Agence de BORDEAUX
19, rue de la Gravette
33320 EYSINES
Tél : 05.56.11.25.40 – **Fax :** 05.56.11.25.41
agence.bordeaux@geotec.fr



GÉOTEC FRANCE



GÉOTEC EXPERT



GÉOTEC ENVIRONNEMENT



GÉOTEC ÉQUIPEMENT

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION
Phase avant-projet (G2 AVP)
Phase projet (G2 PRO)

Extension / restructuration du Logis de Malet
et de l'ancienne tonnellerie Demptos

2019/07827/BORDX/00+01+02+06+14 – Indice D

33 330 SAINT EMILION

Rue des anciennes écoles

03/06/2025

GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION
Phase avant-projet (G2 AVP)
Phase projet (G2 PRO)

Extension / restructuration du Logis de Malet
et de l'ancienne tonnellerie Demptos

2019/07827/BORDX/00+01+02+06+14 – Indice D

33 330 SAINT EMILION

Rue des anciennes écoles

N° AFFAIRE		2019/07827/BORX/00+01+02+06 – Indice B		BAT	MISSION : G5+G2 PRO	
INDICE	DATE	Nbre de Pages		ETABLI PAR	VERIFIE PAR	MODIFICATIONS OBSERVATIONS	APPROUVE PAR
		Texte	Annexes				
0	12/02/2020	80	42	A.FAU	Rapport complet : A. LAFOURCADE Diagnostic G5 seul : D. BURLET J. LHOSTE	Première émission	T. FREMONT
A	04/06/2020	81	47	A.FAU	T. FREMONT	Intégration des plans projet avec carrière et réduction de la contrainte admissible dans le secteur tonnellerie suite aux échanges avec le BET	T..FREMONT
B	06/07/2020	90	51	A.FAU J. LHOSTE	C. DESORMEAUX	Affinage du diagnostic de la carrière 5009-NV2 et étude des travaux de confortement à prévoir pour aboutir à F_{LT}=1.1 Ajout du sondage en carrière 5009-NV2 pour l'ascenseur (p. 73)	T..FREMONT
C	01/09/2020	90	51	A.FAU	A. LAFOURCADE	Ajout de classe d'exposition du béton	T. FREMONT
D	23/05/2025			T. FORESTIER	A. PLUQUET V. CAVALLO	Ajout de sondages et modifications du comblement	A. LAFOURCADE

SOMMAIRE

I - CADRE DE L'INTERVENTION 5

I.1. INTERVENANTS 5

I.2. PROJET, DOCUMENTS REÇUS ET HYPOTHESES 5

I.3. MISSIONS 16

II - CONTEXTE DU SITE ET CONTENU DE LA RECONNAISSANCE 17

II.1. LE SITE 17

II.2. ETAT DES LIEUX DES CARIERES SOUTERRAINES AU DROIT DU PROJET 19

II.3. OBSERVATION DE LA FALAISE DU PARKING DES DOUVES 20

II.4. CONTENU DE LA RECONNAISSANCE 27

II.5. IMPLANTATION ET NIVELLEMENT DES SONDAGES 28

III - CONTEXTE GEOTECHNIQUE - RESULTATS DES RECONNAISSANCES 29

III.1. CONTEXTE GEOLOGIQUE 29

III.2. RISQUES NATURELS ET ANTHROPIQUES 29

III.3. SONDAGES IN SITU – LITHOLOGIE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES 30

III.4. ESSAIS DE LABORATOIRE – CARRIERE 5009-NV2 32

III.5. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE 34

III.6. CLASSE SISMIQUE – RISQUE DE LIQUEFACTION 36

III.7. RECONNAISSANCES DE FONDATION 36

IV - DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE DE L'ALEA « CAVITES SOUTERRAINES » 39

IV.1. COMPTE RENDU DES INSPECTIONS DE CARRIERE 39

IV.2. ANALYSE DE LA STABILITE DE LA CARRIERE 5009-NV2 51

IV.3. ANALYSE DE LA STABILITE DES AUTRES CARRIERES 57

IV.4. SYNTHESE DU DIAGNOSTIC 58

V - DEFINITION DES MODELES GEOTECHNIQUES DU SITE ET DE LA ZIG 62

VI - TERRASSEMENT 65

VI.1. CONTRAINTES DU SITE 65

VI.2. TRAFICABILITE EN PHASE CHANTIER 65

VI.3. EXTRACTION 65

VI.4. STABILITE DES TALUS ET AVOISINANTS 65
VI.5. AUTRES SUJETIONS D'EXECUTION 66
VI.6. REEMPLOI DES DEBLAIS DU SITE 66
VI.7. REMBLAIEMENTS DEFINITIFS 66
VI.8. MISE HORS D'EAU 66

VII - ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES 68

VII.1. FONDATIONS SUPERFICIELLES FILANTES/ISOLEES 68
VII.2. RADIERS RIGIDES (ASCENSEURS) 74
VII.3. STRUCTURES DES NIVEAUX-BAS 79

VIII - ETUDE DES CONFORTEMENTS DE LA 5009-NV2 81

VIII.1. SECTEURS 1 ET 2 - PORTIQUES 82
VIII.2. SECTEUR 3 – COMBLEMENT TOTAL 88

IX - RECOMMANDATIONS POUR LA MISE AU POINT DU PROJET 89

ANNEXES 95
ANNEXE 1 Plan de situation 96
ANNEXE 2 Plans d'implantation 98
ANNEXE 3 Sondages et Essais 102
ANNEXE 4 Plan de la carrière 5009-NV2 146
ANNEXE 5 Plan de confortement de la carrière 5009-NV2 148

I - CADRE DE L'INTERVENTION

I.1. INTERVENANTS

A la demande et pour le compte de la VILLE DE SAINT EMILION, GEOTEC a réalisé la présente étude sur le site suivant : rue des anciennes écoles, commune de SAINT EMILION (33).

Dans le cadre de cette étude, GEOTEC a réalisé un diagnostic géotechnique des carrières au droit du projet, en collaboration avec M. LHOSTE, expert en carrières souterraines.

Les états des lieux des carrières établis en 2003 par ANTEA nous ont été transmis par les services de la MAIRIE de SAINT EMILION.

Pour cette mission, nous avons pu échanger en détail avec KHREPHREN, le BET structure chargé de la conception des ouvrages.

Les autres intervenants du projet connus à ce stade sont :

- AMO : CPAMO (Les Billaux) ;
- Autres intervenants de la MOE :
  - Architectes mandataires : BDF (Bordeaux) ;
  - Architectes associés : MCVD (Bordeaux).

I.2. PROJET, DOCUMENTS REÇUS ET HYPOTHESES

Les documents suivants ont été mis à la disposition de GEOTEC :

Documents	***Emetteur***	***Référence***	***Date***	***Echelle***	***Cote altimétrique***
Descentes de charges provisoires sous la forme G+Q	*KHEPHREN*	*1359-APS-KHE-DDC provisoire-200103-0*	*03/01/2020*	*1/100 et 1/200*	*Partielles (NGF)*
Plans des démolitions structurelles		*1359-APS-KHE-Minutes démolition-191115-0*	*18/11/2019*	*1/200*	*Non*
Plans des aménagements structuraux		*1359-APS-KHE-Minutes structure-191115-0*	*Novembre 2019*	*1/100 et 1/200*	*Oui (NGF)*
Plans des carrières du PSMV avec fiches d'état des lieux de 2003 par ANTEA	*ANTEA* *Mairie de Saint Emilion*	-	*2003*	*1/200, 1/500, 1/1000*	*Oui (NGF)*

Le projet consiste en la restructuration du Logis de Malet ainsi que de l'ancienne tonnellerie Demptos à l'Ouest, pour créer un Centre d'Interprétation de l'Architecture et du Patrimoine (Logis de Malet) et un espace évènementiel (tonnellerie Demptos).

Une attention particulière sera portée pour que les restructurations n'impactent pas l'existant et ses fondations. Les nouvelles stuctures seront donc totalement indépendantes et fondées séparemment.

Il demeure que dans ce contexte général de carrières souterraines existantes sous les ouvrages à restructurer, il faut étudier l'impact du projet sur l'équilibre actuel de ces carrières afin de statuer sur la faisabilité du projet et les éventuelles adaptations constructives à prévoir pour limiter l'impact sur les tréfonds défruités/sous-cavés.

D'après les informations fournies, les travaux de restructuration consisteront en :

- La démolition de l'ensemble des niveaux-bas du Logis de Malet, éventuellement à l'exception de celui de la salle Est à usage d'exposition, et leur réfection sous la forme de dallages sur terre-plein. Les restructurations intérieures comprendront également la réfection de quelques planchers hauts et la création de nouveaux murs avec leur propre système de fondation, pour reprendre les charges de ces planchers ;
- La création d'un ascenseur extérieur mitoyen avec la façade Sud-Est du Logis de Malet, qui descendra dans la carrière sous-jacente – cet ouvrage nécessitera de créer une ouverture de la voûte calcaire existante. L'axe de la trémie de l'ascenseur est idéalement placé entre 2 piliers de la carrière ce qui permettra de limiter l'impact sur son état de stabilité mais limitera l'espace disponible pour cet ouvrage ;
- Des aménagements légers dans la carrière du transformateur desservie par cet ascenseur, de type terrasses en bois, afin de créer un espace d'exposition souterrain ;
- La création de 2 ascenseurs supplémentaires qui desserviront uniquement les niveaux du Logis du Malet. L'un de ces ascenseurs sera à l'intérieur du bâtiment dans l'aile actuellement privatisée/habitée, et l'autre en extérieur côté Ouest, près de l'actuel garage à vélo ;
- Dans la cour extérieure de l'ancienne tonnellerie : la création d'une terrasse bois surélevée sur poteaux à créer ;

D'après les informations et plans fournis, on peut considérer que le projet n'aura pas d'impact sur la topographie actuelle si ce n'est la purge du jable accumulé dans la carrière du transformateur, notamment autour des 2 piliers entre lesquels est prévu un ascenseur. L'évacuation de ce jable et des déchets présents devra permettre d'aménager une plateforme de qualité (horizon calcaire +/- altéré) sur laquelle sera fondé l'ascenseur.

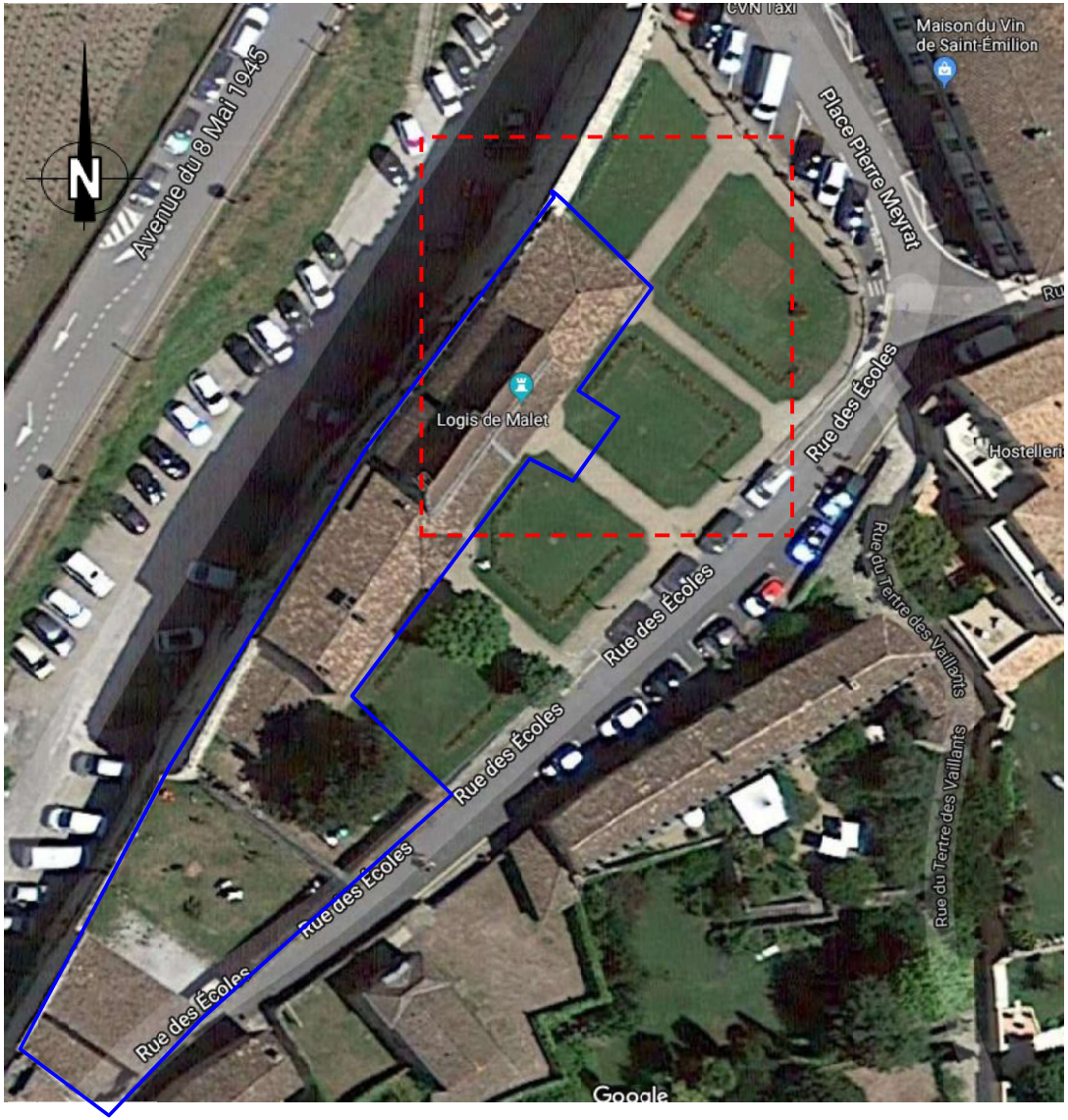
En dehors de ces purges en carrière, le projet est calé sur le niveau altimétrique actuel et il ne sera pas pris en compte de surcharge type remblai de nivellement.

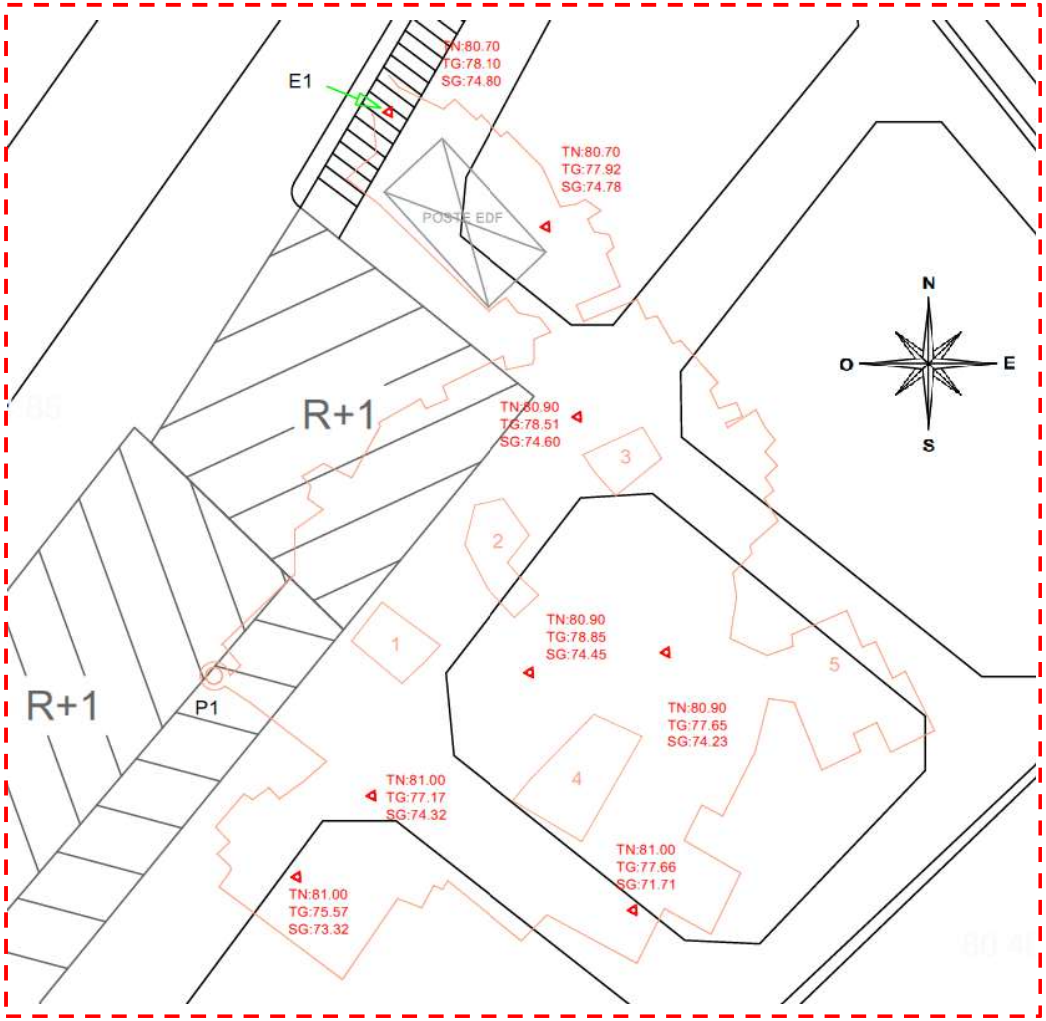
Dans l'ensemble, d'après les estimations de charges fournies par le BE KHEPHREN sous la forme G+Q, les restructurations envisagées n'induiront pas de surcharges importantes par rapport à l'état d'équilibre actuel, sauf au droit des aménagements suivants :

- Logis de Malet : les 3 ascenseurs projetés pour lesquels on peut retenir une charge verticale moyenne de 100 kN aux ELS sur le radier de la fosse technique ;
- Cour de l'ancienne tonnellerie : la terrasse en bois portée qui reposera sur des poteaux dont l'un sera chargé à 168 kN aux ELS d'après les données fournies.

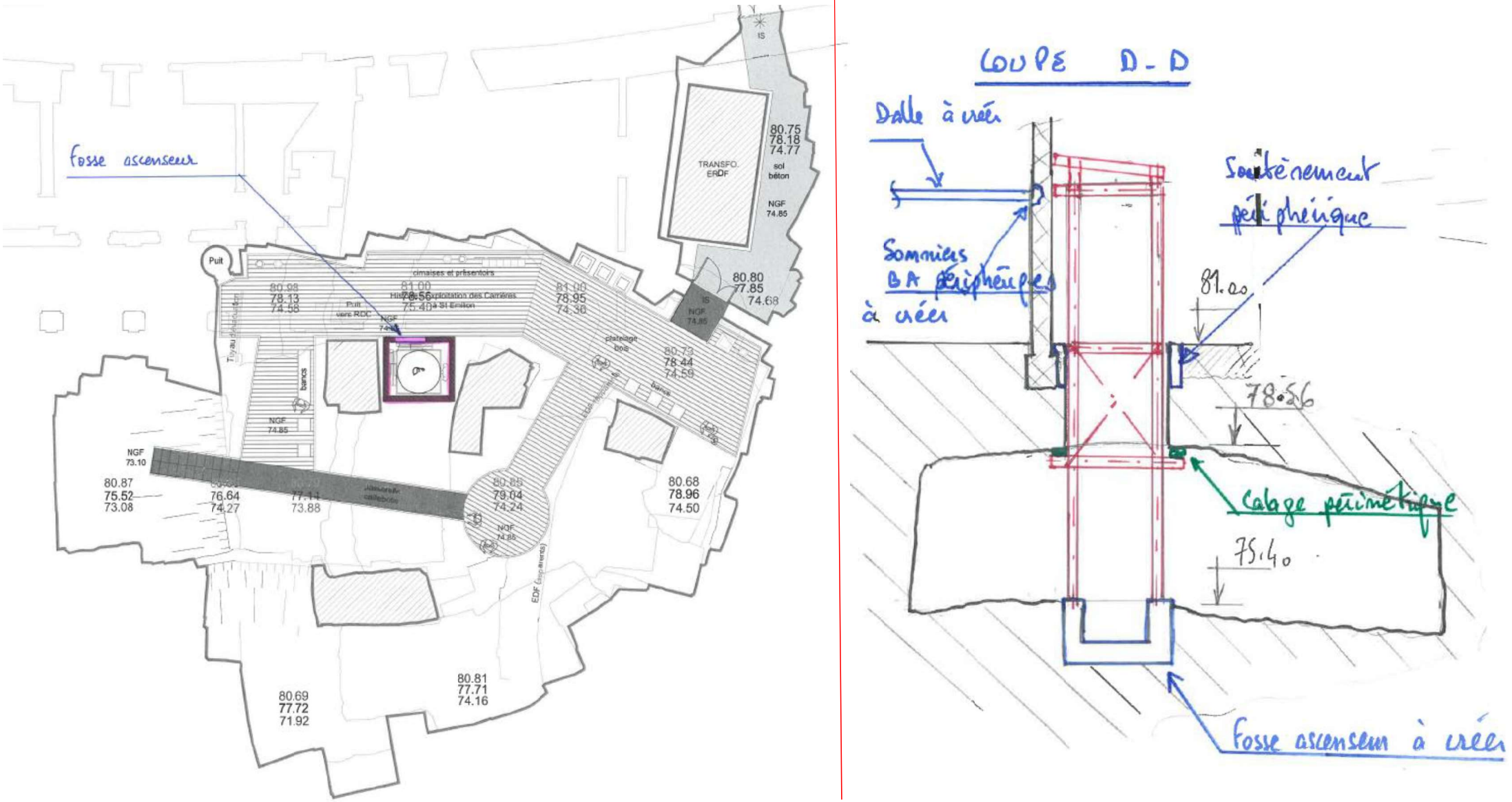
L'impact de ces ouvrages sur l'équilibre actuel des carrières sous-jacentes doit être pris en compte. L'objet de la présente étude est notamment de préciser cet impact et définir les solutions constructives permettant de mettre le projet en cohérence avec la préservation d'un état de stabilité satisfaisant des carrières existantes.

Les plans ci-dessous figurent les restructurations projetées au stade AVP.



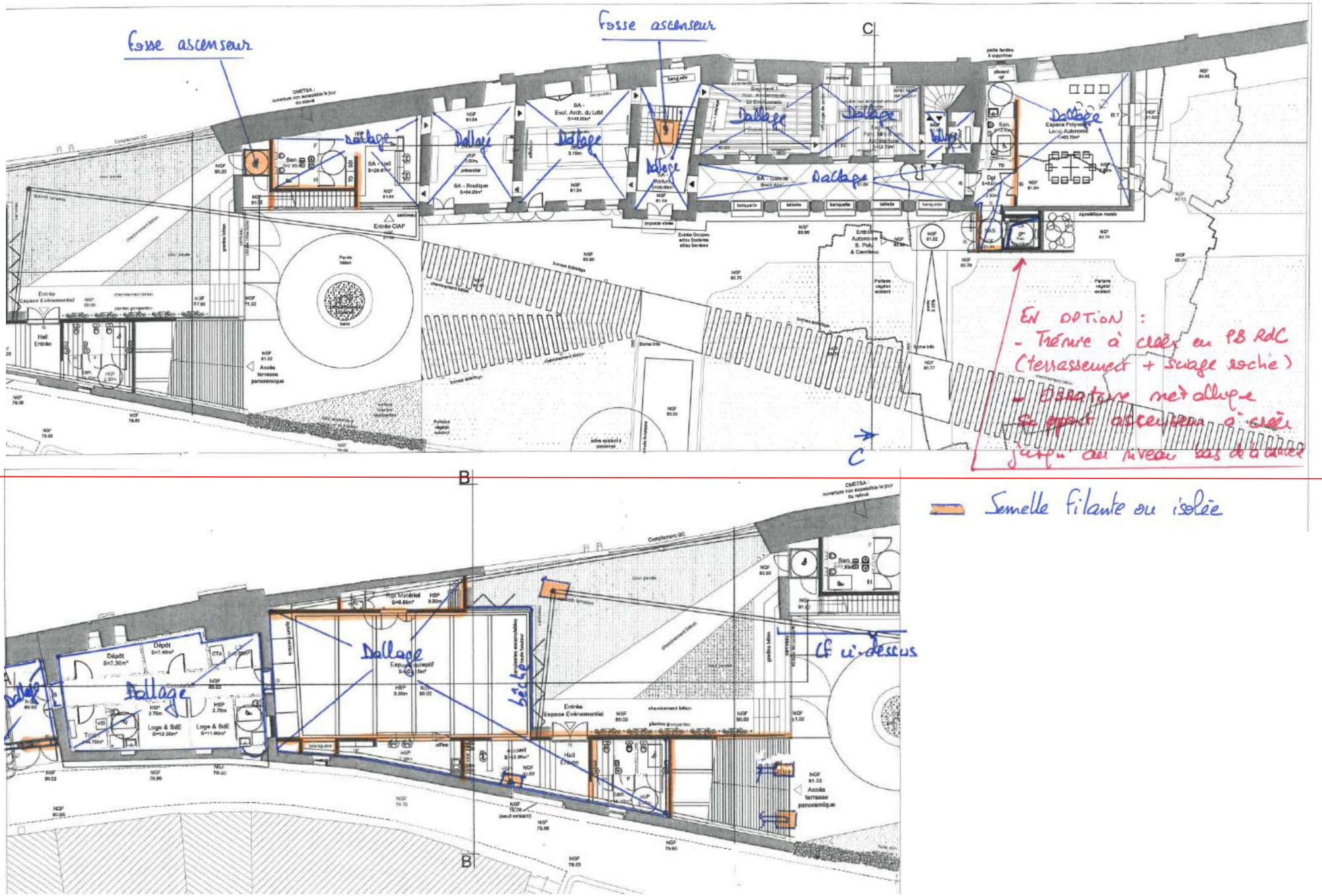


Vue aérienne du site (sans échelle, non actualisée) avec emprise projet (en bleu) et plan (sans échelle) de la carrière du transformateur sous-jacente (il y a d'autres carrières mais seule celle-ci est aménagée)

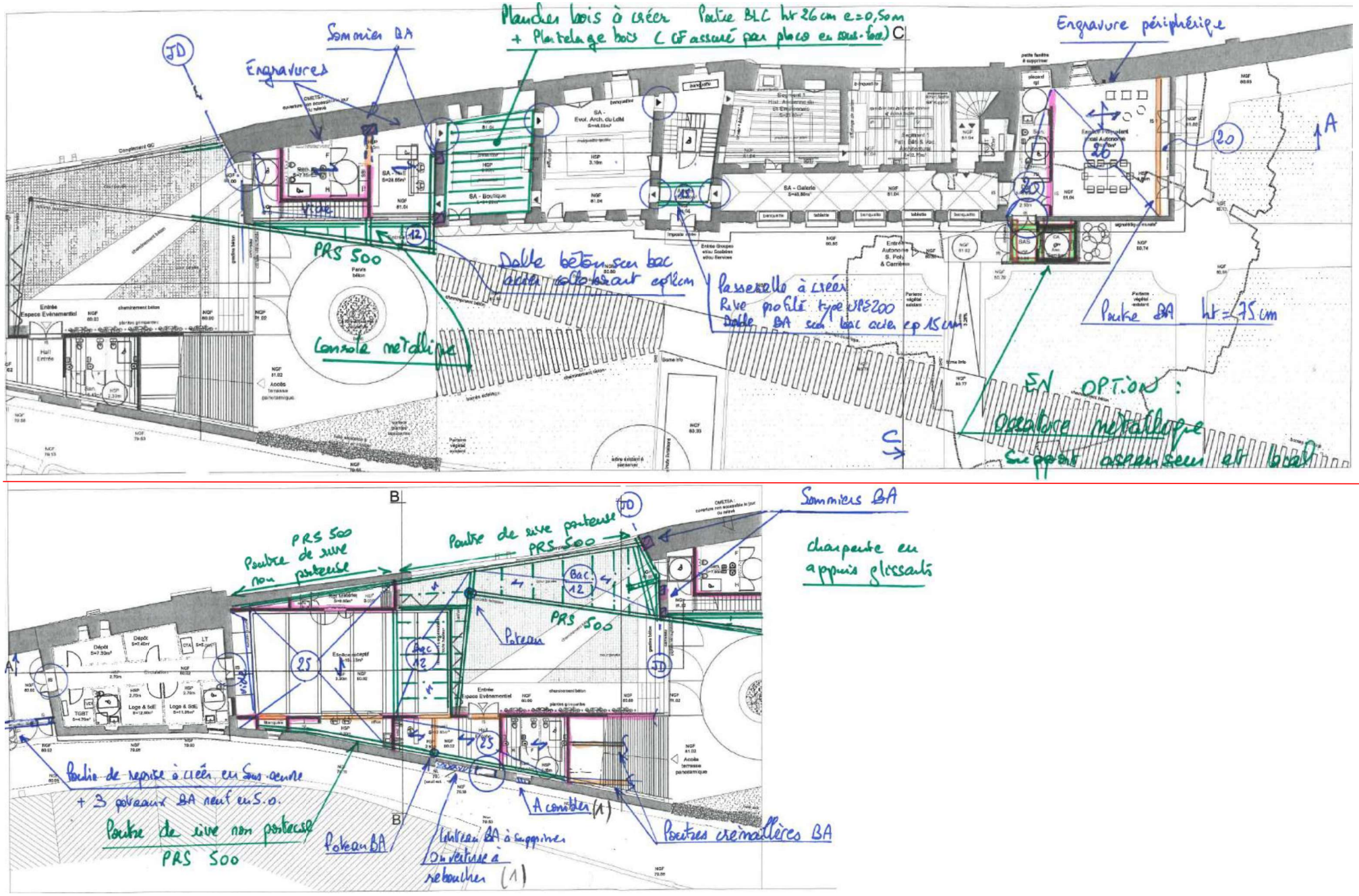


Phase AVP - aménagements prévus à l'intérieur de la carrière du transformateur (salle d'exposition) et coupe de principe de l'ascenseur qui desservira la carrière (sans échelle)

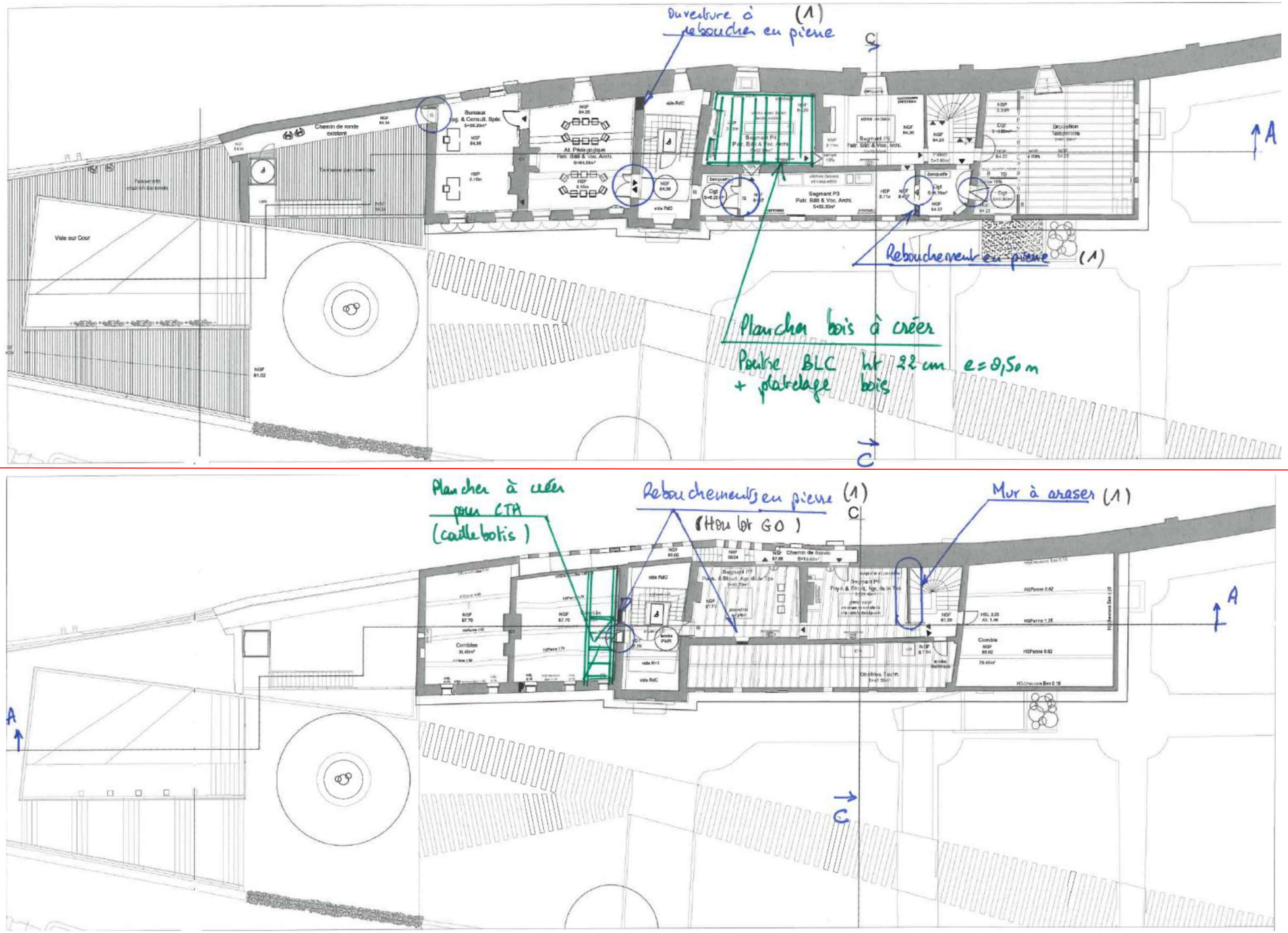
Note : la coupe de l'ascenseur fournie par le BET figure une structure qui viendrait en support de la voûte mais on verra ci-après que ce n'est pas la solution à retenir.



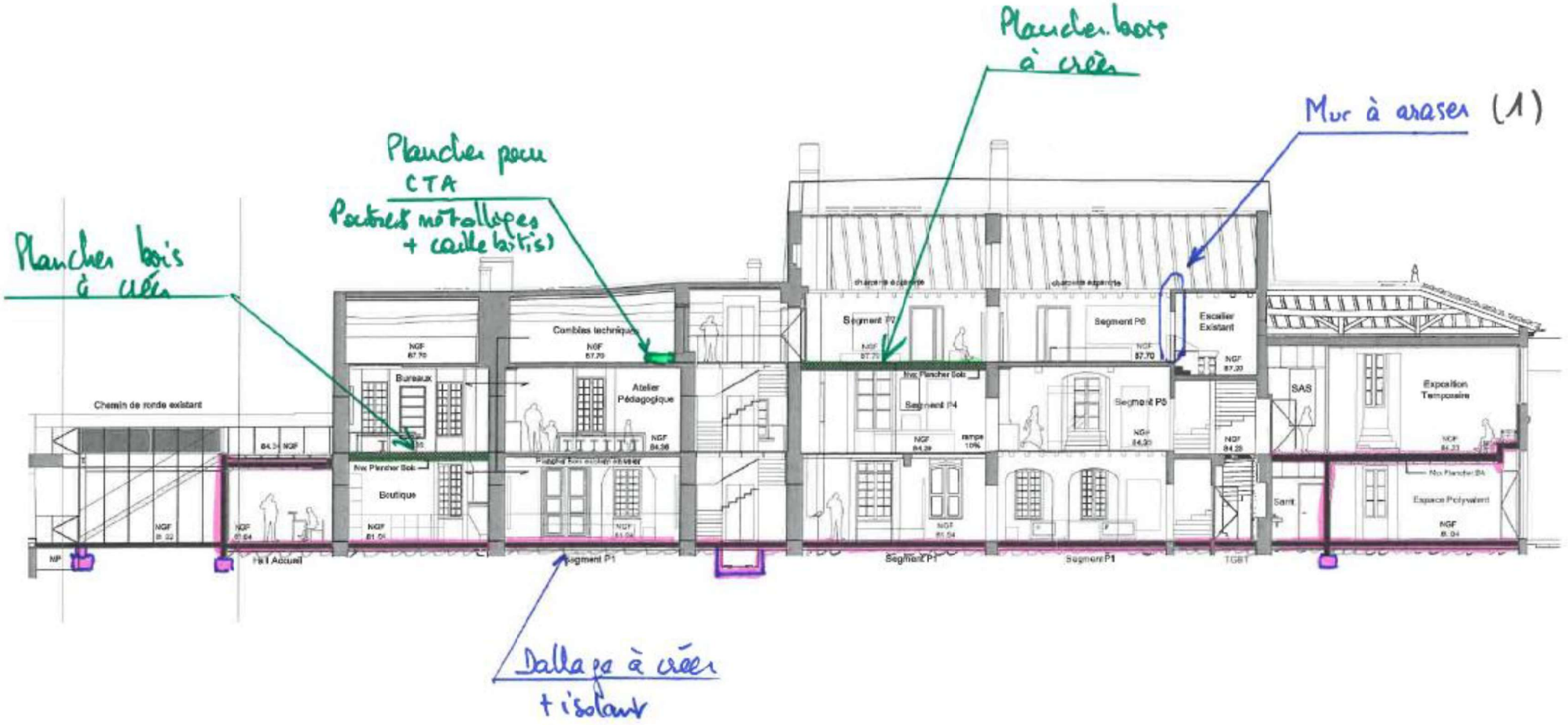
Phase AVP - plans des aménagements structuraux au niveau plancher-bas / RdC (sans échelle)



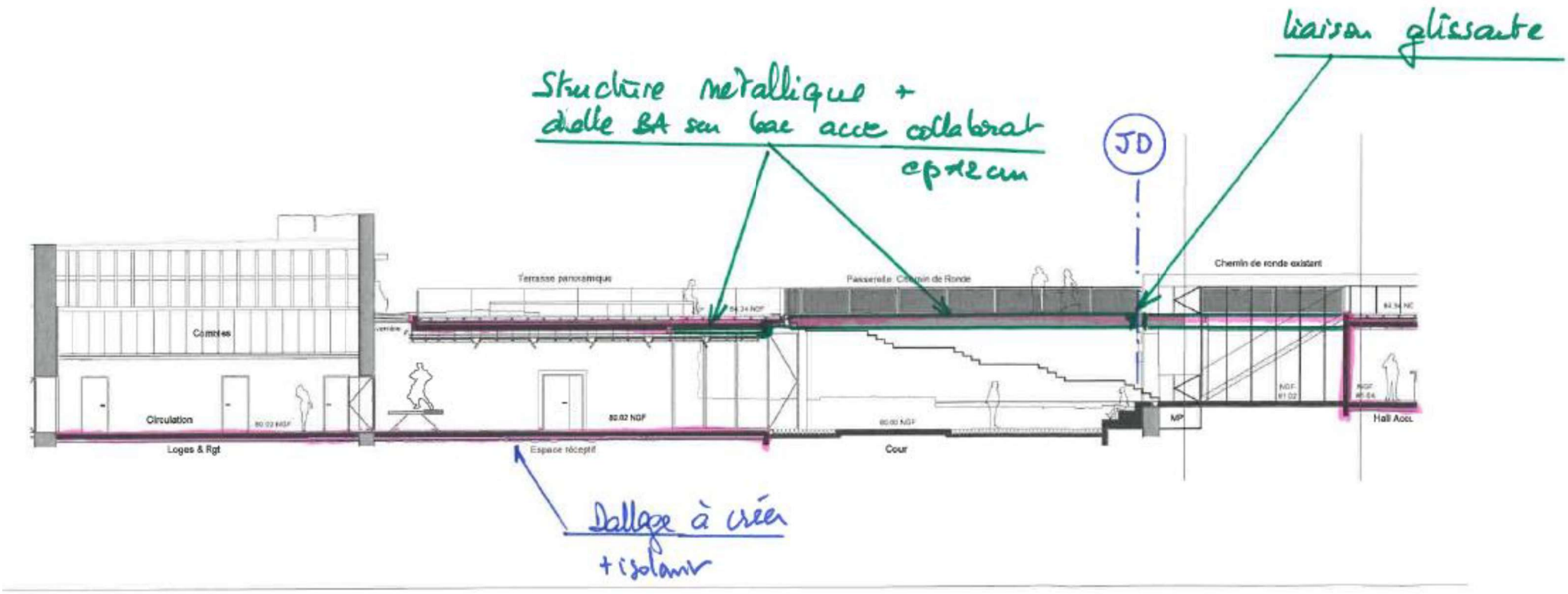
Phase AVP - plans des aménagements structuraux au niveau plancher-haut / RdC (sans échelle)



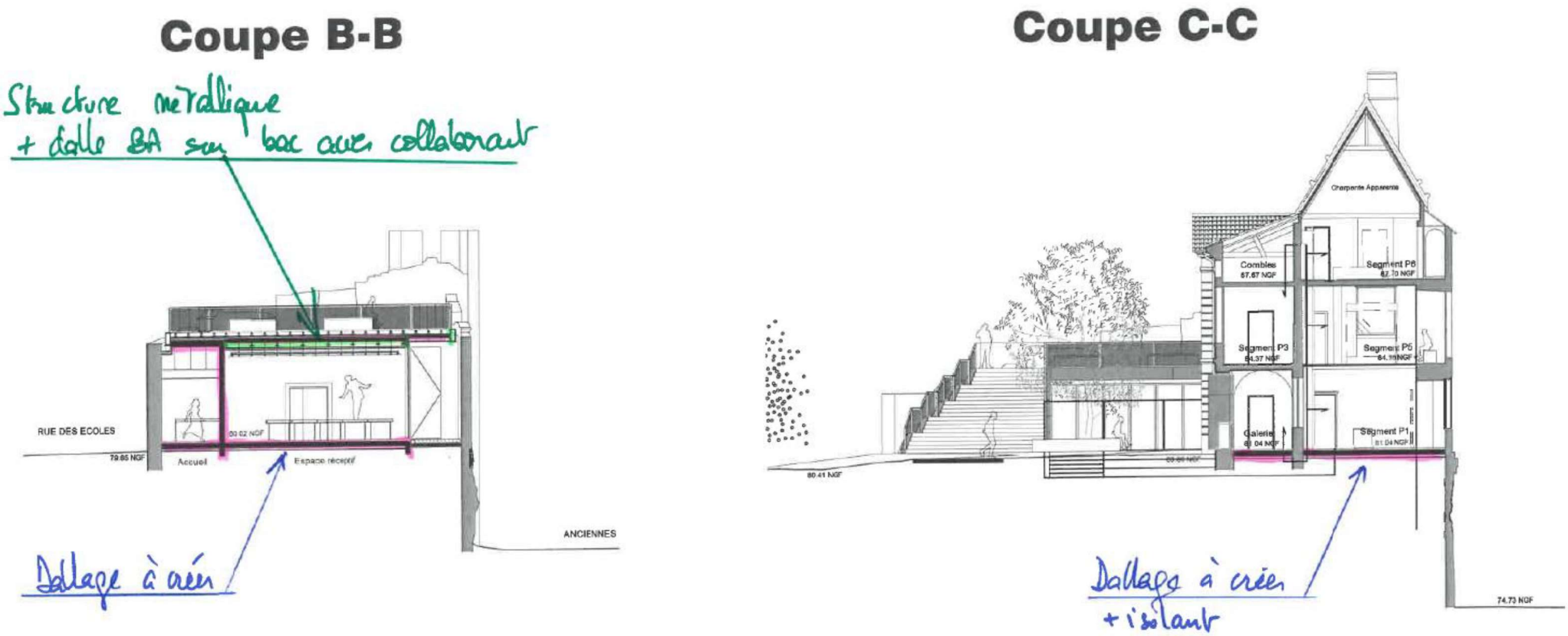
Phase AVP - plans des aménagements structuraux au niveau plancher-haut / R+1 (en haut) et R+2 (en bas) (sans échelle)



Vue en coupe longtitudinale des aménagements du Logis de Malet (sans échelle)



Vue en coupe longtitudinale des aménagements de l'ancienne tonnellerie (sans échelle)



Vue en coupe transversale des aménagements de l'ancienne tonnellerie à gauche et du Logis du Malet à droite (sans échelle)

Concernant les cas de charge à prendre en compte, le BET structure du projet nous a fourni les actions G et Q à retenir aux ELS (charges permanentes G et variables Q). On peut en déduire en première approche les enveloppes suivantes de torseurs aux ELSqp / ELUfond (en retenant respectivement G+Q et 1.35 x G + 1.5 x Q) :

1) LOGIS DE MALET

Cas de charge		ELS caractéristique			ELU fondamental		
		V	H	M	V	H	M
Massif isolé	1	61 kN	0 kN	0 kN.m	84.5 kN	0 kN	0 kN.m
Semelle filante	1	50 kN/ml	0 kN/ml	0 kN.m/ml	70.5 kN/ml	0 kN/ml	0 kN.m/ml
Dallage	1	5 kN/m²	-	-	7.0 kN/m²	-	-
Radier ascenseur	1	100 kN/m²	-	-	143 kN/m²	-	-

2) TONNELLERIE DEMPTOS

Cas de charge		ELS caractéristique			ELU fondamental		
		V	H	M	V	H	M
Massif isolé	1	73 kN	0 kN	0 kN.m	103 kN	0 kN	0 kN.m
	2	168 kN	0 kN	0 kN.m	239.5 kN	0 kN	0 kN.m
Semelle filante	1	50 kN/ml	0 kN/ml	0 kN.m/ml	70.5 kN/ml	0 kN/ml	0 kN.m/ml
Dallage	1	5 kN/m²	-	-	7.0 kN/m²	-	-

A ce stade, les efforts à prendre en compte sont donc verticaux/centrés. Aucun effort horizontal et aucun moment ne nous a été fourni. Il est entendu que les descentes de charge du projet pourront être précisées par la suite par le BE KHEPHREN ce qui nécessitera une mise à jour du présent rapport. Néanmoins les données disponibles à ce stade nous semblent suffisantes pour la rédaction du rapport G2 PRO.

Enfin notons que conformément au CCTP du projet, la catégorie d'importance des ouvrages étudiés vis-à-vis de l'aléa sismique est **II**.

I.3. MISSIONS

Conformément à son offre Réf. **2019/07827/BORDX** du **02/08/2019**, GEOTEC a reçu pour mission de réaliser les études préalables à la restructuration du Logis de Malet et l'ancienne tonnellerie Demptos attenante, sur la commune de Saint Emilion (33).

Cette offre comprend 3 études reposant sur des investigations géotechniques réalisées par GEOTEC, selon les termes de la norme NF P 94-500 révisée en novembre 2013, relative aux missions géotechniques (extraits joints) :

- Indice 00 : Mission G5 – diagnostic géotechnique relatif à l'aléa « cavités souterraines » dans l'emprise projet, visant à définir les éventuelles adaptations constructives pour maintenir un bon état d'équilibre ;
- Indice 01 : Mission G2 AVP - étude géotechnique de conception d'avant-projet, établie à partir des éléments de la phase AVP, visant à orienter le projet en ce qui concerne les fondations, les niveaux-bas, les sujétions relatives aux terrassements, et les aléas à prendre en compte ;
- Indice 02 : Mission G2 PRO - étude géotechnique de conception de projet, dont l'objet est notamment le dimensionnement des ouvrages géotechniques du projet à partir des données PRO (notamment : calage altimétrique, descentes de charges, plans PRO, tolérances en tassements) ;
- Indice 06 : Complément de mission G2 PRO en ce qui concerne les confortements de carrière à prévoir suite aux échanges avec les différents intervenants du projet, sur la base du rapport G2 PRO indice A ;
- Indice 14 : Complément de mission G2 PRO en ce qui concerne le comblement partiel de la zone 5 et le confortement de la partie non comblée de cette zone, ainsi qu'en l'ajout de sondages pénétrométriques et sondages à la tarière au droit du futur ascenseur. Ces modifications se feront sur la base du précédent rapport, indicé C.

Le présent rapport **19/07827/BORDX/00+01+02+06+14 indice B** traite des 3 missions G5, G2 AVP et G2 PRO. Il est entendu que les descentes de charge du projet pourront être précisées par la suite ce qui nécessitera une mise à jour du présent rapport. Néanmoins les données disponibles à ce stade nous semblent suffisantes pour une première version du rapport G2 PRO.

Il est rappelé que la mission G2 PRO doit être complétée par des missions G3 (étude et suivi géotechniques d'exécution) et G4 (supervision géotechnique d'exécution) afin de limiter les aléas géotechniques qui peuvent apparaître en cours d'exécution ou après réception des ouvrages.

L'exploitation et l'utilisation de ce rapport doivent respecter les *« Conditions d'utilisation du présent document »* données en fin de rapport.

Remarque : toutes les abréviations utilisées dans ce rapport sont conformes à la norme XP 94-010 hormis les suivantes :

- NPHE : niveau des plus hautes eaux,
- TA : terrain actuel,
- TF : terrain extérieur fini.

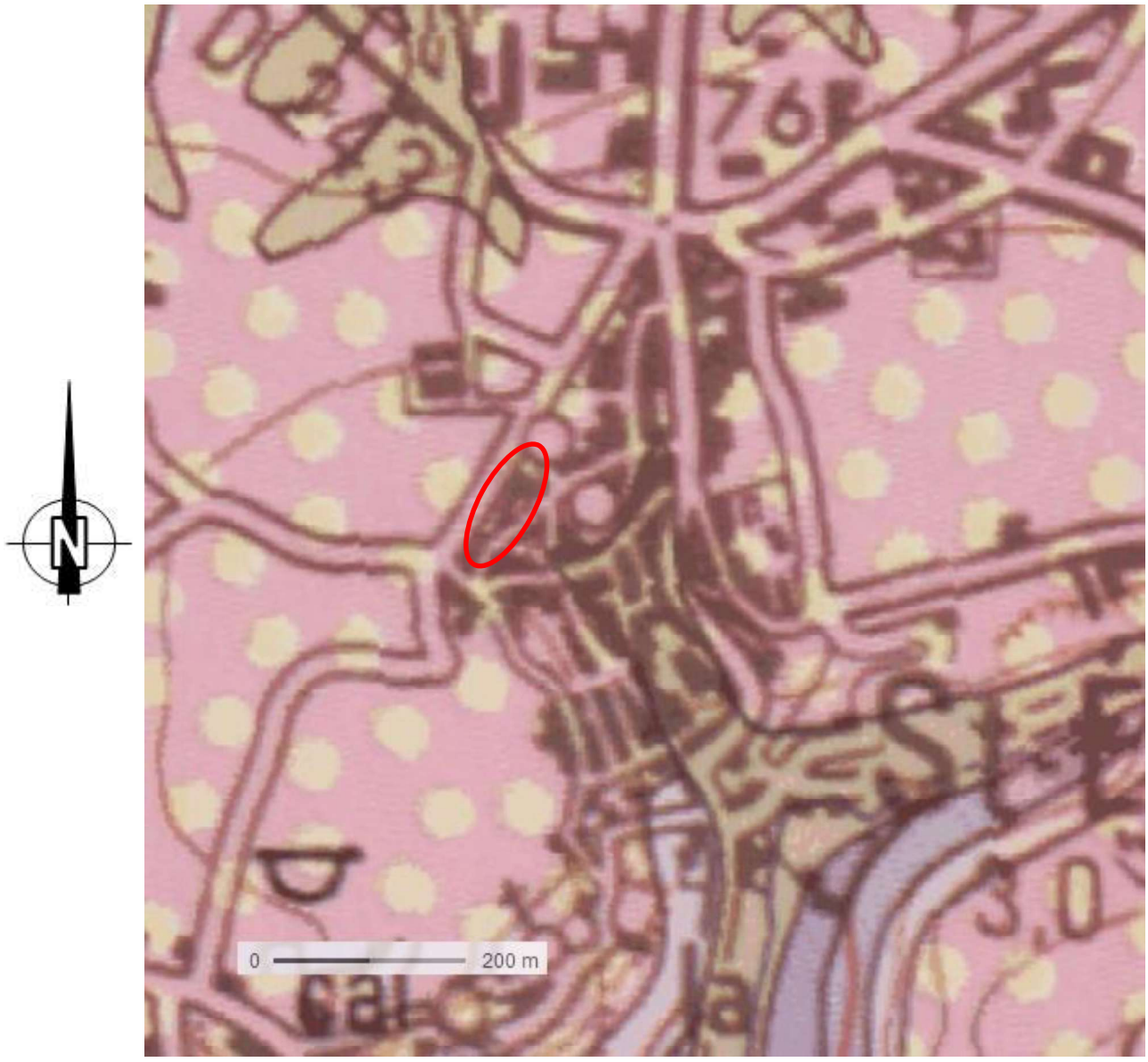
II - CONTEXTE DU SITE ET CONTENU DE LA RECONNAISSANCE

II.1. LE SITE

Le terrain étudié s'inscrit dans la partie Ouest du centre-bourg de Saint Emilion, dans un contexte de plateau calcaire en crête de coteaux et vallons, avec un historique important de carrières souterraines à prendre en compte.



Situation du projet dans le centre-bourg (sans échelle)



Extrait de la carte géologique au 1/50000e

L'emprise projet est détaillée ci-avant au chapitre I.2. Elle est délimitée par :

- le parking des douves à l'Ouest, situé environ 6 m en contrebas du RdC du Logis de Malet ;
- la place Pierre Meyrat au Nord-Est ;
- la rue des anciennes Ecoles au Sud-Est.

Le projet prévoit la restructuration des bâtiments existants dans cette emprise. Il s'agit de bâtiments anciens en maçonnerie et pierres calcaires, de type RdC à R+1+combles, sans sous-sol.

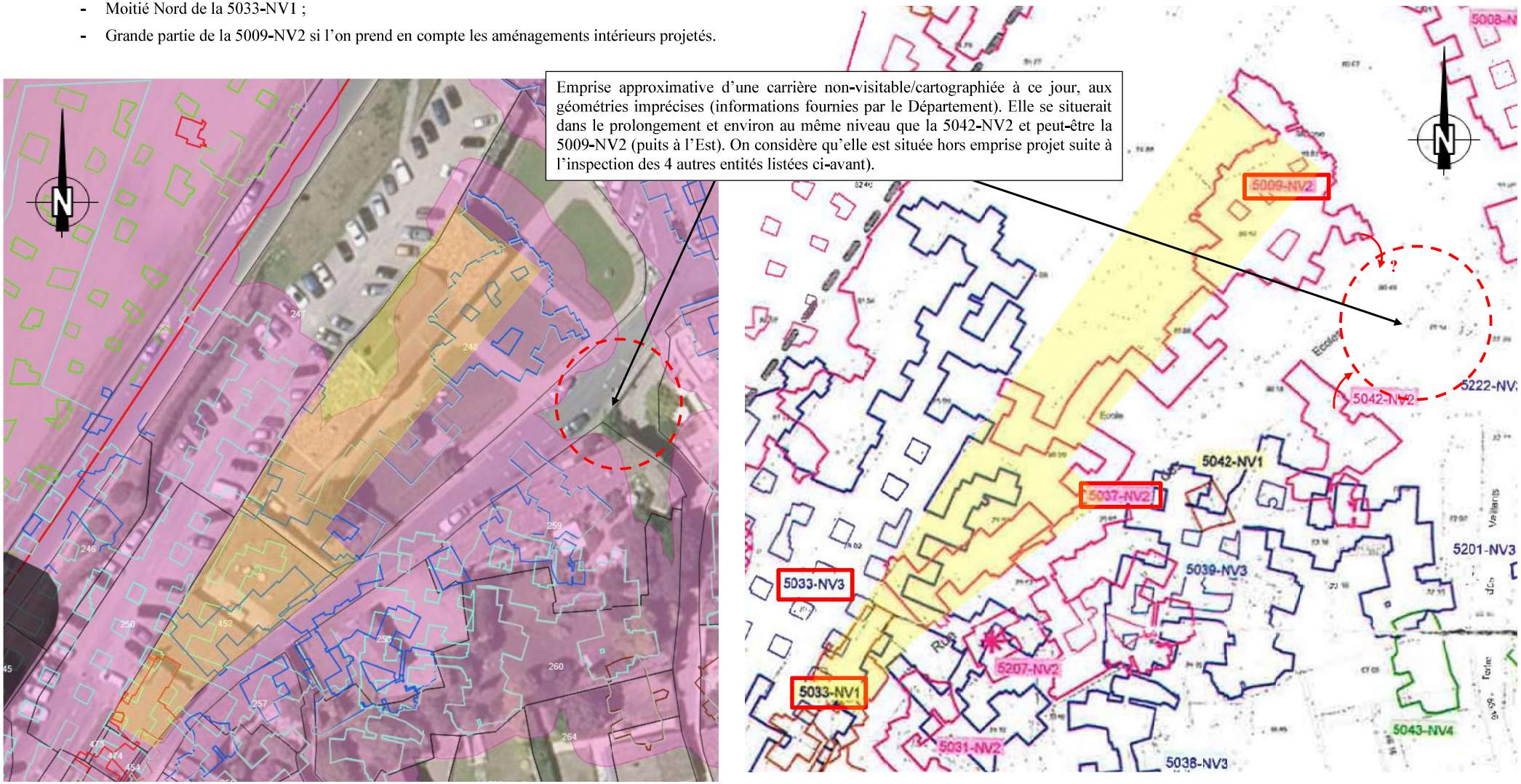
A l'étage du Logis de Malet, le site présente une très légère pente générale orientée vers le Sud/Sud-Ouest (de l'ordre de 5% en moyenne). Son altimétrie varie entre 76.8 et 81.0 m NGF d'après les données en ligne (nous ne disposons pas d'un plan topographique).

Plusieurs carrières sont référencées sous ces structures et sont détaillées ci-après.

II.2. ETAT DES LIEUX DES CARIERES SOUTERRAINES AU DROIT DU PROJET

L'étude bibliographique du site met en évidence que dans l'emprise projet détaillée ci-avant (en jaune ci-après), les carrières/entités figurées et référencées ci-après sont présentes :

- Moitié Nord de la carrière 5037-NV2 ;
- Petite ramification Est de la 5033-NV3 ;
- Moitié Nord de la 5033-NV1 ;
- Grande partie de la 5009-NV2 si l'on prend en compte les aménagements intérieurs projetés.



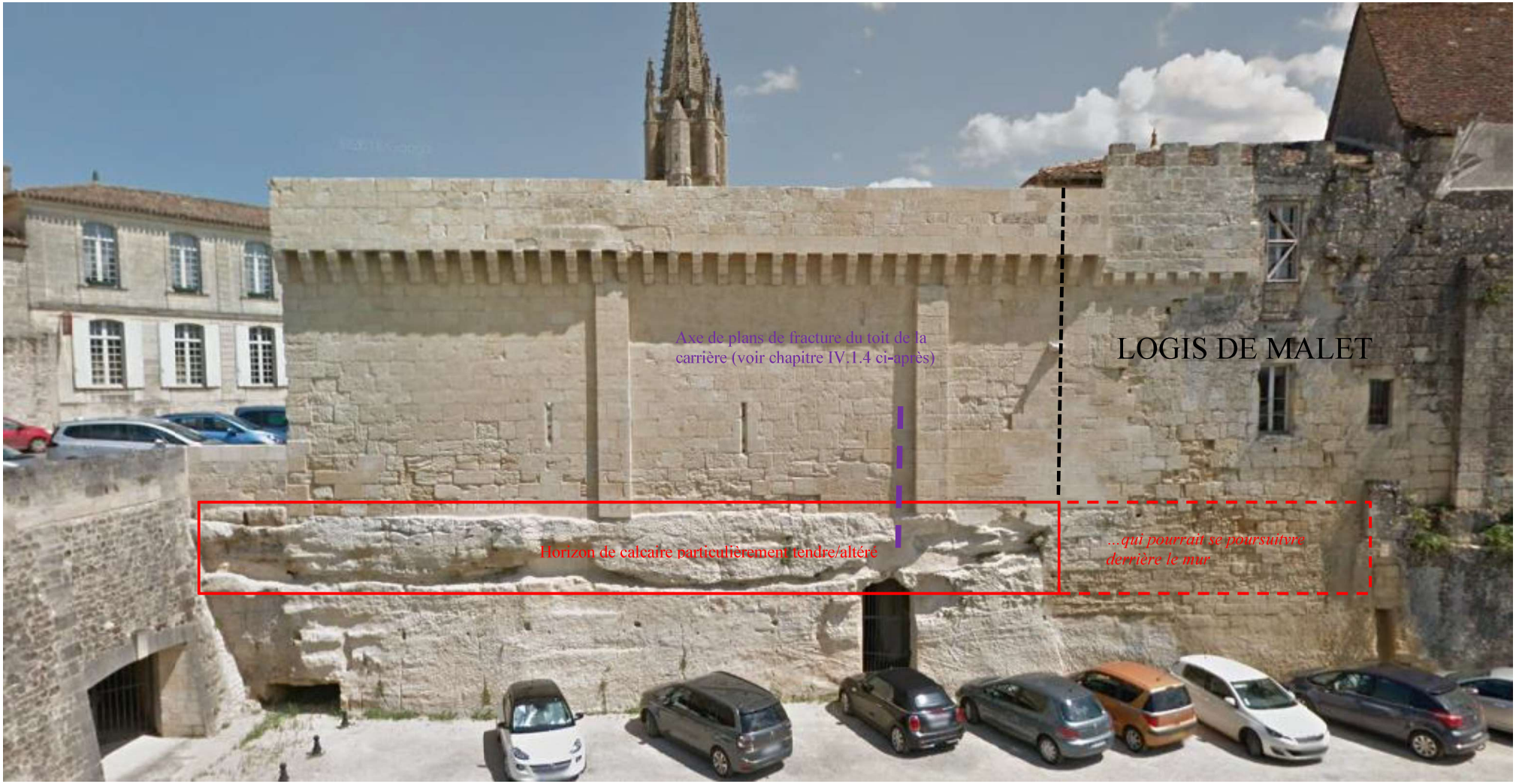
Extrait du plan des carrières référencées sur le centre-bourg de Saint Emilion (sans échelle) – plan des carrières en ligne à gauche et cartographie des carrières à droite

A noter que ces différentes carrières ont des galeries qui sont superposées verticalement car elles se situent à différents niveaux / profondeurs.

Les 4 entités listées ci-avant ont été visitées en mi-décembre 2019 dans le cadre de la présente étude, pour effectuer une comparaison d'état des lieux par rapport aux constats d'ANTEA (archives de 2003).

II.3. OBSERVATION DE LA FALAISE DU PARKING DES DOUVES

L'observation de la morphologie de la falaise du parking des douves et son environnement (aménagements anciens, zones bâties/non bâties) renseignent sur le massif calcaire au droit du projet de restructuration. On peut établir un premier zonage du massif calcaire à partir du panorama de la falaise, comme suit.



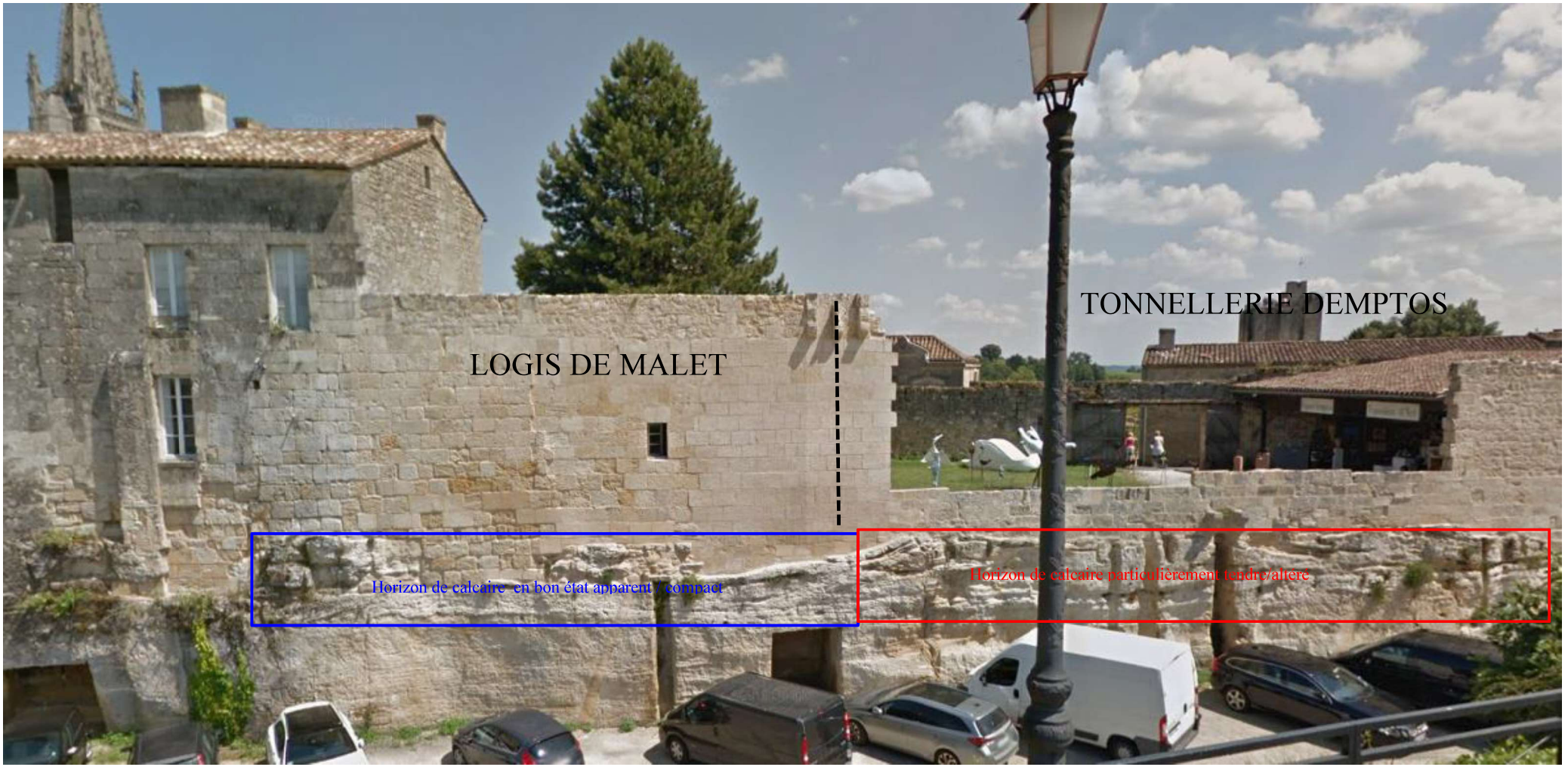

DW-814-ES



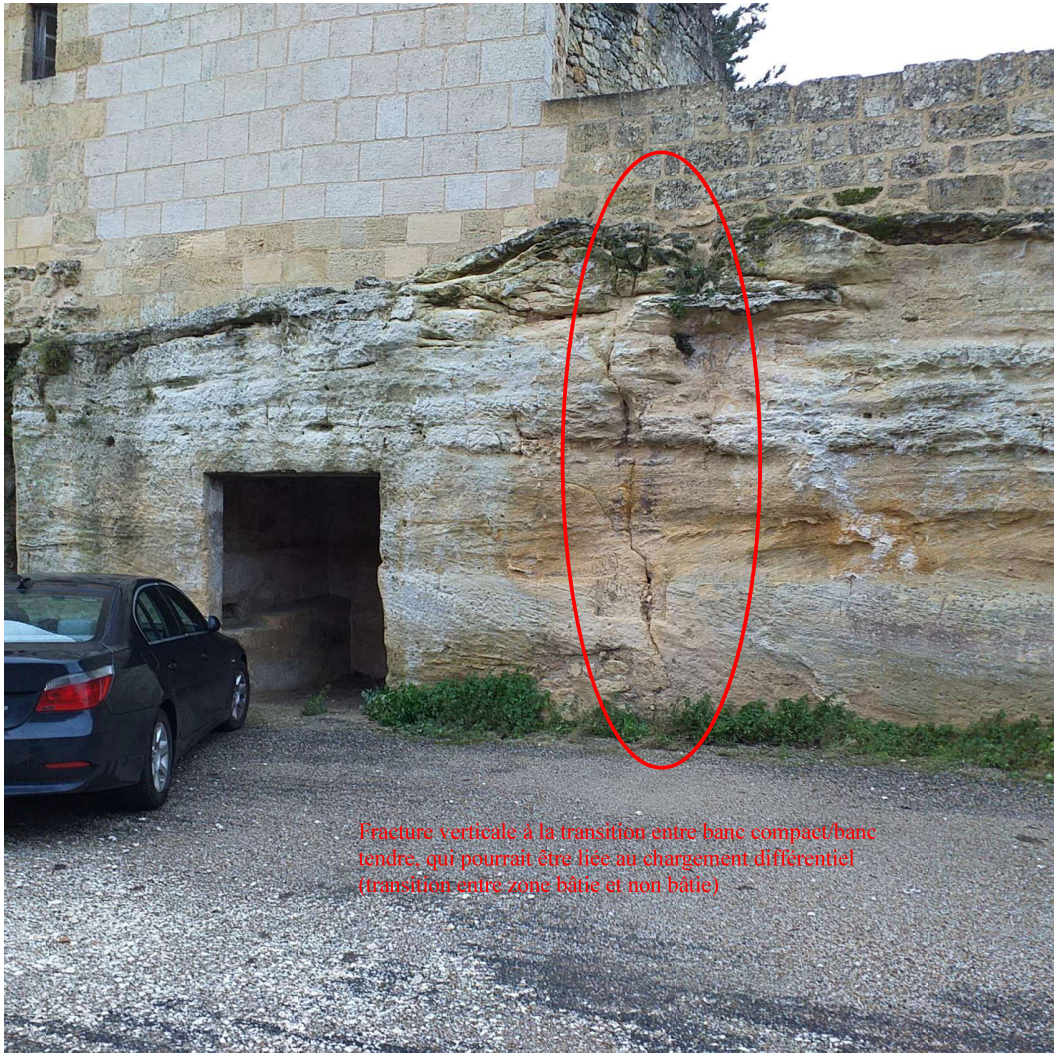

Horizon de calcaire en bon état apparent / compact



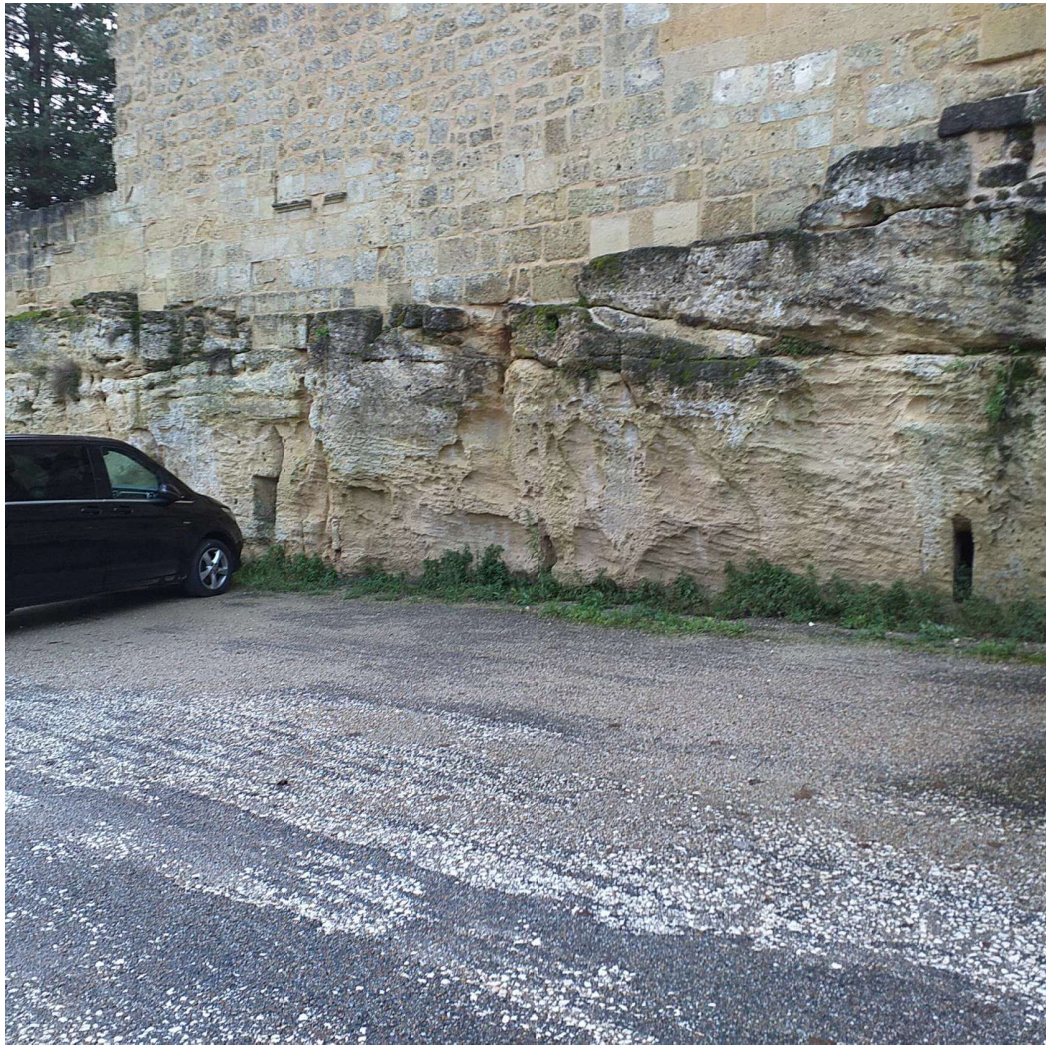



LOGIS DE MALET
TONNELLERIE DEMPTOS
Horizon de calcaire en bon état apparent / compact
Horizon de calcaire particulièrement tendre/altéré


EV-012-JB


Fracture verticale à la transition entre banc compact/banc tendre, qui pourrait être liée au chargement différentiel (transition entre zone bâtie et non bâtie)





Ces différents marqueurs de l'état du massif calcaire observés en falaise sont intégrés à l'analyse ci-après des résultats des investigations, notamment le diagnostic des carrières.

II.4. CONTENU DE LA RECONNAISSANCE

La campagne de reconnaissance réalisée dans le cadre de l'étude G2 AVP/PRO+G5 a été définie par GEOTEC en collaboration avec le BE KHEPHREN. En effet, par rapport au CCTP de la consultation initiale, il est apparu nécessaire d'adapter le programme de reconnaissance en fonction des derniers éléments du projet communiqués et pour tenir compte de la configuration très particulière du site. En particulier nous avons cherché à ne pas recouper de cavités/carrières présentes en profondeur au droit des sondages profonds, ce qui a nécessité des adaptations notables étant donné que les carrières occupent l'essentiel des emprises non-bâties du projet (les plans ci-avant l'illustrent clairement).

Le programme de reconnaissance a finalement consisté en l'exécution de :

- **7 fouilles de reconnaissance des fondations des existants** *(RF1 à RF7)* réalisées par ouvertures manuelles (pelle, pioche, marteau piqueur). Ces sondages ont atteint 0.45 à 1.00 m/TA. Ils ont permis de déterminer la nature et l'épaisseur des sols superficiels traversés (frange arénisée du calcaire) et de préciser la géométrie des fondations existantes. La position des reconnaissances a été ajustée avec le BE KHEPHREN étant donné l'encombrement du bâti, l'absence de ventilation dans certaines pièces, et les données du projet.
- **1 perçage** (PER2) du niveau-bas de l'aile Est du Logis de Malet où est prévu la réalisation d'un nouveau mur intérieur. Ce perçage a atteint 0.5 m/TA.

Un 2e perçage était envisagé dans l'aile privatisée où est prévu un ascenseur mais l'accès à cette partie du Logis de Malet n'a pas été possible le jour de l'intervention.

- Une visite des 4 carrières énumérées ci-avant, conjointement avec M. LHOSTE, expert ;
- La découpe d'échantillons de piliers pour essais mécaniques en laboratoire, dans la carrière 5009-NV2 ;
- **2 sondages carottés** *(SC1 et SC2)* réalisés en rotation au carottier en diamètre 114 mm puis 116, et descendu entre 2.0 et 2.5 m/TA. La sondeuse utilisée est également de marque GEOTEC type TB 225. Ce sondage a permis le prélèvement d'échantillons intacts de la voûte calcaire de la carrière 5009-NV2 sous gaine et la description lithologique précise des sols (notamment l'état de fracturation/altération du calcaire). Les échantillons sont ensuite mis à profit pour des essais mécaniques en laboratoire.
- **3 sondages pressiométriques** *(SP1 à SP3)* réalisés en diamètre 63 mm, dont 2 (SP1, SP2) ont été arrêtés à 1.0 m/TA pour mesurer la résistance de la frange supérieure du calcaire, et un a été descendu à 20 m/TA (SP3) pour établir un profil pressiométrique toute hauteur. La sondeuse utilisée est de marque GEOTEC type TB 225. Les essais pressiométriques ont été répartis à différentes profondeurs.
- **1 sondage destructif** *(SD1)* réalisé en rotation au tricône de diamètre 63 mm et descendu à 20 m/TA. La sondeuse utilisée est également de marque GEOTEC type TB 225.

Les sondages SP3 et SD1 ont été réalisés dans la cour de la tonnellerie. Les sondages SP1 et SP2 ont été positionnés près de SC1 et SC2, au droit ou à proximité des ascenseurs extérieurs.

Les sondages destructifs et pressiométriques ont permis d'effectuer des enregistrements de paramètres. Les enregistrements ont consisté en :

- la vitesse d'avancement *(m/h)*,
- la pression sur l'outil *(bars)*,
- la pression d'injection *(bars)*,
- le couple de rotation *(bars)*.

- l'équipement du site avec **1 piézomètre en SD1** préalablement rebouché. Le piézomètre atteint 2.5 m/TA, il est muni d'une protection métallique en tête ;
- **4 essais d'infiltration de type Porchet** (*K1 à K4*) réalisés entre 0.0 et 2.5 m/TA au droit de sondages SC1 et SC2 ;
- **4 essais au pénétromètre dynamique de type PANDA (PD1 à PD4),** ont été poussés aux refus rencontrés à 0,9 m/TA au droit de PD1, 0,08 m/TA au droit de PD2, 0,2 m/TA au droit de PD3 et 0,3 m/TA au droit de PD4.

  Ces essais ont permis de mesurer en continu la résistance mécanique de chaque horizon traversé. Cette résistance s'interprète en termes d'homogénéité et de portance du sol.
- **4 sondages géologiques (ST1 à ST4)** réalisés à la tarière manuelle ont été réalisés. Ils ont atteint une profondeur comprise entre 0,1 et 0,9 m/TA. Ils ont permis de déterminer la lithologie des terrains rencontrés.
- des analyses de laboratoire comprenant :
  - **2 séries d'essais de résistance à la compression simple** sur échantillons de pilier calcaire (4 essais dont 2 par échantillon) ;
  - **2 séries d'essais brésilien de traction indirecte** sur carottes de voûte calcaire (6 essais dont 3 par carotte prélevée) ;

Il était également prévu une analyse d'agressivité des eaux vis-à-vis du béton mais le piézomètre Pz équipé en SD1 était sec lorsque nous sommes revenus pour faire un prélèvement sur site le 26/12/2019.

Ajout indice B : en complément, nous avons réalisé un sondage en tarrière manuelle au droit de l'ascenseur prévu dans la carrière 5009-NV2.

II.5. IMPLANTATION ET NIVELLEMENT DES SONDAGES

La position des sondages et essais figure sur le schéma d'implantation en annexe.

Nous avons effectué une première visite d'état des lieux le 13/12/2019 puis avons échangé avec le BE KHEPHREN et réalisé une implantation sur site le 16/12/19 en fonction des différentes contraintes identitiées, des objectifs de l'étude, au mieux des conditions d'accès et au mieux de la précision des plans remis.

Une visite a été réalisée en novembre 2024 par M. SIEST de la mairie de Saint-Emilion, M. CAVALLO et M. PLUQUET de GEOTEC, au niveau de la carrière 5009-NV2, suite au retrait du post électrique.

Les sondages n'ont pas été nivelés.

Les profondeurs sont comptées par rapport au Terrain Actuel.

III - CONTEXTE GEOTECHNIQUE - RESULTATS DES RECONNAISSANCES

III.1. CONTEXTE GEOLOGIQUE

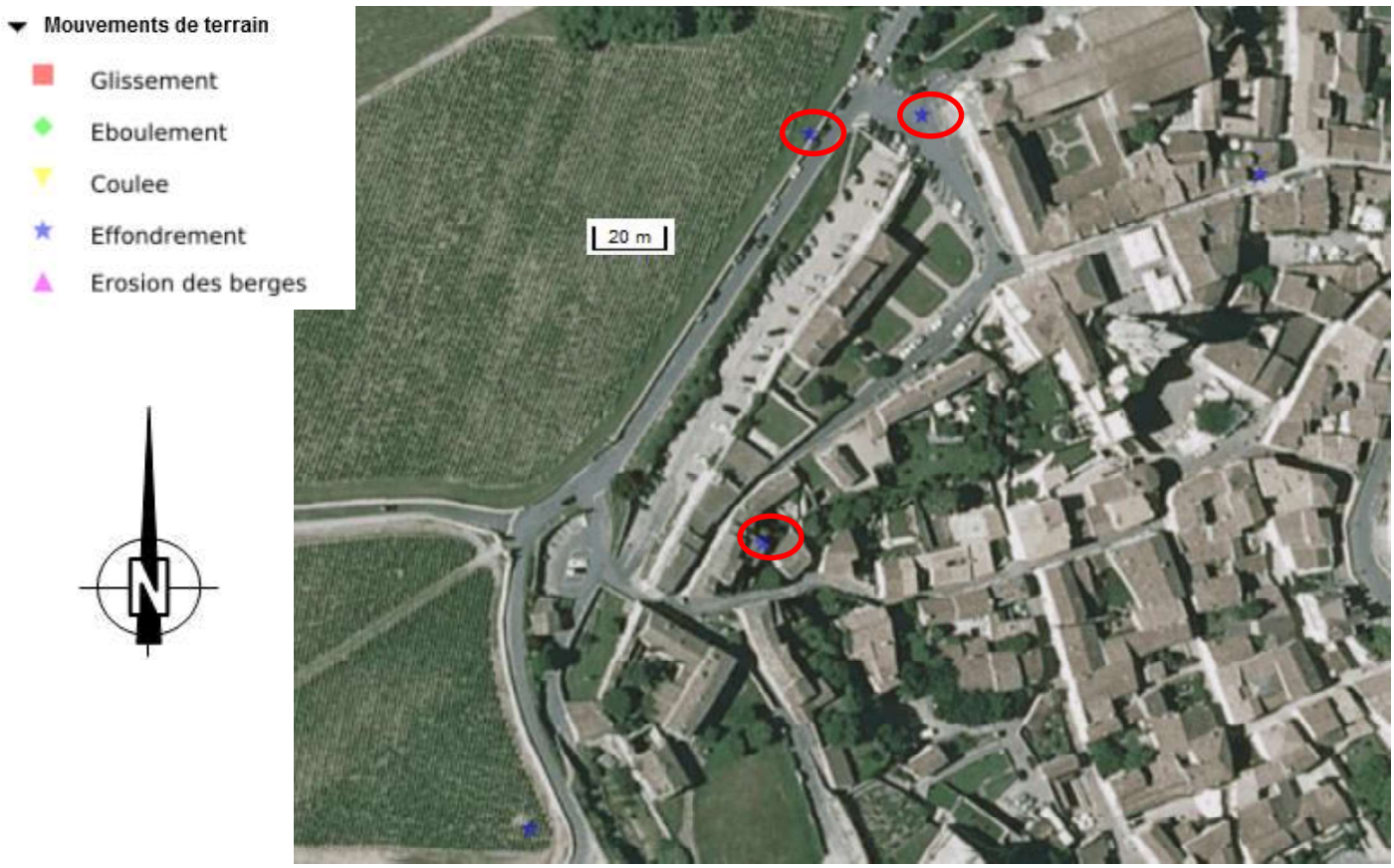
D'après la carte géologique de LIBOURNE, nous devons nous attendre à rencontrer :

- En couverture sur une faible épaisseur, des formations issues de l'altération des calcaires, soit des arènes +/- colluvionnées (sables, graves/blocs, argiles) ;
- Les formations marno-calcaires de l'Oligocène : calcaires à Astéries, calcaires marneux, marno-calcaires, marnes.

III.2. RISQUES NATURELS ET ANTHROPIQUES

Rappelons avant-tout que le secteur étudié est concerné par les risques d'effondrement et autres phénomènes d'instabilités consécutifs de la présence de cavités souterraines (remontées de fontis…), du fait de l'exploitation ancienne du calcaire (carrières souterraines répertoriées ci-avant) et également, dans une moindre mesure, du fait des phénomènes naturels de karstification du calcaire (vieillissement de la roche, dégradation progressive liée à la percolation d'eau).

D'après les données du BRGM, plusieurs mouvements de terrains de type éboulement et effondrement sont référencés sur la commune de Saint Emilion. En particulier 3 effondrements liés à des instabilités du toit de carrières souterraines sont référencés dans la proche périphérie du Logis de Malet (voir cartographie ci-après). Ils soulignent l'importance de de l'aléa « cavités souterraines » inhérent au site étudié.



Dans le chapitre IV ci-après, on analyse l'aléa « cavités souterraines » au droit du projet à la lumière des investigations in situ, ceci dans la configuration actuelle et projetée.

Concernant les autres aléas du secteur, les données bibliographiques et les investigations réalisées (voir-détail ci-après) ont permis de préciser les risques à prendre en compte sur le site étudié :

- d'après la base de données du BRGM, le risque de retrait/gonflement des argiles est classé en « moyen » sur le site. Cela s'explique essentiellement par la présence de formations argileuses superficielles issues de l'altération des marno-calcaires de l'Oligocène. Par expérience on peut écarter en première approche les risques de retrait gonflement sur ce site car les formations d'altération en place sont le plus souvent limoneuses/sableuses/graveleuses et peu plastiques, donc non-sensibles à ces phénomènes ;

- le site n'est pas concerné par un PPRI et par ailleurs la nappe locale est profonde – le contexte est celui de circulations contraintes d'eau météorique (dans le réseau de fracture du calcaire, à la faveur des interfaces entres les différents horizons, etc) – on peut donc écarter les problématiques d'inondation ou encore d'interaction avec une nappe sur ce site. Par contre on doit tenir compte du fait que les percolations d'eau dans le massif calcaire favorisent sa karstification et sa dégradation dans le temps – il faut au minimum veiller à ne pas accentuer/concentrer ces percolations ;

- vis-à-vis de l'aléa sismique, le site est classé en zone de sismicité 2 (faible) ;

- le substratum marno-calcaire correspond à une surface d'érosion : son toit est par définition de profondeur variable et la frange supérieure issue de son altération est d'épaisseur variable également. Les sondages réalisés ont d'ailleurs bien mis en évidence ces variations. Notons que les épaisseurs de frange d'altération sont comprises entre 0.5 et 1.2 m sur le site au droit des sondages réalisés, avec une valeur fréquente de 0.7 à 0.8 m. Localement, des surépaisseurs de frange d'altération et donc une surprofondeur du toit du substratum restent possibles, bien que les sondages permettent de considérer cet aléa comme faible au droit du projet.

- compte tenu de l'historique d'aménagement du site, des remblais sont présents en tête du substratum au droit des constructions et en périphérie. Dans la très grande majorité des cas, ils ne devraient pas excéder l'épaisseur des arènes +/- colluvionnées soit 0.5 à 1.2 m/TA, mais des surprofondeurs locales restent possibles, avec éventuellement des vestiges/éléments exogènes localisés.

III.3. SONDAGES IN SITU AU DESSUS DE LA CARRIERE – LITHOLOGIE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Les reconnaissances réalisées ont permis de mettre en évidence la séquence lithologique suivante :

- En tête, **une frange argilo-limoneuse à argilo-sableuse, à graviers, comportant des remblais sablo-graveleux à calcaire en tête sous les emprises bâties** (RF1 à RF7, PER2), correspondant à la frange superficielle d'altération/arénisation du calcaire sous-jacent. Au droit des espaces verts autour du Logis de Malet et dans la cour extérieure de la tonnellerie, une frange végétalisée superficielle est présente. L'épaisseur de cette couche est comprise entre 0.5 et 1.2 m selon les sondages. Elle est le plus souvent de 0.7 à 0.8 m.

  Ses caractéristiques mécaniques mesurées en SP1 à SP3 entre 0.5 et 1.0 m/TA sont :

  $$0.09 \leq pl^* \leq 0.25 \text{ MPa (3 essais)}$$

$0.6 \leq E_M \leq 2.1$ MPa (3 essais)

- **un calcaire de compacité et de lithologie très variables (calcaire coquillier, calcaire corayen, calcaire gréseux très friable, succession de bancs de compacité très tendre à élevée)**, reconnu jusqu'à la profondeur d'arrêt des sondages soit environ 20 m/TA en SP3 et SD1 et 0.5 à 2.5 m/TA au droit des autres sondages. On peut l'attribuer à un faciès calcaire du substratum de l'Oligocène.
  Il est à noter que les sondages profonds SP3 et SD1 ont été réalisés dans l'emprise de la tonnellerie Demptos étant donné les possibilités restreintes d'implantation liées à l'environnement construit et aux carrières sous-jacentes (au droit desquelles il a été choisi de ne pas implanter les sondages profonds). Les sondages SC1 et SC2 ont eux été implantés près du Logis de Malet.
  Rappelons que les observations en falaise mettent en évidence un état d'altération du calcaire apparement plus avancé côté Tonnellerie que Logis de Malet - il convient d'en tenir compte et de distinguer les différents résultats, notamment les carottes extraites en SC1/SC2 qui montrent un calcaire en bon état / compact au niveau de la voûte calcaire de la 5009-NV2, par rapport aux essais pressiométriques de SP3 entre 1.0 et 6 m/TA qui eux soulignent un état d'altération/fracturation avancé.

  Les enregistrements de paramètres en SD1/SP3 permettent de bien mettre en évidence les successions de bancs de lithologie/compacité différentes. On peut constater que les successions sont très variables latéralement entre SD1 et SP3.
  On note que sur les 8 premiers mètres environ, le profil en SP3 fait état d'une roche globalement plus tendre/altérée qu'en SD1. Cela peut s'expliquer par une exposition aux agents climatiques du calcaire en SP3 au niveau de la falaise présente côté Ouest (douves), par rapport à SD1 qui est davantage protégé.
  A noter également une passée particulièrement tendre au forage en SD1 vers 7.6 à 9.5 m/TA (environ 72.3 à 70.4 m NGF). Les observations en forage, la comparaison avec les altimétries des carrières proches et le fait que l'on ait pu reboucher SD1 sans perte d'injection pour l'équipement du piézomètre sont autant d'éléments qui permettent d'écarter la présence d'une cavité à cet endroit. La compacité de la roche est cependant très médiocre à cet endroit (il s'agit d'un banc très poreux/altéré/tendre, dont la résistance au forage en rotopercussion est très faible).

  Les paramètres mécaniques mesurés au droit du sondage pressiométrique SP3 sont très variables à l'instar des paramètres de forage, ce qui souligne les variations de compacité / les différents bancs :

  - calcaire très tendre / altéré (2 essais - SP3 à 2 et 5 m/TA) :

    $0.08 \leq pl^* \leq 0.41$ MPa

    $1.2 \leq E_M \leq 2.4$ MPa

  - calcaire compact à très compact :

    - SP3 entre 2.8 et 3.9 m/TA (1 essai) :

      $pl^* \# 2.52$ MPa

      $E_M \# 67.8$ MPa

- SP3 entre 6.5 et 17 m/TA(4 essais) :

  pl* > 4.87 à 4.94 MPa

  E_M > 250 MPa.

III.4. SONDAGES IN SITU AU SEIN DE LA CARRIERE 5009-NV2 – LITHOLOGIE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Les reconnaissances réalisées ont permis de mettre en évidence la séquence lithologique suivante :

- **Une épaisseur de jable (remblais)** observée entre 0,0 et jusqu'à 0,08 à 0,9 m/TA au maximum, au droit de l'ensemble des sondages. Ses caractéristiques mécaniques sont :

  $8{,}0 \leq qd \leq 120{,}0$ MPa

- **Le substratm calcaire +/- altéré** observé à partir des refus rencontrés au droit de chaque sondage

III.5. ESSAIS DE LABORATOIRE – CARRIERE 5009-NV2

Pour caractériser la résistance mécanique de la voûte calcaire et des piliers de la carrière 5009-NV2 à l'aplomb du Logis de Malet, nous avons effectué :

- 2 prélèvements sur pilier (bloc 1) en prenant en compte la nécessité de réaliser un prélèvement dans une zone qui sera le moins visible possible pour la suite de l'opération (aménagement d'une salle d'exposition) ;
- 2 carottages de la voûtes (SC1 et SC2) avec arrêt du forage après pénétration de la voûte sur environ 50 cm.

La position des sondages/prélèvement est indiquée sur le plan d'implantation des sondages en annexe.

On présente ci-après les principaux résultats des essais mécaniques effectués en laboratoire sur ces prélèvements. Les résultats sont détaillés en annexe, avec une planche photographique des échantillons prélèvés.

III.5.1. Résistance mécaniques des piliers calcaires

Les piliers de la carrière fonctionnent essentiellement en compression aussi nous avons réalisés 4 essais de résistance à la compression uniaxiale sur des éprouvettes cylindriques confectionnées à partir des blocs prélevés sur pilier.

A partir de ces essais, nous avons déterminé les valeurs suivantes :

- résistance à compression uniaxiale : $2.37 \leq Rc \leq 3.36$ MPa et la moyenne sur les 4 valeurs **Rc_{moyen} # 2.92 MPa**.

III.5.2. Résistance mécanique de la voûte calcaire

Sur la portée entre les piliers intérieurs et le front de taille, la voûte calcaire fonctionne essentiellement en fléchissement sous le poids de la couverture qu'elle supporte. La stabilité de la voûte est conditionnée par le critère de résistance en traction de la roche sur sa face inférieure (liée au fléchissement). Nous avons donc étudié la résistance en traction de la roche au niveau de la voûte calcaire, en confectionnant 6 éprouvettes tests pour 2 séries de 3 essais.

Il est à noter que les éprouvettes correspondent à différentes profondeur de voûte entre 0.0 et 1.0 m par rapport à la face supérieure.

Nous avons déterminé les valeurs suivantes :

- résistance à la traction indirecte : $0.43 \leq Rt \leq 0.92$ MPa et la moyenne sur les 6 valeurs $\mathbf{Rt_{moyen}}$ **# 0.63 MPa**.

III.6. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE

III.6.1. CONTEXTE GENERAL

Les formations aquifères locales superficielles sont les alluvions quaternaires et les formations de l'Eocène, non présentes sur le site étudié. D'autres aquifères plus profondes existent, dans les horizons du Crétacé notamment.

Dans ce contexte, le site n'étant concerné que par des formations Oligocène, on peut écarter la présence d'une nappe dans les horizons superficiels susceptibles d'intéresser le projet. Par contre, les eaux de ruissellement qui s'infiltrent et percolent naturellement les calcaires sur le long terme peuvent constituer des poches et accumulations locales et temporaires (nappes perchées).

III.6.2. OBSERVATIONS FAITES EN CARRIERES

Le 13/12/19, dans le cadre des visites de carrières, nous n'avons pas observé de percolations d'eau malgré une période pluvieuse récente, sauf dans la carrière 5009-NV2 sous le Logis de Malet où les percolations au toit étaient localement très marquées. Outre la relative finesse de la voûte calcaire de cette carrière (moins de 2.0 mètres localement) qui peut expliquer en partie ces phénomènes, après avoir interrogé les services techniques, il y aurait un drain de canalisation des EP en place entre le Logis de Malet et la rue des anciennes écoles. Ce drain ne serait pas étanche sur sa longueur de traversée et pourrait donc constituer une source d'infiltrations concentrées d'eau. Si cela est confirmé, ce drain constitue un facteur de dégradation accélérée du squelette rocheux (karstification par lessivage progressif du ciment calcaire). Il conviendra de traiter ce point dans le cadre des travaux de restructuration du Logis de Malet et plus largement la problématique de percolation importante d'eau que l'on peut constater par endroits dans la carrière, et qui ne se retrouve pas dans les autres carrières inspectées.

III.6.3. NIVEAUX D'EAU RELEVES EN FORAGE

Les reconnaissances n'ont pas mis en évidence de circulations superficielles d'eau au droit des fouilles manuelles descendues entre 0.5 et 1.2 m/TA. Au droit des autres sondages, la méthodologie de forage (avec injection d'eau) ne permet pas la mesure du niveau d'eau.

Le 26/12/19, nous avons relevé le piézomètre équipé en SD1. Il était sec si l'on néglige la faible accumulation d'eau sur la hauteur du bouchon de fond.

Ces relevés ayant un caractère ponctuel et instantanné, ils ne permettent pas d'anticiper les accumulations d'eau qui pourront toujours se produire en tête des faciès calcaires très peu perméables, notamment en période très pluvieuse. Néanmoins ils sont cohérents avec le contexte géologique général et le fait que les calcaires Oligocène ne constituent pas un aquifère.

Pour les terrassements superficiels projetés, le recoupement de poche d'eau locale reste possible (nappes perchées). Néanmoins ces éventuelles poches d'eau limitées devraient pouvoir être vidées par drainage gravitaire ou pompage.

Une étude hydrogéologique approfondie (avec suivi piézométrique) est nécessaire afin de préciser les variations de niveau d'eau sur le site à long terme et l'éventuelle interaction du projet avec d'éventuelles nappes perchées.

III.6.4. AGRESSIVITE DES EAUX SOUTERRAINES VIS-A-VIS DU BETON

En l'absence de venue d'eau au droit des sondages et en l'absence d'eau souterraine au droit du piézomètre installé, cette analyse n'a pas pu être réalisée.

Ce sont les eaux météoriques qui seront à priori dimensionnantes pour la classe d'exposition du béton, en l'absence supposée de circulations souterraines permanentes.

III.6.5. ESSAIS DE PERMEABILITE

Les essais de perméabilité de type PORCHET réalisés ont permis d'estimer les perméabilités suivantes :

Sondage	SC1		SC2	
Essai	**K1**	**K2**	**K3**	**K4**
Profondeur de l'essai (m)	0.0 – 0.5	1.0 – 2.0	0.0 – 0.5	1.2 – 2.5
Nature des sols	Remblais / argile	Voûte calcaire	Remblais / argile	Voûte calcaire
Perméabilité k (en m/s)	Non mesurable : $< 10^{-8}$	5×10^{-7}	De l'ordre de 10^{-8} (limite de précision)	Non mesurable : $< 10^{-8}$

Qu'il s'agisse de la frange argileuse superficielle ou bien de la voûte calcaire, la perméabilité des horizons superficiels mesurée ponctuellement est au mieux de l'ordre de 10^{-7} et sur 3 cas sur 4 de l'ordre de 10^{-8} m/s voire moins. Ce sont des horizons impropres à une solution de réinfiltration dans le sol.

Nous rappelons que les essais de perméabilité de type PORCHET sont des essais ponctuels. Seul un essai de pompage permettrait de déterminer la perméabilité en grand.

En particulier, les très faibles perméabilités mesurés en SC1/SC2 ne sont pas généralisables. Au droit de fractures / bancs rocheux de nature différente, les perméabilités peuvent varier.

Soulignons enfin que dans ce contexte général de carrière souterraine dont la stabilité impacte directement le projet, et de formations calcaires sensibles aux phénomènes de karstification (caractéristiques mécaniques qui se dégradent dans le temps du fait du lessivage progressif du ciment calcaire par percolation d'eau), toute concentration d'eau puis réinfiltration directe dans le sol est à proscrire.

Si des drains superficiels sont présents, il conviendra de les étanchéifier au plus vite pour limiter l'impact à long terme sur la carrière.

Enfin nous avons constaté qu'actuellement les percolations sont marquées en certains endroits de la carrière 5009-NV2 ce qui devra être pris en compte dans le suite du projet (notamment pour les choix d'aménagements intérieurs - typiquement l'exposition de tableaux dans la carrière ne nous semble pas adaptée sauf à prévoir une protection intérieure).

III.7. CLASSE SISMIQUE – RISQUE DE LIQUEFACTION

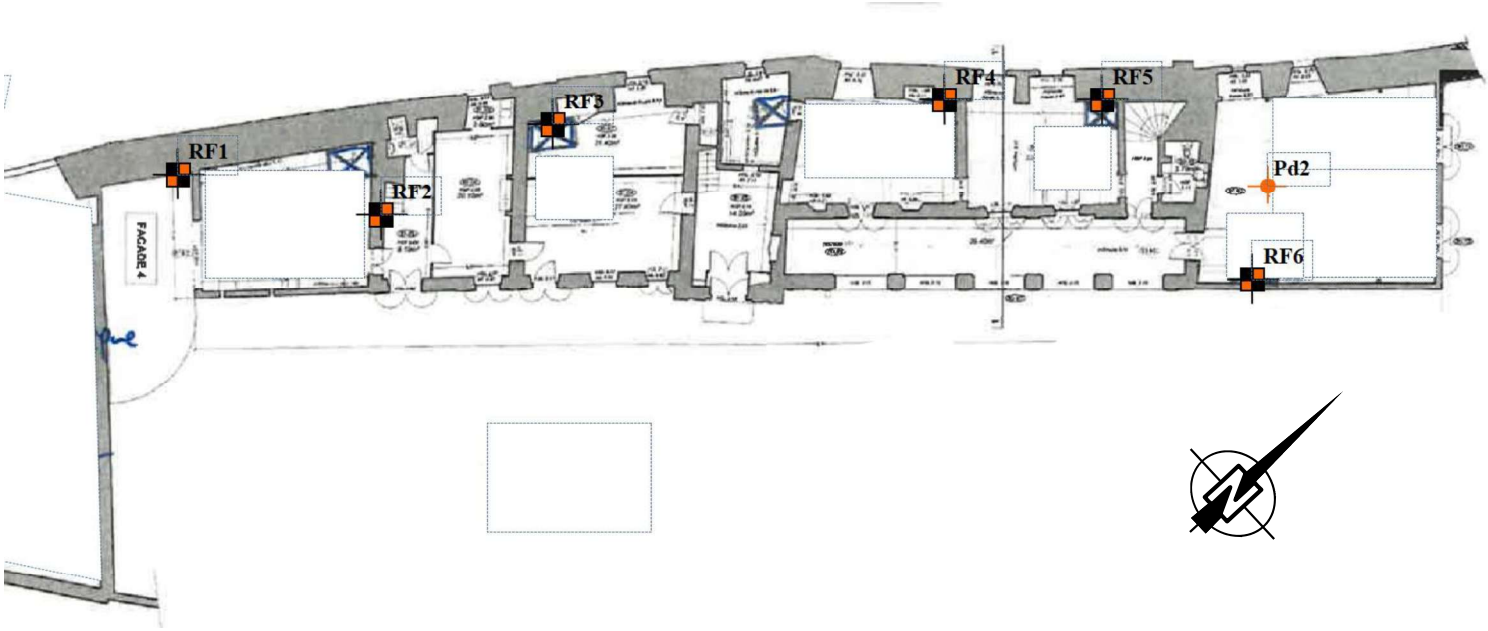
La catégorie d'importance des ouvrages projetés est II d'après les informations fournies.

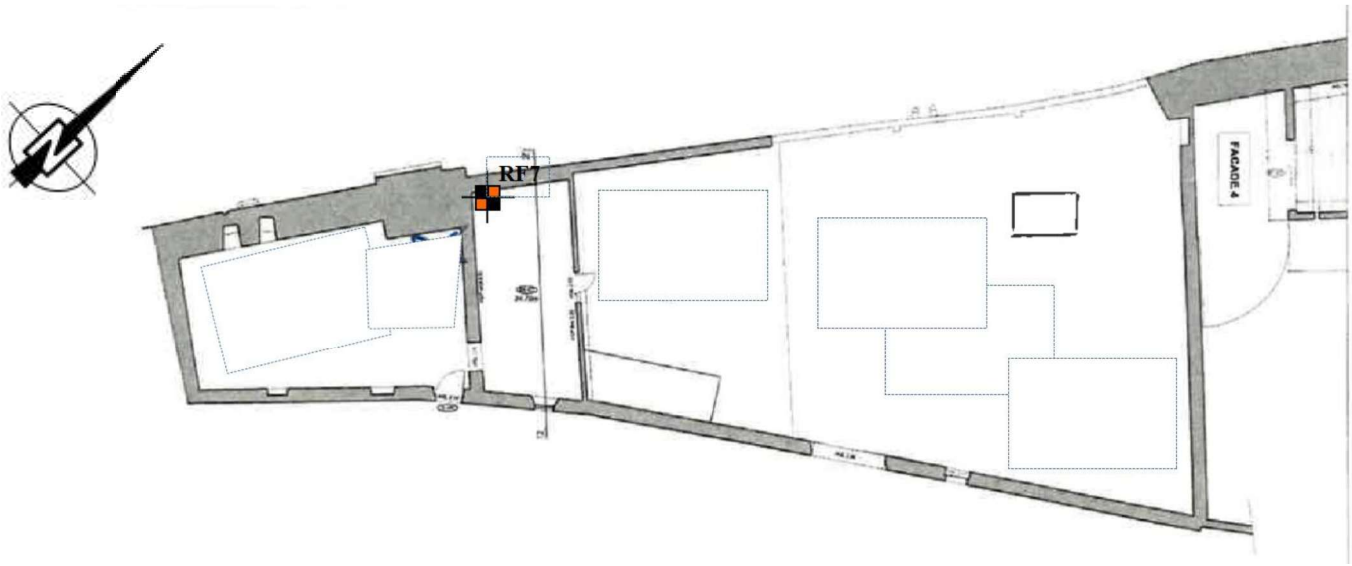
Le terrain se situe en zone d'aléa modéré (2) selon le décret n° **2010-1255 du 22 octobre 2010** relatif à la prévention des risques sismiques, applicable au 1er mai 2011.

De fait, en application de l'Eurocode 8 et des décrets d'application relatifs à la prévention du risque sismique, le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis du risque sismique et l'étude du risque de liquéfaction des sols ne sont pas requis.

III.8. RECONNAISSANCES DE FONDATION

Nous avons réalisé 7 reconnaissances de fondations sur les existants objets des travaux de restructuration. L'implantation de ces reconnaissances est figurée ci-après.





Implantation schématique des reconnaissances de fondation / perçages (sans échelle)

Les 7 fouilles manuelles RF1 à RF7 ont toutes mis en évidence des soubassements en moellons calcaires sans débords par rapport au mur. Leurs profondeurs d'assise n'a pas pu être déterminée par fouille manuelle mais elle est supposée correspondre au toit du calcaire compact reconnu par perçage/forage entre 0.45 et 1.00 m/TA.

Au droit de PER2 réalisé à l'emplacement du futur mur intérieur de l'actuelle salle d'exposition (qui supporte un nouveau plancher), nous avon reconnu sous une dalle de 6 cm d'épaisseur, un hérisson calcaire de 20 cm d'épaisseur puis une assise en remblais sablo-limoneux jusqu'à 0.5 m/TA environ (toit du calcaire).

Des coupes des géométries de fondations observées sont fournies en annexe. Des photographies des fouilles ouvertes le 16/12/19 sont présentées ci-après.



Fouille RF1



Fouille RF2



Fouille RF3



Fouille RF4



Fouille RF5



Fouille RF6



Fouille RF7



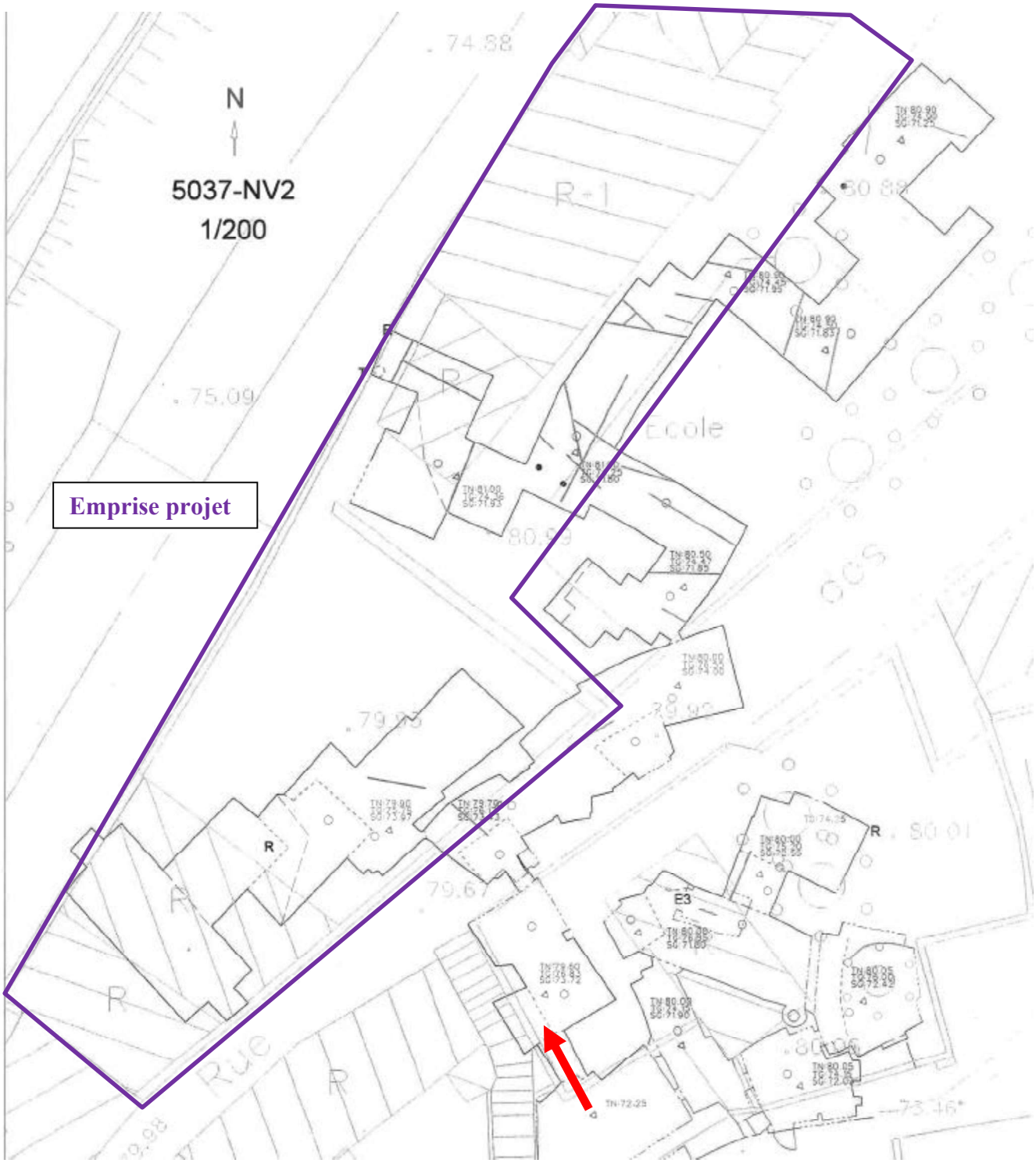
Perçage PER2

IV - DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE DE L'ALEA « CAVITES SOUTERRAINES »

IV.1. COMPTE RENDU DES INSPECTIONS DE CARRIERE

IV.1.1. Carrière 5037-NV2

Le 13/12/19, nous avons visité l'ensemble des galeries accessibles par l'entrée au niveau de la flèche rouge ci-dessous (propriété de M. QUERRE, accès par une ancienne chapelle au fond du jardin en contrebas), et notamment toutes les galeries de la 5037-NV2 situées sous l'emprise projet, comme figuré ci-dessous.



Extrait du plan de la fiche EDL d'ANTEA (2003)

Observations :

Les galeries situées sous l'emprise projet sont en très bon état de conservation général. On a pu retrouver les mêmes marqueurs géologiques que ceux figurés par ANTEA en 2003. On peut considérer en première approche que les galeries sous le projet ont très peu évolué depuis 2003 et sont en très bon état d'équilibre.

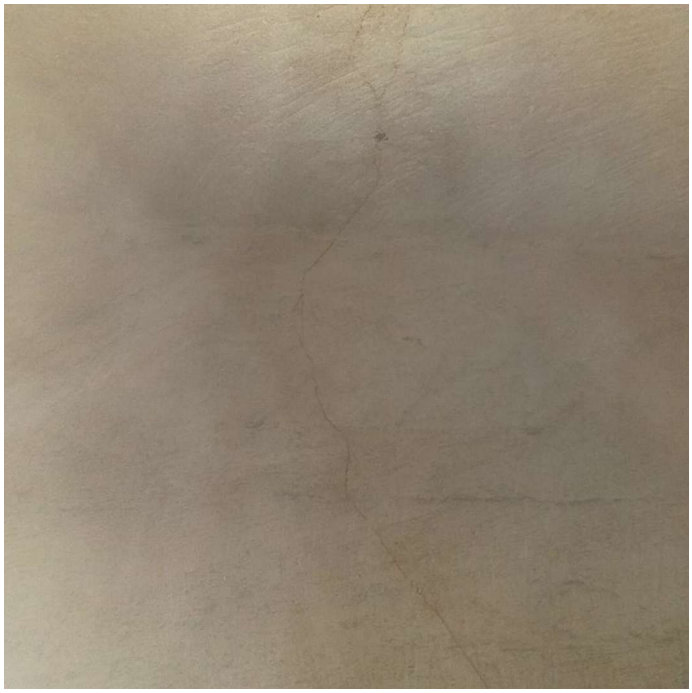
A noter que le recouvrement de la galerie sous le Logis du Malet est de 6.0 m environ (galerie plus basse, accessible par échelle) alors que celui des galeries sous la tonelerie est plus faible, de 3.5 à 4.0 m.



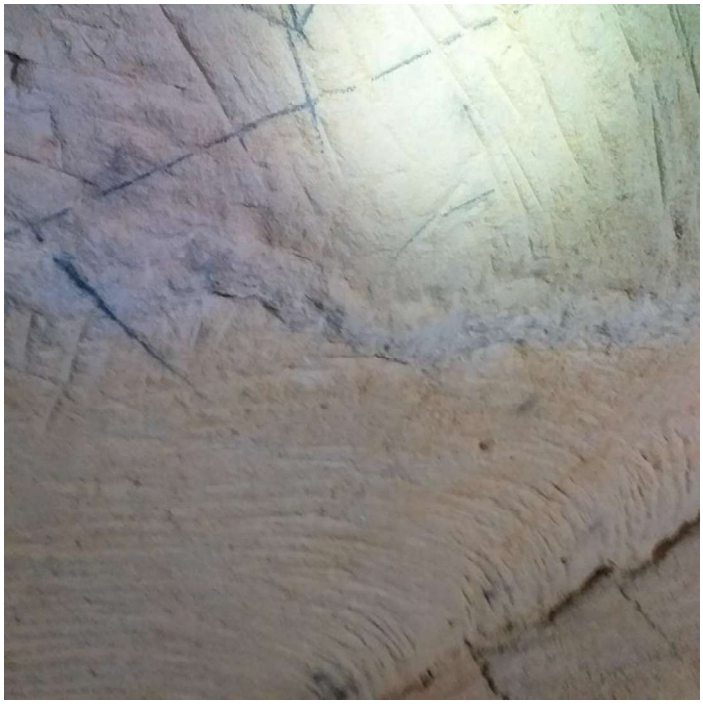


Galerie Sud (sous la tonnellerie)

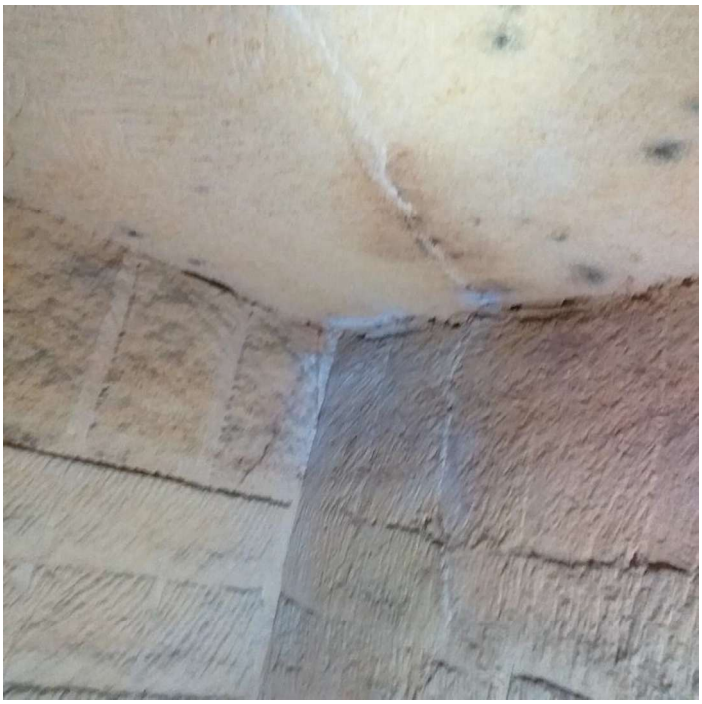




Galerie Nord (sous le Logis de Malet)









Galerie Nord (sous le Logis de Malet)

IV.1.2. Carrière 5033-NV3 – ramification Est

Le 13/12/19, nous avons visité les ramifications Est de la 5033-NV3 accessibles depuis le parking des douves, en empruntant une descente jusqu'au niveau NV3.



Extrait du plan de la fiche EDL d'ANTEA (2003)

Observations :

Les ramifications Est situées sous l'emprise projet sont difficilement accessibles du fait d'accumulations de jables et pierres calcaires dans cette zone. Il n'a donc pas été possible de réaliser une inspection détaillée mais les observations faites sur les parties dégagées montrent globalement que les galerie sont en bon état de conservation et ne présentent pas de fractures notables dans cette zone (comme cela était figuré sur le relevé d'ANTEA).

Ajoutons que ces ramifications sont étroites et profondes par rapport aux restructurations de la tonnellerie (le toit des galeries est environ 15 m plus bas) ce qui permet de nuancer l'impact du projet sur leur état d'équilibre qui nous semble bon sur la base de la visite du 13/12/19.

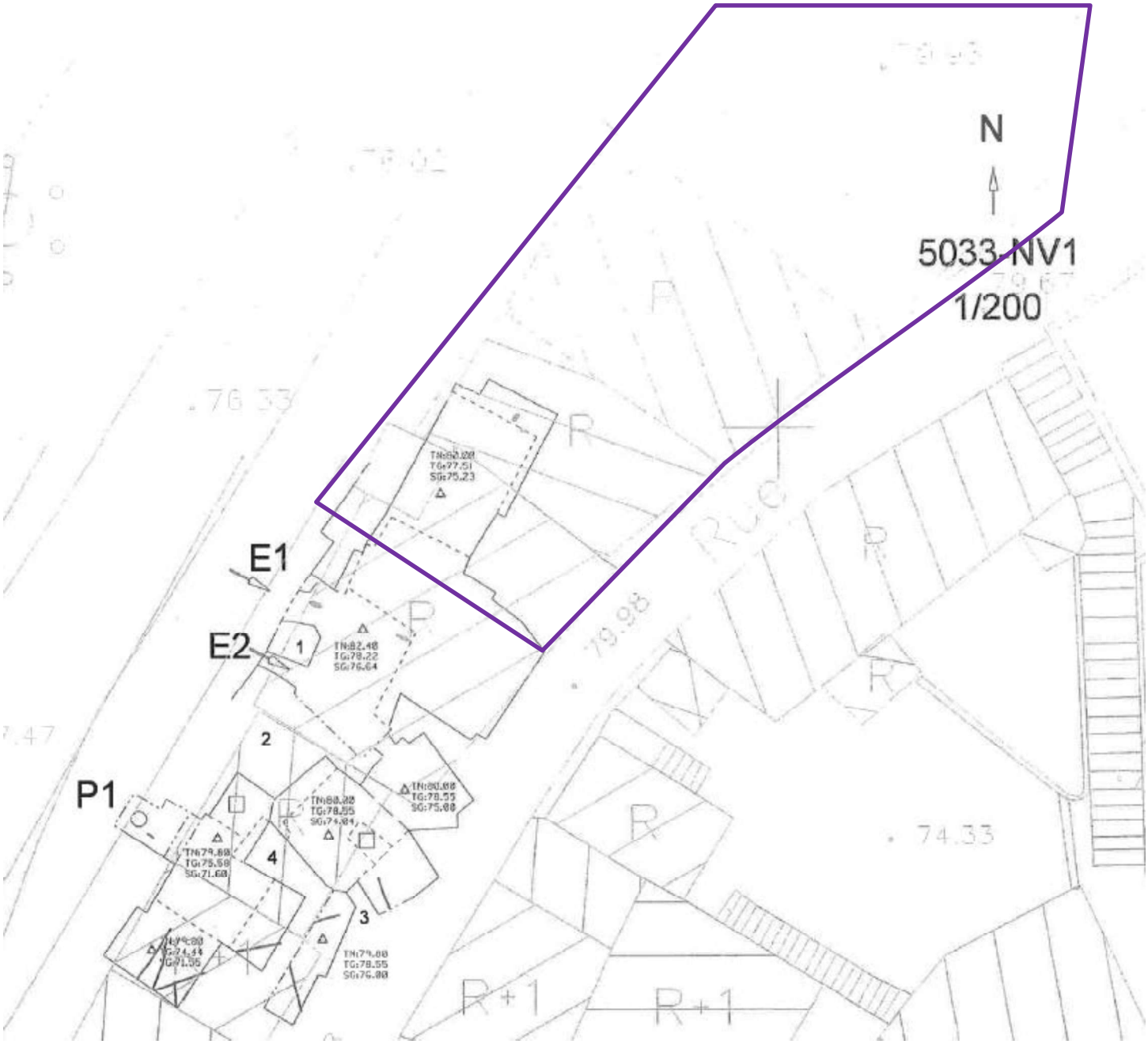




Ramifications Est partiellement remblayées de la 5033-NV3

IV.1.3. Carrière 5033-NV1 – moitié Nord

La carrière sert actuellement de stockage pour les services techniques. Elle est partiellement aménagée, notamment sur sa moitié Nord sous l'emprise de la tonnellerie.



Extrait du plan de la fiche EDL d'ANTEA (2003)

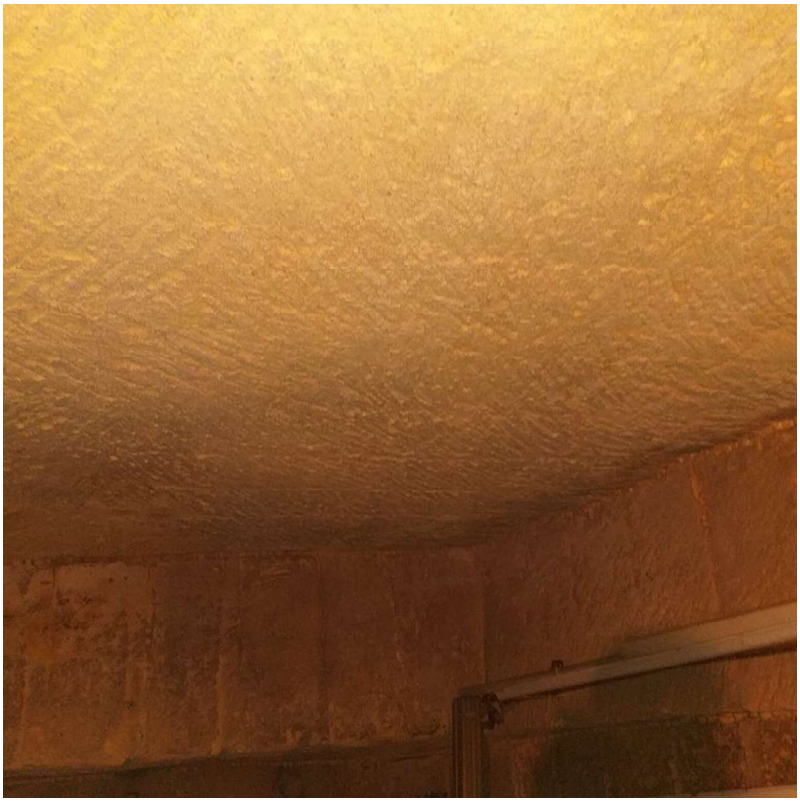
A noter que l'épaisseur de recouvrement pour la galerie sous la tonelerie est seulement de 2.5 m environ, soit un cerveau de l'ordre de 1.5 m d'épaisseur ce qui est relativement faible.

Observations :

La partie Nord sous le projet est en bon état de conservation, nous n'avons pas noter de signe d'instabilité ou de fracturation particulière.

Néanmoins étant donné la faible épaisseur de la voûte dans ce secteur (environ 1.5 m), on prévoira une adaptation des travaux s'effectuant sur cette extrémité Sud-Ouest de l'ancienne tonnellerie, pour les travaux de restructuration (limitation des vibrations et des surcharges provisoires, notamment).





IV.1.4. Carrière 5009-NV2

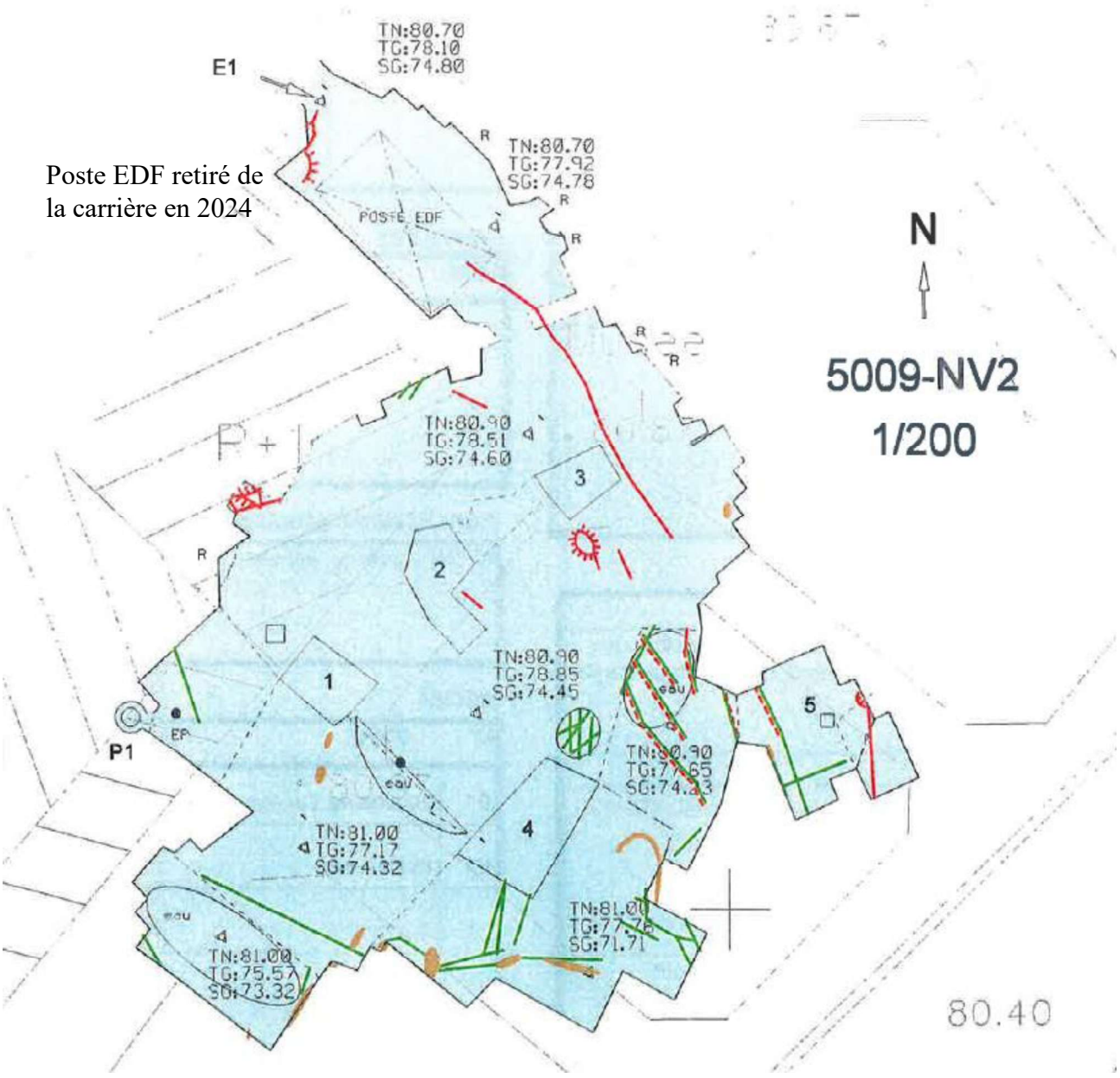
Il s'agit de la carrière la plus impactée par le projet étant donné l'ouverture prévue pour l'ascenseur et les surcharges liées au restructurations du Logis de Malet à l'aplomb d'une partie de la carrière. L'impact restera ceci-dit limité comme on le verra ci-après, sous-réserve de certaines adaptations constructives.

A noter que le toit de la carrière est situé entre 2.2 et 5.4 m/surface selon le secteur.

La superposition de cette carrière avec le projet d'ascenseur, le Logis de Malet et ses restructurations, est présentée au chapitre I.2.

En 2003, ANTEA avait relevé plusieurs marqueurs géologiques et fractures mécaniques dans cette carrière, comme figuré la fiche EDL ci-dessous.

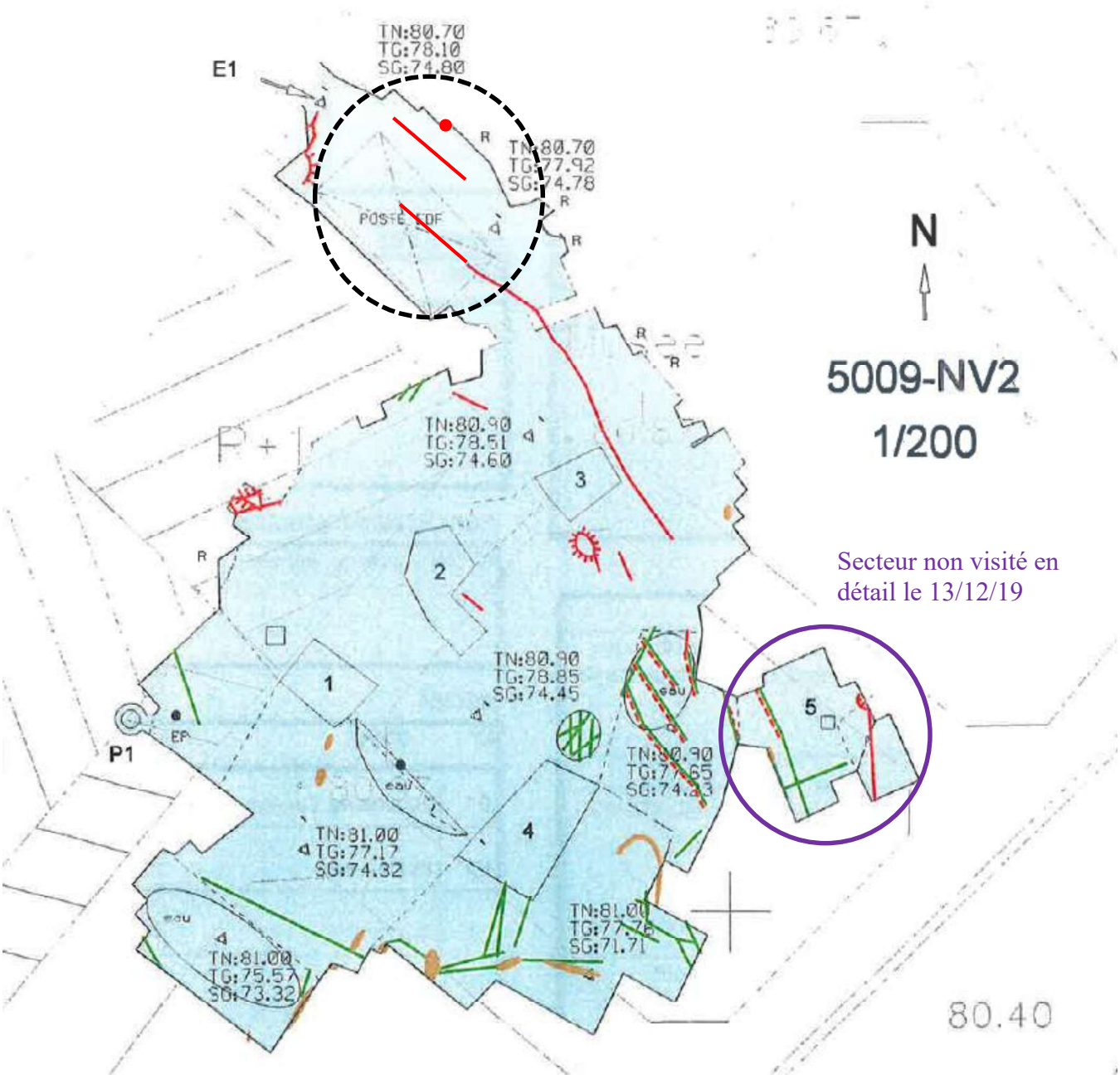
Poste EDF retiré de la carrière en 2024



Extrait de la fiche d'inspection de 2003 établie par ANTEA

L'inspection du 13/12/19 a permis de retrouver les mêmes marqueurs que ceux figurés par ANTEA et a également mis en évidence de nouvelles fractures mécaniques au niveau de la galerie à l'entrée où se trouve un transformateur.

Les nouvelles fractures au toit et en paroi sont figurées sur le plan schématique ci-dessous.

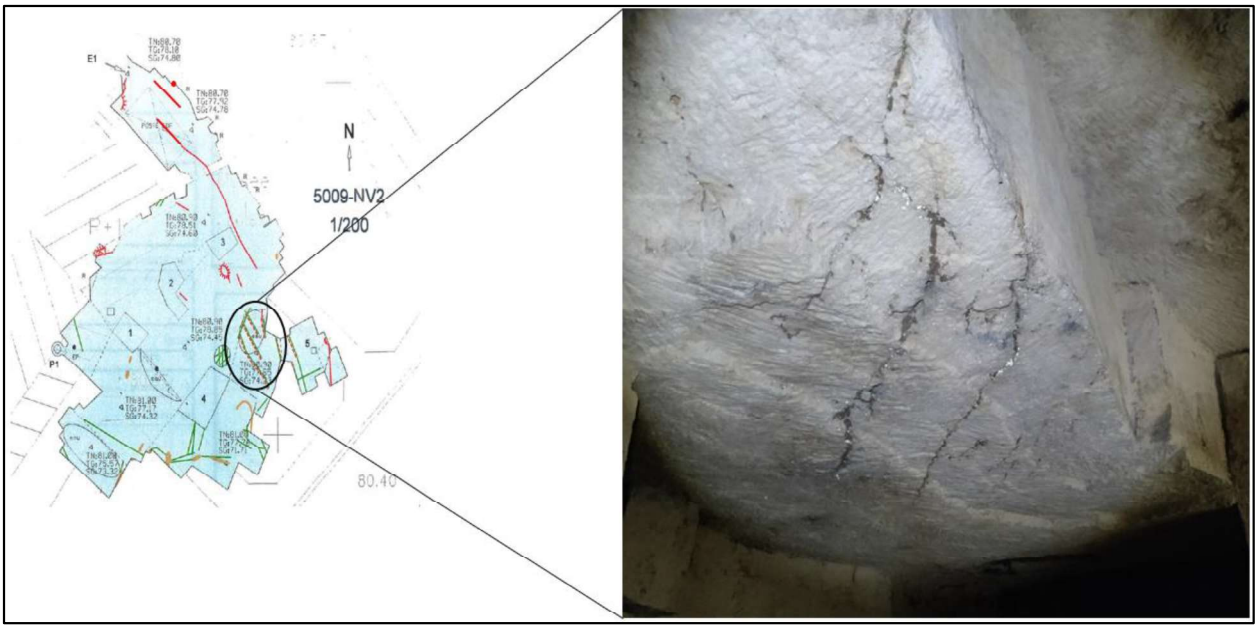


Extrait du plan d'ANTEA de 2003 avec annotations suite aux relevés de fin 2019

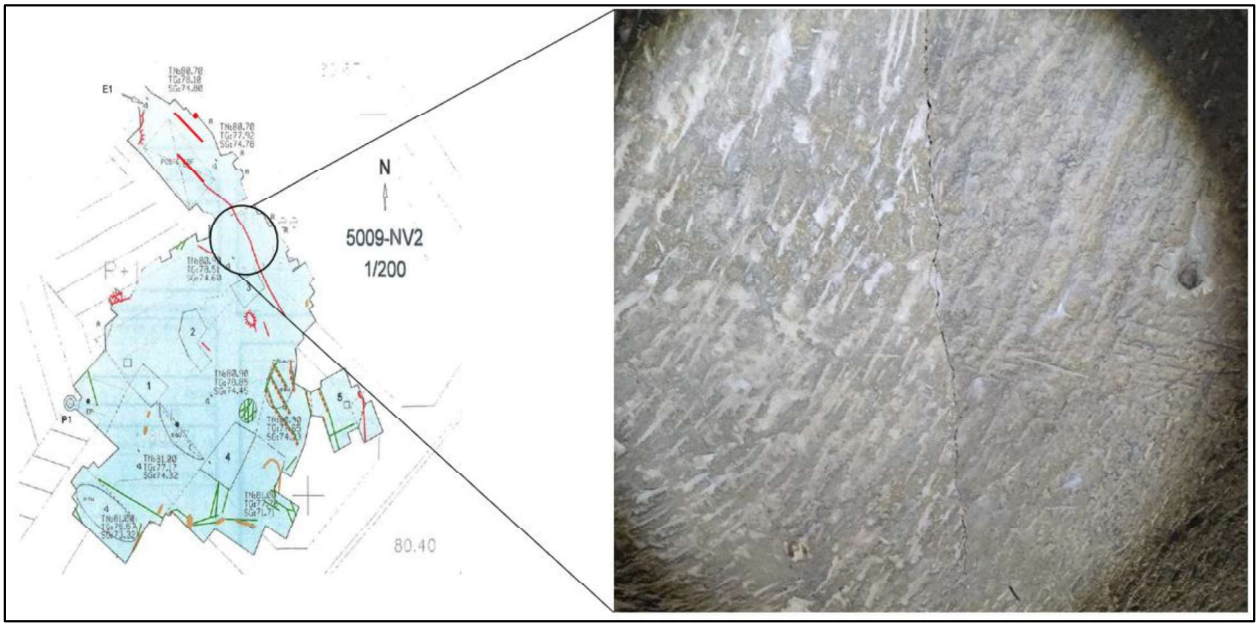
Sur la base de ces constats, il semble que la fissure mécanique au toit figurée en 2003 se soit étendue vers l'entrée, au dessus du transformateur. Egalement une deuxième fissure, parallèle à celle-ci, est apparue. Enfin en paroi nous avons noté une fissure à proximité.

Dans le reste de la carrière, les constats sont similaires à 2003 ce qui permet de considérer un état des lieux très proche à 2003 en dehors de la galerie à l'entrée et en nuançant ce point pour la zone entourée en violet ci-dessus où les conditions d'accès restreintes n'ont pas permis une inspection exhaustive le 13/12/19.

Lors de l'inspection réalisée le 21/03/2025, les mêmes marqueurs et fissures ont été remarqués. Ces fissures ne semblent pas avoir évoluées depuis la précédente visite.



Photographie des fissures au niveau du ciel de la carrière – GEOTEC – 21/03/2025



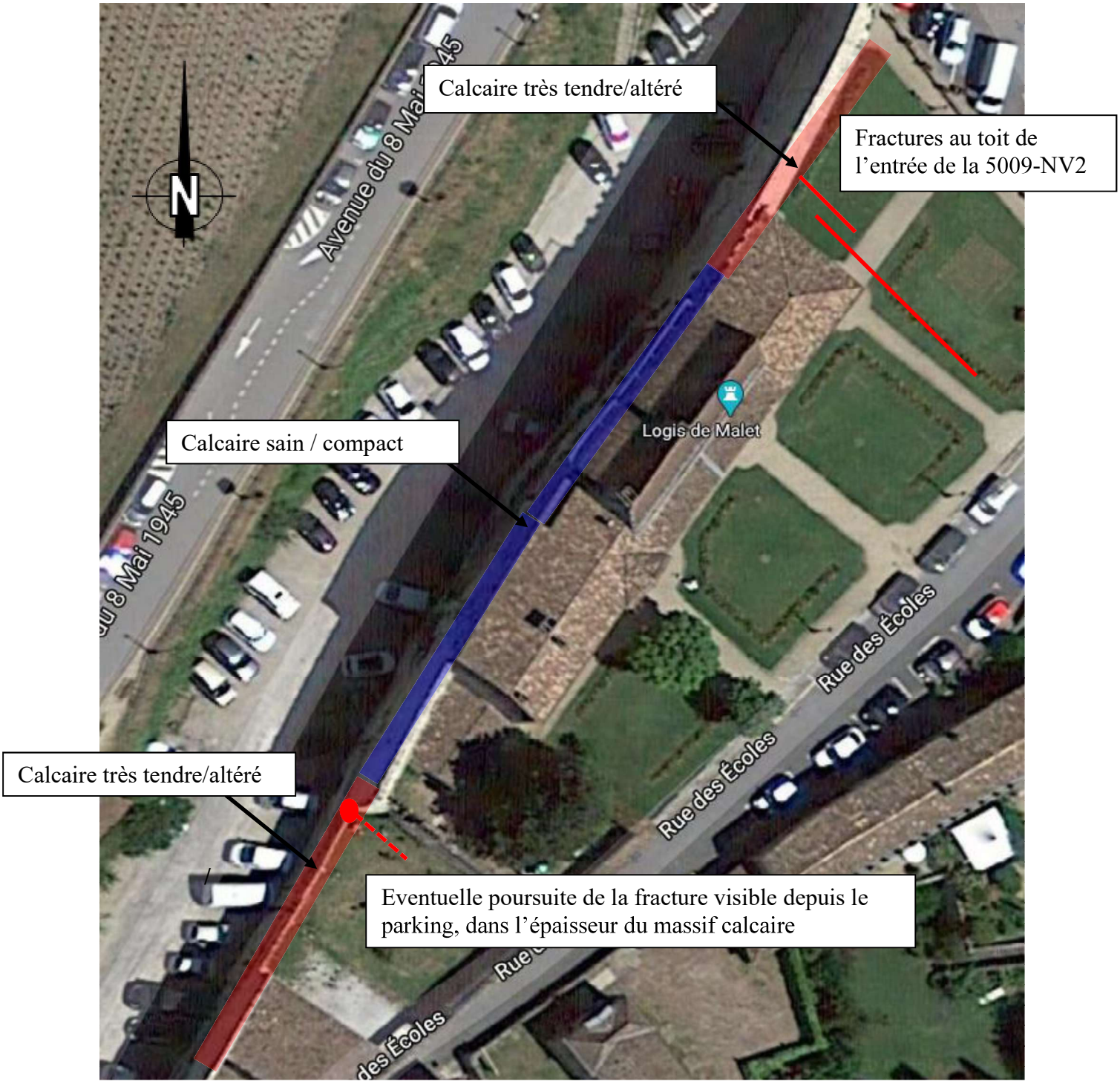
Photographie des fissures au niveau du ciel de la carrière – GEOTEC – 21/03/2025

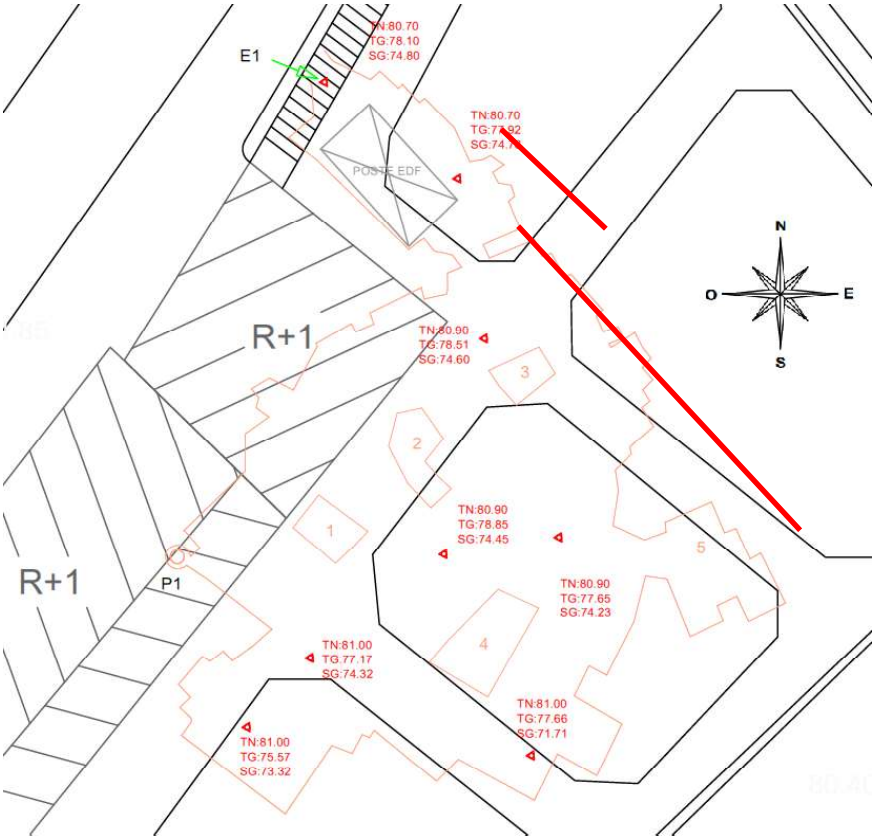
IV.1.5. Conclusion sur les inspections de carrière

Concernant la 5009-NV2, on a constaté l'évolution de l'état de fracturation de l'entrée de la carrière par rapport à 2003, avec l'apparition de nouvelles fractures de la voûte parallèles ou dans le prolongement des précédents.

On peut en partie expliquer ces fractures au toit en faisant un parallèle avec les observations en falaise sur le parking des douves et en prenant en compte l'environnement construit/non construit (voir ci-dessous). On constate en effet une bonne correspondance

entre les fractures observées et les transitions zones construites/non-contruites ou encore calcaire altéré/sain.





Si cette hypothèse est la bonne, les fractures observées seraient liées aux hétérogénéités du massif calcaire et à son chargement différentiel.

Quoi qu'il en soit, cette évolution des désordres constatée dans la 5009-NV2 appelle la mise en place d'un suivi des fractures à l'entrée avec la pose de fissuromètres et des relevés réguliers. On mettra en place cette instrumentation et on réalisera des mesures 0 avant tous travaux. On prévoira un suivi renforcé sur toute la durée du chantier. En cas de constat de poursuite d'ouverture des fractures ou bien de leur propagation, on imposera un point d'arrêt du chantier. Il pourra éventuellement s'avérer nécessaire de réaliser des confortements de la zone (selon seuils à définir dans le cadre du suivi). Le cas échéant cela aura un impact notable sur le calendrier du chantier.

Plus généralement, étant donné les travaux projetés et le fait que l'équilibre actuel de la carrière sera impacté, il convient de réaliser des inspections régulières en parallèle au suivi des fractures à l'entrée. On profitera de ces inspections pour contrôler la partie Est de la carrière entourée en violet ci-avant, où des incertitudes substitent sur l'évolution par rapport à 2003.

Concernant les autres carrières inspectées, les observations sont très proches des relevés de 2003 et les galeries sont en bon état apparent. Au-delà du suivi espacé dans le temps à réaliser pour ces carrières, nous n'avons pas de recommandation particulière.

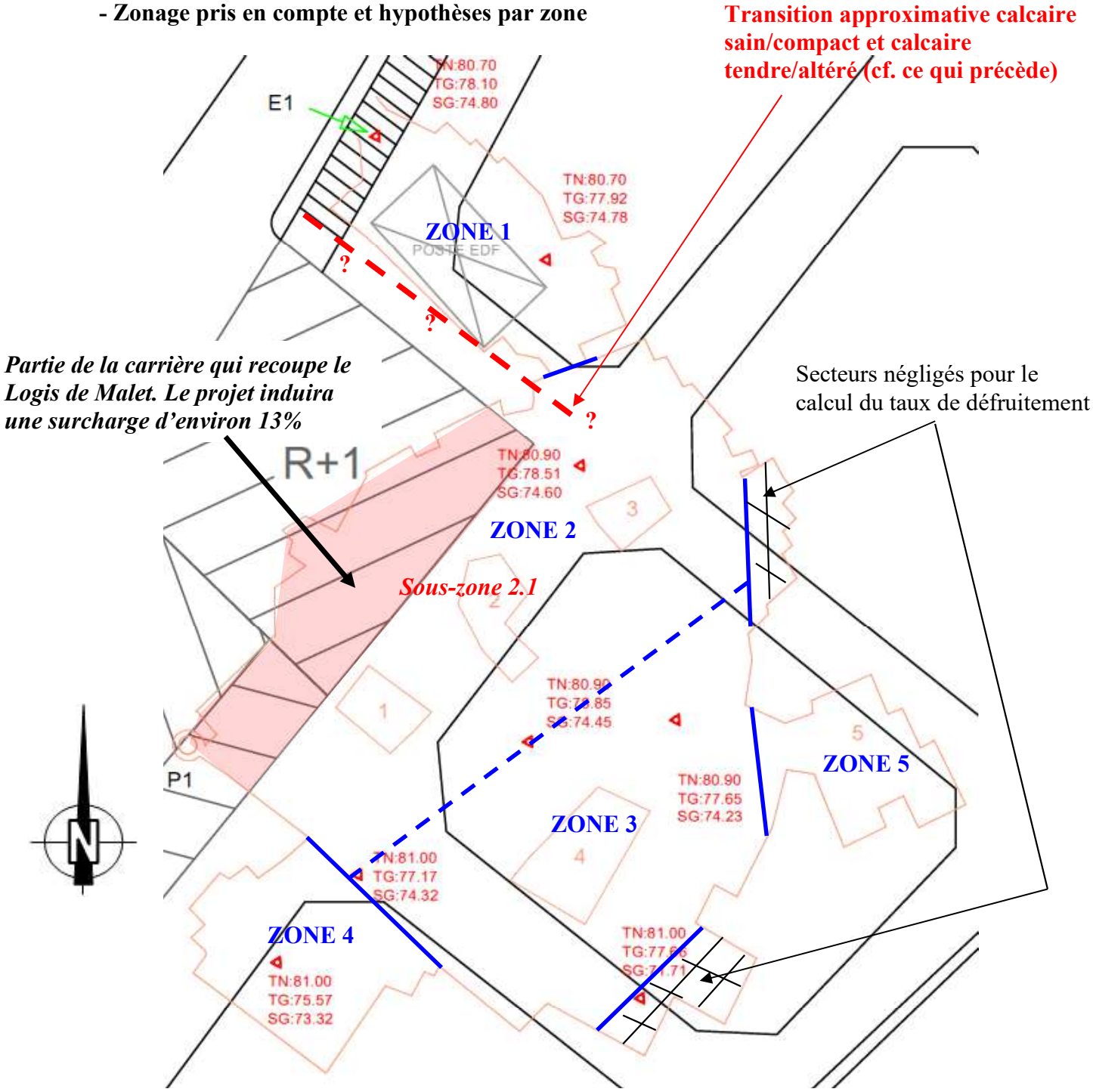
Les fissures inspectées en 2025 ne montrent pas d'évolution par rapport au relevé effectué en 2020. Au-delà du suivi espacé dans le temps à réaliser pour ces carrières, nous n'avons pas de recommandation particulière. Les sujétions définies ci-avant (texte en gras) devront toutefois être respectées en phase travaux.

IV.2. ANALYSE DE LA STABILITE DE LA CARRIERE 5009-NV2

On procède ci-après à une analyse calculatoire de l'état de stabilité de la carrière 5009-NV2. Cette analyse n'intègre pas les désordres constatés en carrière et elle suppose des piliers et une voûte calcaire non fracturés / pour lesquels on peut retenir un comportement monolithique et les valeurs Rc et Rt moyennes définies au chapitre III.4. Les coefficients de sécurité déterminés par cette méthode ne sont donc pas représentatifs dans les secteurs où il est constaté des altérations importantes ou des fractures marquées du massif rocheux.

Néanmoins, cette analyse participe du diagnostic géotechnique de l'état de stabilité de la carrière.

- Zonage pris en compte et hypothèses par zone



On peut retenir les paramètres suivants sur les 5 zones figurées ci-avant, en considérant une épaisseur de sols « meubles » d'environ 1.0 m en moyenne :

ZONE	**1**	**2.1**	**2.2**	**3 à 2.2**	**4**	**5**
hauteur de recouvrement **h' (m)**	# 2.7	# 2.2	# 2.2	# 3.2	# 5.4	Faible
épaisseur du toit calcaire **h (m)**	# 1.9	# 1.4	# 1.4	# 2.2	# 4.4	Très faible
Epaisseur de voûte mobilisée en fléchissement **h2 (m)**	1.9	1.4	1.4	2.1*	2.6*	Très faible
portée entre appui **l (m)**	# 4.8	# 3.7	# 3.7	# 2.6	# 4.9	# 3.7
taux de défruitement **τ (%)**		92	92	91		
Résistance à la compression moyenne (MPa)		2.92				
Résistance à la traction moyenne (MPa)	**# 0.3**	0.63				
supplément de contrainte **q (kPa)** lié aux aménagements présents en surface	0	# 36 actuel # 40.5 projet	0	0	0	0

Notes :

La contrainte limite en traction est limitée par rapport à la valeur moyenne en zone 1 pour tenir compte de l'état d'altération important du calcaire visible en falaise. Par hypothèse on retient une réduction de moitié de la valeur moyenne.

L'épaisseur de voûte mobilisée en traction est limitée par hypothèse à 0.35 x (l+h') m lorsque celle-ci est très épaisse, du fait de sa structure en bancs hétérogènes (on ne considère pas un fléchissement global de la voûte mais uniquement des bancs à sa base).

A partir des données du BET structure, on retient que la contrainte moyenne appliquée par la partie du Logis de Malet qui recoupe la zone 2 est de l'ordre de :

1) Situation actuelle :
- Toiture 200 daN/m² x 14 x 2 = 5 600 daN
- Plancher bois R+1 :
  G = 150 daN/m² x 14 x 2 = 4 200 daN
  Q = 350 daN/m² x 14 x 2 = 9 800 daN
- Mur en pierre ép 30cm, ht=8m = 0.3 x 8 x 2100 x 14 = 70 560 daN
- Plancher RDC : Q = 350 daN/m² x 14 x 2 = 9 800 daN

TOTAL = 99 960 daN soit 3,6 t/m² (**36 kPa**)

2) Situation projetée :
- Toiture 200 daN/m² x 14 x 2 = 5 600 daN
- Plancher béton épaisseur 25cm R+1 :
  G = 625 daN/m² x 14 x 2 = 17 500 daN
  Q = 350 daN/m² x 14 x 2 = 9 800 daN
- Mur en pierre ép 30cm, ht=8m = 0.3 x 8 x 2 100 x 14 = 70 560 daN
- Plancher RDC : Q = 350 daN/m² x 14 x 2 = 9 800 daN

TOTAL = 113 260 daN soit 4,05 t/m² (**40,5 kPa**)

On suppose que l'ascenseur qui descend dans la carrière est conçu de sorte à ne pas surcharger la voûte ou les piliers, et qu'il n'induit pas de vibration/d'effort sur ces éléments (ouvrage totalement indépendant et autostable) – voire ci-après « orientations pour le projet ».

On a donc considéré un accroissement de l'ordre 13% de la contrainte moyenne appliquée sur la carrière 5009-NV2 au droit du Logis de Malet, suite aux restructurations envisagées, d'après les données fournies par le BET structure.

- Coefficients de stabilité des piliers et voûtes de la 5009-NV2 à court et long terme, en situation actuelle et projetée

La stabilité des piliers et voûtes calcaire est analysée selon la méthode détaillée par l'IFSTARR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux) dans son ouvrage « Le Diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées – Guide technique/méthodologique » de septembre 2014.

Pour la stabilité des piliers, on utilise la méthode de l' « aire attributaire ».

Pour la stabilité des voûtes, on utilise la méthode du « modèle de plaque » pour les zones 2 et 3, et la méthode du « modèle de poutre » pour les zones 1, 4 et 5.

Pour la situation à long terme, on retient par hypothèse un facteur de sécurité divisé par 2 par rapport à la vérification à court terme, ce qui correspond à un cas hypothétique de dégradation des paramètres mécaniques du massif rocheux de 50% à long terme. Au-delà de la notion temporelle, c'est bien une forte altération/dégradation des paramètres mécaniques du massif rocheux qui est considérée dans le cas « long terme ».

On récapitule dans le tableau suivant les coefficients de sécurité vis-à-vis de la stabilité à court et long terme pour les piliers et voûtes de chaque zone, en fonction des paramètres et hypothèses retenus ci-avant.

			ZONE 1	ZONE 2,1	ZONE 2,2	ZONE 3 à 2,2	ZONE 4	ZONE 5
ETAT ACTUEL	CT	Stab Pilier		2,8	5,2	4,0		
		Stab toit	1,7	1,7	3,3	2,7	2,7	Incertain
	LT	Stab Pilier		1,4	2,6	2,0		
		Stab toit	0,8	0,8	1,7	1,4	1,4	Incertain
ETAT PROJET	CT	Stab Pilier		2,8	5,2	4,0		
		Stab toit	1,7	1,6	3,3	2,7	2,7	Incertain
	LT	Stab Pilier		1,4	2,6	2,0		
		Stab toit	0,8	0,8	1,7	1,4	1,4	Incertain

Note : les calculs ont été repris avec une analyse plus fine dans le cadre du présent rapport indice B étant donné qu'il s'agit désormais de définir très précisément les secteurs de carrière à renforcer dans le cadre du projet, de manière à se ramener à $F_{LTmin} = 1.1$.

Les optimisations de l'analyse portent sur la distinction entre les modèles de calculs pour l'équilibre de la voûte et sur l'épaisseur de la voûte contribuant à la stabilité. Egalement il a été recherché une meilleure cohérence entre ces résultats analytiques et les constats en carrière.

Commentaire général sur ces résultats et recoupement avec les observations de terrain

Les coefficients de sécurités permettent d'apprécier l'état de stabilité à court et long terme de la carrière 5009-NV2, et l'impact du projet sur cet équilibre, avec les nuances évoquées ci-avant. On rappelle en effet que ces résultats sont à considérer avec précaution et doivent être comparés/recoupés avec les observations de terrain. Les coefficients de sécurité déterminés par cette méthode ne sont pas représentatifs dans les secteurs où il est constaté des altérations importantes ou des fractures marquées du massif rocheux.

De façon générale, l'analyse indique que l'impact du projet est limité à la zone 2.1 ce qui est logique puisqu'il s'agit de la seule zone qui sera surchargée partiellement.

On peut faire les commentaires suivants pour chaque zone :

ZONE 1 :

Avec la valeur réduite de Rt retenue pour tenir compte de l'état d'altération du calcaire, le calcul conduit à une voûte stable à court terme mais instable à long terme..

Ce résultat théorique n'est cependant pas représentatif de la réalité puisqu'il est constaté une fracturation de la voûte avec une évolution récente des fractures. La voûte n'est donc pas intacte et les coefficients de sécurité réels sont inférieurs à ceux de l'analyse théorique.

Etant donné les derniers échanges avec les différents intervenants du projet, **il est nécessaire de prévoir un confortement de la voûte de la zone 1** qui n'est pas stable à long terme, quand bien même ce constat n'est pas lié au projet mais bien à la configuration du site indépendamment des travaux de restructuration prévus. On prévoira de conforter la fracture entière, ce qui étend la zone des confortements vers l'intérieur de la carrière.

ZONE 2 :

On distingue la zone 2.1 à l'aplomb du logis de Malet, et la zone 2.2 qui est en périphérique de son emprise. Le projet n'est théoriquement impactant que dans la zone 2.1, de façon grossière. Concernant l'ascenseur, sa situation favorable entre 2 piliers et la condition fixée de rétablir l'effet de voûte après excavation conduisent à négliger son impact sur la carrière moyennant des travaux très délicats, n'impactant par la carrière (pas de création de fissure, pas de vibration importante, etc).

On note avant tout que l'impact du projet sur l'équilibre actuel est plutôt faible ce qui est cohérent avec l'amplitude des restructurations prévues dans le secteur (les charges du Logis de Malet sont augmentées de 13% mais les charges globales s'appliquant sur la voûte et les piliers ne le sont que de 6%).

L'analyse en coefficient de sécurité est plutôt fidèle à la réalité pour la zone 2 étant donné le bon état structurel de la carrière dans cette zone. Elle montre que globalement :

- En zone 2.2, la sécurité CT/LT est satisfaisante ;
- En zone 2.1 impactée par le projet :
    - les piliers sont stables avec une marge de sécurité très confortable à court terme et correcte à long terme, avec des coefficients équivalents en situation actuelle ou projetée : l'influence du projet sur l'équilibre des piliers est donc marginale et les piliers sont stables ;

- la voûte est légèrement impactée par le projet (les coefficients de sécurités baissent d'une décimale) mais cet impact est très faible devant l'écart de sécurité entre LT et CT. La voûte est stable à court terme avec une marge de sécurité correcte actuellement (60%) mais instable à long terme dans le cas où la valeur Rt retenue se dégraderait de 50%, étant donné que la voûte est de faible épaisseur dans cette zone.

La voûte de la zone 2.1 doit donc être confortée conformément aux échanges avec les intervenants du projet.

ZONE 3 :

Cette partie de la carrière est stable dans toutes les situations. Cela est lié à l'épaisseur de la voûte qui est pratiquement doublée par rapport à la zone 2, et à l'absence de bâtiment en surface.

A noter, pour nuancer ce résultat, que dans le couloir central où les portées entre piliers atteignent environ 4.8 m, les coefficients de sécurité sont inférieurs, bien que corrects à LT. Dans ce secteur, on note que de petites fractures sont présentes et que les percolations d'eau sont localement marquées. D'après les informations de la mairie elles seraient liées à un drain inversé récemment mis en place (depuis 1 an ou 2). La zone 3 présente globalement un bon état de stabilité à court et long terme mais **il conviendra de supprimer le drain inversé en surface** qui induit des percolations concentrées et va détériorer l'équilibre de la voûte si rien n'est fait. On s'assurera que ces travaux sont réalisés dans le respect de l'équilibre de la carrière (pas de vibrations importante, etc).

Autre remarque importante : **à la jonction avec la zone 5**, plusieurs fractures géologiques ont rejoué mécaniquement et conduisent à considérer un état de stabilité médiocre que l'on élargit à la zone 5. **Il conviendra de conforter cette zone en même temps que la zone 5**.

ZONE 4 :

Dans l'ensemble, on peut faire les mêmes remarques qu'en zone 3.

ZONE 5 :

Les observations de terrains (essentiellement les constats de 2003) montrent un état réel d'altération/fracturation de la voûte. La présence de points faibles tels que des fissures géologiques qui rejouent mécaniquement dans le temps, et les aménagements anthropiques ultérieurs à l'exploitation de la zone peuvent expliquer l'état de fracturation actuel de la voûte.

Sans connaître les dimensions précises de la voûte, on a pu observer qu'elle est très fine à cet endroit et probablement peu stable.

L'état de fracturation de la zone, les incertitudes sur son état d'équilibre et le fait qu'il s'agissent d'une zone confinée nous conduit à orienter sur un confortement de la zone en parallèle aux autres confortements à prévoir.

La partie Est de ce secteur fera l'objet d'un comblement total par injection et clavage. La partie Ouest sera confortée à l'aide d'un portique (poteaux + IPN). On prendre soint de bien solidariser la poutre constituée par l'IPN du ciel de la carrière au moyen d'un clavage ou mortier sans retrait.

CARRIERE 5009-NV2 : SYNTHESE DES CONFORTEMENTS A PREVOIR

On récapitule ci-dessous les secteurs à conforter et le type de confortement envisagé :

- secteur 1 : confortement de la voûte par portiques ;
- secteur 2 : confortement de la voûte par portiques avec éventuellement contribution de l'ascenseur dans les conditions définies avec les intervenants (structure permettant de bloquer toute propagation de vibration dans la voûte ou les piliers, à la montée/descente de l'ascenseur, etc) ;
- secteur 3 : confortement par confinement et comblement total/clavage ;
- Secteur 3 bis : confortement de la voûte par portiques.

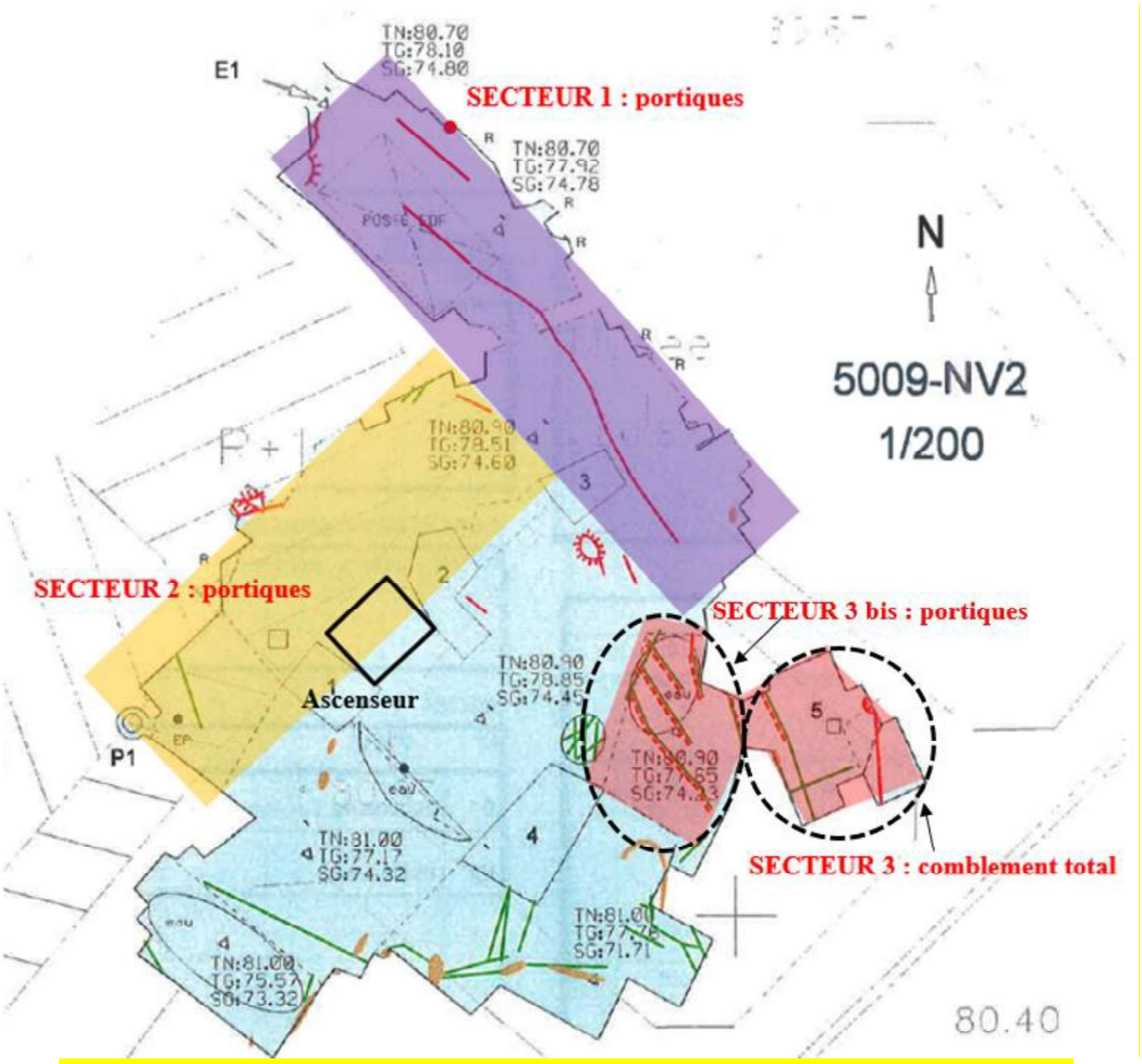


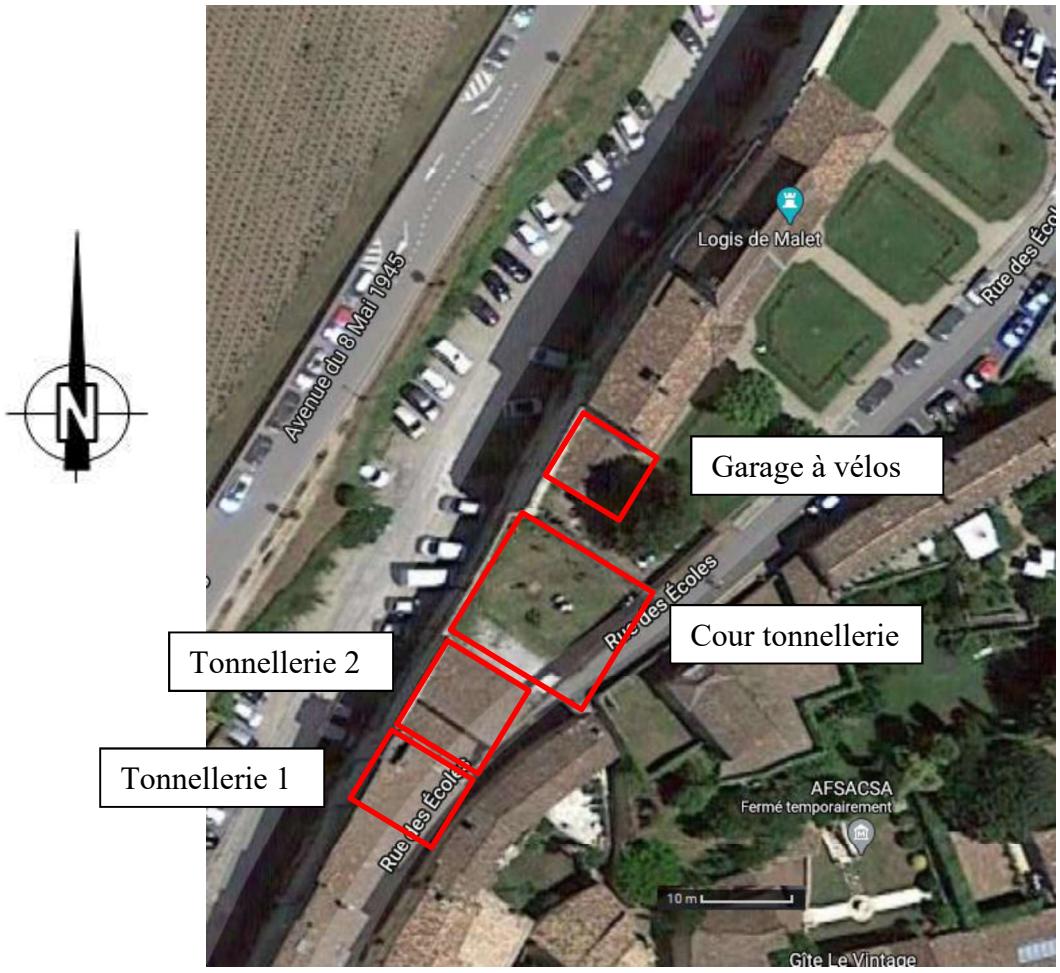
Schéma des secteurs identifiés à l'intérieur de la carrière – GEOTEC – Sans échelle

IV.3. ANALYSE DE LA STABILITE DES AUTRES CARRIERES

Avec la même méthodologie et pour les autres cas au droit du projet, on détermine les coefficients de sécurités théoriques suivants par secteur pour un massif sain et homogène.

		Tonnellerie 1	Tonnellerie 2	Cour tonnellerie		Garage vélo
contrainte actuelle		20	20	0	0	20
Contrainte projet		20	20	30	20	20
Carrière		5033 -nv1	5037-nv2 S	5033-nv3	5037-nv2 -M	5037-nv2 N
Defruitement						
TA		80	80	79,9	79,9	80
TG		77,5	75,8	environ 66	75,8	74,4
Recouv.		2,5	4,2	14	4,2	5,6
Dalle sup.		1,7	3,4	5	3,4	4,8
Portée moy		3,5	4	2,5	4	3

			Tonnellerie 1	Tonnellerie 2	Cour tonnellerie		Garage vélo
ETAT ACTUEL	CT	Stab Pilier					
		Stab toit	2,8	5,6	11,2	6,9	15,6
	LT	Stab Pilier					
		Stab toit	1,4	2,8	5,6	3,4	7,8
ETAT PROJET	CT	Stab Pilier					
		Stab toit	2,8	5,6	10,2	5,6	15,6
	LT	Stab Pilier					
		Stab toit	1,4	2,8	5,1	2,8	7,8



IV.4. SYNTHESE DU DIAGNOSTIC

Avant tout on rappelle que les analyses ci-avant ne permettent pas de totalement tenir compte de structure réelle du massif calcaire mise en évidence par sondages / paramètres composés, avec notamment les successions de bancs calcaires tendres à compacts, qui n'ont évidemment pas les mêmes propriétés mécaniques.

Le recoupement entre les observations de terrains et les méthodes calculatoires permet néanmoins d'avoir une bonne appréciation des secteurs les plus sensibles en terme de stabilité et d'orienter sur les adaptations du projet à prévoir.

IV.4.1. Zones sensibles dans l'emprise et au voisinage du projet



On figure ci-avant en jaune/orange/rouge les zones sensibles à considérer pour la conception et l'exécution du projet.

Sur toutes ces zones, la sensibilité des carrières est plus marquée et impose de limiter en phase travaux les surcharges /stockages à leur aplomb. On limitera également les vibrations tant que possible.

Dans les zones jaunes ci-avant, ces précautions en phase chantier et un suivi à long terme classique nous semblent suffisants. On prévoira également la suppression du drain dans la cour du logis de Malet, conformément à ce qui précède.

Les zones oranges et rouges nécessitent des confortements étant donné les objectifs retenus (on souhaite se ramener à une situation long terme où Fmin = 1.1). Ces confortements sont définis ci-avant en page 54 (portiques, comblement) et détaillés dans la suite de l'étude (chapitre VIII).

IV.4.2. Adaptations particulières du projet à prévoir (ascenseur en carrière)

On respectera les limitations de charge et de vibration dans les secteurs sensibles identifiés ci-avant.

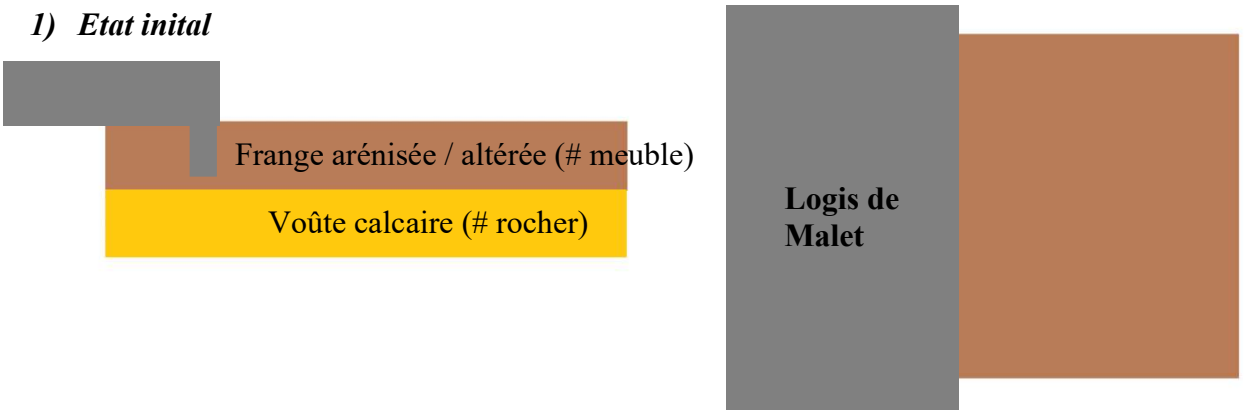
Concernant l'ascenseur qui descendra en carrière, pour son emplacement actuel entre 2 piliers dont la stabilité est très bonne, on peut relativiser l'impact sur la stabilité de la carrière moyennant :

- Des travaux réalisés dans le respect des règles de l'art en matière de travaux en carrière avec une voûte à la stabilité moyenne – on aura donc recourt à des moyens adaptés limitant les vibrations (sciage) et on missionnera une entreprise spécialisée et reconnue pour ce type de travaux. L'ouverture qui devra être suffisamment large pour que la structure de l'ascenseur ne soit pas en contact avec la voûte, sans pour autant que soient rognés les piliers existants. La géométrie de l'ouverture devra donc soigneusement être étudiée / implantée. On accompagnera la chute des blocs en carrière lors de l'ouverture et on prévoira un suivi des travaux et des adaptations éventuelles à postériori en fonction de l'état de la roche dans l'ouverture. On prévoira au minimum les aménagements suivants :
    - Soutènement périphérique autostable de la frange arénisée/meuble sur environ 0.8 à 1.0 m d'épaisseur en tête, avec par exemple un coffrage préfabriqué mis en place par havage puis déroctage/sciage en limitant les vibrations – on prévoira la mise en place d'un deuxième coffrage en U à l'intérieur et le remblaiement en grave-ciment (ne pas constituer un piège à eau) ;
    - Le gunitage de l'épaisseur de voûte mise à jour, ceci sur tout le périmètre, de manière à le protéger et à bloquer la chute de petits gravats.
- La réalisation d'une structure (trémie, etc) totalement indépendante de la voûte car il n'est pas acceptable de s'appuyer sur celle-ci et engendrer des vibrations à la montée/descente de la cabine. La structure devra être dimensionnée pour être stable sans appui au niveau de la voûte.

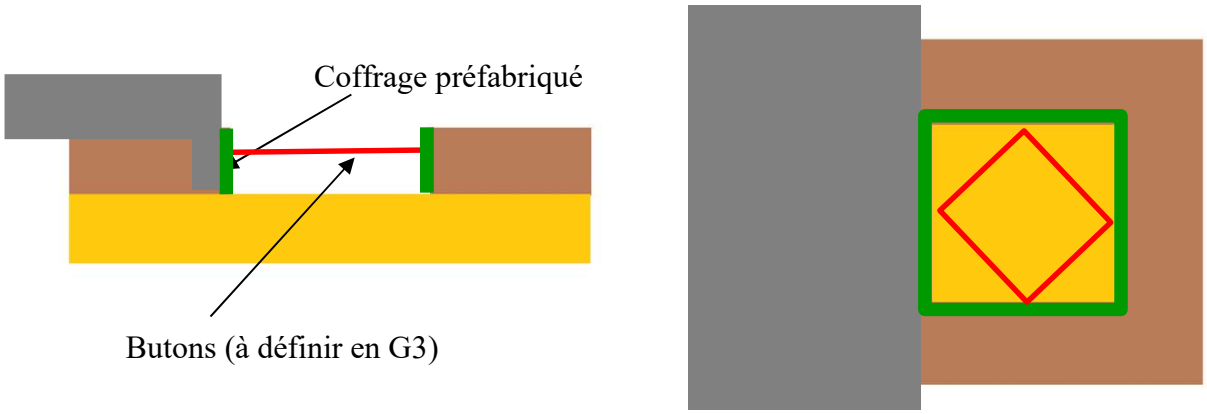
On présente ci-après quelques schémas illustratifs pour les opérations successives d'ouverture de la voûte au droit de l'ascenseur.

Vue de profil **Vue de dessus**

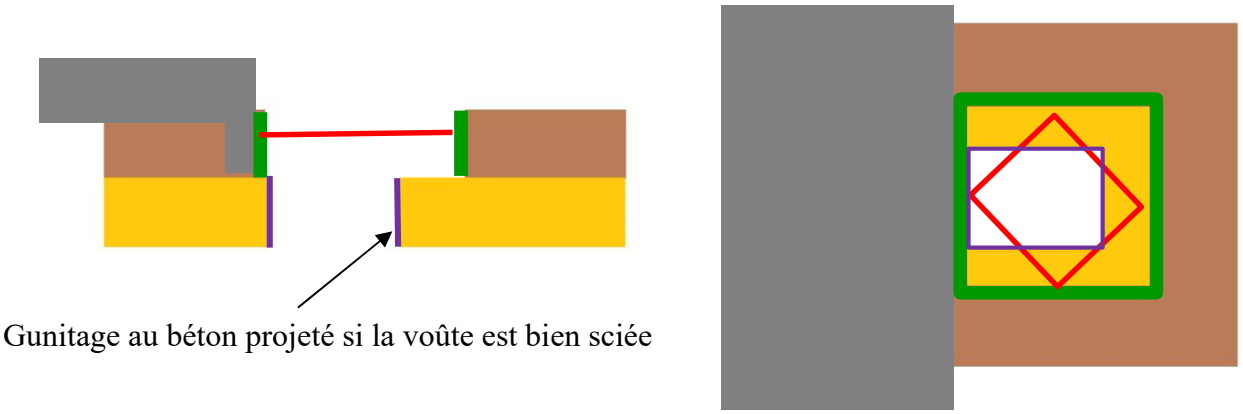
1) Etat inital



2) Pose du coffrage préfabriqué rectangulaire butonné par havage puis déroctage/sciage jusqu'au toit de la voûte calcaire vers 0.8 à 1.0 m/TA

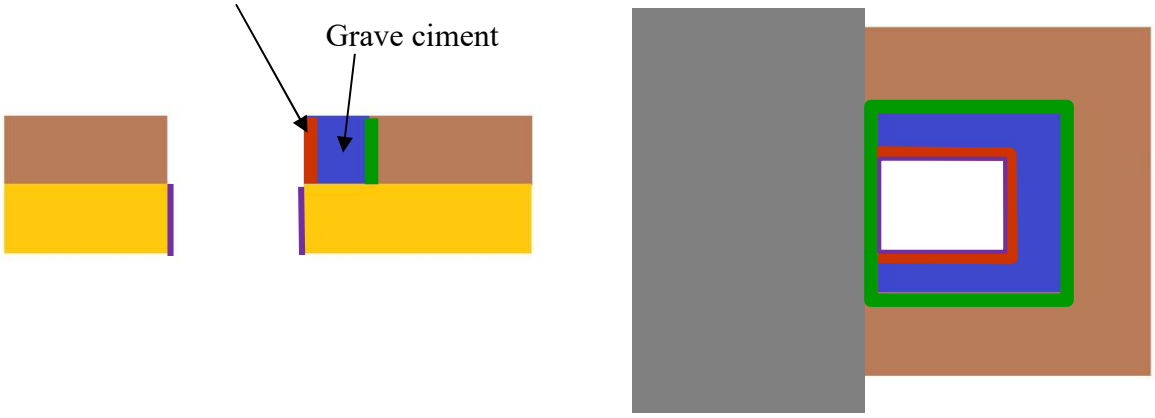


3) Ouverture de la voûte calcaire par sciage, en limitant les vibrations, puis inspection obligatoire de l'épaisseur ouverte. Prévoir un simple gunitage au béton projeté si la voûte est en bon état



3) Pose du coffrage préfabriqué intérieur en U sur un béton de propreté pour le liaisonner à la voûte, puis remblaiement entre les 2 coffrages avec une grave ciment (ne pas mettre un remblai poreux pour ne pas créer un piège à eau).

Coffrage en U sur béton de propreté



Il s'agit d'étapes simplifiées. Les modes constructifs pourront différer et des variantes sont possibles mais elles devront respecter les limitations d'impact sur la voûte évoquées ci-avant, en phase chantier et définitive.

En particulier des soutènements mobilisant la voûte calcaire, tels que des paroi berlinoises ou autre solutions avec des profilés ancrés dans la voûte, ne sont pas retenus (voir ci-après – chapitre « terrassement »).

Comme illustré ci-avant, on intégrera à ces différentes étapes l'environnement en place et notamment la proximité du Logis de Malet dont les fondations devront être stabilisées puisque les terrassements seront plus profonds que leur assise. Actuellement l'ascenseur est prévu en mitoyenneté aussi les soutènements seront obligatoires à toutes les étapes du chantier et en définif.

Par ailleurs, pour l'exécution du radier et de la fosse technique ce cet ascenseur, qui sont prévus dans la carrière 5009-NV2 entre 2 piliers, on tiendra compte de la sensibilité des piliers et on suivra les recommandations données au chapitre VII.2 afin de ne pas impacter leur équilibre. On prévoira un contrôle des travaux afin de définir d'éventuelles adaptations en phase chantier (confortements si nécessaires, etc).

Enfin soulignons que le massif calcaire dans l'enceinte de l'ancienne Tonnellerie et en périphérie Nord du Logis de Malet est globalement davantage altéré/tendre qu'au droit du Logis de Malet. Il convient d'envisager des ouvrages plus légers ou bien avec des charges davantage réparties au niveau de la Tonnellerie, pour prendre en compte l'hétérogénéité du massif calcaire et ses caractéristiques inférieures dans cette zone.

V - DEFINITION DES MODELES GEOTECHNIQUES DU SITE ET DE LA ZIG

V.1. DEFINITION DE LA ZONE D'INFLUENCE GEOTECHNIQUE

Pour ce projet, la zone d'influence géotechnique est complexe car elle a à la fois :

- une dimension horizontale avec les bâtiments et différents existants proches des zones de travaux/d'excavation, dont certains seront surchargés. A noter également certains existants dont l'emprise est mal définie comme le puits au centre de la cour de la tonnellerie ;
- une dimension verticale en intégrant la présence de carrières souterraines dont certaines ont une voûte peu épaisse qui est stable mais en équilibre sensible (la marge de sécurité par rapport à l'équilibre limite est inférieure à 50%).

Ainsi les travaux d'aménagement de nouvelles structures et de restructurations/rechargement des existants devront être conçus en harmonie avec cet environnement et respecter l'équilibre actuel des entités les plus sensibles.

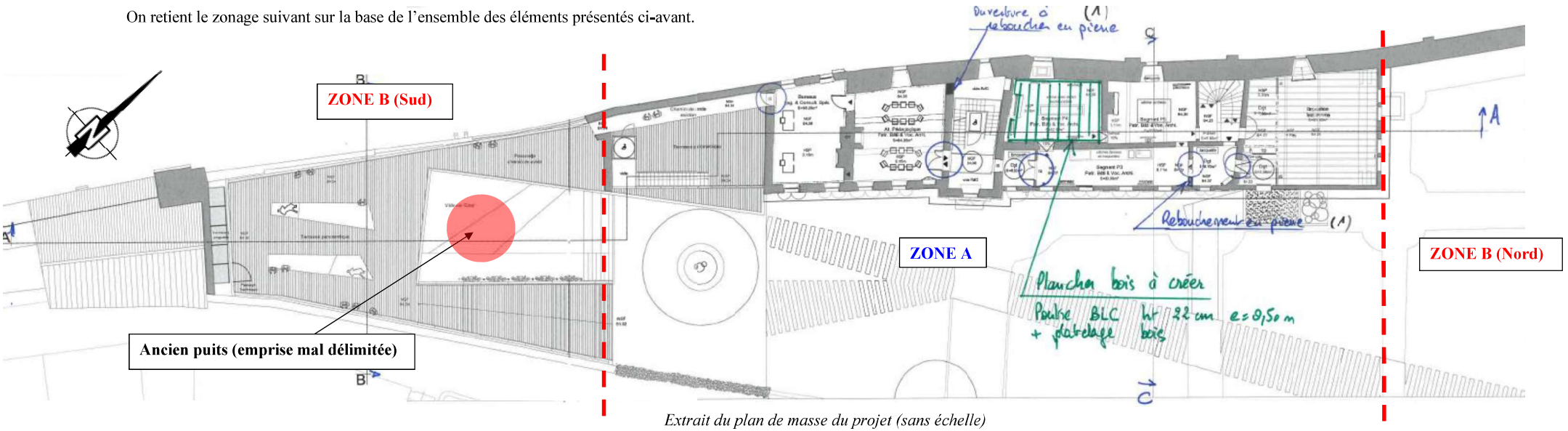
Concernant la dimension verticale, on a présenté ci-avant, dans le cadre du diagnostic géotechnique des carrières souterraines, les secteurs les plus sensibles en ce qui concerne l'impact sur les carrières existantes. Dans ces zones, au-delà des mesures d'instrumentation et de suivi à mettre en place, le chantier et les moyens d'exécution en général seront adaptés de manière à minimiser l'impact sur les carrière (limitation des charges, des vibrations, travaux avec des outillages spécifiques – sciage notamment).

Egalement concernant l'ascenseur, on a indiqué qu'il n'est pas acceptable de surcharger /engendrer des vibrations sur la voûte sous-jacente, et également qu'il faut dimensionner la structure de sorte que les piliers sous-jacents ne soient pas rognés. La structure sera totalement auto-stable et indépendante. Il n' y a pas de nécessité de prévoir un soutien de la voûte comme figuré sur le plan de BE structure dans la mesure où l'ouverture est délimitée par 2 grands piliers très stables qui offrent déjà un bon soutien à la voûte dans cette zone. Par contre on adaptera les moyens de découpe de la voûte afin de ne pas créer de fracturation du toit qui mettrait en péril l'équilibre sensible actuel.

Concernant la dimension horizontale, les fouilles seront souvent à proximité d'appuis existants ce qui limitera dans plusieurs cas le recul disponible pour une solution de talutage simple. Des soutènements provisoires seront nécessaires en cas de recul insuffisant ou si des ouvrages sensibles se trouvent dans la zone d'influence du talus provisoire que l'on estimera à une distance depuis la crête de talus environ égale à l'emprise du talus. Dans le cas particulier de l'ascenseur descendant dans la 5009-NV2, étant donné que la voûte sera définitivement ouverte en mitoyenneté du Logis de Malet, il faudra mettre en place un soutènement provisoire et définitif, par exemple tel que figuré au chapitre IV.3.2 ci-avant.

V.2. ZONAGE PRIS EN COMPTE

On retient le zonage suivant sur la base de l'ensemble des éléments présentés ci-avant.



Extrait du plan de masse du projet (sans échelle)

V.3. DEFINITION DU MODELE GEOTECHNIQUE

Nous avons défini ci-après un modèle géotechnique global pour le projet étudié. La géologie retenue correspond aux descriptions évoquées au §III.1. Les valeurs caractéristiques mécaniques retenues sont issues de corrélation tenant compte de la nature des matériaux et des valeurs de pl_e* et E_M mesurées. Nous proposons les modèles géotechniques suivants :

ZONE A - Logis de Malet (SP1/SC1, SP2/SC2 et analogie avec SP3 au-delà de 2.5 m/TA) sauf périphérie Nord

Formation	Nature	Profondeur	Pression limite pl_e*	Module pressiométrique E_M	Coefficient rhéologique α	Masse volumique humide γ_h	Module de déformation extrapolé Es # E_M/α	Coefficient de poisson ν à long terme	Cohésion c' à long terme	Angle de frottement φ' à long terme
		m / TA	MPa	MPa	-	kN/m^3	MPa	-	kPa	°
Remblais / frange altérée/arénisée du calcaire	Argile limoneuse / Argile sableuse à graviers/blocs calcaires	1.0	0.2	2	0.66	18	3	0.33	0	28
Substratum Oligocène : calcaire à Astéries constitué d'une succession de bancs de constitution et compacité très variable	Calcaire moyennement compact	≤ 4.0 (*)	2.0	20	0.50	22	40	0.45	10	35
	Banc calcaire très altéré / très tendre	≤ 6.0 (*)	0.4	4	0.50	21	8	0.45	5	35
	Calcaire très compact	≤ 20 (*)	5.0	200	0.50	23	400	0.45	50	45

(*) il faut noter qu'à l'aplomb des carrières, la profondeur de cette formation s'arrête au niveau du toit, c'est-à-dire que l'épaisseur réelle peut être fortement réduite. Notamment en zone 2 de la 5009-NV2, le toit est vers 2.2 m /TA localement, soit une voûte calcaire de 1.2 m d'épaisseur.

ZONE B Sud et Nord - Ancienne tonnellerie Demptos (SP3, SD1, PD1 à PD4) et périphérie Nord du Logis de Malet

Formation	Nature	Profondeur	Pression limite pl_e*	Module pressiométrique E_M	Résistance de pointe qd	Coefficient rhéologique α	Masse volumique humide γ_h	Module de déformation extrapolé Es # E_M/α	Coefficient de poisson ν à long terme	Cohésion c' à long terme	Angle de frottement φ' à long terme
		m / TA	MPa	MPa	MPa	-	kN/m^3	MPa	-	kPa	°
Remblais / frange altérée/arénisée du calcaire	Argile limoneuse / Argile sableuse à graviers/blocs calcaires	1.0	0.2	2	2 à 120	0.66	18	3	0.33	0	28
Substratum Oligocène : calcaire à Astéries constitué d'une succession de bancs de constitution et compacité très variable	Banc calcaire très altéré / très tendre	≤ 2.5 (*)	0.4	4	-	0.50	21	8	0.45	5	35
	Calcaire moyennement compact	≤ 4.0 (*)	2.0	20	-	0.50	22	40	0.45	10	35
	Banc calcaire très altéré / très tendre	≤ 6.0 (*)	0.4	4	-	0.50	21	8	0.45	5	35
	Calcaire très compact	≤ 20 (*)	5.0	200	-	0.50	23	400	0.45	50	45

(*) il faut noter qu'à l'aplomb des carrières, la profondeur de cette formation s'arrête au niveau du toit, c'est-à-dire que l'épaisseur réelle peut être fortement réduite. Notamment en partie Nord de la 5033-NV1 (à l'extrémité Sud-Ouest de la tonnellerie), le toit est vers 2.5 m /TA localement, soit une voûte calcaire de 1.5 m d'épaisseur.

V.4. NAPPE PHREATIQUE

Les relevés ponctuels et observations en forage ont confirmé le contexte général à savoir que le massif calcaire Oligocène n'est pas aquifère mais est le siège de circulations erratiques essentiellement en lien avec la pluviométrie. La nappe locale est profonde.

Seule une étude hydrogéologique permettrait de préciser les niveaux d'eau en période pluvieuse.

Dans ce contexte de plateau calcaire avec la nécessité de limiter les infiltrations concentrées d'eau pour ne pas accentuer la karstification de la roche qui s'opère naturellement avec la percolation d'eau, on prévoira :

- Phase chantier : drainage du site et pompage en fouille en cas de venue d'eau (celles-ci devraient être très limitées et ne correspondront qu'à des poches locales) ;
- Phase définitive : drainage à long terme de l'ensemble du projet (gestion des eaux pluviales avec exutoire relié au réseau existant – pas de rejet dans le milieu). On veillera à étanchéifier les conduites où se concentrent les écoulements afin de ne pas créer de concentration d'eau de percolation en tête de la voûte calcaire.

  S'agissant d'une restructuration d'un existant, au-delà des nouvelles installations, si le drainage existant est conservé, on contrôlera son étanchéité. Rappelons que des percolations marquées sont observées en carrière et pourraient être en partie liée à un drain en surface.

  Dans tous les cas la problématique de percolation d'eau dans la 5009-NV2 où sont prévus des aménagements devra être prise en compte dans ce projet, notamment s'il est prévu d'y exposer des œuvres.

  Enfin on prévoira la protection des parties enterrées à l'aide de revêtements imperméables (enduit hydrofuge), le drainage permettant d'assurer l'évacuation des eaux pluviales.

Il n'a pas été possible de caractériser l'agressivité des eaux pluviales vis-à-vis du béton. Concernant la classe d'exposition pour le béton, étant donné le contexte particulier, nous recommandons de retenir XC4 (alternance de phase en eau et de séchage) en lien avec la pluviométrie. Pour les installations à l'intérieur de la carrière, les eaux de percolations chargées en carbonates pourraient s'avérer agressives chimiquement aussi on prévoira un drainage à long terme comme pour les ouvrages de surface. Plus généralement, il conviendra d'adapter les ouvrages aux conditions particulières d'humidité en milieu souterrain (protection contre la corrosion, etc).

VI - TERRASSEMENT

VI.1. CONTRAINTES DU SITE

Elles sont rappelées ci-avant, notamment au chapitre V.1 qui détaille la ZIG du projet. On rappelle qu'une instrumentation de la zone 1 de la 5009-NV2 et des mesures 0 doivent obligatoirement précéder tous travaux.

VI.2. TRAFICABILITE EN PHASE CHANTIER

En dehors des zones aménagées / pouvues de structures de revêtement, du fait de la présence de remblais superficiels et d'argile peu compacte / sensible aux variations hydriques, des problèmes de traficabilité peuvent se poser en phase chantier. Ainsi, un traitement des plateformes pourra s'avérer nécessaire pour assurer la traficabilité sur le site et ce plus particulièrement en période pluvieuse (cloutage du fond de forme et mise en place d'une couche de forme épaisse à l'avancement, drainage, etc.). Cela pourra engendrer un surcoût non négligeable.

VI.3. EXTRACTION

Les travaux de terrassement intéresseront essentiellement des formations meubles puis semi-rocheuses compactes à rocheuses (calcaires en blocs / arénisés, calcaires altérés, calcaire massif).

On aura donc recours à des moyens de terrassement adaptés, tout en respectant la sensibilité particulière du site avec les carrières sous-jacentes et les existants proches dont la structure en moellons calcaires ne doit pas être impactée.

On interdira les vibrations importantes.

On procèdera avec des moyens de terrassements classiques sur la frange meuble argileuses, puis avec des moyens manuels peu impactants, notamment par sciage, dans les horizons semi-rocheux à rocheux sous-jacents.

Pour l'ouverture de la voûte au droit de l'ascenseur, on aura recours à une entreprise spécialisée et dont la compétence est reconnue pour ce type de travaux. Après ouverture de la voûte, on prévoira une inspection obligatoire pour valider le simple gunitage de l'épaisseur ouverte ou définir si besoin des purges / confortements supplémentaires.

VI.4. STABILITE DES TALUS ET AVOISINANTS

Des **talus en déblais provisoires secs et non-surchargés en tête** pourront être terrassés selon une pente générale de 2H/1V dans les remblais et les argiles sableuses à blocs calcaires (frange altérée/arénisée du calcaire), et 1H/5V dans le calcaire compact. Les éventuelles venues d'eau ne devraient pas nécessiter d'adaptation de ces pentes en première approche. Si l'on ne dispose pas d'un recul suffisant ou bien si des ouvrages se situent à proximité (notamment en zone de mitoyenneté avec l'existant), des blindages/soutènements provisoires seront mis en place.

Pour le calcul des poussées des terres s'appliquant sur le soutènement provisoire, on retiendra les paramètres intrinsèques du chapitre V.3 jusqu'à la base du soutènement soit environ 1.0 m/TA : γ = 18 kN/m^3 ; c' = 0 kPa ; φ' =28°.

On trouve un coefficient de poussée Ka = 0.60.

Dans le cas du Logis de Malet, on rappelle que les surcharges sont assmilables à une contrainte moyenne q_{tot} = 40.5 kPa en moyenne, en situation projetée. Néanmoins on suppose que les moellons des murs porteurs reposent essentiellement sur la voûte rocheuse compacte aussi seules les charges du niveau bas jouent en poussée sur le soutènement provisoire. On retient donc $q_{réf}$ # 3.5 kPa conformément aux données du BE structure.

On a donc un effort de poussée hors présence d'eau qui vaut :

$Pa = Ka \times q_{réf} \times 1.0 + 0.5 \times Ka \times 18 \times 1.0^2 = 7.5$ kN/ml

Cet effort s'applique au tiers inférieur du soutènement provisoire.

VI.5. AUTRES SUJETIONS D'EXECUTION

Les règles de l'art seront respectées et notamment :

- protection des talus en phase provisoire *(fossés de tête et de pied, polyane ...)* ;
- l'assainissement permanent du fond de fouille (pompage, drainage gravitaire).

VI.6. REEMPLOI DES DEBLAIS DU SITE

Conformément à ce qui précède, le réemploi des déblais du site mais doit en pratique être limité aux simples remblaiements sans fonction particulière, étant donnée la complexité de mise en œuvre et de compactage des déblais et leur hétérogénéité. Pour des fonctions de support ou de drainage, on aura recours à des matériaux d'apport.

On veillera à séparer/trier la partie végétalisée et les faciès d'altération des calcaires. On réalisera le remblaiement uniquement avec ces derniers et on pourra éventuellement finaliser avec une couverture végétale à base des déblais végétalisés, de sorte à rétablir globalement la configuration initiale.

VI.7. REMBLAIEMENTS DEFINITIFS

Les déblais du site réemployés en remblais simples seront mis en œuvre dans les conditions du GTR, après purge de tout élément évolutif, impropre, exogène, ou particulièrement mou ou grossier.

Entre les 2 coffrages préfabriqués en soutènement au dessus de l'ouverture de la voûte pour l'ascenseur descendant dans la 5009-NV2, on prévoira un remblai de type grave-ciment pour empêcher la rétention d'eau à long terme et pour pouvoir négliger tout effort de poussée sur le voile en U au centre en situation définitive.

VI.8. MISE HORS D'EAU

- Phase provisoire

Les talus provisoires devront être protégés vis-à-vis des eaux de ruissellement : on terrassera des fossés d'évacuation gravitaire des eaux en tête et en pied des talus, et on disposera un polyane sur les faces de talus.

Concernant la gestion des eaux de ruissellement sur le chantier en général, on pourra réaliser des tranchées drainantes ou des fossés périphériques gravitaires. La pente sera au minimum de 5 mm/m. Ces ouvrages tiendront compte de la topographie du site et seront raccordés à un exutoire dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

Dans tous les cas les exutoires seront sélectionnés avec soin, en tenant compte du contexte particulier de carrières souterraines où la réinfiltration est proscrite.

- Phase définitive

Nous avons indiqué ci-avant que dans ce contexte géologique, la formation Oligocène ne constituant pas un aquifère, seules des nappes perchées sont susceptibles de se constituer en tête d'horizons imperméables (par exemple en tête de la voûte calcaire là où elle est saine et non fracturée). Les observations faites sur le terrain sont cohérentes avec ce contexte général.

Seule une étude hydrogéologique approfondie (avec suivi piézométrique) permettrait de préciser les fluctuations du niveau d'eau dans le temps et les caractéristiques des nappes perchées qui peuvent se constituer.

En phase définitive, toute infiltration d'eau au niveau des fondations sera proscrite. Les eaux de ruissellement et de toiture seront soigneusement collectées (gouttières, contre-pente, …) et évacuées vers un exutoire dimensionné de manière suffisante, relié au réseau communal, avec des conduites de transit étanchéifiées pour éviter des pertes qui causeraient des percolations concentrées au dessus des voûtes de carrière.

De plus, des dispositifs de protection des parties enterrées sont à prévoir. Le système de protection du sous-sol sera défini en fonction du degré de protection souhaité par le Maître d'ouvrage.

En l'absence de nappe au sens strict, une simple imperméabilisation à l'aide d'un enduit hydrofuge pourra être envisagée.

VII - ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

VII.1. FONDATIONS SUPERFICIELLES FILANTES/ISOLEES

- Principes de fondation, niveaux d'assise, réductions de la contrainte admissible

Le principe de fondation pourra consister à reporter les charges de la structure par l'intermédiaire de **semelles superficielles filantes ou isolées** selon l'appui, éventuellement sur gros béton de rattrapage, descendues jusqu'**au toit du calcaire,** sous l'épaisseur des faciès meubles issus de l'altération du calcaire, soit entre 0.5 et 1.2 m/TA au minimum au droit des sondages.

On respectera également une profondeur de **0.5 m/terrain extérieur fini** afin de respecter la garde au gel.

De plus, les fondations du projet et les éventuelles fondations avoisinantes (bâtiment, voirie, talus, réseaux, etc.) arrêtées à des niveaux différents seront établies en redents selon une pente de **3 H / 2 V –** voir illustrations ci-dessous à titre d'exemple.

Si localement, on ne peut pas respecter cette règle, des adaptations du plan de fondation ou bien des travaux de confortement sont en principe nécessaires pour qu'au final la règle des 3H/2V soit respectée : **décalage d'appui, structure en console, reprise en sous-œuvre de fondation existante, etc**. **Néanmoins, pour le projet étudié et ce contexte géotechnique particulier, il sera à priori possible de s'affranchir de ces adaptations du plan de fondation / reprises en sous-œuvre dans la plupart des cas.**

En effet, la plupart des fondations existantes/projetées sont supposées ancrées à un même niveau d'assise correspondant au toit du calcaire, à l'exception de structures semi-enterrées telles que les fosses techniques des ascenseurs projetés pour le Logis du Malet, qui pourront être légèrement plus profondes et atteindre un horizon calcaire différent. On rappelle que le massif calcaire est constitué de bancs hétérogènes et d'une frange supérieure altérée/arénisée d'épaisseur variable) – on a notamment considéré une séquence différente entre la tonnellerie et le Logis de Malet dans les modèles géotechniques du chapitre V.3.

Pour le cas particulier des ascenseurs avec fosses techniques, s'agissant de structures fondées sur le massif calcaire par l'intermédiaire de radiers rigides, on pourra s'affranchir de la règle des 3H/2V comme suit :

- dans le cas d'un écart important par rapport à la règle : on justifiera par exemple le report de charge sur le radier et ses voiles périphériques qui fonctionneront en soutènement ;
- dans le cas d'un écart faible : on pourra considérer que le massif rocheux qui sert de support commun à ces fondations peut supporter les recoupements de bulbes de contraintes liés au léger écart à la règle, étant donné ses caractéristiques mécaniques élevées et le fait que la dissipation des contraintes en milieu rocheux soit différente de celle dans des horizons meubles.

- Contraintes limites de calcul

En l'absence de plans de fracture inclinés observés en falaise au niveau du parking des douves (les seules fractures observées sont verticales et correspondraient à des décrochements entre banc mou/compact et/ou zone bâtie/non-bâtie), on pourra écarter l'étude de stabilité de dièdres sous les charges apportées et on négligera donc l'impact de la fracturation du massif rocheux. Par contre on limitera la contrainte admissible à une valeur proche de celle des existants afin de limiter les hétérogénéités de contraintes créées. D'après les éléments fournis par le BET structure on peut considérer qu'actuellement, sous les murs porteurs, on a une contrainte ELS inférieure ou égale à environ 220 kPa (environ 65 kN/ml, pour un mur de 30 cm d'épaisseur) pour le logus de Malet, et environ 60 à 150 kPa pour le secteur tonnellerie.

Ainsi dans le cas général, sous réserve du respect du principe de fondation ci-avant (**fondations descendues au toit du calcaire compact**), les contraintes verticales centrées de calcul à prendre en compte pour la justification vis-à-vis des Etats limites Ultimes et de Services seront limitées à :

Zone A - Logis de Malet	Zone B - Tonnellerie Demptos
$q_{ELU} \leq \min(kp \times q_{net} / 1.68 \times i_\delta ; 360)$ kPa	$q_{ELU} \leq \min(kp \times q_{net} / 1.68 \times i_\delta ; 160)$ kPa
$q_{ELS} \leq \min(kp \times q_{net} / 2.76 \times i_\delta ; 220)$ kPa	$q_{ELS} \leq \min(kp \times q_{net} / 2.76 \times i_\delta ; 100)$ kPa

Avec $\mathbf{i_\delta}$: coefficient minorateur à prendre en compte respectivement en cas de résultante inclinée des efforts. Ce coefficient est définis= dans l'annexe D, § 2.4 de la NF P94-261.

On en déduit l'expression générale des contraintes admissibles dans chaque zone en fonction des paramètres retenus au chapitre V.3 :

- Zone A - Logis de Malet (assise sur un horizon calcaire de pl* # 2.0 MPa) :

$$\mathbf{q_{ELU} \leq \min (1190 \times i_\delta ; 360)\ kPa}$$
$$\mathbf{q_{ELS} \leq \min (724 \times i_\delta ; 220)\ kPa}$$

- Zone B - Tonnellerie Demptos (assise sur un horizon calcaire de pl* # 0.4 MPa) :

$$\mathbf{q_{ELU} \leq \min (238 \times i_\delta ; 160)\ kPa}$$
$$\mathbf{q_{ELS} \leq \min (145 \times i_\delta ; 100)\ kPa}$$

Pour l'étude des fondations du projet, le BET structure nous a fourni des torseurs d'effort verticaux centrés (cf. chapitre I.2 et rappel ci-après). Dans ce cas le coefficient i_δ vaut 1.0 et n'est pas à prendre en compte. On en déduit les contraintes admissibles simplifiées :

- Zone A - Logis de Malet (assise sur un horizon calcaire de pl* # 2.0 MPa) :

$$\mathbf{q_{ELU} \leq 360\ MPa}$$
$$\mathbf{q_{ELS} \leq 220\ MPa}$$

- Zone B - Tonnellerie Demptos (assise sur un horizon calcaire de pl* # 0.4 MPa) :

$$\mathbf{q_{ELU} \leq 160\ MPa}$$
$$\mathbf{q_{ELS} \leq 100\ MPa}$$

- Cas de charge considérés

Concernant les cas de charge à prendre en compte, le BET structure du projet nous a fourni les actions G et Q à retenir aux ELS (charges permanentes G et variables Q). On peut en déduire en première approche les enveloppes suivantes de torseurs aux ELSqp / ELUfond (en retenant respectivement G+Q et 1.35 x G + 1.5 x Q) :

LOGIS DE MALET

Cas de charge		ELS caractéristique			ELU fondamental		
		V	H	M	V	H	M
Massif isolé	1	61 kN	0 kN	0 kN.m	84.5 kN	0 kN	0 kN.m
Semelle filante	1	50 kN/ml	0 kN/ml	0 kN.m/ml	70.5 kN/ml	0 kN/ml	0 kN.m/ml

TONNELLERIE DEMPTOS

Cas de charge		ELS caractéristique			ELU fondamental		
		V	H	M	V	H	M
Massif isolé	1	73 kN	0 kN	0 kN.m	103 kN	0 kN	0 kN.m
	2	168 kN	0 kN	0 kN.m	239.5 kN	0 kN	0 kN.m
Semelle filante	1	50 kN/ml	0 kN/ml	0 kN.m/ml	70.5 kN/ml	0 kN/ml	0 kN.m/ml

A ce stade, les efforts à prendre en compte sont donc verticaux/centrés. Aucun effort horizontal et aucun moment ne nous a été fourni. Il est entendu que les descentes de charge du projet pourront être précisées par la suite par le BE KHEPHREN ce qui nécessitera une mise à jour du présent rapport.

Nous détaillons ci-après uniquement les justifications ELS/ELU pour ces cas de charge fournis.

- Justifications aux ELU (NF P94-261)

1) Capacité portante du sol

Aux ELU, en négligeant R_0 (comme ci-avant pour la détermination de q'_{ELU}), l'inégalité suivante doit être vérifiée : $V_d \leq R_{v\,;\,d}$.

Avec l'hypothèse de sollicitation aux ELU, les dimensions minimales des fondations pour satisfaire cette condition sont :

LOGIS DE MALET

Appui	V_d (kN ou kN/ml)	Largeur B	q'_{ELU} (kPa)	$R_{v\,;\,d}$ (kN ou kN/ml)	Vérification
Massif carré	84.5 kN	B = 0.6 m	360	129 kN	OK
Semelle filante	70.5 kN/ml	B = 0.4 m		144 kN/ml	

TONNELLERIE DEMPTOS

Appui	V_d (kN ou kN/ml)	Largeur B	q'_{ELU} (kPa)	$R_{v\ ;\ d}$ (kN ou kN/ml)	Vérification
Massif carré 1	103 kN	B = 0.9 m	160	129 kN	OK
Massif carré 2	239.5 kN	B = 1.3 m		270 kN	
Semelle filante	70.5 kN/ml	B = 0.5 m		80 kN/ml	

2) Excentricité de la charge

Sans objet en l'absence d'effort horizontal et de moment (cf. hypothèses ci-avant).

3) Glissement

Sans objet en l'absence d'effort horizontal et de moment (cf. hypothèses ci-avant).

- Justifications aux ELS (NF P94-261)

1) Capacité portante du sol

Aux ELS, en négligeant R_0 (comme ci-avant pour la détermination de q'_{ELS}), l'inégalité suivante doit être vérifiée : $V_d \leq R_{v\ ;\ d}$.

Avec l'hypothèse de sollicitation aux ELS, les dimensions minimales des fondations pour satisfaire cette condition sont :

LOGIS DE MALET

Appui	V_d (kN ou kN/ml)	Largeur B	q'_{ELS} (kPa)	$R_{v\ ;\ d}$ (kN ou kN/ml)	Vérification
Massif carré	61 kN	B = 0.6 m	220	79 kN	OK
Semelle filante	50 kN/ml	B = 0.4 m		88 kN/ml	

TONNELLERIE DEMPTOS

Appui	V_d (kN ou kN/ml)	Largeur B	q'_{ELS} (kPa)	$R_{v\ ;\ d}$ (kN ou kN/ml)	Vérification
Massif carré 1	73 kN	B = 0.9 m	100	81 kN	OK
Massif carré 2	168 kN	B = 1.3 m		169 kN	
Semelle filante	50 kN/ml	B = 0.5 m		50 kN/ml	

On note que les largeurs calculées dans le cas ELSqp sont supérieures ou égales à celles présentées ci-avant dans le cas ELUfond. Vis-à-vis du critère de portance, le cas ELSqp est donc dimensionnant par rapport à l'ELUfond.

2) Excentricité de la charge

Sans objet en l'absence d'effort horizontal et de moment (cf. hypothèses ci-avant).

3) Tassements

Moyennant une exécution soignée des fouilles, pour une fondation respectant les critères d'ancrage définis ci-avant (§ VII.1 « principe de fondation – niveau d'assise ») et pour les hypothèses de sollicitations considérées à l'ELS quasi-permanent, les tassements théoriques seront très faibles pour une assise dans le calcaire compact. On retiendra des tassements absolus inférieurs au centimètre et des tassements différentiels inférieurs à 1/500^{e}.

CONCLUSION SUR LES DIMENSIONS DE FONDATIONS FILANTES/ISOLEES :

Pour les hypothèses de charges et les assises de fondation considérées, les dimensions suivantes sont donc validées **:**

	Appui	V_d (kN ou kN/ml)		Largeur B
		ELSqp	ELUfond	
LOGIS DE MALET	**Massif carré 1**	61	84.5	**B = 0.6 m**
	Semelle filante 1	50	70.5	**B = 0.4 m**
TONNELLERIE DEMPTOS	**Massif carré 1**	73	103	**B = 0.9 m**
	Massif carré 2	168	239.5	**B = 1.3 m**
	Semelle filante 1	50	70.5	**B = 0.5 m**

- Dispositions constructives générales

En aucun cas, la largeur des semelles les moins chargées ne sera inférieure à 40 cm pour les semelles filantes et 60 cm pour des semelles isolées, afin d'assurer un bon contact sol / fondation.

Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.

Le plan de fondation et le mode d'exécution des terrassements seront adaptés en fonction de la profondeur et des débords extérieures des fondations existantes *(semelles isolées déportées, recentrage des charges par longrines de redressement et semelles filantes perpendiculaires, blindage…).*

Des joints de rupture complets seront créés entre les parties différemment chargées du bâtiment et **dans tous les cas entre l'existant et le projet**.

- Précautions vis à vis des existants

Concernant les travaux à proximité de fondations existantes, il sera nécessaire de respecter les points suivants :

- avant tout démarrage des travaux et compte tenu de la vétusté des constructions, nous conseillons de faire réaliser par un bureau d'études structures une **étude de diagnostic** de la structure existante et de son éventuel confortement. Elle permettra notamment de définir les types de reprises de la structure qu'il sera éventuellement nécessaire de réaliser (chaînage par exemple) ;

- un référé préventif devra être établi avant le début des travaux. Il permettra de relever tous les désordres sur les constructions existantes ;

- **les travaux de terrassement** en bordure des constructions existantes devront être **limités au maximum** et être exécutés avec toutes les précautions nécessaires et suffisantes afin de ne pas risquer de déstabiliser le bâtiment. On évitera par exemple les vibrations importantes ;

- **les nouvelles fondations seront suffisamment en retrait pour ne pas être perturbées par le débord de l'existant** (recentrage des charges par longrines de redressement et semelles filantes perpendiculaires, blindage,…) ;

- une **pente maximale de 3 horizontal pour 2 vertical entre l'assise des nouvelles fondations et celle des fondations existantes** devra être respectée. Dans le cas où cette pente ne pourrait être respectée, on se réfèrera aux indications du § VII.1, premier paragraphe « principes de fondations » ;

- dans le cas où les bâtiments/murs existants seraient soumis à des **surcharges**, il sera nécessaire de s'assurer que ces dernières soient **compatibles avec le dimensionnement des fondations existantes.** Cela ne devrait pas être le cas d'après les hypothèses fournies (aucun rechargement de l'existant).

- Sujétions d'exécution

Il convient de couler le béton de propreté ou le gros béton dès l'ouverture des fouilles afin d'éviter l'altération ou la décompression du sol d'assise. Le béton des semelles sera ensuite coulé à pleine fouille sur toute la hauteur.

Toute poche de remblai ou de sol remanié/de moindre consistance détectée à l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton coulé pleine fouille. **On veillera à descendre l'assise des fondations jusqu'au toit du calcaire compact, sous la frange superficielle de sols meubles,** reconnue jusqu'à 0.5 à 1.2 m/TA au droit des sondages et le plus souvent jusqu'à 0.7/0.8 m/TA. Pour ce faire on procèdera par sciage (pas de BRH, limitation des vibrations).

Tout vestige *(souche d'arbre, vestige enterré, ...)* sera purgé et remplacé par un gros béton coulé pleine fouille.

En cas d'arrivées d'eau à l'ouverture des fouilles, il conviendra de les assécher par un dispositif adapté à leur importance et à la nature des terrains (*drainage, pompage)*.

Tous les travaux devront être réalisés selon les règles de l'Art.

VII.2. RADIERS RIGIDES (ASCENSEURS)

- Principe de Fondation – niveaux d'assise

Les ascenseurs seront fondés sur des radiers compte tenu de leur structure.

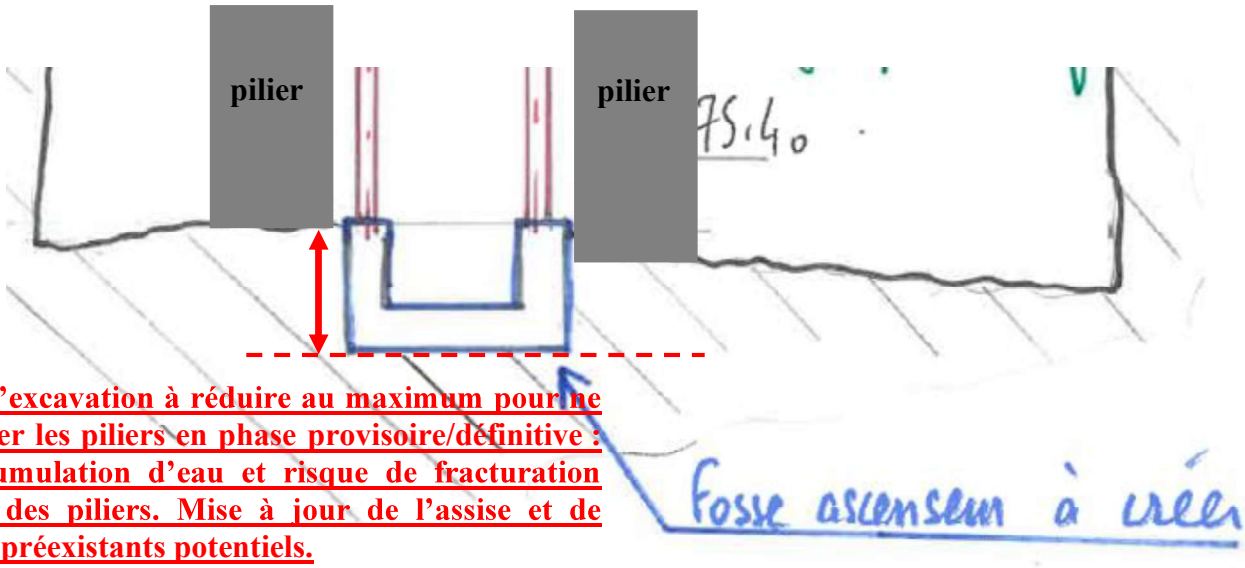
Le niveau d'assise sera le même que celui décrit pour les fondations filantes/isolées dans le chapitre précédent, soit un horizon calcaire compact, sous la frange meuble superficielle.

Dans le cas particulier du radier prévu entre 2 grands pilers dans la carrière 5009-NV2, le niveau d'assise reste à préciser étant donné les accumulations importantes de jables et déchets dans son emprise. Nous recommandons de réaliser rapidement un nettoyage de la zone afin de pouvoir caler au mieux les plans de fondation et réaliser une inspection de l'état du socle entre les piliers pour statuer sur les possibilités de terrassement.

Dans la mesure du possible, on préconise à ce stade de limiter au maximum les décaissements du socle rocheux entre les piliers et d'envisager la possibilité de simplement poser le radier sur le socle existant après nettoyage du jable et des déchets, sans aucun déroctage supplémentaire, avec les adaptations du projet que cela implique. En effet un déroctage entre les piliers pourrait créer des fractures non-maîtrisées autour de la zone ouverte. En cas de présence de points faibles existants (fracturation naturelle, fissures géologiques, etc), cette opération va mettre à jour les défauts structurels qui pourraient ensuite évoluer et engendrer des instabilités.

De façon générale, cette opération à risque peut fortement porter préjudice à la stabilité des piliers actuelle et il est préférable de s'en affranchir quitte à adapter le projet.

Si cela n'est pas possible, on procèdera avec le plus grand soin (sciage…) et on aura recours à une entreprise spécialisée, reconnue pour ce type de travaux. On prévoira une inspection obligatoire de la fosse ouverte afin de réaliser des confortements si nécessaire (fosse, éventuellement piliers, selon impact des travaux). Egalement le drainage de la fosse devra être assuré à long terme.



Profondeur d'excavation à réduire au maximum pour ne pas déstabiliser les piliers en phase provisoire/définitive : source d'accumulation d'eau et risque de fracturation dans l'assise des piliers. Mise à jour de l'assise et de points faibles préexistants potentiels.

Extrait de la coupe fournie par le BE KHEPHREN, avec annotations (sans échelle)

Ajout indice B : en complément, nous avons réalisé un sondage en tarière manuelle au droit de l'ascenseur prévu dans la carrière 5009-NV2. Ce sondage a mis en évidence que le socle calcaire est situé 30 cm sous le TA en carrière et 4.4 m sous le toit de la carrière. A partir des données disponibles, on estime que le TA est vers 74.4 m NGF et le toit vers 78.5 m NGF, soit un socle vers 74.1 m NGF à cet endroit.

- Contrainte limites de calcul

Compte tenu des éléments du projet connus (hypothèses formulées au § I.2), on doit prendre en compte aux ELSqp des charges totales de l'ordre de 100 kN réparties sur une surface de radier d'environ 4 m². En y ajoutant le poids propre du radier, la contrainte moyenne développée sur le sol support du radier sera donc d'environ :

q =33 kPa à l'ELS qp

Cette contrainte moyenne correspond à un coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture de :

F >> 3

- Tassements

Ils seront faibles pour une préparation soignée de l'assise et un support de type massif calcaire.

- Coefficient de réaction kv – première discrétisation

A partir d'une charge de 33 kN/m² ELS et une assise dans le massif calcaire, en supposant un tassement de l'ordre de 2 mm au centre du radier, on retiendra en première approche un coefficient kv global : **kv # 16 MPa/m**.

Ce coefficient kv est défini à partir de charges uniformément réparties, surfaciques et filantes. Il permettra au BET structure de modéliser la répartition des contraintes appliquées sous le radier (concentration de contrainte au droit des longrines les plus charges, au niveau d'éventuels refends ou appuis isolés, etc). A partir de cette répartition, on pourra redéfinir plus précisément les coefficients kv en appliquant la même méthode que ci-avant, sur la base du modèle géotechnique retenu (calculs itératifs).

- Dispositions constructives

La garde au gel sera respectée de fait pour une assise au rocher en milieu souterrain.

Concernant les 2 ascenseurs prévus « en surface », le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence. Le plan de fondation et le mode d'exécution des terrassements seront adpatés en fonction des géométries de fondation proches *(recentrage des charges par longrines de redressement, renforcement du radier perpendiculairement, blindage…).*

Dans tous les cas, des joints de désolidarisation seront créés entre les parties différemment chargées du bâtiment.

Concernant l'ascenseur en carrière, on préconise de s'affranchir de l'opération de déroctage entre les piliers. Si cela n'est pas possible, on procèdera avec le plus grand soin et on aura recours à une entreprise spécialisée, reconnue pour ce type de travaux.

- Précautions vis à vis des existants

Concernant les travaux à proximité de fondations existantes, il sera nécessaire de respecter les points suivants :

- avant tout démarrage des travaux et compte tenu de la vétusté des constructions, nous conseillons de faire réaliser par un bureau d'études structures une **étude de diagnostic** de la structure existante et de son éventuel confortement. Elle permettra notamment de définir les types de reprises de la structure qu'il sera éventuellement nécessaire de réaliser (chaînage par exemple) ;

- un référé préventif devra être établi avant le début des travaux. Il permettra de relever tous les désordres sur les constructions existantes ;

- **les travaux de terrassement** en bordure des constructions existantes devront être **limités au maximum** et être exécutés avec toutes les précautions nécessaires et suffisantes afin de ne pas risquer de déstabiliser le bâtiment. On évitera par exemple les vibrations importantes ;

- **les nouvelles fondations seront suffisamment en retrait pour ne pas être perturbées par le débord de l'existant** (recentrage des charges par longrines de redressement et semelles filantes perpendiculaires, blindage,…) ;

- une **pente maximale de 3 horizontal pour 2 vertical entre l'assise des nouvelles fondations et celle des fondations existantes** devra être respectée. Dans le cas où cette pente ne pourrait être respectée, on se réfèrera aux indications du § VII.1, premier paragraphe « principes de fondations » ;

- dans le cas où les bâtiments/murs existants seraient soumis à des **surcharges**, il sera nécessaire de s'assurer que ces dernières soient **compatibles avec le dimensionnement des fondations existantes.** Cela ne devrait pas être le cas d'après les hypothèses fournies (aucun rechargement de l'existant).

- Sujétions d'exécution

L'assise du radier sera un horizon calcaire compact sur lequel on coulera un gros béton de propreté.

Dans la carrière 5009-NV2, on évacuera les épaisseurs de jables et déchets divers accumulés et on inspectera obligatoirement l'assise avant tout travaux (en particulier si le déroctage est inévitable, bien que fortement déconseillé vu les risques pour l'assise des piliers).

VII.3. FONDATIONS SUPERFICIELLES ISOLEES (PORTIQUES : SOLUTION DE CONFORTEMENT) – SONDAGES DE REFERENCES PD1 A PD4

Le principe de fondation consistera à reporter les charges de la structure de confortement par l'intermédiaire de semelles superficielles isolées, descendues dans l'horizon de calcaire en place et non remaniés au-delà du jable et des remblais, moyennant un encastrement minimal de 0,6 m sous le niveau du terrain actuel.

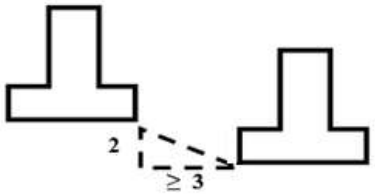
Le niveau d'assise respectera le plus restrictif des critères suivants :

- profondeur minimale de 0,2 m /TF;

La mise hors-gel des fondations sera automatiquement respectée du fait par une assise dans le rocher en milieu souterrain.

Des approfondissements locaux des fonds de fouille de fondation sont prévisibles, toutes **les épaisseurs de jables et remblais seront purgées et remplacées par du gros béton pour atteindre les niveaux d'assise nécessaires.**

Les fondations du projet arrêtées à des niveaux différents devront être établies en redents selon une pente de 3 H / 2 V :



-Contraintes limites de calcul (EC7)

Selon les prescriptions de la norme NF P 94-261, pour démontrer qu'une fondation superficielle supporte la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$Vd - R0 \leq Rv;d$$

Avec :

- Vd : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise
- R0 : valeur du poids du sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci

$$R_{v;d} = A' \cdot \frac{q_{net}}{\Gamma}$$

Avec, pour $R_{v;d}$ dans le cas des méthodes pénétrométriques et pressiométriques, un coefficient de sécurité global Γ de 1,68 (ELU durables et transitoires) et 2,76 (ELS quasi-permanent et ELS caractéristique).

Sous réserve du respect du principe de fondation précité, et en l'absence au stade actuel de la connaissance des dimensions des puits, les contraintes verticales centrées en l'absence de talus proche (id. = 1 et ib = 1) de calcul à prendre en compte pour la justification vis-à-vis des Etats limite Ultime et de Service seront limitées à :

Aux ELU fondamentaux, $\leq \frac{q_{net}}{1,68} =$ 0,25 MPa (id.ib = 1)

Aux ELS qp, $\leq \frac{q_{net}}{2,76} =$ 0,15 MPa (id.ib = 1)

-Excentricité de la charge - Glissement

La vérification des critères d'excentricité aux ELU et ELS et du non glissement de la semelle seront menés en fonction des descentes de charges projet.

-Tassements

Moyennant une exécution soignée des fouilles, les tassements théoriques absolus seront inférieurs au centimètre, pour une semelle filante de 0,60 m de large et isolée 0,80 m de côté.

-Dispositions constructives générales

En aucun cas, la largeur des semelles les moins chargées ne sera inférieure à 60 cm pour les semelles isolées et 40 cm pour les semelles filantes, afin d'assurer un bon contact sol / fondation. Ces fondations devront être ferraillées selon les minimum requis par règles professionnelles.

Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.

-Sujétions d'exécution

Compte tenu du caractère sensible au remaniement et à l'eau du sol d'assise, les fonds de fouille seront finis manuellement ou au godet de curage.

On s'assurera que le sol d'assise des fondations soit homogène sous l'ensemble du bâtiment.

Il convient de couler le béton de propreté ou le gros béton dès l'ouverture des fouilles afin d'éviter l'altération ou la décompression du sol d'assise. Le béton des semelles sera ensuite coulé à pleine fouille sur toute la hauteur.

Toute poche de remblai ou de moindre consistance détectée à l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton coulé pleine fouille.

Dans les formations compactes (remblais éventuels notamment, formation calcaire), les travaux de terrassement nécessiteront l'emploi de moyens de forte puissance (sciage à prévilégier).

Tout vestige (ancien ouvrage enterré, …) sera purgé et remplacé par un gros béton coulé pleine fouille.

Des surprofondeurs de l'horizon d'ancrage ne sont pas à exclure, ce qui nécessitera un gros béton de rattrapage.

En cas d'arrivées d'eau à l'ouverture des fouilles, il conviendra de les assécher par un dispositif adapté à leur importance et à la nature des terrains (pompage par exemple).

Compte tenu du risque d'éboulement des sols (remblais et sables notamment …) le blindage des fouilles peut s'avérer nécessaire. Ce matériel devra être présent sur site en phase travaux.

Tous les travaux devront être réalisés selon les règles de l'Art.

Le béton utilisé devra tenir compte de l'agressivité des sols présents et de la nappe.

VII.4. STRUCTURES DES NIVEAUX-BAS

Il est prévu la réfection de la quasi-totalité des niveau-bas du Logis de Malet et de la Tonnellerie.

Ces niveaux-bas sont envisagés en dallage sur terre-plein, avec des charges surfaciques de l'ordre de 3,5 kN/m² à prendre en compte.

On prévoira des joints souples entre les différentes cellules de dallage et en particulier entre les parties différemment chargées.

On respectera également les préconisations suivantes **:**

- le reconditionnement préalable du fond de forme ;

- la mise en œuvre d'une couche de forme d'épaisseur suffisante ;

- le contrôle de la forme avant réception.

Ces points sont détaillés ci-après.

-Reconditionnement de la plate-forme et couche de forme

Les sondages ont mis en évidence que le toit du calcaire est reconnu à partir de 0.5 à 1.2 m/TA. On doit donc s'attendre à ce que le fond de forme soit le plus souvent constitué d'argile limono-sableuse à graviers calcaires (remblais, frange supérieure d'altération) et à partir superficielle très altérée/arénisée du calcaire.

Des hétérogénéités du fond de forme sont possibles avec notamment la remontée possible du calcaire très ponctuellement. Il conviendra de traiter ces discontinuités dans les rares cas où elles se présentent, en veillant à ne pas impacter les existants et à ne pas créer de fracture du massif calcaire (découpe à la scie, moyens manuels, etc). Ceci afin d'obtenir une assise relativement homogène pour les dallages.

Dans tous les cas, au niveau du fond de fouille, on veillera à **purger toute hétérogénéité importante**, qu'il s'agisse d'une poche de sol particulièrement lâche ou bien d'un point dur (bloc isolé). Egalement, en cas de découverte de vestige enterré, des purges complètes seront réalisées afin de constituer un fond de forme de qualité.

Les substitutions des purges se feront soit par un gros béton, soit par le matériau de forme mis en œuvre dans les mêmes conditions.

Sur ce fond de forme, une couche de forme propre (4 < passant à 80 µm < 8 %), bien graduée *(ES > 30, et compris dans le fuseau de Talbot),* compactée à 95 % de l'OPM sera mise en œuvre. On prévoira un compactage soigné par couches minces.

On veillera à adapter les moyens à la sensibilité du site et des existants (soubassements en moellons calcaires, carrières).

Afin de réduire les perturbations sur les existants, il apparaît avantageux de limiter les mouvements de terres en réduisant l'épaisseur de forme à décaisser/remblayer. On prévoira donc une **épaisseur minimale de 30 cm de forme** que l'on pourra optimiser au début des travaux, après dépôt du niveau-bas existant et compactage de la frange altérée en place, en réalisant une série d'essais au pénétromètre PANDA couplés à des analyses GTR du matériau de forme en place. Cela permettra de limiter les substitutions à certaines zones où la portance serait insuffisante au regard des critères de qualité de compactage q3/q4.

-Dispositions constructives

Les dallages seront conçus, dimensionnés et réalisés suivant le DTU 13-3.

-Paramètres de dimensionnement

Les modules de déformation Es à retenir pour les sols en assise des dallages sont définis au chapitre V.3.

Pour la couche de forme substituée sur minimum 30 cm, on retiendra Es = 16 MPa conformément aux recommandations du DTU 13.3, en supposant Kw $\geq$ 50 MPa/m.

-Essais de contrôle

Compte tenu des conditions d'accès limitées, on prévoira un contrôle de compactage du fond de forme au moyen d'essais au pénétromètre PANDA couplés à une analyse GTR du matériau de forme.

Ces essais permettront de vérifier la conformité de l'état de compactage des différents horizons en référence aux recommandations en vigueur (objectifs q3 et q4 selon l'horizon).

VIII - ETUDE DES CONFORTEMENTS DE LA 5009-NV2

Ce chapitre traite exclusivement des confortements à prévoir pour la carrière 5009-NV2 dans les secteurs identifiés en page 54, où les coefficients de stabilité de la voûte sont inférieurs à 1.1 à long terme. *On rappele que les confortements ne concernent que la voûte, les piliers étant considérés comme stables avec une marge de sécurité suffisante.*

Les orientations retenues à ce stade sont les suivantes :

- **Secteurs 1 et 2** : confortement de la voûte par portiques avec des poutres H travaillant en flexion simple ;
  Concernant le secteur 1, il est fait l'hypothèse, après échange avec la Mairie, qu'une solution sera trouvée avec ENEDIS pour déplacer le transformateur. C'est à cette condition stricte que nous pouvons envisager un confortement efficace de la zone. Soulignons qu'après déplacement du transformateur, il nous semble nécessaire de réaliser un nouveau constat de l'état de fracturation/altération de la zone afin de valider le mode de confortement par portiques. Eventuellement si l'état de la voûte ou des murs est plus dégradé que supposé derrière le transformateur, des confortements plus lourds que ceux présentés ci-après pourront s'avérer nécessaires.

  Dans ce qui suit et à ce stade (avant retrait du transformateur et constats à suivre), on s'attache à définir une solution de portiques en détaillant le type de profilé H à prévoir en fonction des efforts/moments à reprendre, et l'espacement entre les portiques qui est lié au niveau de sécurité à atteindre et à la résistance de la voûte calcaire.

- **Secteur 3** : confortement de la voûte par comblement total après confinement de la zone par des murs maçonnés. A ce stade on retiendra un confinement au coulis de ciment et un clavage au toit, mais d'autre matériaux pourront éventuellement être définis en fonction de contraintes particulières (la descente de cables électriques dans la carrière peut conduire à des dispositions spécifiques si elle est conservée – nous avons évoqué la possibilité de la déplacer en même temps que le transformateur du secteur 1 mais à ce stade, nous supposerons qu'elle est maintenue en place) ;

- **Secteur 3 bis** : comme évoqué au §IV.2, le secteur 3 bis se situe en zone 3. Lors du calcul du coefficient de sécurité de ce secteur, il ressort que l'état de celui-ci est bon. **Cependant, au vu des observations visuelles du ciel de la carrière du secteur 3 bis, une solution de confortement devra être mise en place. Comme évoqué au §IV.2, la méthode de détermination du coefficient de sécurité ne prend pas en compte les altération et les fractures du calcaire.**

  Le dimensionnement du portique de ce secteur ne peut donc être réalisé de façon précise. Les valeurs que nous retiendrons sont des valeurs estimées, approximatives, et fonction de notre expérience sur ce type de situation.

VIII.1. SECTEURS 1 ET 2 - PORTIQUES

- Objectif des confortements

On veut se ramener à un coefficient F_{LTmin} = 1.1. En reprenant les calculs analytiques ci-avant pour les secteurs 1 et 2, les objectifs de sécurisation se traduisent comme suit :

			1 - galerie	1 - chambre	2	ZONE 3
ETAT ACTUEL	CT	Stab toit	1,7	1,4	1,7	2,7
	LT	Stab toit	0,8	0,7	0,8	1,4
ETAT PROJET	CT	Stab toit	1,7	1,4	1,6	2,7
	LT	Stab toit	0,8	0,7	0,8	1,4

			1 - galerie	1 - chambre	2
ETAT ACTUEL	CT	Stab toit	2,2	2,2	2,2
	LT	Stab toit	1,1	1,1	1,1
ETAT PROJET	CT	Stab toit	2,2	2,2	2,2
	LT	Stab toit	1,1	1,1	1,1

***Avant** confortement* ***Après** confortement*

Note : nous avons distingué pour le secteur 1 la partie en galerie et celle en chambre principale, qui s'analysent différemment (voir schéma des 2 sous-sections ci-dessous).

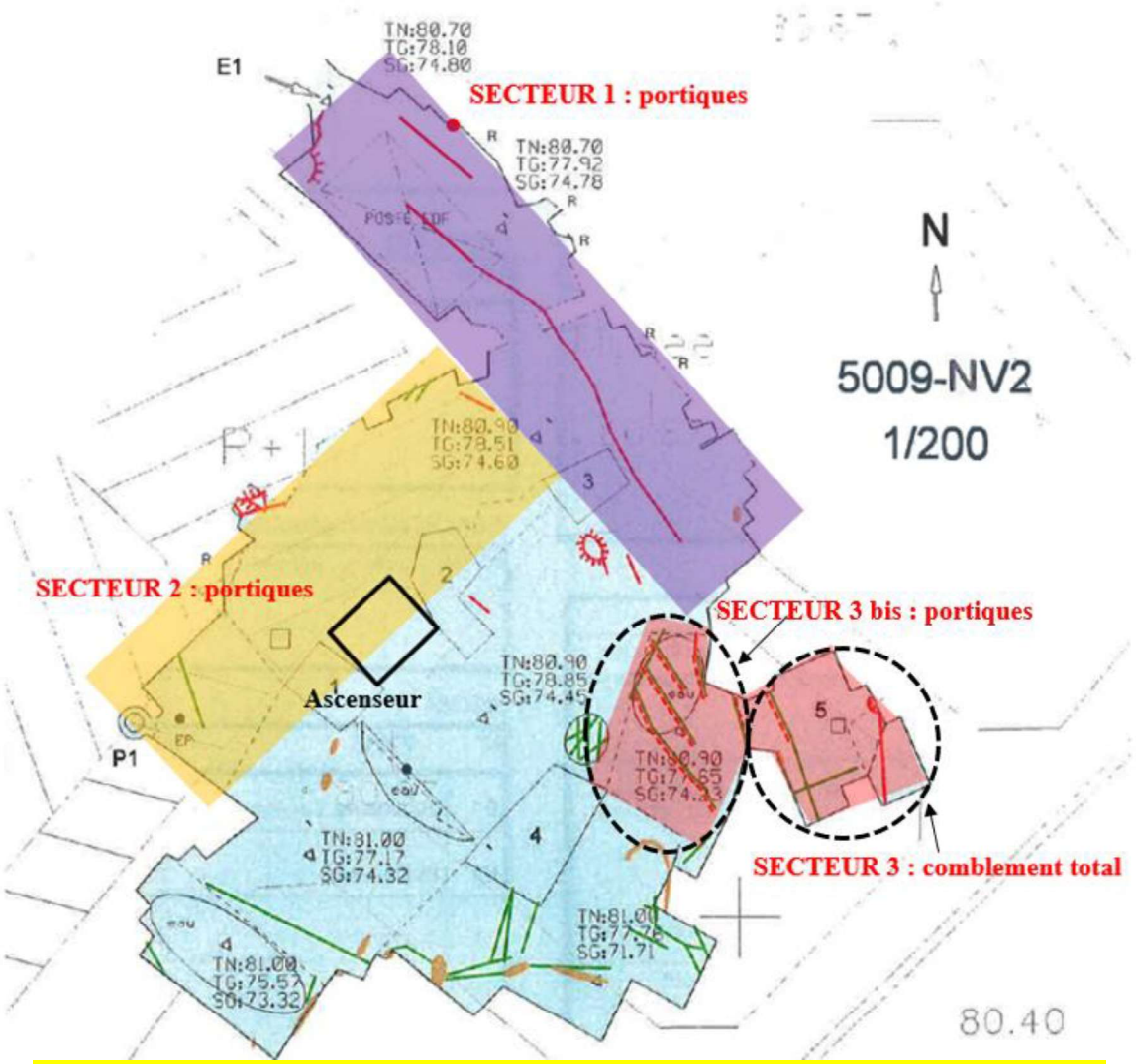


Schéma des secteurs identifiés à l'intérieur de la carrière – GEOTEC – Sans échelle

L'objectif est donc le suivant : **en situation projetée, il faut améliorer l'état de sécurité actuel de la voûte de :**

- **30% dans le secteur 1 – partie galerie ;**
- **58% dans le secteur 1 – partie chambre principale ;**
- **38% dans le secteur 2** ;
- **Nous ne pouvons estimer un taux d'amélioration pour le secteur 3 bis (facteur de sécurité favorable). Il est simplement nécessaire de maintenir le ciel de la carrière en prévention des fissures existantes.**

- Détermination des espacements entre portiques

On doit distinguer deux cas :

- le secteur 1 où la voûte est fracturée dans le sens longitunal, localement avec 2 fractures parallèles, où la répartition des portiques doit conduire à un pontage efficace de ces points faibles ;
- le secteur 2 où la voûte n'est pas fracturée, où la répartition des portiques peut être définie sans contrainte particulière, mais régulièrement ;
- le secteur 3 bis où la voûte est fracturée dans le sens longitunal, localement avec 3 fractures parallèles, où la répartition des portiques doit conduire à un pontage efficace de ces points faibles.

Au-delà de ces considérations, les portiques seront mis en place transversalement aux fractures en secteur 1 (de manière à les ponter), ce qui permet de considérer une plaque rocheuse non-fracturée dans le sens longitudinal. Pour l'analyse de l'espacement maximal entre portiques, on peut donc s'appuyer sur la résistance limite de la voûte rocheuse en tant que poutre maintenue à chaque extrémité par un portique de confortement.

Paramètres (rappels) :

On rappelle qu'en secteur 1, étant donné l'état médiocre du massif rocheux, la valeur Rt retenue est de 300 kPa, contre 630 kPa pour le secteur 2 (valeurs moyenne mesurée par essai de laboratoire).

Concernant la géométrie de la voûte et les charges supportées, on a retenu les valeurs suivantes en page 50 :

SECTEUR	**1**		**2**
Sous-section	**Galerie entrée**	**Chambre intérieure**	**Chambre intérieure**
hauteur de recouvrement **h' (m)**	# 2.7	# 2.4	# 2.2
épaisseur du toit calcaire **h (m)**	# 1.9	# 1.6	# 1.4
Epaisseur de voûte mobilisée en fléchissement **h2 (m)**	1.9	1.6	1.4
portée entre appui **l (m)**	# 4.8	# 4.0	# 3.7
Résistance à la traction moyenne (MPa)	**# 0.30**	**# 0.30**	0.63
supplément de contrainte **q (kPa)** lié aux aménagements présents en surface	0	0	# 36 actuel # 40.5 projet

Recherche du point d'équilibre F_{LTmin} =1.1 :

F_{LTmin} = 1.1 => F_{CTmin} = 2.2

Le coefficient de sécurité à court terme de la voûte F_{CT} est fonction :

- de paramètres fixés / moyennés : h2, q', h, h', Rt ;
- d'un paramètre variable à définir : l (qui correspond, dans le sens longitudinal, à l'espacement entre portiques).

Par tâtonnement, on cherche l'espacement l_{max} correspondant à F_{CT} = 2.2.

Par application des méthodes de la poutre et de la plaque, on détermine :

- secteur 1 : galerie à l'entrée : $l_{max,1,galerie}$ = 4.2 m ;
- secteur 1 : chambre intérieure : $l_{max,1,chambre}$ = 3.2 m ;
- secteur 2 : $l_{max,2}$ = 3.2 m.

Par simplification et par sécurité, on retiendra les espacements suivants :

- **secteur 1 - partie galerie : # 4.0 m ;**
- **chambre intérieure – secteurs 1 et 2 : # 3.0 m ;**
- **secteur 3 bis : 3,0 m* (valeur hypothétique).**

* cette valeur est prise arbitrairement et estimée selon notre expérience connue.

Il s'agit d'une répartition théorique qui doit être ajustée en fonction de la configuration de la carrière et également en fonction de l'état de fracturation/altération du ciel. Une des fonctions des portiques doit être de ponter efficacement les fractures, sans créer de point dur qui pourrait conduire à une évolution défavorable de ces fractures.

Nous proposons en annexe un plan synthétique de la répartition envisagée des portiques.

A ce stade, nous retenons donc **12 portiques** au total.

- Détermination du type de profilé

On considère que la voûte conserve son effet de pontage dans le sens orthogonal à l'alignement des portique, ce qui permet de considérer que l'espacement des portiques défini les efforts théoriques à reprendre.

Conformément à ce qui précède, pour aboutir à l'objectif F_{LTmin}=1.1, en situation projetée, il faut améliorer l'état de sécurité actuel de la voûte de :

- 30% dans le secteur 1 – partie galerie ;
- 58% dans le secteur 1 – partie chambre principale ;
- 38% dans le secteur 2.

Le facteur de sécurité de la stabilité de la voûte est inversement proportionnel à la charge reprise par la voûte au niveau de sa face inférieure mobilisée en traction (flexion du ciel).

On en déduit que ces augmentations de la sécurité de la voûte correspondent à des réductions proportionelles de la charge reprise par la voûte.

En fonction des charges réparties par secteur en situation projetée, on en déduit la fraction de contrainte sur voûte à reprendre par les portiques (**valeurs ELU**) :

- Secteur 1 – galerie : $q_{voûte}$ # 56.2 x 1.35 # 75.9 kPa
  => $q_{portique}$ # $q_{voûte}$ – $q_{voûte}$/1.30 # **17.6 kPa**
- Secteur 1 – chambre intérieure : $q_{voûte}$ # 49.6 x 1.35 # 67 kPa
  => $q_{portique}$ # $q_{voûte}$ – $q_{voûte}$/1.58 # **24.6 kPa**
- Secteur 2 – chambre intérieure :
  $q_{voûte}$ # 45.2 x 1.35 + 40.5 x 1.5 # 121.8 kPa
  => $q_{portique}$ # $q_{voûte}$ – $q_{voûte}$/1.38 # **33.6 kPa**

En flexion simple, le moment fléchissant au centre de la poutre vaut $M = q \times L^2 / 8$ avec L la portée de la poutre et q la contrainte unitaire uniformément répartie (par ml dans le sens longitudinal à la poutre).

En tenant compte des espacements et portées des portiques tel que définis dans le plan des confortements en annexe, on en déduit les moments fléchissants à prendre en compte pour chacun des portiques 1 à 11 :

Secteur	**1 - galerie**			**1 – chambre principale**		
Portique	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
$q_{portique}$ (kPa)	17.6			24.6		
Portée longitudinale l (m)	2.6	2.6	3.2	2.8	2.2	2.8
$q_{unitaire}$ (kPa)	45.8	45.8	56.4	68.9	54.2	68.9
Portée transversale L (m)	4.4	4.8	3.8	4.3	2.6	4.3
M (kN.m/ml)	**111**	**132**	**102**	**160**	**46**	**160**

Secteur	**2 – chambre principale**				
Portique	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
$q_{portique}$ (kPa)	33.6				
Portée longitudinale l (m)	2.7	2.8	2.6	2.2	2.1
$q_{unitaire}$ (kPa)	90.1	94.1	87.4	74.0	70.6
Portée transversale L (m)	4.5	4.1	3.4	3.1	4.6
M (kN.m/ml)	**229**	**198**	**127**	**89**	**187**

On doit donc prendre en compte des moments fléchissants ELU compris entre 50 et 230 kN.m/ml pour les portiques en flexion simple.

Justification du profilé en flexion simple

Sans prendre en compte la corrosion (à préciser en étude d'exécution G3), la contrainte maximale envisageable sur la poutre H doit vérifier l'inégalité suivante à l'ELU :

$$\frac{N}{A \cdot f_y} + \frac{M}{W \cdot f_y} \leq 1$$

Avec :

A : surface

f_y : limite élastique (235 MPa pour l'acier)

W = I/v : module de flexion élastique de la poutre

Les profilés n'étant soumis à aucune sollicitation normale par hypothèse, l'équation se simplifie et devient : $\mathbf{f_y \geq M / W}$ ou $\mathbf{W \geq M / f_y}$

S'agissant de poutre H, on s'intéresse au moment de résistance dans l'axe fort : $W_{x\text{-}x}$.

Tout calcul fait, pour des moments ELU compris entre 50 et 230 kN.m/ml, on retiendra les profilés suivants (à ce stade, on propose des profilés type HEA) :

Secteur	**1 - galerie**			**1 – chambre principale**		
Portique	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
M (kN.m/ml)	111	132	102	160	46	160
$W_{x\text{-}x}$ (cm^3) minimal	473	562	435	681	196	681
Profilé retenu	**HEA 220**	**HEA 240**	**HEA 220**	**HEA 260**	**HEA 160**	**HEA 260**

Secteur	**2 – chambre principale**				
Portique	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
M (kN.m/ml)	229	198	127	89	187
$W_{x\text{-}x}$ (cm^3)	975	843	541	379	796
Profilé retenu	**HEA 280**	**HEA 280**	**HEA 240**	**HEA 200**	**HEA 260**

Pour le portique du **secteur 3 bis, n°12**, on retiendra un profilé **HEA 280**.

D'autres profilés pourront être proposés dans le cadre des études d'exécution G3. Egalement les espacements entre profilés pourront être ajustés pour changer le moment fléchissant ELU à reprendre et donc le type de profilé à prévoir.

Autres justifications

Les poteaux supportant les profilés seront dimensionnés dans le cadre des étude d'exécution vis-à-vis des efforts verticaux ELU de compression théoriques s'appliquant sur la poutre. En supposant une charge équivalente sur chaque poteau, les efforts sont égaux à **0.5 x L x $q_{unitaire}$** à calculer pour chaque portique avec les tableaux ci-avant, et en ajoutant le poids propre du profilé métallique majoré d'un coefficient de 1.35 (poids propre aux ELU).

Les poteaux seront vérifiés au flambement dans le cadre de la G3. Egalement on justifiera les boulons/soudures de liaisonnement entre les profilés H et les poteaux.

Les poteaux seront fondés sur massif BA ancré sur le socle rocheux. Etant donné les efforts ELU ci-avant, on retiendra en première approche des massif de **section minimale 0.5 x 0.5 m²** pour assurer un bon contact socle rocheux/fondation**.**

Sujétions d'exécution pour le mattage au toit

Les poutres H seront plaquée au plus près du ciel de carrière et maintenues en place par étaiements provisoires. Si la surface du ciel est trop irrégulière, et également si des problèmes de hauteur de posent localement, il pourra s'avérer nécessaire de réaliser des saignées sur la largeur de la poutre. Pour ce faire on procèdera par sciage (pas de BRH, limitation des vibrations).

Dans tous les cas le plaquage au mieux possible de la poutre sur le ciel sera suivi après étaiement d'un mattage au béton projeté de manière à solidariser la poutre à la voûte.

On remplacera ensuite les étaiements provisoires par les poteaux définitifs fondés sur massif ancré dans le socle rocheux, et dimensionnés par une BET structure dans le cadre des études d'exécution en fonction des efforts à reprendre détaillés ci-avant.

Si localement l'état de fracturation/altération du ciel de la carrière est trop important par rapport à l'hypothèse de mobilisation d'un effet de voûte dans le sens orthogonal à l'alignement des portiques, on devra s'orienter sur les adaptions suivantes :

- Réduction de l'espacement entre portiques ;
- Renforcement de la voûte entre portiques au moyen d'un béton projeté éventuellement renforcé avec un treillis soudé ancré à la voûte et solidaire des portiques.

Ces éléments seront précisés dans le cadre de la visite à réaliser après déplacement du transformateur.

VIII.2. SECTEUR 3 – COMBLEMENT TOTAL

Principe général

On présente en annexe un plan de comblement total du secteur 3.

Ce confortement comprendra les éléments suivants :

- Un mur de confinement sur une longueur d' environ 1,5 ml de mur maçonné de hauteur hors sol environ 3.5 m en moyenne ;
- Sur ce même linéaire, on prévoira la réalisation de fondations filantes posées sur le socle rocheux, de largeur minimale 0.4 m ;
- Le mur sera dimensionné vis-à-vis de l'effort de poussé à reprendre en situation de comblement total et en fonction du poids volumique et de la nature du matériau de comblement. S'il s'agit d'un coulis de ciment, le mur sera monté au fur et à mesure du remplissage et par passe différées ce qui fait que les efforts de poussées seront neutralisés à l'avancement par séchage du coulis.

  Si on prévoit un matériau boulant tel que du sable (si la conduite électrique le nécessite, par exemple), on retiendra à ce stade une valeur enveloppe de 20 kN/m^3 correspondant à un effort de poussée résultant ELS de l'ordre de 130 kN pris au tier inférieur du mur, ce qui est important. Le mur sera dimensionné vis-à-vis de cet effort de poussée important.

On estime à ce stade que le volume à combler est d'environ 57 m^3 (avec les incertitudes sur la géométrie de la carrière). On prévoira 2 forages d'injections pour assurer un remplissage complet, en première approche.

Sujétions d'exécution

On pourra réaliser le comblement de façon gravitaire depuis la surface en procédant par forage d'injection. Cette étape semble obligatoire pour la phase finale du comblement étant donné la hauteur et l'accessiblité limitée.

Eventuellement le début du comblement pourra s'effectuer depuis l'intérieur de la carrière.

Le comblement sera suivi régulièrement et on s'attachera à vérifier qu'il s'effectue de manière homogène et totale. Dans le cas d'un coulis, sa viscosité devra être suffisante pour permettre un écoulement latéral large, en fonction du maillage des forages d'injection. Le même principe s'appliquera que d'autres types de comblement, mais pour du sable, il sera à priori nécessaire d'affiner le maillage des forages d'injection.

Le comblement total s'achèvera obligatoirement par un **clavage** au ciel à l'aide d'un coulis injecté sous pression jusqu'à saturation de la zone confinée, puis par le rebouchage soigné des puits d'injection.

IX - RECOMMANDATIONS POUR LA MISE AU POINT DU PROJET

Le présent rapport fixe la fin de la mission d'étude géotechnique de projet avec diagnostic géotechnique de l'aléa « cavités souterraines ». Cette mission G5+G2 PRO confiée à GEOTEC est établie en fonction des données d'entrée disponibles, des visites de terrains effectuées et de l'analyse et l'interprétation des sondages et essais réalisés.

Cette étude vise à définir les adaptations constructives à prévoir en phase conception et chantier pour le projet, vis-à-vis du contexte particulier du site.

Egalement l'étude a été enrichie récemment d'un volet « confortement de carrières » suite aux échanges avec les intervenants du projet et la nécessité de stabiliser les zones sensibles sur le long terme, du fait de l'augmentation des enjeux sur ce site, induite par le projet.

Les principales incertitudes qui subsistent concernent le contexte géotechnique du site et le projet, c'est-à-dire notamment :

- La compatibilité du comblement avec les descentes de cables électriques, et les adaptations à prévoir si les cables restent en place ;
- La participation de l'ascenseur au soulagement des charges appliquées sur la voûte en zone 2.1, en fonction des adaptations structurelles prévues par le BET ;
- La zone 5 de la carrière 5009-NV2, dont la configuration est mal connue ;
- Les variations d'épaisseur de la frange supérieure altérée et donc de la profondeur du toit des calcaires ;
- Les hétérogénéités du massif calcaire en place :
  - Qui complexifient l'analyse théorique simplifiée présentée pour les facteurs de sécurité des carrières – néanmoins après recoupement avec les observations de terrains, on détermine un zonage qui nous semble représentatif au moins d'un point de vue qualitatif ;
  - Qu'il faudra prendre en compte dans le cadre des opérations très techniques envisagées (terrassement des fosses techniques, ouverture de la voûte pour l'ascenseur, etc) ;
- Les circulations superficielles d'eau de ruissellement en période pluvieuse, difficilement quantifiable – la problématique de percolation d'eau au travers de la voûte de la 5009-NV2. **Il est nécessaire de supprimer le drain inversé présent en surface, qui induit des percolations concentrées défavorables à la pérenité de la carrière ;**
- La traficabilité du fond de forme en phase chantier ;
- L'agressivité chimique des eaux percolant en carrière ;
- La sensibilité des existants aux vibrations et autres perturbations du chantier, et les dispositions particulières à prendre pour limiter l'impact du chantier. Dans tous les cas on prévoira les soutènements provisoires nécessaires au voisinage des existants dont l'équilibre à court terme est perturbé ;
- La classe PST/AR de la forme existante au droit des nouveaux dallages, sa classe GTR, et les substitutions/reconditionnements à prévoir pour se ramener à un support de qualité, dans le respect de la sensibilité des existants.

Ces incertitudes peuvent avoir une incidence importante sur le coût final des ouvrages géotechniques : il conviendra d'en tenir compte lors de la mise au point du projet. A cet effet, la mise en œuvre de l'ensemble des missions géotechniques (G3 et G4) devra suivre la présente étude (mission G2 PRO).

En particulier nous recommandons fortement la mission G4 de supervision géotechnique en phase chantier, qui permettra d'assurer une maîtrise d'œuvre pour les travaux de confortement et plus généralement les travaux de restructuration dans cet environnement de carrière très sensible.

Nous restons à l'entière disposition des Responsables du Projet pour tout renseignement complémentaire.

CONDITIONS GENERALES

1. **Avertissement, préambule**
Toute commande et ses avenants éventuels impliquent de la part du cocontractant, ci-après dénommé « le Client », signataire du contrat et des avenants, acceptation sans réserve des présentes conditions générales.
Les présentes conditions générales prévalent sur toutes autres, sauf conditions particulières contenues dans le devis ou dérogation formelle et explicite.Toute modification de la commande ne peut être considérée comme acceptée qu'après accord écrit du Prestataire.

2. **Déclarations obligatoires à la charge du Client, (DT, DICT, ouvrages exécutés)**
Dans tous les cas, la responsabilité du Prestataire ne saurait être engagée en cas de dommages à des ouvrages publics ou privés (en particulier, ouvrages enterrés et canalisations) dont la présence et l'emplacement précis ne lui auraient pas été signalés par écrit préalablement à sa mission.
Conformément au décret n° 2011-1241 du 5 octobre 2011 relatif à l'exécution de travaux à proximité de certains ouvrages souterrains, aériens ou subaquatiques de transport ou de distribution, le Client doit fournir, à sa charge et sous sa responsabilité, l'implantation des réseaux privés, la liste et l'adresse des exploitants des réseaux publics à proximité des travaux, les plans, informations et résultats des investigations complémentaires consécutifs à sa Déclaration de projet de Travaux (DT).Ces informations sont indispensables pour permettre les éventuelles DICT (le délai de réponse est de 15 jours) et pour connaitre l'environnement du projet. En cas d'incertitude ou de complexité pour la localisation des réseaux sur domaine public, il pourra être nécessaire de faire réaliser, à la charge du Client, des fouilles manuelles pour les repérer. Les conséquences et la responsabilité de toute détérioration de ces réseaux par suite d'une mauvaise communication sont à la charge exclusive du Client.
Conformément à l'art L 411-1 du code minier, le Client s'engage à déclarer à la DREAL tout forage réalisé de plus de 10 m de profondeur. De même, conformément à l'article R 214-1 du code de l'environnement, le Client s'engage à déclarer auprès de la DDT du lieu des travaux les sondages et forages destinés à la recherche, à la surveillance ou au prélèvement d'eaux souterraines (piézomètres notamment).

3. **Cadre de la mission, objet et nature des prestations, prestations exclues, limites de la mission**
Le terme « prestation » désigne exclusivement les prestations énumérées dans le devis du Prestataire. Toute prestation différente de celles prévues fera l'objet d'un prix nouveau à négocier. Il est entendu que le Prestataire s'engage à procéder selon les moyens actuels de son art, à des recherches consciencieuses et à fournir les indications qu'on peut en attendre. Son obligation est une obligation de moyen et non de résultat au sens de la jurisprudence actuelle des tribunaux. Le Prestataire réalise la mission dans les strictes limites de sa définition donnée dans son offre (validité limitée à trois mois à compter de la date de son établissement), confirmée par le bon de commande ou un contrat signé du Client.
La mission et les investigations éventuelles sont strictement géotechniques et n'abordent pas le contexte environnemental. Seule une étude environnementale spécifique comprenant des investigations adaptées permettra de détecter une éventuelle contamination des sols et/ou des eaux souterraines.
Le Prestataire n'est solidaire d'aucun autre intervenant sauf si la solidarité est explicitement convenue dans le devis ; dans ce cas, la solidarité ne s'exerce que sur la durée de la mission.
Par référence à la norme NF P 94-500, il appartient au maître d'ouvrage, au maître d'œuvre ou à toute entreprise de faire réaliser impérativement par des ingénieries compétentes chacune des missions géotechniques (successivement G1, G2, G3 et G4 et les investigations associées) pour suivre toutes les étapes d'élaboration et d'exécution du projet. Si la mission d'investigations est commandée seule, elle est limitée à l'exécution matérielle de sondages et à l'établissement d'un compte rendu factuel sans interprétation et elle exclut toute activité d'étude ou de conseil. La mission de diagnostic géotechnique G5 engage le géotechnicien uniquement dans le cadre strict des objectifs ponctuels fixés et acceptés.
Si le Prestataire déclare être titulaire de la certification ISO 9001, le Client agit de telle sorte que le Prestataire puisse respecter les dispositions de son système qualité dans la réalisation de sa mission.

4. **Plans et documents contractuels**
Le Prestataire réalise la mission conformément à la réglementation en vigueur lors de son offre, sur la base des données communiquées par le Client. Le Client est seul responsable de l'exactitude de ces données. En cas d'absence de transmission ou d'erreur sur ces données, le Prestataire est exonéré de toute responsabilité.

5. **Limites d'engagement sur les délais**
Sauf indication contraire précise, les estimations de délais d'intervention et d'exécution données aux termes du devis ne sauraient engager le Prestataire. Sauf stipulation contraire, il ne sera pas appliqué de pénalités de retard et si tel devait être le cas elles seraient plafonnées à 5% de la commande. En toute hypothèse, la responsabilité du Prestataire est dégagée de plein droit en cas d'insuffisance des informations fournies par le Client ou si le Client n'a pas respecté ses obligations, en cas de force majeure ou d'événements imprévisibles (notamment la rencontre de sols inattendus, la survenance de circonstances naturelles exceptionnelles) et de manière générale en cas d'événement extérieur au Prestataire modifiant les conditions d'exécution des prestations objet de la commande ou les rendant impossibles.
Le Prestataire n'est pas responsable des délais de fabrication ou d'approvisionnement de fournitures lorsqu'elles font l'objet d'un contrat de négoce passé par le Client ou le Prestataire avec un autre Prestataire.

6. **Formalités, autorisations et obligations d'information, accès, dégâts aux ouvrages et cultures**
Toutes les démarches et formalités administratives ou autres, en particulier l'obtention de l'autorisation de pénétrer sur les lieux pour effectuer des prestations de la mission sont à la charge du Client. Le Client se charge d'une part d'obtenir et communiquer les autorisations requises pour l'accès du personnel et des matériels nécessaires au Prestataire en toute sécurité dans l'enceinte des propriétés privées ou sur le domaine public, d'autre part de fournir tous les documents relatifs aux dangers et aux risques cachés, notamment ceux liés aux réseaux, aux obstacles enterrés et à la pollution des sols et des nappes. Le Client s'engage à communiquer les règles pratiques que les intervenants doivent respecter en matière de santé, sécurité et respect de l'environnement : il assure en tant que de besoin la formation du personnel, notamment celui du Prestataire, entrant dans ces domaines, préalablement à l'exécution de la mission. Le Client sera tenu responsable de tout dommage corporel, matériel ou immatériel dû à une spécificité du site connue de lui et non clairement indiquée au Prestataire avant toutes interventions.
Sauf spécifications particulières, les travaux permettant l'accessibilité aux points de sondages ou d'essais et l'aménagement des plates-formes ou grutage nécessaires aux matériels utilisés sont à la charge du Client.
Les investigations peuvent entraîner d'inévitables dommages sur le site, en particulier sur la végétation, les cultures et les ouvrages existants, sans qu'il y ait négligence ou faute de la part de son exécutant. Les remises en état, réparations ou indemnisations correspondantes sont à la charge du Client.

7. **Implantation, nivellement des sondages**
Au cas où l'implantation des sondages est imposée par le Client ou son conseil, le Prestataire est exonéré de toute responsabilité dans les événements consécutifs à ladite implantation. La mission ne comprend pas les implantations topographiques permettant de définir l'emprise des ouvrages et zones à étudier ni la mesure des coordonnées précises des points de sondages ou d'essais. Les éventuelles altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cotes de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un Géomètre Expert avant remodelage du terrain. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.

8. **Hydrogéologie**
Les niveaux d'eau indiqués dans le rapport correspondent uniquement aux niveaux relevés au droit des sondages exécutés et à un moment précis. En dépit de la qualité de l'étude les aléas suivants subsistent, notamment la variation des niveaux d'eau en relation avec la météo ou une modification de l'environnement des études. Seule une étude hydrogéologique spécifique permet de déterminer les amplitudes de variation de ces niveaux, les cotes de crue et les PHEC (Plus Hautes Eaux Connues).

9. **Recommandations, aléas, écart entre prévision de l'étude et réalité en cours de travaux**
Si, en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, le Prestataire a été amené à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient au Client de lui communiquer par écrit ses observations éventuelles sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour quelque raison que ce soit lui être reproché d'avoir établi son étude dans ces conditions.
L'étude géotechnique s'appuie sur les renseignements reçus concernant le projet, sur un nombre limité de sondages et d'essais, et sur des profondeurs d'investigations limitées qui ne permettent pas de lever toutes les incertitudes inéluctables à cette science naturelle. En dépit de la qualité de l'étude, des incertitudes subsistent du fait notamment du caractère ponctuel des investigations, de la variation d'épaisseur des remblais et/ou des différentes couches, de la présence de vestiges enterrés. Les conclusions géotechniques ne peuvent donc conduire à traiter à forfait le prix des fondations compte tenu d'une hétérogénéité, naturelle ou du fait de l'homme, toujours possible et des aléas d'exécution pouvant survenir lors de la découverte des terrains. Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une actualisation à chaque étape du projet notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant l'étape suivante.
L'estimation des quantités des ouvrages géotechniques nécessite, une mission d'étude géotechnique de conception G2 (phase projet). Les éléments géotechniques non décelés par l'étude et mis en évidence lors de l'exécution (pouvant avoir une incidence sur les conclusions du rapport) et les incidents importants survenus au cours des travaux (notamment glissement, dommages aux avoisinants ou aux existants) doivent obligatoirement être portés à la connaissance du Prestataire ou signalés aux géotechniciens chargés des missions de suivi géotechnique d'exécution G3 et de supervision géotechnique d'exécution G4, afin que les conséquences sur la conception géotechnique et les conditions d'exécution soient analysées par un homme de l'art.

10. **Rapport de mission, réception des travaux, fin de mission, délais de validation des documents par le client**
A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du dernier document à fournir dans le cadre de la mission fixe le terme de la mission. La date de la fin de mission est celle de l'approbation par le Client du dernier document à fournir dans le cadre de la mission. L'approbation doit intervenir au plus tard deux semaines après sa remise au Client, et est considérée implicite en cas de silence. La fin de la mission donne lieu au paiement du solde de la mission.

11. Réserve de propriété, confidentialité, propriété des études, diagrammes

Les coupes de sondages, plans et documents établis par les soins du Prestataire dans le cadre de sa mission ne peuvent être utilisés, publiés ou reproduits par des tiers sans son autorisation. Le Client ne devient propriétaire des prestations réalisées par le Prestataire qu'après règlement intégral des sommes dues. Le Client ne peut pas les utiliser pour d'autres ouvrages sans accord écrit préalable du Prestataire. Le Client s'engage à maintenir confidentielle et à ne pas utiliser pour son propre compte ou celui de tiers toute information se rapportant au savoir-faire du Prestataire, qu'il soit breveté ou non, portée à sa connaissance au cours de la mission et qui n'est pas dans le domaine public, sauf accord préalable écrit du Prestataire. Si dans le cadre de sa mission, le Prestataire mettait au point une nouvelle technique, celle-ci serait sa propriété. Le Prestataire serait libre de déposer tout brevet s'y rapportant, le Client bénéficiant, dans ce cas, d'une licence non exclusive et non cessible, à titre gratuit et pour le seul ouvrage étudié.

12. Modifications du contenu de la mission en cours de réalisation

La nature des prestations et des moyens à mettre en œuvre, les prévisions des avancements et délais, ainsi que les prix sont déterminés en fonction des éléments communiqués par le client et ceux recueillis lors de l'établissement de l'offre. Des conditions imprévisibles par le Prestataire au moment de l'établissement de son offre touchant à la géologie, aux hypothèses de travail, au projet et à son environnement, à la législation et aux règlements, à des événements imprévus, survenant en cours de mission autorisent le Prestataire à proposer au Client un avenant avec notamment modification des prix et des délais. A défaut d'un accord écrit du Client dans un délai de deux semaines à compter de la réception de la lettre d'adaptation de la mission. Le Prestataire est en droit de suspendre immédiatement l'exécution de sa mission, les prestations réalisées à cette date étant rémunérées intégralement, et sans que le Client ne puisse faire état d'un préjudice. Dans l'hypothèse où le Prestataire est dans l'impossibilité de réaliser les prestations prévues pour une cause qui ne lui est pas imputable, le temps d'immobilisation de ses équipes est rémunéré par le client.

13. Modifications du projet après fin de mission, délai de validité du rapport

Le rapport constitue une synthèse de la mission définie par la commande. Le rapport et ses annexes forment un ensemble indissociable. Toute interprétation, reproduction partielle ou utilisation par un autre maître de l'ouvrage, un autre constructeur ou maître d'œuvre, ou pour un projet différent de celui objet de la mission, ne saurait engager la responsabilité du Prestataire et pourra entraîner des poursuites judiciaires. La responsabilité du Prestataire ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission objet du rapport. Toute modification apportée au projet et à son environnement ou tout élément nouveau mis à jour au cours des travaux et non détecté lors de la mission d'origine, nécessite une adaptation du rapport initial dans le cadre d'une nouvelle mission.

Le client doit faire actualiser le dernier rapport de mission en cas d'ouverture du chantier plus de 1 an après sa livraison. Il en est de même notamment en cas de travaux de terrassements, de démolition ou de réhabilitation du site (à la suite d'une contamination des terrains et/ou de la nappe) modifiant entre autres les qualités mécaniques, les dispositions constructives et/ou la répartition de tout ou partie des sols sur les emprises concernées par l'étude géotechnique.

14. Conditions d'établissement des prix, variation dans les prix, conditions de paiement, acompte et provision, retenue de garantie

Les prix unitaires s'entendent hors taxes. Ils sont majorés de la T.V.A. au taux en vigueur le jour de la facturation. Ils sont établis aux conditions économiques en vigueur à la date d'établissement de l'offre. Ils sont fermes et définitifs pour une durée de trois mois. Au-delà, ils sont actualisés par application de l'indice "Sondages et Forages TP 04" pour les investigations in situ et en laboratoire, et par application de l'indice « SYNTEC » pour les prestations d'études, l'Indice de base étant celui du mois de l'établissement du devis.

Aucune retenue de garantie n'est appliquée sur le coût de la mission.

Dans le cas où le marché nécessite une intervention d'une durée supérieure à un mois, des factures mensuelles intermédiaires sont établies. Lors de la passation de la commande ou de la signature du contrat, le Prestataire peut exiger un acompte dont le montant est défini dans les conditions particulières et correspond à un pourcentage du total estimé des honoraires et frais correspondants à l'exécution du contrat. Le montant de cet acompte est déduit de la facture ou du décompte final. En cas de sous-traitance dans le cadre d'un ouvrage public, les factures du Prestataire sont réglées directement et intégralement par le maître d'ouvrage, conformément à la loi n°75-1334 du 31/12/1975.

Les paiements interviennent à réception de la facture et sans escompte. En l'absence de paiement au plus tard le jour suivant la date de règlement figurant sur la facture, il sera appliqué à compter dudit jour et de plein droit, un intérêt de retard égal au taux d'intérêt appliqué par la Banque Centrale Européenne à son opération de refinancement la plus récente majorée de 10 points de pourcentage. Cette pénalité de retard sera exigible sans qu'un rappel soit nécessaire à compter du jour suivant la date de règlement figurant sur la facture.

En sus de ces pénalités de retard, le Client sera redevable de plein droit des frais de recouvrement exposés ou d'une indemnité forfaitaire de 40 €.

Un désaccord quelconque ne saurait constituer un motif de non paiement des prestations de la mission réalisées antérieurement. La compensation est formellement exclue : le Client s'interdit de déduire le montant des préjudices qu'il allègue des honoraires dus.

15. Résiliation anticipée

Toute procédure de résiliation est obligatoirement précédée d'une tentative de conciliation. En cas de force majeure, cas fortuit ou de circonstances indépendantes du Prestataire, celui-ci a la faculté de résilier son contrat sous réserve d'en informer son Client par lettre recommandée avec accusé de réception. En toute hypothèse, en cas d'inexécution par l'une ou l'autre des parties de ses obligations, et 8 jours après la mise en demeure visant la présente clause résolutoire demeurée sans effet, le contrat peut être résilié de plein droit. La résiliation du contrat implique le paiement de l'ensemble des prestations régulièrement exécutées par le Prestataire au jour de la résiliation et en sus, d'une indemnité égale à 20 % des honoraires qui resteraient à percevoir si la mission avait été menée jusqu'à son terme.

16. Répartition des risques, responsabilités et assurances

Le Prestataire n'est pas tenu d'avertir son Client sur les risques encourus déjà connus ou ne pouvant être ignorés du Client compte tenu de sa compétence. Ainsi par exemple, l'attention du Client est attirée sur le fait que le béton armé est inévitablement fissuré, les revêtements appliqués sur ce matériau devant avoir une souplesse suffisante pour s'adapter sans dommage aux variations d'ouverture des fissures. Le devoir de conseil du Prestataire vis-à-vis du Client ne s'exerce que dans les domaines de compétence requis pour l'exécution de la mission spécifiquement confiée. Tout élément nouveau connu du Client après la fin de la mission doit être communiqué au Prestataire qui pourra, le cas échéant, proposer la réalisation d'une mission complémentaire. A défaut de communication des éléments nouveaux ou d'acceptation de la mission complémentaire, le Client en assumera toutes les conséquences. En aucun cas, le Prestataire ne sera tenu pour responsable des conséquences d'un non-respect de ses préconisations ou d'une modification de celles-ci par le Client pour quelque raison que ce soit. L'attention du Client est attirée sur le fait que toute estimation de quantités faite à partir de données obtenues par prélèvements ou essais ponctuels sur le site objet des prestations est entachée d'une incertitude fonction de la représentativité de ces données ponctuelles extrapolées à l'ensemble du site. Toutes les pénalités et indemnités qui sont prévues au contrat ou dans l'offre remise par le Prestataire ont la nature de dommages et intérêts forfaitaires, libératoires et exclusifs de toute autre sanction ou indemnisation.

Assurance décennale obligatoire

Le Prestataire bénéficie d'un contrat d'assurance au titre de la responsabilité décennale afférente aux ouvrages soumis à obligation d'assurance, conformément à l'article L.241-1 du Code des assurances. Conformément aux usages et aux capacités du marché de l'assurance et de la réassurance, le contrat impose une obligation de déclaration préalable et d'adaptation de la garantie pour les ouvrages dont la valeur HT (travaux et honoraires compris) excède au jour de la déclaration d'ouverture de chantier un montant de 15 M€. Il est expressément convenu que le client a l'obligation d'informer le Prestataire d'un éventuel dépassement de ce seuil, et accepte, de fournir tous éléments d'information nécessaires à l'adaptation de la garantie. Le client prend également l'engagement, de souscrire à ses frais un Contrat Collectif de Responsabilité Décennale (CCRD), contrat dans lequel le Prestataire sera expressément mentionné parmi les bénéficiaires. Par ailleurs, les ouvrages de caractère exceptionnel, voir inusuels sont exclus du présent contrat et doivent faire l'objet d'une cotation particulière. Le prix fixé dans l'offre ayant été déterminé en fonction de conditions normales d'assurabilité de la mission, il sera réajusté, et le client s'engage à l'accepter, en cas d'éventuelle sur-cotisation qui serait demandée au Prestataire par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance. A défaut de respecter ces engagements, le client en supportera les conséquences financières (notamment en cas de défaut de garantie du Prestataire, qui n'aurait pu s'assurer dans de bonnes conditions, faute d'informations suffisantes). Le maitre d'ouvrage est tenu d'informer le Prestataire de la DOC (déclaration d'ouverture de chantier).

Ouvrages non soumis à l'obligation d'assurance

Les ouvrages dont la valeur HT (travaux et honoraires compris) excède un montant de 15 M€ HT doivent faire l'objet d'une déclaration auprès du Prestataire qui en référera à son assureur pour détermination des conditions d'assurance. Les limitations relatives au montant des chantiers auxquels le Prestataire participe ne sont pas applicables aux missions portant sur des ouvrages d'infrastructure linéaire, c'est-à-dire routes, voies ferrées, tramway, etc. En revanche, elles demeurent applicables lorsque sur le tracé linéaire, la/les mission(s) de l'assuré porte(nt) sur des ouvrages précis tels que ponts, viaducs, échangeurs, tunnels, tranchées couvertes... En tout état de cause, il appartiendra au client de prendre en charge toute éventuelle sur cotisation qui serait demandée au prestataire par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance. Toutes les conséquences financières d'une déclaration insuffisante quant au coût de l'ouvrage seront supportées par le client et le maître d'ouvrage.

Le Prestataire assume les responsabilités qu'il engage par l'exécution de sa mission telle que décrite au présent contrat. A ce titre, il est responsable de ses prestations dont la défectuosité lui est imputable. Le Prestataire sera garanti en totalité par le Client contre les conséquences de toute recherche en responsabilité dont il serait l'objet du fait de ses prestations, de la part de tiers au présent contrat, le client ne garantissant cependant le Prestataire qu'au delà du montant de responsabilité visé ci-dessous pour le cas des prestations défectueuses. La responsabilité globale et cumulée du Prestataire au titre ou à l'occasion de l'exécution du contrat sera limitée à trois fois le montant de ses honoraires sans pour autant excéder les garanties délivrées par son assureur, et ce pour les dommages de quelque nature que ce soit et quel qu'en soit le fondement juridique. Il est expressément convenu que le Prestataire ne sera pas responsable des dommages immatériels consécutifs ou non à un dommage matériel tels que, notamment, la perte d'exploitation, la perte de production, le manque à gagner, la perte de profit, la perte de contrat, la perte d'image, l'immobilisation de personnel ou d'équipements.

17. Cessibilité de contrat

Le Client reste redevable du paiement de la facture sans pouvoir opposer à quelque titre que ce soit la cession du contrat, la réalisation pour le compte d'autrui, l'existence d'une promesse de porte-fort ou encore l'existence d'une stipulation pour autrui.

18. Litiges

En cas de litige pouvant survenir dans l'application du contrat, seul le droit français est applicable. Seules les juridictions du ressort du siège social du Prestataire sont compétentes, même en cas de demande incidente ou d'appel en garantie ou de pluralité de défendeurs.

Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

(*Extraits de la norme NF P 94-500 du 30 novembre 2013 – Chapitre 4.2*)

Le Maître d'Ouvrage doit associer l'ingénierie géotechnique au même titre que les autres ingénieries à la Maîtrise d'Œuvre et ce, à toutes les étapes successives de conception, puis de réalisation de l'ouvrage. Le Maître d'Ouvrage, ou son mandataire, doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives à la Maîtrise d'Œuvre du projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3, la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

Enchainement 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 : **Etude géotechnique préalable (G1)**		Etude géotechnique préalable (G1) **Phase Etude de Site (ES)**		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Etude préliminaire, Esquisse, APS	Etudes 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	Fonctions des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : **Etude géotechnique de conception (G2)**	APD/AVP	Etude 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	Etudes géotechniques de conception (G2) **Phase Projet (PRO)**		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (*choix constructifs*)
	DCE/ACT	Etude 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 : Etudes géotechniques de réalisation (G3/G4)		A la charge de l'entreprise	A la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Etude de suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Etude (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*)	Etude 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	Etude et suivi géotechniques d'exécutions (G3) Phase Suivi (en interaction avec la Phase Etude	**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
A 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

Tableau 2 - Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (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).

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE 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, participé à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G 4,distinctes et simultanées)
ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES 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 GEOTECHNIQUE 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 GEOTECHNIQUE (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)

.

ANNEXES

- Annexe 1 : PLAN DE SITUATION

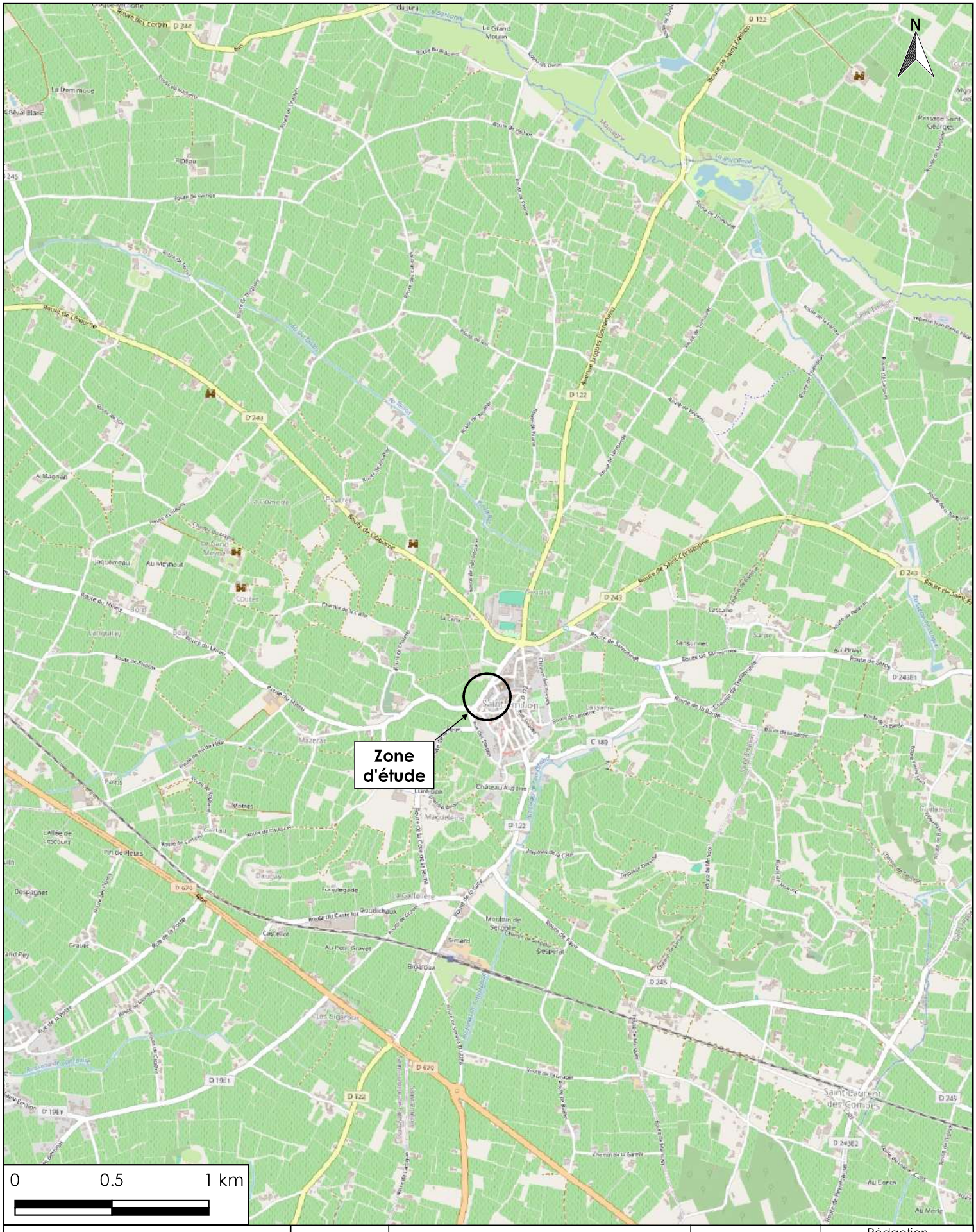
- Annexe 2 : PLANS D'IMPLANTATION

- Annexe 3 : SONDAGES ET ESSAIS

- Annexe 4 : PLAN DE LA CARRIERE 5009-NV2

- Annexe 5 : PLAN DE CONFORTEMENT DE LA CARRIERE 5009-NV2

ANNEXE 1
Plan de situation



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° :	19/07827/BORDX/16	**Ech. en A4 :** 1:25000	Rédaction
Ville :	SAINT EMILION	**Date :** 10/01/2025	O. CANTINOLLE
			Vérification
Plan de situation		**PLANCHE 1**	A. PLUQUET
Nom du fichier : Plan de situation A4			Validation
			A. LAFOURCADE

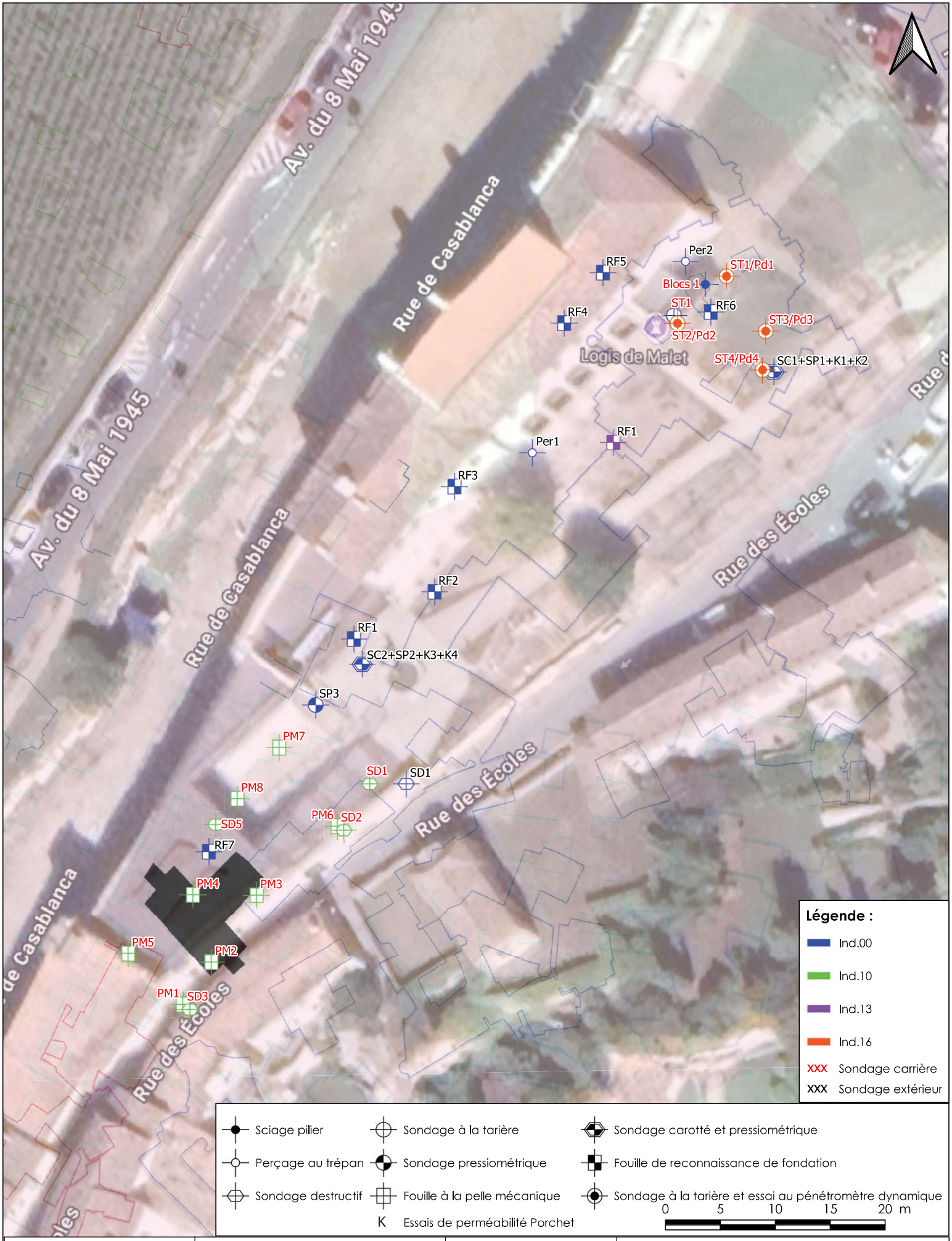
ANNEXE 2
Plans d'implantation



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° : 19/07827/BORDX/16	**Echelle en A3 :** 1:300	
Ville : SAINT EMILION	**Date :** 20/05/2025	
Plan d'implantation des sondages	**PLANCHE 1**	
Nom du fichier : Plan d'implantation des sondages A3		

Ind.	Date	Sommaire des modifications	Rédaction	Validation
0	20/05/2025	PREMIERE EMISSION	O. CANTINOLLE	A. PLUQUET
A	-	-	-	-
B	-	-	-	-
C	-	-	-	-
D	-	-	-	-



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° : 19/07827/BORDX/16	**Echelle en A3 :** 1:300	
Ville : SAINT EMILION	**Date :** 20/05/2025	
Plan d'implantation des sondages	**PLANCHE 1**	
Nom du fichier : Plan d'implantation des sondages A3		

Ind.	Date	Sommaire des modifications	Rédaction	Validation
0	20/05/2025	PREMIERE EMISSION	O. CANTINOLLE	A. PLUQUET
A	-	-	-	-
B	-	-	-	-
C	-	-	-	-
D	-	-	-	-



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° : 19/07827/BORDX/16	**Echelle en A3 :** 1:150
Ville : SAINT EMILION	**Date :** 20/05/2025
Plan d'implantation des sondages	**PLANCHE 1**
Nom du fichier : Plan d'implantation des sondages A3	

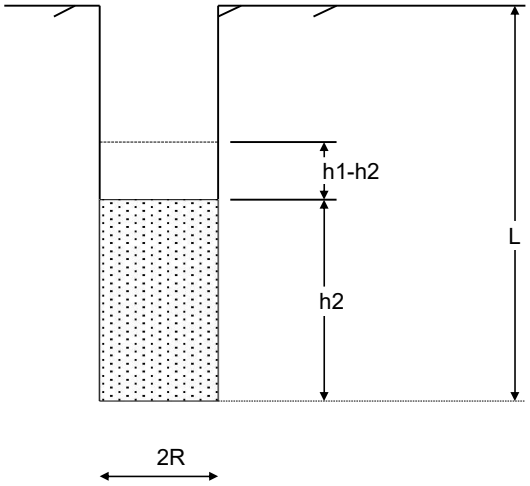
Ind.	Date	Sommaire des modifications	Rédaction	Validation
0	20/05/2025	PREMIERE EMISSION	O. CANTINOLLE	A. PLUQUET
A	-	-	-	-
B	-	-	-	-
C	-	-	-	-
D	-	-	-	-

ANNEXE 3
Sondages et Essais

PROCES-VERBAL

ESSAI D'EAU PORCHET

Sondage :	K1
Lieu : ..	SAINT ÉMILION
Date :	24/01/2020



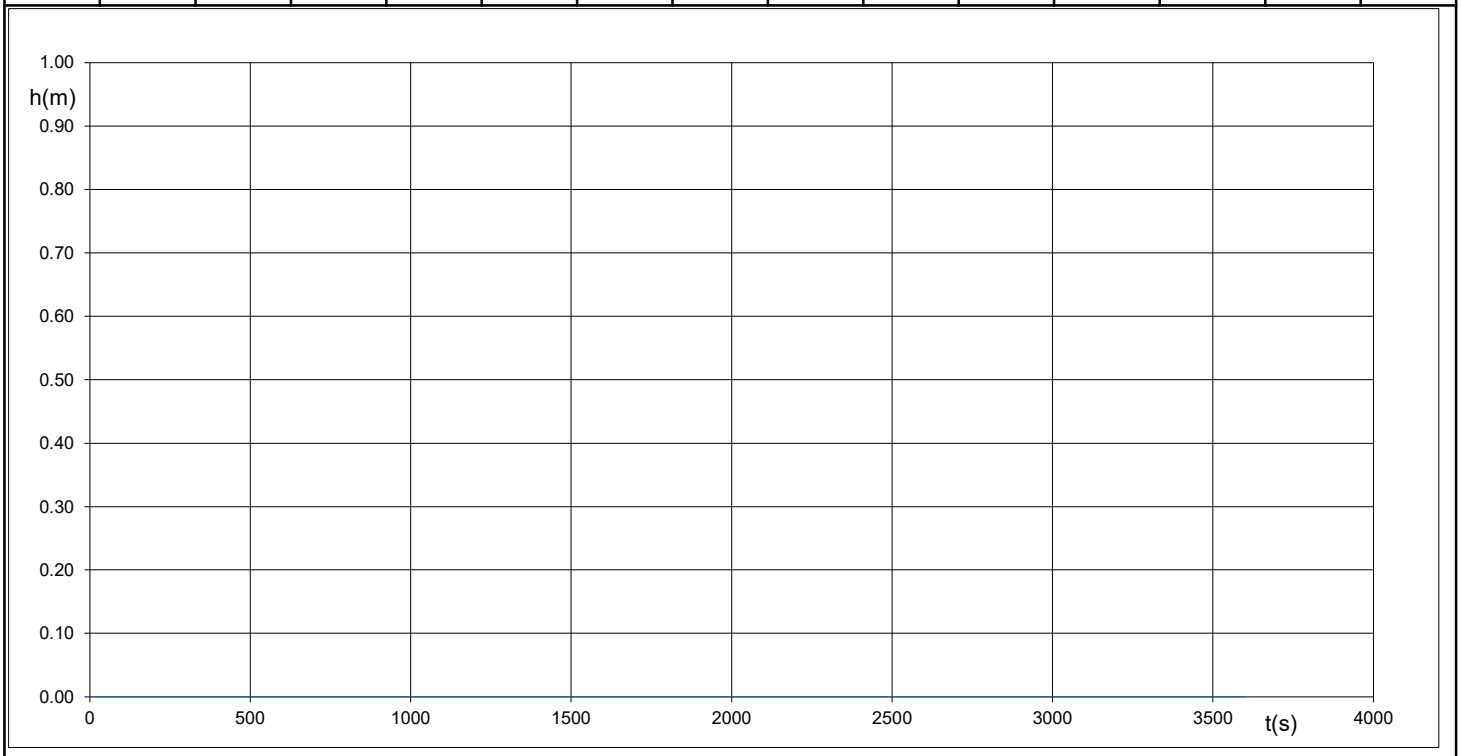
Niveau piézométrique : H_p = ... 999.99 m

CAVITE		L = .. 0.5 m
Profondeur	de 0.00 m	2R = 0.063 m
	à - 0.50 m	

Limite de l'aquifère / H = ... m

IMPLANTATION DU SONDAGE	X = ..
	Y = ..
	Z(NGF) = .. m

t(min)	0,00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	6.00	7.00	8.00
Q(t)	0,00													
H_e	0,00													
t(min)	9.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00	50.00	60.00					
Q(t)										-	-	-	-	-
H_e														



FIRME : GEOTEC SA
9 Bd de l'EUROPE
21800 QUETIGNY les DIJON

K= <1.E-08 m/s

Sondage : SC1

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2019

Site : SAINT ÉMILION
Logis de Malet

X :
Y :

Echelle : 1/100

Affaire : 19/07827/BORDX

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Nature du terrain	Echantillons	Eau	Outil	Tubage	Perméabilité (m/s)	% Carottage (%)	RQD (%)	Date	Pres. sur l'Outil (bars)	Pres. d'Injection (bars)	Couple de Rotation (bars)	Vitesse d'avancement (m/h)
0,0	0,0							0 50 100	0 50 100		0 10 20 30 40	0 10 20 30 40	0 25 50 75 100	0 250 500 750 1000
-1,0	1,0	Argile graveleuse marron grise	CA1	Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019	T6 116		<10-8	100						
-2,0	2,0	Calcaire beige compact					5.10-7							

EXGTE 3.22

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

Observations :

Arrêt volontaire du sondage à 2.0m de profondeur/TA
Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019.

Sondage : SC2

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2019

Site : SAINT ÉMILION
Logis de Malet

X :
Y :

Echelle : 1/100

Affaire : 19/07827/BORDX

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Nature du terrain
0,0	0,0	
-1,0	1,0	Argile graveleuse marron beige
-1,2	1,2	Argile noirâtre
-2,5	2,5	Calcaire beige compact

Echantillons

Eau : Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019

Outil : T6 116

Tubage

Perméabilité (m/s) : 3.10-8 ; <10-8

% Carottage (%) : 100

RQD (%)

Date

Pres. sur l'Outil (bars) : 0 10 20 30 40

Pres. d'Injection (bars) : 0 10 20 30 40

Couple de Rotation (bars) : 0 25 50 75 100

Vitesse d'avancement (m/h) : 0 250 500 750 1000

Observations :

Arrêt volontaire du sondage à 2.5m de profondeur/TA
Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019.

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr
EXGTE 3.22

Sondage : SD étalonnage

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2019

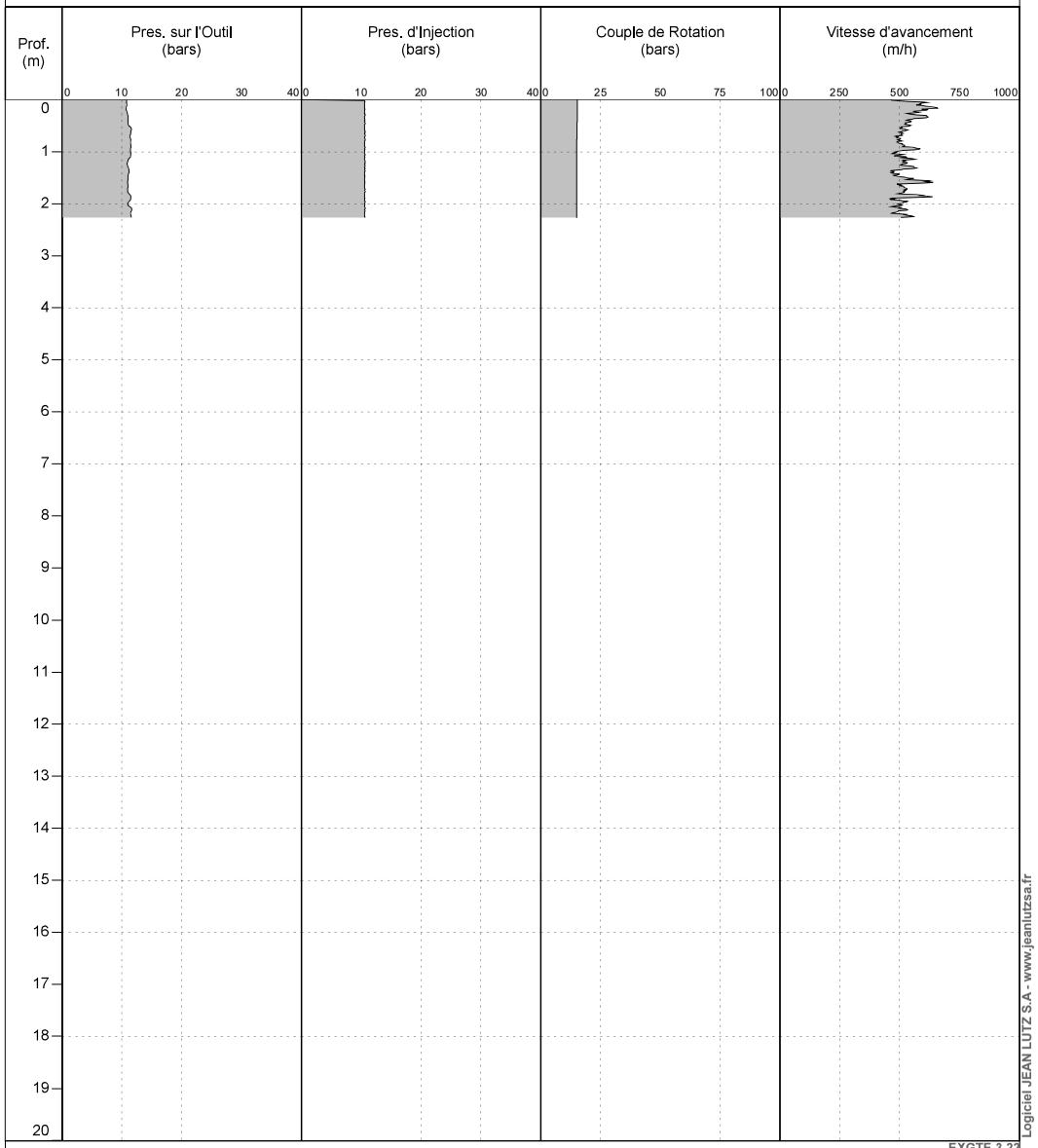
Site : SAINT ÉMILION
Logis de Malet

X :
Y :
Z :

Echelle : 1/100

Page : 1/1

Affaire : 19/07827/BORDX



Observations :

EXGTE 3,22

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

Sondage : SD1

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2019

Site : SAINT ÉMILION
Logis de Malet

X :

Echelle : 1/100

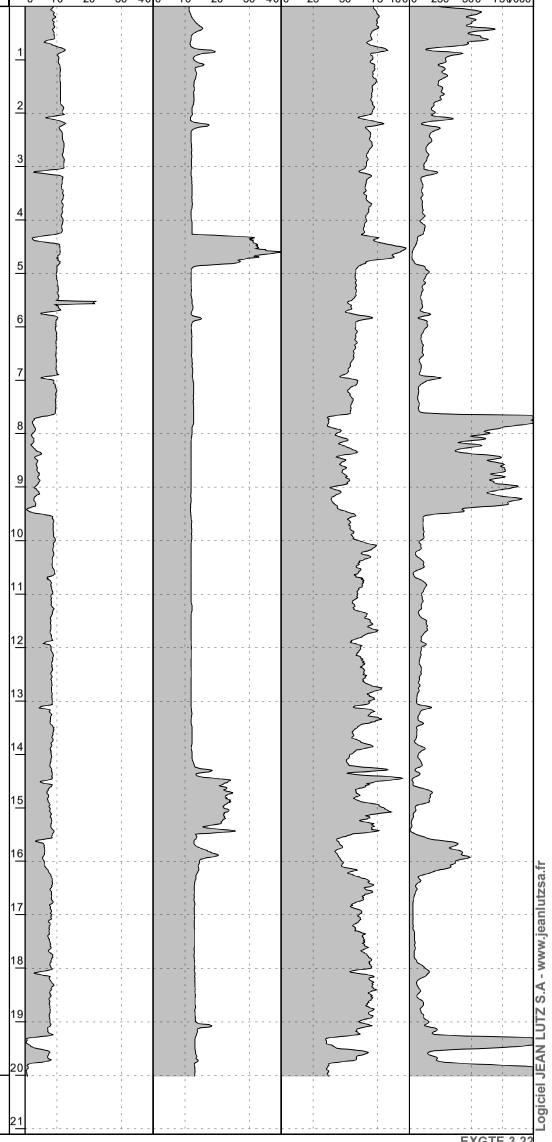
Y :

Affaire : 19/07827/BORDX

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Eau	Outil
0,0	0,0			
-0,7	0,7	Argile sableuse marron foncé	Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019	Tricône Ø63
		Calcaire altéré beige - alternance de passées tendres et compactes		
-20,0	20,0			



Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

EXGTE 3,22

Observations :

Arrêt volontaire du sondage à 20.0m de profondeur/TA.
Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019.

Sondage : SP1

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2019

Site : SAINT ÉMILION
Logis de Malet

X :
Y :

Echelle : 1/100

Affaire : 19/07827/BORDX

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Eau	Outil	Tubage	Equipement
0,0	0,0					
-0,7	0,7	Argile sableuse marron foncé	Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019	Tricône Ø63		
-1,0	1,0	Calcaire beige compact				

Module pressiométrique EM (MPa) : 0,1 — 1 — 10 — 100 — 1000
Pression de fluage pf* (MPa) : 0,1 — 1 — 10
Pression limite pl* (MPa) : 0,1 — 1 — 10
EM/pl*
Pres. sur l'Outil (bars) : 0 — 10 — 20 — 30 — 40
Pres. d'Injection (bars) : 0 — 10 — 20 — 30 — 40
Couple de Rotation (bars) : 0 — 25 — 50 — 75 — 100
Vitesse d'avancement (m/h) : 0 — 250 — 500 — 750 — 1000

2,14

0,14

> 0,17

< 13

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21

EXGTE 3,22

Observations :

Arrêt volontaire du sondage à 1.0m de profondeur/TA.
Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019.

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

Sondage : SP2

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2019

Site : SAINT ÉMILION
Logis de Malet

X :
Y :

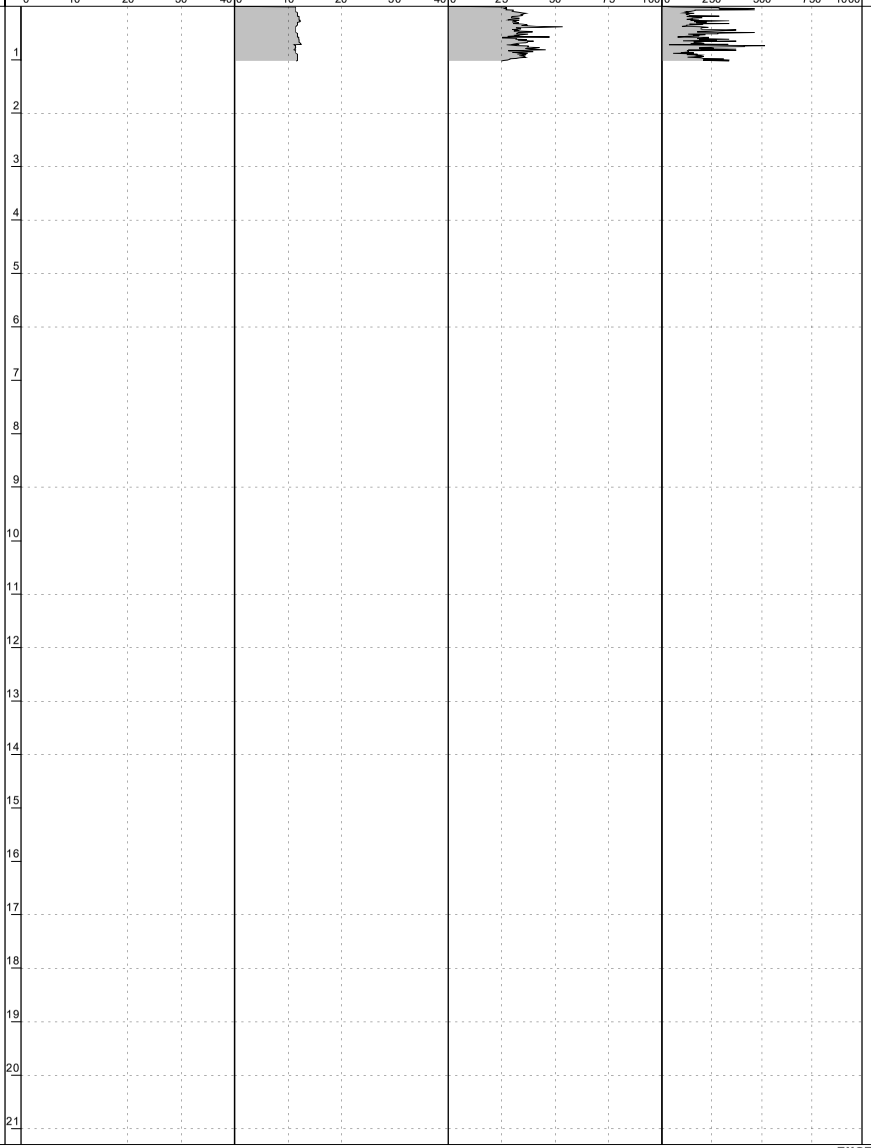
Echelle : 1/100

Affaire : 19/07827/BORDX

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Eau	Outil	Tubage	Equipement	Module pressiométrique EM (MPa)	Pression de fluage pf* (MPa)	Pression limite pl* (MPa)	EM/pl*
0,0	0,0						0,1 1 10 100 1000	0,1 1 10	0,1 1 10	
-1,0	1,0	Argile sableuse marron foncé	Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019	Tricône Ø63			1,92	0,17	0,25	8



Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

EXGTE 3.22

Observations :

Arrêt volontaire du sondage à 1.0m de profondeur/TA.
Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019.

Sondage : SP3

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2019

Site : SAINT ÉMILION
Logis de Malet

X :
Y :

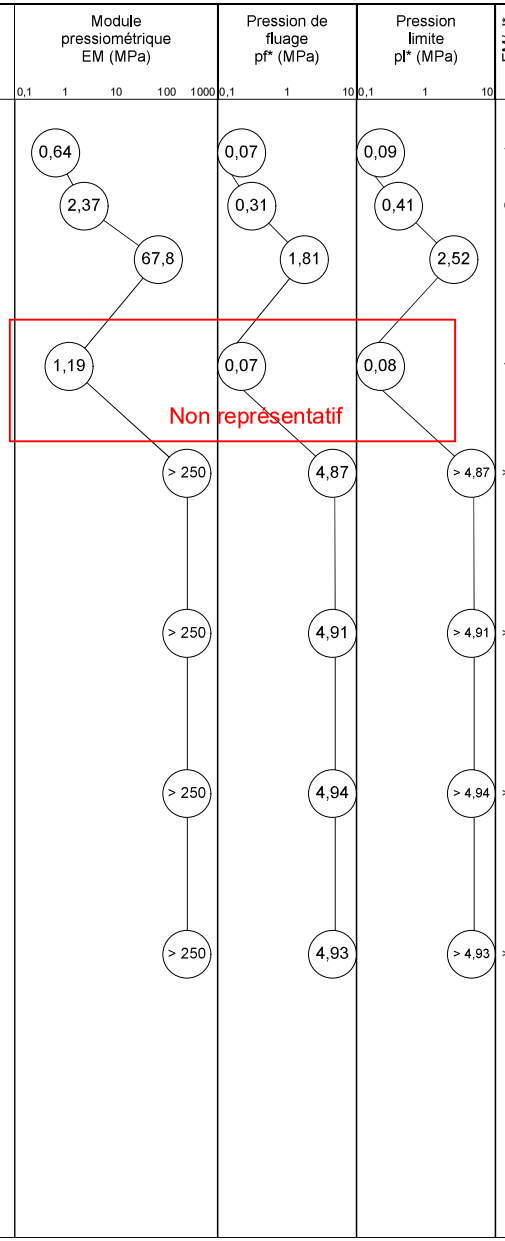
Echelle : 1/100

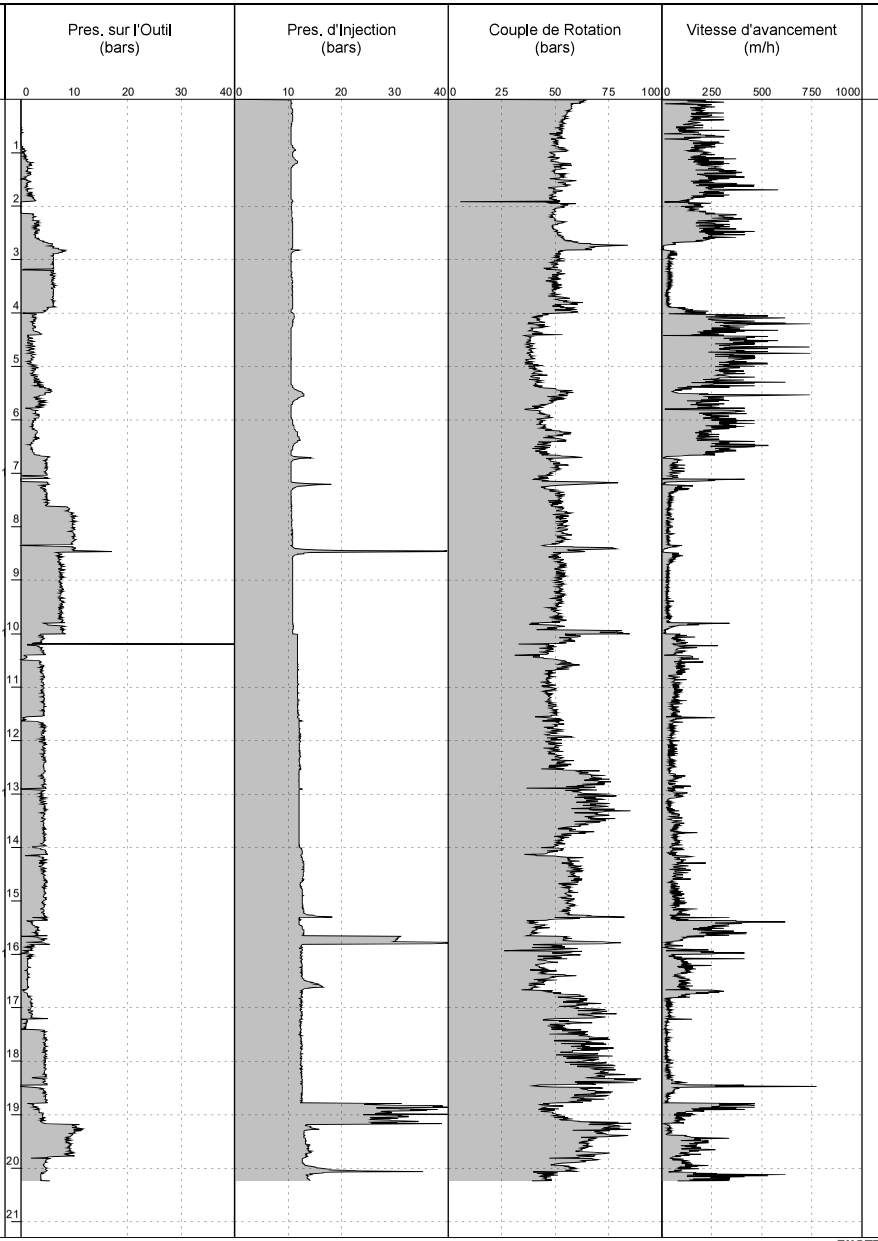
Affaire : 19/07827/BORDX

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Eau	Outil	Tubage	Equipement
0,0	0,0					
-0,7	0,7	Argile sableuse marron foncé	Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019	Tricône Ø63		
-20,2	20,2	Calcaire beige - alternance de passées très tendres et très compactes				





Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

EXGTE 3.22

Observations :

Arrêt volontaire du sondage à 20.0m de profondeur/TA.
Niveau d'eau non rencontré le 17/12/2019.

Sondage : ST1

Inclinaison/Verticale :

Date : 03/07/2020

Site : SAINT ÉMILION
Logis de Malet

X :
Y :
Z : 74.4 NGF

Echelle : 1/100

Page : 1/1

Affaire : 19/07827/BORDX

Cote	Nature du terrain	Prof.	Outil	Eau	Equipement
74,4	Recouvrement sur 20cm de jable et déchets	0,0			
74,1	Graviers et arène calcaire	0,3	TARØ63	Niveau d'eau non rencontré le 03/07/2020	

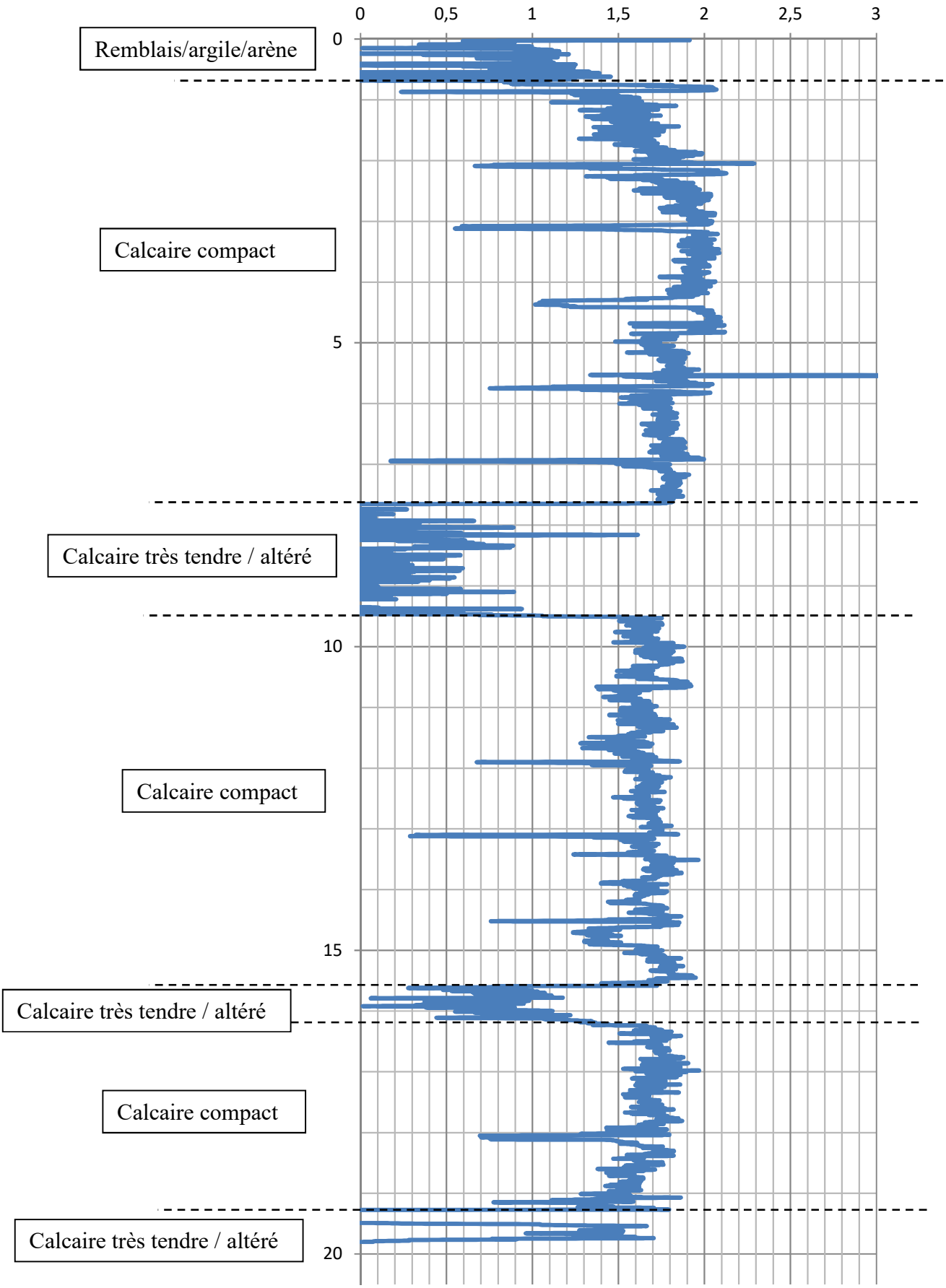
Observations :

Refus sur calcaire à 74.1 NGF.
Niveau d'eau non rencontré le 03/07/2020.
Toit de la grotte à 78.5 NGF

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr
EXGTE 3.22

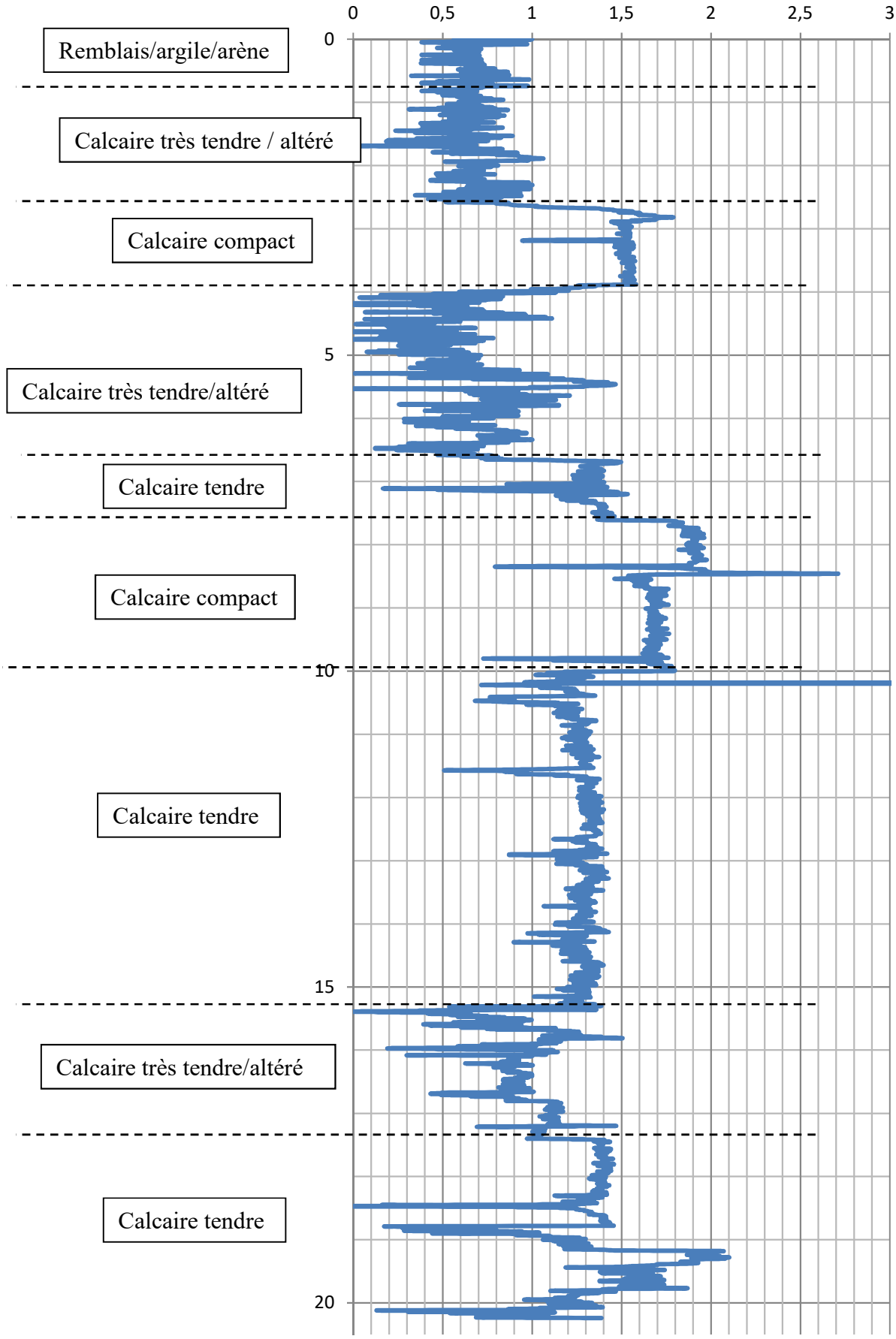
Annexe : Corrélation entre PO et VA

Sondage SD1 – paramètres composés



S = 1 + (PO/POmax) - (VA/VAmax)

Sondage SP3 – paramètres composés



S = 1 + (PO/POmax) - (VA/VAmax)

GEOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

OULAB-02-v2 - Tableau Récapitulatif des Résultats d'Essais Laboratoire

AFFAIRE	19/07827/Bdx/00+01	Opérateur	R.BOUTOILLE	
SITE	Saint Emilion Logis Malet	Vérificateur	A.KHOUDIR	
Date	29/01/2020			

Sondage			SC1	SC1	SC1	SC2	SC2	SC2
Profondeur (m)			1,30-1,40m	1,40-1,50m	1,80-1,90m	1,10-1,20m	1,35-1,45m	1,65-1,75m
Description			Calcaire	Calcaire	Calcaire	Calcaire	Calcaire	Calcaire
ESSAIS D'IDENTIFICATION ET DE CLASSIFICATION DES SOLS								
Teneur en eau naturelle (0/D)	Wnat	(%)						
Masse volumique humide	ρh	(g/cm^3)						
Masse volumique sèche	ρd	(g/cm^3)						
Indice des vides	e							
Degré de saturation	Sr	(%)						
Granulométrie par tamisage - Sédimentométrie								
Diamètre maximal	Dmax	(mm)						
Passant à 50 mm	< 50 mm	(%)						
Passant à 2 mm	< 2 mm	(%)						
Passant à 80 µm	< 80 µm	(%)						
Passant à 2 µm	< 2 µm	(%)						
Valeur au Bleu de Méthylène								
Valeur au Bleu de Méthylène	V.B.S	(g/100g)						
Limites d'Atterberg								
Limite de liquidité	W_L	(%)						
Limite de plasticité	W_P	(%)						
Indice de plasticité	I_P							
Indice de consistance	I_C							
Equivalent de sable								
Equivalent de sable	SE(10)	(%)						
CLASSIFICATION (G.T.R 92 et NF P 11-300)								
ANALYSES CHIMIQUES								
Teneur en matières organiques	MO	(%)						
Teneur en carbonates	$CaCO_3$	(%)						
ESSAIS DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE								
Teneur en eau à l'OPN	Wopn	(%)						
Densité sèche à l'OPN	ρd (Wopn)	(g/cm^3)						
Indice Portant Immédiat à l'OPN	IPI (Wopn)							
Indice Portant Immédiat à Wnat	IPI (Wnat)							
Indice CBR Immédiat à Wnat	ICBR (Wnat)							
ESSAIS DE PERMEABILITE								
Coefficient de perméabilité	k	(m/s)						
ESSAIS TRIAXIAUX								
Type UU	Cohésion	C_{uu}	(kPa)					
Type UU	Angle de frottement	Φ_{uu}	(°)					
Type CU+	Cohésion	C'	(kPa)					
Type CU+	Angle de frottement	Φ'	(°)					
CISAILLEMENT RECTILIGNE DIRECT A LA BOITE								
Type UU	Cohésion	C_{uu}	(kPa)					
Type UU	Angle de frottement	Φ_{uu}	(°)					
Type CD	Cohésion	C'	(kPa)					
Type CD	Angle de frottement	Φ'	(°)					
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE								
Contrainte de préconsolidation	σ'p	(kPa)						
Indice de compression	Cc							
Indice de gonflement	Cs							
GONFLEMENT A L'OEDOMETRE								
Pression de gonflement	σ'g	(kPa)						
Rapport de gonflement	Rg							
RETRAIT LINEAIRE								
Limite de retrait effectif	W_{Re}	(%)						
Facteur de retrait effectif	R_l							
ESSAIS SUR LES ROCHES ET GRANULATS								
Essai Los Angeles	LA							
Essai Micro-Deval	MDE							
Coefficient de dégradabilité	DG							
Coefficient de fragmentabilité	FR							
Résist. compression uniaxiale	σtb	MPa						
Module de Young	E	MPa						
Coefficient de Poisson	v							
Résistance à la traction indirecte	σtb	MPa	0,71	0,55	0,43	0,92	0,59	0,60

GEOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

OULAB-02-v2 - Tableau Récapitulatif des Résultats d'Essais Laboratoire

AFFAIRE	19/07827/Bdx/00+01	Opérateur	R.BOUTOILLE	
SITE	Saint Emilion Logis Malet	Vérificateur	A.KHOUDIR	
Date	29/01/2020			

Sondage			Bloc 1 éprouvette 1	Bloc 1 éprouvette 2	Bloc 2 éprouvette 1	Bloc 2 éprouvette 2		
Profondeur (m)			-	-	-	-		
Description			Calcaire	Calcaire	Calcaire	Calcaire		
ESSAIS D'IDENTIFICATION ET DE CLASSIFICATION DES SOLS								
Teneur en eau naturelle (0/D)	Wnat	(%)						
Masse volumique humide	ρh	(g/cm^3)						
Masse volumique sèche	ρd	(g/cm^3)						
Indice des vides	e							
Degré de saturation	Sr	(%)						
Granulométrie par tamisage - Sédimentomètrie								
Diamètre maximal	Dmax	(mm)						
Passant à 50 mm	< 50 mm	(%)						
Passant à 2 mm	< 2 mm	(%)						
Passant à 80 µm	< 80 µm	(%)						
Passant à 2 µm	< 2 µm	(%)						
Valeur au Bleu de Méthylène								
Valeur au Bleu de Méthylène	V.B.S	(g/100g)						
Limites d'Atterberg								
Limite de liquidité	W_L	(%)						
Limite de plasticité	W_P	(%)						
Indice de plasticité	I_P							
Indice de consistance	I_C							
Equivalent de sable								
Equivalent de sable	SE(10)	(%)						
CLASSIFICATION (G.T.R 92 et NF P 11-300)								
ANALYSES CHIMIQUES								
Teneur en matières organiques	MO	(%)						
Teneur en carbonates	$CaCO_3$	(%)						
ESSAIS DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE								
Teneur en eau à l'OPN	Wopn	(%)						
Densité sèche à l'OPN	ρd (Wopn)	(g/cm^3)						
Indice Portant Immédiat à l'OPN	IPI (Wopn)							
Indice Portant Immédiat à Wnat	IPI (Wnat)							
Indice CBR Immédiat à Wnat	ICBR (Wnat)							
ESSAIS DE PERMEABILITE								
Coefficient de perméabilité	k	(m/s)						
ESSAIS TRIAXIAUX								
Type UU	Cohésion	C_{uu}	(kPa)					
	Angle de frottement	Φ_{uu}	(°)					
Type CU+	Cohésion	C'	(kPa)					
	Angle de frottement	Φ'	(°)					
CISAILLEMENT RECTILIGNE DIRECT A LA BOITE								
Type UU	Cohésion	C_{uu}	(kPa)					
	Angle de frottement	Φ_{uu}	(°)					
Type CD	Cohésion	C'	(kPa)					
	Angle de frottement	Φ'	(°)					
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE								
Contrainte de préconsolidation	σ'p	(kPa)						
Indice de compression	Cc							
Indice de gonflement	Cs							
GONFLEMENT A L'OEDOMETRE								
Pression de gonflement	σ'g	(kPa)						
Rapport de gonflement	Rg							
RETRAIT LINEAIRE								
Limite de retrait effectif	W_{Re}	(%)						
Facteur de retrait effectif	R_l							
ESSAIS SUR LES ROCHES ET GRANULATS								
Essai Los Angeles	LA							
Essai Micro-Deval	MDE							
Coefficient de dégradabilité	DG							
Coefficient de fragmentabilité	FR							
Résist. compression uniaxiale	σtb	MPa	3,36	3,08	2,87	2,37		
Module de Young	E	MPa						
Coefficient de Poisson	v							
Résistance à la traction indirecte	σtb	MPa						

GÉOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

RESISTANCE A LA COMPRESSION
Eprouvettes cylindriques roches

Norme de référence : NF P94-420

Identification de l'affaire | *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**54 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**110 mm**
Sondage	**BLOC 1 éprouvette 1**	**Section droite**	**2290,22 mm²**
Profondeur	**-**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**38,2 N/s**
Date d'écrasement	**13/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**7,70**	kN
Résistance à la compression	**3,36**	MPa

Représentation graphique

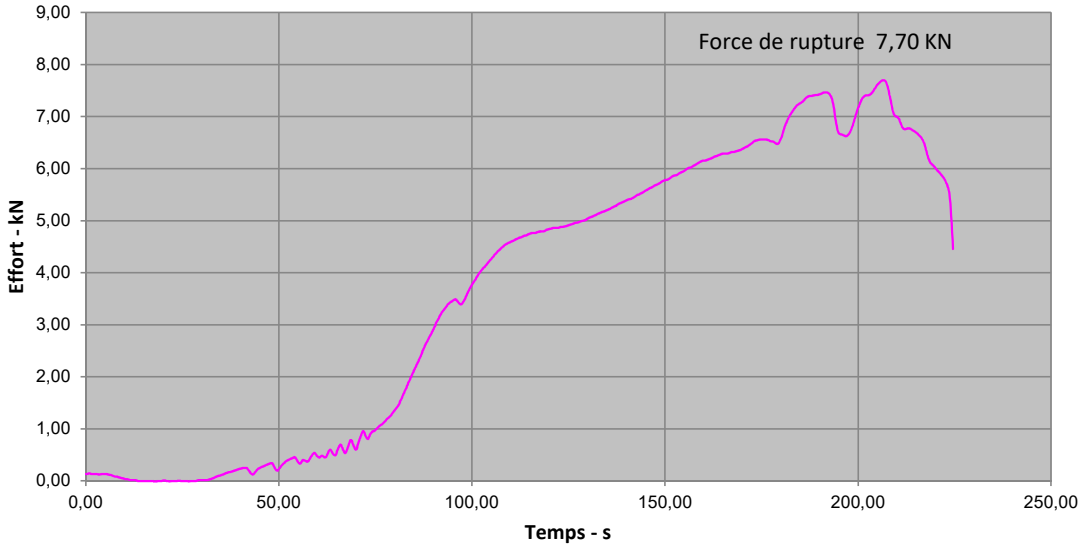
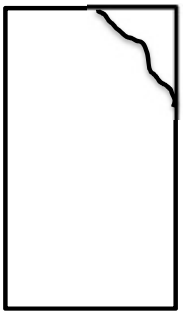


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

GÉOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

RESISTANCE A LA COMPRESSION
Eprouvettes cylindriques roches

Norme de référence : NF P94-420

Identification de l'affaire | *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**54 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**117 mm**
Sondage	**BLOC 1 éprouvette 2**	**Section droite**	**2290,22 mm²**
Profondeur	**-**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**22,9 N/s**
Date d'écrasement	**13/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**7,06**	kN
Résistance à la compression	**3,08**	MPa

Représentation graphique

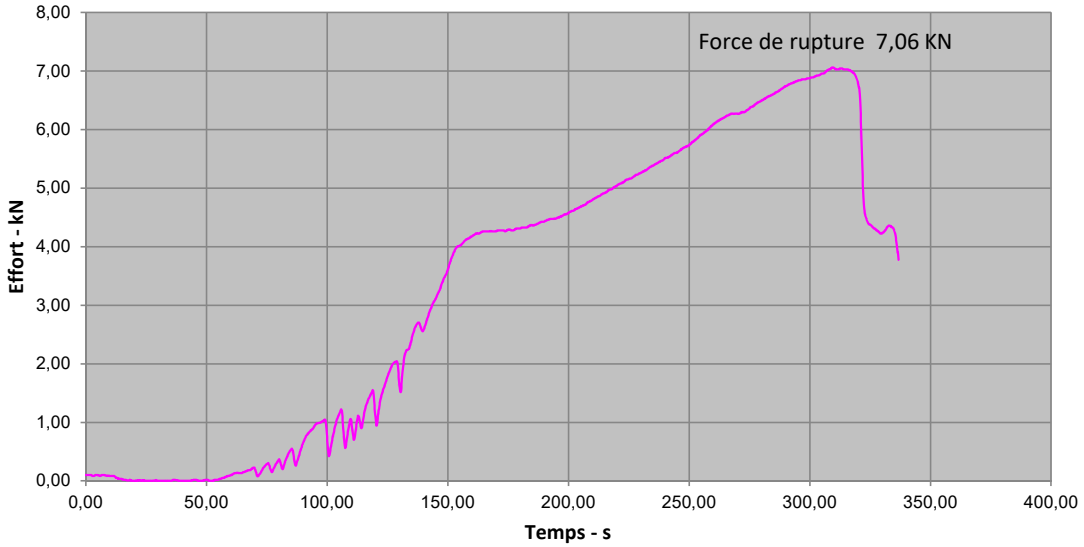
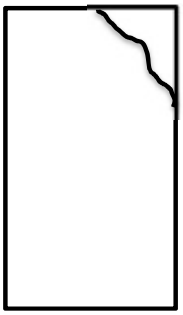


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

GÉOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

RESISTANCE A LA COMPRESSION
Eprouvettes cylindriques roches

Norme de référence : NF P94-420

Identification de l'affaire / *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**54 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**115 mm**
Sondage	**BLOC 2 éprouvette 1**	**Section droite**	**2290,22 mm²**
Profondeur	**-**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**15,3 N/s**
Date d'écrasement	**13/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**6,58**	kN
Résistance à la compression	**2,87**	MPa

Représentation graphique

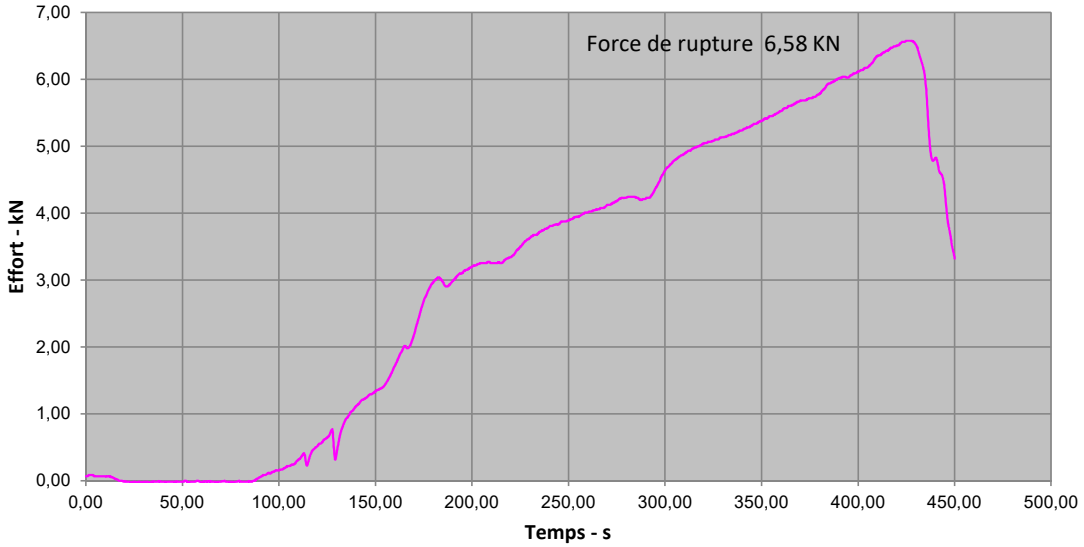
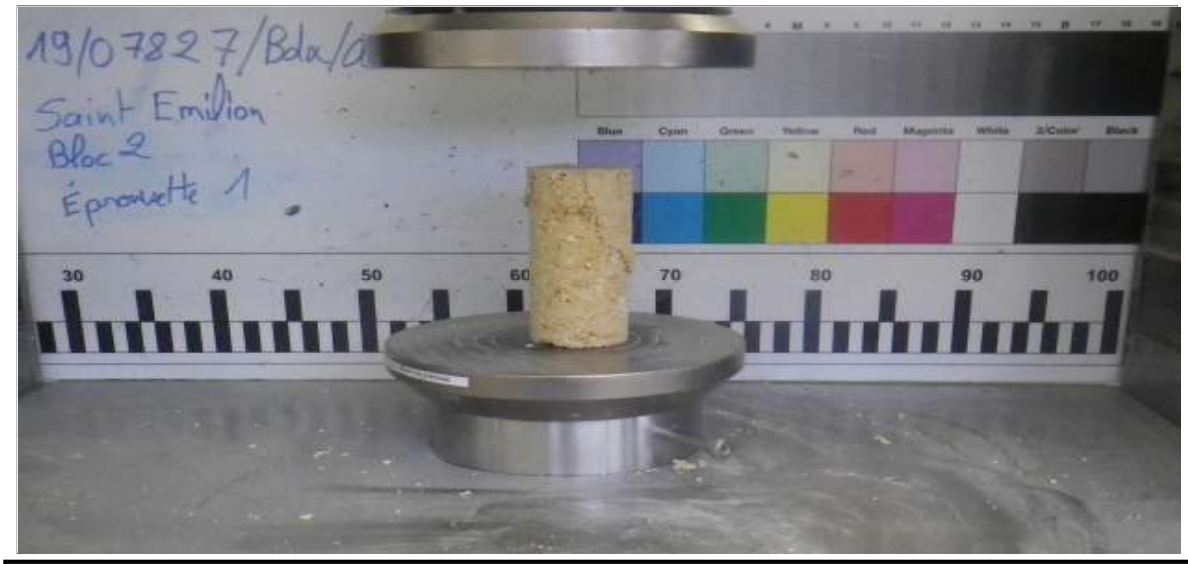
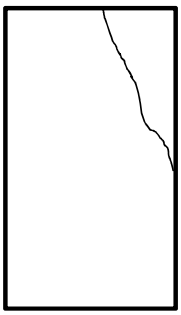


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

GÉOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

RESISTANCE A LA COMPRESSION
Eprouvettes cylindriques roches

Norme de référence : NF P94-420

Identification de l'affaire / *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**54 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**105 mm**
Sondage	**BLOC 2 éprouvette 2**	**Section droite**	**2290,22 mm²**
Profondeur	**-**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**15,3 N/s**
Date d'écrasement	**14/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**5,43**	kN
Résistance à la compression	**2,37**	MPa

Représentation graphique

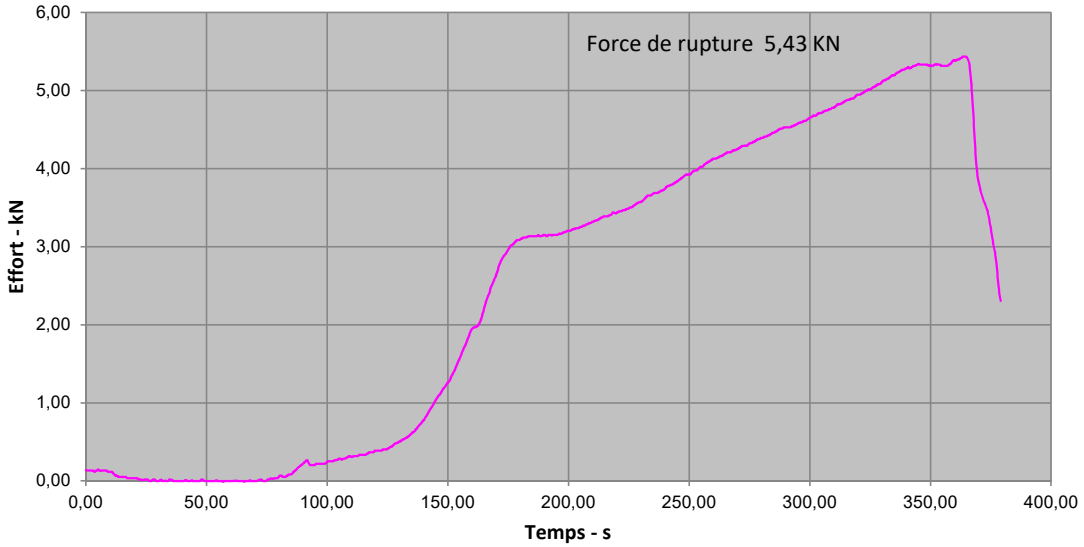
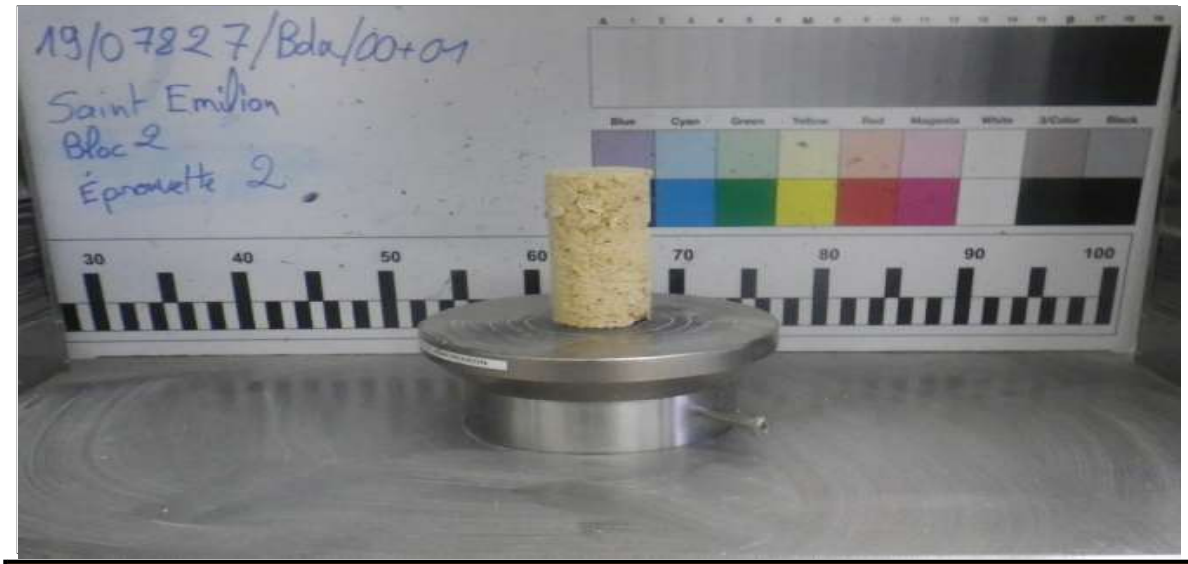
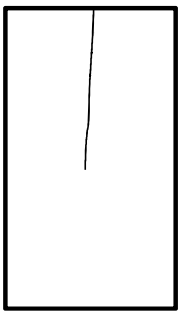


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

Résistance à la traction par méthode indirecte - Essai Brésilien

Norme de référence : NF P94-422

Identification de l'affaire / *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**89 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**77 mm**
Sondage	**SC1**	**Section droite**	**6221,14 mm²**
Profondeur	**1,30m à 1,40m**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**26,2 N/s**
Date d'écrasement	**14/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**7,63**	kN
Résistance à la compression	**0,71**	MPa

Représentation graphique

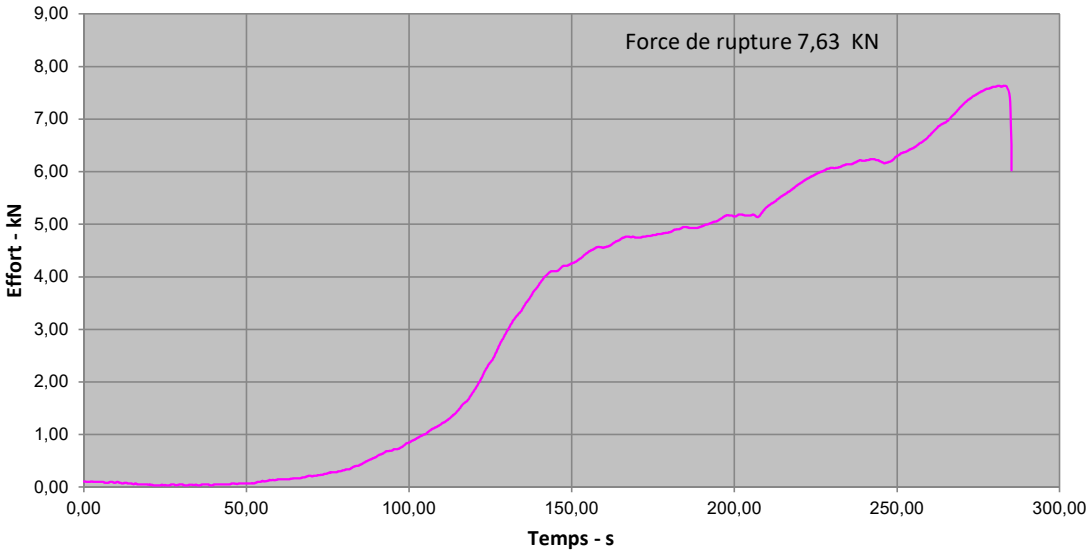
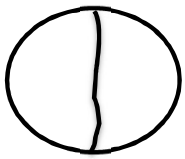


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

GÉOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

Résistance à la traction par méthode indirecte - Essai Brésilien

Norme de référence : NF P94-422

Identification de l'affaire / *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**89 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**75 mm**
Sondage	**SC1**	**Section droite**	**6221,14 mm²**
Profondeur	**1,40m à 1,50m**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**26,2 N/s**
Date d'écrasement	**14/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**5,79**	kN
Résistance à la compression	**0,55**	MPa

Représentation graphique

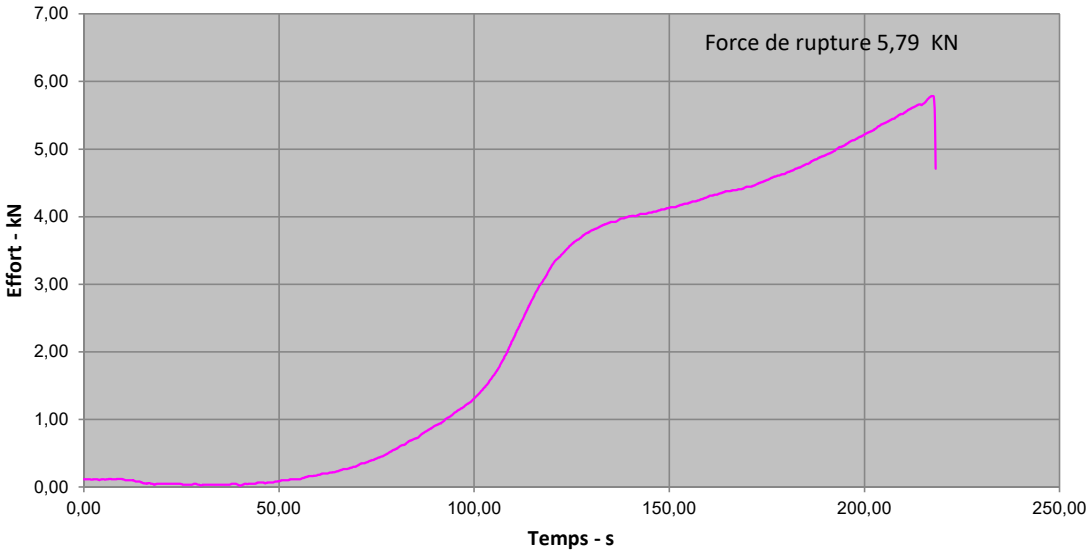
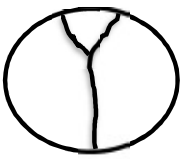


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

GÉOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

Résistance à la traction par méthode indirecte - Essai Brésilien

Norme de référence : NF P94-422

Identification de l'affaire

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**
Sondage	**SC1**
Profondeur	**1,80m à 1,90m**
Description du matériau	**Calcaire**
Date de fabrication	**13/01/2020**
Date d'écrasement	**14/01/2020**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**

Caractéristiques de l'échantillon

Diamètre	**89 mm**
Hauteur	**80 mm**
Section droite	**6221,14 mm²**
Angle de foliation	**-**
Température ambiante	**20-23°**
Vitesse d'écrasement	**26,2 N/s**
Appareillage :	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**

Résultats d'essais

Force de rupture	**4,75**	kN
Résistance à la compression	**0,43**	MPa

Représentation graphique

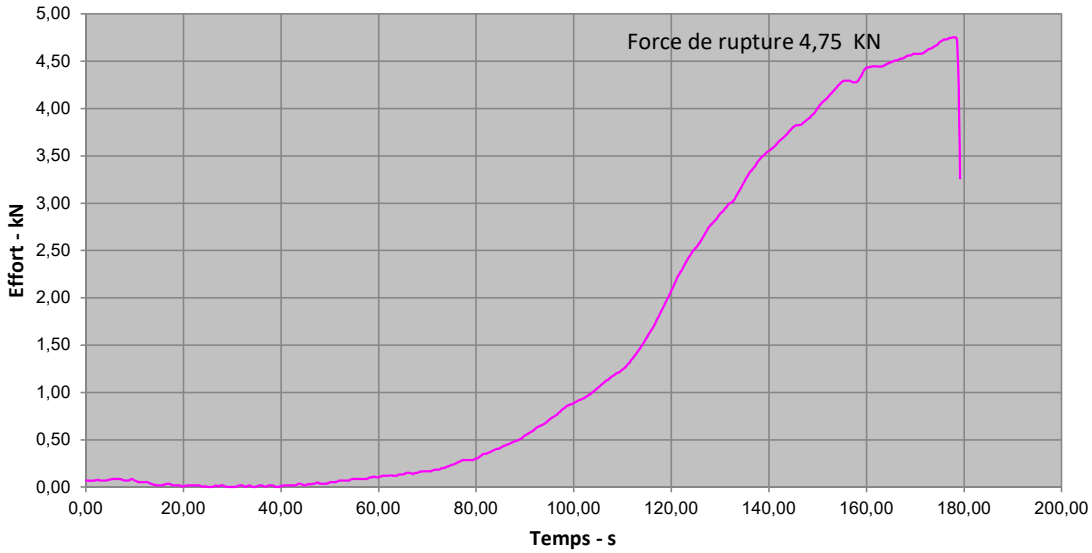
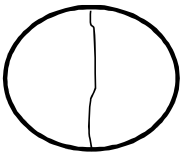


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

GÉOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

Résistance à la traction par méthode indirecte - Essai Brésilien

Norme de référence : NF P94-422

Identification de l'affaire / *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**91 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**93 mm**
Sondage	**SC2**	**Section droite**	**6503,88 mm²**
Profondeur	**1,10m à 1,20m**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**26,2 N/s**
Date d'écrasement	**14/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**12,16**	kN
Résistance à la compression	**0,92**	MPa

Représentation graphique

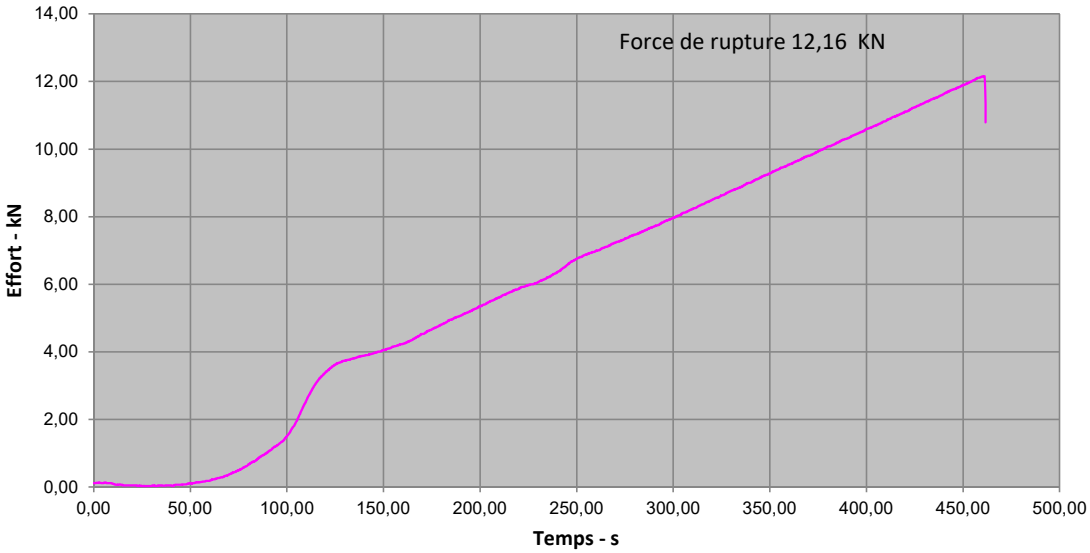
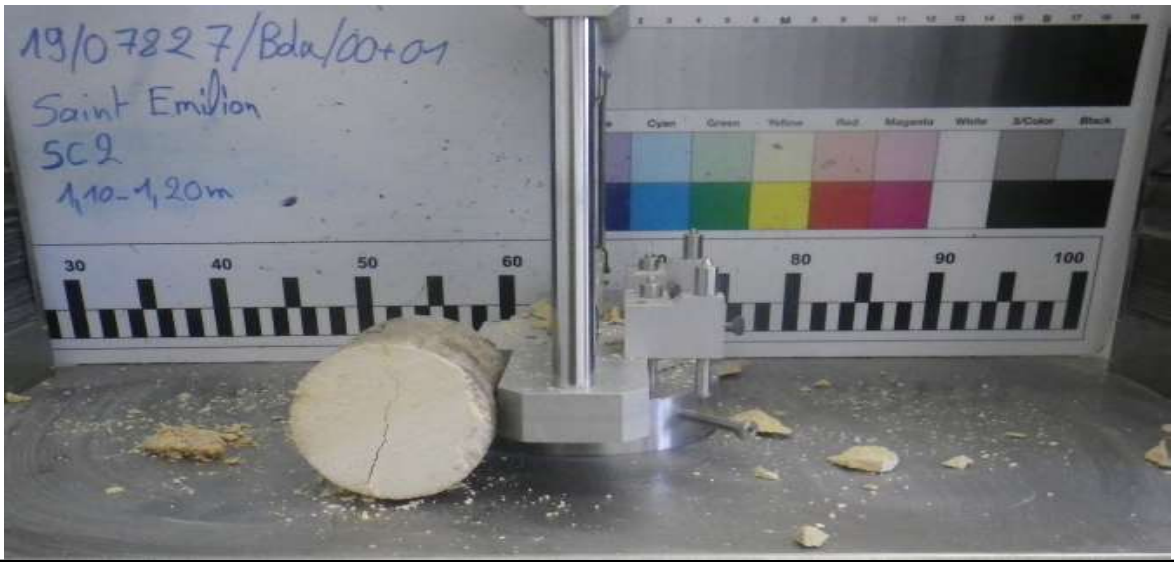
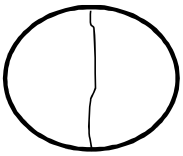


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

GÉOTEC FRANCE
LA GÉOTECHNIQUE PARTENAIRE

Résistance à la traction par méthode indirecte - Essai Brésilien

Norme de référence : NF P94-422

Identification de l'affaire / *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**91 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**81 mm**
Sondage	**SC2**	**Section droite**	**6503,88 mm²**
Profondeur	**1,35m à 1,45m**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**26,2 N/s**
Date d'écrasement	**14/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**6,83**	kN
Résistance à la compression	**0,59**	MPa

Représentation graphique

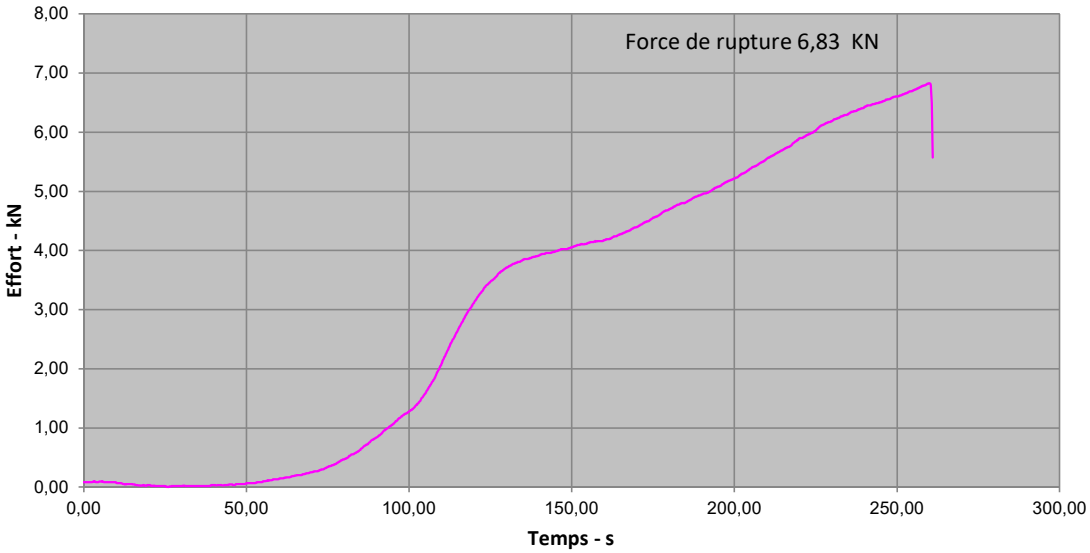
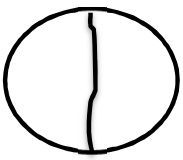


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai





OBSERVATIONS :

Résistance à la traction par méthode indirecte - Essai Brésilien

Norme de référence : NF P94-422

Identification de l'affaire / *Caractéristiques de l'échantillon*

Dossier n°	**19/07827/Bdx/00+01**	**Diamètre**	**91 mm**
Affaire	**Saint Emilion Logis Malet**	**Hauteur**	**100 mm**
Sondage	**SC2**	**Section droite**	**6503,88 mm²**
Profondeur	**1,65m à 1,75m**	**Angle de foliation**	**-**
Description du matériau	**Calcaire**	**Température ambiante**	**20-23°**
Date de fabrication	**13/01/2020**	**Vitesse d'écrasement**	**26,2 N/s**
Date d'écrasement	**14/01/2020**	**Appareillage :**	**SCM3000 21,5 Machine/model EM2/500FR N° de serie: T3189**
Opérateur / Résponsable	**R.BOUTOILLE/A.KHOUDIR**		

Résultats d'essais

Force de rupture	**8,57**	kN
Résistance à la compression	**0,60**	MPa

Représentation graphique

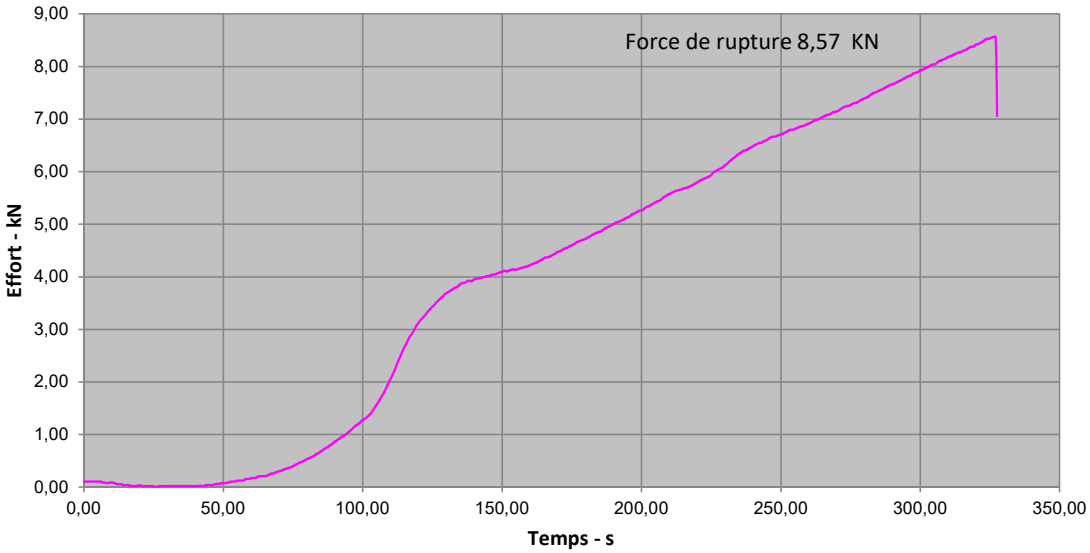
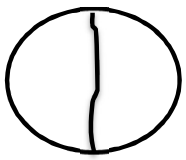


Photo de l'échantillon après essai + Schéma de rupture après essai



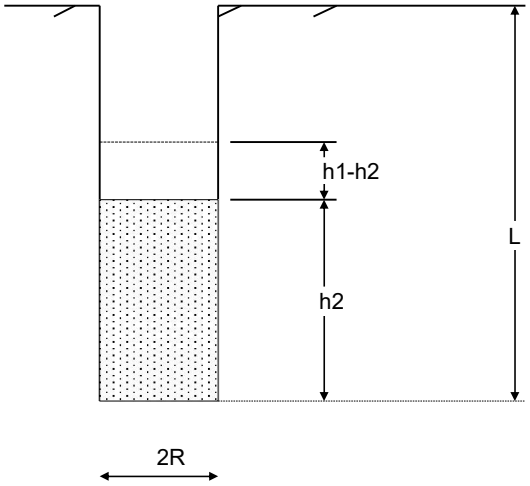


OBSERVATIONS :

PROCES-VERBAL

ESSAI D'EAU PORCHET

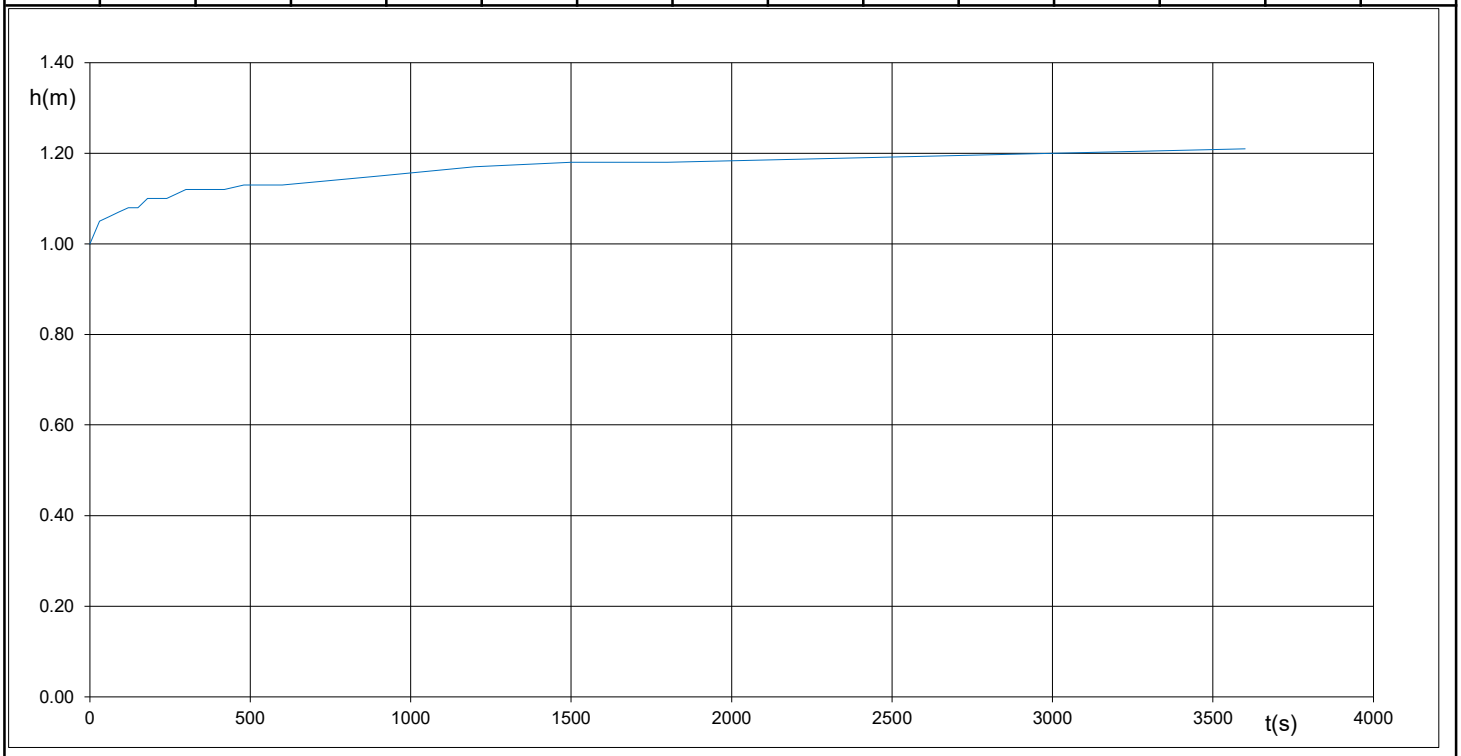
Sondage :	K2
Lieu : ..	SAINT ÉMILION
Date :	24/01/2020



Niveau piézométrique : H_p = ... 999.99 m

CAVITE		L = .. 2 m
Profondeur	de - 1.00 m à - 2.00 m	2R = 0.063 m
Limite de l'aquifère / H = ... m		
IMPLANTATION DU SONDAGE		X = .. Y = .. Z(NGF) = .. m

t(min)	0,00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	6.00	7.00	8.00
Q(t)	0,00	5E-06	1E-06	1E-06	1E-06		2E-06			1E-06	1E-06			5E-07
H_e	0,00	1.05	1.06	1.07	1.08	1.08	1.1	1.1	1.1	1.11	1.12	1.12	1.12	1.13
t(min)	9.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00	50.00	60.00					
Q(t)			2E-07	2E-07	1E-07		5E-08	5E-08	5E-08	-	-	-	-	-
H_e	1.13	1.13	1.15	1.17	1.18	1.18	1.19	1.2	1.21					



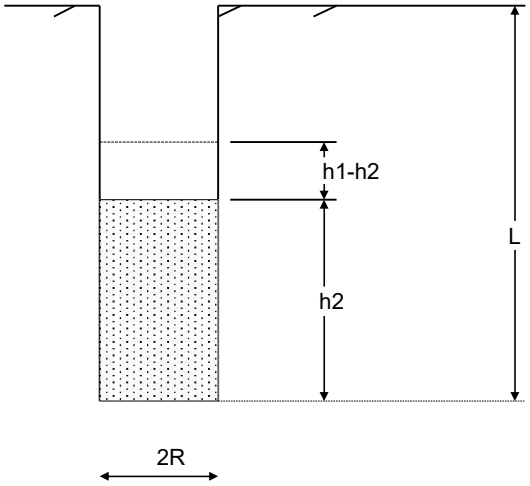
FIRME : GEOTEC SA
9 Bd de l'EUROPE
21800 QUETIGNY les DIJON

K= 5E-07 m/s

PROCES-VERBAL

ESSAI D'EAU PORCHET

Sondage :	K3
Lieu : ..	SAINT ÉMILION
Date :	24/01/2020



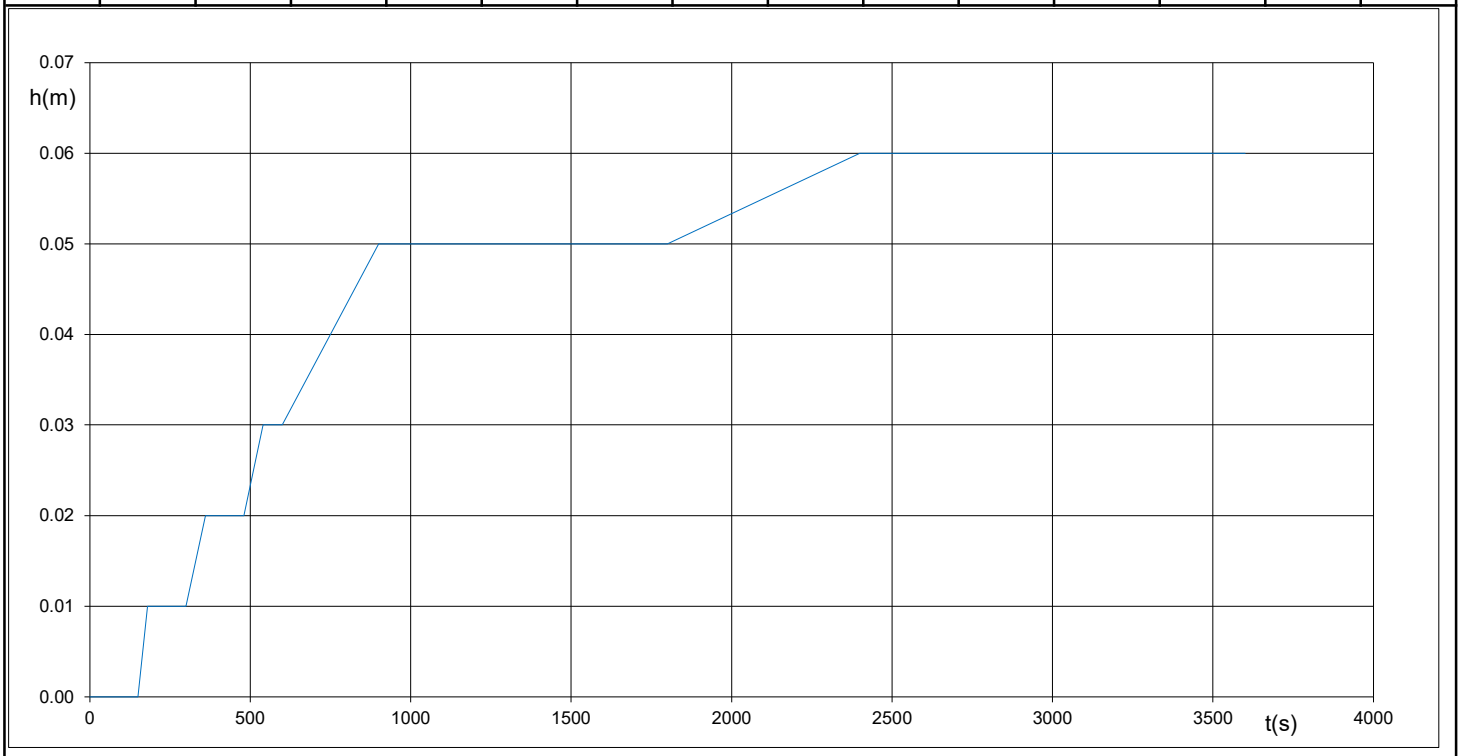
Niveau piézométrique : H_p = ... 999.99 m

CAVITE		L = .. 0.5 m
Profondeur	de 0.00 m à - 0.50 m	2R = 0.063 m

Limite de l'aquifère / H = ... m

IMPLANTATION DU SONDAGE — X = .. ; Y = .. ; Z(NGF) = .. m

t(min)	0,00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	6.00	7.00	8.00
Q(t)	0,00						1E-06					5.2E-07		
H_e	0,00						0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
t(min)	9.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00	50.00	60.00					
Q(t)	5E-07		2E-07				5E-08			-	-	-	-	-
H_e	0.03	0.03	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06					



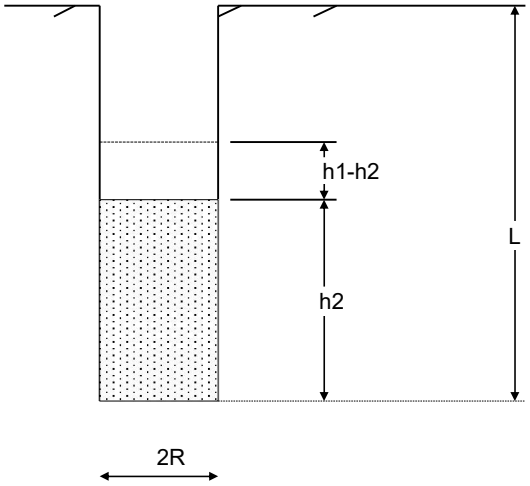
FIRME : GEOTEC SA
9 Bd de l'EUROPE
21800 QUETIGNY les DIJON

K= 3E-08 m/s

PROCES-VERBAL

ESSAI D'EAU PORCHET

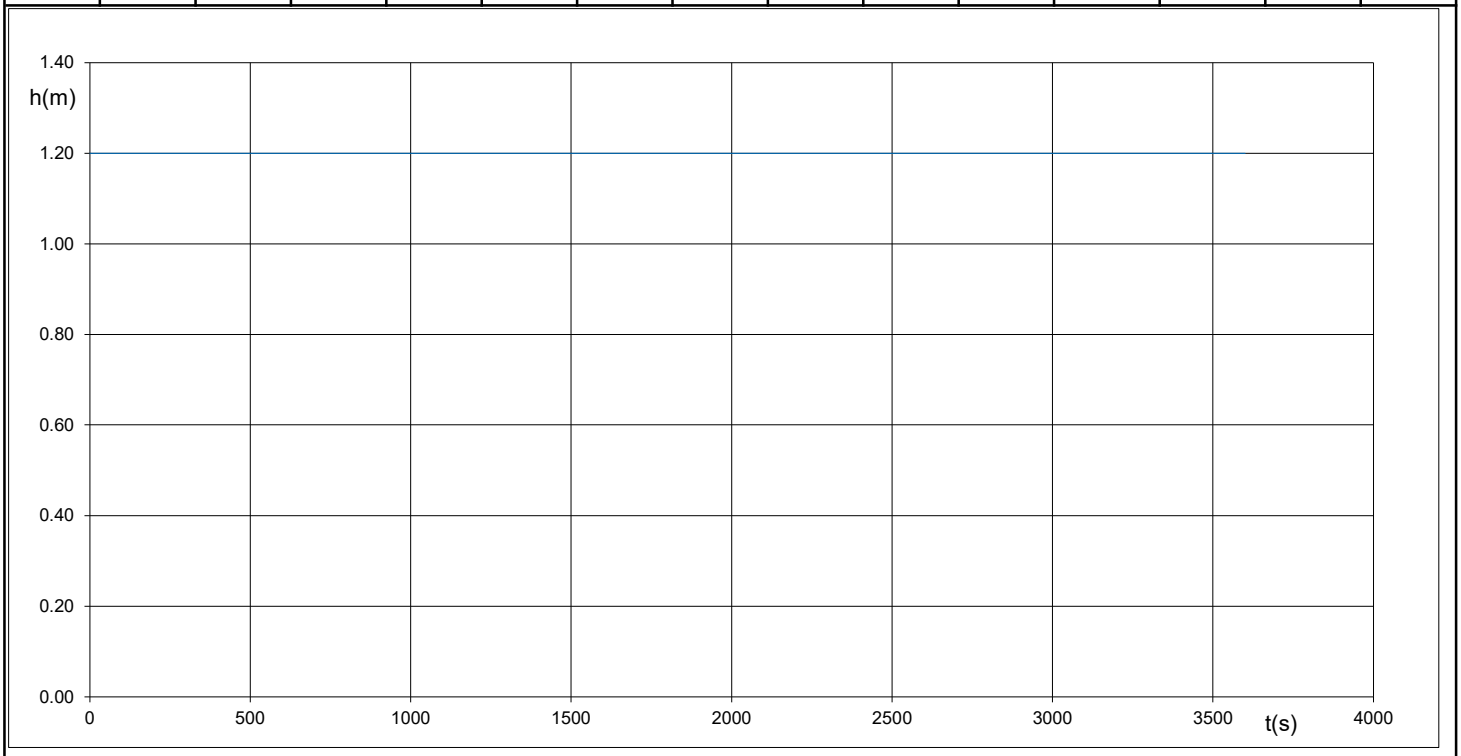
Sondage :	K4
Lieu : ..	SAINT ÉMILION
Date :	24/01/2020



Niveau piézométrique : H_p = ... 999.99 m

CAVITE		L = .. 2.5 m
Profondeur	de - 1.20 m à - 2.50 m	2R = 0.063 m
Limite de l'aquifère / H = ... m		
IMPLANTATION DU SONDAGE		X = .. Y = .. Z(NGF) = .. m

t(min)	0,00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	6.00	7.00	8.00
Q(t)	0,00													
H_e	0,00	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
t(min)	9.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00	50.00	60.00					
Q(t)										-	-	-	-	-
H_e	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2					

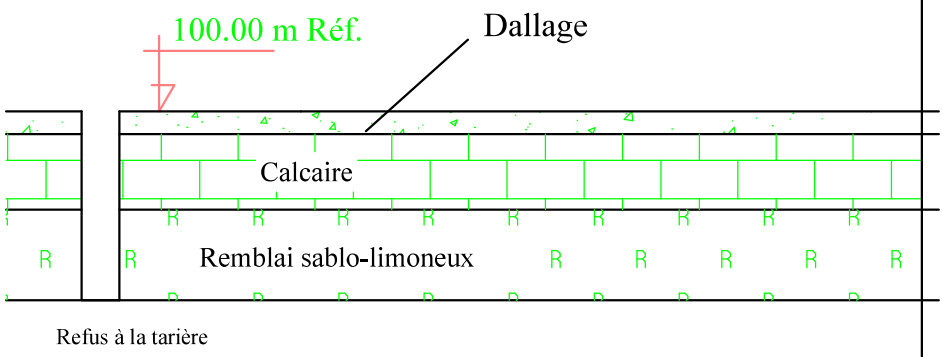


FIRME : GEOTEC SA
9 Bd de l'EUROPE
21800 QUETIGNY les DIJON

K= <1.E-08 m/s

Reconnaissance de la fondation

Cote (m Réf.)	Prof. (en m)	PER2	Prof. (en m)	Cote (m Réf.)
100.00	0.00		0.00	100.00
			0.06	99.94
			0.26	99.74
99.50	0.50		0.50	99.50



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° :	19/07827/BORDX
Ville :	SAINT EMILION
	PER2

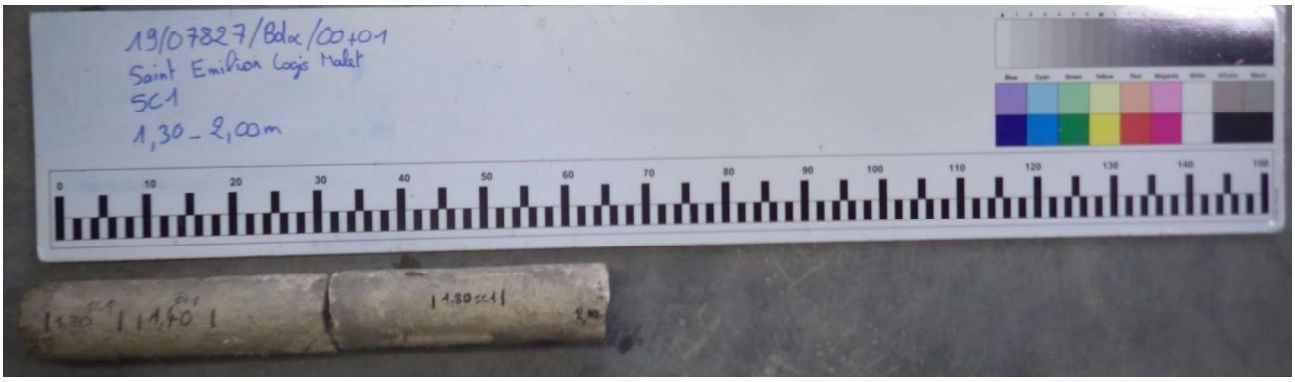
Nom du fichier : PD2.DWG

Ech: 1/20

Date: 20/12/2019

Rédaction
D.BIREAU
Vérification
A.FAU
Validation
A.LAFOURCADE

SC1 (voûte calcaire) : 1.30 – 2.00 m



SC2 (voûte calcaire) : 1.10 – 2.50 m

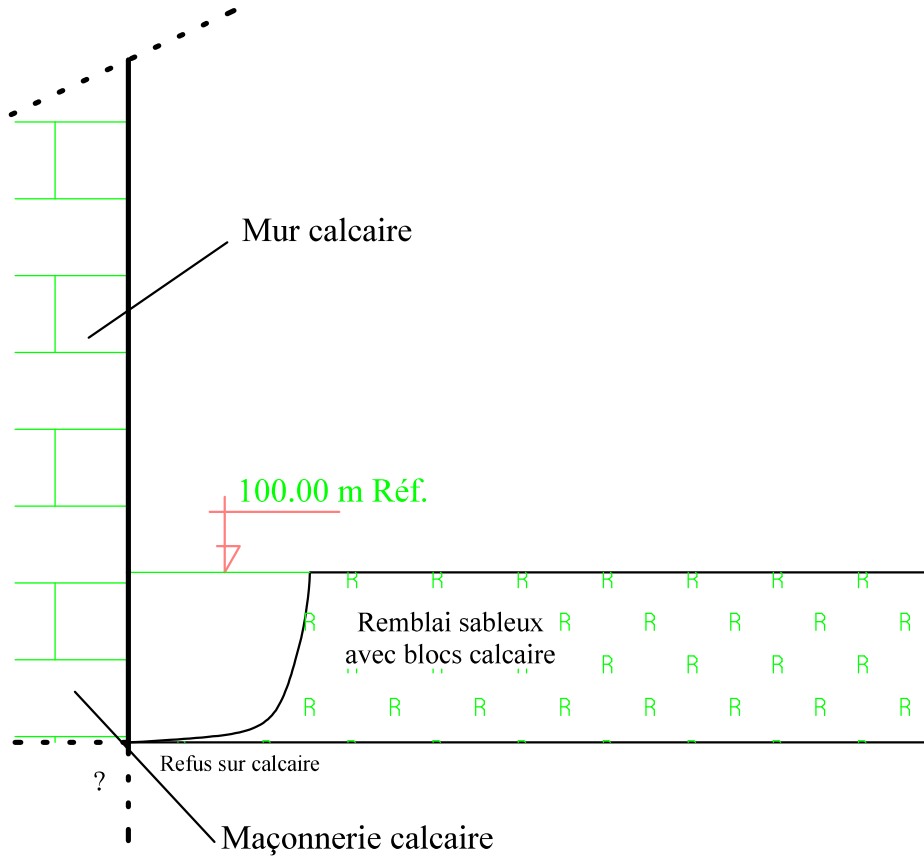


Blocs (pilier de carrière)



Reconnaissance de la fondation

Cote (m Réf.)	Prof. (en m)	RF1	Prof. (en m)	Cote (m Réf.)
100.00	0.00	100.00 m Réf.	0.00	100.00
		Remblai sableux avec blocs calcaire		
99.55	0.45	Refus sur calcaire	0.45	99.55
		?		



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

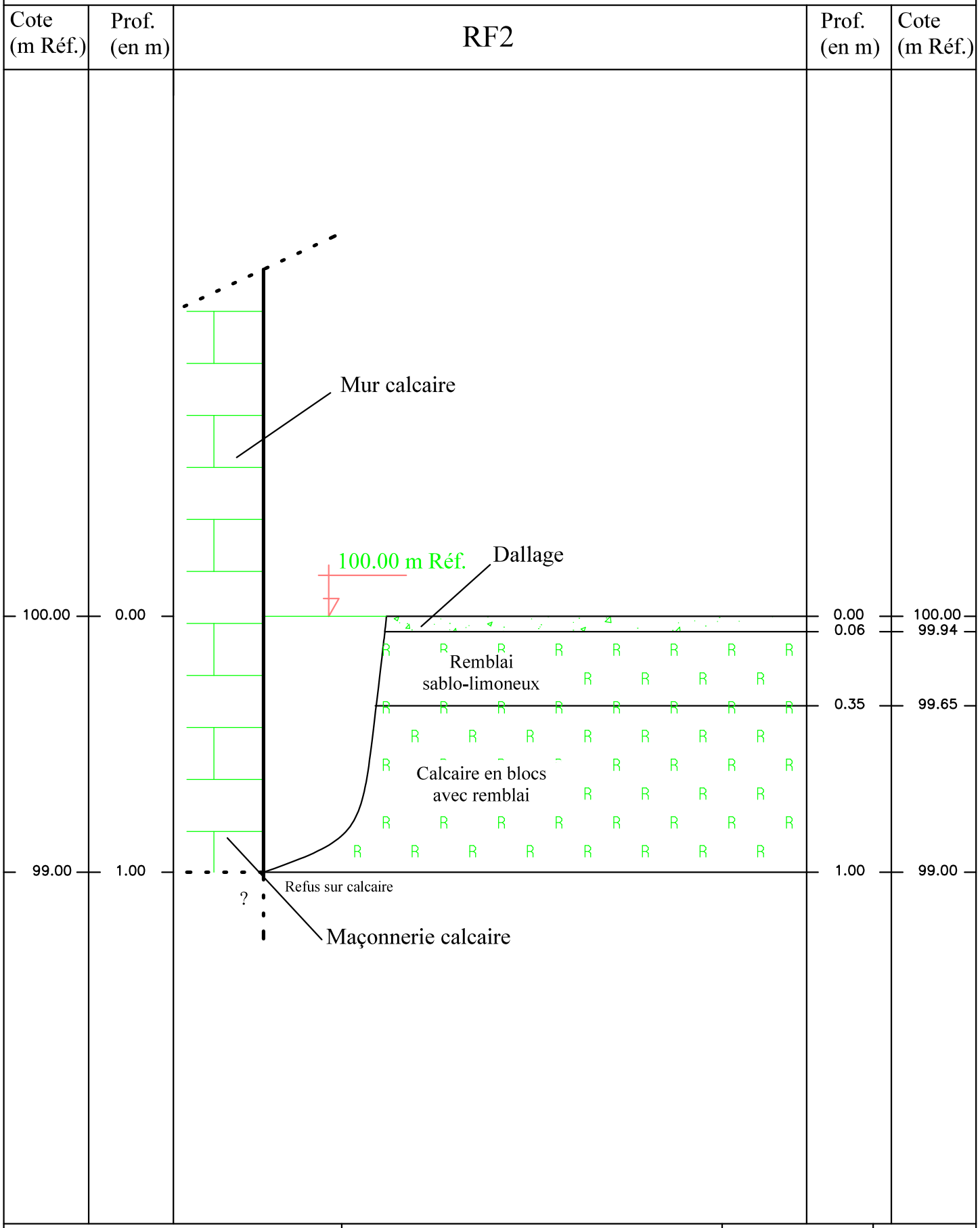
Dossier n° : 19/07827/BORDX
Ville : SAINT EMILION
Reconnaissance de fondation
Fouille RF1

Nom du fichier : RF1.DWG

Ech: 1/20
Date: 20/12/2019

Rédaction
D.BIREAU
Vérification
A.FAU
Validation
A.LAFOURCADE

Reconnaissance de la fondation



GEOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° :	19/07827/BORDX
Ville :	SAINT EMILION
	Reconnaissance de fondation
	Fouille RF2

Nom du fichier : RF2.DWG

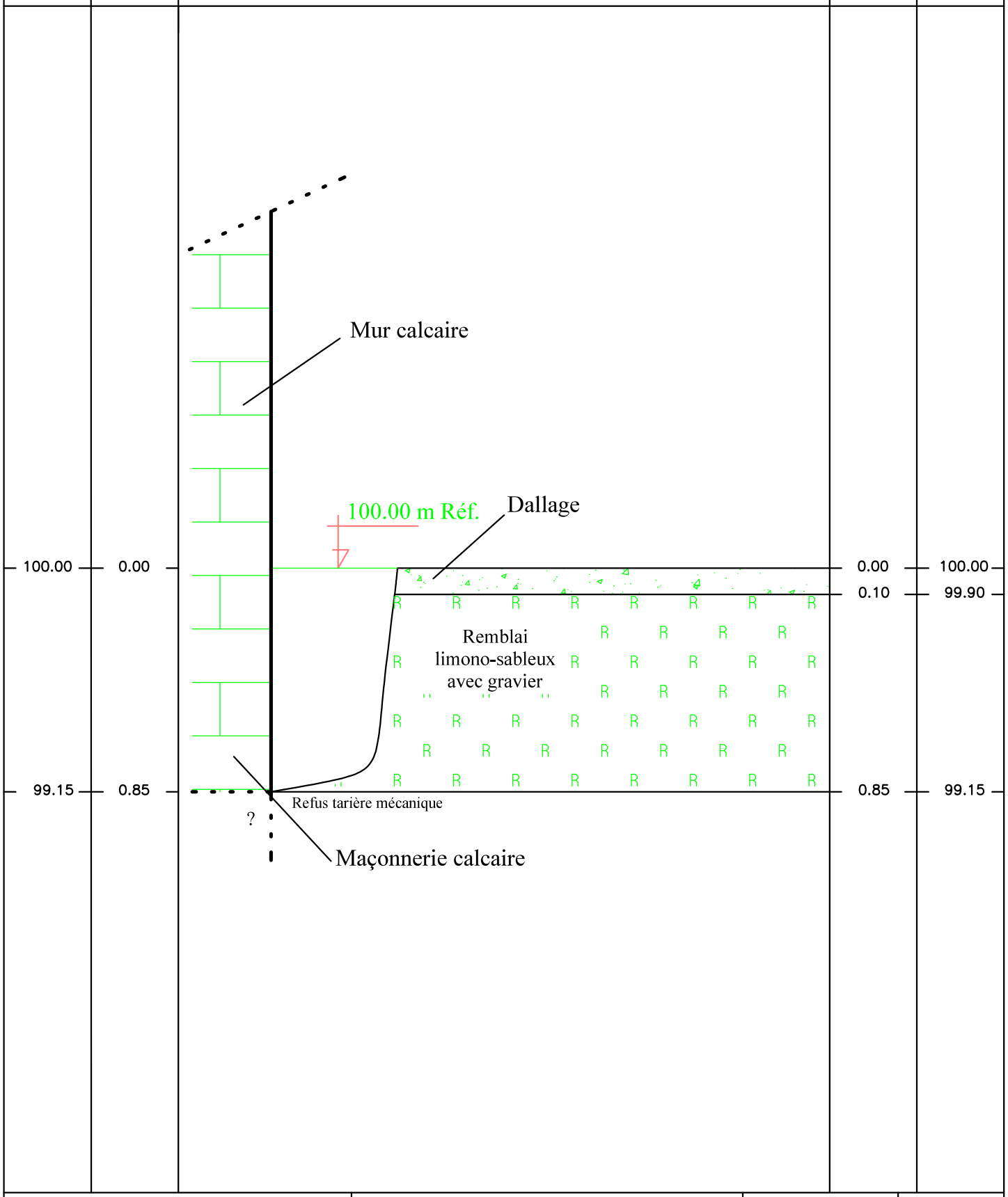
Ech: 1/20

Date: 20/12/2019

Rédaction	
D.BIREAU	
Vérification	
A.FAU	
Validation	
A.LAFOURCADE	

Reconnaissance de la fondation

RF3



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° :	19/07827/BORDX
Ville :	SAINT EMILION
	Reconnaissance de fondation
	Fouille RF3

Nom du fichier : RF3.DWG

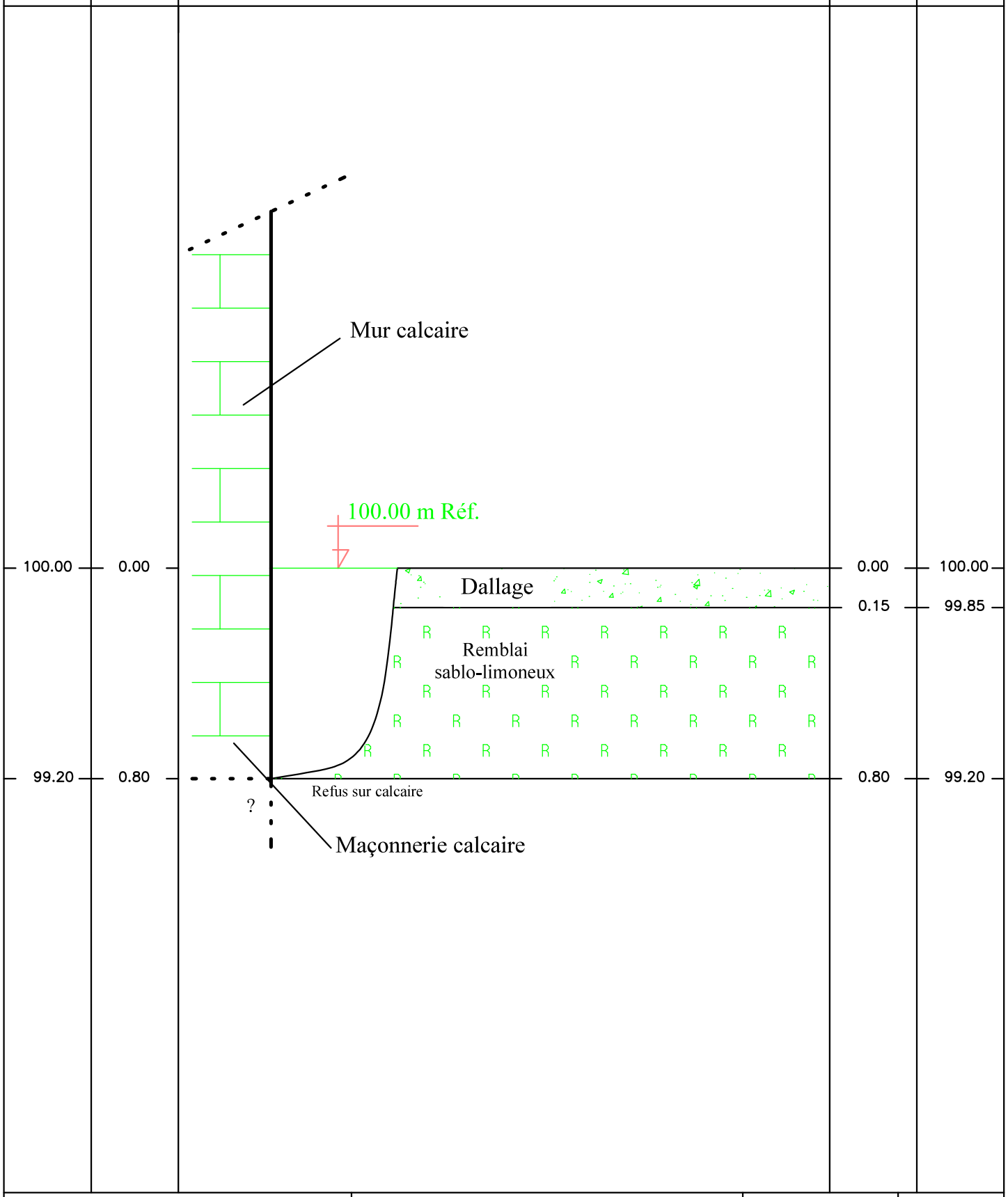
Ech: 1/20

Date: 20/12/2019

Rédaction
D.BIREAU
Vérification
A.FAU
Validation
A.LAFOURCADE

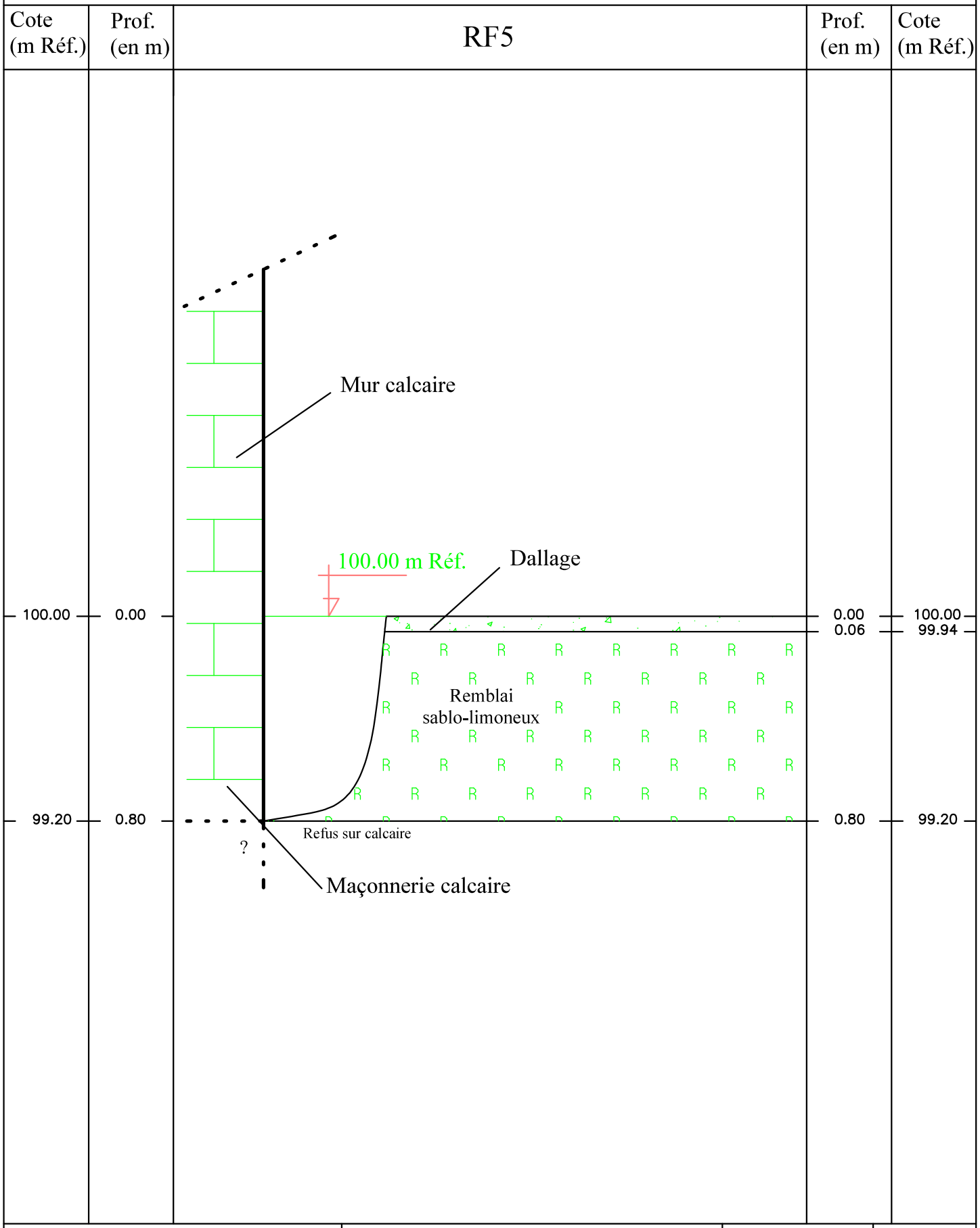
Reconnaissance de la fondation

RF4



GÉOTEC FRANCE ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE	Dossier n° : 19/07827/BORDX Ville : SAINT EMILION Reconnaissance de fondation Fouille RF4 Nom du fichier : RF4.DWG	Ech: 1/20 Date: 20/12/2019	Rédaction D.BIREAU Vérification A.FAU Validation A.LAFOURCADE	

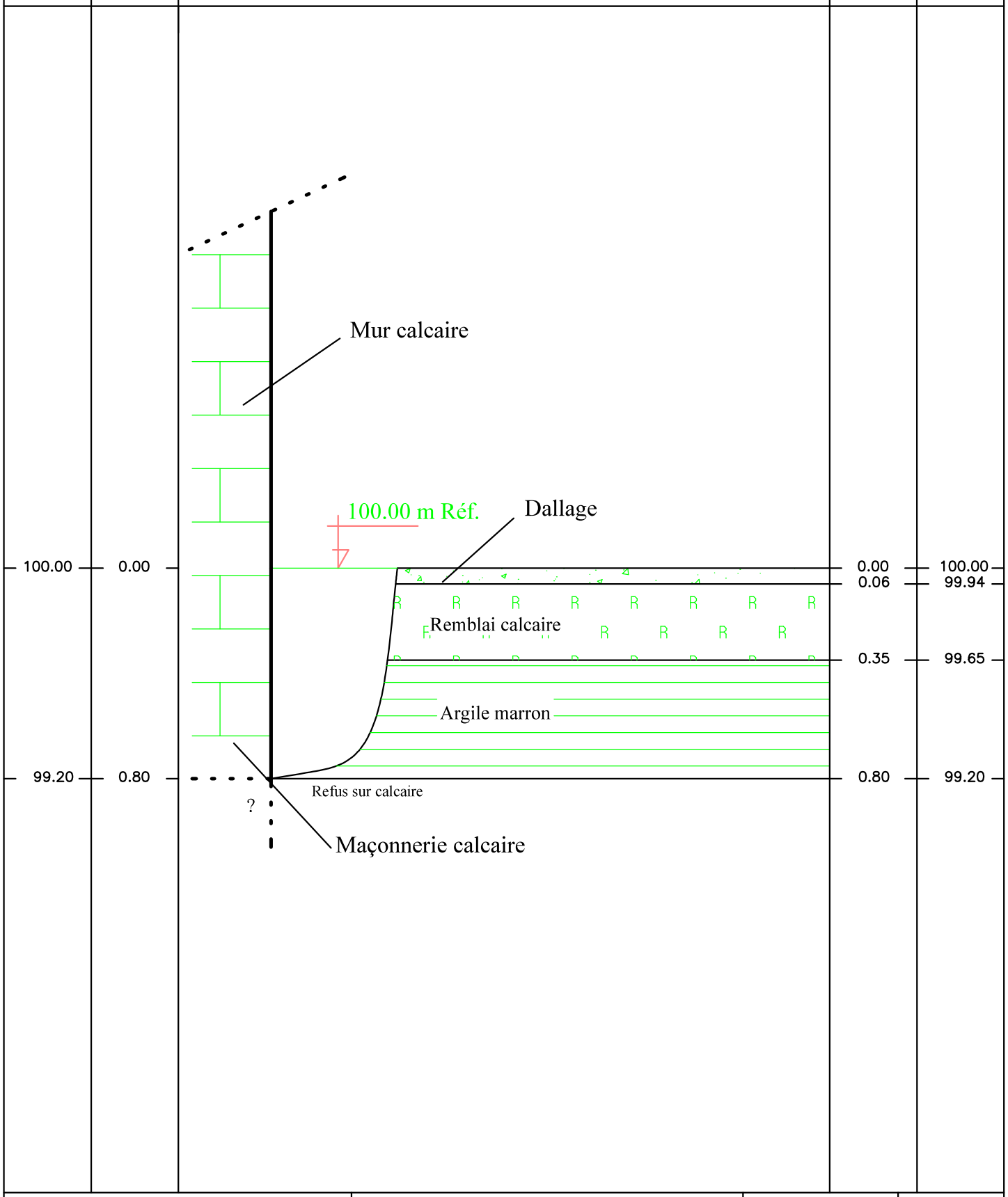
Reconnaissance de la fondation



GÉOTEC FRANCE ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE	Dossier n° : 19/07827/BORDX Ville : SAINT EMILION Reconnaissance de fondation Fouille RF5 Nom du fichier : RF5.DWG	Ech: 1/20 Date: 20/12/2019	Rédaction D.BIREAU Vérification A.FAU Validation A.LAFOURCADE	

Reconnaissance de la fondation

RF6



GEOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° :	19/07827/BORDX
Ville :	SAINT EMILION
	Reconnaissance de fondation
	Fouille RF6

Nom du fichier : RF6.DWG

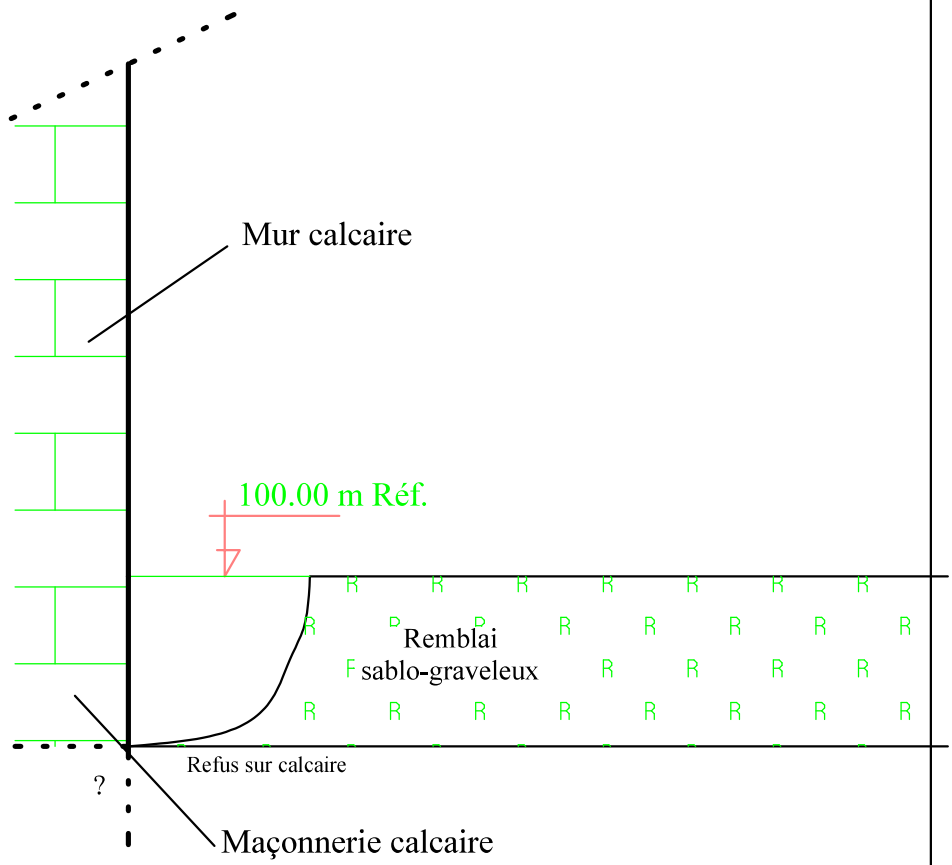
Ech: 1/20

Date: 20/12/2019

Rédaction
D.BIREAU
Vérification
A.FAU
Validation
A.LAFOURCADE

Reconnaissance de la fondation

Cote (m Réf.)	Prof. (en m)	RF7	Prof. (en m)	Cote (m Réf.)
100.00	0.00		0.00	100.00
99.45	0.45		0.45	99.55



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° : 19/07827/BORDX
Ville : SAINT EMILION
Reconnaissance de fondation
Fouille RF7

Nom du fichier : RF7.DWG

Ech: 1/20
Date: 20/12/2019

Rédaction
D.BIREAU
Vérification
A.FAU
Validation
A.LAFOURCADE

GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Site SAINT-EMILION - LOGIS MALET
Affaire 2019/07827

Sondage ST1

Longitude	Latitude	Système de coordonnées		Précision des relevés
-0,157189843	44,893571871	WGS 84		Non renseigné
Élévation	**Prof. atteinte**	**Angle**	**Nivellement**	**Précision des nivellements**
Non renseigné	0,9 m	-		Non renseigné

Début	Fin	Machine	Opérateur
28/03/2025	28/03/2025	Tarière manuelle	GH

Prof.	Lithologie	Descriptions
0		Remblais calcaire
		0,9 m

GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Site SAINT-EMILION - LOGIS MALET
Affaire 2019/07827

Sondage ST2

Longitude	Latitude	Système de coordonnées		Précision des relevés
-0,157154128	44,893576119	WGS 84		Non renseigné
Élévation	**Prof. atteinte**	**Angle**	**Nivellement**	**Précision des nivellements**
Non renseigné	0,1 m	-		Non renseigné

Début	Fin	Machine	Opérateur
28/03/2025	28/03/2025	Tarière manuelle	GH

Prof.	Lithologie	Descriptions
0		Remblais calcaire 0,1 m

GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Site SAINT-EMILION - LOGIS MALET
Affaire 2019/07827

Sondage ST3

Longitude	Latitude	Système de coordonnées		Précision des relevés
-0,157161308	44,893549381	WGS 84		Non renseigné
Élévation	**Prof. atteinte**	**Angle**	**Nivellement**	**Précision des nivellements**
Non renseigné	0,2 m	-		Non renseigné

Début	Fin	Machine	Opérateur
28/03/2025	28/03/2025	Tarière manuelle	GH

Prof.	Lithologie	Descriptions
0		Remblais calcaire 0,2 m

GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Site SAINT-EMILION - LOGIS MALET
Affaire 2019/07827

Sondage ST4

Longitude	Latitude	Système de coordonnées		Précision des relevés
-0,157140239	44,89356269	WGS 84		Non renseigné
Élévation	**Prof. atteinte**	**Angle**	**Nivellement**	**Précision des nivellements**
Non renseigné	Non renseigné	-		Non renseigné

Début	Fin	Machine	Opérateur
28/03/2025	28/03/2025	Tarière manuelle	GH

Prof.	Lithologie	Descriptions
0		Remblais calcaire
		0,3 m

GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Essai au pénétromètre dynamique à énergie variable

Reconnaissance de sol

Informations du projet

Site : St emilion

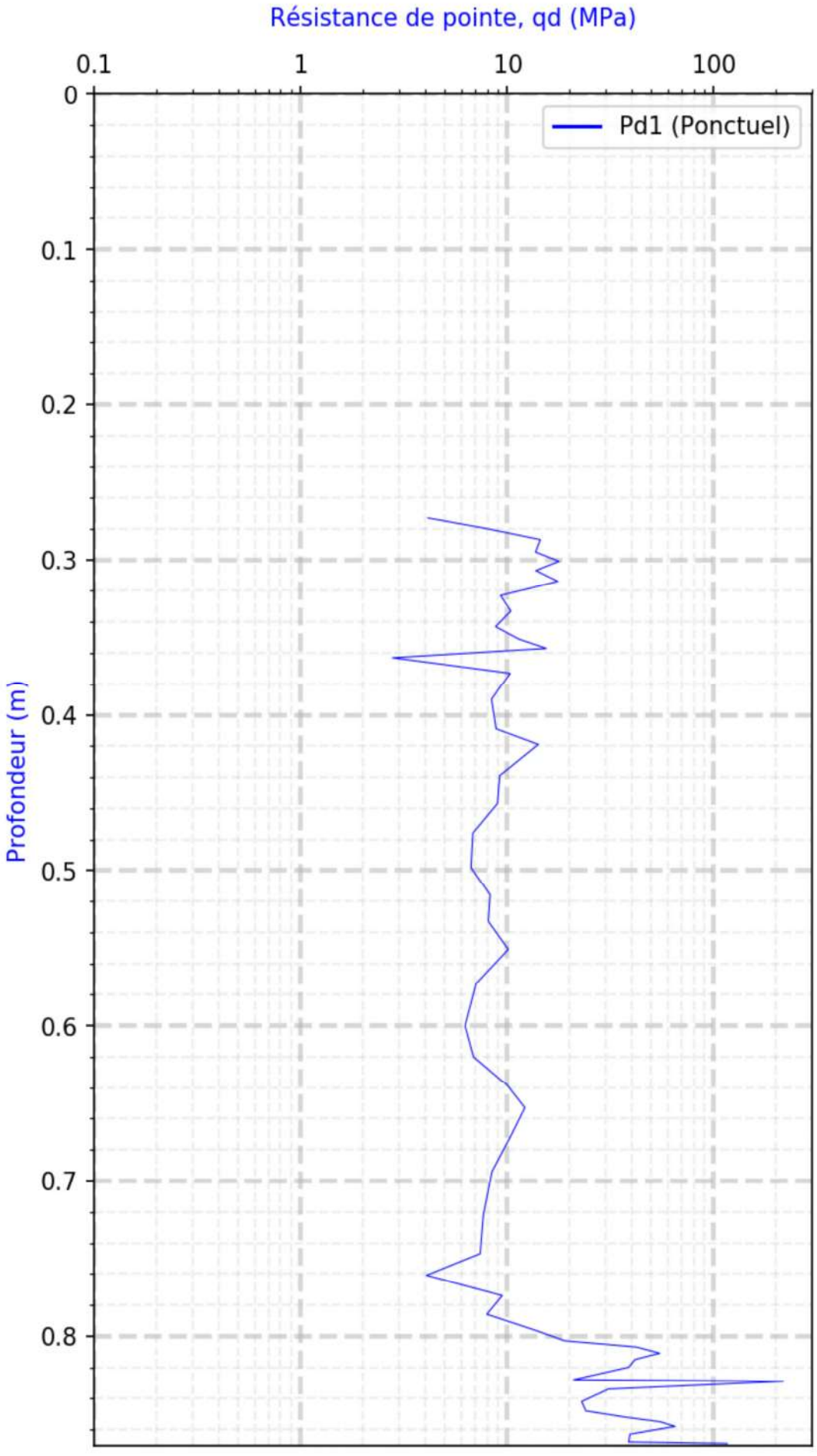
Date : 28/03/2025

Type : Panda
Sondage : Pd1
Date : 21/03/2025
Heure : 11:02:07

Opérateur :
Organisme :
Section : 4cm²
Masse : Manuel

Long. :
Lat. :
Altitude(m) :

Commentaires :



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Essai au pénétromètre dynamique à énergie variable

Reconnaissance de sol

Informations du projet

Site : St emilion

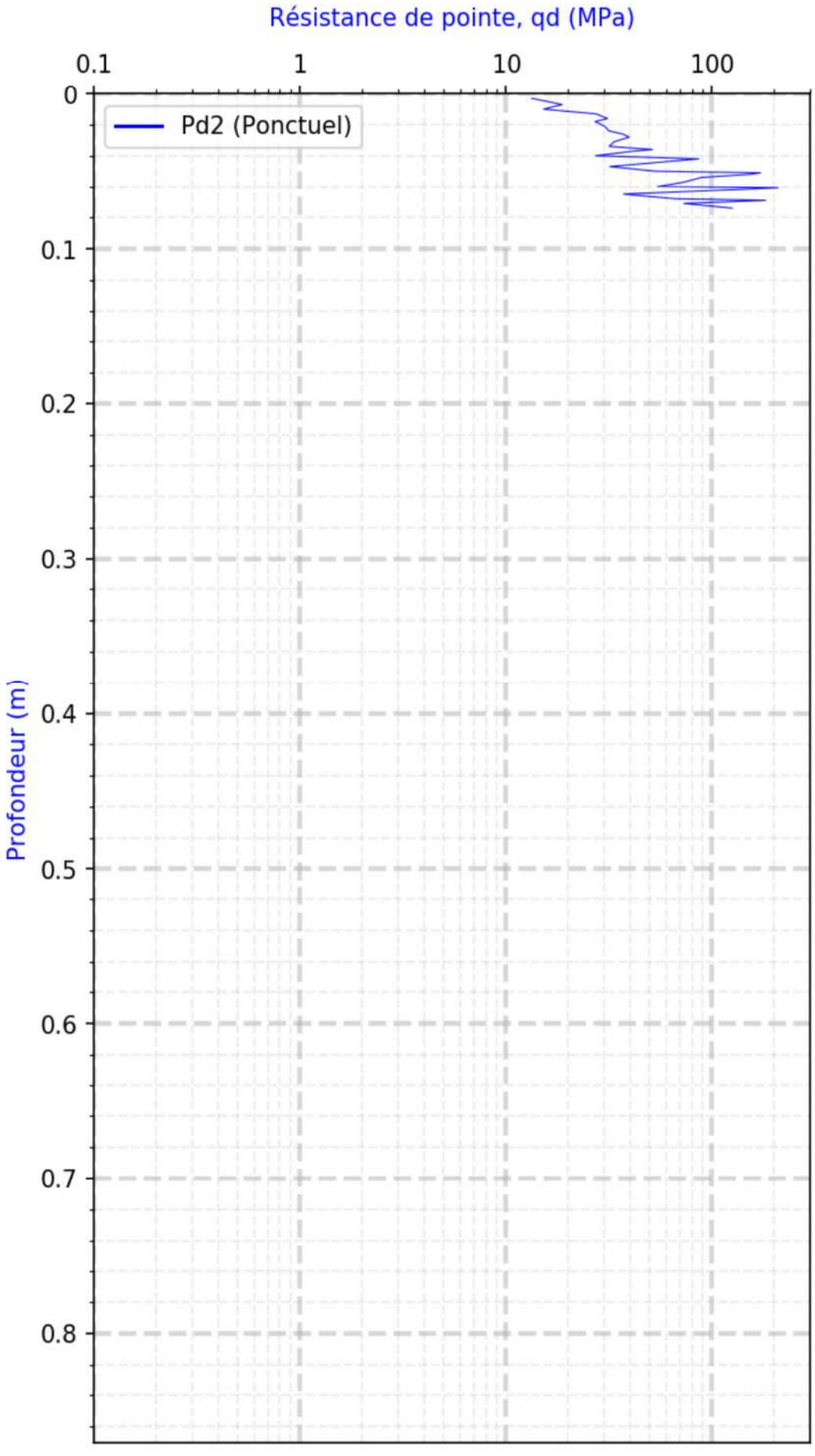
Date : 28/03/2025

Type : Panda
Sondage : Pd2
Date : 21/03/2025
Heure : 11:17:56

Opérateur :
Organisme :
Section : 4cm²
Masse : Manuel

Long. :
Lat. :
Altitude(m) :

Commentaires :



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Essai au pénétromètre dynamique à énergie variable

Reconnaissance de sol

Informations du projet

Site : St emilion

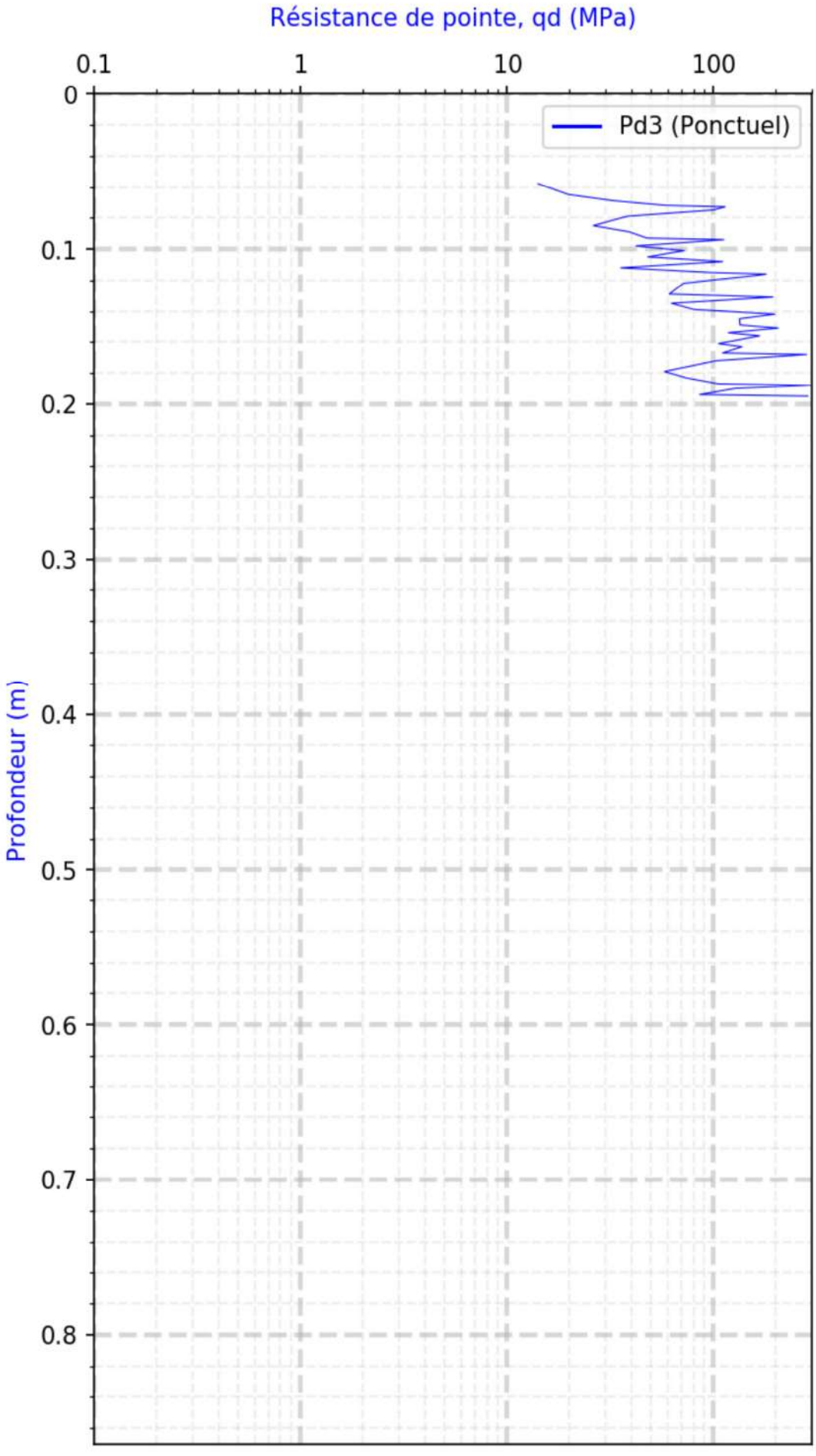
Date : 28/03/2025

Type : Panda
Sondage : Pd3
Date : 21/03/2025
Heure : 11:27:32

Opérateur :
Organisme :
Section : 2cm²
Masse : Manuel

Long. :
Lat. :
Altitude(m) :

Commentaires :



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Essai au pénétromètre dynamique à énergie variable

Reconnaissance de sol

Informations du projet

Site : St emilion

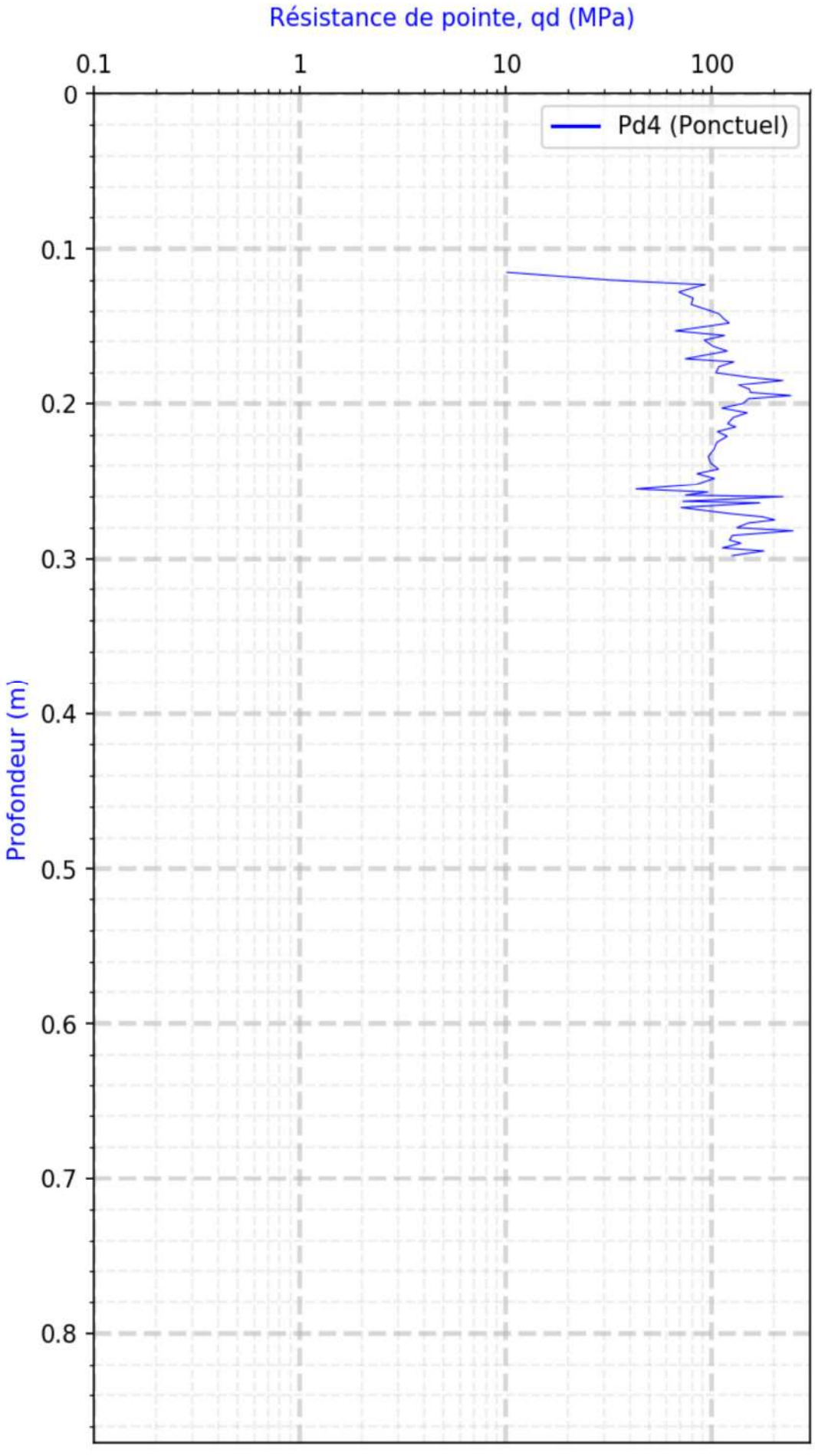
Date : 28/03/2025

Type : Panda
Sondage : Pd4
Date : 21/03/2025
Heure : 11:32:41

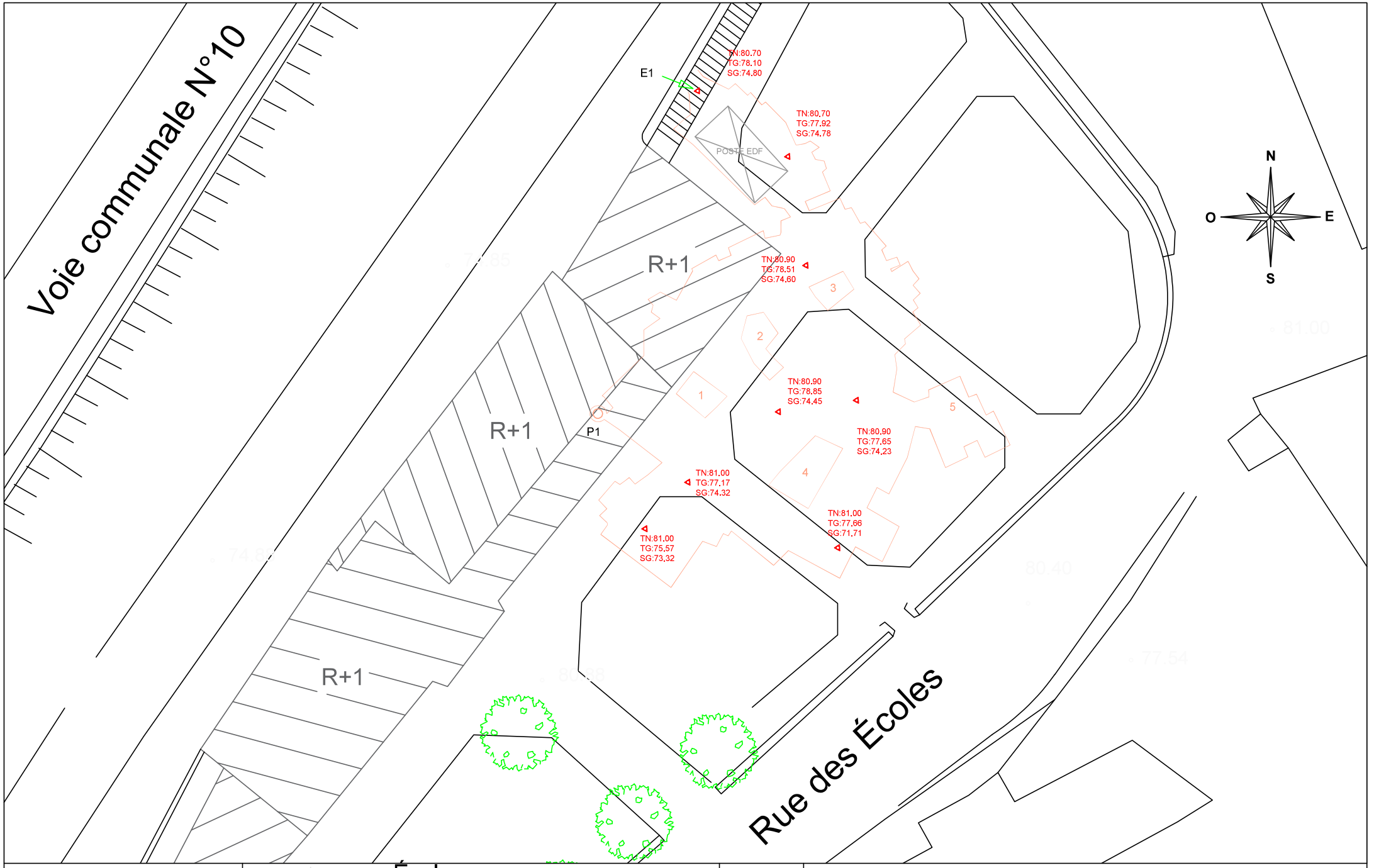
Opérateur :
Organisme :
Section : 2cm²
Masse : Manuel

Long. :
Lat. :
Altitude(m) :

Commentaires :



ANNEXE 4
Plan de la carrière 5009-NV2



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

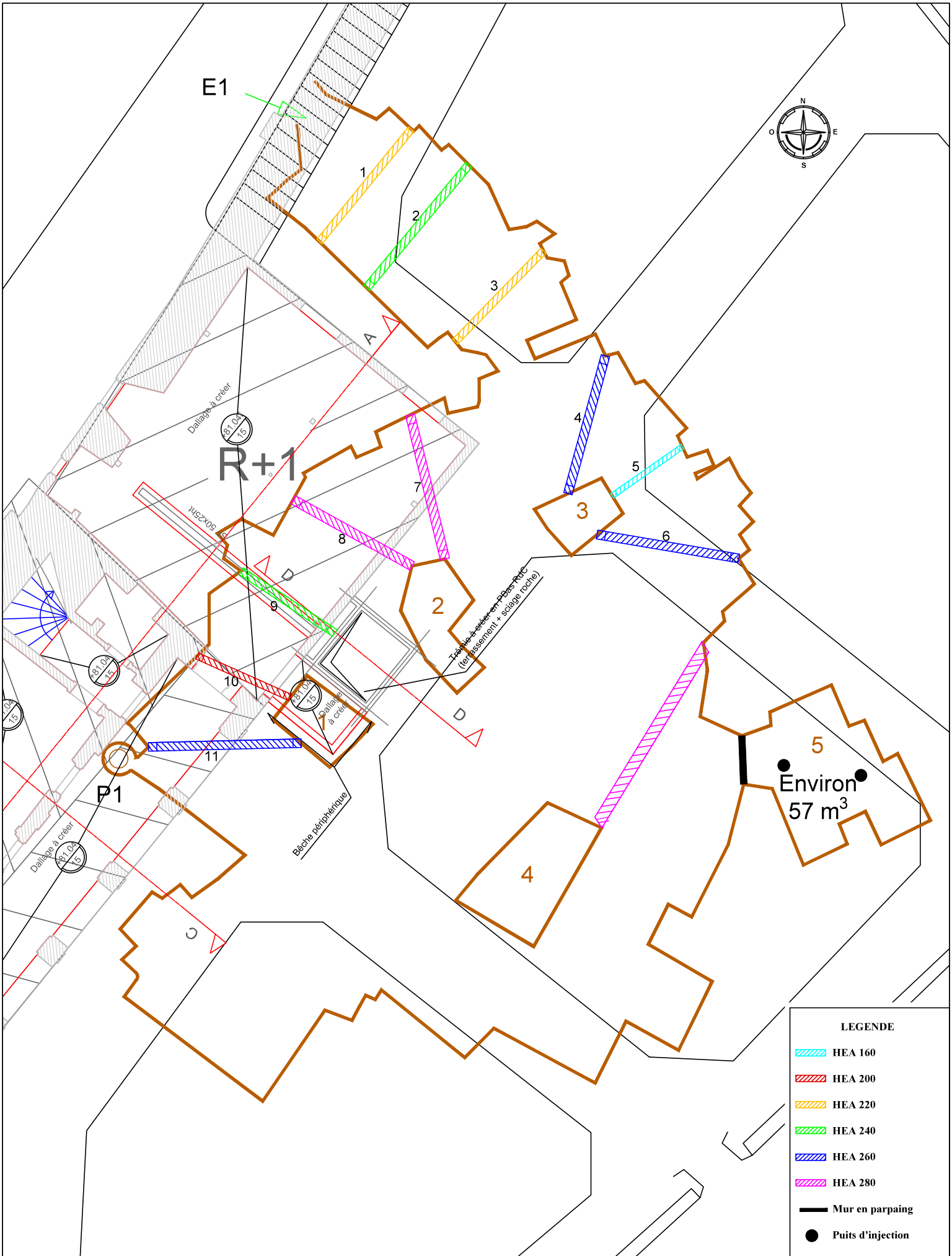
Dossier n° : 15/04779/BORDX
Ville : SAINT EMILION
Carrière

Nom du fichier :
PLAN_CARRIERE.DWG

Ech: 1/200
Date: 22/01/2020
PLANCHE_1

Ind.	Date	Sommaire des modifications	Rédaction	Vérification	Validation
A	22/01/2020	PREMIERE_EDITION	D.BIREAU	A.FAU	A.LAFOURCADE
B	-	-	.	.	.
C	-	-	.	.	.
D	-	-	.	.	.
E	-	-	.	.	.

ANNEXE 5
Plan de confortement de la carrière 5009-NV2



GÉOTEC FRANCE
ENSEMBLE, CONCEVONS UN AVENIR DURABLE

Dossier n° : 19/07827/BORDX
Ville : SAINT EMILION
Carrière

Nom du fichier : PLAN_CARRIERE.DWG

Ech: 1/100
Date: 22/05/2025
PLANCHE_1

Ind.	Date	Sommaire des modifications	Rédaction	Vérification	Validation
A	03/04/2020	PREMIERE_EDITION	D.BIREAU	A.NAVARRO	A.LAFOURCADE
B	29/06/2020	SECOND_EDITION	D.BIREAU	A.FAU	A.LAFOURCADE
C	-	-	.	.	.
D	22/05/2025	TROISIEME_EDITION	D.BIREAU	T.FORESTIER	A.PLUQUET
E	-	-	.	.	.