



Expertise géotechnique de la partie regard enterré de l'ouvrage de sectionnement aval – Bât. 199

CEA de CADARACHE – Saint-Paul-lez-Durance (13)

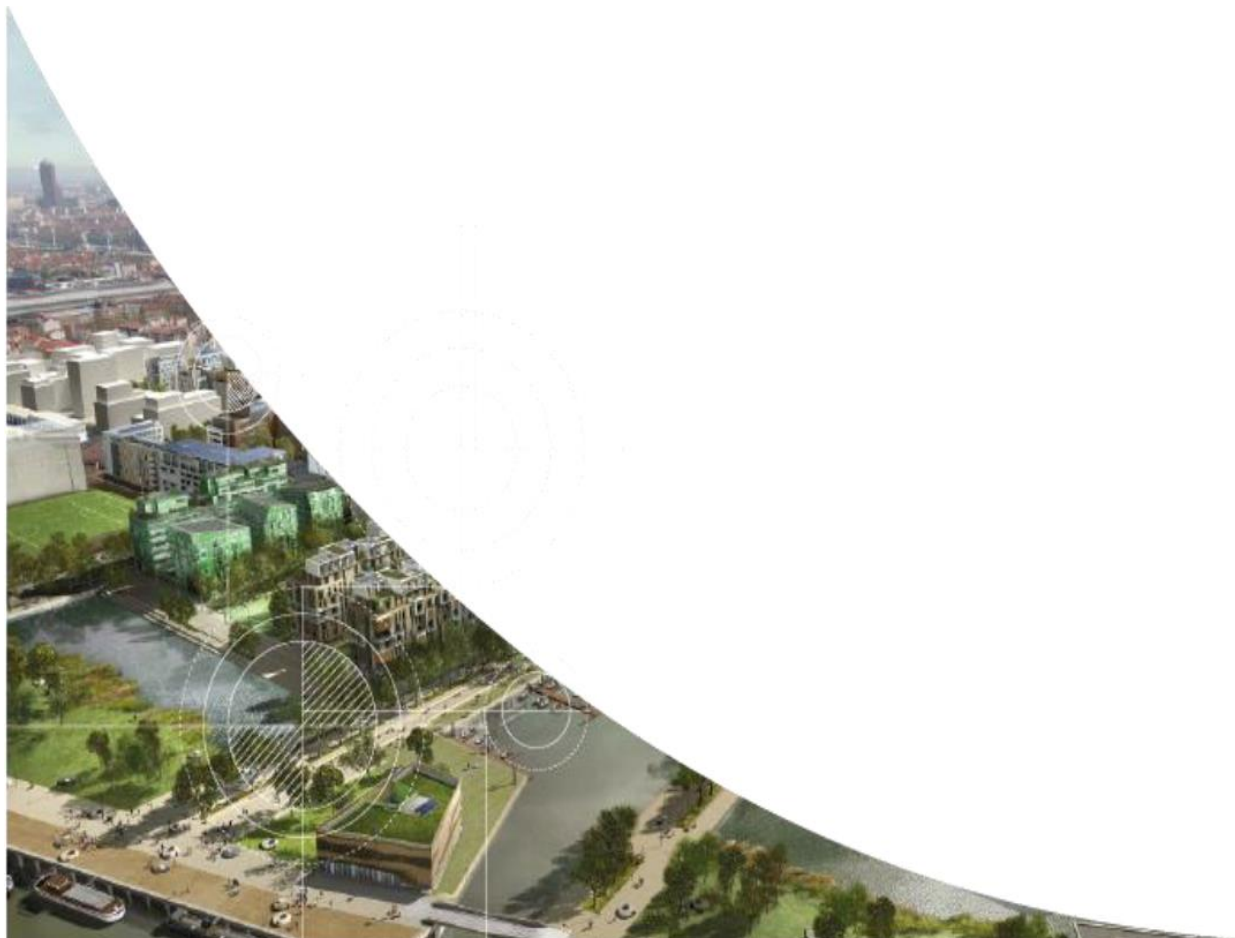
Diagnostic géotechnique (G5)

Référence contrat n° : 4000989759

Dossier n° : LGEN.N.059

Document n° : 23R04








COMMISSARIAT A L'ENERGIE ATOMIQUE ET AUX ENERGIES ALTERNATIVES
EXPERTISE GEOTECHNIQUE DE LA PARTIE REGARD ENTERRE DE L'OUVRAGE DE
SECTIONNEMENT AVAL
BÂTIMENT 199

Centre CEA de Cadarache – Saint-Paul-Lez-Durance (13)

Division Ingénierie Géotechnique

RAPPORT – DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

Rapport : 23R04 / LGEN.N.059

Indice / Date	Rédacteur	Vérifié par	Approuvé par	Contenu	Observations
Indice 0 19/06/23	E. PARRINELLO	A. GIELEN	C. MEREAU-WAGNER	32 pages 1 annexe	Première émission
Indice 1 30/06/23	E. PARRINELLO 	A. GIELEN 	C. MEREAU-WAGNER 	42 pages 1 annexe	Suite à réunion CEA

Sommaire

1. Contexte de l'étude	5
1.1. Données générales	5
1.2. Mission CEBTP	5
1.3. Documents de référence	5
1.4. Documents communiqués.....	6
1.4.1. Documents spécifiques au Centre de Cadarache.....	6
1.4.2. Documents techniques de référence pour l'étude.....	6
2. Description du site et du bâtiment étudié	8
2.1. Situation de l'installation.....	8
2.2. Fonction et géométrie de l'ouvrage de sectionnement aval	9
3. Contexte géologique	12
3.1. A l'échelle du Centre de Cadarache.....	12
3.2. A l'échelle du bâtiment 199	15
4. Problématique et objectif de la mission G5	17
4.1. Constats	17
4.2. Etat des lieux et expertise des données d'exécution disponibles	20
4.2.1. Sol d'assise du regard enterré et du local technique	20
4.2.2. Niveau de nappe utilisé pour le dimensionnement	27
4.2.3. Méthode de réalisation et justification des voiles périphériques enterrés	28
4.2.4. Justification du radier existant.....	30
4.2.5. Fondations du local technique	34
4.2.6. Etanchéité de l'ouvrage.....	36
4.3. Travaux d'aménagement envisagés pour le regard enterré	36
4.4. Diagnostics à prévoir pour le local technique.....	39
5. Conclusions	40

Annexes

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

Table des figures

Figure 1 : Localisation du bâtiment 199 sur le plan d'ensemble du CEA de Cadarache [R 3]	8
Figure 2 : Vue en plan du bâtiment 199_niveau radier +252,00 NGF [R 14]	9
Figure 3 : Coupe 1-1 sur le bâtiment 199 [R 14]	10
Figure 4 : Coupe 2-2 sur le bâtiment 199 [R 14]	10
Figure 5 : Photographie de l'ouvrage actuel	11
Figure 6 : Carte géologique de la Provence (adaptée d'après [R 4])	12
Figure 7 : Coupe transversale AA sur le synclinal de Ginasservis - orientation SW/NE (adaptée d'après [R 4]) ...	12
Figure 8 : Carte géologique du secteur de Cadarache (adaptée d'après [R 5])	13
Figure 9 : Stratigraphie type de Cadarache [R 5]	14
Figure 10 : Carte géologique à l'échelle du bâtiment 199	15
Figure 11 : Log de synthèse des formations géologiques et des surfaces géologiques modélisées à l'échelle de l'ensemble du site de Cadarache [R 5]	16
Figure 12 : Inondation du local RVI en novembre 2016 [R 9]	17
Figure 13 : Infiltration d'eau visibles en pied du voile Nord-Ouest [R 8]	18
Figure 14 : Infiltration d'eau autour de la canalisation DN1400 - Voile Nord-Ouest [R 8]	18
Figure 15 : Affaissement du sol et eau stagnante en périphérie du regard enterré [R 6]	19
Figure 16 : Autre affaissement de la voirie visible en mars 2019 [R 8]	19
Figure 17 : Photo du radier du regard enterré prise le 08/04/2014 (Source : CEA)	21
Figure 18 : Photo d'une partie du fond de fouille prise le 28/05/2014 (Source : CEA)	22
Figure 19 : Aperçu du substratum calcaire - Photo prise le 23/05/2014 (Source : CEA)	23
Figure 20 : Aperçu du substratum calcaire - Photo prise le 23/05/2014 (Source : CEA)	24
Figure 21 : Substitution des terrains en place sous le local technique (Source : CEA)	26
Figure 22 : Nature du sol d'assise des fondations d'après les photos	27
Figure 23 : Chroniques piézométriques à proximité du bâtiment 199 [R 9]	28
Figure 24 : Compactage apparent des remblais - Photo du 10/07/2014 (Source : CEA)	29
Figure 25 : Débords du radier (Source : CEA)	32
Figure 26 : Diffusion des charges du local technique sur la canalisation	35
Figure 27 : Vue en plan du confortement envisagé pour le bâtiment 199 [R 7]	37
Figure 28 : Coupe 1-1 du confortement envisagé pour le bâtiment 199 [R 7]	38
Figure 29 : Coupe 2-2 du confortement envisagé pour le bâtiment 199 [R 7]	38

Table des tableaux

Tableau 1 : Liste des documents spécifiques au centre de Cadarache	6
Tableau 2 : Liste des documents techniques	6
Tableau 3 : Liste des documents techniques (suite et fin)	7
Tableau 4 : Facteurs partiels pour les calculs d'équilibre	30
Tableau 5 : Synthèse de l'analyse du DOE du bâtiment 199	40

1. Contexte de l'étude

1.1. Données générales

Adresse du projet :	Ouvrage de sectionnement aval, Bâtiment 199 – Centre CEA de Cadarache à SAINT-PAUL-LEZ-DURANCE (13108)
Nom de l'opération :	Diagnostic géotechnique du radier de l'ouvrage de sectionnement aval – Bâtiment 199 (mission G5)
Client :	Commissariat à l'Energie Atomique et aux Energies Alternatives
Interlocuteur Client :	Walter EPTING

1.2. Mission CEBTP

A la demande et pour le compte du Commissariat à l'Energie Atomique et aux Energies Alternatives, GINGER CEBTP a été missionné pour la réalisation d'un diagnostic géotechnique – mission de type G5 selon la norme NF P 94-500, du radier existant de la partie regard enterré de l'ouvrage de sectionnement aval (ou bâtiment 199) du CEA de Cadarache à Saint-Paul-lez-Durance (13).

Ce diagnostic consiste à effectuer une analyse critique de la fondation existante suite à la mise en évidence de dommages sur l'ouvrage (fissures, tassement et infiltrations d'eau), l'objectif étant d'identifier les origines de ces détériorations et de définir un plan de confortement.

Cette mission comprend :

- Une présentation du bâtiment existant, de sa géométrie et de sa fonction,
- Le rappel des constats de dommages effectués *in-situ*,
- Une vérification du radier existant vis-à-vis du risque de soulèvement UPL,
- Le détail des solutions de confortement envisagées pour résoudre les problèmes d'infiltration, de tassements et ceux liés à la sous-pression hydrostatique,
- Un état des lieux des documents disponibles et le détail des documents ou informations complémentaires nécessaires pour réaliser l'étude géotechnique de conception associée (G2).

1.3. Documents de référence

Normes et règlements en vigueur :

[R 1] NF EN 94-500 : 2013 – Missions d'ingénierie géotechnique,

[R 2] EUROCODE 7 – NF EN 1997-1 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales (Juin 2005), complété de l'amendement A1, de l'annexe nationale NA,

1.4. Documents communiqués

1.4.1. Documents spécifiques au Centre de Cadarache

Les documents spécifiques au centre de Cadarache et qui ont été utilisés dans le cadre de cette mission sont reportés dans le tableau suivant.

Réf.	Emetteur	Nom document	Référence	Indice	Date
[R 3]	CEA	Plan d'ensemble du centre de Cadarache	-	-	17/07/2013
[R 4]	CEA	Présentation Générale de la Sûreté de l'Etablissement	PGSE	G	Edition 11/2020
[R 5]	GEOTER	Notice de la carte géologique du site de Cadarache	-	-	07/2014

Tableau 1 : Liste des documents spécifiques au centre de Cadarache

1.4.2. Documents techniques de référence pour l'étude

Les documents techniques qui nous ont été communiqués et qui ont été utilisés dans le cadre de cette mission sont reportés dans le tableau suivant, par ordre chronologique, du plus récent au plus ancien.

Les documents surlignés en orange sont les documents d'exécution du bâtiment 199, datant de 2013 et 2014.

Les documents surlignés en bleu sont les documents d'étude du projet (avant-projet et projet) datant de 2009 et 2012.

Réf.	Emetteur	Nom document	Référence	Indice	Date
[R 6]	CEA	FAS Bâtiment 199	830-GEOLO-FAS-23-0213-DO-B199-Actions n°01 à 04-2023.06.20	01	Juin 2023
[R 7]	CEA	CRR RJH – Bâtiment 199 – Confortement du regard vanne sur réseau de refroidissement du RJH	2023-0261-DO_CRR 2	0	17/05/2023
[R 8]	CEA	RVI – Bâtiment 199 – Diagnostic et propositions de réparation	CEA_DEN_CAD_DST G_STL_GPI DO_753	1	11/12/2019
[R 9]	CEA	CRR Inondation du local RVI du bâtiment 199 et Ouvrages du réseau de refroidissement RJH – IGS 155	CEA/DEN/CAD/DER/S RJH 2017 DO	0	22/09/2017
[R 10]	BONNA	LOT n°2 – Tracé Rejet – Planche 9	BON ENS CAN 243 F	F	05/02/2015
[R 11]	BONNA	LOT n°2 – Regard vanne d'isolement Plan masse général	GRT ENS PDM 232 E	E	18/12/2014
[R 12]	BONNA	LOT n°2 – Vue en plan général sur fond de plan topographique	GRT ENS PDM 234 B	B	09/12/2014

Tableau 2 : Liste des documents techniques

Réf.	Emetteur	Nom document	Référence	Indice	Date
[R 13]	BET TIERCELIN	LOT n°2 – Regard Vanne d'isolement Aval Hypothèses & Notes de calculs	PRO RVI NDC 249 E	E	17/10/2014
[R 14]	BONNA	LOT n°2 – Regard Vanne d'isolement Aval Local de commande Radier Voiles Coupes Détails Coffrage	PRO RVI COF 250 H	H	15/10/2014
[R 15]	SOCOTEC	LOT n°2 – Fiche d'observation F15 Nature du remblai sous l'édicule	SQ_5224414	0	03/09/2014
[R 16]	SCP	CRR n°52 – Travaux LOTS 1 à 3	CRR n°52	0	22/07/2014
[R 17]	SOCOTEC	LOT n°2 – Fiche d'observation F14 Hypothèses & notes de calculs Radier voiles coupes détails coffrage	SQ_5004319	0	13/06/2014
[R 18]	SOCOTEC	LOT n°2 – Fiche d'observation F13 Visite de site du 11/06/2014 - RVI	SQ_4997118	0	11/06/2014
[R 19]	SCP	CRR n°42 – Travaux LOTS 1 à 3	CRR n°42	0	12/05/2014
[R 20]	SOCOTEC	LOT n°2 – Fiche d'observation F8 Visite de site du 07/04/2014 - RVI	SQ_4825493	0	07/04/2014
[R 21]	SCP	LOT n°2 – Fiche d'observation n°36 Regard amont traversée clôture	LOT2 – FOB N°36	0	06/02/2014
[R 22]	SCP	LOT n°2 – Fiche d'observation n°32 Regard amont traversée clôture	LOT2 – FOB N°32	0	18/12/2013
[R 23]	SCP	LOT n°2 – Fiche d'observation n°18 Hypothèses GC	LOT2 – FOB N°18	0	23/08/2013
[R 24]	BONNA	Plan de situation des travaux	GRT ENS PDM 230 B	B	01/07/2013
[R 25]	SOCOTEC	Rapport initial de contrôle technique	392W0/13/1195	0	12/03/2013
[R 26]	SCP	Etude des ouvrages et conduite de rejet des eaux de refroidissement du réacteur Jules Horowitz (RJH) Projet définitif	RapportPROJETdéfinitif	2	10/04/2012
[R 27]	SCP	Etude des ouvrages et conduite de rejet des eaux de refroidissement du réacteur Jules Horowitz (RJH) Avant-projet définitif	Rapport APD	0	23/11/2009

Tableau 3 : Liste des documents techniques (suite et fin)

2. Description du site et du bâtiment étudié

2.1. Situation de l'installation

Située au sud-ouest du Centre de Cadarache, à l'extrémité sud-ouest du quartier de la Porte, l'actuel bâtiment 199 est implanté non loin de l'entrée principale, en bordure du Centre.

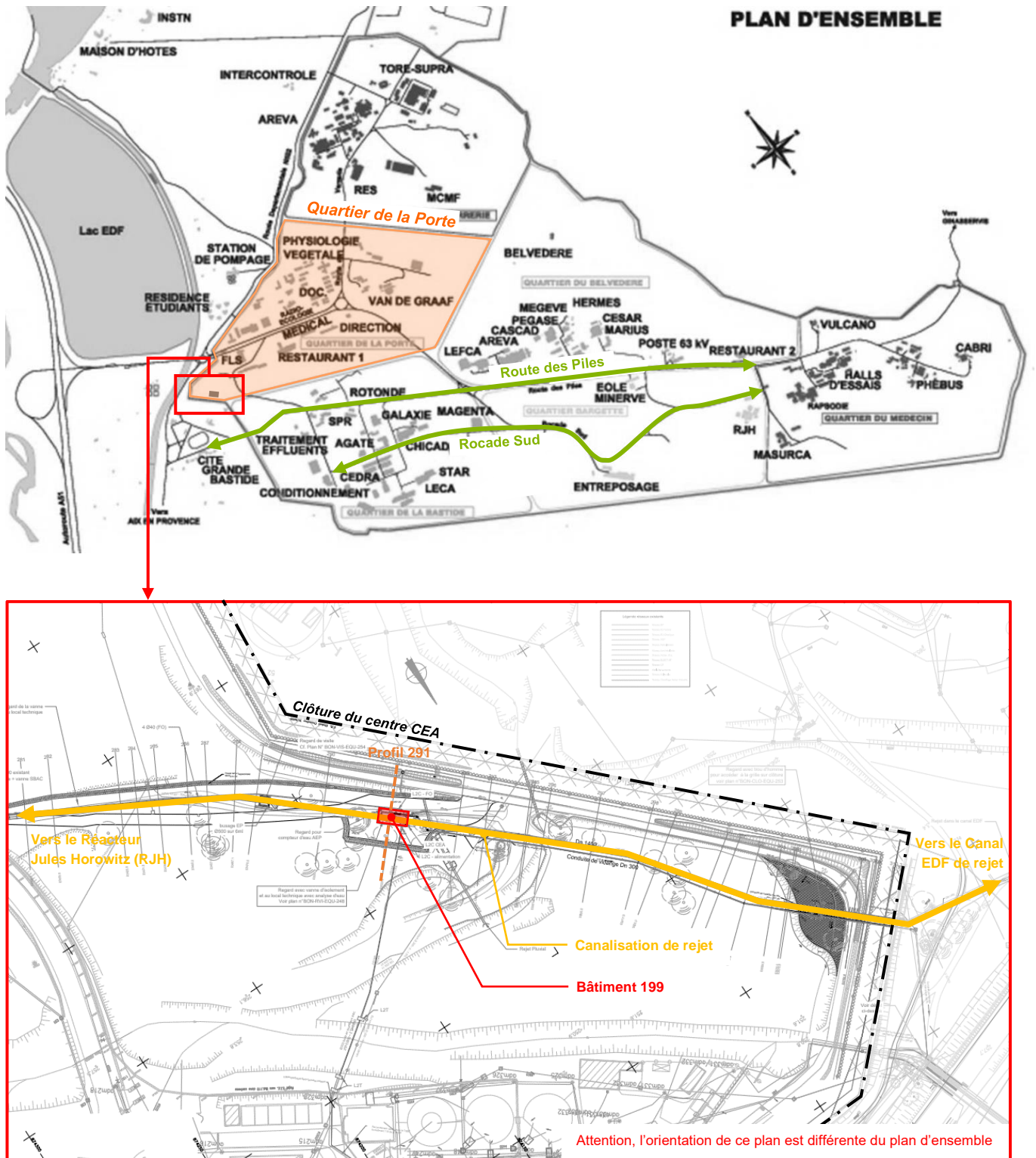


Figure 1 : Localisation du bâtiment 199 sur le plan d'ensemble du CEA de Cadarache [R 3]

2.2. Fonction et géométrie de l'ouvrage de sectionnement aval

Le bâtiment 199, appelé encore ouvrage de sectionnement aval ou bâtiment RVI (regard vanne isolement), fait partie du système de rejet des eaux de refroidissement du Réacteur Jules Horowitz (RJH), actuellement en cours de construction.

En l'absence d'altération chimique et radiologique, l'eau du Verdon ayant servi à refroidir le réacteur est rejetée dans le canal EDF de Jouques à proximité du passage du Ravin de la Bête, par l'intermédiaire d'une conduite de l'ordre de 4 km, comprenant :

- Un ouvrage amont situé à proximité du réacteur permettant de découpler les régimes d'écoulement entre le réacteur et le rejet,
- Un ouvrage aval de rejet, au niveau de l'interface avec le canal EDF.

Le système de rejet des eaux de refroidissement du RJH doit permettre de confiner les eaux en transit en cas d'alarme radiologique ou chimique. L'ouvrage aval, avec sa vanne de sectionnement, assure cette fonction.

Il est constitué de deux entités :

- Un regard enterré dans lequel transite la canalisation,
- Un local technique situé dans le prolongement du regard et qui comprend les armoires électriques et de télétransmission, ainsi que les installations nécessaires aux analyses d'eau.

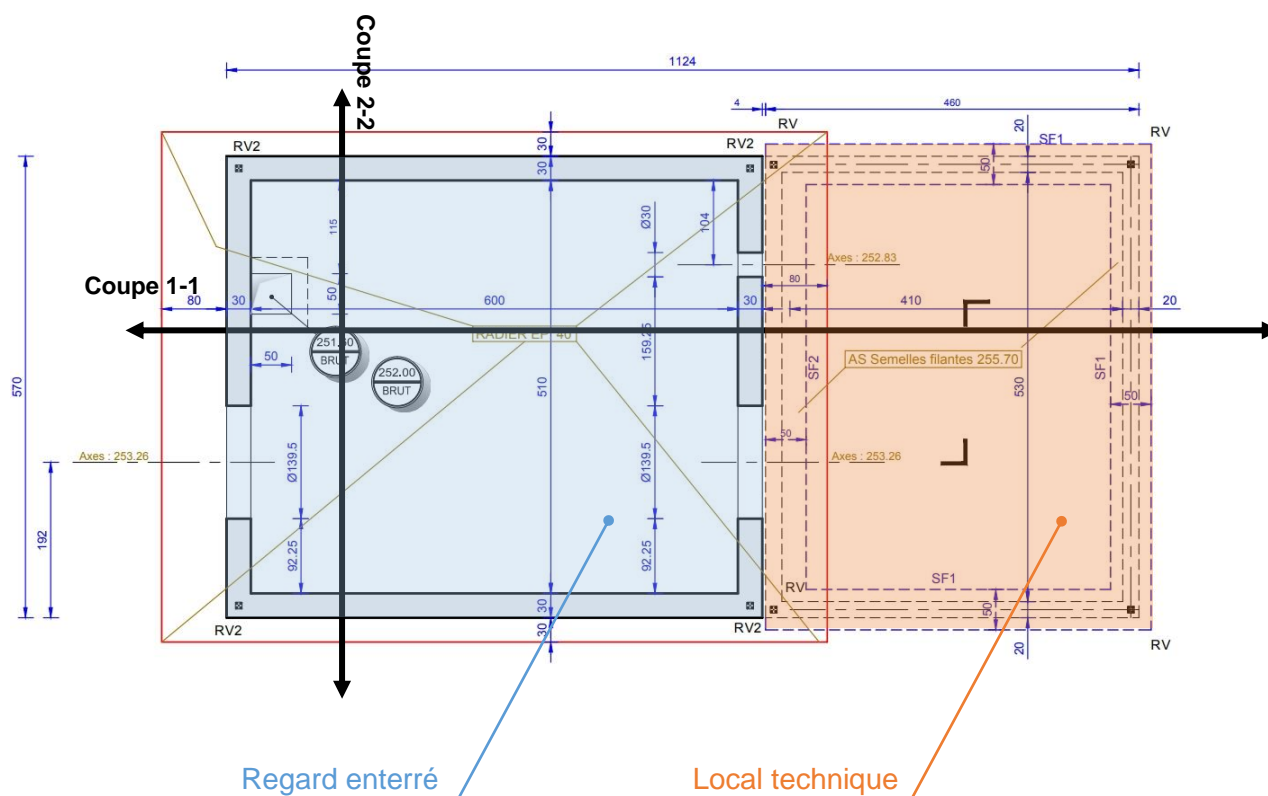


Figure 2 : Vue en plan du bâtiment 199_ niveau radier +252,00 NGF [R 14]

Le bâtiment a été construit en 2014. La partie regard enterré mesure 6,60 m de longueur pour 5,70 m de largeur et 5,20 m de hauteur (cotes extérieures, radier exclu). L'ouvrage repose sur un radier débordant de 80 cm dans le sens longitudinal et de 30 cm dans le sens transversal par rapport au nu extérieur des voiles périphériques, et de 40 cm d'épaisseur. L'arase supérieure du radier se situe à la cote +252,00 NGF.

Le local technique mesure 5,70 m de longueur pour 4,60 m de largeur (cotes extérieures) et 3,63 m de hauteur (valeur mini). Il repose sur une semelle filante périmétrique de 50 cm de largeur et 30 cm d'épaisseur. L'arase supérieure de la dalle base se situe à la cote +257,00 NGF.

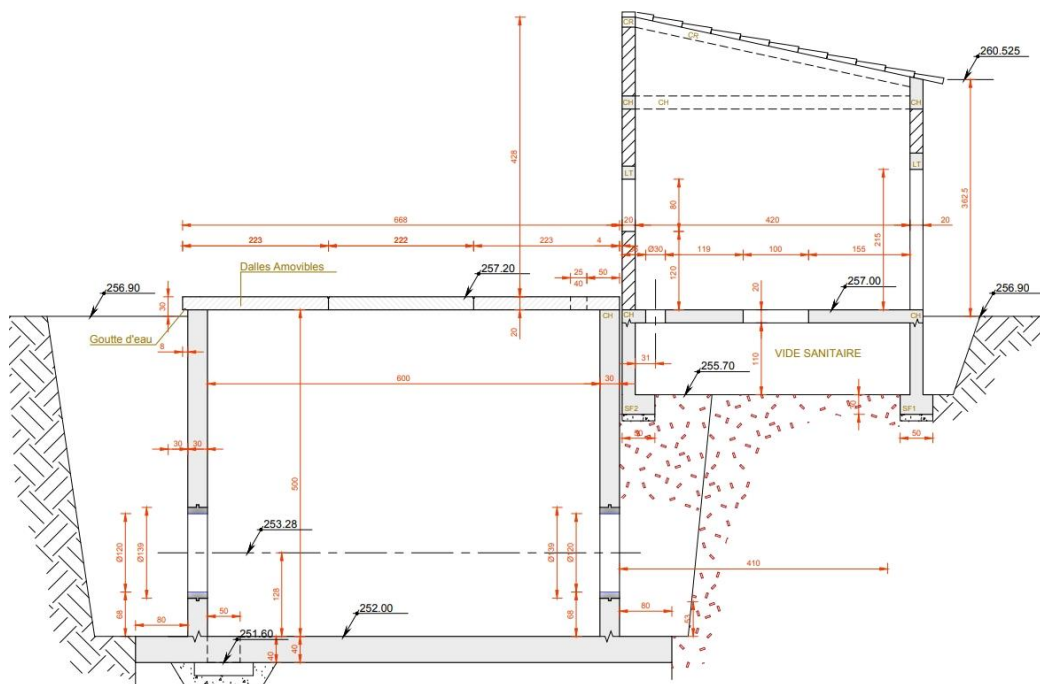
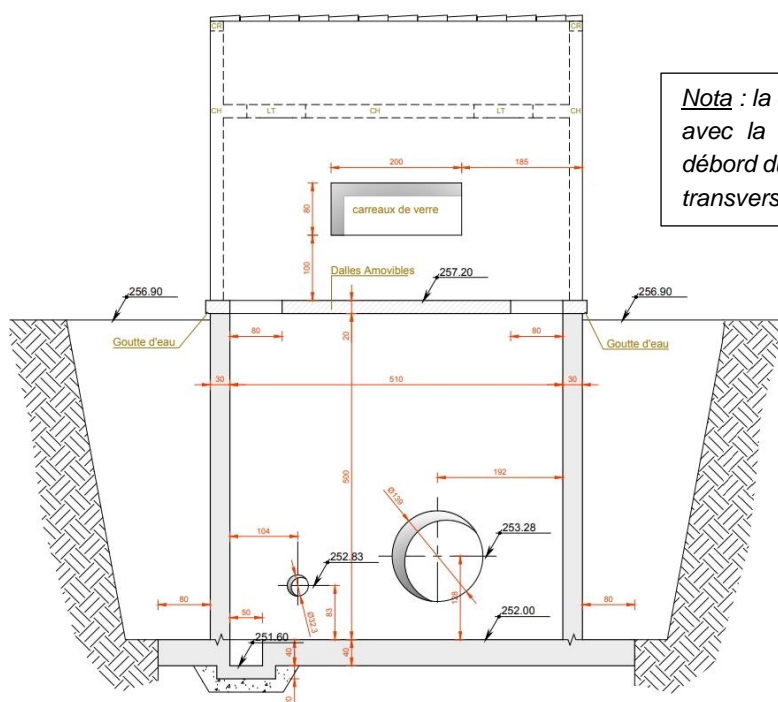


Figure 3 : Coupe 1-1 sur le bâtiment 199 [R 14]



Nota : la coupe 2-2 n'est pas en accord avec la vue en plan qui indique un débord du radier de 30 cm dans le sens transversal, et non 80 cm.

Figure 4 : Coupe 2-2 sur le bâtiment 199 [R 14]

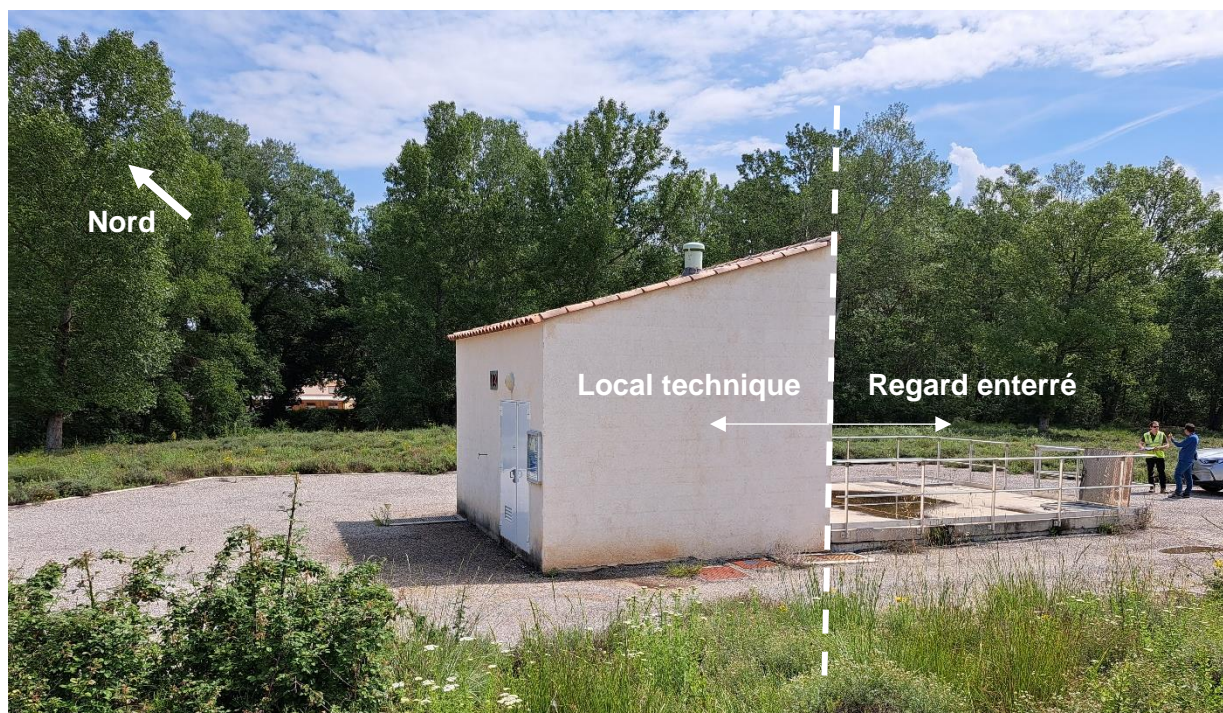


Figure 5 : Photographie de l'ouvrage actuel

3. Contexte géologique

3.1. A l'échelle du Centre de Cadarache

Les informations générales relatives à la géologie sont tirées des documents suivants :

- Présentation Générale de la Sûreté de l'Etablissement de Cadarache (PGSE. volume 2 – chapitre 3. [R 4]),
- Notice de la cartographie géologique du site de Cadarache [R 5].

Situé dans le département des Bouches-du-Rhône, le Centre de Cadarache se déploie en bordure Ouest de la « Provence Orientale », à quelques kilomètres à l'Est du système de failles de la Moyenne Durance.

A une échelle un peu plus réduite, le site de Cadarache est implanté en bordure du synclinal de Ginasservis, orienté Est-Ouest. Cette structure s'appuie, au Sud, sur l'anticlinal jurassique de la Vautubière, déversé vers le Sud, et se raccorde, au Nord, au Jurassique du pli de Vinon, déversé vers le Nord.

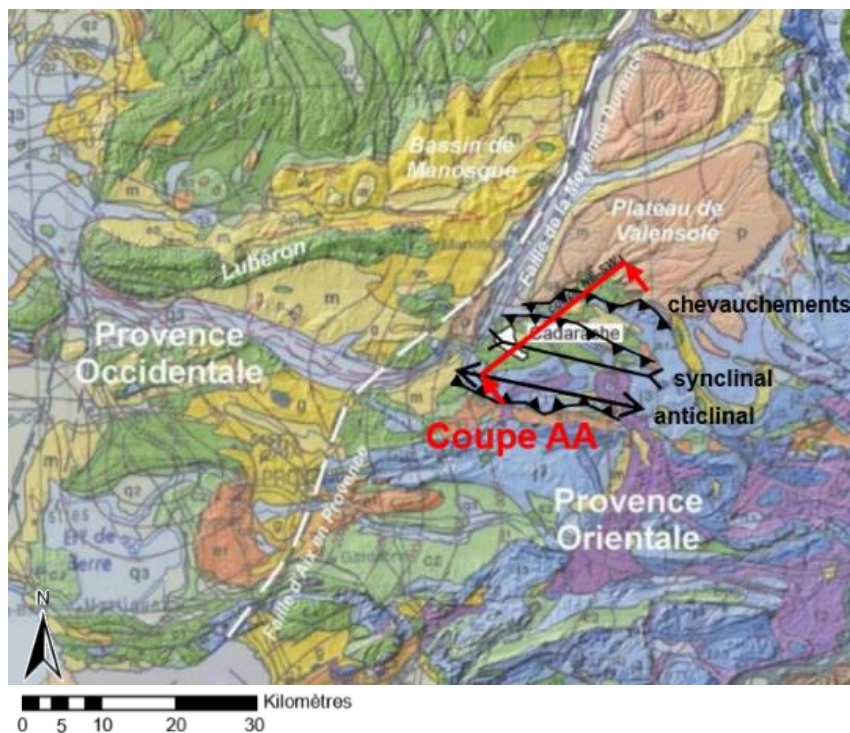


Figure 6 : Carte géologique de la Provence (adaptée d'après [R 4])

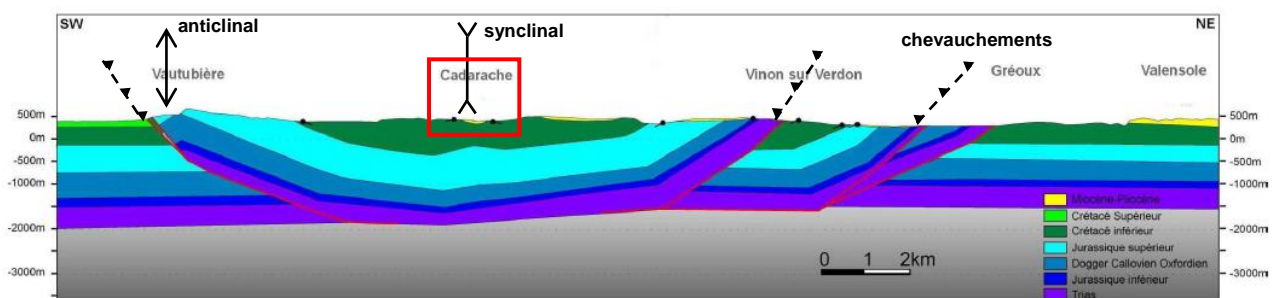


Figure 7 : Coupe transversale AA sur le synclinal de Ginasservis - orientation SW/NE (adaptée d'après [R 4])

Entre ces 2 structures, on dénombre 3 vallées principales dont la vallée de la Bête, vallée centrale sur laquelle est majoritairement implanté le site de Cadarache (cf. Figure 8), et rebaptisée « vallée des Piles » à la création du Centre.

La vallée actuelle emprunte globalement le tracé ancien de la paléovallée plus profonde qui entaille le substratum calcaire et marneux du Crétacé, aujourd'hui comblée de sédiments tertiaires sableux et gréseux datant du Miocène, eux-mêmes en partie recouverts par les formations quaternaires (terrasses alluvionnaires et colluvions).

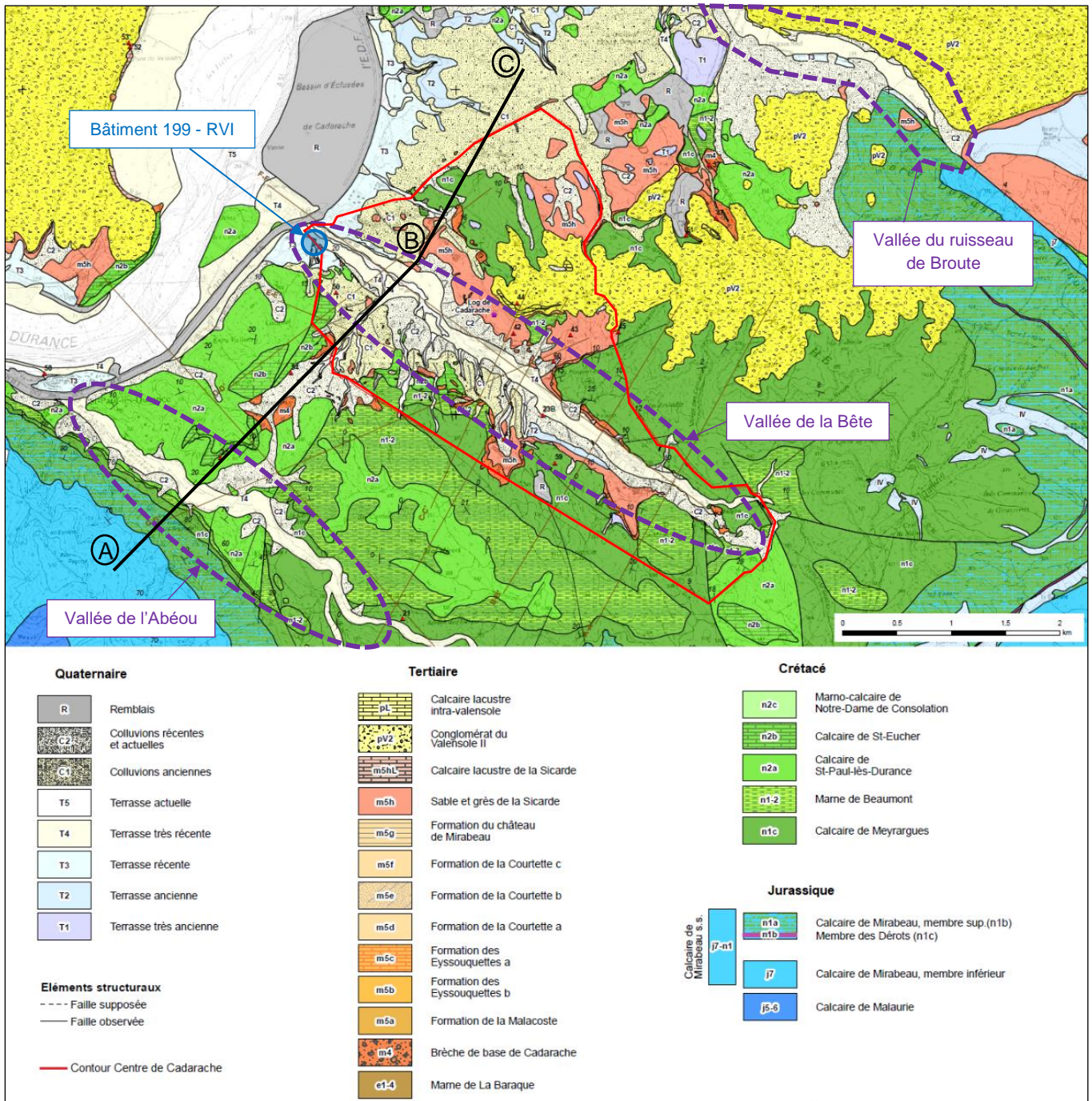


Figure 8 : Carte géologique du secteur de Cadarache (adaptée d'après [R 5])

D'un point de vue stratigraphique, on distingue 4 ensembles géologiques principaux à l'échelle du Centre, listés du plus ancien au plus récent :

- Le **Crétacé**, composé de calcaires plus ou moins marneux qui affleurent largement sur la bordure Sud et à l'Est du Centre,
- Le **Miocène**, constitué d'un ensemble supérieur composé principalement de grès rouges plus ou moins bien consolidés, de sables argileux et d'argiles rougeâtres, et d'un ensemble inférieur essentiellement conglomératique (brèches à éléments calcaires de taille variable enrobés dans un ciment gréseux ocre-rouge). Ces différents horizons présentent de rapides variations latérales de faciès. La transition avec le substratum calcaire sous-jacent peut se marquer par une brèche de pente dont la géométrie est mal connue,
- Le **Pliocène** avec le poudingue de Valensole, composé de galets enrobés dans une matrice gréseuse. Cette formation coiffe le sommet des collines dans la partie Nord-Est du site, et devrait donc être absente au droit du site étudié,
- Le **Quaternaire**, composé essentiellement de limons, de cailloutis et de galets qui affleurent largement vers le Nord en direction de la plaine alluviale de la Durance ainsi que dans l'axe des paléovallées représentées principalement par le Ravin de la Bête (qui traverse le Site du Sud-Est vers le Nord-Ouest) et du vallon de Mourre Frais situé en bordure Sud-Ouest et orienté perpendiculairement au Ravin de la Bête.

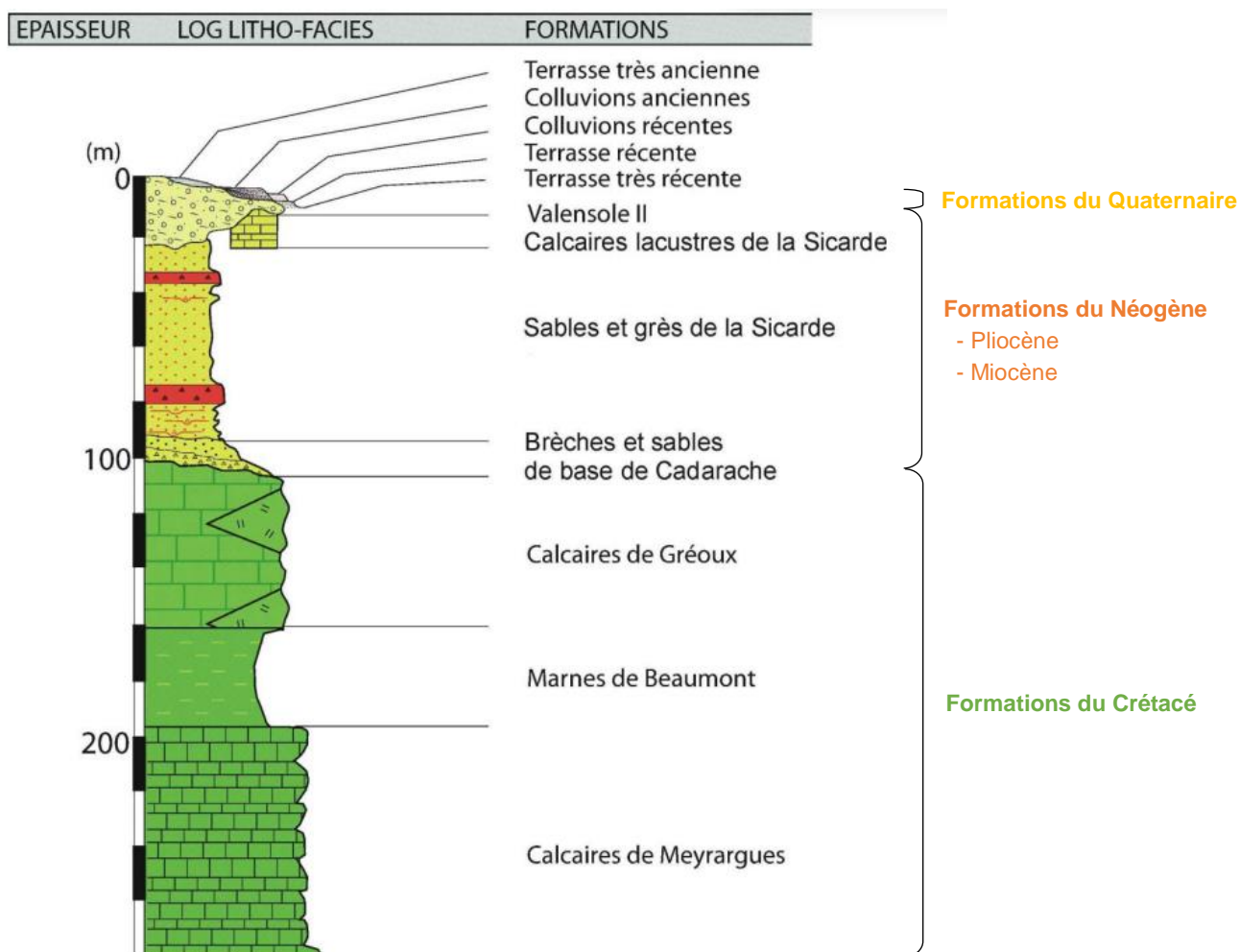


Figure 9 : Stratigraphie type de Cadarache [R 5]

3.2. A l'échelle du bâtiment 199

Le bâtiment 199 est implanté le long du Ravin de la Bête. Le seul document géologique dont nous disposons indique que cet ouvrage reposerait sur des terrains de type terrasse alluviale (formations quaternaires) caractéristiques des vallées fluviales.

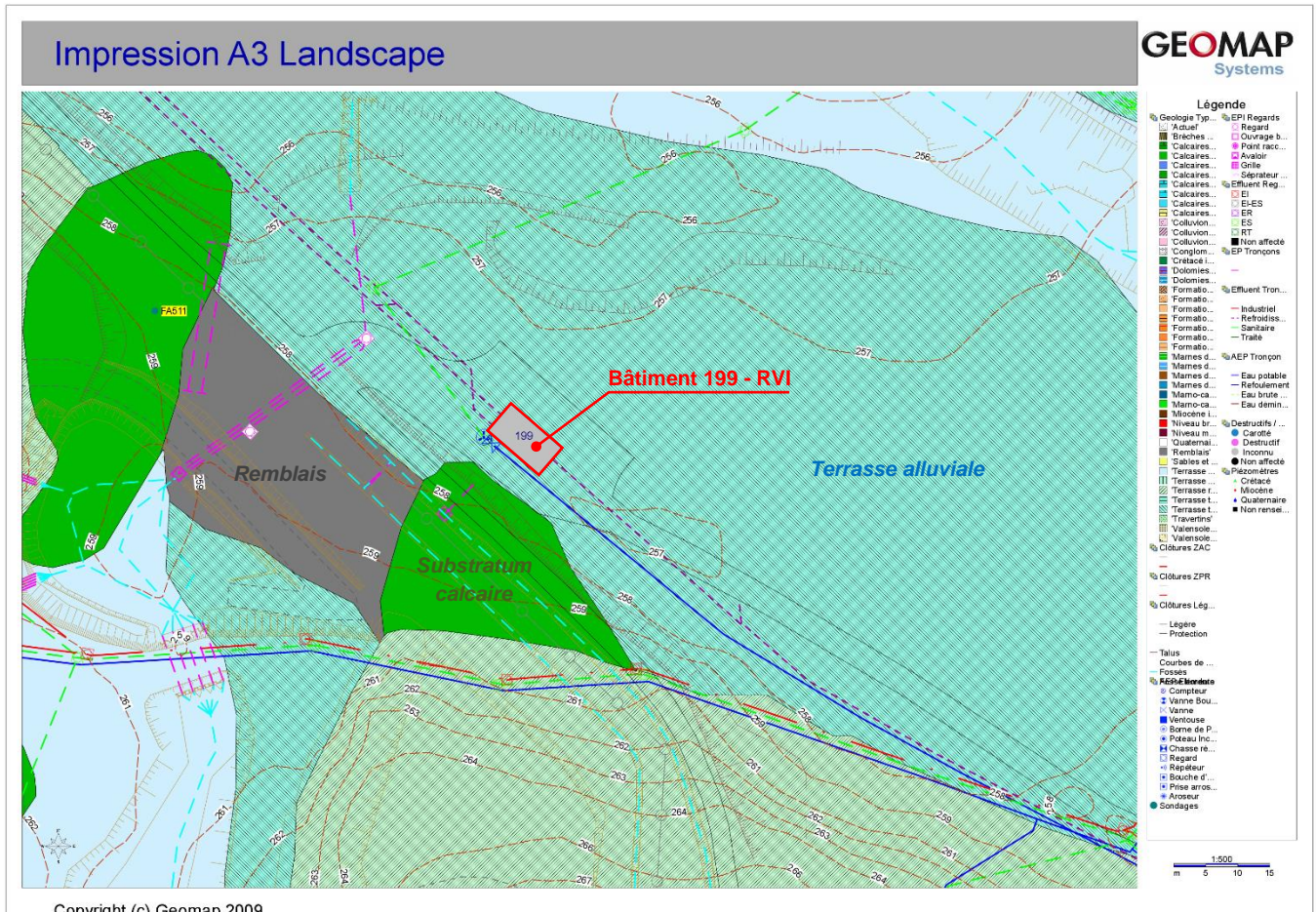


Figure 10 : Carte géologique à l'échelle du bâtiment 199

Le substratum calcaire est présent à l'affleurement, de manière ponctuelle, à 5 m au sud du bâtiment, et à 50 m à l'ouest. Toutefois, nous mettons en garde sur le fait qu'il n'est pas rare de rencontrer, sur Cadarache, des variations brutales du toit du substratum calcaire s'apparentant parfois à de véritables paléo-falaises.

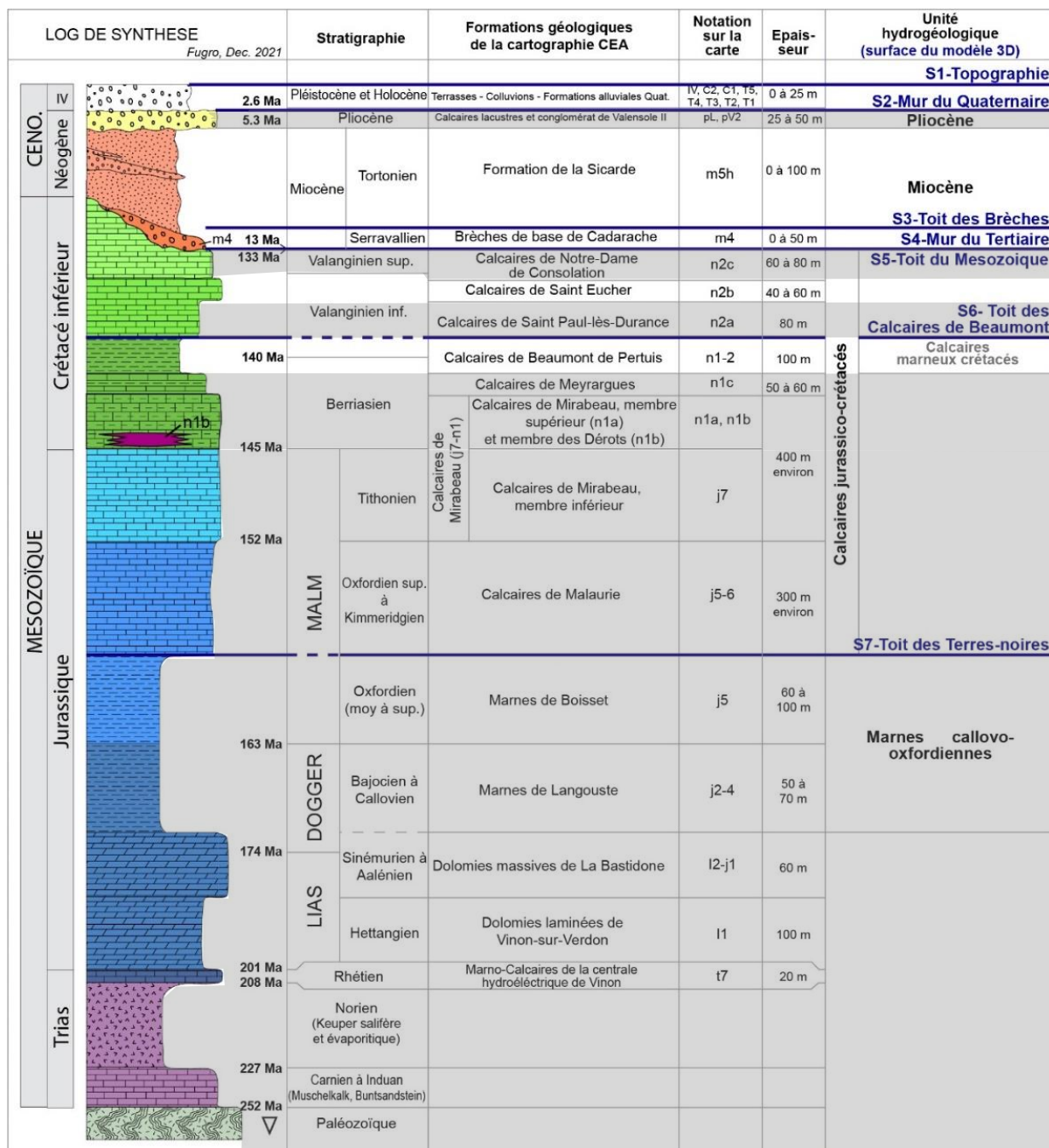


Figure 11 : Log de synthèse des formations géologiques et des surfaces géologiques modélisées à l'échelle de l'ensemble du site de Cadarache [R 5]

4. Problématique et objectif de la mission G5

L'étude et la réalisation du bâtiment RVI ont été confiées par le CEA à la Société du Canal de Provence, sous la maîtrise technique du DSTG/STL, pour le compte du projet de réalisation du RJH. L'Entreprise BONNA, en co-traitance avec la SADE et PRO-GEC, était en charge de la partie canalisation et génie civil. Les travaux ont été réceptionnés par le DSTG/STL en Décembre 2014.

4.1. Constats

En novembre 2016, suite à des événements pluvieux importants mais pas exceptionnels, il a été constaté un début d'inondation du local RVI en sous-sol du bâtiment 199 (2 points de « résurgence »). Concours de circonstance aggravant, l'automatisme de démarrage de la pompe de relevage n'avait pas fonctionné.



Figure 12 : Inondation du local RVI en novembre 2016 [R 9]

Depuis, le regard enterré fait l'objet d'inondations récurrentes pouvant potentiellement porter préjudice au fonctionnement des équipements présents (déclenchement intempestif de la vanne d'isolement ou manœuvre impossible en cas de besoin d'isolement), mais aussi à l'intégrité de la structure de l'ouvrage.

En dehors de ces périodes d'inondation, des infiltrations d'eau plus modérées sont visibles sur les voiles enterrés du regard. Le document [R 8] (*RVI – Bâtiment 199 – Diagnostic et propositions de réparation*) en fait état.

Elles apparaissent :

- Soit en pieds de voiles, dans des zones où existent des ségrégations (nids de cailloux), qui, pour certaines, semblent avoir déjà fait l'objet de réparations superficielles au mortier :



Figure 13 : Infiltration d'eau visibles en pied du voile Nord-Ouest [R 8]

- Soit à la jonction entre les voiles en béton armé et le matériau de rebouchage autour de la canalisation DN1400 (l'espace entre la réservation rectangulaire et la conduite circulaire ayant été rebouché par un béton en 2^{ème} phase) :



Figure 14 : Infiltration d'eau autour de la canalisation DN1400 - Voile Nord-Ouest [R 8]

D'autre part, une visite de site après une nuit pluvieuse en juin 2023 a montré la présence de zones de flash et de stagnation d'eau en surface. Une autre zone d'affaissement était déjà visible en mars 2019.

Ces anomalies sont exclusivement localisées en périphérie immédiate du regard enterré, à une distance d'environ 1,50 à 2,00 m des voiles périphériques.

Aucune anomalie superficielle n'est constatée au-delà de cette zone.



Figure 15 : Affaissement du sol et eau stagnante en périphérie du regard enterré [R 6]



Figure 16 : Autre affaissement de la voirie visible en mars 2019 [R 8]

4.2. Etat des lieux et expertise des données d'exécution disponibles

Dans la suite, nous avons balayé l'ensemble des documents transmis dans le but d'y trouver des informations relatives aux hypothèses, justifications et exécution des ouvrages géotechniques.

4.2.1. Sol d'assise du regard enterré et du local technique

Le dossier de construction du bâtiment 199 est incomplet. Il manque notamment l'étude de reconnaissance des sols qui permettrait de statuer de manière définitive sur la nature géologique des terrains sur lesquels sont fondés la partie regard enterré ainsi que le local technique. De la même manière, les sondages ayant servi à l'étude géotechnique ainsi que leur plan d'implantation sont indisponibles.

Etant donné le contexte géologique local, on peut s'attendre à rencontrer, au droit du bâtiment 199, des sols meubles constitués de colluvions sablo-limoneuses surmontant le substratum calcaire rocheux.

En confrontant les documents d'études datant de 2012, ceux d'exécution et les photos prises lors de la construction de l'ouvrage à l'été 2014, nous avons relevé plusieurs incohérences.

Tout d'abord, dans son Rapport Initial de Contrôle Technique (RICT) du 12/03/2013, SOCOTEC analyse le CCTP du projet (document *STL EAU CCTP DO 990 A : "CCTP - 1ère partie - lot 2"*, en date du 10/10/2012, qui ne nous a pas été transmis) et fait notamment référence à la mission géotechnique de type G2 en émettant un avis favorable sur le terrain d'assise retenu pour la structure ; il est alors précisé que les sols calcaires se trouvent à environ 1 m de profondeur, d'après les sondages SP8, SP9 et SC5. SOCOTEC ajoute, de plus, avoir bien noté que les pressions limites étaient supérieures à 5 MPa.

Par la suite, le projet définitif datant d'avril 2012 [R 26] s'appuie sur une note géotechnique, initialement jointe au projet mais indisponible à ce jour, qui définirait par extrapolation des données collectées et des résultats de sondages, les matériaux qui auraient dû être rencontrés lors des terrassements sur le linéaire de pose de la conduite.

A ce titre, il est mentionné la présence probable de sols rocheux entre 1 et 2 m de profondeur sur les 1200 derniers mètres de la conduite entre les profils 195 et 300. Nous rappelons que le bâtiment 199 se situe au niveau du profil 291 et se trouverait de fait concerné par cette remarque.

Aucune distinction n'est faite entre le regard enterré fondé à 5,30 m de profondeur par rapport au terrain naturel et le local technique fondé à 1,50 m de profondeur par rapport au terrain naturel. Les 2 ouvrages semblent avoir été dimensionnés en considérant un sol d'assise rocheux.

Courant 2014, pendant la période d'exécution des travaux, SOCOTEC ne semble pas avoir émis de validation du fond de fouille. Le premier avis de visite au droit du RVI date du 07 avril

2014 [R 20] juste avant le coulage du radier, mais après ferrailage de celui-ci. Le fond de fouille n'est alors plus visible.

Une photo du radier juste après le coulage du béton (archives CEA) est donnée ci-après. Nous précisons l'orientation de la prise de vue pour faciliter l'analyse.



Figure 17 : Photo du radier du regard enterré prise le 08/04/2014 (Source : CEA)

Sur cette photo, on voit très nettement que les parois de la fouille ne sont pas constituées de matériaux rocheux ; les sols ont une apparence plutôt limoneuse et les terrassements laissent apparaître de nombreuses racines. Le fond de fouille est quant à lui immergé sans que l'on sache si cela est dû à des pluies récentes ou à une remontée de nappe.

Sur la photo suivante prise 1 mois ½ plus tard, on aperçoit une partie du fond de fouille qui sème une nouvelle fois le doute sur la présence réelle de roche calcaire en tout point du radier.



Figure 18 : Photo d'une partie du fond de fouille prise le 28/05/2014 (Source : CEA)

A l'inverse, sur un cliché montrant les parois de terrassement opposées (Figure 19), on aperçoit de manière très distincte ce qui semble être l'interface entre deux formations géologiques.

L'horizon inférieur de couleur claire et à la surface irrégulière s'apparente fortement au substratum calcaire. L'horizon supérieur de couleur beaucoup plus foncée est probablement composé de colluvions limoneuses.

Sur les coupes du bâtiment [R 14], les voiles enterrés mesurent 5 m de hauteur (hors radier). L'arase inférieure du radier se situe à +251,60 NGF. En tenant compte de la perspective et de la profondeur de la photo, on estime que le toit du substratum rocheux s'établirait :

- vers 3,50 m de profondeur par rapport au terrain naturel au premier plan de la photo, soit vers +253,90 NGF (épaisseur de calcaire \approx 2,30 m),
- vers 3,80 m de profondeur par rapport au terrain naturel en arrière-plan de la photo, dans l'angle des 2 pans de terrassement, soit vers +253,20 NGF (épaisseur de calcaire \approx 1,60 m),

Nous attirons l'attention sur le fait que ces données sont approximatives car déduites des photos.

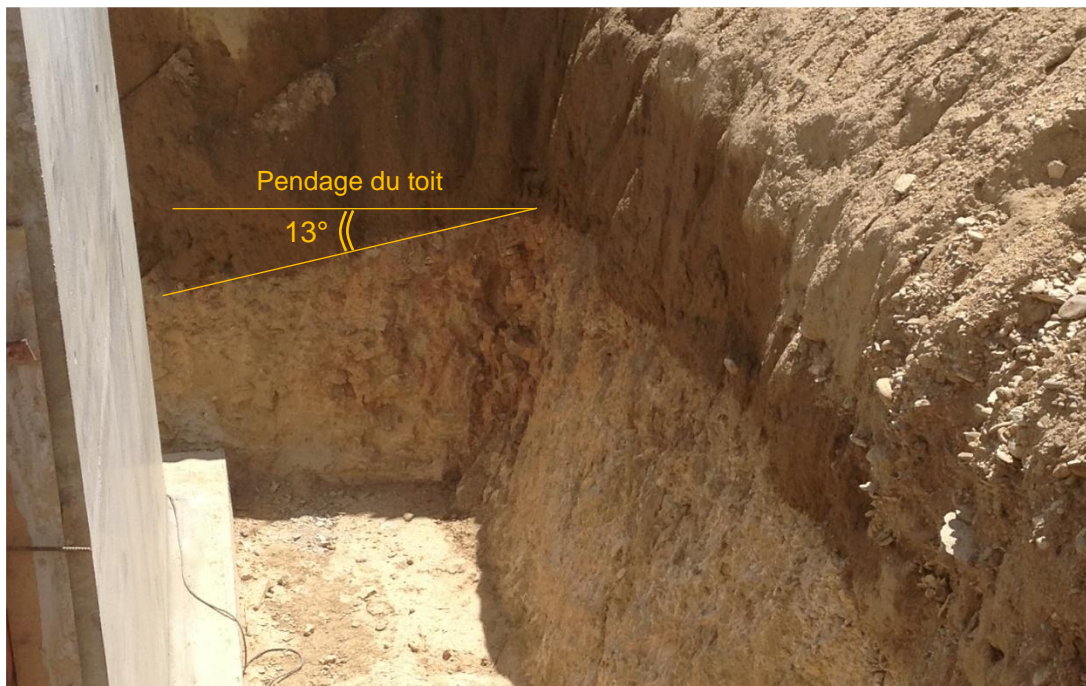
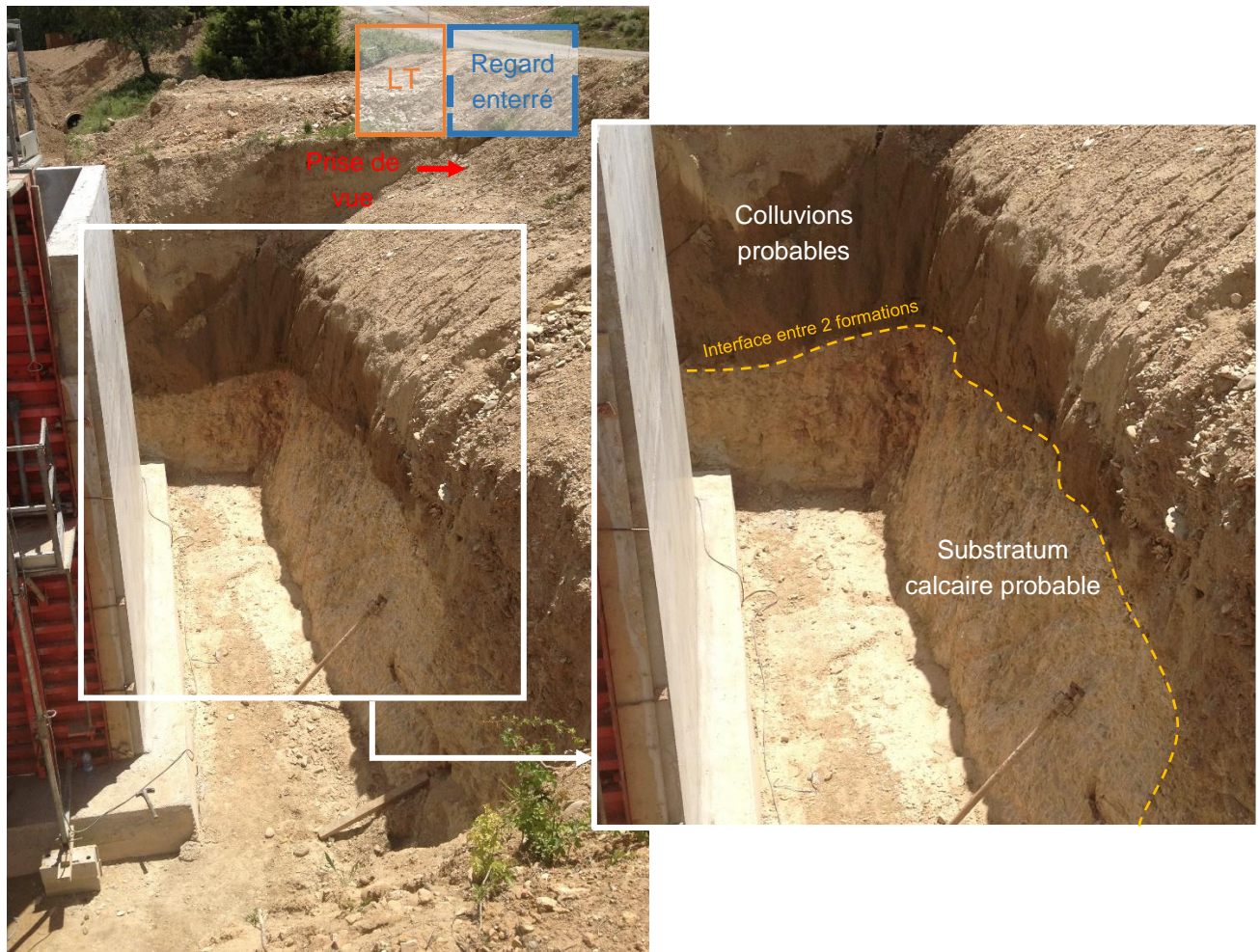


Figure 19 : Aperçu du substratum calcaire - Photo prise le 23/05/2014 (Source : CEA)

La photo met aussi en évidence un pendage net du substratum calcaire que l'on estime grossièrement à environ 13°, sans savoir, de manière certaine, s'il se poursuit le long du voile, s'il augmente ou s'il diminue.

D'ailleurs, les photos suivantes semblent montrer que le substratum plonge rapidement le long de la paroi sud-est (celle sur laquelle nous avons estimé le pendage), puisqu'au niveau de la canalisation, les sols ont l'air limoneux.

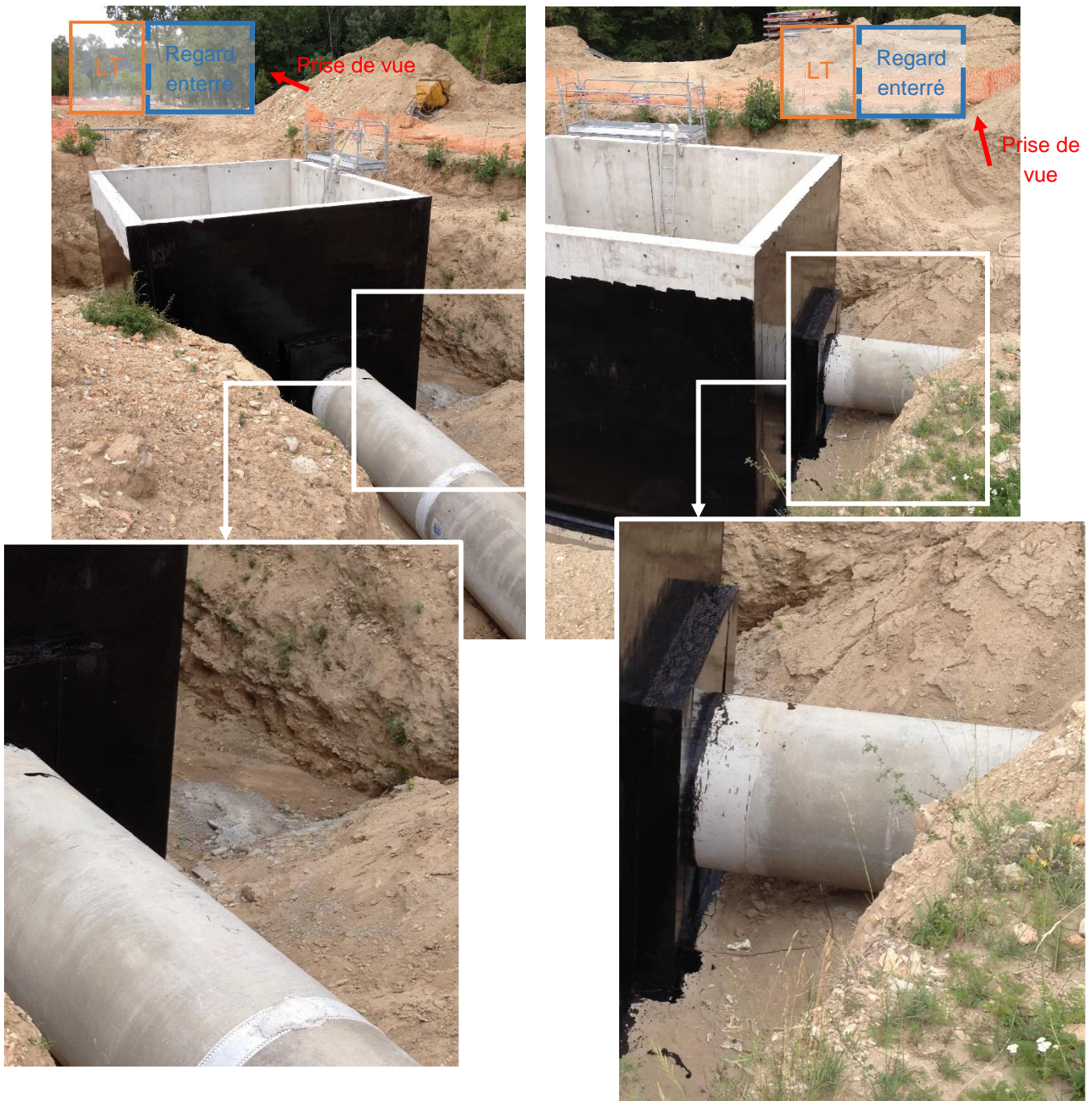


Figure 20 : Aperçu du substratum calcaire - Photo prise le 23/05/2014 (Source : CEA)

Dans tous les cas, ces estimations, même grossières, sont incohérentes avec les données de la mission G2 qui annonçait un sol rocheux entre 1 et 2 m de profondeur par rapport au terrain naturel, soulevant ainsi un doute quant à la bonne réalisation des sondages SP8, SP9 et SC5 *a priori* implantés au droit du RVI.

Nous nous intéressons maintenant au sol d'assise du local technique.

L'avis de visite du 07 avril 2014 [R 20] émis par SOCOTEC rappelle le mode de fondation envisagé initialement pour le local technique :

- Une partie de la dalle est supportée par un des voiles de la fosse,
- L'autre partie « *par un mur de soubassement fondé sur semelle isolée devant reposer, par l'intermédiaire de gros béton, jusqu'au rocher* ».

SOCOTEC précise que, suite aux terrassements déjà réalisés, cette solution de rattrapage du rocher en gros béton semble difficilement réalisable, et émet un avis suspendu. Cette précision peut laisser sous-entendre que les terrassements effectués pour les travaux du regard enterré n'ont pas mis à jour le substratum calcaire à la profondeur à laquelle on l'attendait. Et que, de fait, la semelle filante nécessiterait un rattrapage en gros béton trop important pour être réalisable. Cette hypothèse serait cohérente avec les observations faites précédemment à partir des photos.

Lors de sa visite de site du 11 juin 2014 [R 18], en cours d'exécution des travaux du RVI, SOCOTEC précise qu'il est dorénavant prévu de désolidariser le local maçonné du regard enterré car le premier est « *trop haut pour être fondé sur le rocher* ».

Il précise aussi que les remblais mis en œuvre autour de la canalisation n'ont pas fait l'objet d'un compactage particulier, ce qui n'est pas compatible avec le type de fondations prévues (semelles).

Suite à cet avis, le 12 juin 2014, l'Entreprise réagit en précisant qu'elle va purger le remblai sous l'édicule et le remplacer par un remblai en grave traité. Solution validée par SOCOTEC le 03 septembre 2014.

Les photos prises sur chantier laissent effectivement penser que les terrains en place ont été substitués (Figure 21) *a priori* sur l'emprise totale du local technique.

Les semelles périmétriques du local reposeraient donc dans de la grave traitée.

Nous reviendrons dans la suite sur le mode de fondation du local technique.



Figure 21 : Substitution des terrains en place sous le local technique (Source : CEA)

En fin de compte, l'analyse des photos nous apporte les informations suivantes sur les sols d'assise des fondations du regard enterré et du local technique :

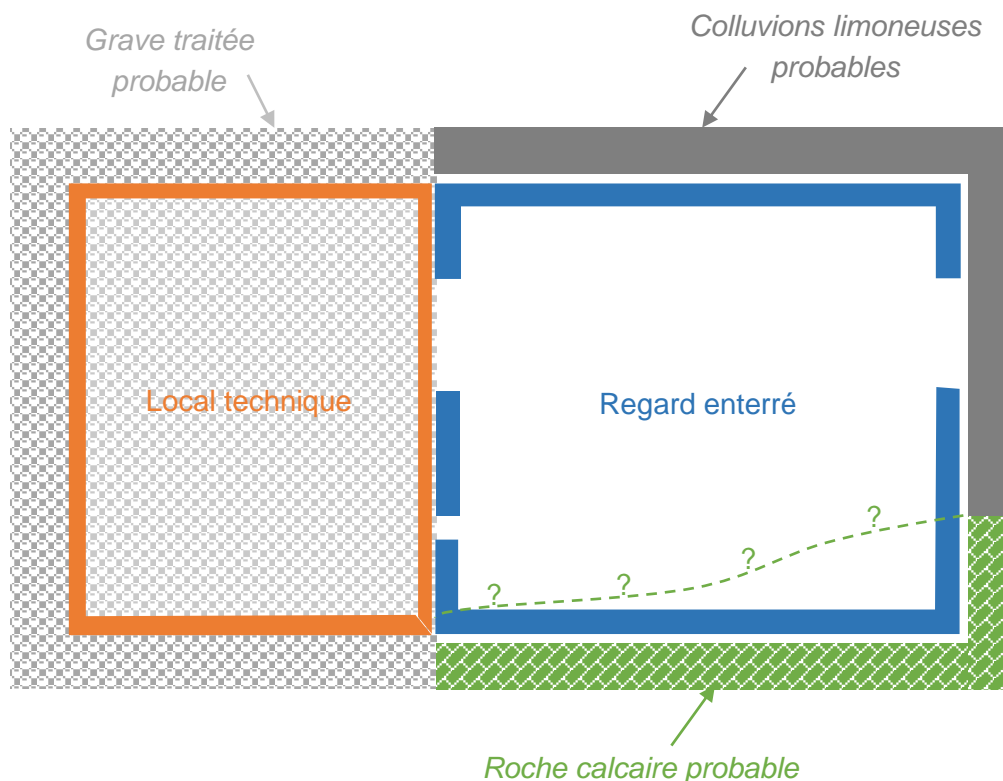


Figure 22 : Nature du sol d'assise des fondations d'après les photos

4.2.2. Niveau de nappe utilisé pour le dimensionnement

La cote altimétrique de la base du radier du bâtiment 199 est située à +251,60 NGF. Or cette cote a été dépassée à plusieurs reprises par le niveau piézométrique de la nappe crétacée comme l'illustre la chronique du piézomètre AGAT05 entre 2002 et 2017. Nous rappelons toutefois que ce dernier est situé à une centaine de mètres du bâtiment étudié. Compte-tenu de la variabilité spatiale des niveaux piézométriques de la nappe crétacée, le niveau piézométrique d'AGAT05 n'est donc pas forcément représentatif du niveau piézométrique sous le bâtiment 199. Il peut toutefois être pris en compte en première approche.

A noter également que lors des pluies exceptionnelles des 5 et 6 novembre 2011, la nappe crétacée était artésienne dans ce secteur (débordement de la nappe au niveau du terrain naturel).

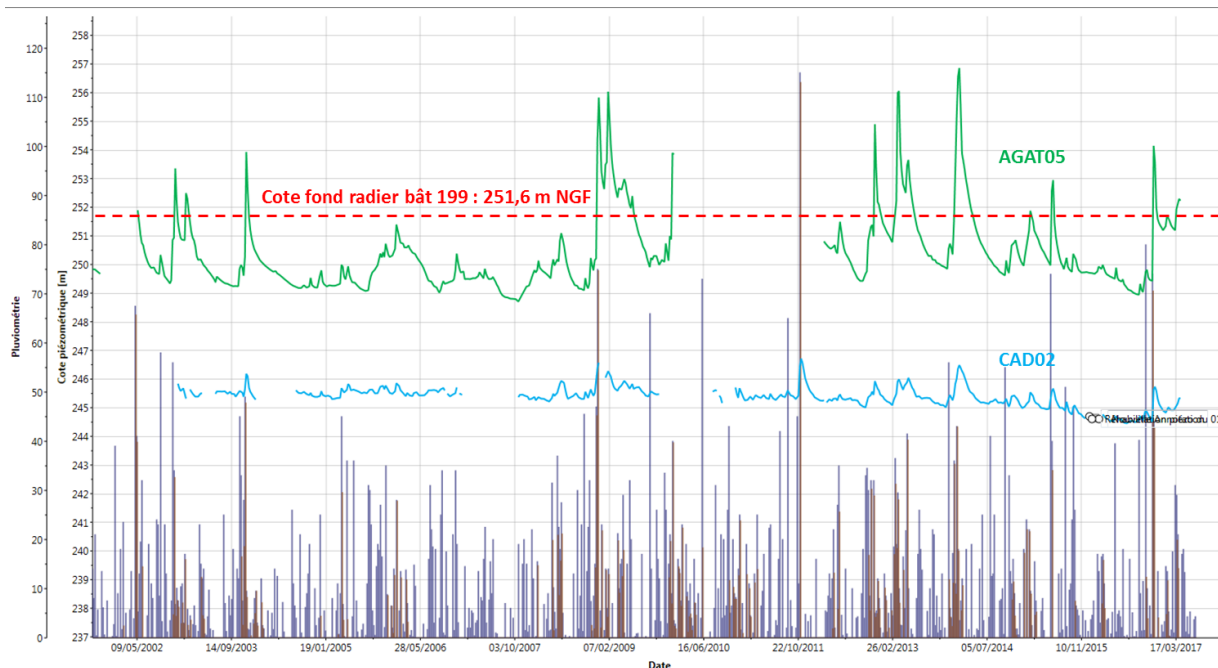


Figure 23 : Chroniques piézométriques à proximité du bâtiment 199 [R 9]

Dans la note d'hypothèses et de calcul du bâtiment RVI [R 13] émise par le BET Tiercelin, la nappe a, *a priori*, été considérée comme affleurante pour les calculs des voiles et du radier. Le niveau retenu se situerait à +256,90 NGF.

Nota : Nous émettons toutefois une réserve sur le niveau de la nappe utilisé dans les calculs car celui-ci n'est pas cohérent d'un rapport à l'autre (cf. §4.2.3).

4.2.3. Méthode de réalisation et justification des voiles périphériques enterrés

Etant donnée l'emprise au sol disponible autour du bâtiment 199, les voiles du regard enterré ont été réalisés après talutage de la fouille.

Le talus périmétrique, visible sur les coupes de l'ouvrage, présente une pente subverticale malgré la prédominance de colluvions limoneuses. Les sols en place ont été terrassés sur une bande d'environ 2,00 m derrière les voiles.

Aucun document ne décrit l'étape de remblaiement une fois le regard construit : type de matériau utilisé, réemploi des matériaux du site, conditions de mise en œuvre (criblage, élimination des gros blocs, concassage), compactage...

Lors de sa visite du 11 juin 2014 [R 18], SOCOTEC note que les remblais mis en œuvre autour de la canalisation n'ont pas fait l'objet d'un compactage particulier.

La photo suivante montre un compactage apparent des remblais autour du regard enterré.



Figure 24 : Compactage apparent des remblais - Photo du 10/07/2014 (Source : CEA)

Toutefois, au vu des observations faites sur terrain lors de la visite de site de juin 2023, la bonne réalisation du compactage peut être remise en question. Les flashes et rétentions d'eau superficielles mis en évidence sont probablement le fruit de tassements différentiels dans le sol, suite à un compactage insuffisant des remblais lors de leur mise en œuvre (hypothèses : non respect des épaisseurs de couches compactées, nombre de passes insuffisantes, puissance du matériel et/ou vitesse non adaptées...)

Avec les montées et descentes récurrentes de la nappe du Crétacé, mais aussi sous leur propre poids, les remblais ont fini par tasser, provoquant un affaissement du terrain autour du regard. Il n'est pas à exclure que ce compactage naturel ait entraîné un accroissement de la poussée sur les voiles.

Le serrage des zones de rives a été ignoré. Or, la présence de tassements en périphérie est susceptible d'entraîner une accumulation d'eau le long des voiles et donc d'aggraver le problème de fissuration déjà énoncé dans le document [R 8] et d'accroître les infiltrations d'eau. D'autre part, dans son analyse du dossier d'exécution [R 8], le CEA précise que les informations contenues dans la note d'hypothèses et dans la note de calcul du radier et des voiles sont contradictoires, et que le niveau de nappe pris en compte n'est pas le même :

- Document PRO ENS NDC 201 A - Hypothèses GC ouvrages hors bassin
 - o Nappe à +255,20 NGF
- Document PRO RVI NDC 249 E - RVI - Regard Note de Calcul béton RVI
 - o Nappe à +256,90 NGF

Une analyse des cartographies de ferrailage arrive à la conclusion que les voiles ne sont pas justifiés vis-à-vis du critère de fissuration très préjudiciable pour un niveau de nappe supérieur à +255,20 NGF.

4.2.4. Justification du radier existant

La note d'hypothèses et de calcul du bâtiment RVI [R 13] émise par le BET Tiercelin présente uniquement la justification du radier vis-à-vis de la poussée d'Archimède, en considérant le poids propre de l'ouvrage enterré et une nappe affleurante à +256,90 NGF.

Toutefois, le calcul est erroné car il est effectué pour un radier de dimension 4,10x3,15 m, soit la moitié de la surface réelle. De la même manière, l'estimation de la poussée hydrostatique résultante est fautive car effectuée sur la même surface réduite, alors que la totalité du poids propre des voiles est prise en compte.

D'autre part, les calculs ont été réalisés sans coefficient de pondération comme l'impose l'Eurocode 7 pour la vérification du soulèvement UPL (norme NF P-94-282).

Or, la vérification par rapport au soulèvement global provoqué par la pression de l'eau (UPL) doit être effectuée en vérifiant que la valeur de calcul de la combinaison des actions verticales permanentes et variables déstabilisatrices ($V_{dst;d}$) est inférieure ou égale à la somme de la valeur de calcul des actions permanentes verticales stabilisatrices ($G_{stb;d}$) :

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d}$$

Pour chaque action, on applique les coefficients pondérateurs suivants :

Action		Symbole	Valeur
Permanente	Défavorable déstabilisatrice	$\gamma_{G,dst}$	1.0
	Favorable stabilisatrice	$\gamma_{G,stb}$	0.9
Variable	Défavorable déstabilisatrice	$\gamma_{Q,dst}$	1.5

Tableau 4 : Facteurs partiels pour les calculs d'équilibre

Dans ces conditions, la justification UPL de l'ouvrage est plus défavorable qu'un simple bilan des forces.

La vérification du soulèvement UPL se fait à l'ELU fondamental et transitoire avec un niveau d'eau EH, ainsi qu'à l'ELU accidentel avec un niveau d'eau EE.

Dans le cas présent, les niveaux de nappe caractéristiques à retenir pour l'ouvrage sont inconnus. Par conséquent, nous allons déterminer la pression d'eau maximale que l'ouvrage peut encaisser avec son dimensionnement actuel.

On effectue un bilan des forces :

- Bilan des forces stabilisatrices :

W_{voiles} , Poids propre des voiles

$$W_{voiles} = (2 \times 6,00 + 2 \times 5,70) \times 0,30 \times 5,00 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{878 \text{ kN}}$$

W_{radier} , Poids propre du radier

$$W_{radier} = (6,60 + 2 \times 0,80) \times (5,70 + 2 \times 0,30) \times 0,40 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{517 \text{ kN}}$$

$W_{dalle_béton}$, Poids propre de la dalle en béton de couverture

$$W_{dalle_béton} = 30 \text{ m}^2 \times 0,20 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{150 \text{ kN}}$$

W_{sol} , Poids du volume de sol situé au-dessus des débords du radier

$$W_{sol} = (4,90 \times 0,80 \times 6,30 \times 18 \text{ kN/m}^3) + 2 \times (4,90 \times 0,30 \times 6,60 \times 18 \text{ kN/m}^3) + (3,70 \times 0,80 \times 6,30 \times 18 \text{ kN/m}^3) = \mathbf{1134 \text{ kN}}$$

$W_{local \text{ tech}}$, Part du poids propre du local technique transmis par la semelle filante

$$W_{local \text{ tech}} = (5,70 \times 0,20 \times 5,78 \times 25 \text{ kN/m}^3) + 30 \times 0,30 + \frac{1}{2} \times (1,20 + 5,70) \times 2,25 \times 0,20 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{215 \text{ kN}}$$

$$\text{Soit } \sum \text{forces stabilisatrices} = W_{voiles} + W_{radier} + W_{dalle_béton} + W_{sol} + W_{local \text{ tech}} = \mathbf{2894 \text{ kN}}$$

- Bilan des forces déstabilisatrices :

P_{hydro} , Poussée hydrostatique

$$P_{hydro} = (Z_{nappe} - +251,60) \times (6,60 + 2 \times 0,80) \times (5,70 + 2 \times 0,30) \times 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Soit } \sum \text{forces déstabilisatrices} = P_{hydro} = \mathbf{516,6 \times (Z_{nappe} - +251,60) \text{ kN}}$$

Pour obtenir un coefficient de sécurité de 1,00 vis-à-vis du risque de soulèvement UPL, on doit avoir :

$$\frac{G_{stb;d}}{V_{dst;d}} = \frac{0,9 \times \sum \text{forces stabilisatrices}}{1,0 \times \sum \text{forces déstabilisatrices}} = \frac{2605}{516,6 \times (Z_{nappe} - 251,60)} = 1,00$$

$$\text{Soit } Z_{nappe} = +256,60 \text{ NGF.}$$

Par conséquent, lors de sa création, le radier du bâtiment 199 n'était pas justifié vis-à-vis du soulèvement UPL pour une nappe supérieure à +256,60 NGF.

Nota 1 : Le frottement latéral du sol sur les voiles n'a pas été pris en compte dans le bilan des forces stabilisatrices car, comme indiqué précédemment, nous avons un doute sur la bonne réalisation du compactage des remblais lors de leur mise en œuvre.

Nota 2 : Pour la même raison, nous avons retenu un poids volumique des remblais de 18 kN/m³. Pour le calcul du poids au-dessus des débords du radier, on considère le poids des terrains

déjaugés, mais aussi celui de la colonne d'eau. La nappe étant affleurante, cela revient à utiliser le poids volumique humide des remblais.

Nota 3 : Dans le bilan des forces stabilisatrices, nous avons tenu compte des débords théoriques du radier de 0,80 et 0,30 m. Toutefois, au vu de certains clichés, il n'est pas évident que ces surlongueurs et surlargeurs aient été strictement respectées. Si les débords s'avèrent moins importants que prévus, W_{sol} sera plus faible réduisant encore le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement UPL.



Figure 25 : Débords du radier (Source : CEA)

Le dimensionnement du radier en portance n'est pas présenté dans cette note. Cette vérification, ainsi que l'estimation des tassements, sont très certainement réalisés dans l'étude géotechnique du projet. Toutefois, ces calculs ont probablement été réalisés en considérant un sol d'assise homogène constitué de rocher. Or les photos prises pendant les travaux montrent que ce n'est pas le cas.

Il y a donc lieu de vérifier que le radier est correctement dimensionné pour un taux de travail limité par la pression limite des Colluvions et non de la roche calcaire.

Par analogie avec d'autres projets du CEA de Cadarache, nous retiendrons en première approche une pression limite PI^* de 1,30 MPa dans les colluvions limoneuses.

Afin de vérifier que la portance du terrain est suffisante au regard des charges appliquées par la structure, il est nécessaire de satisfaire les relations suivantes :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \quad R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R,v}} \quad R_{v;k} = \frac{A \times q_{net}}{\gamma_{R;d,v}}$$

Avec :

V_d , valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation au terrain,
 R_0 , valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux,
 $R_{v;d}$, valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle,
 $\gamma_{R;v}$, facteur partiel à considérer,
 $R_{v;k}$, valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation,
 q_{net} , valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation,
 A , surface totale de la base de la fondation,
 $\gamma_{R;d;v}$, coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} .

La vérification de la capacité portante s'effectue ici uniquement à l'ELS.

A l'ELS, le coefficient $\gamma_{R;v}$ vaut 2,3 quelle que soit la méthode de calcul. Le coefficient $\gamma_{R;d;v}$ vaut 1,2 si la contrainte q_{net} est déterminée à partir de la méthode pressiométrique.

La contrainte nette du terrain s'exprime par la relation suivante : $q_{net} = k_p \times Pl_e^* \times i_\delta \times i_\beta$

Avec :

k_p , facteur de portance pressiométrique,
 Pl_e^* , pression limite nette équivalente,
 i_δ , coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison de la charge,
 i_β , coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus.

Le coefficient de portance pressiométrique k_p dépend de l'encastrement équivalent et est pris ici égal à 1,00 pour un sol de type limon. Les coefficients de réduction de portance sont pris égaux à 1.

Ne sachant pas où se situe exactement le toit du substratum calcaire, nous effectuons un calcul enveloppe en considérant uniquement la pression limite dans les colluvions.

Ainsi, pour une pression limite de 1,30 MPa, on a :

$$q_{net} = k_p \times Pl_e^* \times i_\delta \times i_\beta = 1,00 \times 1,30 \times 1 \times 1 = 1,30 \text{ MPa à l'ELS}$$

La contrainte maximale sous radier à l'ELS est donc la suivante :

$$q_{ELS} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R;v} \times \gamma_{R;d;v}} = \frac{1,30}{2,3 \times 1,2} = 0,47 \text{ MPa}$$

On procède alors aux vérifications :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} = \frac{A \times q_{net}}{\gamma_{R;d;v} \times \gamma_{R;v}} = \frac{6,30 \times 8,20 \times 0,47}{1,2 \times 2,3} = 8,80 \text{ MN} > V_d = 2,89 \text{ MN}$$

A l'ELS, en omettant les charges d'exploitation (inconnues), la portance du sol est supérieure à la valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation au terrain malgré l'abaissement du taux de travail du sol.

Un contre-calcul des tassements absolus n'a pas de sens ici, car la position du toit du substratum rocheux influence énormément les résultats. Cependant, étant donné l'hétérogénéité du fond de fouille, il est probable qu'il y ait des tassements différentiels importants et que la règle du 1/500^e ne soit pas respectée. Il n'est pas certain que le radier soit suffisamment ferrailé pour reprendre ces efforts.

4.2.5. Fondations du local technique

Le présent rapport concerne exclusivement le regard enterré. Toutefois, il nous semble important de s'intéresser au local technique adjacent même si ce dernier a été désolidarisé de la partie enterrée.

En effet, d'après les plans d'exécution fournis dans le DOE du bâtiment 199, le local technique repose sur une fondation superficielle filante périmétrique de 50 cm de largeur et de 30 cm d'épaisseur.

La lecture du RICT de SOCOTEC du 12/03/2013 [R 25] montre que ces dimensions ne sont pas concordantes avec celles annoncées dans le CCTP (et donc probablement issues de l'étude géotechnique de projet). A l'époque, le local avait été dimensionné en considérant un sol d'assise rocheux et des semelles filantes de section 70 x 30 cm.

Lors des travaux d'exécution, le taux de travail du sol d'assise a dû être revu à la baisse du fait de l'absence de roche en fond de fouille, ce qui est discordant avec la diminution de la section des semelles.

A notre connaissance, aucun essai de contrôle incluant un sondage pressiométrique n'a été réalisé suite à la substitution des colluvions limoneuses par de la grave traitée. La nouvelle pression limite du sol n'est donc pas connue et il n'est mentionné nulle part le nouveau taux de travail du sol. Il est donc difficile de savoir si les semelles filantes sont correctement dimensionnées ou non. Aucun contre-calcul des semelles n'a, semble-t-il, été effectué.

D'autre part, le mode de fondation du local technique n'est pas adapté dans la configuration présente. En effet, le local technique repose au-dessus de la canalisation DN1400. Les semelles filantes diffusent une partie des charges qu'elles reprennent sur la conduite.

Par ailleurs, le recouvrement entre l'arase supérieure de la canalisation et l'arase inférieure des semelles est de seulement 1,50 m, soit assez peu pour pouvoir avoir une vraie diffusion des contraintes (telle que dessinée sur la Figure 26 : diffusion théorique). De ce fait, la contrainte est sûrement plus concentrée au droit des semelles.

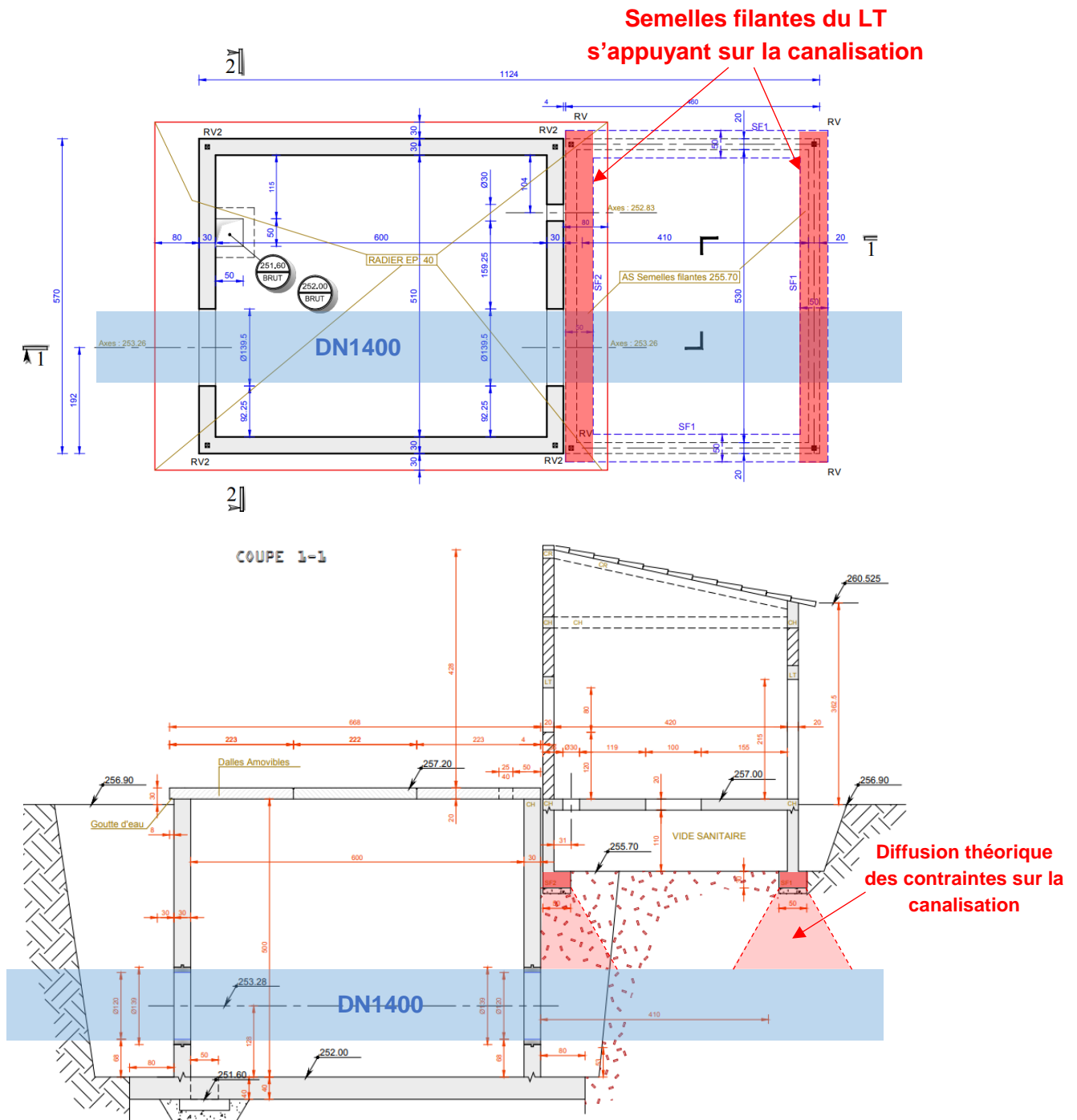


Figure 26 : Diffusion des charges du local technique sur la canalisation

Nous nous étonnons qu'aucun pontage de la canalisation n'ait été anticipé. Les charges ainsi reprises par les fondations du local doivent être transmises de part et d'autre de la canalisation et descendues sous l'arase inférieure de celle-ci.

La canalisation est donc soumise à des charges qui n'ont probablement pas été prises en compte dans les calculs de justification de celle-ci. Cela peut engendrer des désordres structuraux sur la conduite (fissures, cassures...) pouvant être à l'origine de fuites et d'infiltrations dans le regard enterré.

4.2.6. Etanchéité de l'ouvrage

Aucun revêtement d'étanchéité n'a été mis en œuvre sur les parois enterrées. Le regard enterré a été conçu en considérant que la seule masse du radier et des voiles assurerait l'étanchéité de l'ouvrage. Or l'enveloppe structurelle en béton armé ne suffit pas à assurer une étanchéité parfaite de l'ouvrage. Il y a un débit de fuite à considérer.

De plus, plusieurs visites de site ont montré la présence de zones d'infiltration privilégiées :

- soit en pied de voiles, au niveau de « nids de cailloux »,
- soit à la jonction entre les voiles en béton armé et le matériau de rebouchage autour de la canalisation.

Aucun dispositif de protection vis-à-vis de la nappe n'a été prévu lors de la création du regard enterré (le traitement de surface par imperméabilisation ne résiste pas à la fissuration du support et n'assure donc pas une étanchéité).

4.3. Travaux d'aménagement envisagés pour le regard enterré

Après constats visuels et examen du dossier d'exécution, il a été décidé de procéder à un confortement de l'ouvrage. Pour pallier à toutes les anomalies de construction, le CEA projette :

- 1) D'étanchéifier la partie enterrée par l'intérieur, par **l'ajout de contre-voiles** en béton d'environ 20 cm d'épaisseur, juxtaposés aux voiles existants. Ces contre-voiles seront dimensionnés en considérant que les voiles existants n'assurent plus leur fonctionnement de soutènement. Ils seront donc en mesure de reprendre les efforts de poussée hydrostatique sur toute leur hauteur. D'autre part, un **revêtement d'étanchéification** sera ajouté sur les faces intérieures des nouveaux voiles et du radier.
- 2) D'agrémenter la partie regard enterré d'une **toiture en charpente métallique** au-dessus de la fosse, en lieu et place des dalles de béton amovibles. Cette superstructure métallique, plus légère que la dalle actuelle en béton, sera posée sur les voiles périphériques d'infrastructure de la fosse existants.

Les contre-voiles et l'ossature métallique vont créer une surcharge d'environ 45 tonnes décomposée comme suit :

Suppression de la dalle béton amovible	- 15 tonnes
Ajout de l'ossature métallique	+ 5 tonnes
Ajout des contre-voiles en béton	+ 55 tonnes
	+ 45 tonnes

Dans le cadre d'une étude géotechnique de conception, mission de type G2 selon la norme NF P 94-500, il conviendra de vérifier que le critère de portance des sols est vérifié vis-à-vis de cet accroissement de charges. Et que les tassements qui en découlent sont admissibles par la structure.

- 3) De procéder à une **réfection de la voirie** afin d'éviter, dans le futur, toute accumulation d'eau le long des voiles. Pour ce faire, il sera nécessaire de procéder :
- A la démolition de la voirie existante autour de l'ouvrage,
 - Au terrassement des remblais de comblement le long des voiles enterrés,
 - Au compactage du fond de forme,
 - A la mise en œuvre d'une nouvelle couche de fondation avec formes de pente pour éloigner l'eau de l'ouvrage, et éventuellement de dispositifs d'évacuation complémentaires,
 - A la réfection de la couche de roulement.

On veillera à ce que le compactage du fond de forme n'entraîne pas de dommage sur la canalisation.

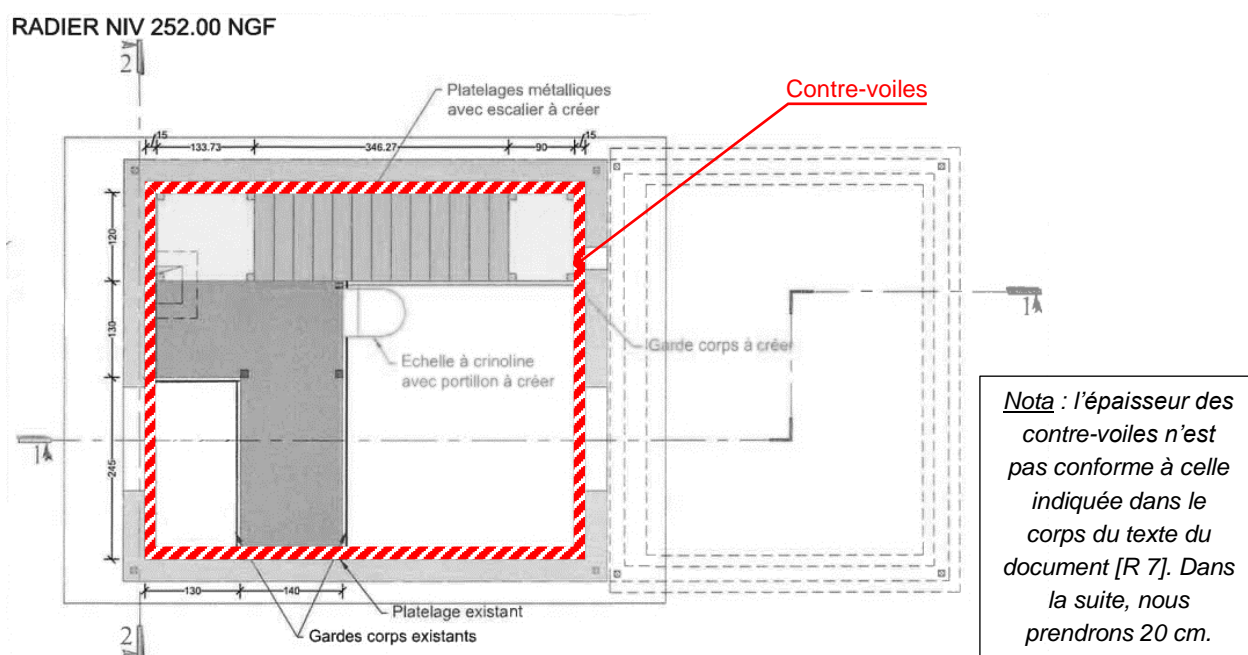


Figure 27 : Vue en plan du confortement envisagé pour le bâtiment 199 [R 7]

COUPE 1-1

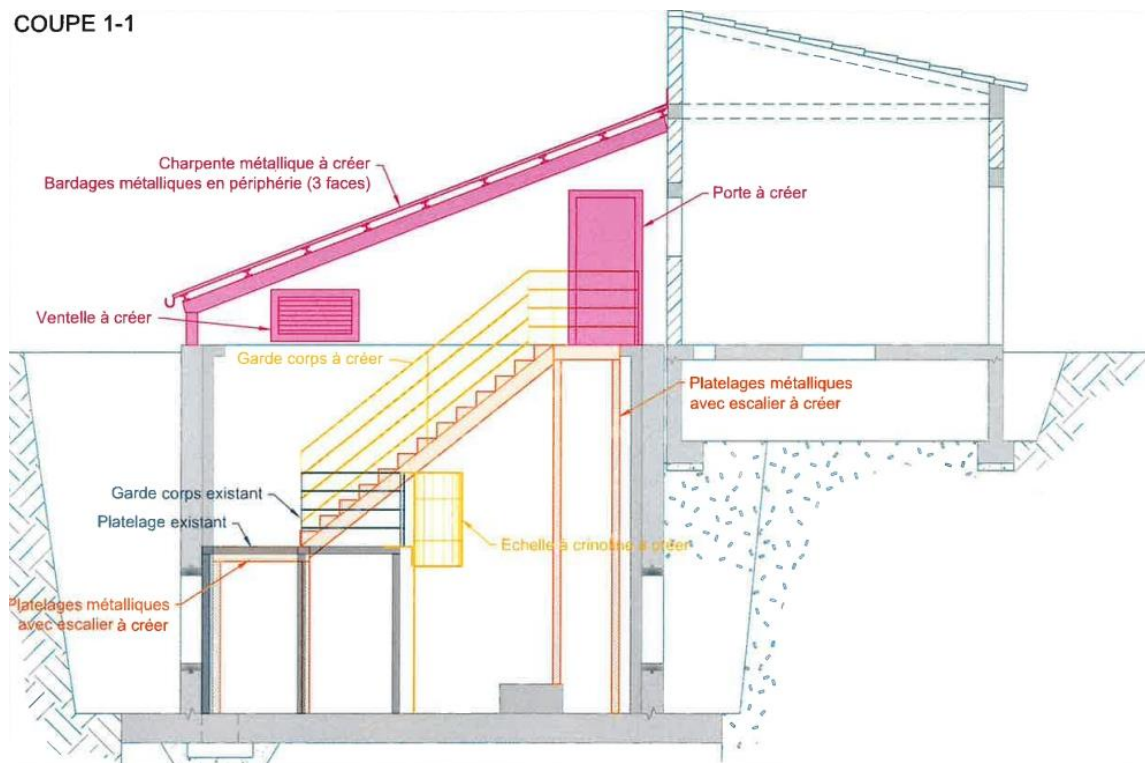


Figure 28 : Coupe 1-1 du confortement envisagé pour le bâtiment 199 [R 7]

COUPE 2-2

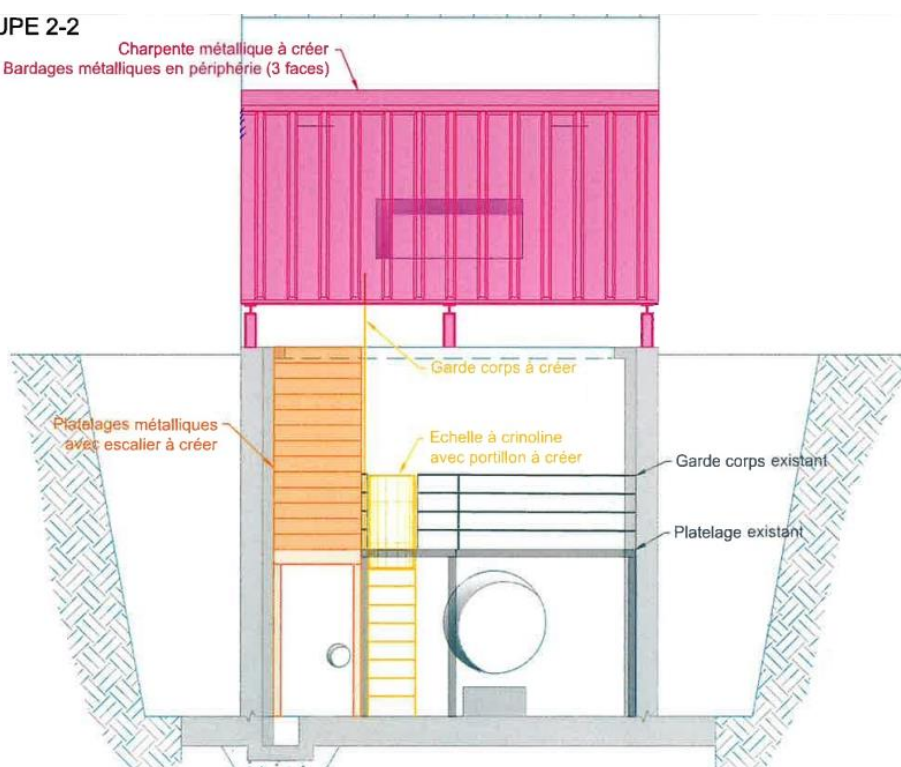


Figure 29 : Coupe 2-2 du confortement envisagé pour le bâtiment 199 [R 7]

4.4. Diagnostics à prévoir pour le local technique

Le local technique ne fait pas l'objet du présent rapport. Toutefois, il nous semble important d'alerter sur le fait que la conduite doit faire l'objet d'un diagnostic :

- Par inspection visuelle : pour savoir si elle a déjà subi des désordres structuraux dus au report des charges du local technique sur celle-ci (fissures, cassures, désordres à la jonction entre 2 tronçons...),
- Par contre-calcul : pour savoir si la conduite est suffisamment dimensionnée pour reprendre les charges du local technique.

A la suite de ces diagnostics, des travaux complémentaires pourront s'avérer nécessaires pour pallier les désordres existants ou prévenir les éventuels désordres qui pourraient se produire : reprise en sous-œuvre des fondations du local avec report des charges de part et d'autre de la canalisation et sous l'arase inférieure de celle-ci, réparation des dommages sur la canalisation...

5. Conclusions

D'une manière générale, nous avons listé dans le tableau suivant les données que nous avons jugées fiables ou incomplètes, ainsi que les données manquantes ou erronées, suite à l'analyse des documents transmis pour l'étude du radier du bâtiment 199 :

Points observés		Fiabilité accordée			
		Donnée inexistante ou erronée		Donnée existante mais insuffisante	
Contexte géotechnique et hydrogéologique	Données géologiques : nature du sol	X	Les sondages SP8, SP9 et SCS réalisés au droit du RVI ainsi que le rapport géotechnique de mission G2 sont introuvables. Aucune vérification du fond de fouille n'a été réalisé par SOCOTEC en phase travaux. Le toit réel du rocher n'est pas en accord avec le toit théorique annoncée en phase étude.	X	Les photos prises lors des travaux donnent des informations mais ne sont pas suffisantes pour établir une véritable cartographie géologique sous le radier.
	Données géomécaniques : paramètres pressiométriques (Em, PI*)	X	Les sondages pressiométriques sont introuvables. La valeur de PI* mentionnée dans le CCTP (cf. RICT de SOCOTEC) n'est pas adaptée ici car représentative du substratum calcaire et non des colluvions.		
	Données hydrogéologiques : niveaux caractéristiques de la nappe pour le projet	X	Nous n'avons pas connaissance de note du LMTE mentionnant les niveaux de nappe à retenir pour le projet	X	La chronique piézométrique d'AGAT05 est utile en première approche mais trop éloigné du bâtiment 199.
Dimensionnement des ouvrages géotechniques	Hypothèses et méthode de dimensionnement du radier existant du regard enterré	X	La note de dimensionnement géotechnique du radier n'est pas fournie dans le DOE. Le dimensionnement initial en portance et l'estimation des tassements ne sont pas vérifiables. La justification du radier vis-à-vis du soulèvement UPL est fautive.		
	Hypothèses et méthode de dimensionnement des semelles filantes existantes sous le local technique	X	La note de dimensionnement géotechnique des semelles filantes n'est pas fournie dans le DOE. Le dimensionnement initial en portance et l'estimation des tassements ne sont pas vérifiables. La présence de la canalisation n'a pas été prise en compte (absence de pontage).		
Données structurelles et exécution des travaux	Géométrie des ouvrages				X Plans et coupes sur l'ouvrage disponibles, confirmant ainsi la géométrie des fondations.
	Descente de charges			X	Les plans et coupes permettent une première approche de la DDC à l'ELS. Toutefois, des précisions supplémentaires sont demandées afin de l'affiner (charges d'exploitation notamment).
	Vérification structurelle de la canalisation	X	Aucun document n'atteste de la justification de la canalisation vis-à-vis des charges transmises par les semelles filantes.		
	Purge des remblais sous le local technique			X	Les documents analysés ainsi que les photos montrent que les terrains sous le local technique ont été purgés et substitués par de la grave traitée. Absence toutefois de précision sur l'arase inférieure de la purge, de fiche produit pour le matériau de remplacement, de méthodologie de remblaiement et compactage, de plan de contrôle et de paramètres mécaniques à retenir pour le dimensionnement des fondations du local.
	Remblaiement du talus périmétrique	X	Absence de méthodologie de remblaiement et compactage dans le DOE. Matériaux utilisés non précisés.		

Tableau 5 : Synthèse de l'analyse du DOE du bâtiment 199

En particulier, l'expertise géotechnique du radier du regard enterré du bâtiment 199 a montré que celui-ci n'était pas convenablement dimensionné pour reprendre les poussées hydrostatiques induites par la nappe du Crétacé.

En effet, les relevés piézométriques dans l'ouvrage AGAT05, situé à une centaine de mètres du bâtiment, entre février 2009 et mars 2017, montrent que la nappe a, au moins une fois atteint le terrain naturel. Toutefois, ils montrent aussi qu'il existe une période de 18 mois au cours de laquelle aucun enregistrement n'est disponible mais pendant laquelle la pluviométrie est exceptionnellement élevée (novembre 2011) et le risque d'artésianisme avéré. Il est tout à fait possible que le niveau de la nappe soit plus élevé que le terrain naturel.

Il est donc nécessaire que le LMTE statue sur le niveau de nappe à prendre en compte au droit du bâtiment 199 car il va s'avérer dimensionnant pour le projet de confortement du regard enterré.

D'autre part, en l'absence de l'étude géotechnique initiale, nous avons étudié les informations contenues dans le DOE, ainsi que les archives photographiques du CEA pendant l'exécution du chantier. Nous avons décelé beaucoup d'incohérences entre les documents d'études et les photos *in-situ*, notamment sur la nature du sol d'assise du radier enterré. Le rocher calcaire est plus profond qu'annoncé en phase G2, et les photos ont montré que l'altimétrie de son toit semble présenter une forte variabilité.

Ces observations nous ont amenés à remettre en cause la bonne réalisation des sondages au droit du RVI.

Etant donné le projet de confortement envisagé, le radier existant devra faire l'objet d'une étude géotechnique de conception, de type G2, pour étudier l'impact de la modification de la descente de charges sur le risque de soulèvement UPL, la portance et les tassements.

Pour mener à bien cette étude, nous jugeons nécessaire la réalisation de sondages géotechniques :

- Pour préciser la position du substratum calcaire sur, *a minima*, les 3 côtés visibles du regard enterré, les photos ayant montré une forte variabilité du toit,
- Pour obtenir des données pressiométriques sur le sol d'assise du radier (Em et Pl*) et permettre un contre-calcul en portance et en tassements avec la nouvelle descente de charges.

Leur implantation devra tenir compte des remblais périmétriques existants qui fausseraient les résultats : les sondages devront être implantés au-delà d'une bande de 3,00 m autour du regard enterré. Toutefois, **nous attirons l'attention sur le fait que ces sondages réalisés en périmétrie du regard ne permettront pas d'exclure la possibilité d'une cavité karstique au sein du calcaire sous le radier.**

Nous recommandons de poursuivre les forages tant que le toit du substratum calcaire n'a pas été atteint.

Pour l'étude G2 du radier, il est nécessaire que :

- **les sondages géotechniques aient été réalisés,**
- **la descente de charges affinée nous soit transmise par le bureau d'étude structure,**
- **le niveau de nappe à prendre en compte dans les calculs de stabilité UPL soit déterminé par le LMTE.**

Le bâtiment a été réceptionné en fin d'année 2014. Les désordres constatés, incohérences et problèmes de dimensionnement pointés dans ce rapport de diagnostic peuvent porter atteinte à la solidité de l'ouvrage, à l'intégrité de la canalisation et rendre l'ouvrage impropre à sa destination. Par conséquent, il conviendra dans un premier temps de vérifier que ce type d'ouvrage est bien couvert par la responsabilité décennale du constructeur l'ayant réalisé. Si tel est le cas, l'ouvrage ayant moins de 10 ans, les désordres et malfaçons pourront être pris en charge au titre de la garantie décennale.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

- Classification des missions types d'ingénierie géotechnique,
- Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique.

ENCHAÎNEMENT DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94-500 - version de Novembre 2013)

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94-500 - version de Novembre 2013)

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)**ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

— Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

— Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.

— Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).

— Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

— Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

— Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).

— donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

— Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

— Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).



Vos contacts

Cécile MEREAU WAGNER

Cheffe de Projet - Géotechnicienne

Division Ingénierie Géotechnique

T. 07.64.24.21.57

c.mereau.wagner@groupeginger.com

Agence d'Auriol

ZAC du Pujol

239 Avenue du 19 mars 1962

13390 AURIOL

www.groupeginger.com