOURIA

### Rapport d'essais sur coulis

#### Objet

CLIENT : SAFOR GUYANE  
TEL : 0594 38 70 83 FAX : 0594 38 70 84  
CHANTIER : HOPITAL  
Ouvrage :  
Partie ouvrage : PIEU N°159.  
Type de Béton :  
Bon de livraison :  
Origine :

#### Prélèvement et échantillons (i) infos client )

Prélèvement : 9/275  
Réalisé le (i) : 14/12/2009 à 13:00  
Par : Le Client  
Type de moule (i) : Métalliques  
Mise en place (i) : Non communiquée  
Conserv. Chantier (i) : EXTERIEUR  
Transporté par : Le Client  
Réception le : 15/12/2009  
Conserv. Labo : dans l'eau  
Type d'éprouvettes : 6 Prisme 4 x 4 x 16

#### Béton frais :

T° béton (°C)	: - °C	Affaissement	( - )	: -	mm	Masse Volumique	: -	kg/m <sup>3</sup>
T° air (°C)	: - °C	Maniabilité	( - )	: -	s	Teneur en air	: -	%
<u>Observation</u> :								

#### Béton durci

N°Echantillon	Age	Date	Heure	Essai	Masse(kg)	Masse Vol (kg/m <sup>3</sup> )	Charge (kN)	Contrainte (MPa)	Moy (MPa)	Surfaçage *
9/275 - 1	7j	21/12/2009		Compression	0.435		75	<b>46.90</b>		1
9/275 - 2	7j	21/12/2009		Compression	0.442		81	<b>50.30</b>		1
9/275 - 3	7j	21/12/2009		Compression	0.432		60	<b>37.50</b>	<b>44.90</b>	1
9/275 - 4	28j	11/01/2010		Compression	0.440		74	<b>45.95</b>		1
9/275 - 5	28j	11/01/2010		Compression	0.439		75	<b>46.55</b>		1
9/275 - 6	28j	11/01/2010		Compression	0.447		87	<b>54.05</b>	<b>48.85</b>	1

Surfaçage : A : Rectification B : Mortier de ciment calcium-alumineux C : Mortier de soufre D : Mortier de soufre haute performance (Selon norme Compression) E : Autre

#### \* Machines d'essais

1 : Presse PERRIER Type 382 N°36 Classe B

étalonnée le 28/01/2009

#### Normes d'essais

Prélèvement :

Affaissement :

Etalonnage :

Masse Vol. Béton frais

Teneur en air

Type éprouvettes

Moules

Certification

Conservation

Préparation

Compression

Fissure

Fondage

Masse Vol. Béton durci

Détermination des résistances mécaniques

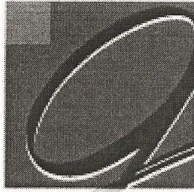
NF EN 12386-7

#### Observations

Responsable des essais  
**INNOCENT Charles**

Essais réalisés conformément aux normes en vigueur, sauf autorisation préalable, ce rapport n'est utilisable à des fins commerciales qu'en reproduction intégrale. Les résultats ne sont pas généralisés sans justification de la représentativité des échantillons et des essais.

1/1



**GINGER LBTP**  
Guyane

SAFOR GUYANE  
36 ZA de SOULA

97355 MACOURIA

### Rapport d'essais sur coulis

#### Objet

**CLIENT** : SAFOR GUYANE  
**TEL** : 0594 38 70 83 **FAX** : 0594 38 70 84  
**CHANTIER** : HOPITAL ; M.C. O.  
**Ouvrage** : PIEU N°27  
**Partie ouvrage** :  
**Type de Béton** :  
**Bon de livraison** :  
**Origine** :

#### Béton frais :

T° béton (°C)	-	°C	Affaissement (-)	-	mm	Masse Volumique	-	kg/m <sup>3</sup>
T° air (°C)	-	°C	Maniabilité (-)	-	s	Teneur en air	-	%
<b>Observation :</b>								

#### Prélèvement et échantillons<sup>(1)</sup> (1) infos client

**Prélèvement** : 9/264  
**Réalisé le<sup>(1)</sup>** : 26/11/2009 à 14:00  
**Par** : Le Client  
**Type de moule<sup>(1)</sup>** : Métalliques  
**Mise en place<sup>(1)</sup>** : Non communiquée  
**Conserv. Chantier<sup>(1)</sup>** : EXTERIEUR  
**Transporté par** : Le Client \*  
**Réception le** : 30/11/2009 à 11:30  
**Conserv. Labo** : dans l'eau  
**Type d'éprouvettes** : 6 Prisme 4 x 4 x 16

#### Béton durci

N°Echantillon	Age	Date	Heure	Essai	Masse(kg)	Masse Vol (kg/m <sup>3</sup> )	Charge (kN)	Contrainte (MPa)	Moy (MPa)	Surfaçage *
9/264 - 3	00m	26/11/2009	14:00	Compression	0.504		104	<b>64.70</b>		1
9/264 - 1	7j	03/12/2009		Compression	0.508		92	<b>57.50</b>		1
9/264 - 2	7j	03/12/2009		Compression	0.509		94	<b>58.75</b>		1
9/264 - 4	28j	24/12/2009		Compression	0.508		113	<b>70.30</b>		1
9/264 - 5	28j	24/12/2009		Compression	0.510		113	<b>70.65</b>		1
9/264 - 6	28j	24/12/2009		Compression	0.516		114	<b>71.25</b>	<b>70.73</b>	1

**Surfaçage** : A : Rectification B : Mortier de ciment calcium-alumineux C : Mortier de soufre D : Mortier de soufre haute performance (Selon norme Compression) E : Autre

#### \* Machines d'essais

1 Presse PERRIER Type 382 N°36 Classe B

étalonnée le 28/01/2009

#### Normes d'essais

Prélèvement :

Affaissement :

Etalonnage :

Masse Vol Béton frais

Teneur en air :

Type éprouvettes

Affaires

Classification

Conservation :

Préparation

Compression

Essais

Finition

Masse Vol Béton durci

Détermination des résistances mécaniques :

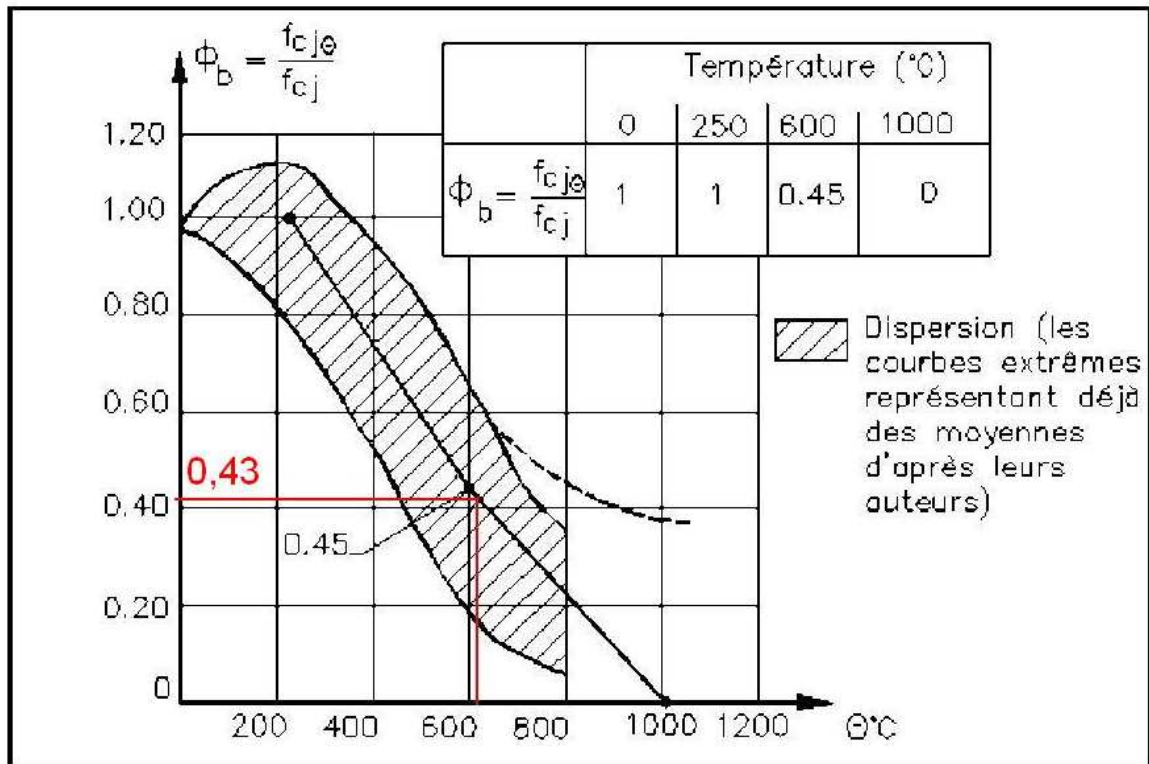
NF EN 12390-7

#### Observations

Responsable des essais  
INNOCENT Charles

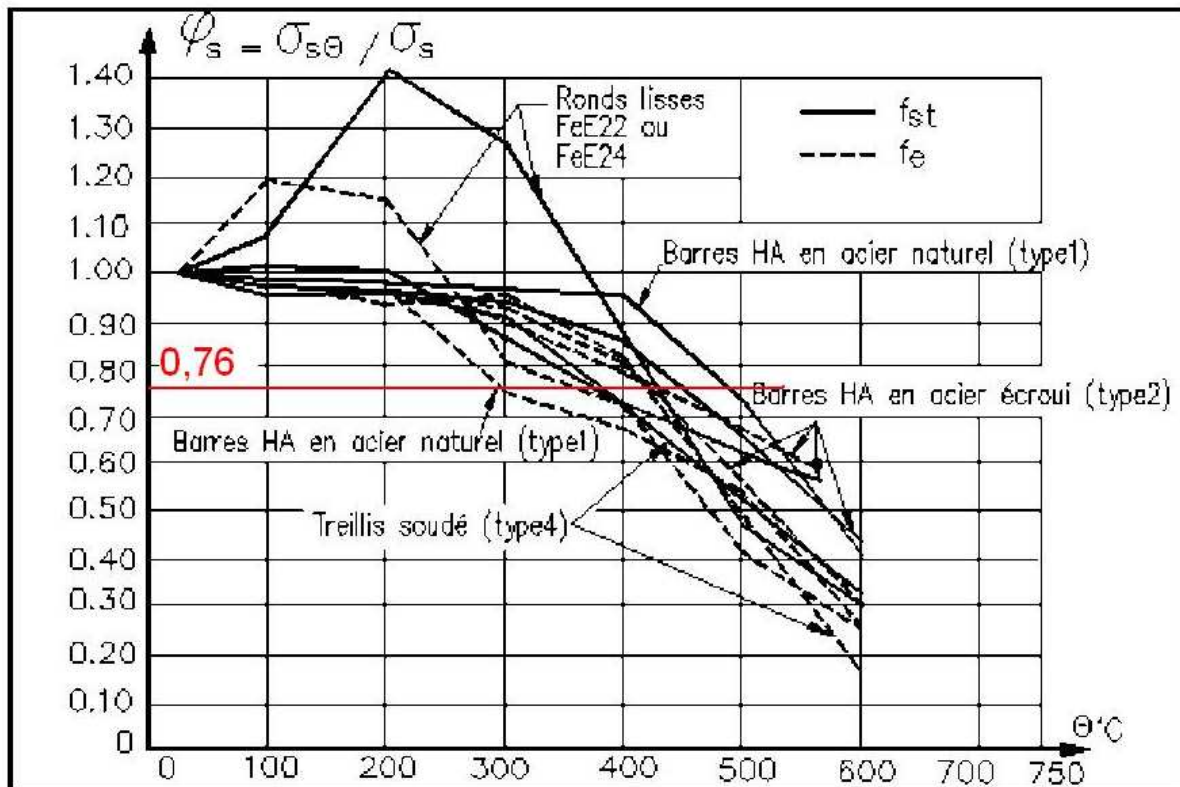
Essais réalisés conformément aux normes en vigueur, sauf autorisation préalable, ce rapport n'est utilisable à des fins commerciales qu'en reproduction intégrale. Les résultats ne sont pas généralisés sans justification de la représentativité des échantillons et des essais.

**Annexe 9 : Coefficient de réduction sur le béton exposé au feu**



Règles FB(P92-701) (décembre 1993) : Règles de calcul – Méthode de prévisio par le calcul du comportement au feu des structure en béton + Amendement A1 (décembre 2000).

**Annexe 10 : Coefficient de réduction sur l'acier exposé au feu**



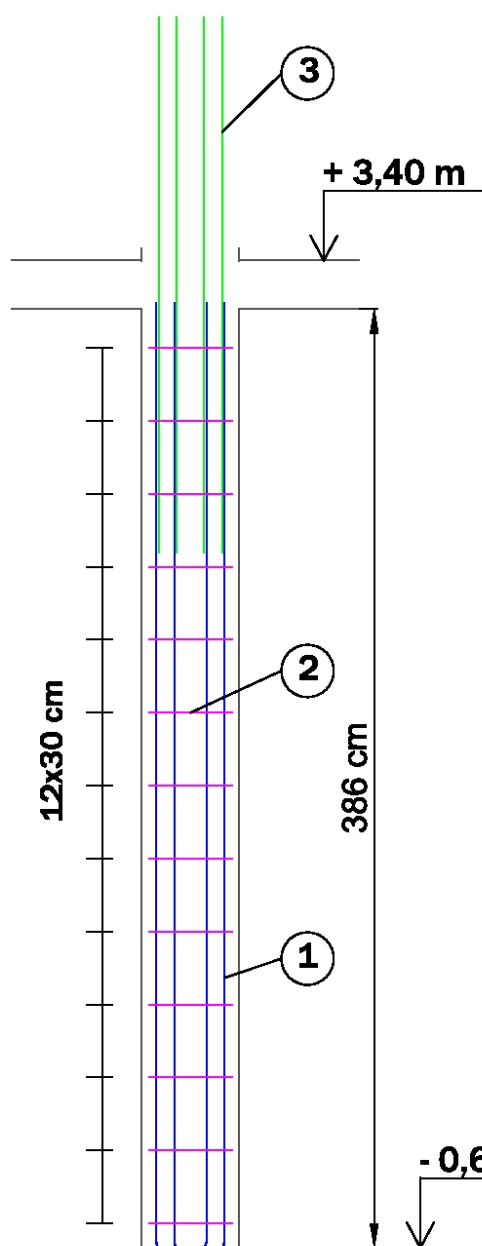
Règles FB(P92-701) (décembre 1993) : Règles de calcul – Méthode de prévisio par le calcul du comportement au feu des structure en béton + Amendement A1 (décembre 2000).

Annexe 11 : Plans de ferrailage des poteaux P01 et P02

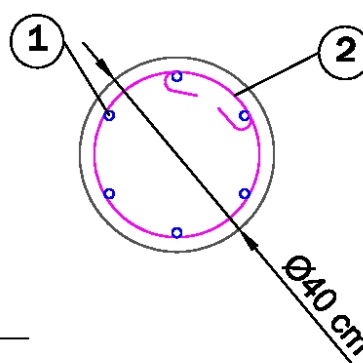
## Plan de ferrailage POTEAU P01

Localisation: Parking Ambulance Zone B2 Rdc bas  
(appui N° 219)

Béton B25 :  $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$   
 Acier HA Fe = 500 MPa  
 Enrobage  $e = 3 \text{ cm}$   
 Stabilité au feu : 1h30  
 Recouvrement :  $40 \times \phi$



N°	Barres	Longueur	Forme
1	6HA25	386 cm	—
2	13HA10	144 cm	○
3	6HA25	220 cm	—



# Plan de ferrailage

## POTEAU P02

Localisation: Parking Ambulance Zone B2 Rdc bas  
(appui N°256)

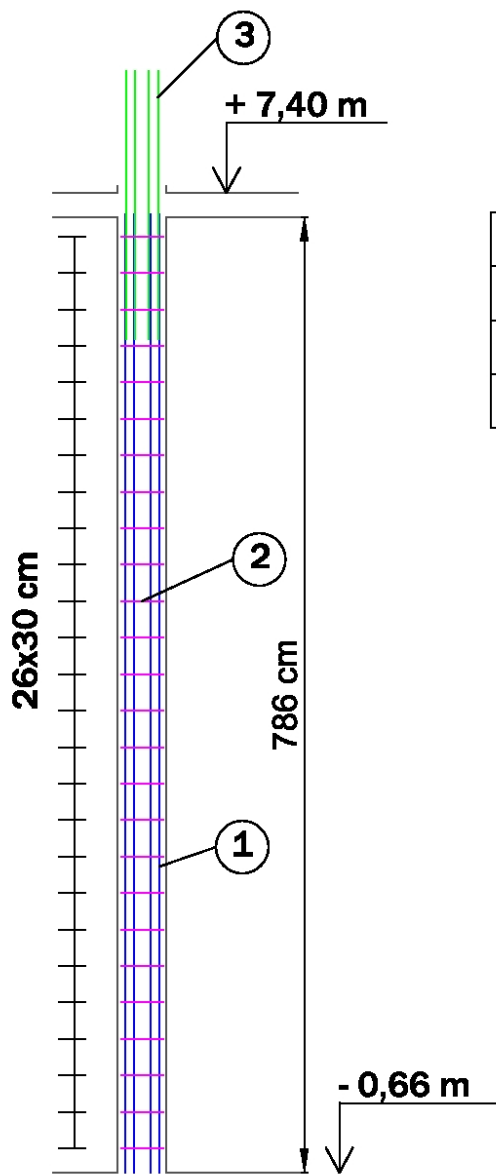
Béton B30 :  $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Acier HA Fe = 500 MPa

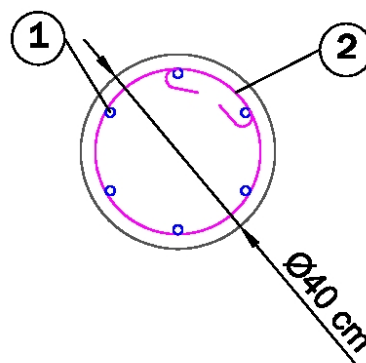
Enrobage  $e = 3 \text{ cm}$

Stabilité au feu : 1h30

Recouvrement :  $40 \times \phi$



N°	Barres	Longueur	Forme
1	6HA25	786 cm	—
2	27HA10	144 cm	○
3	6HA25	220 cm	—



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ➔ Eric Gerveau, *Géotechnique – mécanique des sols*, Gaëtan Morin éditeur, 1998
- ➔ R. Favre, J.P. Jaccoud, O. Burdet, H. Charif, *Dimensionnement des structures en béton*, Presses Polytechniques Universitaires Romandes, 1997
- ➔ Pierre Guillemont, *Ouvrage en béton armé*, Dunod, 1997
- ➔ J. Perchat, J. Roux, *Pratique du BAEL*, Eyrolles, 2003
- ➔ Ronan Nicot, *Béton armé, application de l'eurocode 2*, Ellipses, 2001
- ➔ *Mécaniques des ouvrages*, CSTB, 1999
- ➔ *Conduire son chantier*, le moniteur, 1993