



ETUDE GEOTECHNIQUE

Diagnostic affaissement de voirie et stabilité de talus

MISSION G5+G2-AVP

ASS CLUB SPORTIF ET LOISIR GENDARMERIE

Rue Quartier Beteille

BOULIAC (33270)



Agence de Bordeaux
Parc d'Activités du Courneau - 3, avenue de Guitayne - 33 610 CANEJAN
Tél. : 05.57.26.79.79

SARL au capital de 65 000 € - SIRET 504 457 821 00081 - APE 7112B
N° TVA Intracommunautaire : 504 457 821

www.ecr-environnement.com

Dossier n° 3312042 - Décembre 2024

Etude géotechnique

Gendarmerie Nationale

REGION DE GENDARMERIE DE NOUVELLE-AQUITAINE

DIVISION DE L'APPUI OPERATIONNELLE - SECTION APPUIS TECHNIQUE

59, rue Segueineau

33700 MÉRIGNAC

CLIENT

NOM	GENDARMERIE NATIONALE REGION DE GENDARMERIE DE NOUVELLE-AQUITAINE
ADRESSE	DIVISION DE L'APPUI OPERATIONNELLE - SECTION APPUIS TECHNIQUE 59, rue Seguireau 33700 MÉRIGNAC
INTERLOCUTEUR	Adjudante Gaëlle COUPÉ

ECR ENVIRONNEMENT

AGENCE DE	BORDEAUX
ADRESSE	PA du Courneau – 3, avenue de Guitayne 33610 CANEJAN
CHARGE D'AFFAIRE	Henri SYLLA
CONTACT	05.57.26.79.79 - bordeaux@ecr-environnement.com

DATE	INDICE	OBSERVATION / MODIFICATION	REDACTEUR	VERIFICATEUR
23/12/2024	01	Rapport n° 3312042 – Etude géotechnique G5+G2-AVP Edition initiale	H. SYLLA	P. BÉCHARD



SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	4
1.1	OBJET DE LA MISSION.....	4
1.2	DOCUMENTS TRANSMIS.....	4
1.3	SITUATION ET OBJET DE L'ETUDE	5
1.4	CONTEXTE GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	12
1.4.1	Contexte géologique local	12
1.4.2	Sismicité.....	13
1.4.3	Aléa retrait gonflement des argiles	13
1.4.4	Aléa remontée de nappe	14
1.4.5	Présence de cavités / carrières – risque Mouvements de terrains	15
1.5	INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES REALISEES	16
2	RESULTATS DES INVESTIGATIONS	18
2.1	CARACTERISTIQUES LITHOLOGIQUES	18
2.2	NIVEAUX D'EAU.....	21
2.3	CARACTERISTIQUES GEOMECHANIQUES	22
2.4	PROFILS DE RESISTANCES ET SYNTHESES GRAPHIQUES.....	25
2.4.1	Report vertical des profils de résistance	25
2.4.2	Profil en partie haute – SP1-P1-P2-P3.....	26
2.4.3	Profil sur la pente – Pd1 à Pd5.....	27
2.4.4	Profil en pied de talus – P4-P5	27
2.4.5	Report des profils de résistance en travers.....	28
2.4.6	Profil en travers AA' coté Sud – P1-P2-Pd2-Pd5-P4	29
2.4.7	Profil en travers BB' centre – SP1-P1- Pd1-Pd4-Pd5-P4-P5.....	30
2.4.8	Profil en travers CC' coté Nord – P3-Pd3-Pd4-P5	31
2.4.9	Report des profils de résistance en long	32
2.5	RESULTATS DES ANALYSES EN LABORATOIRE	33
2.5.1	Identification GTR.....	33
2.5.2	Essais de cisaillement CD	34
3	ANALYSES ET AVIS SUR LES CAUSES IMPUTABLES A L'APPARITION DES DESORDRES	35
4	EVALUATIONS DE STABILITE GENERALE DU TALUS	37
4.1	PREAMBULE.....	37
4.2	RESULTATS DE CALCULS DE FACTEUR DE SECURITE	38
4.2.1	Profil 1 – AA' coté Sud	38
4.2.2	Profil 2 – BB' au centre	41
5	APPROCHE DES SOLUTIONS ENVISAGEABLES POUR LA REPRISE DE VOIRIE ET SECURISATION DU TALUS	44
5.1	PREAMBULE – AVIS SUR LES SOLUTIONS DE CONFORTEMENT LES PLUS APPROPRIEES AU CONTEXTE.....	44
5.1.1	Sécurisation du talus.....	44
5.1.2	Reprise de la voirie.....	45
5.1.3	Traitement d'éventuelles anomalies karstiques importantes (fortes décompressions / vides).....	47
5.2	EBAUCHE DIMENSIONNELLE D'UNE SOLUTION DE SECURISATION DE TALUS PAR INCLUSIONS DE PROFILS.....	48
5.2.1	Préambule et Hypothèses de calcul.....	48
5.2.2	Vérifications de stabilité en équilibre limite de poussés / butées.....	49
5.2.3	Vérifications de stabilité externe – Effet du renforcement par inclusions de profilés	52
6	CONCLUSIONS DE L'ETUDE.....	54
	ANNEXES	57



1 INTRODUCTION

1.1 Objet de la mission

A la demande et pour le compte de la GENDARMERIE NATIONALE - REGION DE GENDARMERIE DE NOUVELLE-AQUITAINE [59, rue Seguireau – 33700 MERIGNAC], ECR ENVIRONNEMENT a réalisé une étude géotechnique pour rechercher les causes et vérifier la stabilité d'une voirie et d'un talus présentant un affaissement au sein de l'ASS CLUB SPORTIF ET LOISIR GENDARMERIE à BOULIAC (33270).

La mission répond au numéro d'engagement 1512682499 du 12 juillet 2024, acceptant notre proposition technique et financière n° 3312037 du 23 mai 2024.

Les reconnaissances sur site ont été effectuées les 26 et 27 septembre 2024.

Le présent rapport rend compte des résultats obtenus et a pour objectifs de :

- vérifier les caractéristiques des terrains sur la zone impactée (nature, compacité, paramètres intrinsèques d'angle de frottement et cohésion des matériaux, présence d'eau, structure de voirie existante) ;
- rechercher les causes imputables aux terrains à l'origine de l'apparition des désordres ;
- vérifier les coefficients de sécurité à la rupture par glissement rotationnel au niveau du talus, et évaluer les risques ;
- en fonction des résultats, proposer des solutions de confortement adaptées aux contextes, avec ébauches dimensionnelles pour assurer la stabilité des terrains et aménagements.

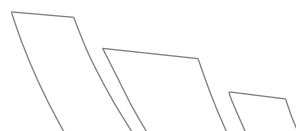
Par référence à la classification des « Missions géotechniques normalisées » (Norme NFP 94-500 – Révision de novembre 2013), la présente étude est de type G5+G2-AVP [Diagnostic et Etude géotechnique de conception phase avant-projet], et voit de ce fait son étendue limitée aux prestations correspondantes.

La cellule TOPOGRAPHIE de ECR ENVIRONNEMENT est également intervenue en parallèle pour établir un plan de topographique et procéder à une vérification préliminaire de l'état des réseaux d'eau EP / EU présents sur la zone sinistrée. Ce volet de l'étude fait l'objet de l'affaire dédiée n° 3312084.

1.2 Documents transmis

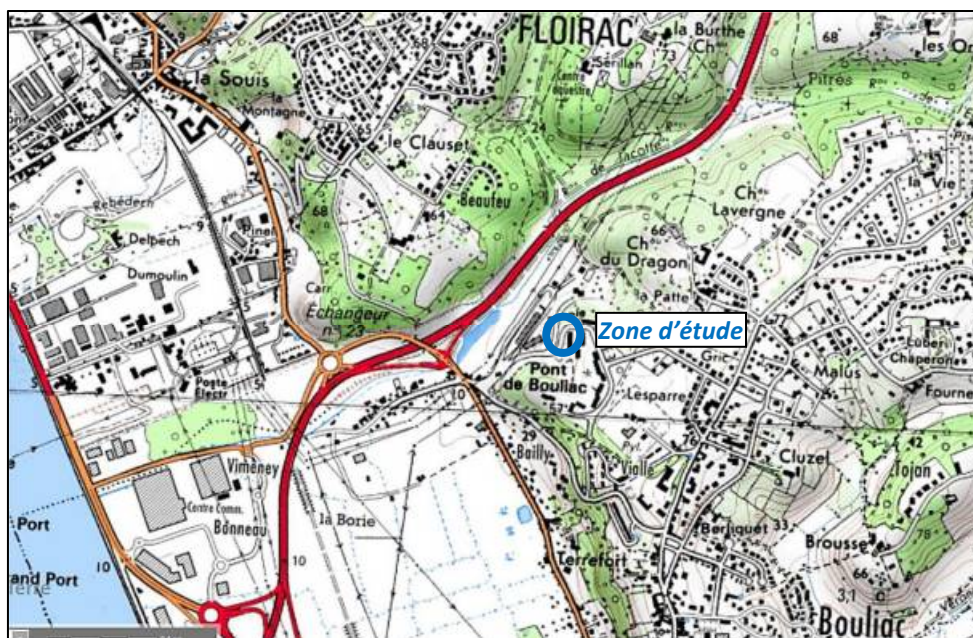
Préalablement à la réalisation de l'étude, aucun élément technique concernant les existants ne nous été transmis.

Une visite préalable des lieux avait été effectuée en présence du donneur d'ordre le 17 avril 2024.



1.3 Situation et objet de l'étude

La zone d'étude concerne une voirie interne de l'ASS CLUB SPORTIF ET LOISIR GENDARMERIE, située Rue Quartier Beteille à BOULIAC (33270).



Extrait de la Carte IGN

Il s'agit d'une voirie montante souple en enrobé, principalement usitée par des véhicules légers (faible trafic), présentant un affaissement important de plusieurs dizaines de centimètres avec fissures d'arrachement, étendu sur une portion d'environ 30 m et 3 à 5 m de largeur, sur la moitié Ouest de la voirie surplombant un talus de grande hauteur.



Vue aérienne du site – image IGN-GEOPORTAIL® mai 2024

Le site se place dans le contexte des coteaux en rive droite de *la Garonne*, avec une pente naturelle relativement marquée vers l'Ouest, d'environ 35 % en moyenne soit environ 20°.

La voirie sinistrée se place à une altimétrie comprise entre +40 et +43,5 m NGF.

Elle surplombe un talus naturel d'environ 6 à 9 m de hauteur dressé à environ 1v/2h soit environ 50 % et 27°, dont le pied à une altimétrie de +33,5 à +34,0 m NGF est constitué par une seconde voirie en contrebas de la zone sinistrée.

L'inclinaison des pentes reste plutôt habituelle (< 30°).

Un muret de soutènement en béton est présent au pied de talus, d'environ 90 cm de hauteur et 13 à 15 cm d'épaisseur en tête. Il est présent uniquement sur le linéaire de la zone d'étude (≈ 30 m) et comporte des orifices de type barbacanes en base.

Le talus présente une végétation arbustive avec quelques arbres de grande taille.



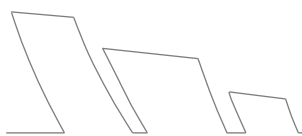


La date d'apparition des désordres n'est pas précisée. Elle est potentiellement relativement ancienne (présence de pousses végétales dans les principales fissures d'arrachement).

Il a toutefois été constaté une évolution significative récente au cours de la saison automnale / hivernale 2023 – 2024, qui s'est caractérisée par d'intenses précipitations.

Outre l'affaissement très marqué sur la moitié Ouest de la voirie, nous relevons un léger orniérage avec faïençage sous passage de roues sur la moitié Est non affaissée et un début de fissuration au niveau du virage en partie haute de la voirie.

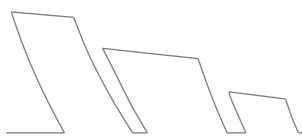
Nous observons aussi des affaissements centimétriques de l'enrobé par rapport aux regards de réseaux (tassement relatif de la voirie).





Hormis l'affaissement et les fissures d'arrachement de la voirie montrant a priori une dynamique lente et un comportement ductile / fluant, nous ne relevons pas de signes caractéristiques suggérant une instabilité générale notoire / rupture de talus par glissement rotationnel ou glissement plan :

- pas d'éboulis / bourrelets aval ou composantes horizontales de déplacements sur la pente (y compris en tête au niveau de l'affaissement), ou en pied de talus – où se trouvent par ailleurs le muret de soutènement et la voirie basse qui ne présentent visiblement aucun désordre ;
- pas d'inclinaison notoire ou incurvation des arbres / arbustes sur la pente (1 seul arbre quelque peu penché ; légère inclinaison des arbustes pouvant être attribuée à la recherche de lumière).





La cellule TOPOGRAPHIE de ECR ENVIRONNEMENT est intervenue pour établir un plan de topographique de la zone et procéder à une vérification préliminaire de l'état des réseaux d'eau EP / EU présents sur la zone sinistrée. Ce volet de l'étude fait l'objet de l'affaire dédiée n° 3312084.

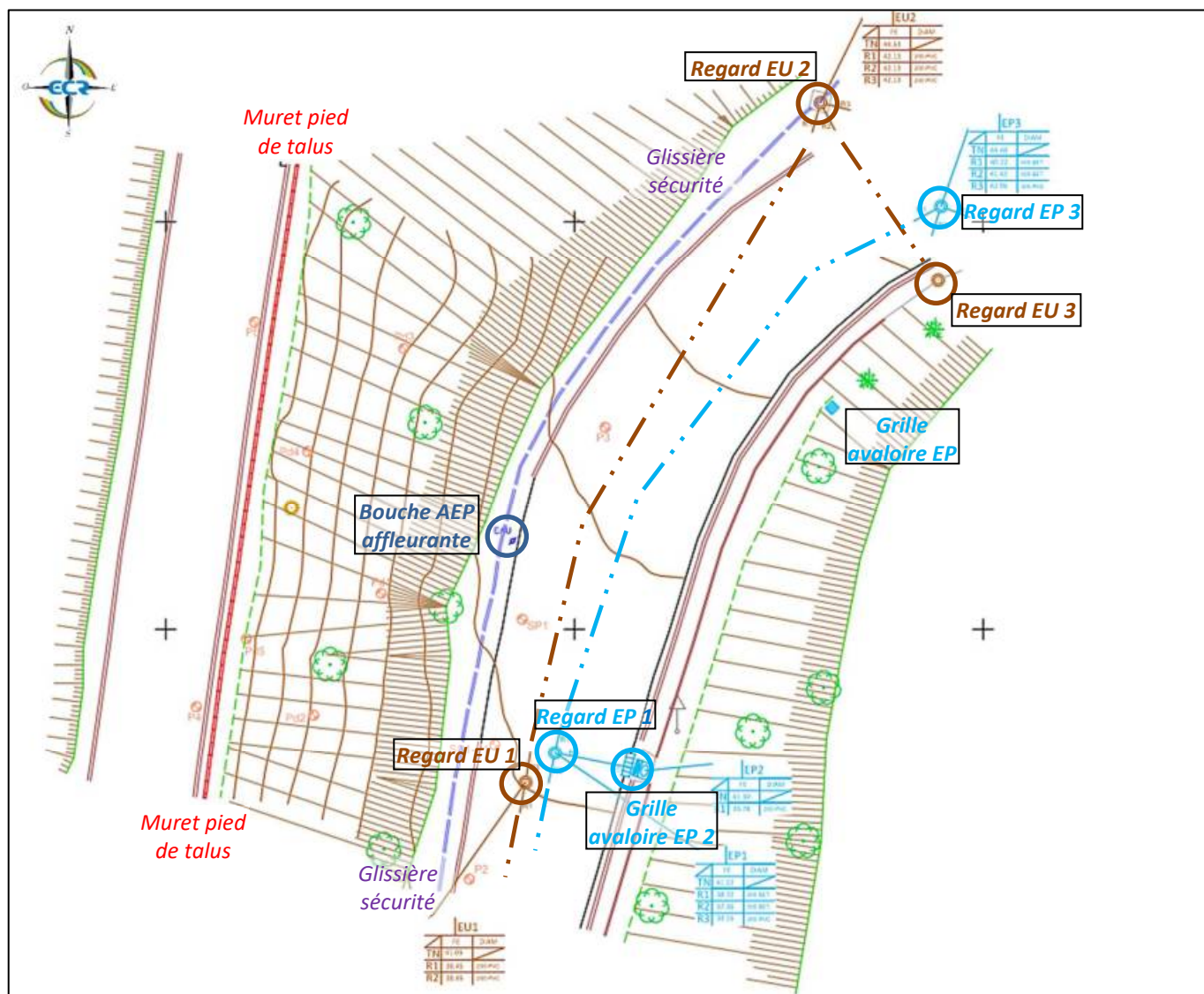
1 réseau EP et 3 regards associés sont identifiés sur la zone d'étude, en partie centrale et rive Est de la voirie.

1 réseau EU et 2 regards associés sont identifiés en rive Ouest de la voirie (en limite et proximité immédiate de la zone affaissée).

Il y a lieu de souligner la présence d'un réseau AEP en rive Ouest de la voie (1 affleurant observé) et d'un réseau gaz GRDF en rive Est (donnée DICT).

Un extrait du relevé topographique figurant la position des regards EP / EU est reporté ci-après (NOTA : tracé des canalisations non vérifié et strictement figuratif) :





Extrait du relevé topographique ECR avec regards identifiés – septembre 2024
(tracé des canalisations non vérifié et strictement figuratif)

Les radiers des regards et fils d'eau des canalisations EP / EU sont relativement profonds, entre 2,5 et 4 m environ par rapport au terrain actuel.

Il apparait que les regards, les radiers, les branchements, et les canalisations inspectées sont dans un bon état, et n'ont visiblement pas été affectés par les mouvements de terrains / affaissements.

Les canalisations sont en gros diamètres : EP 300 mm PVC et 500 mm Béton ; EU 200 mm PVC.

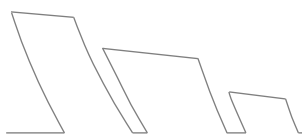
Les canalisations sont apparues relativement propres, y compris pour le réseau EU.

Il n'a pas été observé d'écoulement d'eau dans les canalisations EP le jour de l'intervention – non pluvieux.

A l'inverse, il a été constaté un écoulement permanent et en quantité non négligeable d'eau relativement claire dans le réseau EU, tout au long de l'intervention (plusieurs heures).



La question de l'origine de ces flux continus et relativement propres dans le réseau EU mérite d'être posée, et nécessiterait potentiellement un diagnostic élargi au-delà de la zone étudiée, pour s'assurer qu'elle ne provienne pas en partie de fuites ou défaillances éventuelles de robinetteries / sanitaires, etc.



1.4 Contexte géotechnique de la zone d'étude

1.4.1 Contexte géologique local

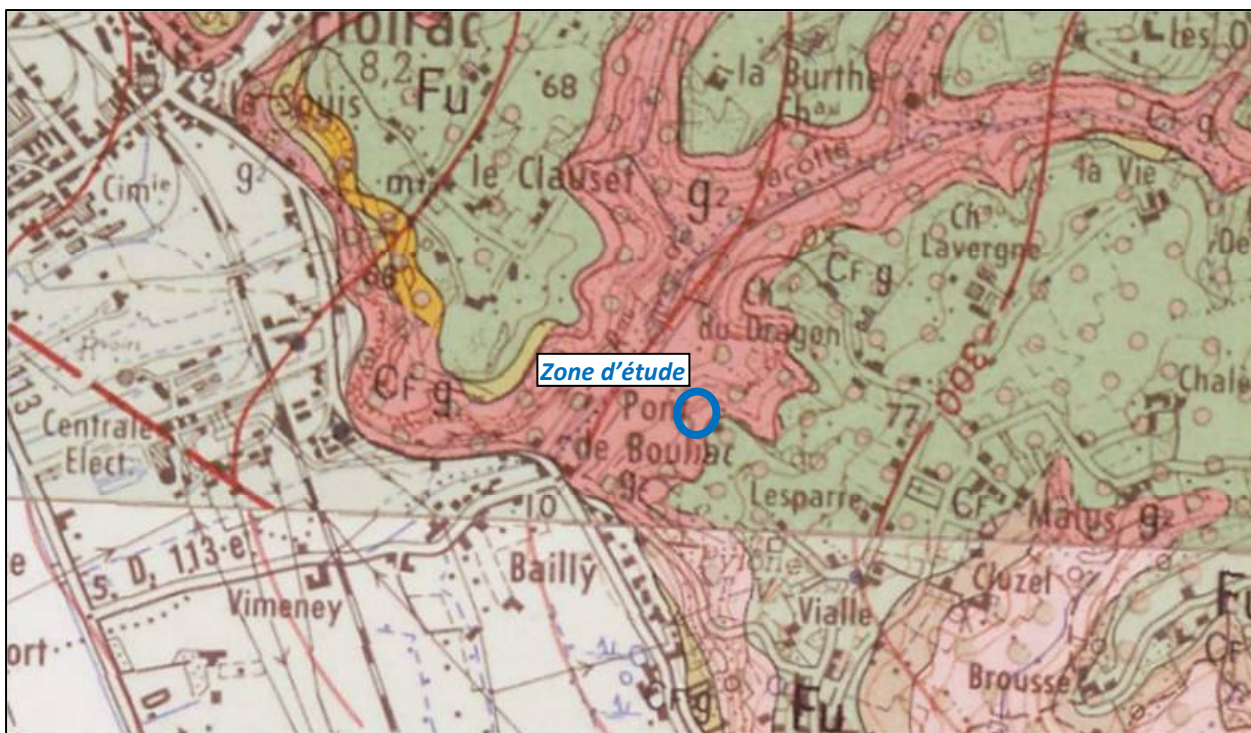
Au regard de l'extrait de la carte géologique de BORDEAUX (n° 803) éditée par le BRGM et notre connaissance du secteur, la zone d'étude se situe au droit des formations suivantes :

- sans doute des remblais anthropiques liés aux divers aménagements existants sur le site (voirie, réseaux enterrés) ;
- un recouvrement superficiel de colluvions / dépôts de pente ou une frange d'altération du substratum rocheux [C_{F-g}], a priori argilo-limoneux sensible à l'eau plus ou moins enrichi en cailloutis, et généralement de faible épaisseur sur le coteau (*en général accumulations en bas de pentes*) ;
- éventuellement sur la partie haute du relief, des alluvions anciennes résiduelles attribuées au système de *la Garonne* [Fu], argilo-sableuses à graveleuses ;
- le Calcaire à Astéries [g2] constituant le substratum local et structurant les coteaux en rive droite de la Garonne.

Il s'agit essentiellement de calcaires sableux à argileux gris à jaunâtre, avec parfois des niveaux argileux francs, devenant un calcaire grossier beige gris à jaunâtre au sommet de la formation.

La formation peut être fortement altérée et érodée en surface (substituée par des argiles de décalcification avec rognons calcaires résiduels), induisant parfois des variations importantes de la profondeur du toit de la formation sur de courtes distances.

En profondeur, ces terrains sont parfois également affectés par un phénomène naturel de karstification, conduisant à rencontrer des décompressions ou vides plus ou moins importants, répartis de manière aléatoire.



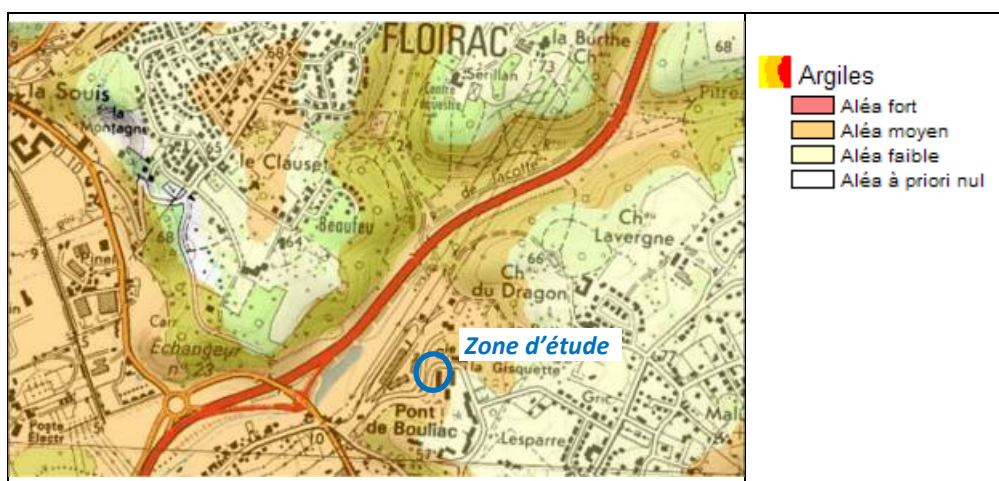
Extrait de la carte géologique n°803 – BORDEAUX

1.4.2 Sismicité

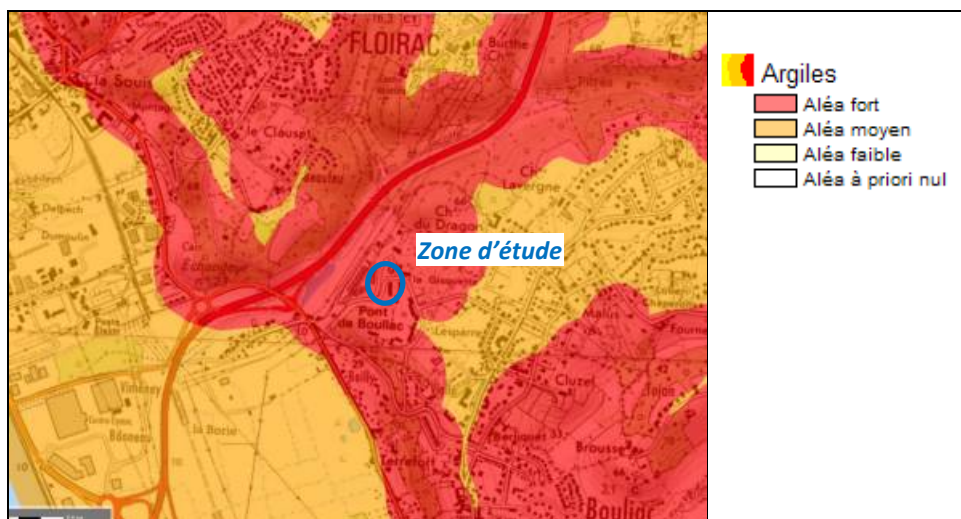
La zone d'étude est classée en zone de **sismicité 2 (aléa faible)**. En l'état, nous considérons que les aménagements concernés par l'étude (voiries et talus naturels) ne sont soumis à aucune exigence de conception parasismique.

1.4.3 Aléa retrait gonflement des argiles

D'après les cartes d'aléa relatives au phénomène de retrait-gonflement des argiles établies par le BRGM (*cartographies à grande échelle*), la zone d'étude était répertoriée en « **aléa moyen** » (colluvions [C_{F-g}] et Calcaire à Astéries altéré), reclassée en zone d'« **exposition forte** » (*mise à jour août 2019 dans le cadre de la loi ELAN*).



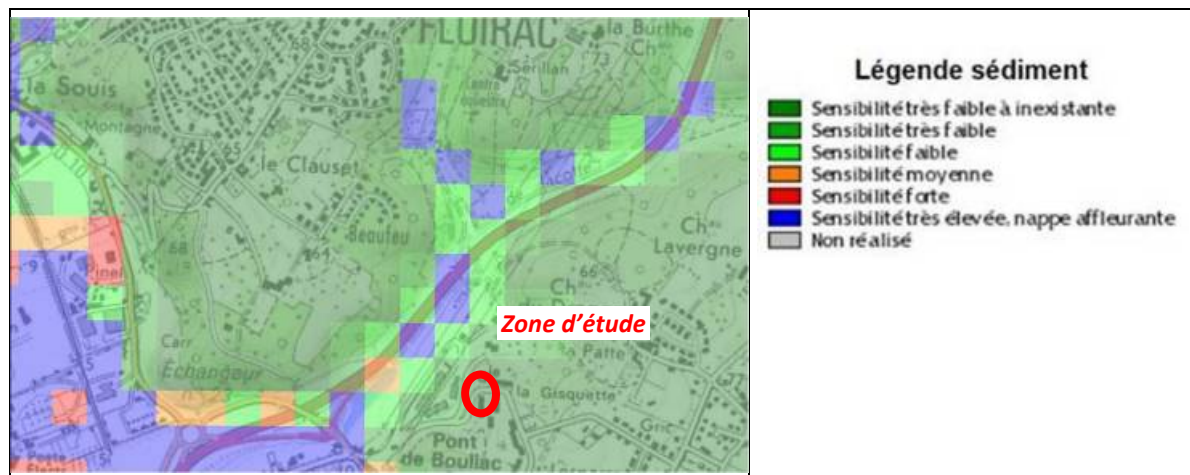
Aléa retrait-gonflement des argiles



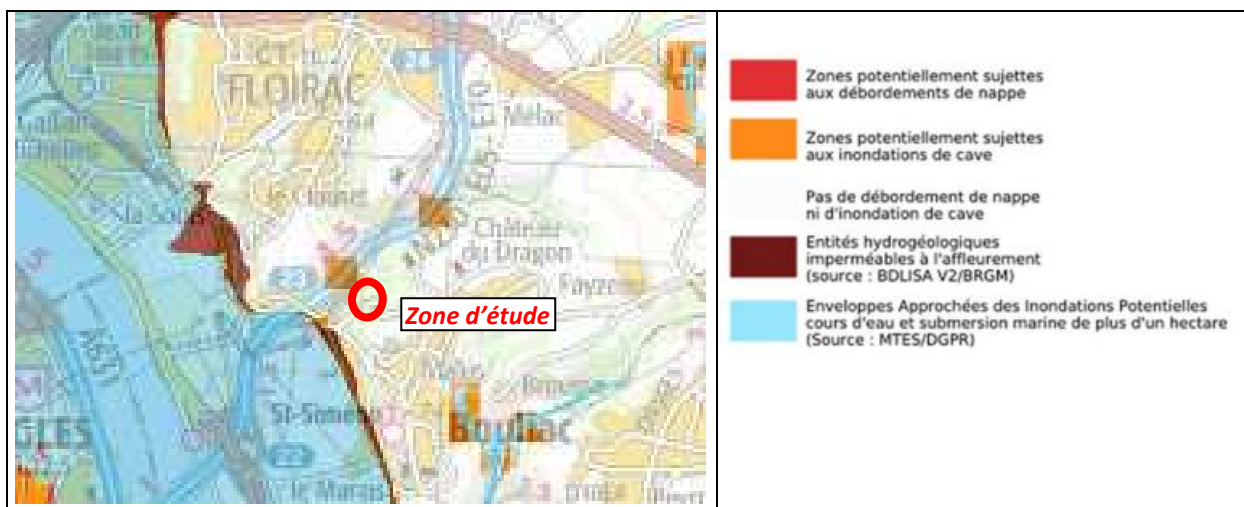
Exposition au retrait-gonflement des sols argileux (mise à jour Août 2019)

1.4.4 Aléa remontée de nappe

Les cartes relatives aux risques de remontées de nappes établies par le BRGM (*cartographies à grande échelle*) répertorient le site en zone de **sensibilité faible**, ainsi qu'en **zone sans risque de débordement de nappe ou inondations de caves** (*relief haut, pentes*).



Aléa remontée de nappe



Aléa remontée de nappe

Les données cartographiques du BRGM ne figurent pas de sources / résurgences d'eau identifiées dans le coteau sur ce secteur. Cependant, la possibilité ou présence potentielle de circulations d'eau collinaires significatives en période pluvieuse n'est pas à exclure.

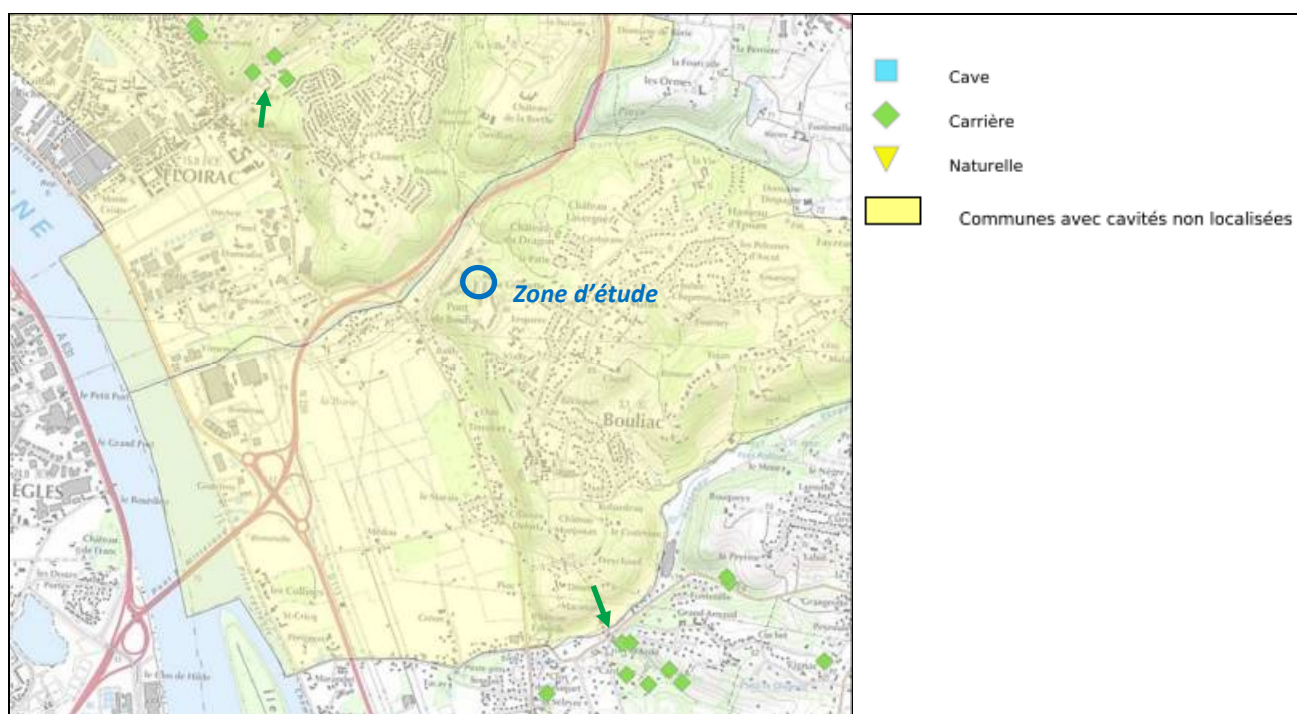
La partie basse du coteau (vallon), où s'écoule le *ruisseau de Lacotte*, constitue une zone humide.

1.4.5 Présence de cavités / carrières – risque Mouvements de terrains

Aucune cavité naturelle ou carrière souterraine d'exploitation du Calcaire à Astéries n'est répertoriée par le BRGM dans le secteur de la zone d'étude. Les carrières les plus proches sont recensées à plus d'1 km au Nord et au Sud sur les communes de FLOIRAC et CARRIGNAN DE BORDEAUX / LATRESNES.

La commune reste toutefois répertoriée **en zone à risque de cavités non minières non localisées**.

Nous rappelons en ce sens que le Calcaire à Astéries peut naturellement être affecté par le phénomène de karstification, pouvant conduire à rencontrer de très fortes fracturations / altérations ou décompressions / vides, disposés aléatoirement au sein de la formation.



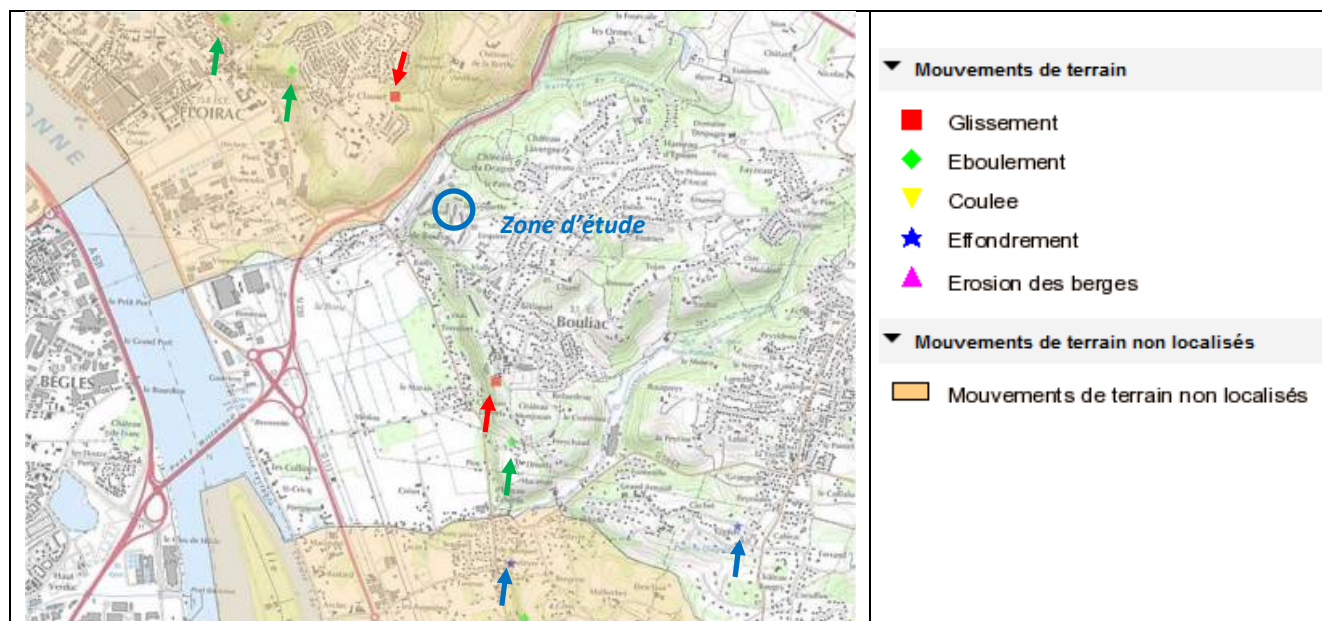
Extrait de la carte des cavités souterraines répertoriées par le BRGM

Aucun mouvement de terrain type effondrement / glissement de terrain n'a été répertorié par le BRGM dans le voisinage de la zone d'étude.

1 évènement type glissement a été recensé en 2001 à 1,3 km au Sud sur la commune de BOULIAC et 1 évènement type glissement a été recensé en 2021 à 800 m au Nord sur la commune de FLOIRAC.

La commune n'est pas répertoriée par le BRGM en zone à risque de mouvements de terrains non localisés.

Aucun plan de prévention lié aux risques naturels cavités / mouvements de terrain n'est en vigueur sur la commune.



Extrait de la carte des mouvements de terrains répertoriés par le BRGM

Au regard de ces éléments, les risques de présence de cavités naturelles karstiques et mouvements de terrains type glissements ou affaissements / effondrements apparaissent faibles mais ne peuvent être totalement exclus.

1.5 Investigations géotechniques réalisées

Compte tenu des objectifs de l'étude et des conditions du site, le programme de reconnaissances réalisé a consisté en l'exécution de :

- **1 sondage pressiométrique – SP1** réalisé en tarière Ø 63 mm en partie haute sur la zone affaissée en tête de talus jusqu'à 12 m de profondeur par rapport au terrain actuel TA, avec essais répartis tous les 1 à 1,5 m afin de vérifier les caractéristiques géomécaniques / déformabilité et acquérir les paramètres pour la justification éventuelle des ouvrages géotechniques (enrochements, soutènements, ...) ;
- **1 équipement piézométrique – Pz** jusqu'à **10,5 m** dans le précédent forage SP1, en tubes PVC crépinés Ø 45/50 mm avec bouche à clé au sol, pour permettre le contrôle ultérieur des niveaux d'eau selon nécessité (non prévu à ce stade et non intégré à la présente mission) ;
- **1 sondage carotté – SC1** réalisé au carottier poinçonneur Ø 80/90 mm en partie haute sur la zone affaissée en tête de talus descendu au refus à 4,4 m, ayant permis de visualiser précisément la nature des terrains superficiels et le prélèvement d'échantillon intact pour analyses en laboratoire ;
- **3 essais au pénétromètre dynamique lourd type B – P1 à P3** répartis en partie haute en tête de talus (P1 en parallèle du précédent carottage SC1) et descendus jusqu'aux **refus entre 4,6 m et 5,8 m** afin de vérifier la compacité des terrains / épaisseurs de recouvrement sur l'emprise de la zone sinistrée ;
- **5 essais au pénétromètre dynamique manuel type PANDA – Pd1 à Pd5** répartis sur la pente de talus et descendus aux **refus entre 1,8 et 4,8 m** afin de vérifier la compacité des terrains / épaisseurs de recouvrement et affiner le modèle de terrain sur le profil à étudier ;

- **2 essais au pénétromètre dynamique lourd type B – P4 et P5** réalisés au niveau de la voie basse en pied de talus et descendus aux refus à 5,2 m et 4,8 m afin de vérifier la compacité des terrains / épaisseurs de recouvrement en partie basse et affiner le modèle de terrain sur le profil à étudier ;
- **1 identification GTR** sur 1 échantillon de sols remaniés prélevés en SP1, afin de vérifier les caractéristiques physiques / argilosité des terrains superficiels ;
- **2 essais de cisaillement direct CD** sur 2 échantillons intacts prélevés en carottage SC1, afin de mesurer les caractéristiques intrinsèques des matériaux (angle de frottement interne, cohésion).

NOTA :

Une partie des reconnaissances a été ajoutée en cours d'étude pour affiner l'acquisition des paramètres et caractéristiques des terrains sur l'emprise de la zone d'étude : équipement piézométrique, essais au pénétromètre dynamique lourd en pied de talus, identification GTR.

Les sondages sont implantés conformément au plan joint en annexes.

Leurs coordonnées relevées par notre cellule TOPOGRAPHIE en référentiel planimétrique RGF 93-CC45 et altimétries en NGF IGN69 sont reportées dans le tableau suivant :

Sondages	X	Y	Z (m NGF)
SP1+Pz	1422597,46	4186300,50	+41,34
SC1-P1	1422596,06	4186294,37	+40,88
P2	1422594,86	4186287,77	+40,37
P3	1422601,51	4186309,92	+42,38
Pd1	1422590,54	4186301,76	+38,80
Pd2	1422587,25	4186295,81	+37,00
Pd3	1422591,65	4186313,76	+37,91
Pd4	1422586,94	4186308,73	+35,86
Pd5	1422583,96	4186299,54	+34,69
P4	1422581,50	4186296,21	+33,45
P5	1422584,35	4186315,06	+33,86



2 RESULTATS DES INVESTIGATIONS

2.1 Caractéristiques lithologiques

Comme indiqué sur les coupes lithologiques des sondages SP1-SC1 et la planche photographique du carottage SC1 disponibles en annexes, les terrains rencontrés en partie haute sur la zone affaissée sont composés par :

- **En SP1 et SC1** : une **structure de voirie souple de faible épaisseur** en enrobé + couche de base / couche de forme sablo-graveleuse noire à marron identifiée jusque 40 à 50 cm de profondeur.

En SC1, la couche d'enrobé récupérée (± 6 cm d'épaisseur), est apparue très dégradée / déstructurée, se distinguant difficilement de la couche de base également constituée de gravillons noirs jusqu'à 30 cm :



Le complexe enrobé + couche de base apparaît d'environ 20 cm d'épaisseur en SP1, et l'épaisseur de couche de forme d'environ 30 cm.

Il s'agit là d'une constitution standard minimale envisageable sur sol support suffisamment portant / peu déformable ;

- **En SP1 et SC1** : des **argiles marron à marron gris ocre, légèrement sableuses et à cailloutis / débris de brique**, correspondant à des **faciès remblayés et colluvions éventuels**, rencontrées jusqu'à 1,5 m de profondeur par rapport au terrain actuel (TA) – jusqu'aux cotes approximatives +39,5 à +40,0 m NGF. Ces terrains présentent un aspect plastique, peu / normalement humide, et de consistance molle ;



- **En SP1** : des **argiles plastiques marron**, peu humides à légèrement humides, de consistance molle jusqu'à 4 m de profondeur environ – cote approximative +37,5 m NGF ; puis peu humides et de consistance ferme jusqu'à 8 m de profondeur environ – cote approximative +33 m NGF. Il s'agirait de **colluvions ou résidus de forte altération** ;



- **En SC1** : des **argiles carbonatées marron fermes à raides avec cailloux calcaires jusqu'à 3,5 m** de profondeur environ – cote approximative +37,5 m NGF, puis des **argiles calcaires raides / calcaires argileux (blocs calcaires dans matrice argileuse) marron beige blanc**, correspondant aux **faciès d'altération du Calcaire à Astéries**, rencontrés jusqu'à la fin du carottage à 4,4 m (refus au carottier poinçonneur). Ces terrains sont apparus peu humides ;



- **Au-delà de 8 m en SP1** : des **argiles calcaires raides / calcaires argileux beiges humides à très humides**, correspondant au **Calcaire à Astéries plus ou moins altéré**, rencontrés jusqu'à 11 m – cote approximative +30 m NGF ;



puis des **argiles carbonatées / marneuses très raides gris verdâtre à bleutées très humides à saturées en eau**, attribuées au **Calcaire à Astéries**, rencontrées jusqu'à la fin du forage à 12 m (arrêt).

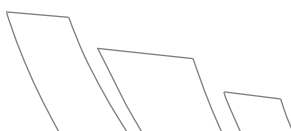


Remarques :

Contrairement au sondage carotté SC1, les descriptions susmentionnées pour le forage SP1 se basent sur des remontées partielles de cuttings issus d'un forage en petit diamètre (Ø 63 mm). La précision des interfaces pour ce type d'investigation est au mieux d'une vingtaine de centimètres. La coupe lithologique établie en SP1 doit donc être considérée comme indicative.

Les forages étant ponctuels et les échantillons prélevés en SP1 étant remaniés, ils peuvent ne pas être parfaitement représentatifs de l'état en place des formations (en particulier pour les argiles d'altération calcaires). Il reste difficile de juger correctement de la proportion en fines (argiles, limons, ...) et de la taille / abondance des éléments grossiers (cailloutis, blocs ou cordons marno-calcaires, ...).

Les remblais peuvent présenter des hétérogénéités et des variations d'épaisseur très marquées sur l'emprise du projet, notamment au voisinage des réseaux / structures enterrées (assis entre 2,5 et 4 m de profondeur).



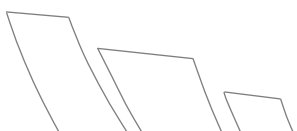
De même, des variations notoires d'épaisseur et de profondeur des limites de couches peuvent affecter les faciès d'altération et le toit du substratum.

Comme le montre les sondages (notamment planche photographique SC1), les assises calcaires présentent une altération différenciée / potentiellement karstique, impliquant des hétérogénéités de nature et compacité très marquées et aléatoires au sein de la formation (argiles et blocs). Il est tout autant possible rencontrer de passages calcaires indurés que d'horizons fracturés ou fortement altérés à décomprimés, voire vides francs à différentes profondeurs.

En ce sens, il apparaît une distinction notable entre les faciès argileux de consistance molle à ferme rencontrés jusqu'à 8 m de profondeur en SP1 et les faciès d'altération argilo-calcaires fermes à raides rencontrés dès 1,5 m de profondeur en SC1, confirmée par les mesures de résistances mécaniques, sachant que ces points de reconnaissance tous 2 sur la zone affaissée sont seulement distants de 6 m.

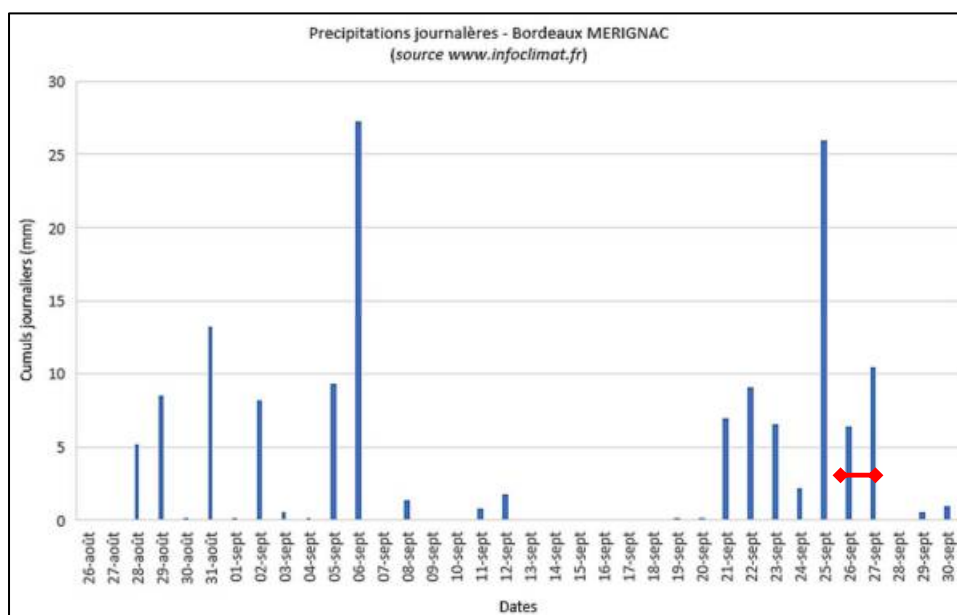
Des coupes interprétatives de faciès traversés sont fournies sur les fiches d'essais au pénétromètre dynamique jointes en annexes, établies vis-à-vis des résistances mécaniques mesurées, et à considérer avec toute la réserve qui s'impose.

Une particularité est à noter concernant les échantillonnages du carottage SC1 : nous constatons à l'ouverture des gaines une reprise des terrains superficiels (remblais et colluvions argileuses plastiques molles) à la redescente de l'échantillonneur après chaque passe, qui se matérialise par la présence des argiles superficielles au-dessus des retombées de gravillons noirâtres de la structure de voirie (se produisant après chaque extraction), et traduisant vraisemblablement une tendance forte au fluage et/ou gonflement des argiles superficielles plastiques qui resserrent le trou de forage déjà réalisé aux passes précédentes, et qui sont reprises à la redescente (cf. planche photographique du carottage SC1) :



2.2 Niveaux d'eau

Il convient de souligner que l'intervention sur site réalisée les 26 et 27 septembre 2024 s'est effectuée en période relativement pluvieuse au regard de la saison, avec notamment 2 épisodes significatifs à plus de 20 mm de précipitations journalières les 6 et 25 septembre, et une période pluvieuse sur 5 jours consécutifs du 21 au 27 septembre.



Au moment de l'intervention, nous n'avons pas rencontré de niveau d'eau établi jusqu'à l'arrêt du carottage SC1 à 4,4 m.

Un niveau d'eau non stabilisé – mesuré en fin de forage – a été relevé à 11,2 m/TA en SP1 – cote approximative +30,1 m NGF.

Les terrains superficiels traversés (remblais / colluvions / faciès d'altération) sont apparus peu à légèrement humides. Une humidité relative est notée au sein des remblais superficiels jusqu'à 1,5 m/TA en SC1.

Nous n'avons aussi pas relevé de traces d'humidité particulière au relevage des tiges d'essais pénétrométriques.

Ces constats de court terme effectués en période pluvieuse suggèrent l'absence de nappe / circulations d'eau notoires sur la hauteur des terrains constituant le talus.

La présence de la nappe ou de circulations d'eau semble s'établir en profondeur au sein du Calcaire à Astéries peu altéré à très raide, à environ 3 m de profondeur par rapport au pied de talus.

Au regard du contexte (relief haut, terrain en pente), des données bibliographiques du BRGM sur le secteur (zone de sensibilité faible, absence de sources / résurgences répertoriées), et des observations faites sur site lors de l'intervention (terrains peu humides à normalement humides en période pluvieuse, couverture argileuse relativement peu perméable), **nous retenons en l'état que le risque de présence d'eau impactant le talus et les aménagements existants est faible / très faible.**



Toutefois en l'absence de données complémentaires et chronique piézométrique locale acquise sur le long terme, ces observations ponctuelles ne permettent pas en l'état de statuer catégoriquement sur la possibilité ou non de nappe / circulations d'eau pas dans les terrains du talus, qui **peuvent éventuellement apparaître / s'établir après une longue période de précipitations, avec des chemins d'écoulements préférentiels en fonction de la porosité / état d'altération ou fracturation des terrains.**

Un équipement piézométrique provisoire a été installé dans le sondage SP1, pour permettre des contrôles ultérieurs selon nécessité (*non prévu à ce stade et non intégré à la présente mission*).

2.3 Caractéristiques géomécaniques

Les valeurs pressiométriques mesurées en **SP1** au droit de l'affaissement se résument comme suit :

Unité litho. (Classe de sol EC7)		Prof. (m/TA)	Cote approx. (m NGF)	Nb valeurs	Essais pressiométriques					
					E _M (MPa)			PI* (MPa)		
					Min	Max	Moy. h	Min	Max	Moy. h
H1a	Remblais et Colluvions argileuses <i>molles</i>	+41,0 à +37,0	+41,0 à +37,0	3	1,4	2,7	1,8	0,23	0,28	0,25
H2a	Altération argileuse <i>molle à ferme</i>	+37,0 à +33,0	+37,0 à +33,0	3	5,8	10,7	8	0,40	0,84	0,6
H2c	Altération argilo-calcaire <i>ferme à raide</i>	+33,0 à +30,0	+33,0 à +30,0	2	17,1	27,0	21	1,68	2,47	2,0
H3	Argile calcaire / marneuse <i>très raide</i>	+30,0 à ≤ +29,0	+30,0 à ≤ +29,0	1	80,3		-	3,75		-

Il en ressort :

- des caractéristiques mécaniques très faibles et des terrains très déformables jusqu'à 4 m de profondeur environ ;
- des résistances moyennes jusqu'à 8 m ;
- et des résistances relativement bonnes au-delà.



Les essais au pénétromètre dynamique **P1 à P5** et **Pd1 à Pd5** ont permis de vérifier la compacité des terrains sur l'emprise de la zone sinistrée et sur la hauteur du talus. Les profils de résistances de pointe q_d établis indiquent :

- en partie haute sur la zone affaissée (essai P1) :
des terrains superficiels de compacité très faible / décomprimés avec $q_d \leq 1$ à 2 MPa jusqu'à 3,5 m de profondeur environ – cote approximative +37,5 m NGF, en concordance avec les résultats du sondage pressiométrique SP1 ;
- en partie haute aux extrémités de la zone affaissée (essais P2-P3) :
des terrains superficiels de compacité faible à moyenne en P2 (coté sud) avec $q_d = 3$ à 4 MPa jusqu'à 2,5 m de profondeur environ – cote approximative +38,0 m NGF,
des terrains superficiels de compacité faible en P3 (coté Nord) avec $q_d = 2$ à 3 MPa jusqu'à 4,0 m de profondeur environ – cote approximative +38,5 m NGF, en concordance avec les résultats du sondage pressiométrique SP1 ;
- au-delà de 3 à 4 m de profondeur en partie haute sur et aux extrémités de la zone affaissée (essais P1-P2-P3) :
des résistances dynamiques rapidement bonnes à élevées au droit de tous les essais avec $q_d > 6$ à 10 MPa ayant conduit aux refus entre 4,6 et 5,8 m, indiquant la présence du substratum argilo-calcaire plus ou moins altéré / à blocs à faible ou moyenne profondeur, contrairement aux résultats du sondage pressiométrique SP1.

Remarques :

Tous les sondages et essais en partie haute montrent des caractéristiques mécaniques faibles jusqu'à 3 m de profondeur environ, mais la décompression des terrains de surface argileux plastiques apparaît très prononcée en SP1-P1 (affaissement le plus important).

La présence des terrains argilo-calcaires relativement portants à partir de 3 à 4 m explique sans doute la bonne tenu apparente des réseaux et regards EP / EU assis vers ces profondeurs.

Les différences de résistances et de nature lithologiques associées mises en évidence entre les essais pénétrométriques et le sondage pressiométrique suggèrent une altération différenciée, potentiellement en entonnoir et sensiblement plus profonde en SP1 sur l'affaissement le plus marqué.

- sur la pente (essais Pd1 à Pd5) :
des résistances dynamiques rapidement moyennes à bonnes au droit de pratiquement tous les essais avec $q_d > 4$ à 8 MPa – notamment sur les 2 premiers mètres de terrains, indiquant la présence du substratum argilo-calcaire plus ou moins altéré / à blocs à très faible profondeur ;
une **altération plus ou moins marquée** apparaît en **Pd1-Pd2** vers les cotes approximatives +35 à +32 m NGF ; de résistance moyenne en Pd1 avec $q_d = 4$ à 5 MPa ; de résistance faible en Pd2 avec $q_d \leq 2$ à 3 MPa où apparaît un **passage très faible / décomprimé de 40 à 50 cm d'épaisseur à +34 m NGF**.



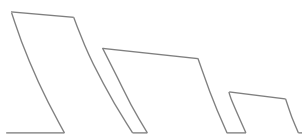
Des terrains de résistance moyenne sont traversés en **Pd4-Pd5** – positionnés à l'arrière du muret en pied de talus, jusqu'aux refus communs à la cote approximative +33 m NGF que nous attribuons la présence potentielle du talon de la semelle de fondation du muret (soutènement supposé en _I).

- en pied de talus sur la voirie basse (essais **P4 et P5**) :
- une résistance élevée sur 50 à 60 cm d'épaisseur avec **qd > 10 à 20 MPa** attribuée à la structure de voirie ;
- des résistances dynamiques faibles à moyennes jusqu'à 2 à 3 m de profondeur – cote approximative +30,5 m NGF avec **qd = 3 à 5 MPa** attribuées à des colluvions potentielles ou argiles calcaire d'altération ;
- des résistances relativement bonnes au-delà avec **qd ≥ 10 MPa** correspondant au substratum argilo-calcaire peu altéré et marno-calcaire très raide.

Les reconnaissances et mesures de résistance mécaniques indiquent dans l'ensemble :

- des terrains argileux de résistance faible à très faible jusqu'à 3 à 4 m de profondeur environ sous toute la voirie haute, avec une décompression prononcée en SP1 et P1 sur la zone affaissée ;
- le Calcaire à Astéries plus ou moins altéré (argilo-calcaire) constitue le talus, de résistance assez rapidement moyenne à bonne – au moins sur la pente et en pied, et en accord avec le constat de la bonne tenue générale apparente du talus ;
- la présence vraisemblable d'altérations prononcées / anomalies karstiques potentielles en profondeur suggérées par les faibles résistances relatives décelées notamment en Pd2 et rencontrées jusqu'à 8 m en SP1.

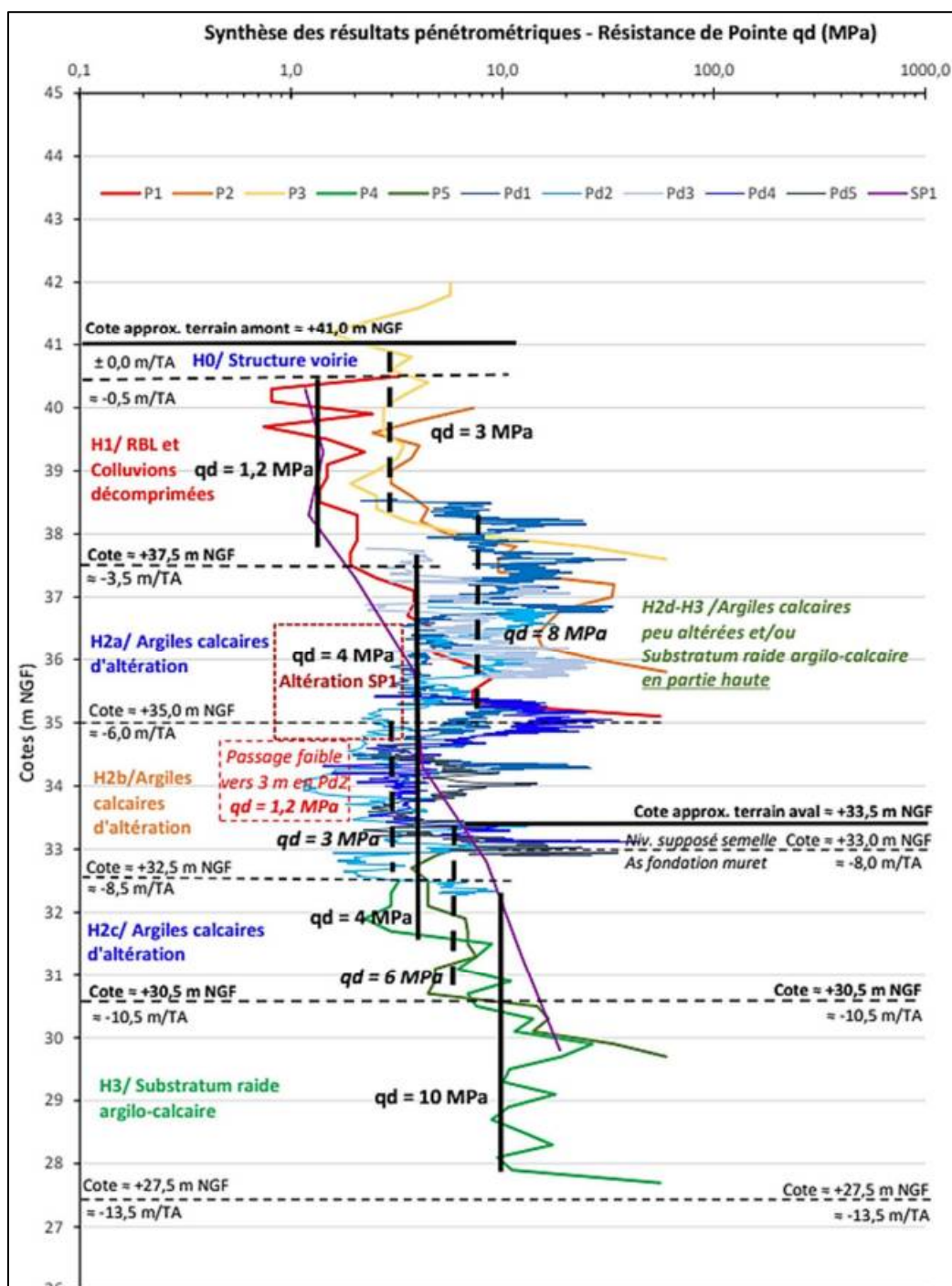
Ces mesures indiquent une possible altération en entonnoir du Calcaire à Astéries, voire une possible évolution progressive d'anomalie profonde remontant vers la surface et produisant l'affaissement constaté.



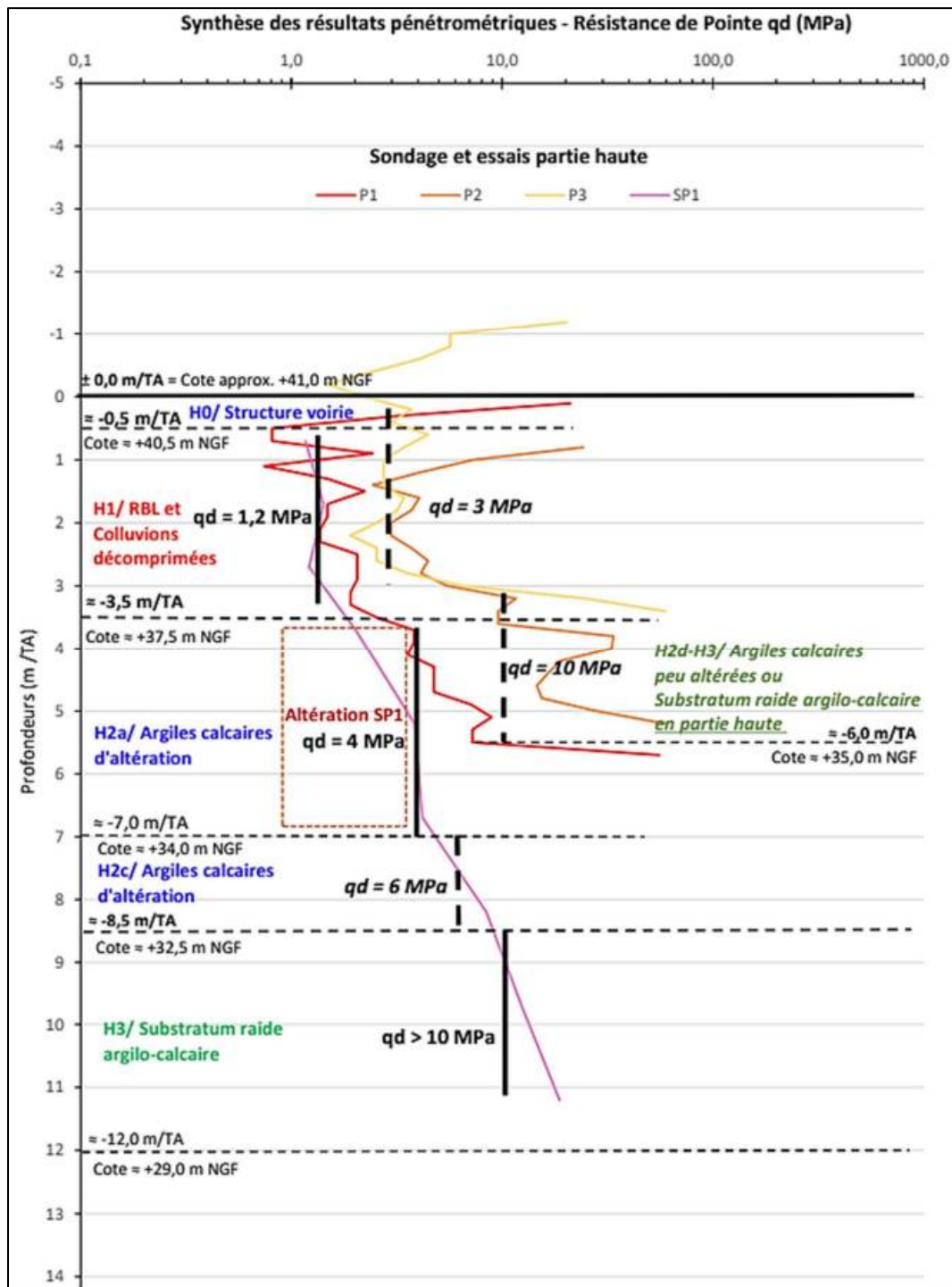
2.4 Profils de résistances et synthèses graphiques

Le report des profils de résistances sur les synthèses les graphiques ci-après illustrent les caractéristiques des terrains mises en évidence (*équivalences résultats pressiométriques / pénétrométriques établis avec $q_d = P_l \times 5$*) et figurent le modèle de terrain établi à l'issue des reconnaissances :

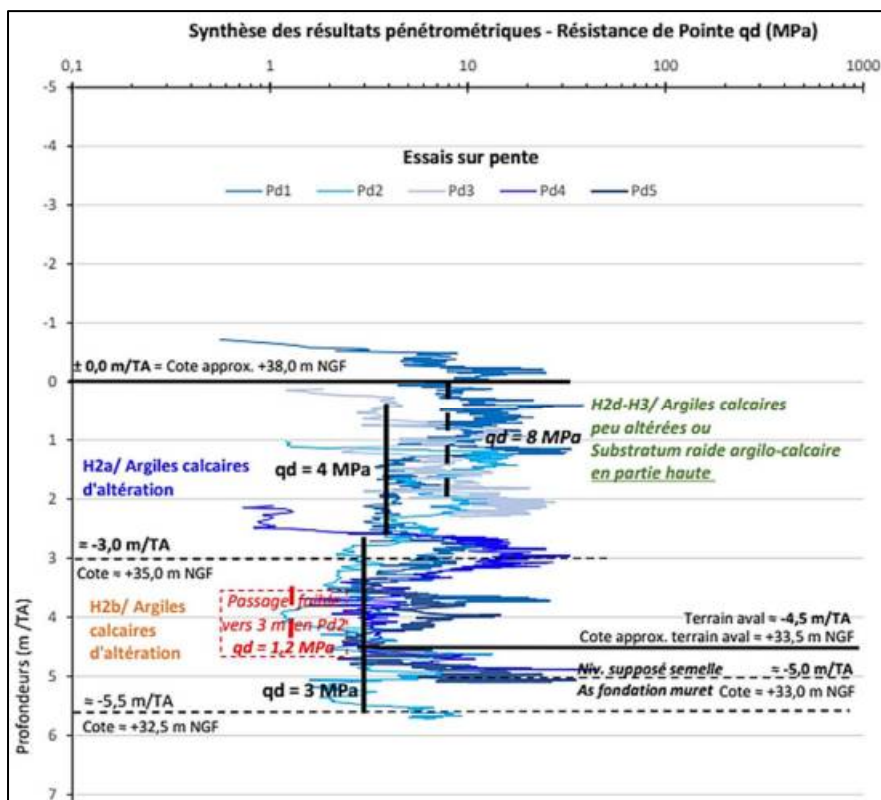
2.4.1 Report vertical des profils de résistance



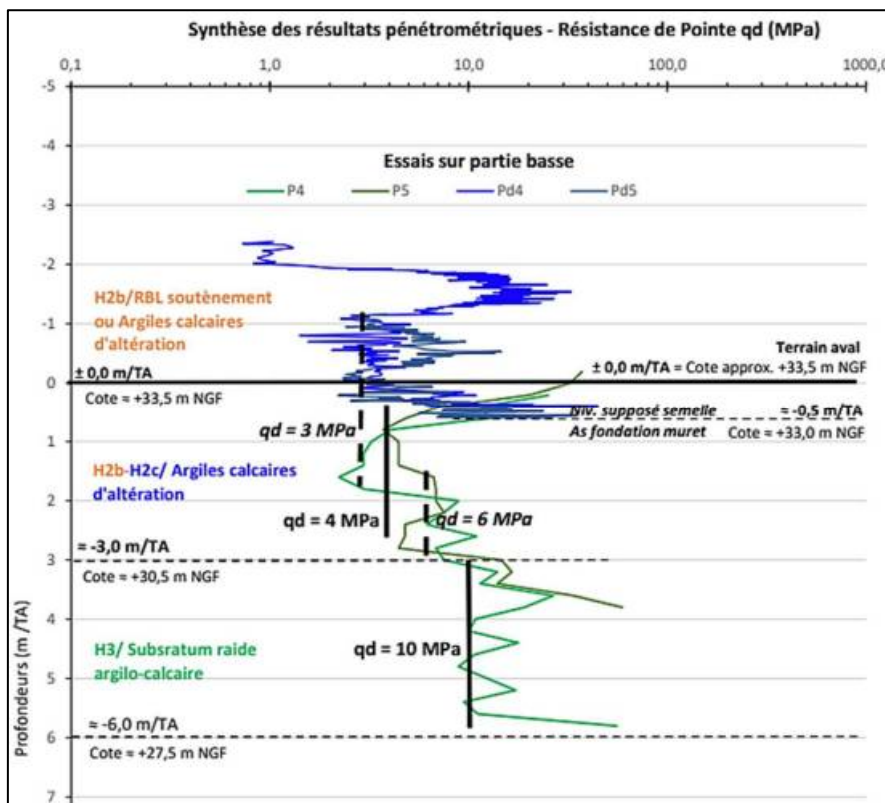
2.4.2 Profils en partie haute – SP1-P1-P2-P3



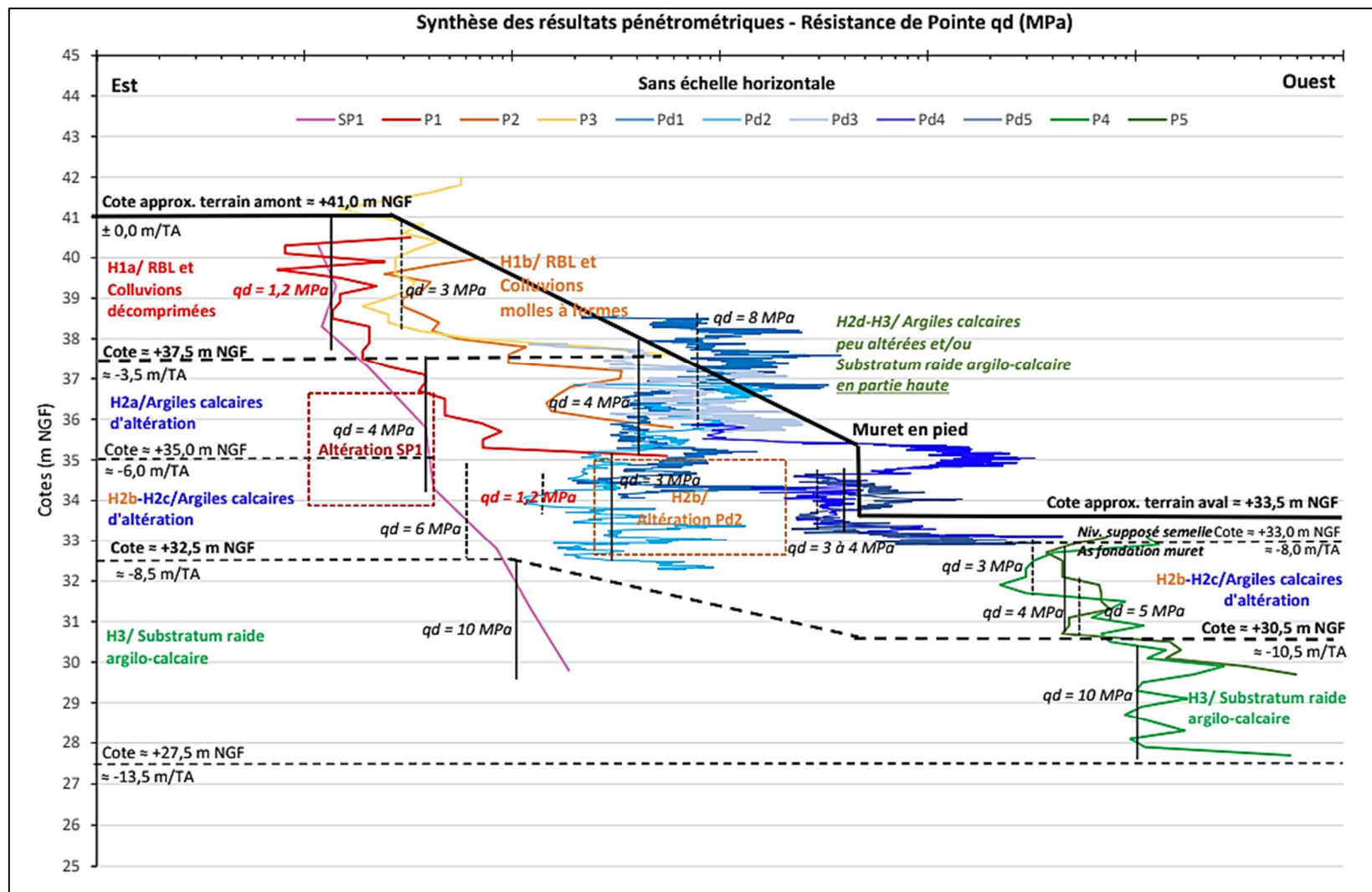
2.4.3 Profils sur la pente – Pd1 à Pd5



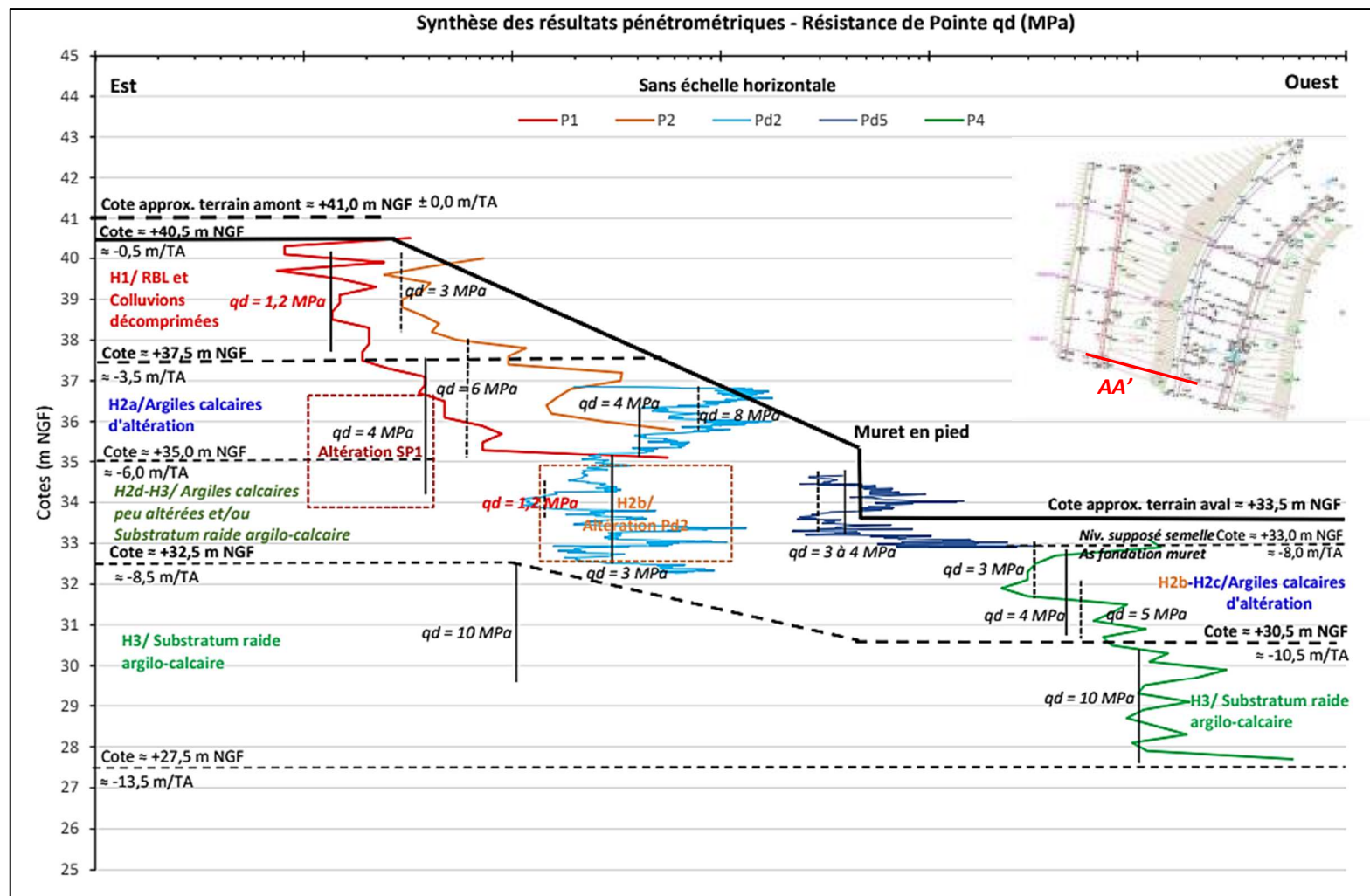
2.4.4 Profils en pied de talus – P4-P5



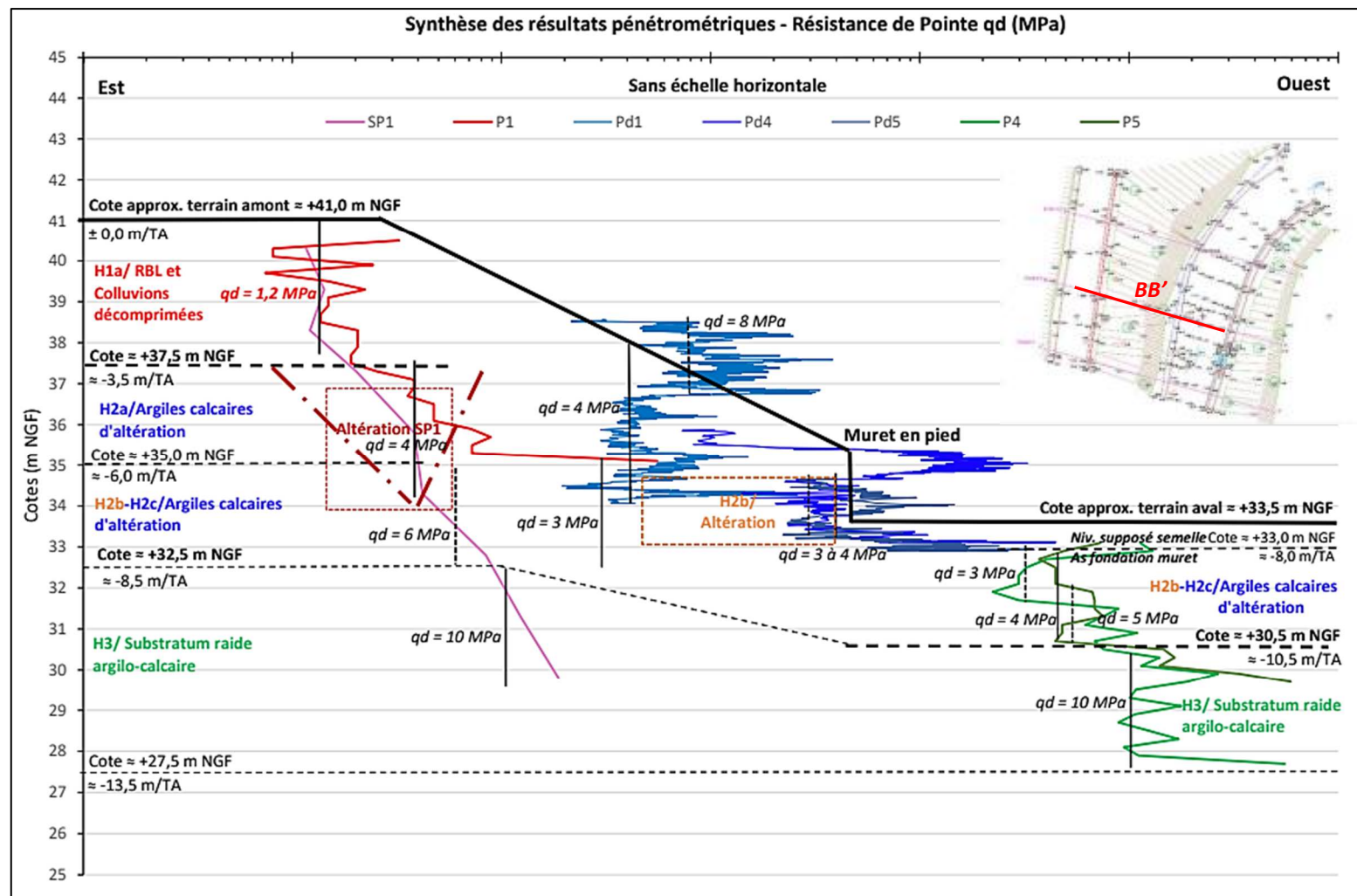
2.4.5 Report des profils de résistance en travers



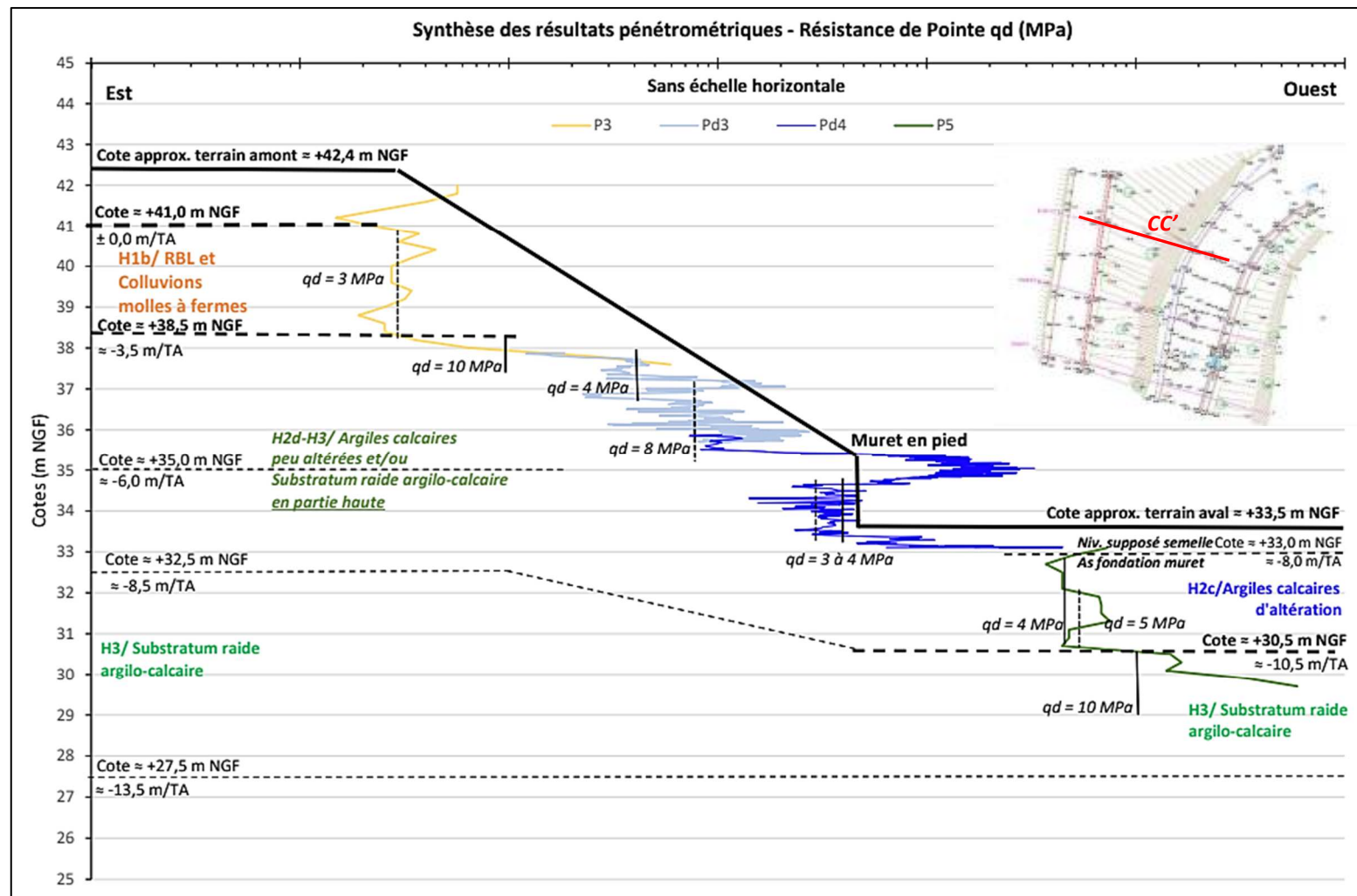
2.4.6 Profil en travers AA' coté Sud – P1-P2-Pd2-Pd5-P4



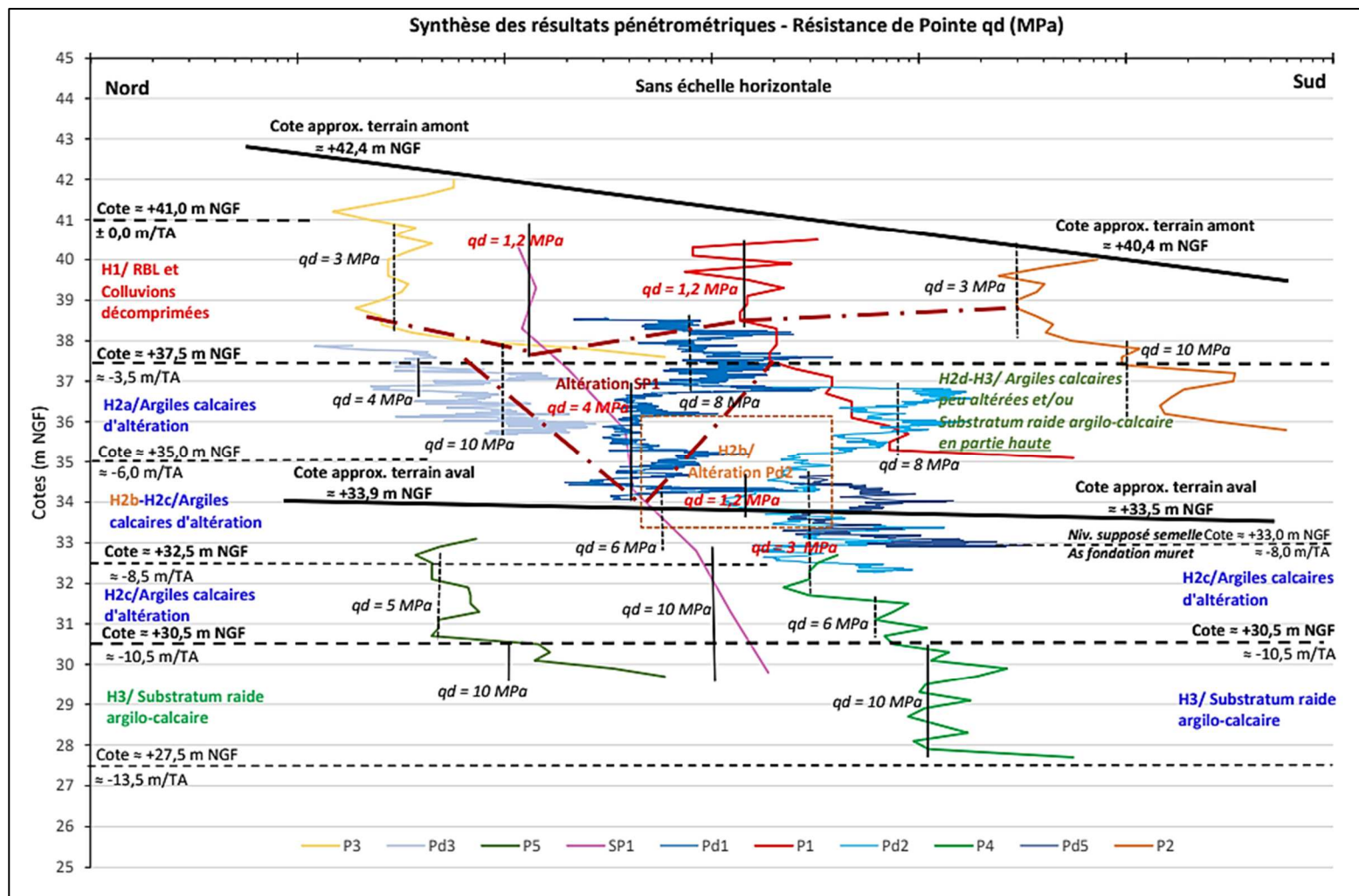
2.4.7 Profil en travers BB' centre – SP1-P1- Pd1-Pd4-Pd5-P4-P5



2.4.8 Profil en travers CC' coté Nord – P3-Pd3-Pd4-P5



2.4.9 Report des profils de résistance en long



2.5 Résultats des analyses en laboratoire

2.5.1 Identification GTR

1 échantillon de sols remaniés prélevés à l'issu du sondage SP1 au sein des colluvions / altération argileuse plastique a été porté au laboratoire pour identification selon la classification GTR 92 du guide SETRA/LCPC.

Les résultats de ces essais sont joints en annexe, et récapitulés dans le tableau suivant :

Sondage		SP1
Profondeurs (m/TA)		1,5 – 5,0
Faciès		Argile sableuse à cailloutis calcaires marron gris
Teneur en eau (%)		21,1
Passant à 10 mm (%)		100,0
Passant à 5 mm (%)		98,6
Passant à 1 mm (%)		88,3
Passant à 80 μm (%)		53,3
Limites d'Atterberg	w_L (%)	47
	w_P (%)	17
	I_P (%)	30
Classification GTR 92		A3

Il se confirme des sols de catégories **A3** : « **Argiles très plastiques** » au sein des faciès d'altération rencontrés jusqu'à 5 m en SP1.

Les sols de catégorie A3 sont sensibles aux variations hydriques et présentent un **risque notoire de retrait-gonflement – aléa fort avec $I_P > 25$ %**, très cohérents / très peu perméables et collants / glissants à l'état humide, pouvant induire des difficultés notoires de traficabilité / mise en œuvre.

Ces terrains peuvent absorber ou perdre une quantité significative d'eau (seuil de plasticité w_P à 17 % et seuil de liquidité w_L à 47 %).

Nous relevons que la teneur en eau naturelle de l'échantillon $w_{\text{nat}} = 21$ % **reste relativement peu élevée malgré les conditions pluviométriques au moment de l'intervention**, notamment au regard du seuil de plasticité $w_P = 17$ %, confirmant une humidité relative limitée et un état hydrique moyen.

Toutefois, comme le suggèrent les observations faites à l'ouverture des gaines du carottage SC1, ces terrains argileux très plastiques et très peu compacts ont une tendance forte au fluage et/ou malgré l'humidité relative limitée.



2.5.2 Essais de cisaillement CD

2 échantillons intacts prélevés à l'issu du carottage SC1 au sein des altérations argileuses à argilo-calcaires ont été envoyés en laboratoire pour détermination des paramètres intrinsèques par essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Le détail des analyses est disponible en annexes, et récapitulé dans le tableau suivant :

Echantillon Profondeurs (m/TA)	E1 1,8 – 1,9 m	E2 2,7 – 2,8 m
Angle de frottement φ'	27° au pic 29° au final	24° au pic 22° au final
Cohésion C'	13 kPa au pic 5 kPa au final	20 kPa au pic 16 kPa au final

Les résultats obtenus sont globalement convergents, et les valeurs mesurées dans la fourchette des valeurs habituellement obtenues pour les types de terrains testés.

Les valeurs d'angle de frottement interne sont moyennes, concordantes avec la nature argileuse quelque peu enrichie en fraction sableuse / cailloutis, et **concordantes avec les pentes naturelles existantes sur la zone d'étude**.

La cohésion drainée des matériaux apparaît significative, moyenne en E1 à quelque peu élevée en E2, en concordance avec la nature argileuse de consistance molle à ferme.

NOTA : Le paramètre de cohésion des matériaux découle des propriétés de tension ionique pour les argiles pures (=> aspect collant), ou résulte de la cimentation carbonatée pour les dépôts sédimentaires anciens d'origine marine ou lacustre (argiles marneuses à marnes calcaires).

Le paramètre de cohésion est très sensible / délicat, car il peut évoluer / s'altérer de manière de façon plus ou moins rapide et prononcé au niveau des couches superficielles qui ne sont plus confinées et exposées aux agents météoriques.



3 ANALYSES ET AVIS SUR LES CAUSES IMPUTABLES A L'APPARITION DES DESORDRES

A l'issu du recueil de données et des interprétations faites, il apparait notamment :

- un site avec des pentes dont l'inclinaison reste plutôt habituelle (20 à 30°), et une correspondance avec les mesures d'angles de frottement interne des matériaux en laboratoire ;
- l'absence de signes caractéristiques suggérant une instabilité générale notoire / rupture de talus par glissement rotationnel ou glissement plan, ainsi que l'absence de désordres particuliers au niveau des regards et canalisations des réseaux EP / EU ;
- le Calcaire à Astéries plus ou moins altéré (argilo-calcaire) constitue le talus, de résistance assez rapidement moyenne à bonne – au moins sur la pente et en pied, et en accord avec le constat de la bonne tenue générale apparente du talus ;
- des terrains argileux de résistance faible à très faible jusque **3 à 4 m** de profondeur environ **sous toute la voirie haute**, avec une **décompression prononcée en SP1 et P1 sur la zone d'affaissement la plus marquée**. Ces terrains argileux plastiques très peu compacts présentent une **tendance forte au fluage et/ou gonflement ;**
- une **voirie souple de constitution structurelle minimale** envisageable sur sol support suffisamment portant / peu déformable, cependant **insuffisante** dans un contexte de terrains superficiels argileux remblayés / colluvionés / altérés de résistance faible et très sensibles au retrait-gonflement sur 3 à 4 m d'épaisseur ;
- l'absence de nappe / circulations d'eau notoires sur la hauteur des terrains constituant le talus au moment de notre intervention (constats de court terme en période pluvieuse). La mesure de teneur en eau naturelle effectuée sur les argiles plastiques en SP1 confirme une humidité relative limitée. Toutefois les circulations d'eau peuvent éventuellement apparaître / **s'établir après une longue période de précipitations avec des chemins découlement préférentiels ;**
- la problématique d'affaissement de la voirie est a priori relativement ancienne, montrant une dynamique lente et un comportement ductile / fluant (concordant avec les caractéristiques des matériaux), avec toutefois une évolution significative récente au cours de la saison automnale / hivernale 2023 – 2024, qui s'est caractérisée par d'intenses précipitations ;
- des **altérations prononcées / anomalies karstiques potentielles en profondeur** suggérées par les faibles résistances relatives décelées notamment en **Pd2** et rencontrées jusqu'à **8 m en SP1**.

Au regard de ces données et de l'évolution constatée des désordres, nous attribuons la cause de **l'affaissement de voirie** à une **possible évolution d'anomalie karstique profonde remontant vers la surface et produisant l'affaissement constaté** (altération en entonnoir, « soutirage »).

Les précipitations intenses et durables de la saison automnale / hivernale 2023 – 2024 auront potentiellement conduit à la réactivation / accentuation de la dynamique d'affaissement lente et ancienne par effets d'hydratation ou circulations d'eau / lessivage affectant les anomalies karstiques potentielles et s'établissant après une longue période pluvieuse.

En l'état, nous n'avons pas décelé d'anomalie majeure / vide franc au droit des sondages et sur les hauteurs investiguées.



Il reste toutefois aujourd'hui impossible de se prononcer catégoriquement sur la présence / importance / étendue des possibles anomalies karstiques et leur risque dévolution résiduelle ou amplifiée.

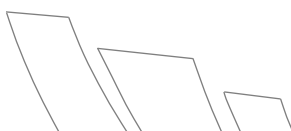
Seule une faiblesse ponctuelle relativement marquée est décelée vers 3 m en Pd2 dans la pente, et la présence d'une forte altération argileuse en SP1 où l'affaissement est le plus marqué.

Au regard de ces seuls sondages, le risque d'anomalie majeure avec vide franc et d'un possible mouvement de terrain important consécutif sont considérés faibles.

Il pourra toutefois être souligné la présence d'un léger orniérage avec faïençage sous passage de roues sur la moitié Est non affaissée et un début de fissuration au niveau du virage en partie haute de la voirie, pouvant traduire ou pouvant avoir comme origine une extension d'anomalie dans le Calcaire à Astéries altéré.

Pour lever les incertitudes résiduelles, il sera nécessaire de procéder à des reconnaissances complémentaires, du type mesures géophysiques électriques (panneaux de tomographie), permettant d'investiguer un grand volume de terrain et détecter des anomalies de résistivité.

Outre la problématique potentielle d'évolution anomalie karstique profonde, il apparaît que **les sols supports de voirie ont des propriétés physiques et géomécaniques peu favorables jusqu'à 3 m** de profondeur environ (y compris en P2-P3 aux extrémités de la zone affaissée). **La constitution de la structure de voirie actuelle reste relativement faible et assez peu adaptée au contexte,** pouvant aisément conduire à l'apparition / développement à moyen terme d'affaissements et orniérages sous passages de roues, même sous faible trafic.



4 EVALUATIONS DE STABILITE GENERALE DU TALUS

4.1 Préambule

Des calculs de facteurs de sécurité dans la configuration actuelle ont été effectués à l'aide du logiciel TALREN-V5® (équilibre des poids / moments moteurs et résistants - mécanisme de rupture circulaire - méthode de calcul de BISHOP) pour évaluer la stabilité de talus, suivant les 2 profils topographiques établis au droit de la zone affaissée : coupe AA' coté Sud et BB' au centre.

Les déformations et caractéristiques des terrains semblent moins critiques suivant le profil CC' coté Nord.

Pour rappel, les résultats des calculs de stabilité de pente aboutissent à déterminer un coefficient de sécurité global vis-à-vis du glissement F_s , vérifié avec :

- $F_{s_{min}} \geq 1,0$ suivant les règles Eurocodes 7 ouvrages courants en combinaison d'actions fondamentales : calculs avec coefficients de sécurité 1,25 appliqués sur les paramètres intrinsèques des sols ϕ' et C' ;
- $F_{s_{min}} \geq 1,5$ suivant les règles Traditionnelles / Situations définitives : calcul unitaire sans coefficient de sécurité appliqués sur les paramètres intrinsèques ;
- $F_{s_{min}} \geq 1,3$ suivant les règles Traditionnelles / Situations provisoires.

Il convient de rappeler que les modèles d'étude pour les différents profils, dont les résultats de facteurs de sécurité calculés dépendent entièrement des géométries de couches et paramètres géomécaniques introduits, sont nécessairement établis avec un certain nombre d'hypothèses / corrélations / extrapolations, définies de notre interprétation et appréciation des résultats d'investigations obtenus en l'état.

Les géométries et continuités ou non des couches en dehors des points investigués sont proposées avec toute réserve (par exemple à l'amont de la zone affaissée – moitié Est de la voirie). L'acquisition éventuelle de données complémentaires (ex : tomographie électrique) permettra d'affiner la connaissance du site et les modèles de calcul.

Les paramètres géotechniques de calcul introduits pour les sols sont récapitulés ci-après :

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3					
γ_w : 10.0					
Couches de sol					
	Nom	Couleur	γ	ϕ	c
1	H1a/ RBL et Colluvions décomprimées		19,0	20,00	10,0
2	H1b/ RBL et Colluvions molles à fermes		19,0	25,00	10,0
3	H2a/ Altération argilo-calcaire ferme		19,0	27,00	10,0
4	H2b/ Altération argilo-calcaire molle à ferme		19,0	25,00	10,0
5	H2c/ Altération argilo-calcaire ferme à raide		19,0	29,00	15,0
6	H2d/ Altération calcaire résiduelle raide		20,0	30,00	10,0
7	H3/ Substratum argilo-calcaire raide		21,0	30,00	20,0

Les fiches / résultats de calculs sont joints en annexes.



Il pourra être noté que le muret de soutènement en pied de talus n'est pas pris en compte (situation de calculs défavorables).

Les situations vérifiées sont :

- [1] - Situation - sans surcharge voirie - sans eau (*nappe en profondeur dans le Calcaire à Astéries raide*) ;
- [2] - Situation - sans surcharge voirie - avec eau (*nappe à -1,5 m /TA : situation extrême, a priori peu représentative de la réalité*) ;
- [3] - Situation - avec surcharge voirie 10 kPa (1,0 t/m² réparti) - sans eau ;
- [4] - Situation - avec surcharge voirie 10 kPa (1,0 t/m² réparti) - avec eau.

4.2 Résultats de calculs de facteur de sécurité

4.2.1 Profil 1 – AA' coté Sud

Pour ce calcul, il a notamment été considéré :

- en référence aux essais P2-P1 en partie haute :

des colluvions argileuses de compacité faible à moyenne **H1b/** jusqu'à 3 m

2	H1b/ RBL et Colluvions molles à fermes		19,0	25,00	10,0
---	--	--	------	-------	------

des colluvions ou altérations argilo-calcaires de compacité moyenne **H2a/** jusqu'au moins 4 m

3	H2a/ Altération argilo-calcaire ferme		19,0	27,00	10,0
---	---------------------------------------	--	------	-------	------

des faciès d'altération fermes à relativement compacts **H2c/ H2d/** et le substratum **H3/** au-delà

5	H2c/ Altération argilo-calcaire ferme à raide		19,0	29,00	15,0
6	H2d/ Altération calcaire résiduelle raide		20,0	30,00	10,0
7	H3/ Substratum argilo-calcaire raide		21,0	30,00	20,0

- en référence aux essais Pd2-Pd1 sur la pente, et à l'essai P4 en pied de talus :

des colluvions ou altérations argilo-calcaires de compacité moyenne **H2a/** sur les 2 premiers mètres d'épaisseur dans la pente

3	H2a/ Altération argilo-calcaire ferme		19,0	27,00	10,0
---	---------------------------------------	--	------	-------	------

puis une couche d'altération argileuse molle à ferme **H2b/** entre 2,5 et 4 m de profondeur

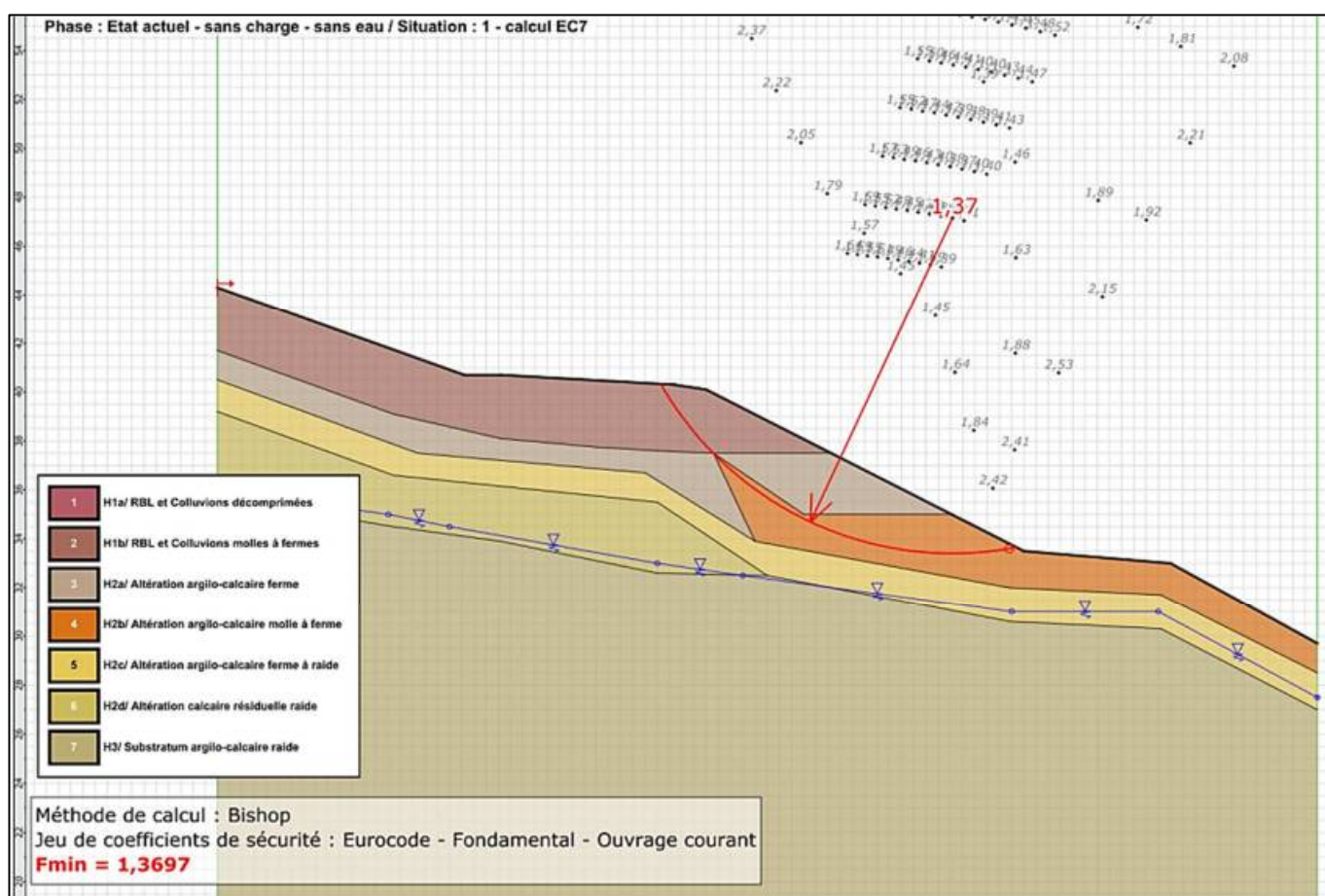
4	H2b/ Altération argilo-calcaire molle à ferme		19,0	25,00	10,0
---	---	--	------	-------	------

avec une remontée ponctuelle de ces terrains vers la crête de talus ainsi qu'une continuité de ces terrains au pied de talus et vers l'aval.

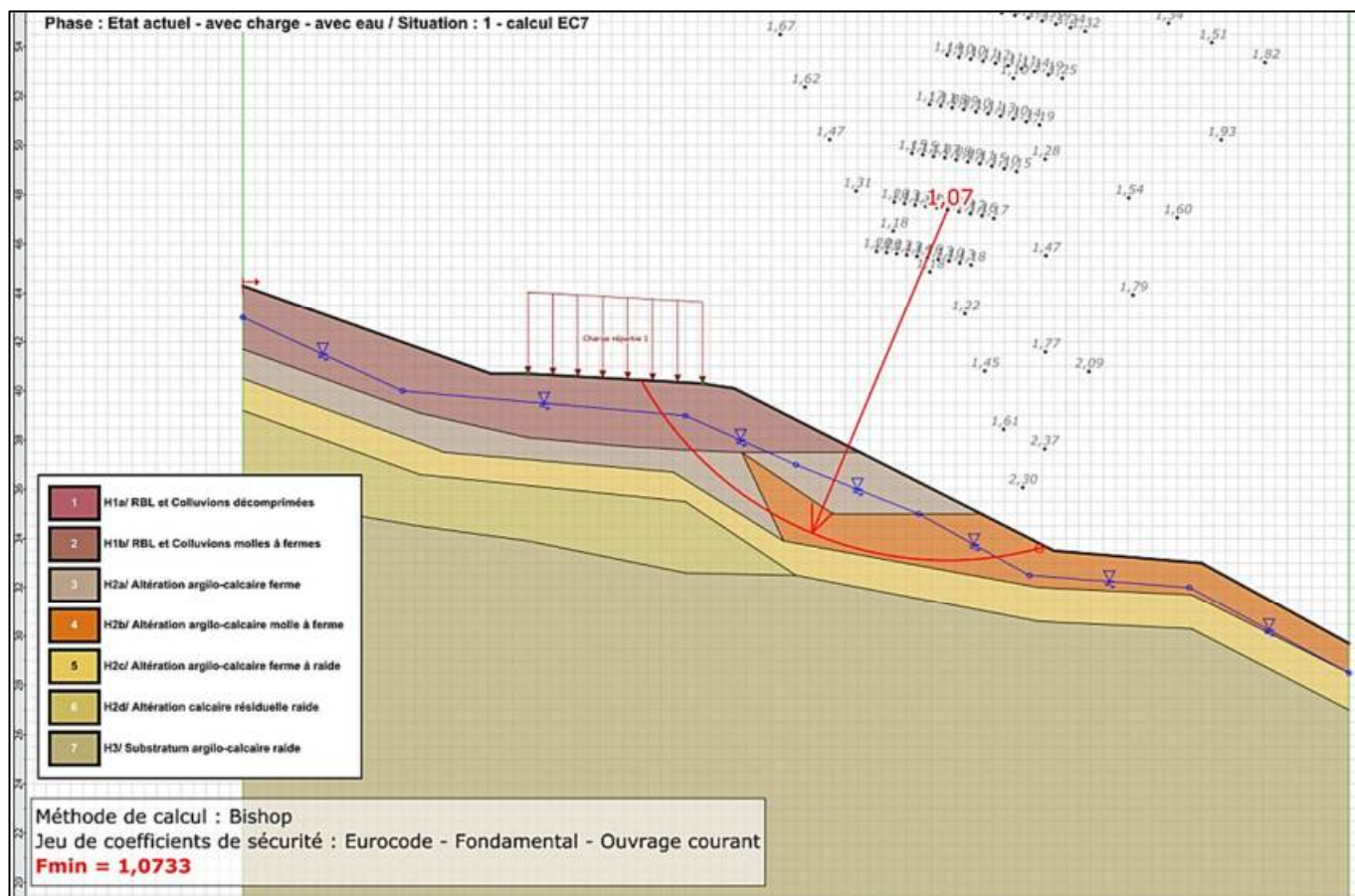


Les résultats sont récapitulés et illustrés ci-après :

$F_{s_{min}}$ calculés vis-à-vis de la rupture circulaire	Calcul EC7	Calcul TRADI.
Situation [1] : sans charge – sans eau	$F_s = 1,37$	$F_s = 1,88$
Situation [2] : sans charge – avec eau	$F_s = 1,14$	$F_s = 1,56$
Situation [3] : avec charge – sans eau	$F_s = 1,32$	$F_s = 1,80$
Situation [4] : avec charge – avec eau	$F_s = 1,07$	$F_s = 1,47$



Calcul EC7 – Situation [1]



Calcul EC7 – Situation [4]

Avec le modèle géométrique et les paramètres de calcul introduits, interprétés des observations et mesures effectuées (faciès argileux et argilo-calcaires mous à fermes jusque 4 à 6 m de profondeur avec $\varphi' = 25$ à 27° et $C' = 10$ kPa), **les facteurs de sécurité long terme sont vérifiés** pour le profil 1 défini et toutes les situations considérées.

L'influence de la surcharge répartie 10 kPa reste très limitée avec réduction de l'ordre de 5 % du facteur de sécurité.

La prise en compte d'une hypothèse extrême de nappe haute à -1,5 m/TA induit une réduction de 17 % du facteur de sécurité, sans remise en cause de la stabilité générale.

Ces résultats stables s'expliquent notamment du fait des angles de frottement interne concordants avec la pente du talus, et la part de cohésion.



4.2.2 Profil 2 – BB' au centre

Pour ce calcul, et par rapport au précédent profil 1, il a notamment été considéré :

- en référence aux sondages **SP1-P1** en partie haute :

des colluvions argileuses décomprimées **H1a/** jusqu'à **3,5 m** sur la moitié Ouest affaissée de la voirie

1	H1a/ RBL et Colluvions décomprimées	19,0	20,00	10,0
---	-------------------------------------	------	-------	------

une couche d'altération argileuse molle à ferme **H2b/** jusque 7 à 8 m de profondeur

4 H2b/ Altération argilo-calcaire molle à ferme 19,0 25,00 10,0, constituant un volume significatif du talus avec continuité en pied et vers l'aval ;

- en référence aux essais **Pd1-Pd2-Pd3** sur la pente :

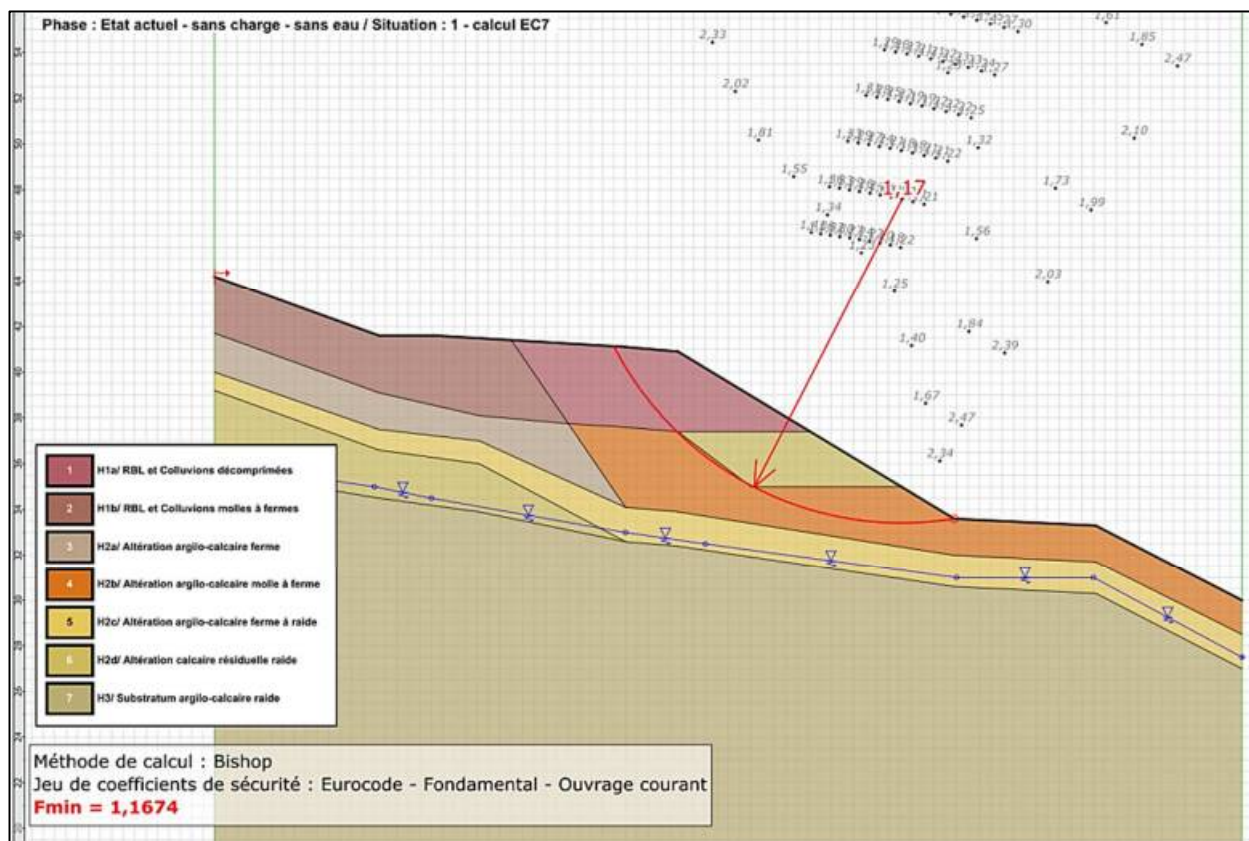
des altérations argilo-calcaires de compacité moyenne à bonne **H2d/** sur les 2 premiers mètres d'épaisseur dans la pente

6	H2d/ Altération calcaire résiduelle raide	20,0	30,00	10,0
---	---	------	-------	------

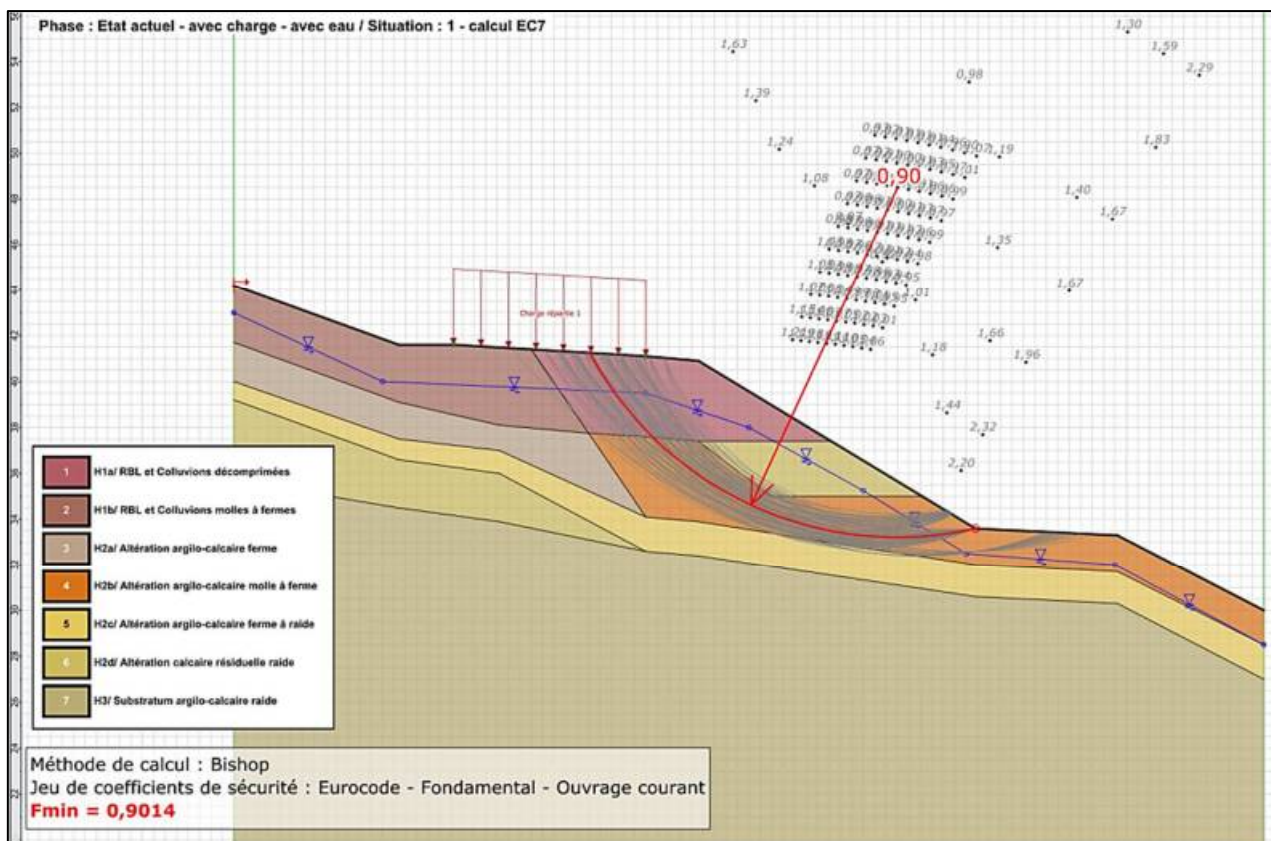
Les résultats sont récapitulés et illustrés ci-après :

F _s _{min} calculés vis-à-vis de la rupture circulaire	Calcul EC7	Calcul TRADI.
Situation [1] : sans charge – sans eau	F _s = 1,17	F _s = 1,60
Situation [2] : sans charge – avec eau	F _s = 0,94	F _s = 1,30
Situation [3] : avec charge – sans eau	F _s = 1,14	F _s = 1,55
Situation [4] : avec charge – avec eau	F _s = 0,90	F _s = 1,23





Calcul EC7 – Situation [1]



Calcul EC7 – Situation [4]

Par rapport au précédent profil 1, la réduction des propriétés géomécaniques dans le profil 2 pour les colluvions affaissées H1a/ (-20 % sur l'angle de frottement interne) et l'augmentation du volume des argiles d'altération molles à fermes H2b/, induit une réduction de 15 % du facteur de sécurité.

Ce résultat s'explique notamment du fait des angles de frottement interne proches ou inférieurs à la pente du talus. Cette diminution de 15 % découlant du modèle géométrique et paramètres de calcul retenus se répercute à toutes les situations.

Avec le modèle géométrique et les paramètres de calcul introduits (faciès argileux et argilo-calcaires mous jusque 7 à 8 m de profondeur avec $\phi' = 20$ à 25° et $C' = 10$ kPa), **les facteurs de sécurité long terme restent vérifiés en situations sans eau.**

Les facteurs de sécurité requis à long terme ne sont pas atteints avec la prise en compte d'une hypothèse extrême de nappe haute à -1,5 m/TA.

Il se vérifie néanmoins que **l'équilibre limite reste assuré dans cette configuration défavorable avec $F_{s\min\text{ TRADI}} > 1,0$** (calcul unitaire sans coefficients de sécurité appliqués aux sols), **et atteint pratiquement par ailleurs le facteur de sécurité recherché pour les situations provisoires $F_{s\min\text{ TRADI}} > 1,3$** ($F_{s\min}$ calculés 1,30 et 1,23 en situations [2] et [4]).

Il pourra être noté une étendue des cercles de rupture « critiques » (en gris sur la sortie graphique de situation [4]) intéressant la moitié Ouest de la voirie aujourd'hui affaissée et impactant le pied de talus / la voirie basse. Il pourra être rappelé à cet égard qu'aucun désordre / signe de mouvement n'affecte la partie basse sur la zone d'étude.

A l'issu de ces calculs préliminaires, la stabilité générale du talus n'est pas considérée précaire ou critique – en mécanisme de rupture circulaire.

En l'état des mesures effectuées, il demeure cependant que le caractère décomprimé et argileux plastique des terrains superficiels implique un risque de déformations par fluage non maîtrisables / non quantifiable sous l'effet d'hydratation et / ou application de charges.

Soulignons enfin que l'existence éventuelle d'anomalies karstiques non détectées à l'issu des reconnaissances ponctuelles réalisées aurait potentiellement une incidence non négligeable sur les résultats en fonction de l'importance / étendue de l'anomalie (extension éventuelle vers la moitié Est de la voirie).

L'acquisition éventuelle de données complémentaires (ex : tomographie électrique) permettra d'affiner la connaissance du site et les modèles de calcul.

Dans tous les cas, une reprise de structure de voirie et un renforcement en crête de talus s'avèrent nécessaire.



5 APPROCHE DES SOLUTIONS ENVISAGEABLES POUR LA REPRISE DE VOIRIE ET SECURISATION DU TALUS

5.1 Préambule – Avis sur les solutions de confortement les plus appropriées au contexte

5.1.1 Sécurisation du talus

Les dispositions usuelles à adopter pour assurer une stabilité de talus consistent en :

- un reprofilage des pentes pour les adapter aux géométries et propriétés des matériaux, lorsque les emprises disponibles le permettent ;
- une amélioration de la gestion des eaux superficielles et des eaux d'infiltration, lorsque cette problématique est identifiée ;
- un renforcement par des dispositifs de blocage du type enrochement ou masque rocheux ;
- ou un renforcement avec dispositifs de soutènement type parois / écrans.

Dans le contexte de l'étude, la définition des solutions envisageables pour sécuriser la stabilité à long terme des talus nécessite en particulier de prendre en compte :

- les hauteurs en jeu et les propriétés des matériaux constitutifs.

Ici il est question d'un talus d'au moins 6 à 8 m de hauteur où il est notamment mis en évidence des faciès argileux plastiques défavorables, très peu compacts à décomprimés sur une épaisseur significative jusque 3 à 4 m de profondeur par rapport à la voirie haute.

Il y a aussi lieu de souligner la forte sensibilité à l'eau, au retrait-gonflement, et au remaniement des terrains constitutifs des talus, dont les propriétés mécaniques peuvent être fortement dégradées après déstructuration des sols en place ;

- les problématiques éventuelles de gestion appropriée et efficace des eaux superficielles / eaux d'infiltration en amont et au niveau des crêtes de talus.

Dans le cas présent et en l'état des données réaccueillies, il n'apparaît pas de problématique particulière en ce sens. Les travaux entrepris devront dans tous les cas intégrer la gestion appropriée et évacuation des eaux de ruissellement ainsi que le maintien hors eaux des sols supports de voirie ;

- les accessibilités à la zone, problématiques d'emprises disponibles en cas de terrassements, et la présence de la végétation existante sur les talus qui participe grandement à leur stabilité et qu'il est souhaitable de préserver autant que possible.

Ici la configuration du site et aménagements existants induisent des sujétions notoires et contraignent les possibilités de terrassements en masse.

La végétation existante serait sans doute nécessairement impactée.

Il y a aussi lieu de souligner la présence de plusieurs réseaux sur la zone (AEP – EP / EU – gaz) susceptibles d'être notoirement impactés par des travaux avec terrassements en masse ;



- l'importance des chargements potentiels en tête de talus, en phases de réalisation et en phase définitive.

Il faut noter que l'application de surcharges en partie hautes, ne serait-ce par le poids volumique de matériaux de substitution ou confortement par enrochement, est de nature à réduire les facteurs de sécurité par augmentation des moments moteurs déstabilisants.

Dans le cas de dispositifs de renforcements du type enrochement apportant un poids important – d'autant plus que la hauteur est grande, il faut prévoir la nécessité d'assurer une assise stable avec ancrage sur des terrains résistants (au minimum vers 4 m de profondeur depuis la voirie haute), et par principe prévoir une embase démarrante depuis le pied de talus.

En première approche et avec un dispositif de stabilisation éventuel en enrochement, il y aurait lieu de prévoir une hauteur totale imposante du dispositif de l'ordre de 4 à 8 m. Habituellement, il faut considérer une largeur minimale en base d'enrochement de l'ordre de 1/3 à 1/2 de la hauteur – soit potentiellement au moins de l'ordre de 2 à 3 m – pour assurer les justifications de stabilité en poinçonnement / glissement / renversement.

Ainsi, tenant compte des contraintes et sujétions notoires à prendre en compte dans le cas d'une stabilisation du talus par enrochement et afin de s'affranchir de l'impact de travaux en terrassements de masse, **nous proposons la sécurisation de la crête de talus vis-à-vis du risque de glissement ou fluage par la mise en fiche de profilés constituant un « soutènement par inclusions »**.

Le choix de la technique la plus appropriée devra prendre en compte la compacité des terrains, qui dans le cas présent peuvent induire des difficultés et sujétions techniques notoires pour les mises en fiche (passages à blocs calcaires indurés). Au regard des caractéristiques des terrains, les techniques de réalisation par battage ou fonçage / vibro-fonçage seront inappropriées. Il y a lieu de prévoir des **techniques de mise œuvre avec forages préalables**.

Les techniques et méthodes de réalisation appropriées devront être proposées par les entreprises de travaux spécialisées en la matière selon les moyens dont elles disposent et suivant les configurations particulières du projet et les contraintes du site. Dans tous les cas, les techniques et procédés employés devront permettre d'atteindre les profondeurs de fiches définies en conception.

Une ébauche dimensionnelle de soutènement calculé en paroi berlinoise avec profilés métalliques est présentée à titre d'exemple dans le cadre de cette étude (§ 5.2), pour permettre en première approche une évaluation qualitative et quantitative des contraintes de réalisation.

Un large panel de techniques et matériels peut être mis en œuvre. Des solutions alternatives justifiées pourront être envisagées et proposées par les entreprises de travaux en phase d'étude d'exécution. Les calculs justificatifs devront être menés en étude d'exécution G3 pour toutes les situations (provisoires et définitives), en tenant compte du phasage de réalisation des terrassements et des ouvrages.

La vérification et le dimensionnement des éléments de structures (ferrillages / profilés, poutre de liaison / liernes), seront effectués par un bureau d'étude spécialisé.

5.1.2 Reprise de la voirie



Pour la reprise de la voirie et avec les faciès argileux très plastiques très peu portants (classe GTR A3) identifiés sur 3 m d'épaisseur au droit des sondages, nous retenons une classe de plateforme **PST1-AR1 en période favorable**, pouvant chuter à **PST0-AR0 à l'état hydrique humide / période défavorable**.

Rappelons qu'il est dans tous les cas recommandé de réaliser les travaux de terrassement et de voiries en période favorable.

Les responsables du projet s'assureront que les sols enrichis en matières organiques / racines / débris végétaux ou anthropiques, ou remaniés / déstructurés lors des travaux, et éventuels points durs soient intégralement évacués et substitués.

Le drainage adapté des eaux pluviales devra être assuré tout au long des travaux et en phase définitive. Les dispositions adéquates devront permettre de maintenir les sols support de voiries hors eaux (réalisation de fossés ou tranchées drainantes, interception / collecte / évacuation des eaux pluviales, ...).

Avant la mise en place de la couche de forme et structure de voirie, il nous paraît opportun de **prévoir le poinçonnement dans la plateforme de terrassement, de matériaux d'apport granulaires de gros calibre (80 à 150 mm), jusqu'au refus ou au moins 40 à 50 cm d'épaisseur en première approche**.

Pour les voiries légères et lourdes de faible trafic, la **couche de forme sera d'au moins 40 cm d'épaisseur** (tenant compte du poinçonnement préalable de la plateforme) et constituée en **matériaux d'apport granulaires insensibles à l'eau** soigneusement compactés par couches élémentaires de 20 cm maximum (par exemple graves alluvionnaires propres D2/D3 ou graves calcaires R21/R22 de granulométrie 0-31,5 mm), avec **intercalation d'un géotextile anti-contaminant** entre la plateforme de terrassement poinçonnée et les matériaux d'apport.

NOTAS : Ce pré-dimensionnement de couche de forme est donné à titre indicatif. Les épaisseurs de couches de forme devront potentiellement être ajustées au moment des travaux, selon l'état hydrique et la portance effective des matériaux.

Pour une voie de circulation à faible trafic pour véhicules légers / poids lourds nous considérons une classe de trafic **T5 (jusqu'à 25 PL/jour)** et **un trafic cumulé TC1 à TC2**.

A titre d'exemple, la structure de chaussée à adopter pourrait être la suivante, en référence au Guide de Conception des Espaces communautaires de janvier 2009 établi par La CUB :

NOTA : D'autres guides de conception pourront être choisis pour la définition des structures de voiries à mettre en œuvre (par exemple guide SETRA / LCPC – à définir par la Maîtrise d'ouvrage / Maîtrise d'œuvre / Bureau de contrôle).



B | Structures types à revêtements bitumineux ou asphaltiques

B.1 | Espaces véhicules, espaces transports en commun, espaces partagés avec VL ou PL

Classe de trafic PL	T0	T1	T2	T3	T4	T5 +	T5 -
Catégorie de voie du réseau hiérarchisé CUB (RHV)	1	1	2	3	4	4	4
Type de structure	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	souple
Couche de roulement	3 cm BBTM 0/10	3 cm BBTM 0/10	6 cm BBSG ou BBME 0/10	5 cm BBSG ou BBME 0/10	4 cm BBMa 0/10	6 cm BBSG 0/10	6 cm BBSG 0/10
Couche de liaison	5 cm BBSG ou BBME 0/10	5 cm BBSG ou BBME 0/10	X	X	X	X	X
Couche de base	12 cm GB3 0/14	12 cm GB3 0/14	10 cm GB 3 0/14	10 cm GB 3 0/14	8 cm GB 2 0/14	12 cm GB 2 0/14	20 cm GNT B 0/20
Couche de fondation	15 cm GB 3 0/20	15 cm GB 3 0/20	15 cm GB 3 0/20	10 cm GB 3 0/20	8 cm GB 2 0/14		
Couche de forme	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire
Rappel des niveaux de plateformes retenus pour le dimensionnement des structures	PF3	PF2	PF2	PF2	PF2	PF2	PF2

5.1.3 Traitement d'éventuelles anomalies karstiques importantes (fortes décompressions / vides)

Au regard des données recueillies et de l'évolution constatée des désordres, il apparaît une problématique potentielle d'anomalie karstique profonde évolutive remontant vers la surface et produisant l'affaissement constaté.

En l'état, nous n'avons pas décelé d'anomalie majeure / vide franc au droit des sondages et sur les hauteurs investiguées.

Il reste toutefois aujourd'hui impossible de se prononcer catégoriquement sur la présence / importance / étendue des possibles anomalies karstiques et leur risque dévolution résiduelle ou amplifiée.

Seule une faiblesse ponctuelle relativement marquée est décelée vers 3 m en Pd2 dans la pente, et la présence d'une forte altération argileuse en SP1 où l'affaissement est le plus marqué.

Au regard de ces seuls sondages, le risque d'anomalie majeure avec vide franc et d'un possible mouvement de terrain important consécutif sont considérés faibles.

Il pourra toutefois être souligné la présence d'un léger orniérage avec faïençage sous passage de roues sur la moitié Est non affaissée et un début de fissuration au niveau du virage en partie haute de la voirie, pouvant traduire ou pouvant avoir comme origine une extension d'anomalie dans le Calcaire à Astéries altéré.

Pour lever les incertitudes résiduelles, il sera nécessaire de procéder à des reconnaissances complémentaires, du type mesures géophysiques électriques (panneaux de tomographie), permettant d'investiguer un grand volume de terrain et détecter des anomalies de résistivité.

En cas d'une détection d'anomalie marquée, il peut y avoir nécessité de procéder à un traitement par forages et injections de coulis, suivant une profondeur et un maillage à définir selon les caractéristiques d'anomalie mises en évidence.



5.2 Ebauche dimensionnelle d'une solution de sécurisation de talus par inclusions de profilés

5.2.1 Préambule et Hypothèses de calcul

Les techniques et méthodes de réalisation appropriées devront être proposées par les entreprises de travaux spécialisées en la matière **selon les moyens dont elles disposent** et suivant les configurations particulières du projet et les contraintes du site.

Une ébauche dimensionnelle effectuée à l'aide du logiciel K-REA V4® pour un dispositif de soutènement par inclusion de profilés métalliques calculé en paroi berlinoise, est présentée à titre d'exemple dans le cadre de cette étude, pour permettre en première approche une évaluation qualitative et quantitative des contraintes de réalisation.

Des solutions alternatives justifiées pourront être envisagées et proposées par les entreprises de travaux en phase d'étude d'exécution. Les calculs justificatifs devront être menés en étude d'exécution G3 pour toutes les situations (provisoires et définitives), en tenant compte du phasage de réalisation des terrassements et des ouvrages.

La vérification et le dimensionnement des éléments de structures (ferraillages / profilés, poutre de liaison / liernes), seront effectués par un bureau d'étude structure spécialisé.

Les profilés de la paroi berlinoise seront mis en place après exécution de forages préalables.

Il conviendra d'assurer une **fiche d'ancrage d'au moins 1 m de hauteur dans les faciès argilo-calcaires fermes à raides H2c / H2d** (possibilité de variations notoires de profondeurs et nature / limites de couches à prendre en compte sur la zone d'étude). En première approche, il y a lieu de prévoir des longueurs minimales de profilés de l'ordre de 5 m, pouvant atteindre 8 m.

Les profilés métalliques seront scellés au béton dans le terrain à partir d'une colonne de bétonnage.

Les écrans de soutènements éventuels seront mis en place en partie haute entre les profilés (hauteur libre prise en première approche d'au moins 50 cm dans le cadre de la présente ébauche dimensionnelle).

Le profil étudié est le **Profil 2 - Coupe BB'** en partie centrale, où est retenue une altération argileuse marquée jusque 7 m de profondeur.

A titre d'ébauche préliminaire, les caractéristiques retenues pour le dispositif de soutènement type paroi berlinoise sont les suivants :

- Diamètre de forage $d_{\text{pieux}} = 300 \text{ mm}$ (**technique micropieux**) ; Espacement $e_{\text{pieux}} = 1,0 \text{ m}$.
- Profilés **HE 240 B** : Produit d'inertie $E_i / e_{\text{pieux}} = 23\,646 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$ (*sans prise en compte de l'inertie supplémentaire apportée par le scellement béton*) ;
- obiquité des contraintes : inclinaison de la poussée $\delta/\varphi = 0$ et une inclinaison de la butée $\delta/\varphi = -2/3$ (*hypothèses défavorables avec composante horizontale maximale des poussées*).

La résistance des écrans entre profilés n'est pas prise en compte dans la justification d'équilibre du soutènement (paroi berlinoise avec mobilisation de l'effet de voûte).



La prise en compte de la répartition des efforts sur l'écran est effectuée avec l'option pose de berlinoise du logiciel de calcul. Le dimensionnement et la justification de résistance structurelle des panneaux entre profilés seront établis dans le cadre des études d'exécution.

Au minimum, il devra être prévu une poutre de couronnement ou lierne en tête de profilés pour favoriser la réparation des efforts et l'homogénéité de comportement du dispositif de renforcement.

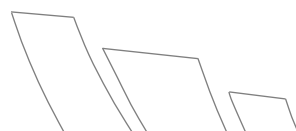
Rappel : *Un large panel de techniques et matériels peut être mis en œuvre. Les techniques et méthodes de réalisation appropriées devront être proposées par les entreprises de travaux spécialisées en la matière selon les moyens dont elles disposent.*

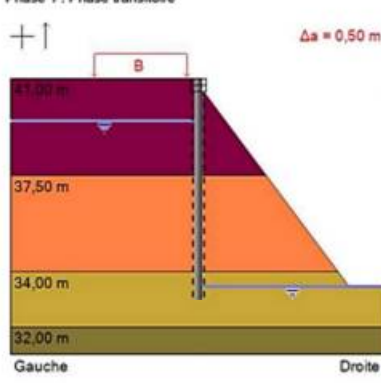
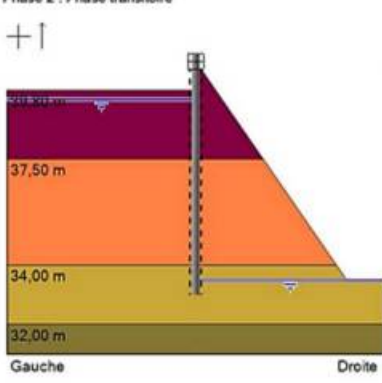
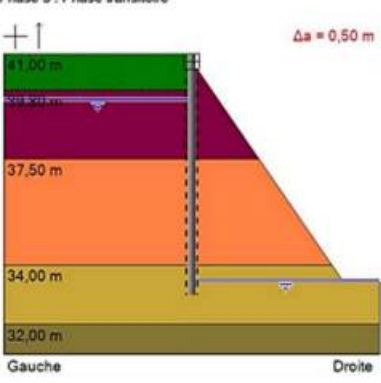
5.2.2 Vérifications de stabilité en équilibre limite de poussés / butées

Le calcul réalisé considère notamment :

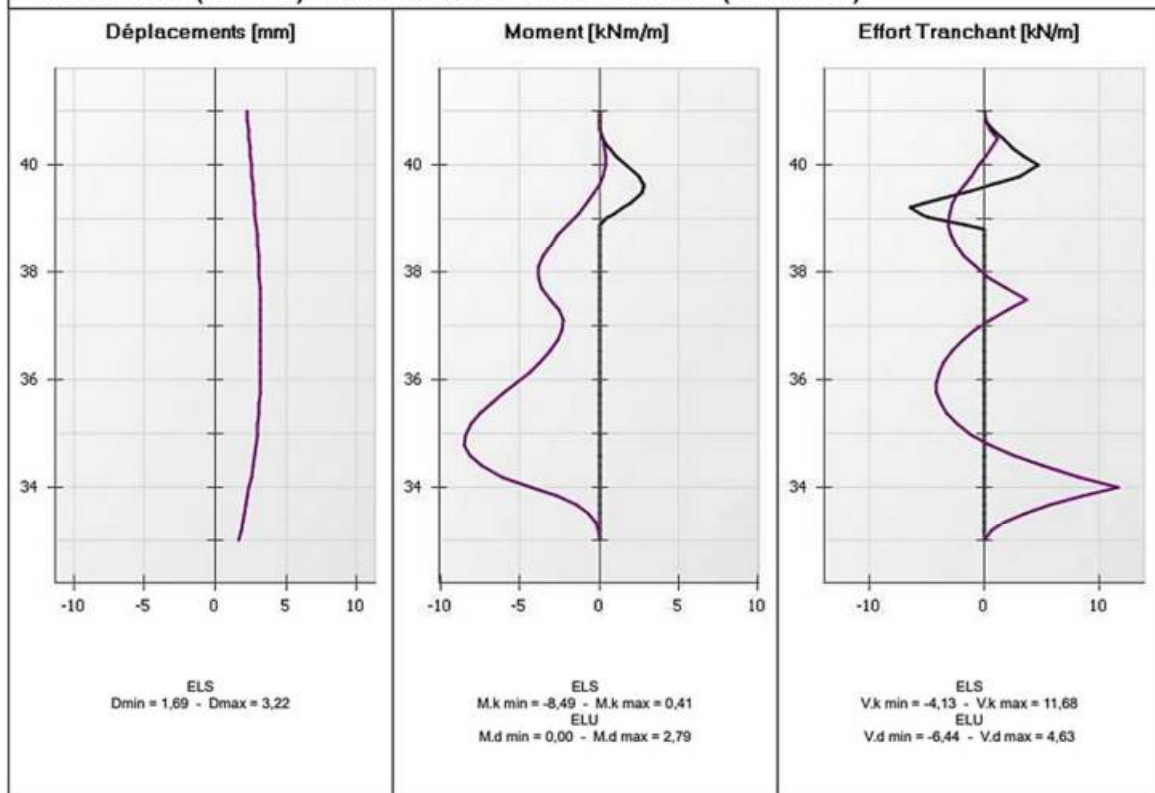
- le **Profil 2 – BB'** défavorable (altération argileuse plastique jusqu'à 7 m), avec des profilés **HE 240 B** de longueur **8 m** et espacement **1 m**, ainsi qu'une hauteur libre soutenue en tête de 50 cm ;
- une surcharge voirie amont de 10 kPa, en recul de **1 m** de la tête de paroi, appliquée sur une largeur de 8 m ;
- la présence d'un niveau d'eau à 1,5 m de profondeur coté amont, et à 7,5 m de profondeur coté aval (hypothèse extrême défavorable) ;
- la purge / substitution potentielle de 1,2 m épaisseur avec matériaux d'apport granulaires ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi' = 32^\circ$) pour la reprise de voirie à l'amont du dispositif ;
- une incertitude de sur-excavation $\Delta a = 50 \text{ cm}$ aux justifications ELU.

La fiche de calculs ELU / ELS est jointe en annexes. Le schéma de calcul et les résultats sont illustrés ci-après :



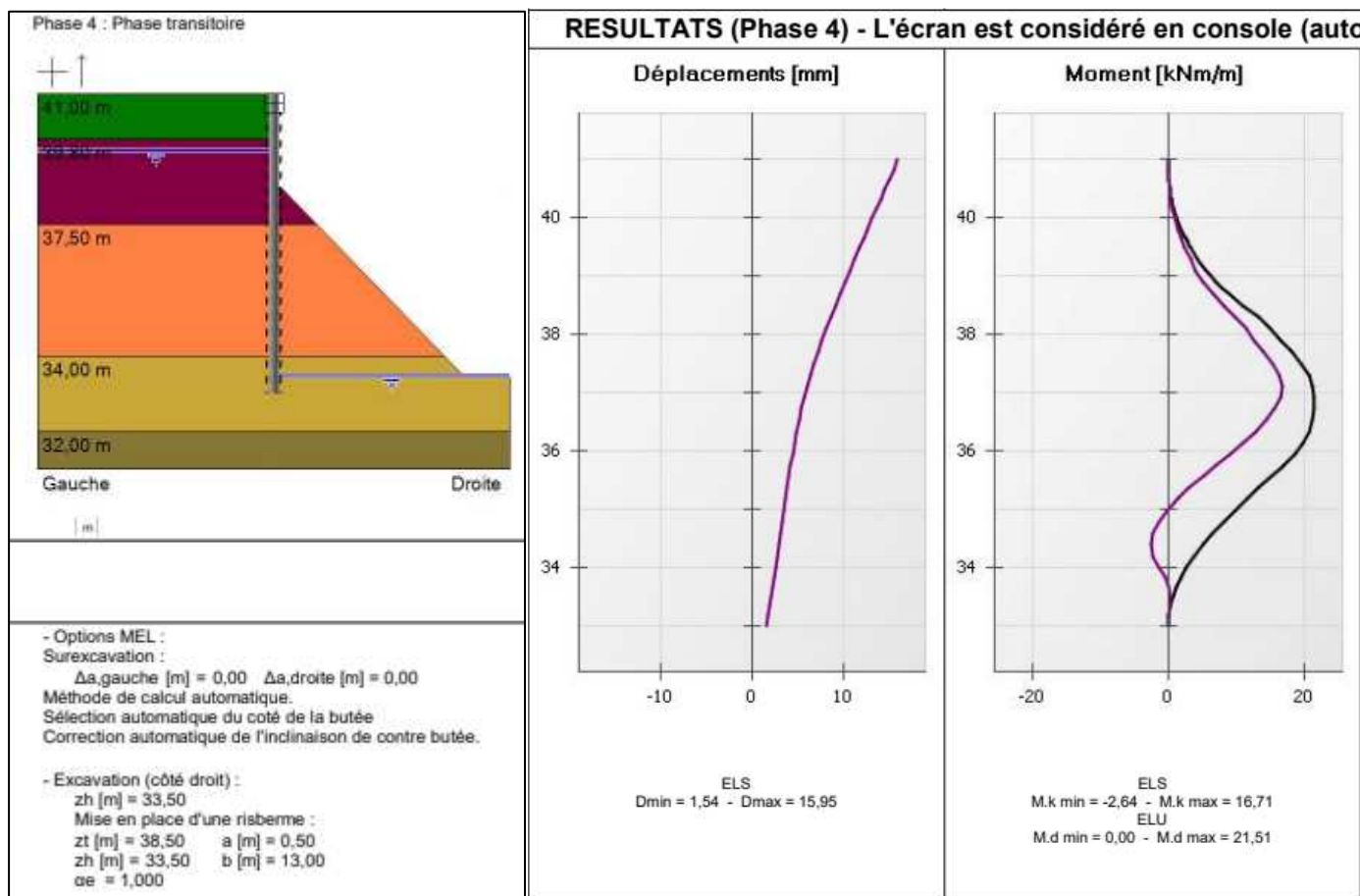
Phase 1 : Phase transitoire	Phase 2 : Phase transitoire	Phase 3 : Phase transitoire
		
- Options MEL : Surexcavation : $\Delta a_{\text{gauche}} [m] = 0,00$ $\Delta a_{\text{droite}} [m] = 0,50$ Méthode de calcul automatique. Sélection automatique du côté de la butée Correction automatique de l'inclinaison de contre butée. - Action hydraulique : (droite) $z_w [m] = 33,50$ - Excavation (côté droit) : $z_h [m] = 33,50$ Mise en place d'une risberme : $z_t [m] = 40,50$ $a [m] = 0,50$ $z_h [m] = 33,50$ $b [m] = 13,00$ $ae = 1,000$ - Pose de blindage (Berlinoise) : $z [m] = 40,50$	- Options MEL : Surexcavation : $\Delta a_{\text{gauche}} [m] = 0,00$ $\Delta a_{\text{droite}} [m] = 0,00$ Méthode de calcul automatique. Sélection automatique du côté de la butée Correction automatique de l'inclinaison de contre butée. - Excavation (côté gauche) : $z_h [m] = 39,80$	- Options MEL : Surexcavation : $\Delta a_{\text{gauche}} [m] = 0,00$ $\Delta a_{\text{droite}} [m] = 0,50$ Méthode de calcul automatique. Sélection automatique du côté de la butée Correction automatique de l'inclinaison de contre butée. - Remblai (gauche) Reprise Structure voirie GNT ep. 1.2 m $z_t [m] = 41,00$ Drainé $\phi [^\circ] = 32,00$ $c [kN/m^2] = 0,00$ $dc [kN/m^2/m] = 0,000$ $\gamma' [kN/m^3] = 10,00$ $\gamma [kN/m^3] = 20,00$ $k_{ay} = 0,308$ $k_{ac} = 0,000$ $k_{py} = 5,942$ $k_{pc} = 0,000$ $k_i = 0,470$ $k_d = 0,470$ $k_r = 0,470$ $kh [kN/m^2/m] = 121715$ $dkh [kN/m^2/m/m] = 0$ $p_{max} [kN/m/m] = 700,00$ $k_{a,min} = 0,100$ Valeurs de calcul MISS: $\phi, d [^\circ] = 32,00$ $c, d [kN/m^2] = 0,00$ $dc, d [kN/m^2/m] = 0,000$ $k_{ay, d} = 0,308$ $k_{py, d} = 5,942$ $k_{ac, d} = 0,000$ $k_{pc, d} = 0,000$ Valeurs de calcul MEL: $\phi, d [^\circ] = 32,00$ $c, d [kN/m^2] = 0,00$ $dc, d [kN/m^2/m] = 0,000$ $k_{ay, d} = 0,308$ $k_{py, d} = 5,942$ $k_{ac, d} = 0,000$ $k_{pc, d} = 0,000$

RESULTATS (Phase 3) - L'écran est considéré en console (autostable)



Il en ressort des déplacements prévisibles ($< 5 \text{ mm}$) et moments / efforts relativement faibles, ce qui s'explique en justifications d'équilibre limite de poussées / butées par la présence de la terre coté talus.

A titre indicatif, il a été vérifié que dispositif de soutènement établi permet d'assurer une stabilité en soutènement jusqu'à 2,5 m de hauteur libre (calcul en transitoire, déplacement en tête de 1,5 à 2 cm) :



Cependant, la mise en fiche avec ancrage d'au moins 1 m de hauteur dans les altérations argilo-calcaires résistantes reste nécessaire pour assurer la stabilité générale externe (ici à 8 m).

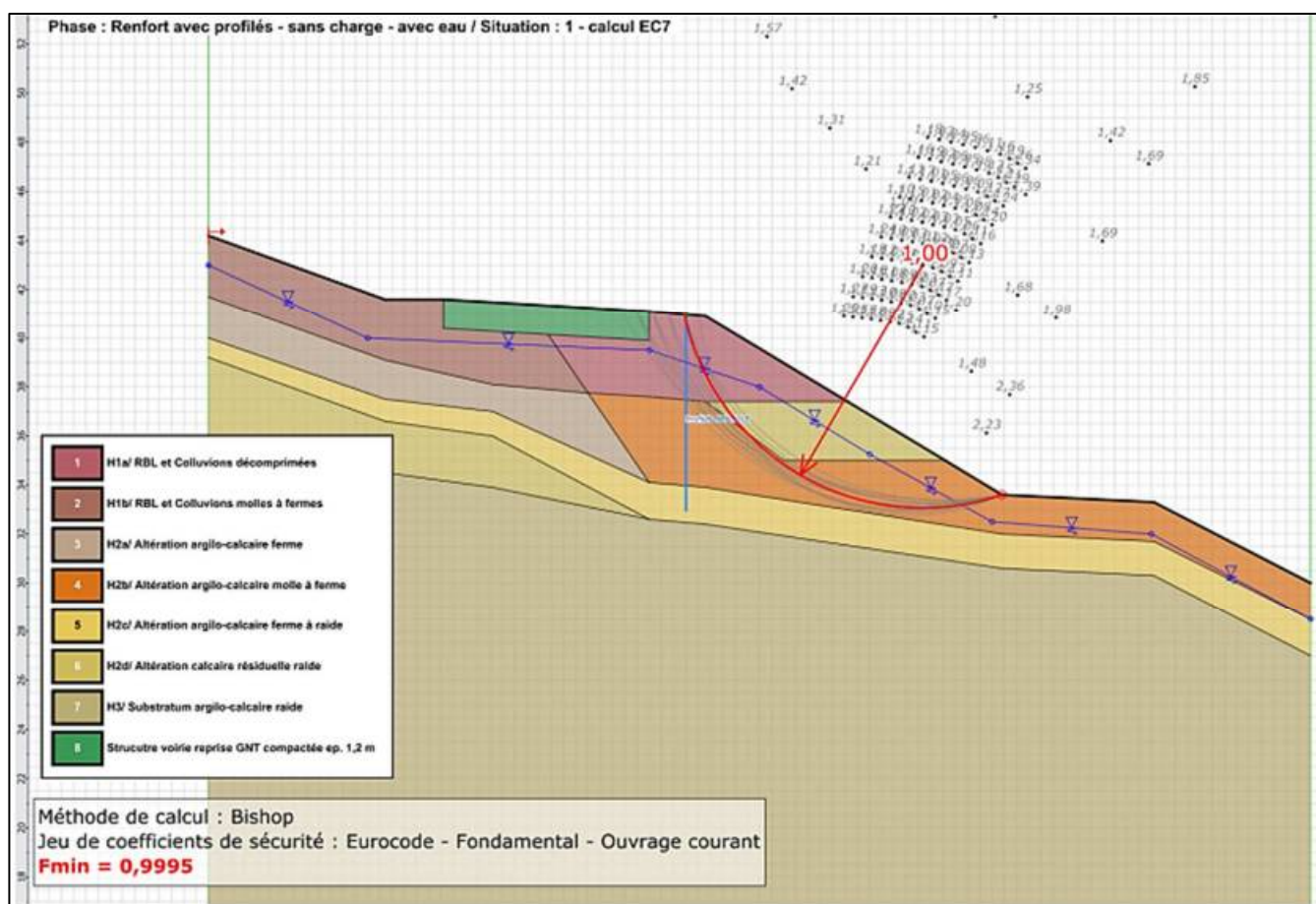


5.2.3 Vérifications de stabilité externe – Effet du renforcement par inclusions de profilés

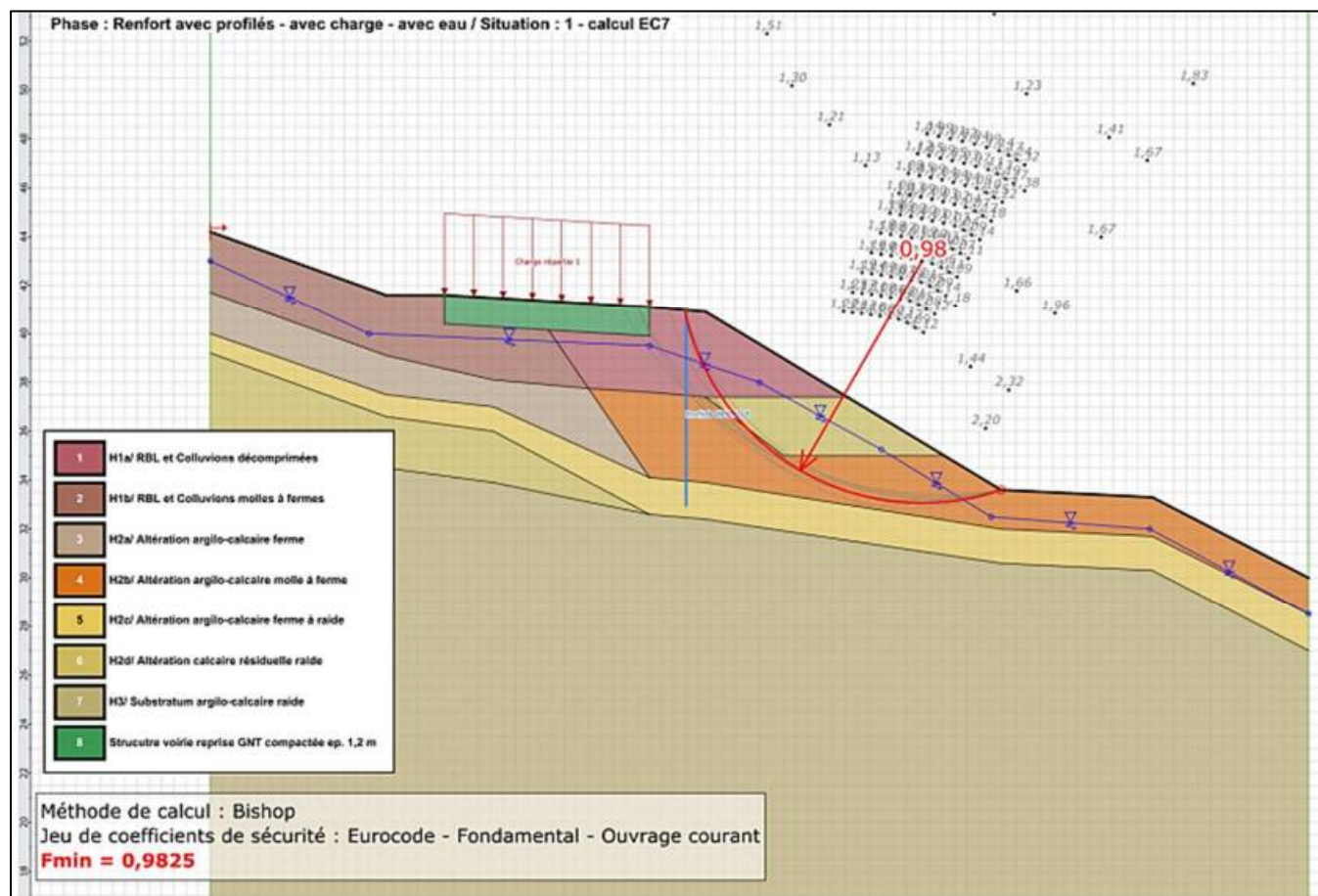
Les calculs de facteur de sécurité du talus vis-à-vis du mécanisme de rupture circulaire ont été repris avec le logiciel TALREN-V5® pour le **profil 2 - BB'** étudié, modélisant le renforcement avec inclusions métalliques HE 240 B longueur 8 m – espacement **1 m** par une famille de **clous verticaux disposés à 80 cm en recul de la crête de talus**.

Les sorties graphiques de calcul sont jointes en annexes. Les résultats sont récapitulés et illustrés ci-après :

Fs _{min} calculés vis-à-vis de la rupture circulaire	Calcul EC7	Calcul TRADI.
Situation [1] : sans charge – sans eau	Fs = 1,23	Fs = 1,70
Situation [2] : sans charge – avec eau	Fs = 1,00	Fs = 1,38
Situation [3] : avec charge – sans eau	Fs = 1,23	Fs = 1,70
Situation [4] : avec charge – avec eau	Fs = 0,98	Fs = 1,35



Calcul EC7 – Situation [2]

**Calcul EC7 – Situation [4]**

Avec le modèle géométrique et les paramètres de calcul introduits, les facteurs de sécurité en situations sans eau s'améliorent un peu – de l'ordre de 5 % (situations déjà stables sans renforcement).

Les facteurs de sécurité en situations avec eau s'améliorent un peu – de l'ordre de 6 à 8 % et atteignent pratiquement le seuil requis de justification de stabilité à long terme dans le calcul avec les règles EC7 avec $F_{s_{min}} = 0,98 \# 1,0$.

Les facteurs de sécurité $F_{s_{min}} > 1,3$ recherchés en calcul TRADI situations provisoires sont atteints.

Au-delà de l'amélioration des facteurs de sécurité vis-à-vis de la rupture par glissement rotationnel, qui apparaît assez limitée, il pourra être souligné que **les cercles critiques de rupture** (en rouge sur les sorties graphiques) **demeurent à l'aval du dispositif de renforcement par inclusions métalliques**.

Le dispositif de renforcement proposé sécurise un peu la stabilité générale du talus (déjà considérée stable en l'état), mais principalement la partie supérieure constituée de faciès argileux plastiques avec tendance au fluage, et la structure de voirie haute.

6 CONCLUSIONS DE L'ETUDE

A l'issue de l'étude réalisée, nous retenons les principales conclusions suivantes :

Les désordres et déformations actuels montrent a priori une dynamique lente et un comportement ductile / fluant. Nous ne relevons pas de signes caractéristiques suggérant une instabilité générale notoire / rupture de talus.

Nous attribuons la cause de l'**affaissement de voirie** à une **possible évolution d'anomalie karstique profonde remontant vers la surface et produisant l'affaissement constaté** (altération en entonnoir, « soutirage »).

Les précipitations intenses et durables de la saison automnale / hivernale 2023 – 2024 auront potentiellement conduit à la réactivation / accentuation de la dynamique d'affaissement.

En l'état, nous n'avons pas décelé d'anomalie majeure / vide franc au droit des sondages et sur les hauteurs investiguées. Il reste toutefois aujourd'hui impossible de se prononcer catégoriquement sur la présence / importance / étendue des possibles anomalies karstiques et leur risque dévolution résiduelle ou amplifiée.

Au regard de seuls sondages réalisés à ce stade, le risque d'anomalie majeure avec vide franc et d'un possible mouvement de terrain important consécutif sont considérés faibles.

Il pourra toutefois être souligné la présence d'un léger orniérage avec faïençage sous passage de roues sur la moitié Est non affaissée et un début de fissuration au niveau du virage en partie haute de la voirie, pouvant traduire ou pouvant avoir comme origine une extension d'anomalie dans le Calcaire à Astéries altéré.

Pour lever les incertitudes résiduelles, il sera nécessaire de procéder à des reconnaissances complémentaires, du type mesures géophysiques électriques (panneaux de tomographie), permettant d'investiguer un grand volume de terrain et détecter des anomalies de résistivité.

Outre la problématique potentielle d'évolution anomalie karstique profonde, il apparaît que **les sols supports de voirie ont des propriétés physiques et géomécaniques peu favorables jusqu'à 3 m de profondeur environ. La constitution de la structure de voirie actuelle reste relativement faible et assez peu adaptée au contexte.**

Afin de s'affranchir de l'impact de travaux en terrassements de masse (contraintes et sujétions notoires à prendre en compte dans le cas d'une stabilisation du talus par enrochement), nous proposons la sécurisation de la crête de talus vis-à-vis du risque de glissement ou fluage par la mise en fiche de profilés constituant un « soutènement par inclusions ».

Une ébauche dimensionnelle de soutènement calculé en paroi berlinoise avec profilés métalliques HE 240 B espacés tous les 1 m est présentée à titre d'exemple dans le cadre de cette étude, pour permettre en première approche une évaluation qualitative et quantitative des contraintes de réalisation.

Le dispositif de renforcement proposé sécurise un peu la stabilité générale du talus (déjà considérée stable en l'état), mais principalement la partie supérieure constituée de faciès argileux plastiques avec tendance au fluage, et la structure de voirie haute.

Un large panel de techniques et matériels peut être mis en œuvre. Les techniques et méthodes de réalisation appropriées devront être proposées par les entreprises de travaux spécialisées en la matière selon les moyens dont elles disposent.



Des solutions alternatives justifiées pourront être envisagées et proposées par les entreprises de travaux en phase d'étude d'exécution. Les calculs justificatifs devront être menés en étude d'exécution G3 pour toutes les situations (provisoires et définitives), en tenant compte du phasage de réalisation des terrassements et des ouvrages.

Il convient de rappeler que les modèles d'étude retenus et les résultats de calculs sont nécessairement établis avec un certain nombre d'hypothèses / corrélations / extrapolations, définies de notre interprétation et appréciation des résultats d'investigations obtenus en l'état.

Les géométries et continuités ou non des couches en dehors des points investigués sont proposées avec toute réserve (par exemple à l'amont de la zone affaissée – moitié Est de la voirie). L'acquisition éventuelle de données complémentaires (ex : tomographie électrique) permettra d'affiner la connaissance du site et les modèles de calcul.

Pour la reprise de la voirie, il nous paraît opportun de prévoir le poinçonnement de la plateforme de terrassement par des matériaux d'apport granulaires de gros calibre (80 à 150 mm), jusqu'au refus ou au moins 40 à 50 cm d'épaisseur en première approche ; puis la réalisation d'une couche de forme d'au moins 40 cm d'épaisseur en matériaux d'apport granulaires insensibles à l'eau 0 – 31,5 mm.

Plusieurs réseaux sont présents sur la zone d'étude.

Les radiers des regards et fils d'eau des canalisations EP / EU sont relativement profonds, entre 2,5 et 4 m environ par rapport au terrain actuel, a priori assis sur terrains d'altération argilo-calcaires résistants.

Il apparaît que les regards, les radiers, les branchements, et les canalisations inspectées sont dans un bon état, et n'ont visiblement pas été affectés par les mouvements de terrains / affaissements.

Il n'a pas été observé d'écoulement d'eau dans les canalisations EP le jour de l'intervention – non pluvieux. A l'inverse, il a été constaté un écoulement permanent et en quantité non négligeable d'eau relativement claire dans le réseau EU, tout au long de l'intervention (plusieurs heures).

La question de l'origine de ces flux continus et relativement propres dans le réseau EU mérite d'être posée, et nécessiterait potentiellement un diagnostic élargi au-delà de la zone étudiée, pour s'assurer qu'elle ne provienne pas en partie de fuites ou défaillances éventuelles de robinetteries / sanitaires, etc.

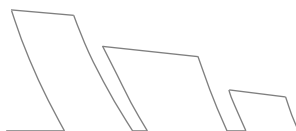
Ce rapport conclut la mission G5+G2-AVP qui nous a été confiée pour cette affaire.

Nous soulignons que les calculs / ébauches dimensionnelles menés dans le cadre de ce diagnostic géotechnique sont établis pour partie sur la base d'hypothèses à vérifier / confirmer. Ces calculs / ébauches dimensionnelles permettent une première évaluation qualitative des objectifs et contraintes de réalisation.

La conception et les paramètres à considérer pour justification des ouvrages géotechniques seront à vérifier dans le cadre d'études d'exécution - à la charge de l'entreprise titulaire.

Des solutions alternatives justifiées pourront être envisagées et proposées par les entreprises de travaux en phase d'étude d'exécution. Les calculs justificatifs devront être menés en étude d'exécution G3 pour toutes les situations (provisoires et définitives), en tenant compte du phasage choisi de réalisation des terrassements et structures des renforcements.

Les conclusions du présent rapport sont données sous réserve des conditions particulières jointes ci-après.



CONDITIONS PARTICULIERES

.....

Le présent rapport ou Procès-verbal ainsi que toutes annexes, constituent un ensemble indissociable.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT serait déchargée de toute responsabilité dans le cas d'une mauvaise utilisation de toute communication ou reproduction partielle de ce document, sans accord écrit préalable. En particulier, il ne s'applique qu'aux ouvrages décrits et uniquement à ces derniers.

Si en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, nous avons été amenés dans le présent rapport à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient à notre client ou à son maître d'œuvre de communiquer par écrit à la société ECR ENVIRONNEMENT ses observations éventuelles sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour aucune raison nous être reproché d'avoir établi notre étude pour le projet que nous avons décrit.

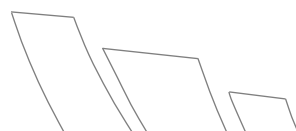
Cette étude est basée sur des reconnaissances dont le caractère ponctuel ne permet pas de s'affranchir des aléas des milieux naturels, et ne peut prétendre traduire le comportement du sol dans son intégralité.

Ainsi, tout élément nouveau mis en évidence lors de l'exécution des fondations ou de leurs travaux préparatoires et n'ayant pu être détecté lors de la reconnaissance des sols (ex. : remblais anciens ou nouveaux, cavités, hétérogénéités localisées, venue d'eau, etc.) doit être signalé à E.C.R. ENVIRONNEMENT qui pourra reconsidérer tout ou une partie du Rapport. Pour ces raisons, et sauf stipulation contraire explicite de notre part, l'utilisation de nos résultats pour chiffrer à forfait le coût de tout ou une partie des ouvrages d'infrastructure ne saurait en aucun cas engager notre responsabilité.

De même, des changements concernant l'implantation, la conception ou l'importance des ouvrages par rapport aux hypothèses de base de cette étude, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du Rapport et doivent être portés à la connaissance d'E.C.R. ENVIRONNEMENT.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT ne saurait être rendue responsable des modifications apportées à son étude que dans le cas où elle aurait donné son accord écrit sur lesdites modifications.

Les altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cote 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. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.



Annexes

Implantation des sondages – 1p

Résultats des sondages et essais in-situ – 13p

Résultats des essais en laboratoire – 4p

Feuilles de calcul TALREN® de stabilité de pente suivant profil AA' – Etat actuel
combinaisons EC7 / Traditionnel – Situations [1] à [4] – 9p

Feuilles de calcul TALREN® de stabilité de pente suivant profil BB' – Etat actuel
combinaisons EC7 / Traditionnel – Situations [1] à [4] – 9p

Feuilles de calcul K-REA ® de stabilité en soutènement berlinoise
suivant profil BB' – 14p

Feuilles de calcul TALREN® de stabilité de pente suivant profil BB' – Etat projeté
combinaisons EC7 / Traditionnel – Situations [1] à [4] – 10p



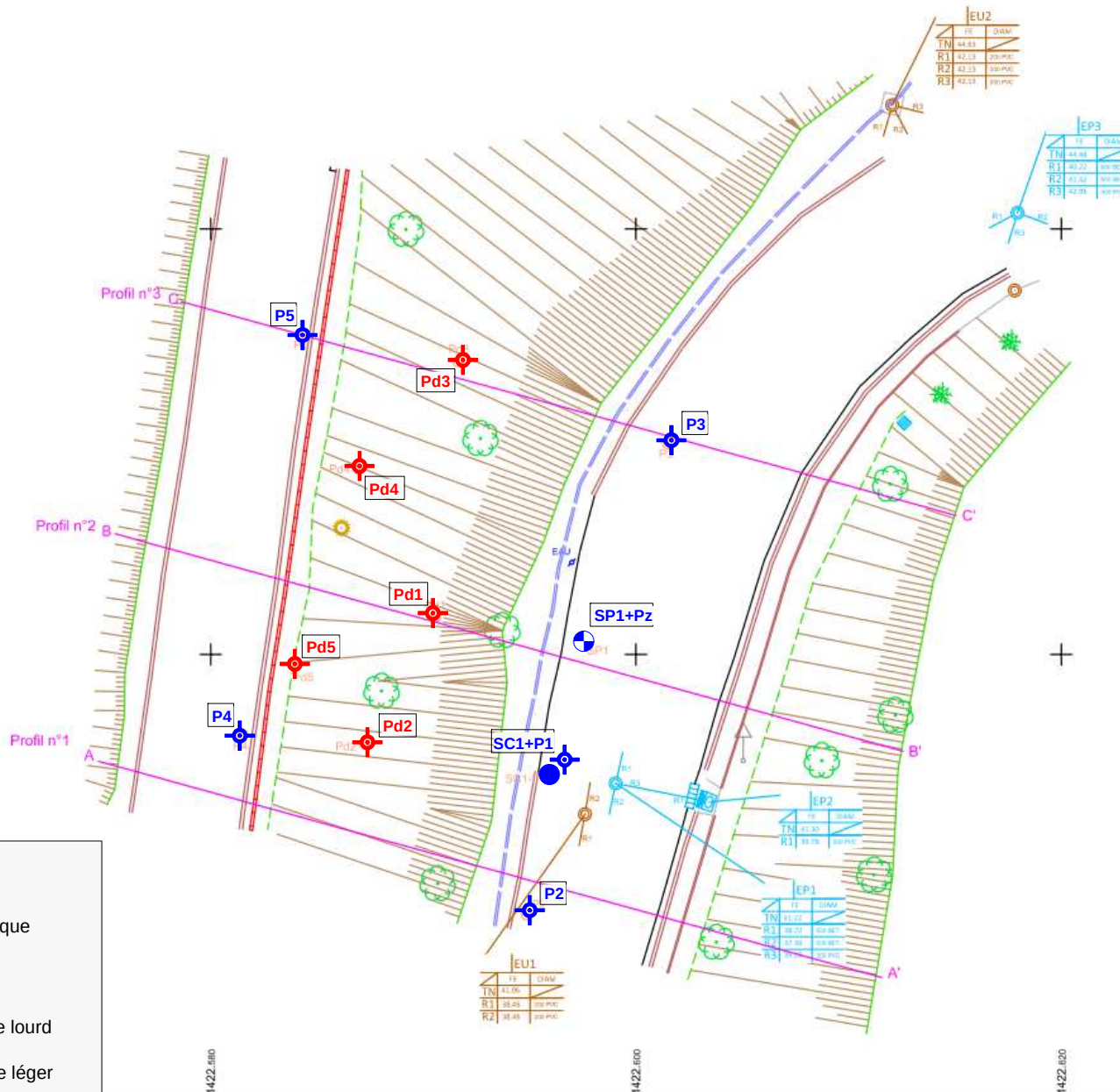
Diagnostic affaissement de voirie et stabilité de talus

ASS Club Sportif et Loisir de la Gendarmerie - Rue Quartier Beteille - BOULIAC (33270)

Dossier n° 3312042

Localisation des essais & sondages

Septembre 2024



Légende

- SP : Sondage pressiométrique
- Pz : Piézomètre
- SC : Sondage carotté
- P : Essai pénétrométrique lourd
- Pd : Essai pénétrométrique léger



Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 26/09/2024

Cote Z : +41,3 m NGF

X : 1422597,46

Machine : ECOFORE 302

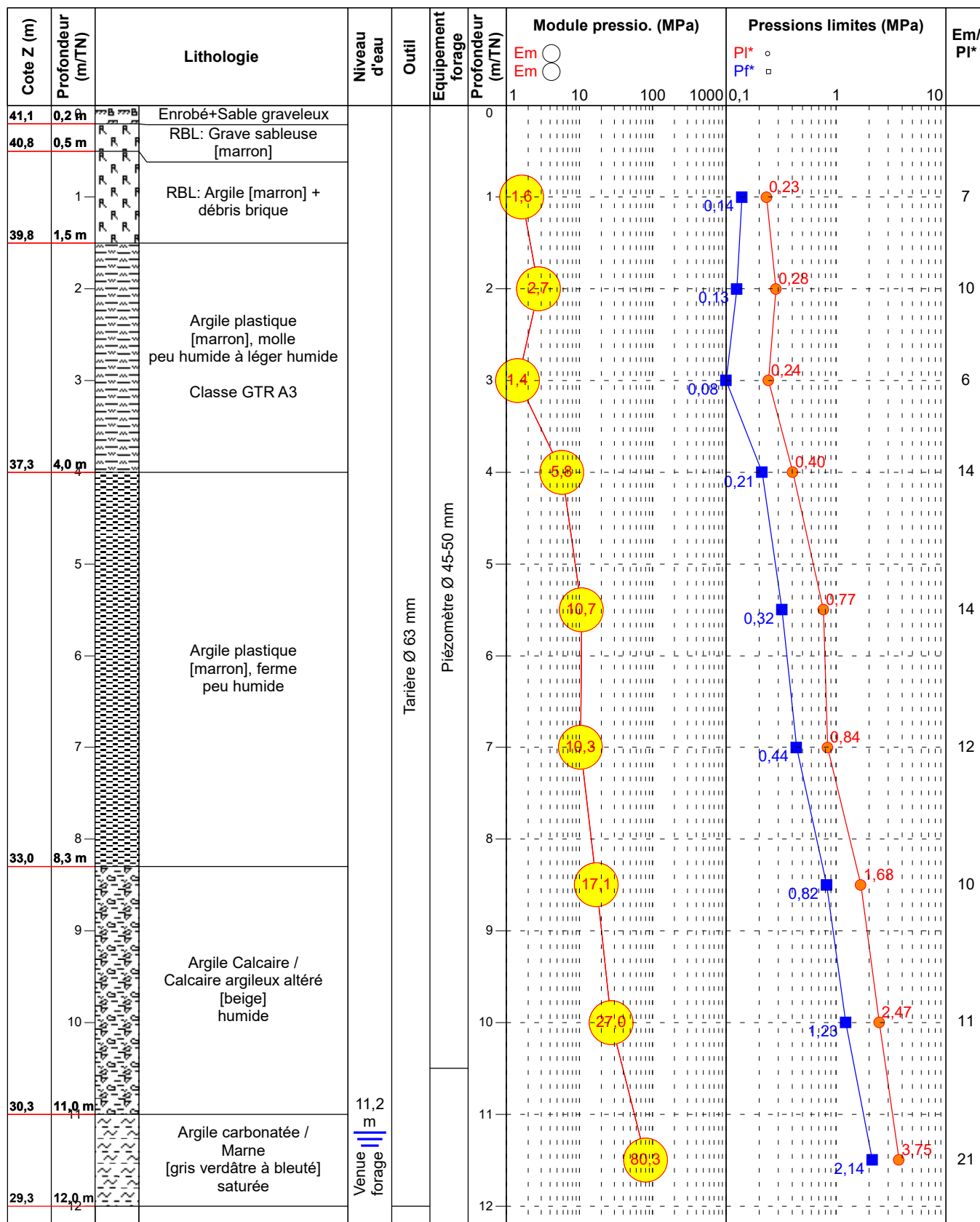
Y : 4186300,50

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Sondage pressiométrique : SP1

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 27/09/2024

Cote Z : +40,9 m NGF

X : 1422596,06

Machine : ECOFORE 302

Y : 4186294,37

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Sondage carotté : SC1

EXGTE 3.21.1/GTE

Cote Z (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau	Outil	Equipement forage	Récupération (%)			Echantillon	Profondeur (m)	Observations
						0	50	100			
40,5	0,4 m	Enrobé + forme sablo-graveleuse [noire]	27/09/2024 Pas d'eau	Echantillonneur intact Ø 80/90 mm		100				0	
40	1	RBL: Argile molle sableuse [marron gris à ocre] qlq graves plastique, humide				65				1	
39,4	1,5 m					40					
39,3	1,6 m					100					
39,1	1,8 m	Argile carbonatée [marron gris clair] Bloc calcaire blanc				100					
39	2								E1	2	Essai cisaillement $\phi' = 27^\circ$ - $C' = 13$ kPa
		Argile carbonatée à cailloux / blocs calcaires [marron gris clair]				50			E2	3	Essai cisaillement $\phi' = 24^\circ$ - $C' = 20$ kPa
37,5	3,4 m										
		Argile calcaire / Calcaire argileux altéré [marron beige blanc] (blocs calcaires dans matrice argileuse) peu humide				100				4	
36,5	4,4 m										
		Refus sur bloc calcaire								5	
										6	
34,5	6,0 m									7	
										8	
34	7									9	
										10	
33	8									11	
										12	

CAROTTE SC1

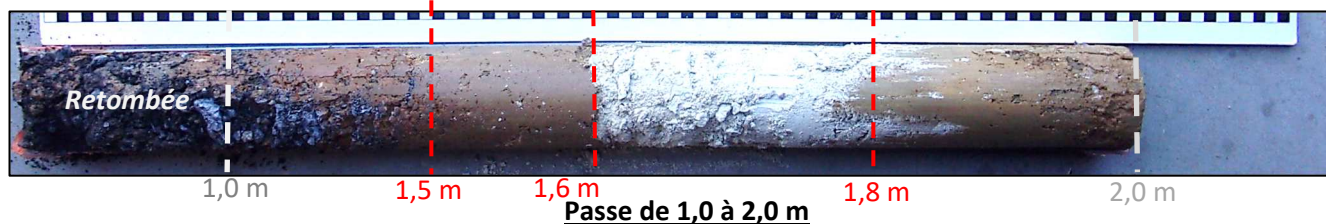
*Enrobé + forme sablo-graveleuse noire
Récupération bonne (≈ 100%)*

*RBL : Argile molle sableuse marron gris à ocre + cailloutis / graves
Récupération moyenne (≈ 60% - décomprimé)*



*RBL : Argile molle sableuse cailloutis / graves
Récupération faible (≈ 40% - décomprimé)*

*Argile carbonatée / calcaire marron gris clair + cailloux / blocs calcaires
Récupération bonne (≈ 100%) jusqu'à 1,8 m puis faible (≈ 50% - peu compact à décomprimé)*



*Argile carbonatée marron gris + cailloux / blocs calcaires
Récupération faible (≈ 50% - peu compact à décomprimé)*

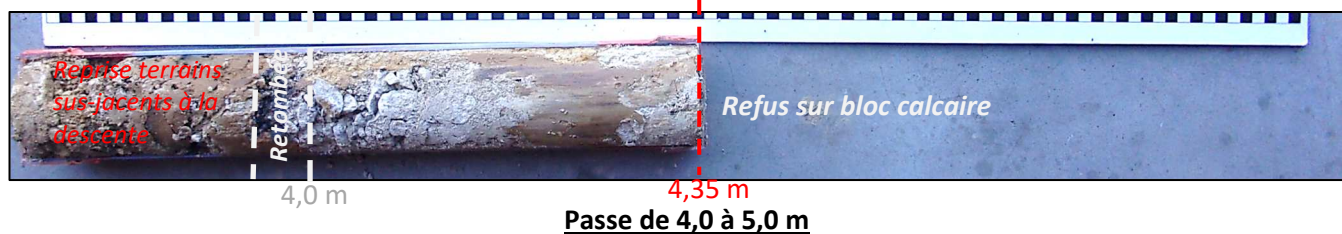
*Reprise terrains
sus-jacents à la
descente*



*Argile à blocs calcaires / Calcaire argileux altéré marron gris à beige
Récupération bonne (≈ 100%)*



*Argile à blocs calcaires / Calcaire argileux altéré marron gris à beige
Récupération bonne (≈ 100%)*





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 27/09/2024

Cote Z : +40,9 m NGF

X : 1422596,06

Machine : 4x4 Nissan - ECO SL160

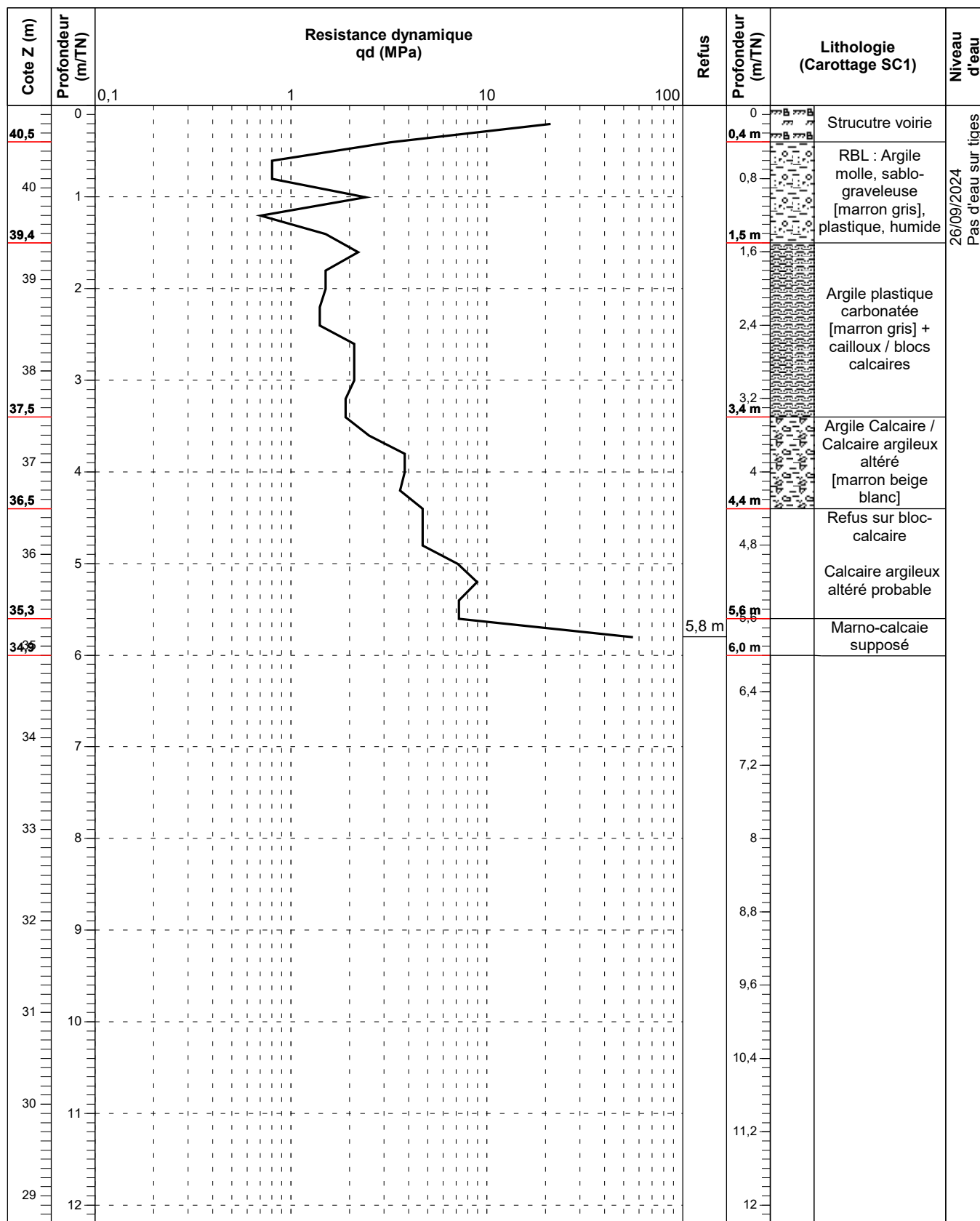
Y : 4186294,37

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : P1

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 27/09/2024

Cote Z : +40,4 m NGF

X : 1422594,86

Machine : 4x4 Nissan - ECO SL160

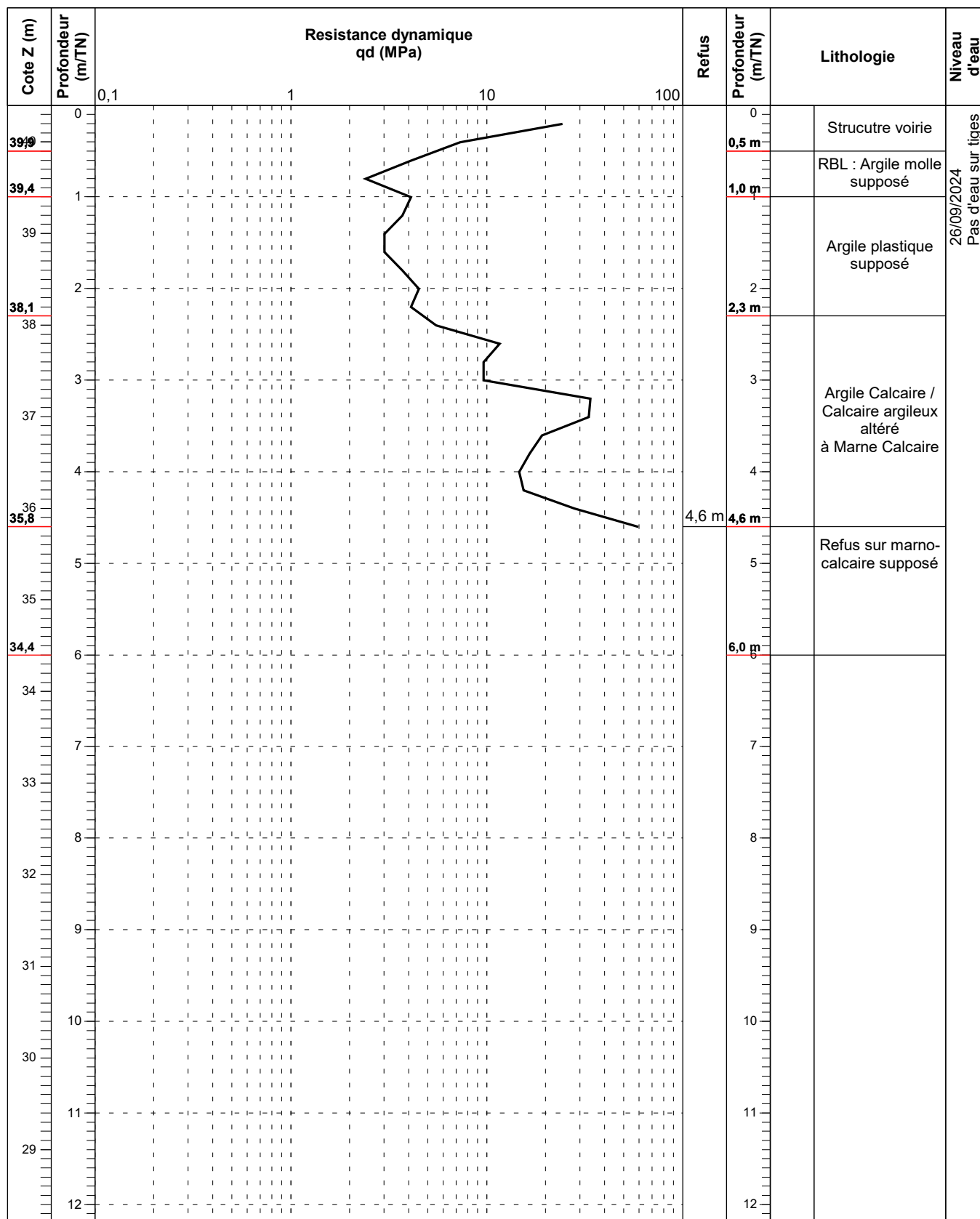
Y : 4186287,77

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : P2

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 27/09/2024

Cote Z : +42,4 m NGF

X : 1422601,51

Machine : 4x4 Nissan - ECO SL160

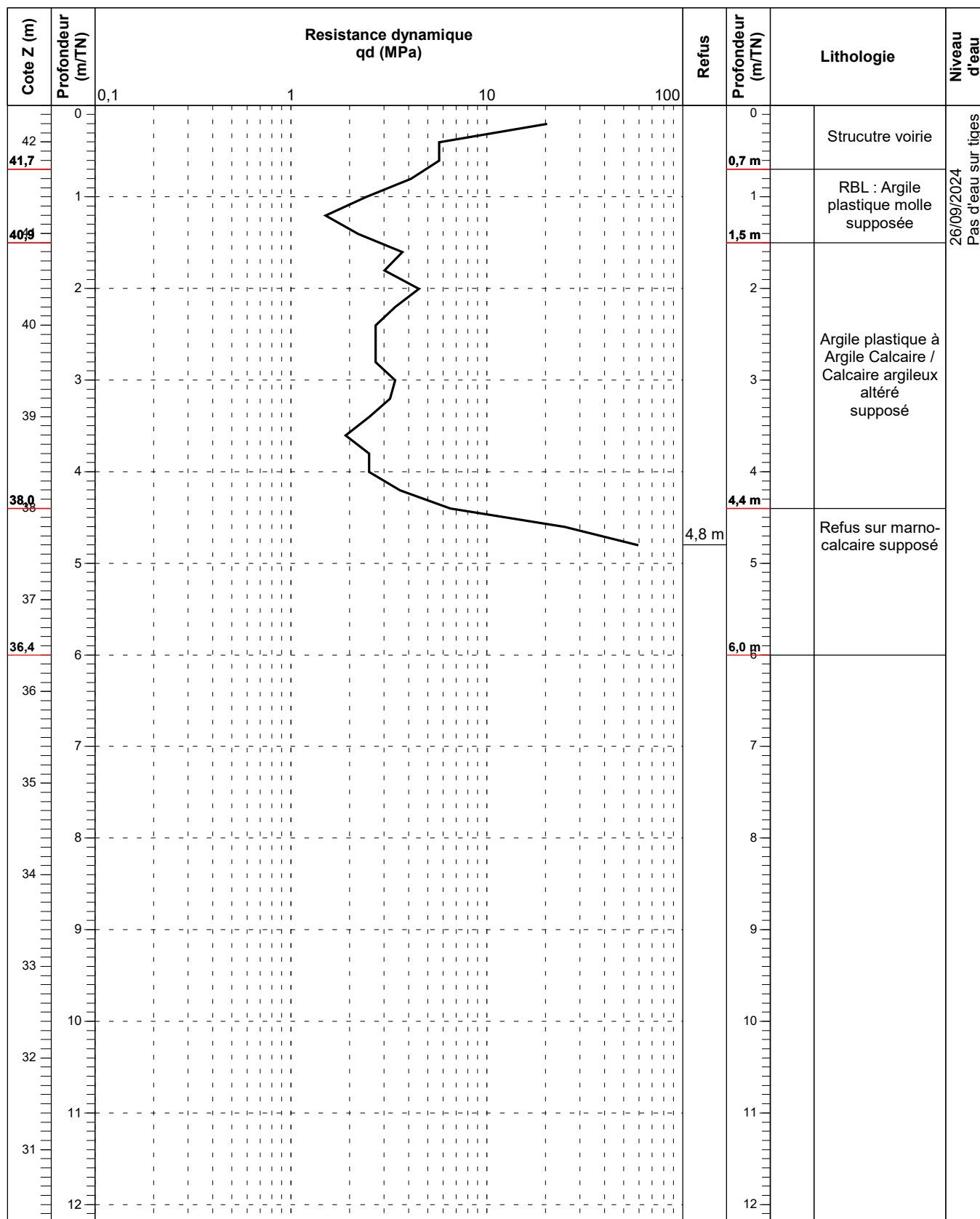
Y : 4186309,92

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : P3

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 27/09/2024

Cote Z : +33,5 m NGF

X : 1422581,50

Machine : 4x4 Nissan - ECO SL160

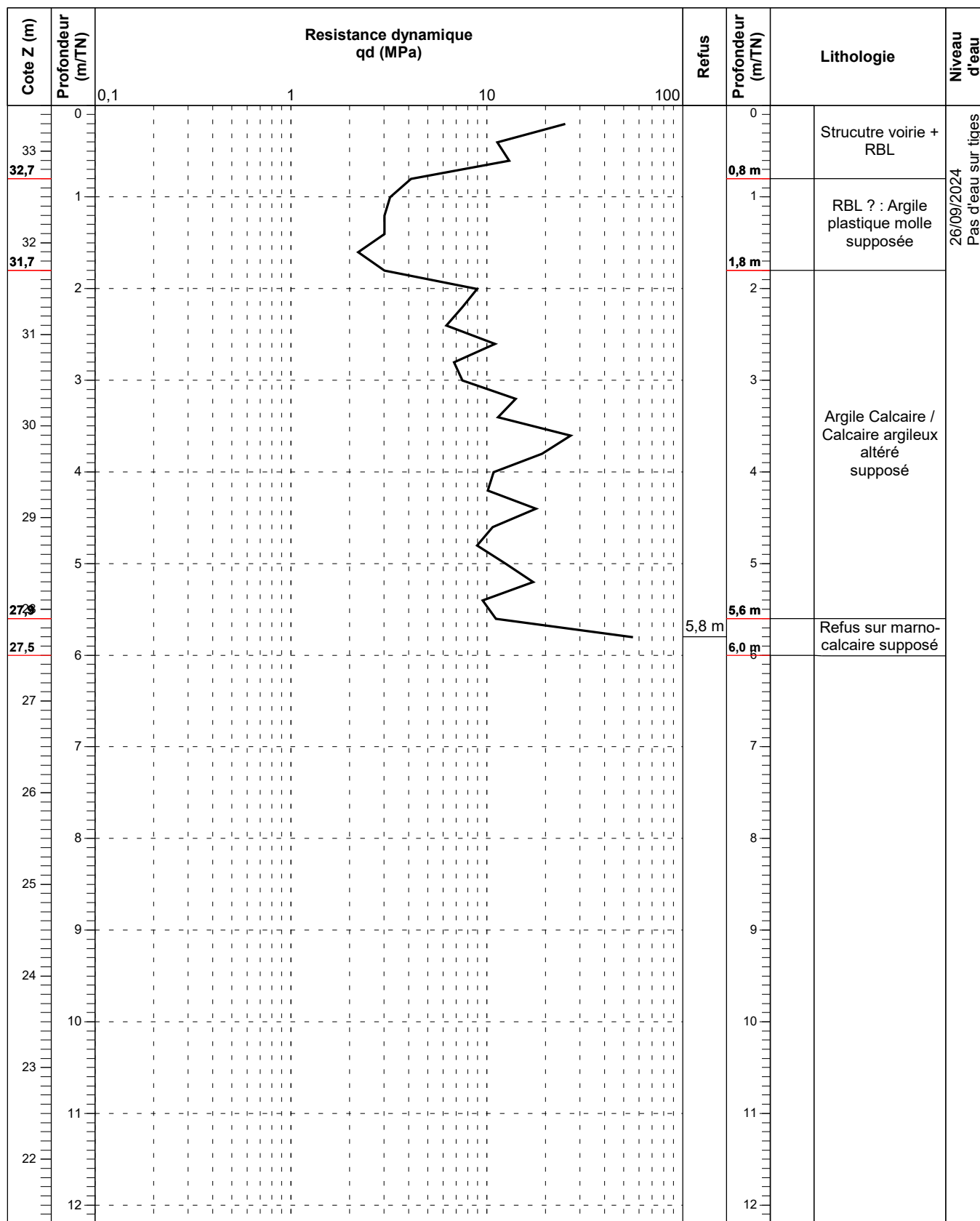
Y : 4186296,21

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : P4

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 27/09/2024

Cote Z : +33,9 m NGF

X : 1422584,35

Machine : 4x4 Nissan - ECO SL160

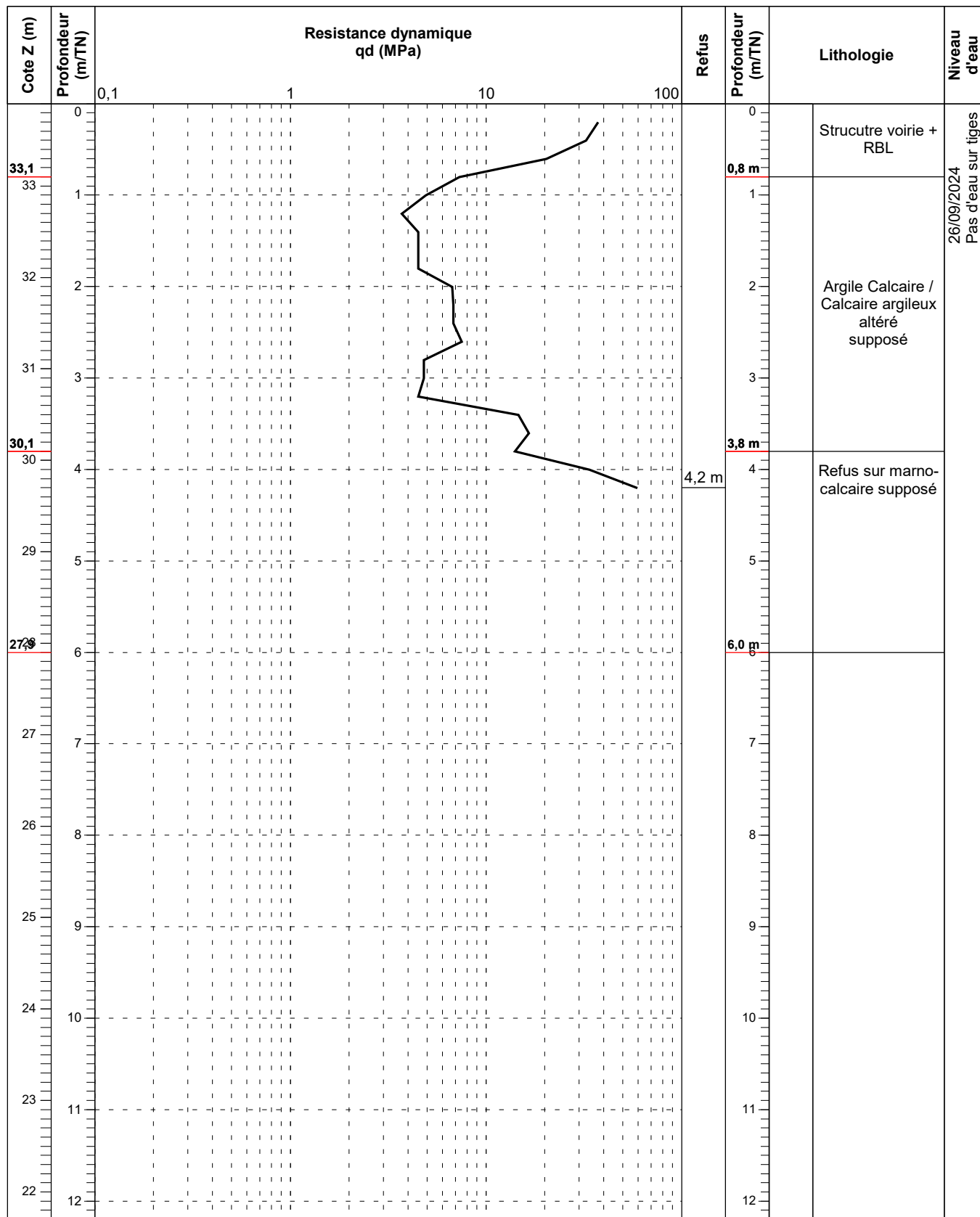
Y : 4186315,06

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : P5

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 26/09/2024

Cote Z : +38,8 m NGF

X : 1422590,54

Machine : Pénétro. PANDA

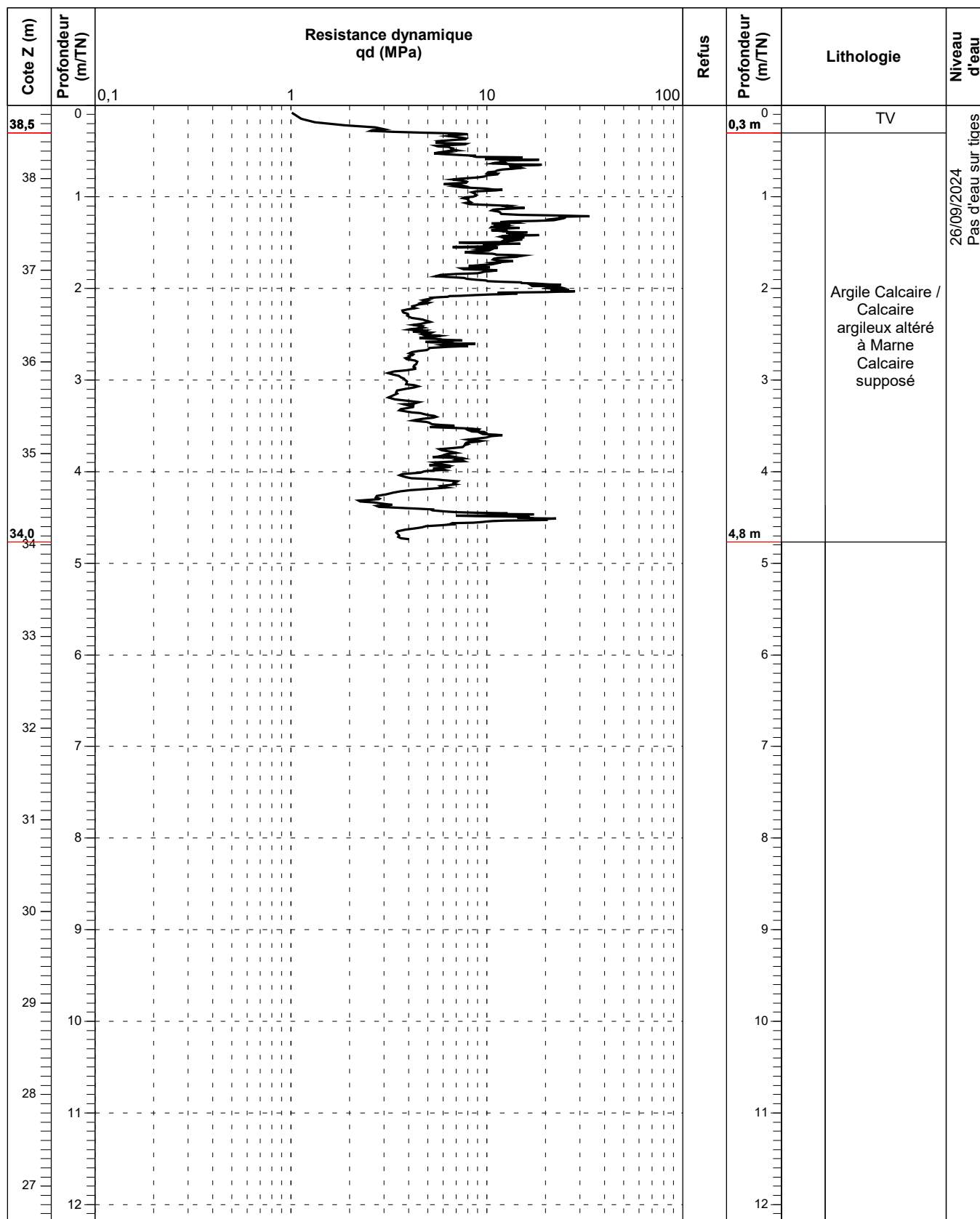
Y : 4186301,76

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : Pd1

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 26/09/2024

Cote Z : +37,0 m NGF

X : 1422587,25

Machine : Pénétro. PANDA

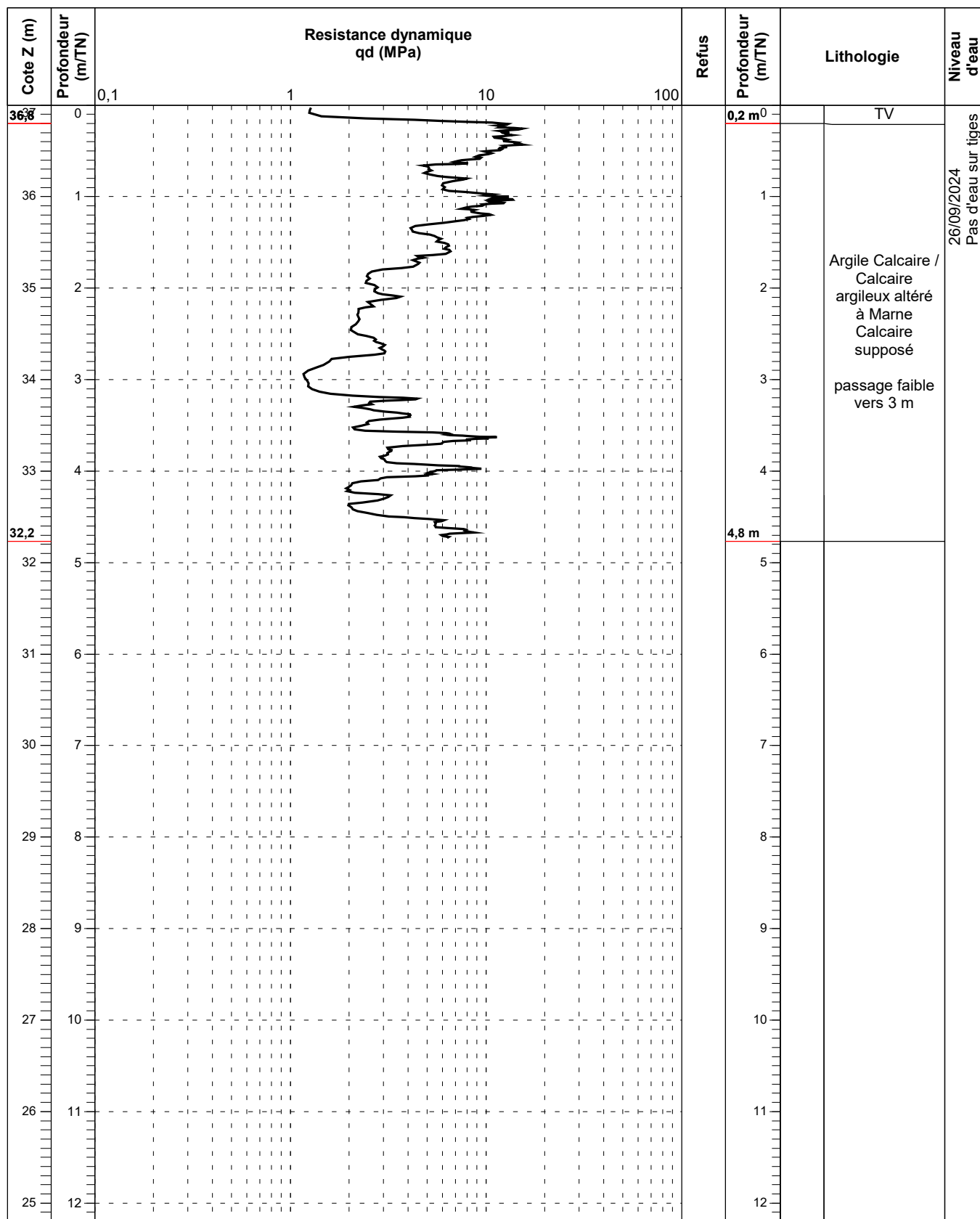
Y : 4186295,81

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : Pd2

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 26/09/2024

Cote Z : +37,9 m NGF

X : 1422591,65

Machine : Pénétro. PANDA

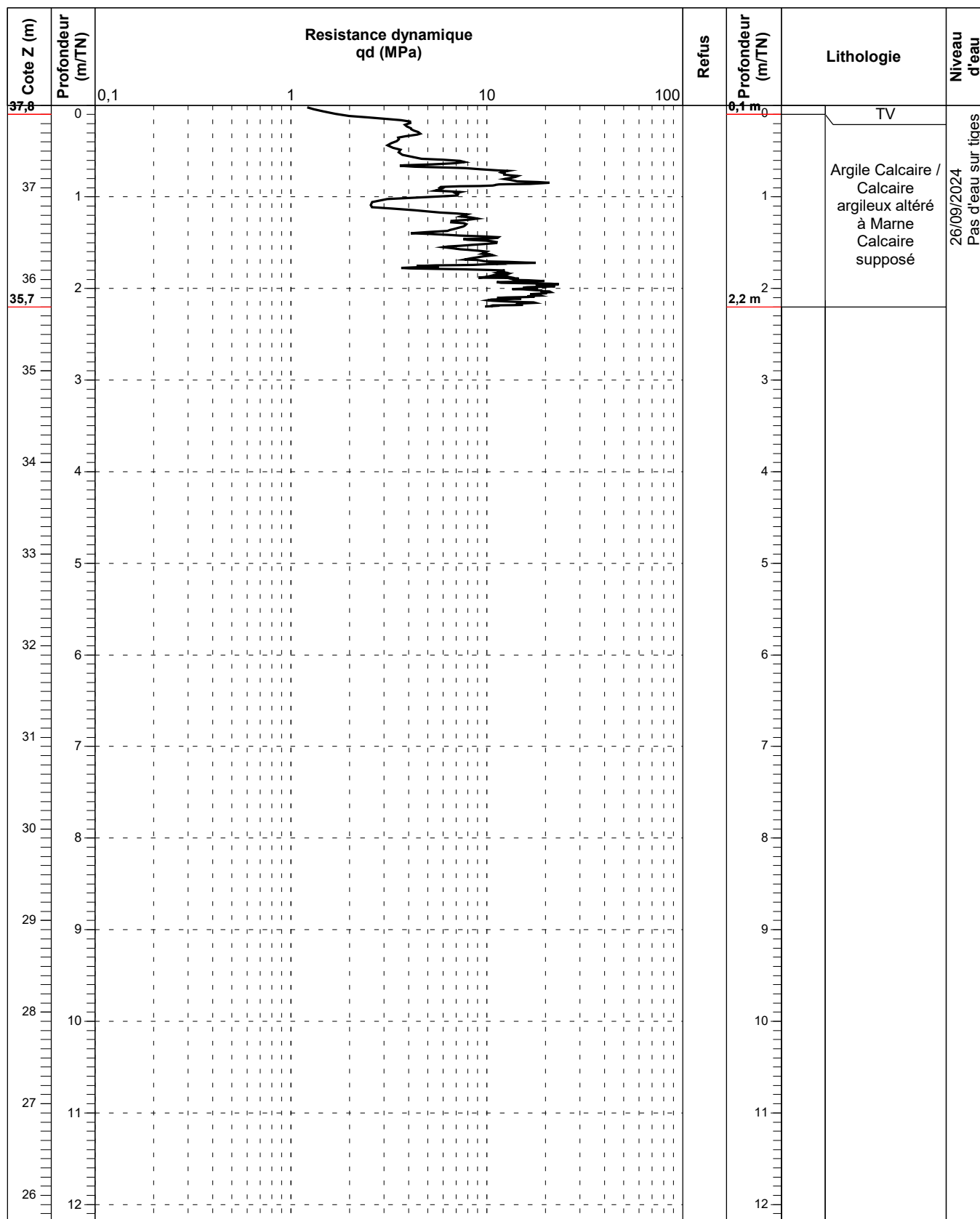
Y : 4186313,76

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : Pd3

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 26/09/2024

Cote Z : +35,9 m NGF

X : 1422586,94

Machine : Pénétro. PANDA

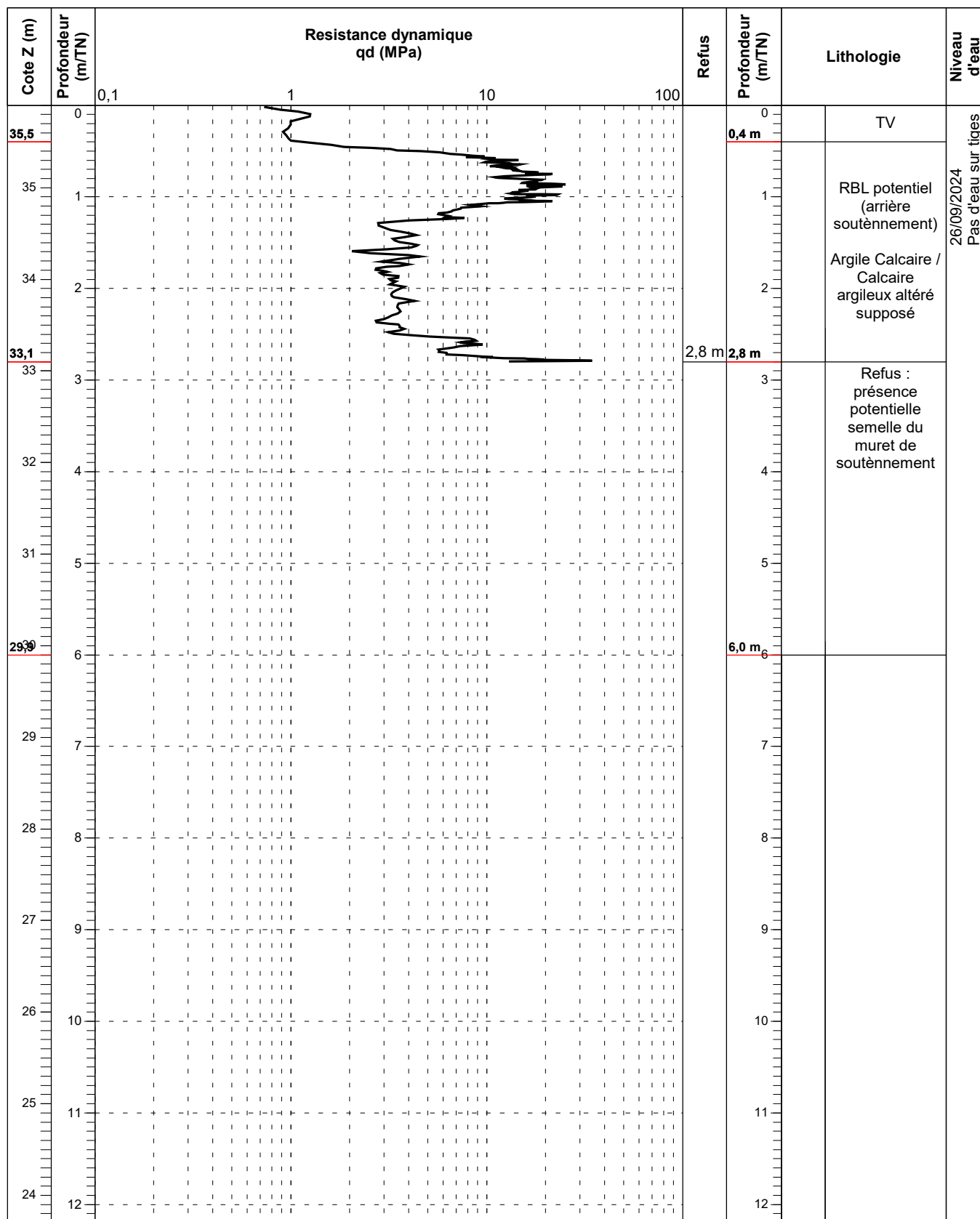
Y : 4186308,73

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : Pd4

EXGTE 3.21.1/GTE





Diagnostic affaissement de voirie
ASS Club Sports & Loisirs de la Gendarmerie
Rue Quartier Beteille - 33270 BOULIAC

DOSSIER n° 3312042

Date : 26/09/2024

Cote Z : +34,7 m NGF

X : 1422583,96

Machine : Pénétro. PANDA

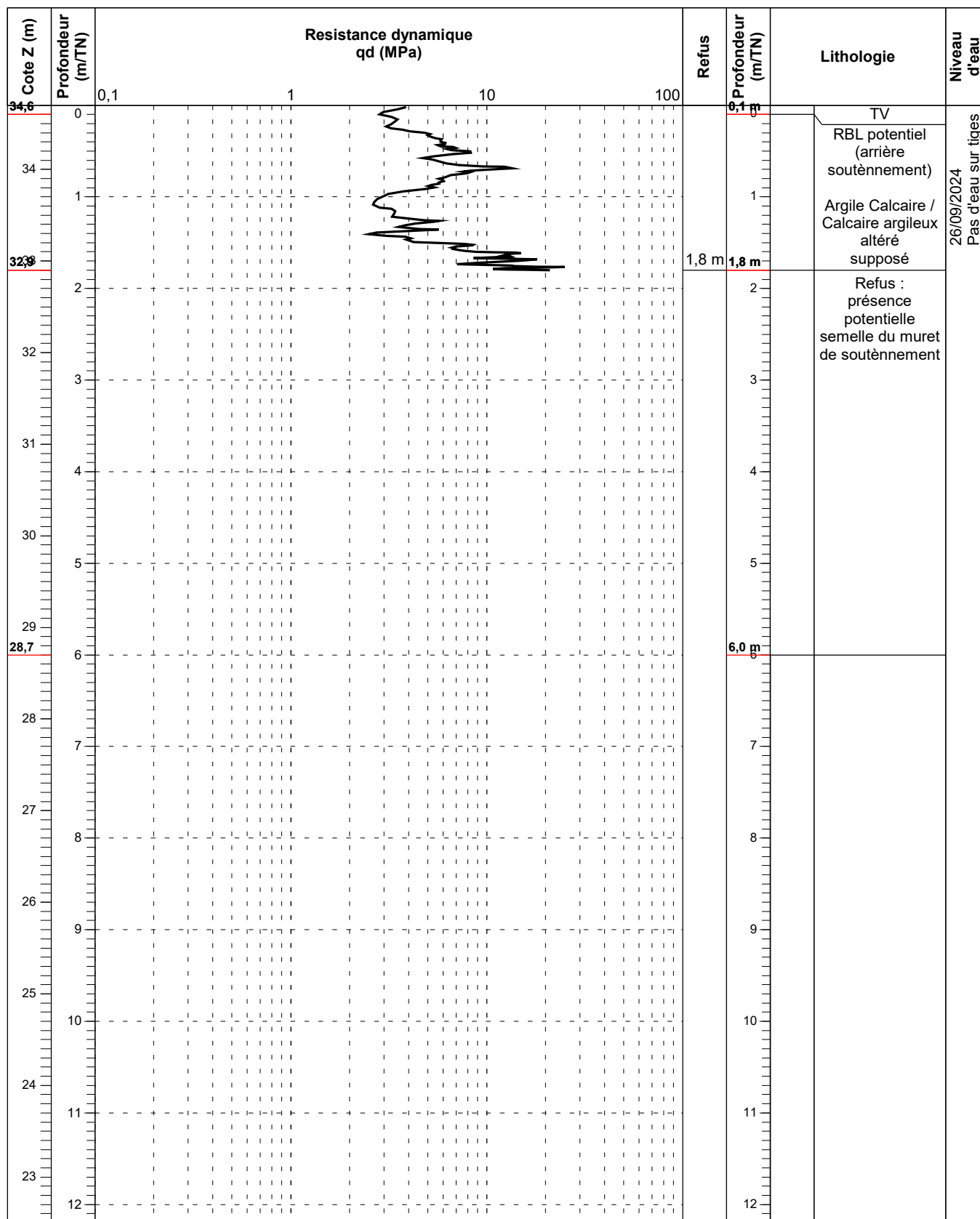
Y : 4186299,54

Client : Gendarmerie Nationale

1/60

Essai pénétrométrique : Pd5

EXGTE 3.21.1/GTE



PROCES-VERBAL D'ESSAI
CLASSIFICATION D'UN SOL
NF P 11-300

Température étuve : 50°C ☐ 105°C ☒

RÉFÉRENCES

Dossier n°: 3312042
Chantier : BOULIAC (33)

IDENTIFICATION DE L'ÉCHANTILLON

N° identification : 24-SOL1262
Sondage n° : SP1
Profondeur : 1,50-5,00 m
Description : Argile sableuse, à cailloutis
calcaires, marron/gris

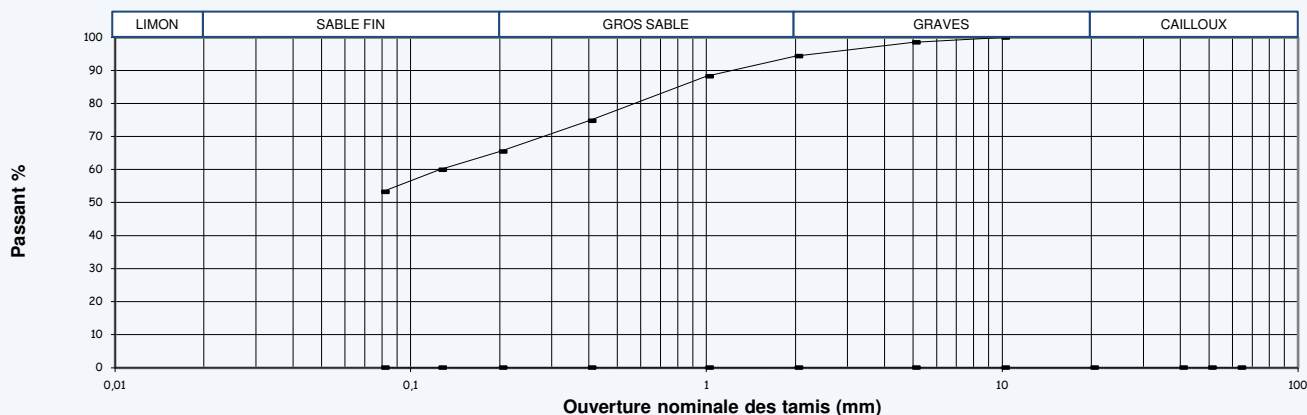
INFORMATIONS GÉNÉRALES

Date de prélèvement : 27/09/2024
Date d'analyses : 16/10/2024
Mode de prélèvement : Tarière
Mode de conservation : Sac

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE suivant NF P 94-056

Ouverture tamis (mm)	100	80	63	50	40	20	10	5	2	1	0,400	0,200	0,125	0,080
% passant sur 0/D							100,0	98,6	94,3	88,3	74,8	65,4	59,9	53,3
% passant sur 0/50mm														

Courbe granulométrique



VALEUR AU BLEU suivant NF P 94-068

VBS = g de bleu/100g sol

TENEUR EN EAU suivant NF P 94-050

$W_{nat} = 21,1$ %

LIMITES D'ATTERBERG
suivant NF P 94-051 et NF P 94-052-1

W_L % = 47 IP = 30

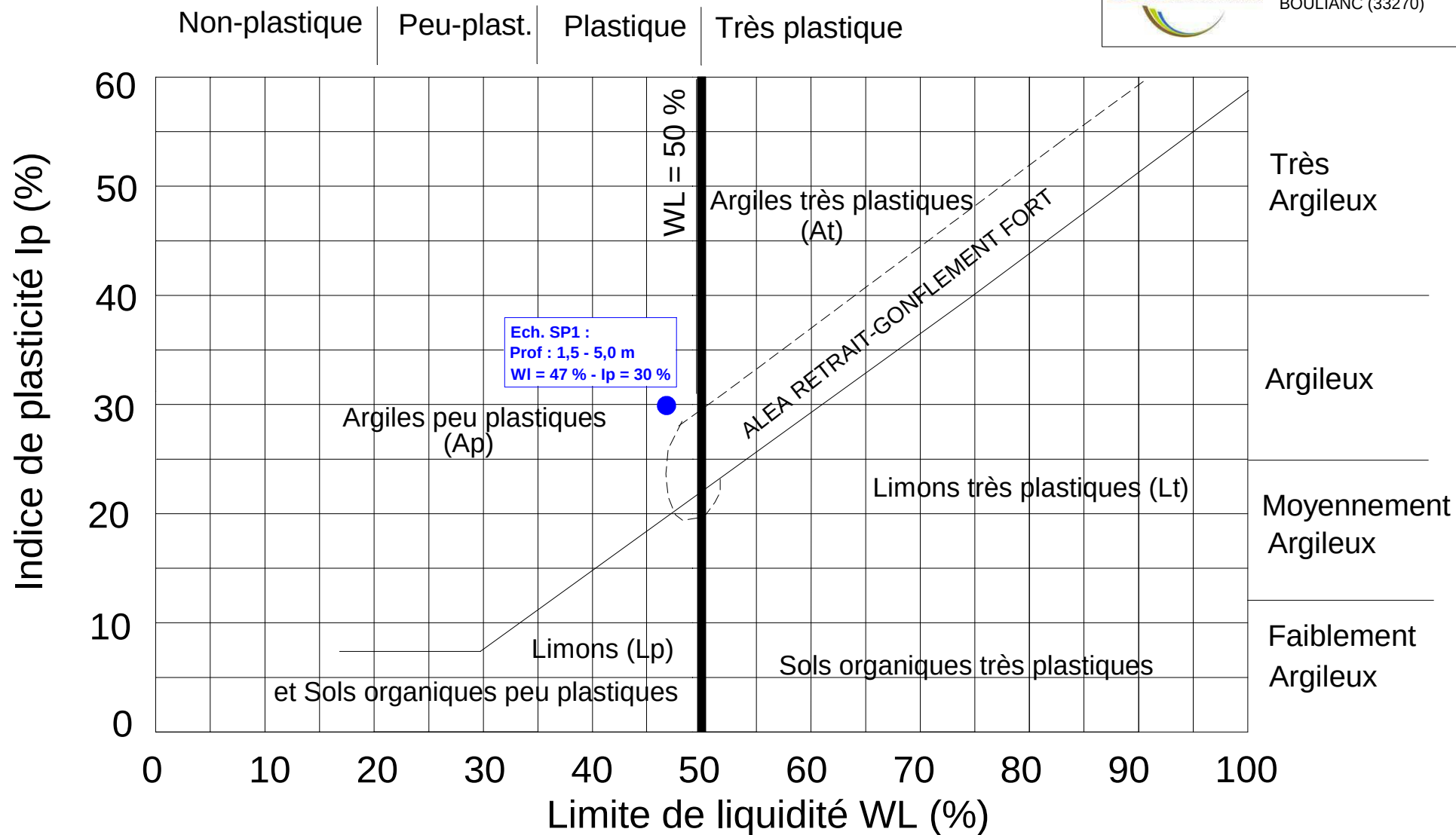
W_p % = 17 IC = 0,9

OBSERVATIONS

La responsable des essais
B. MECHAUSIER

Classe du matériau

A₃



Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande

PROCES-VERBAL D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT À LA BOÎTE

Cisaillement direct

NF P 94-071-1

RÉFÉRENCES

Dossier n°: 3312042

Chantier : BOULIAC (33)

IDENTIFICATION DE L'ÉCHANTILLON

N° identification : 24-SOL1263

Sondage n° : SC1

Profondeur : 1,80-1,90 m

Description : Argile légèrement sableuse et avec quelques petites graves, carbonatée, marron/gris

INFORMATIONS GÉNÉRALES

Date de prélèvement : 27/09/2024

Date d'analyses : 10-14/10/2024

Mode de prélèvement : Carottage

Mode de conservation : Gaine PVC

Caractéristiques des éprouvettes

Masse volumique des grains

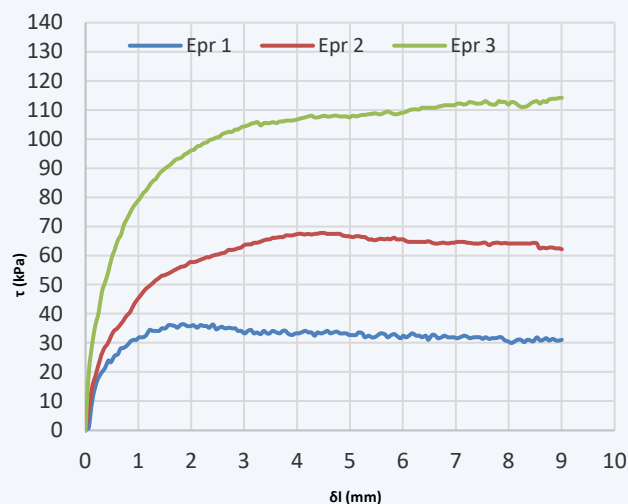
Caractéristique de l'essai

Hauteur (mm)	Côté (mm)	Etat	ρ_s (t/m ³)	Détermination	Vitesse de cisaillement (mm/mn)
20	60	Remaniées	2,70	Estimée	0,0020

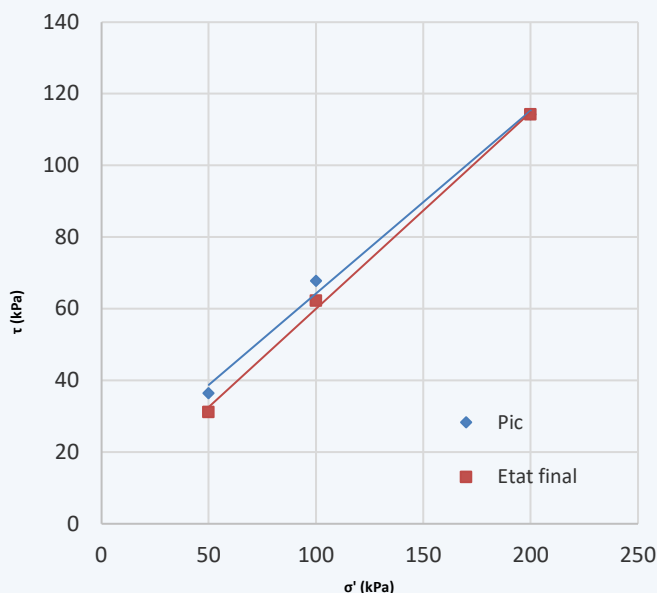
Identification des éprouvettes

N°	CONTRAINTE	AVANT ESSAI					APRES CONSOLI		APRES CISAI	RESISTANCES CISAILLEMENT				OBSERVATIONS :
	σ' kPa	W_i %	ρ_{hi} t/m ³	ρ_{di} t/m ³	e	S_{ri} %	ρ_d t/m ³	t_{100} min	W %	$\tau_{f,p}$ kPa	$\delta l_{f,p}$ mm	$\tau_{f,f}$ kPa	$\delta l_{f,f}$ mm	
1	50	20,1	1,95	1,62	0,66	82,0	1,67	44,1	25,5	36,4	1,8	31,1	9,0	Ecrêtement des graves (Dmax observé=16mm) et comblement
2	100	17,0	1,95	1,67	0,62	74,4	1,78	30,2	20,2	67,8	4,4	62,2	9,0	
3	200	16,4	1,96	1,68	0,60	73,2	1,87	16,8	18,8	114,2	9,0	114,2	9,0	
4														

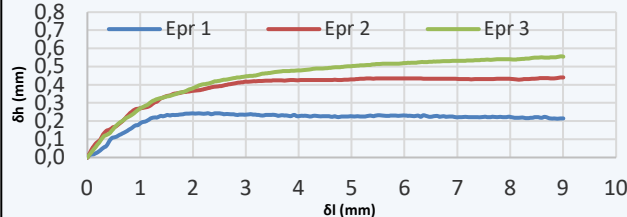
Contrainte cisaillement / Déplacement horizontal



Résistance cisaillement / Contrainte normale



Tassement / Déplacement horizontal



RÉSULTATS

Cohésion (kPa)		Angle de frottement (°)	
C'_p	C'_f	Φ'_p	Φ'_f
13	5	27	29

La responsable des essais
B. MECHAUSIER



PROCES-VERBAL D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT À LA BOÎTE

Cisaillement direct

NF P 94-071-1

RÉFÉRENCES

Dossier n°: 3312042

Chantier : BOULIAC (33)

IDENTIFICATION DE L'ÉCHANTILLON

N° identification : 24-SOL1264

Sondage n° : SC1

Profondeur : 2,70-2,85 m

Description : Argile légèrement sableuse et avec quelques petites graves, marron/gris

INFORMATIONS GÉNÉRALES

Date de prélèvement : 27/09/2024

Date d'analyses : 14-21/10/2024

Mode de prélèvement : Carottage

Mode de conservation : Gaine PVC

Caractéristiques des éprouvettes

Masse volumique des grains

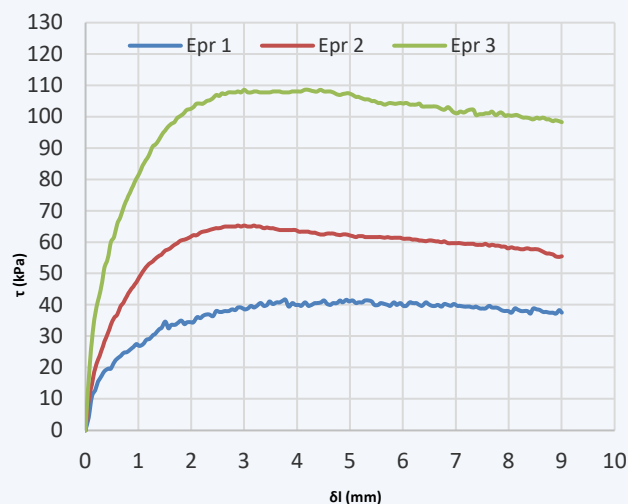
Caractéristique de l'essai

Hauteur (mm)	Côté (mm)	Etat	ρ_s (t/m ³)	Détermination	Vitesse de cisaillement (mm/mn)
20	60	Remaniées	2,70	Estimée	0,0020

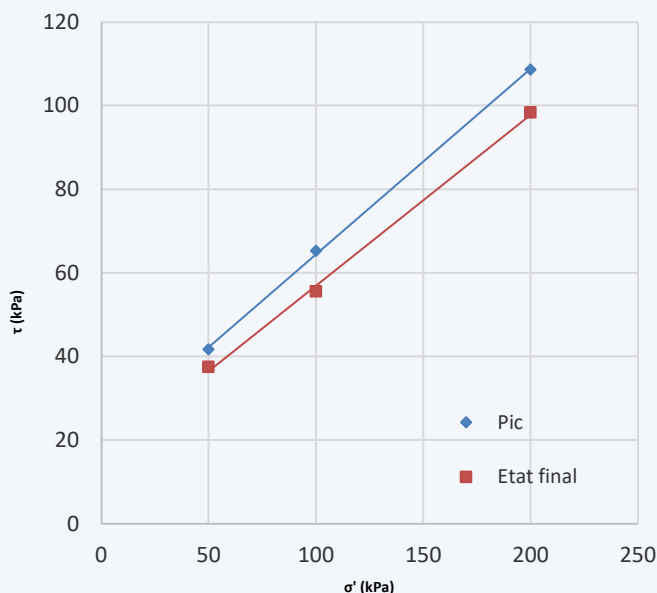
Identification des éprouvettes

N°	CONTRAINTES	AVANT ESSAI					APRES CONSOLI		APRES CISAI	RESISTANCES CISAILLEMENT				OBSERVATIONS :
	σ' kPa	W_i %	ρ_{hi} t/m ³	ρ_{di} t/m ³	e	S_{ri} %	ρ_d t/m ³	t_{100} min	W %	$\tau_{f,p}$ kPa	$\delta l_{f,p}$ mm	$\tau_{f,f}$ kPa	$\delta l_{f,f}$ mm	Ecrêtement des graves (Dmax observé=14mm) et comblement
1	50	16,7	1,95	1,67	0,61	73,5	1,72	33,4	21,9	41,7	3,8	37,5	9,0	
2	100	19,0	1,95	1,64	0,65	78,8	1,75	26,7	23,4	65,3	2,9	55,6	9,0	
3	200	19,3	1,98	1,66	0,63	82,6	1,66	17,9	21,6	108,6	3,0	98,3	9,0	
4														

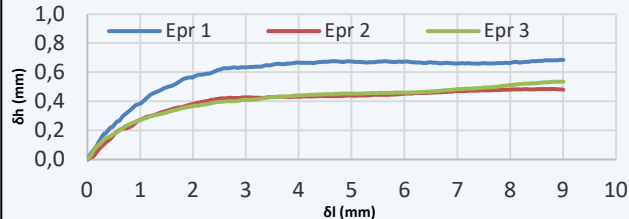
Contrainte cisaillement / Déplacement horizontal



Résistance cisaillement / Contrainte normale



Tassement / Déplacement horizontal



RÉSULTATS

Cohésion (kPa)		Angle de frottement (°)	
C'_p	C'_f	ϕ'_p	ϕ'_f
20	16	24	22

La responsable des essais
B. MECHAUSIER

