

31 mars 2022

Prony Resources New Caledonia

Usine du Grand Sud, route de Kwa Neïe,
Prony 98810 MONT-DORE
BP 218, 98845 Nouméa Cedex

A l'attention de : Claire VAGUENER, Responsable département Géosciences

Prony Resources New Caledonia Aire de stockage des Résidus de KO2 Contre-expertise Géotechnique Indépendante

Résumé

Prony Resources est une société minière et métallurgique localisée sur les communes du Mont-Dore et de Yaté dans le Grand Sud de la Nouvelle-Calédonie. Le site est composé d'une mine à ciel ouvert, d'une usine hydrométallurgique, d'un port et d'une aire de stockage des résidus (TSF). L'aire de stockage des résidus est située dans une vallée fermée par un barrage de classe A, nommé barrage KO2, qui a été en grande partie achevé en 2016. Le barrage KO2 est localisé à environ 2 km au nord-ouest de l'usine de traitement de Goro Nickel NC (GNC), à environ 150 km au sud de Nouméa, en Nouvelle-Calédonie. Le barrage KO2 se compose d'une berme construite en latérite et roche, d'environ 65 m de hauteur, avec le bassin de stockage des résidus situé dans la vallée qui a été préalablement recouverte d'une géomembrane en polyéthylène basse densité linéaire (PEBDL). L'aire de stockage des résidus a une capacité de stockage autorisée de 45 millions de m³ de résidus humides et se trouve actuellement remplie à 60% de sa capacité. Les instruments placés dans la fondation et dans le corps du barrage indiquent que les conditions drainées prévalent. Le projet Lucy, qui pourrait débuter en 2021, prévoit la construction d'une usine d'assèchement des résidus permettant leur déposition en verse, notamment à l'aval du barrage.

Cadre et objectifs

Le cadre de la prestation est la réalisation d'une contre-expertise visant à évaluer le risque de liquéfaction des matériaux de remblai et des sols de fondation du barrage KO2 ainsi que la capacité du barrage KO2 à résister en cas de séismes, sur le long terme. Il s'agit d'une exigence des autorités locales (DIMENC) selon le décret n°692 2021/ARR/DIMENC du 18 mars 2021. La contre-expertise doit également répondre aux attentes et préoccupations des parties prenantes, à savoir Prony Resources, la DIMENC et les communautés locales du Grand Sud.

Le Dr Peter Robertson, par l'intermédiaire de la société PK Robertson Inc., a été invité à fournir une contre-expertise à Prony Resources, tel que décrit dans deux documents datés d'avril 2021, pour l'aire de stockage des résidus KO2 (KO2-TSF) en Nouvelle-Calédonie. Cette contre-expertise est axé sur les sujets suivants :

- Évaluation du risque de liquéfaction des sols (remblais et fondation du barrage KO2)
- Évaluation de la capacité du barrage KO2 à résister à d'éventuels événements sismiques à long terme

Le cadre de la prestation couvrira les principaux éléments suivants :

- Examiner les documents d'information relatifs au KO2-TSF et au projet Lucy fournis par Prony Resources
- Évaluer si les documents d'information actuels sont suffisants pour atteindre les objectifs de la contre-expertise.
- Sur la base des informations générales disponibles, appliquer l'expérience et l'état actuel des connaissances pour répondre aux questions suivantes :

Risque de liquéfaction du barrage KO2 et des fondations

- Existe-t-il un risque d'instabilité ou de liquéfaction lié à la non-homogénéité des matériaux constitutifs du barrage ? Si oui, quel est ce risque ?
- Quels sont les matériaux (constitutifs au barrage ou environnants) qui présentent un risque de liquéfaction ? Sous quelles contraintes ?
- L'actuel réseau de mesure et de surveillance, notamment des pressions interstitielles, est-il suffisant et fiable pour maîtriser le risque de liquéfaction ainsi caractérisé ?
- Les infiltrations dans le sous-sol liées au parc à résidus peuvent-elles avoir un impact significatif sur le risque de liquéfaction des différents matériaux précédents ?
- La rupture ou le bouchage d'un ou plusieurs drains en fondation de la berme peuvent-ils entraîner un risque de liquéfaction des matériaux ? Existe-t-il des moyens de se prémunir d'un tel risque ?

Stabilité sismique du barrage KO2

- Le barrage est-il capable de résister aux séismes de récurrence 475 ans (séismes ayant une probabilité d'occurrence de $1/475 = 0.2\%$ par an) ?
- Le barrage est-il capable de résister aux séismes de récurrence 5 000 ans (séismes ayant une probabilité d'occurrence de $1/5000 = 0.02\%$ par an) ?
- Le barrage est-il capable de résister aux séismes de récurrence 10 000 ans (séismes ayant une probabilité d'occurrence de $1/10\,000 = 0.01\%$ par an) ?
- Dans le cas où le barrage ne serait pas en mesure de résister à l'un de ces séismes, quelle stratégie et quel calendrier de consolidation faut-il mettre en œuvre par l'exploitant (assèchement des résidus humides déposés en aval de KO2) ?
- Quelles pourraient être les conditions de passage en conditions non drainées et quelles conséquences ?

Une liste des documents examinés dans le cadre de la présente étude figure à l'annexe ci-jointe.

Définitions de la liquéfaction

Afin de répondre aux questions liées à la liquéfaction des sols, il est d'abord important de comprendre la définition de la liquéfaction. En effet, il existe deux phénomènes différents qui sont décrits comme étant la liquéfaction du sol, à savoir : la liquéfaction statique (ou de flux) et la liquéfaction cyclique (ou sismique). Les définitions suivantes sont fournies pour aider à la compréhension de ces deux phénomènes.

Liqiéfaction statique (ou de flux)

- S'applique uniquement aux sols contractants à comportement ramollissant - « *strain softening soils* » en anglais (c'est-à-dire les sols susceptibles de subir une perte de résistance non

drainée).

- Les contraintes de cisaillement in situ doivent être supérieures à la résistance au cisaillement non drainée qu'elle soit résiduelle ou minimale.
- Une perte de résistance non drainée (liquéfaction statique) peut aussi bien être déclenchée par une sollicitation statique que cyclique.
- Pour que la rupture d'un ouvrage en sol se produise, telle qu'un talus, un volume suffisant de matériau doit subir un ramollissement. La rupture qui en résulte peut-être un glissement ou un écoulement selon les caractéristiques du matériau et la géométrie du sol. Les mouvements qui en résultent sont dus à des causes internes et se produisent après un événement déclencheur.
- Peut se produire dans n'importe quel sol saturé (ou quasi-saturé) à comportement ramollissant, comme les sédiments à grains grossiers très lâches (ressemblant à du sable), à grains fins très sensibles (ressemblant à de l'argile) et les sédiments de limon meuble.

Les sols qui présentent un comportement ramollissant lors d'un cisaillement non drainé, sont contractant pour de grandes déformations. La liquéfaction statique nécessite des sols lâches et saturés qui sont contractant pour de grandes déformations ainsi qu'un terrain en pente où les contraintes de cisaillement statiques dépassent la résistance à grande déformation non drainée du sol. Cela nécessite également un événement qui peut déclencher un comportement non drainé et une perte de résistance. Les événements déclencheurs peuvent être statiques (par exemple, une construction rapide) ou cycliques (par exemple, une sollicitation sismique).

La défaillance d'un talus ou d'un ouvrage en sol et le glissement dépendront de la quantité de sol ramollissant par rapport à tout sol de comportement durcissant dans la structure, de la fragilité du sol ramollissant et de la géométrie du terrain. Des exemples de rupture par liquéfaction statique sont le glissement d'Aberfan (Bishop, 1973) et les récentes ruptures de barrages de résidus au Brésil (Morgenstern et al., 2016 ; Robertson et al., 2019). En général, les ruptures par liquéfaction statique ne sont pas courantes, cependant, lorsqu'elles se produisent, elles sont généralement rapide avec peu d'éléments avertisseurs et peuvent être catastrophiques. Par conséquent, la conception vis-à-vis de la liquéfaction statique doit être effectuée avec prudence.

Liquéfaction cyclique (sismique)

- Nécessite une sollicitation cyclique non drainée avec inversion des contraintes de cisaillement pendant la sollicitation cyclique.
- Nécessite suffisamment de sollicitation cyclique non drainée pour permettre aux contraintes effectives d'atteindre des valeurs proches de zéro, là où de grandes déformations peuvent se produire.
- Les déformations pendant la sollicitation cyclique peuvent s'accumuler jusqu'à de grandes valeurs, mais se stabilisent généralement peu de temps après l'arrêt de la sollicitation cyclique. Les mouvements qui en résultent sont dus à des causes externes et se produisent principalement lors de la sollicitation cyclique.
- Peut se produire dans la plupart des sols saturés à grains grossiers (ressemblant à du sable) (soit dilatant, soit contractant lors de déformations importantes) à condition que la sollicitation cyclique soit suffisamment importante en amplitude et en durée.
- Les sols fins (argile) peuvent subir une perte de résistance cyclique lorsque la contrainte de cisaillement cyclique appliquée est proche de la résistance maximale au cisaillement non drainé. Les déformations sont généralement faibles en raison de la résistance liée à la cohésion à faible contrainte effective. Les effets de vitesse (fluage) contrôlent souvent les déformations dans les sols cohérents.

La liquéfaction cyclique (sismique) est généralement limitée à un terrain plat ou légèrement en pente où l'inversion de la contrainte de cisaillement peut se produire pendant la sollicitation cyclique. La forme la plus courante de sollicitation cyclique qui peut provoquer une liquéfaction cyclique provient de séismes importants où l'amplitude et la durée de la sollicitation cyclique sont suffisantes pour atteindre une contrainte effective nulle. La quantité et l'étendue des déformations pendant la sollicitation cyclique dépendront de l'état (densité et historique des contraintes) des sols, de l'ampleur et de la durée de la sollicitation cyclique et de l'étendue de la zone dans laquelle l'inversion de la contrainte de cisaillement se produit. Si une inversion des contraintes de cisaillement se produit sur une zone étendue et que l'amplitude et la durée du chargement cyclique sont suffisamment importantes, il est possible que les contraintes effectives atteignent essentiellement zéro dans les sols de type sableux, ce qui entraîne alors de grandes déformations. Des cas de liquéfaction cyclique ont été observés lors des séismes majeurs de Niigata (1964) et de Christchurch (2010/11) et se manifestent sous la forme de tumulus de sable (« sand boils »), de réseaux souterrains endommagés (canalisations, etc.), de déformations latérales, d'affaissements de remblais, de tassements et de fissuration à la surface du sol. Notez que les sols ramollissants peuvent également subir une liquéfaction cyclique en fonction de la géométrie du sol.

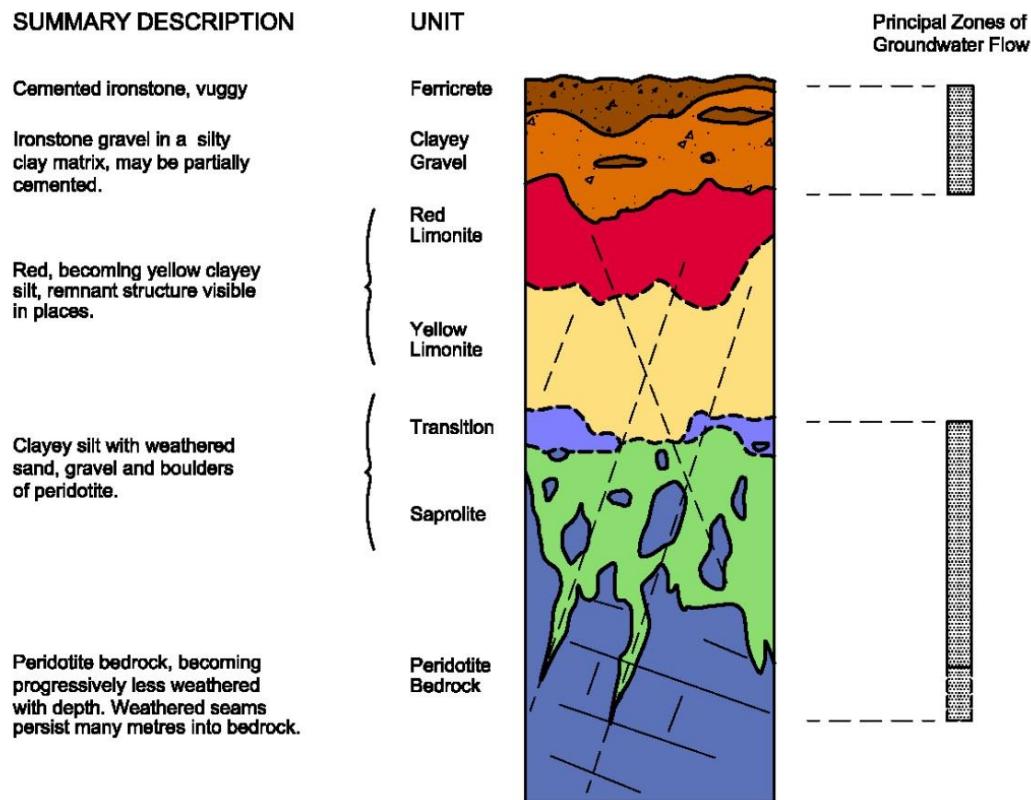
Si une liquéfaction cyclique se produit et que les capacités de drainage sont restreintes en raison de couches moins perméables sus-jacentes, le sol semblable à du sable immédiatement sous le sol moins perméable peut devenir plus lâche en raison de la redistribution de la pression interstitielle. Ceci peut éventuellement entraîner une liquéfaction statique ultérieure, si la géométrie est favorable à ce phénomène. Dans les cas où la capacité de drainage est restreinte, les éventuelles redistributions des pressions interstitielles doivent être considérées avec prudence.

Géologie du site

La majorité du site KO2 repose sur de la roche ultramafique classée comme péridotite. Au-dessus du socle rocheux, se trouve un profil très altéré et variable présentant les caractéristiques suivantes de haut en bas :

- Une couche supérieure de cuirasse ferrugineuse qui a été excavée sous le barrage KO2.
- Sols transportés (alluvions et colluvions), constitués de graves argileuses lâches à moyennement denses.
- Sol résiduel de latérite présent sur une épaisseur de 5 à 30 m et qui présente une structure en place, un indice des vides in situ très élevé et qui affiche une sensibilité.
- Alternance de péridotite et de saprolite qui s'étend jusqu'à 80 m
- Socle de péridotite, de haute résistance.

Un résumé des principales unités géologiques est présenté à la figure 1.



Note:
 Profile varies considerably over short distances. One or more of the layers shown may be absent at a particular location.

Figure 1. Résumé des unités géologiques majeures (Golder, 2005)

La roche péridotite est soluble et, au fil du temps géologique, des vides se forment dans la roche à la suite de mouvements des eaux souterraines. Là où ces vides atteignent la surface du sol, des « dolines » se forment par effondrement de la surface et peuvent éventuellement se remplir de sol meuble ou d'eau. La zone est fortement faillée, mais pas actuellement active sur le plan tectonique. Les dolines se forment souvent le long des lignes de faille majeures, car l'écoulement des eaux souterraines est concentré le long de ces structures.

Une interprétation du profil géologique le long du barrage KO2 est présentée sur la Figure 2. Ceci illustre la nature variable et complexe du profil d'altération.

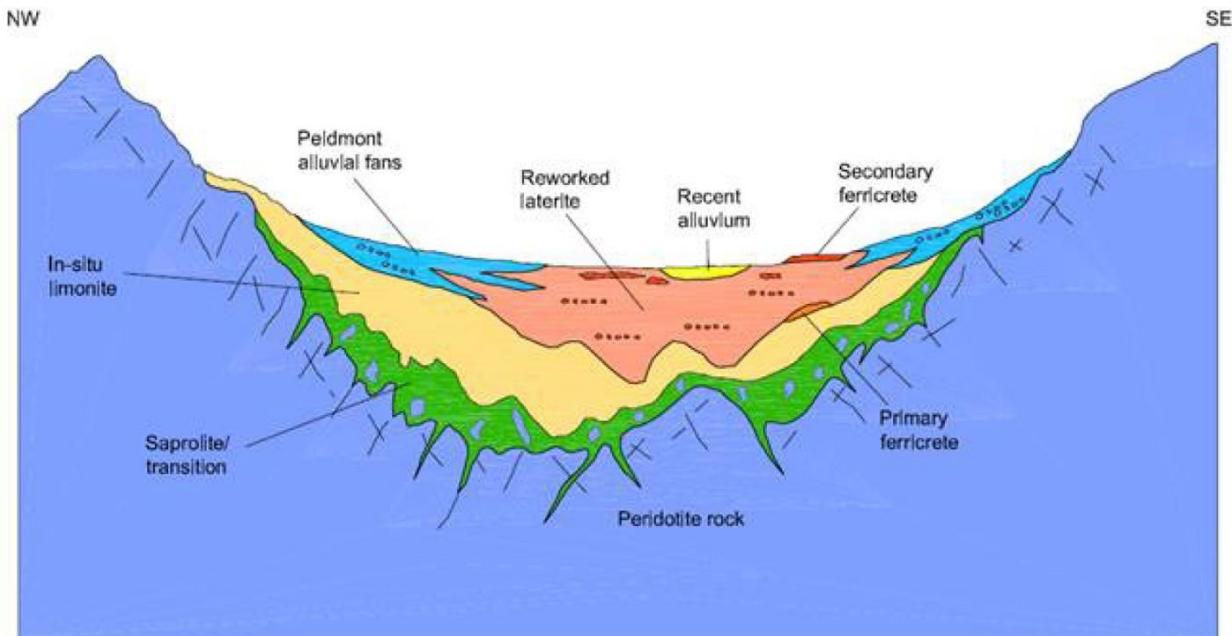


Figure 2 Profil géologique interprété au droit du barrage KO2 (Golder, 2009)

Sols de fondation

Les unités principales de sols de fondation du point de vue de la stabilité sont les couches de sol résiduels les plus faibles, principalement constituées de latérites. Géologiquement, ce sont des sols résiduels qui conservent une partie des liaisons d'origine de la roche mère. D'un point de vue minéralogique, la latérite est principalement constituée de goethite (oxyde de fer hydraté) qui est connue pour être un agent de liaison. La goethite est composée de nanoparticules qui se lient pour former des agrégats de particules poreuses, qui ressemblent à des plaques et ont des tailles de limon à sable. La matrice du sol constituée de cristaux de goethite imbriqués de différentes tailles, engendre des indices des vides et des teneurs en eau élevées. La liaison crée un matériau rigide à très rigide pour de petites déformations, mais le cisaillement peut casser la liaison et la matrice de goethite, ce qui peut entraîner une réduction significative de la résistance à des déformations plus importantes.

La latérite in situ est composée de limon argileux à sableux avec occasionnellement du gravier ferrugineux (grenaille de fer). L'épaisseur de latérite varie entre 5 m et 30 m et a tendance à passer d'une latérite rougeâtre riche en hématite (Latérite rouge supérieure) à une limonite jaunâtre riche en nickel (Latérite jaune inférieure). La latérite rouge se caractérise par une teneur en eau généralement inférieure à 40%, une faible teneur en nickel (moins de 1%) et une teneur en fer supérieure à 40%. La latérite jaune est caractérisée par une concentration plus élevée en nickel et cobalt que les couches la surmontant. C'est une couche à grain très fin avec la goethite comme minéral prédominant, par opposition à l'hématite qui est le minéral principal de la latérite rouge sus-jacente. La latérite jaune peut avoir des teneurs en eau plus élevées jusqu'à 120%.

L'origine géologique et l'altération chimique des sols de fondation ont produit des sols avec une microstructure importante, principalement en raison de la liaison à la fois de la roche mère et de la liaison des nanoparticules formant des agrégats de particules poreuses. Cela a créé une couche d'altération très variable aussi bien en termes de composition que de comportement.

Interprétation des données disponibles

Sols de fondation

Une série de campagnes d'investigations géotechniques ont été réalisées pour caractériser les sols de fondation. Ces campagnes comprenaient la réalisation de puits à la pelle mécanique, de forages, d'échantillonnages, d'essais en laboratoire et d'essais in situ. Les essais in situ ont compris des essais de pénétration statique au cône (CPT), des essais au dilatomètre Marchetti (DMT), des essais au scissomètre (FVT) et des essais pressiométriques Ménard (PMT). Certains CPT et DMT comprenaient des mesures de vitesse d'onde de cisaillement (Vs). La plus grande partie de l'interprétation de cette étude était basée sur les données de terrain les plus récentes, datant de 2018 (GEOs4D Factual Report 2018).

Un plan du site présentant l'emplacement des essais de la campagne de 2018 est illustré à la Figure 3.

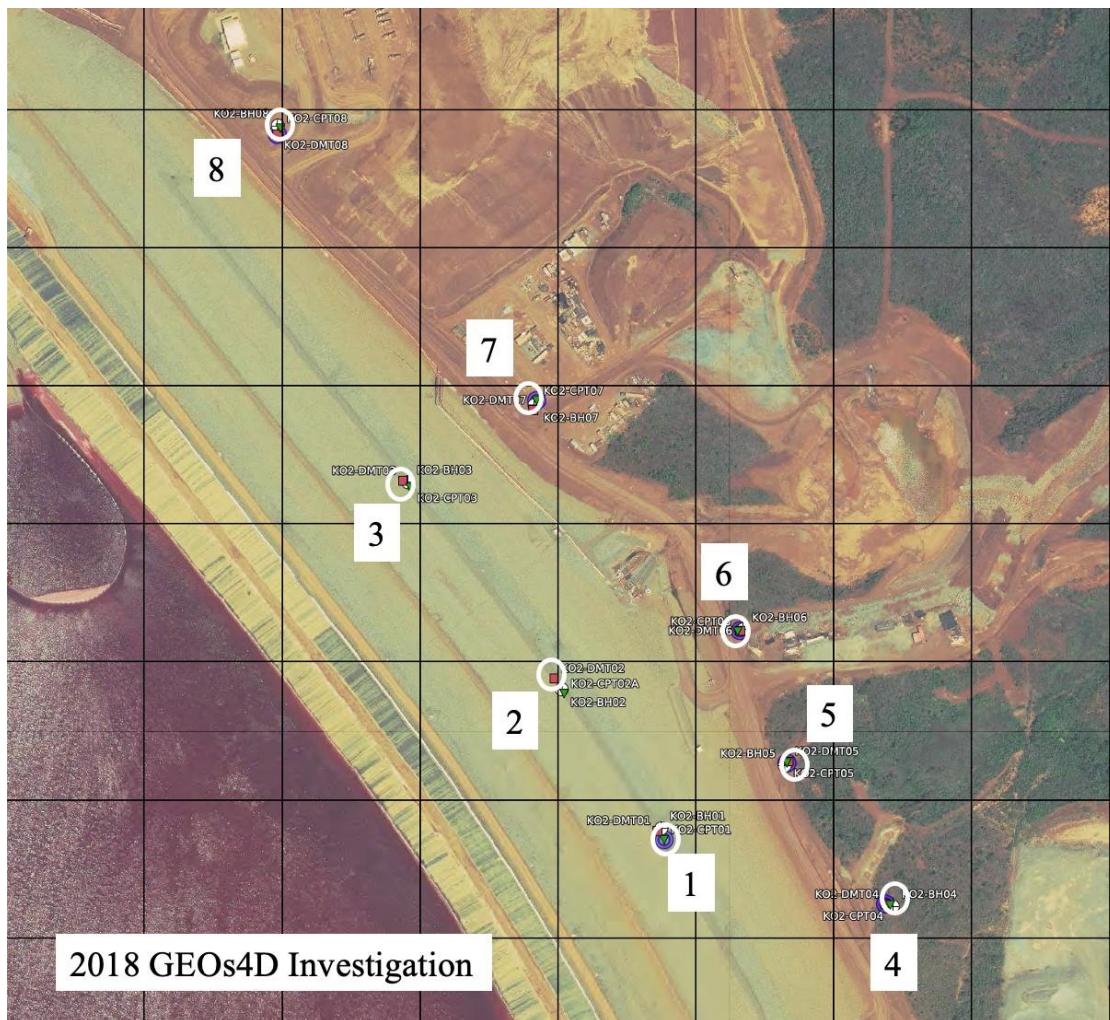


Figure 3. Plan présentant les localisations des essais de la campagne de reconnaissance de 2018 (GEOS4D)

Chaque plate-forme d'essai comprenait un forage (BH) utilisant une petite foreuse sonique, un CPT et un DMT. Les mesures de vitesse des ondes de cisaillement sismiques (Vs) ont été effectuées à l'aide d'un CPT sismique (SCPT) aux emplacements 1, 5 et 7 ainsi que d'un DMT sismique (SDMT) aux emplacements 4, 6 et 8. Les données Vs numériques n'étaient disponibles que pour le SDMT. Les

mesures Vs (SCPT) n'ont pas été probantes sous le barrage au point 1. Des essais au scissomètre en forage (FVT) ont été effectués dans sept forages aux emplacements 1 à 7.

Un graphique superposé des paramètres CPT normalisés pour les CPT réalisés le long du pied du barrage KO2 (ajusté pour l'altitude) aux emplacements 4, 5, 6 et 7 est présenté en Figure 4 pour illustrer la variabilité. Cette variabilité observée dans les CPT est plus élevée dans la latérite supérieure que dans la latérite inférieure. Les profils de la Figure 4 montrent également : la résistance de pointe non drainée interprétée à partir des CPT ($s_u(p)$), le rapport de résistance de pointe non drainée ($s_u(p)/\sigma'_{vo}$) en utilisant $N_{kt} = 14$ et OCR (en utilisant $k_{OCR} = 0,33$).

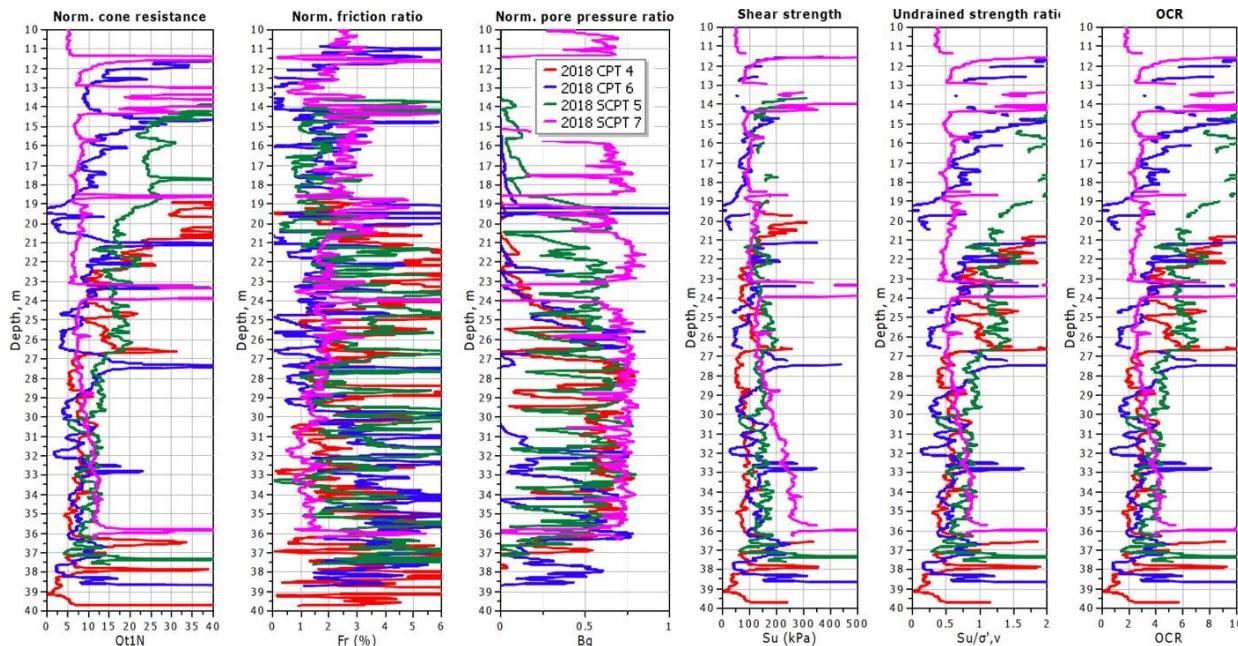


Figure 4. Graphique superposé des essais CPT le long du pied du barrage KO2 aux points 4, 5, 6 et 7 en termes de paramètres normalisés et des profils d'interprétation de la résistance au cisaillement non drainé ($s_{u(p)}$), du rapport de résistance ($s_{u(p)}/\sigma'_{vo}$) (en utilisant $N_{kt} = 14$) et de l'OCR (ajusté par rapport aux altitudes)

(Profondeur = 10m correspond à l'altitude 168,6m)

Un profil CPT typique au droit du point 5 (SCPT 5) est représenté sur la Figure 5 (paramètres de base) et sur la Figure 6 (paramètres normalisés). Les chutes fréquentes des pressions interstitielles du CPT mesurées sont dues aux pauses plus longues nécessaires lors des mesures Vs suivant un intervalle de 1 m de profondeur. Les dissipations à chaque intervalle de 1 m influencent le frottement le long du manchon CPT (f_s) qui est observé par des augmentations fréquentes du rapport de frottement (R_f) et du rapport de frottement normalisé (Fr) suivant un intervalle de 1 m. La Figure 7 présente les données CPT normalisées de SCPT 5 sur les graphiques mis à jour des types de comportement de sol (Soil Behavior Type - SBTn). La Figure 7 permet d'identifier la microstructure (liaison) lorsque l'indice de rigidité normalisé (KG) dépasse 330. Les valeurs très élevées du paramètre de surpression interstitielle ($U_2 = \Delta u/\sigma'_{vo}$) indiquent également une microstructure importante due à la liaison in situ et que les sols sont également contractant lors de grandes déformations.

Project: KO2
 Location: New Caledonia

CPT: 2018 SCPT 5
 Total depth: 27.00 m, Date: 8/3/2021

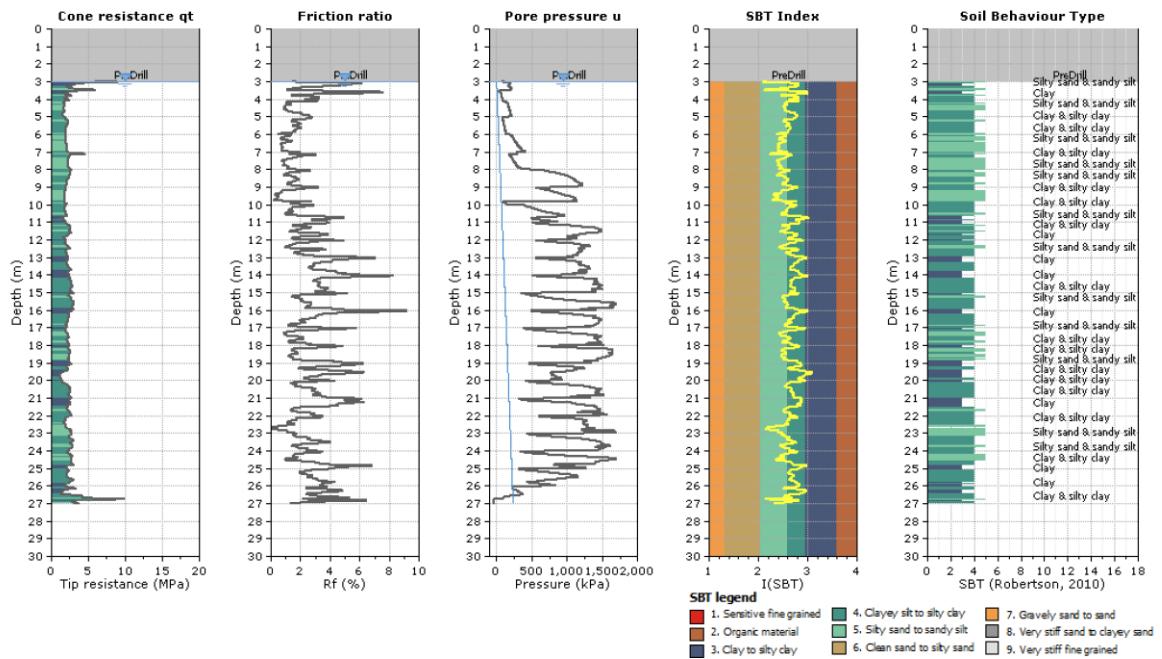


Figure 5. Profil CPT au point 5 (pied du barrage KO2)

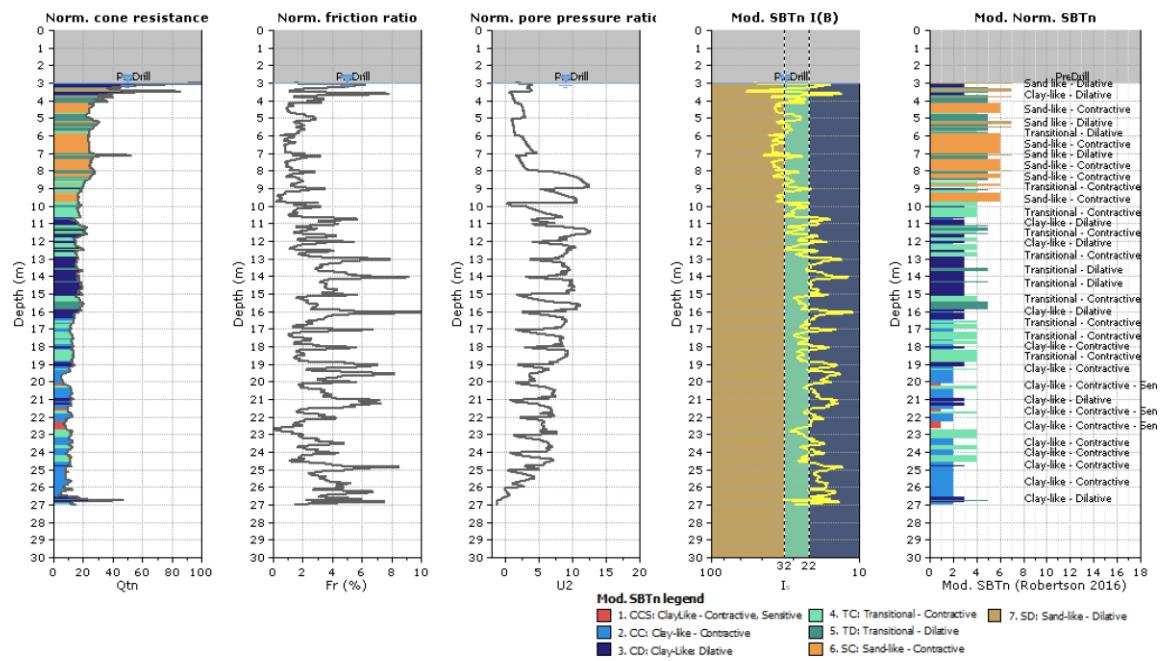


Figure 6. Profil CPT en termes de paramètres normalisés au point 5 (pied du barrage KO2)

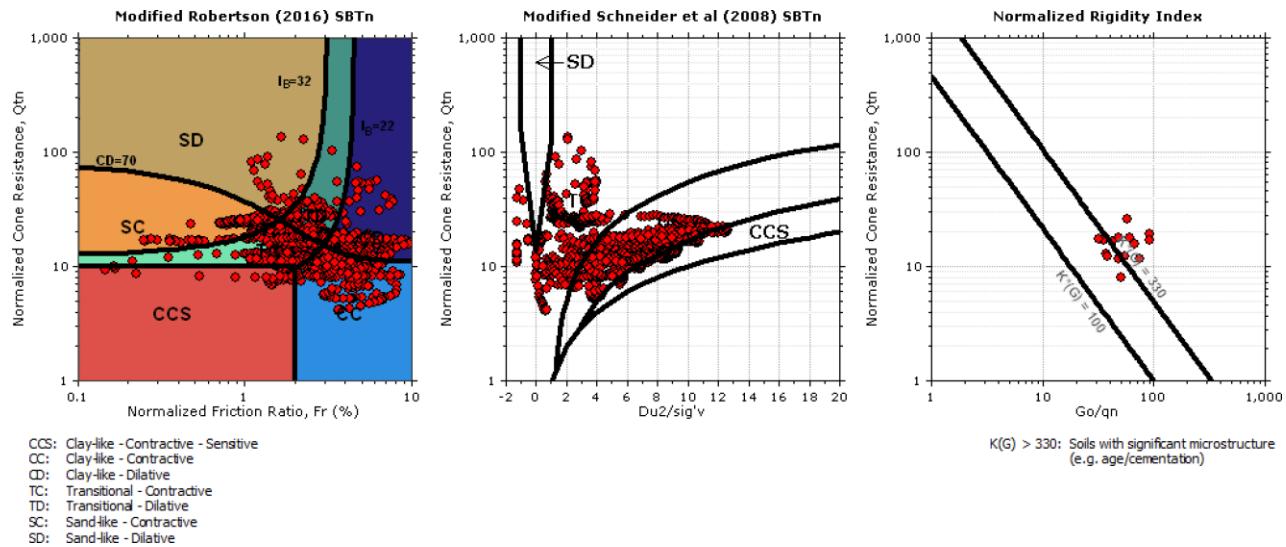


Figure 7. Données CPT normalisées pour l'essai SCPT 5 affichées sur le graphique SBTn mis à jour (D'après Robertson, 2016)

La Figure 8 présente les courbes d'interprétation du SCPT 5 avec les données DMT et FVT superposées pour comparaison.

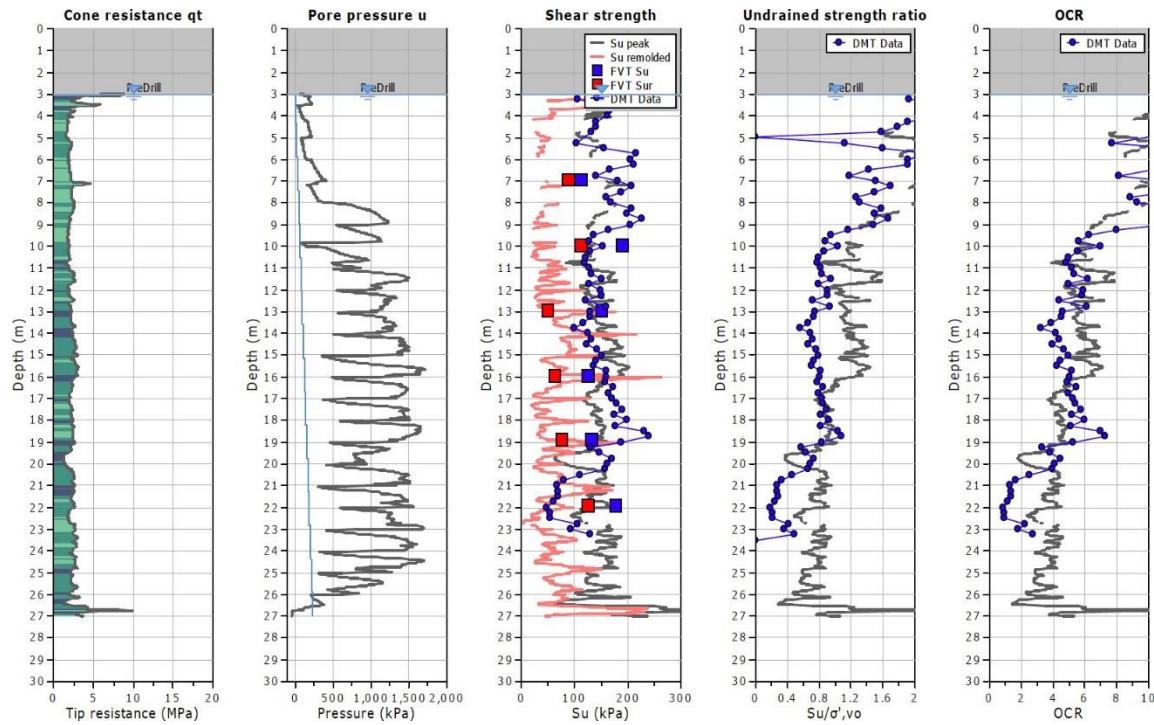


Figure 8. Interprétations de la résistance non drainée de pointe ($S_{u(p)}$), du rapport de résistance ($S_{u(p)}/\sigma'_v$) (en utilisant $N_{kt} = 14$) et de l'OCR (au pied du barrage KO2) comparées aux interprétations des essais DMT et FVT

Il y a généralement une bonne corrélation entre le CPT, le FVT et le DMT en termes de résistance au cisaillement non drainé de pointe et remaniée ainsi que d'OCR estimé. La latérite supérieure semble s'étendre de 3 m à environ 10 m, sur la base des valeurs CPT normalisées (Figure 6). D'après les résultats de laboratoire, le poids volumique moyen de la latérite est d'environ 17 kN/m³, et cette valeur a été utilisée dans les interprétations du CPT. L'interprétation des essais DMT a utilisé un poids

volumique variable dont la moyenne était proche de 18,5 kN/m³. Bien que le poids spécifique des grains de la latérite soit élevé, lorsqu'il est combiné avec un indice des vides très élevé, il engendre un poids volumique de valeur relativement normale. Les résultats des CPT et DMT indiquent que la majorité des sols résiduels de latérite sont de type argileux dans leur comportement. La latérite supérieure semble présenter un comportement un peu plus sableux (par exemple, CPT5) mais cela n'a pas été observé dans tous les essais CPT et forages.

Un des avantages des essais in situ, tels que le CPT et le DMT, est qu'ils peuvent fournir une grande quantité de données pour quantifier la variabilité in situ, à la fois verticalement et latéralement. Cependant, une grande partie de l'interprétation est basée sur des corrélations semi-empiriques qui peuvent ne pas s'appliquer entièrement aux sols résiduels avec liaison et présentant une minéralogie complexe. La minéralogie des sols résiduels présents à KO2 est très différente de celle des sols qui ont constitué la source de la plupart des corrélations empiriques des essais in situ. Par conséquent, il peut y avoir une certaine incertitude dans les paramètres interprétés à partir des essais in situ. Cependant, la cohérence d'interprétation entre les différents essais in situ (CPT, DMT et FVT) donne une certaine confiance dans l'interprétation générale.

Plusieurs essais de dissipation ont été effectués dans chaque CPT pour fournir une estimation des caractéristiques de drainage et de consolidation. Le taux de dissipation peut être mesuré par le temps qu'il faut pour dissiper 50% des surpressions interstitielles (t₅₀). Les valeurs t₅₀ dans les CPT le long du pied du barrage KO2 variaient de 40 à 250 s, avec une moyenne d'environ 100 s. Les dissipations les plus rapides se situent généralement dans la latérite supérieure. Ces valeurs confirment que le processus de pénétration du CPT est essentiellement non drainé, ce qui correspond à un comportement plus argileux dans ces sols résiduels. Les valeurs t₅₀ indiquent une perméabilité horizontale in situ d'environ 1x10⁻¹⁰ m/s.

D'après les données CPT disponibles, les paramètres approximatifs suivants sont estimés pour la latérite en dehors de l'emprise du barrage KO2 (c'est-à-dire sans surcharge de remblai).

Hors emprise du barrage KO2 (absence de remblai) :

Latérite supérieure (à partir des essais CPT)

Q _{tn} ~ 12MPa (+/- 5MPa)
F _r ~ 2% (+/- 1%)
B _q ~ 0.1 (+/- 0.1)
I _c ~ 2.6 (+/- 0.4)
OCR ~ 5.0 (+/- 2.0)
S _{u(p)/σ'} ~ 0.80 (+/- 0.20) N _{kt} =14
S _{u(r)/σ'} ~ 0.25 (+/- 0.15)
V _{s1} ~ 250 m/s (+/- 50 m/s)
t ₅₀ ~ 60 s
k ~ 3x10 ⁻¹⁰ m/s
ϕ' ~ 40°

Latérite inférieure (à partir des essais CPT)

Q _{tn} ~ 10MPa (+/- 2MPa)
F _r ~ 3% (+/- 2%)
B _q ~ 0.7 (+/- 0.1)
I _c ~ 3.0 (+/- 0.2)
OCR ~ 3.0 (+/- 1.0)
S _{u(p)/σ'} ~ 0.50 (+/- 0.15) N _{kt} =14
S _{u(r)/σ'} ~ 0.15 (+/- 0.10)
V _{s1} ~ 250 m/s (+/- 50 m/s)
t ₅₀ ~ 100 s
k ~ 1x10 ⁻¹⁰ m/s
ϕ' ~ 40°

Les profils CPT n'ont pas fourni une distinction claire entre la latérite supérieure et inférieure.

En général, les sols résiduels de latérite in situ conservent la liaison de la roche mère et la résistance de cette liaison est très variable, ce qui est courant dans les sols résiduels. La latérite in situ est raide et relativement résistante pour de petites déformations, en raison de la liaison, mais sa résistance peut se réduire pour des déformations plus importantes à mesure que la liaison est détruite. La résistance de la liaison résiduelle crée une contrainte d'élasticité qui fait que les sols se comportent comme un sol

argileux surconsolidés sous de faibles contraintes de chargement. D'après les données CPT, la contrainte d'élasticité estimée est variable en raison de la variabilité naturelle de la liaison résiduelle, mais varie d'environ 300 kPa à 700 kPa selon la profondeur.

Le comportement des sols résiduels in situ sur le site KO2 est influencé par les changements de contrainte de chargement puisqu'ils se comportent comme des sols argileux surconsolidés. Les sols résiduels en dehors de l'emprise du barrage KO2 sont soumis à des contraintes de confinement effectives inférieures à la limite élastiques estimées et se comportent comme des sols argileux surconsolidés. Quant à eux, les sols résiduels sous le barrage KO2 subissent le poids supplémentaire du remblai qui peut ainsi dépasser la limite d'élasticité et engendrer un comportement plus similaire à celui d'un sol se comportant comme un sol argileux normalement consolidé. Les données CPT disponibles confirment cette variation du comportement du sol.

Les CPT réalisés à partir de la banquette aval du barrage (CPT 1, 2 et 3) permettent d'évaluer le comportement de la latérite sous environ 20 m de remblai. Ces CPT indiquent que l'OCR estimé est réduit et est proche de $OCR = 1$. Un graphique de superposition des paramètres CPT normalisés pour les CPT effectués sur le barrage KO2 (ajusté pour l'altitude) aux emplacements 1, 2 et 3 est présenté en Figure 9. Cette Figure 9 indique que les 3 CPT sous le barrage sont généralement plus homogènes, par rapport à ceux réalisés au pied du barrage et qui ont été présentés sur la Figure 3, bien que le nombre d'essais soit faible. Les profils de la Figure 9 montrent également : la résistance de pointe non drainée interprétée ($s_{u(p)}$), le rapport de résistance non drainée ($s_{u(p)}/\sigma'_{vo}$) (en utilisant $N_{kt} = 10$) et OCR.

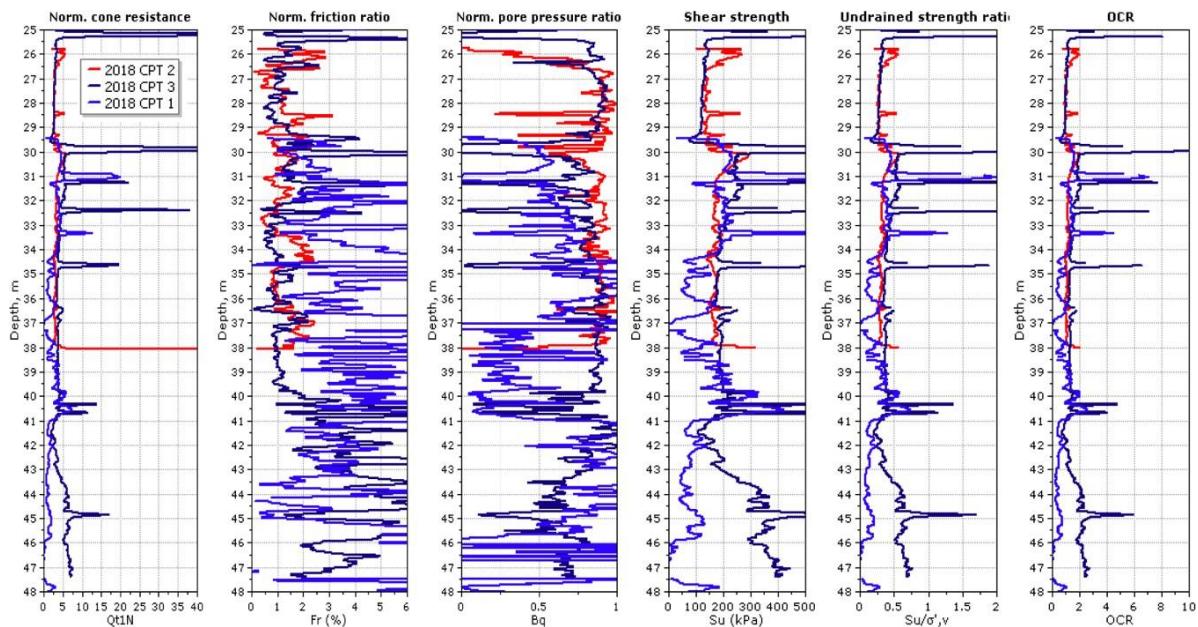


Figure 9. Graphique superposé des essais CPT réalisés depuis le barrage KO2 aux points 1, 2 et 3 en termes de paramètres normalisés et des profils d'interprétation de la résistance au cisaillement non drainé ($s_{u(p)}$), du rapport de résistance ($s_{u(p)}/\sigma'_{vo}$) (en utilisant $N_{kt} = 10$) et de l'OCR (ajusté par rapport aux altitudes)
(Profondeur = 25 m correspond à l'altitude 166m)

La Figure 10 présente les graphiques d'interprétation du CPT 2 avec les données DMT et FVT superposées (CPT utilisé $N_{kt} = 10$). Une valeur de $N_{kt} = 10$ a fourni une meilleure comparaison avec les données DMT et FVT et est cohérent avec la sensibilité accrue observée. La résistance remaniée non drainée du FVT est beaucoup plus grande que les valeurs estimées du CPT (basées sur les valeurs

de frottement du manchon). Cela peut refléter une variation de la résistance non drainée en fonction du niveau de contrainte puisque les contraintes de cisaillement autour du manchon CPT sont très élevées. Les pressions interstitielles élevées mesurées lors du CPT et les faibles valeurs de frottement du manchon vont dans le sens des valeurs de résistance remaniée plus faibles estimées à partir du CPT. Les données FVT sont également très limitées en nombre.

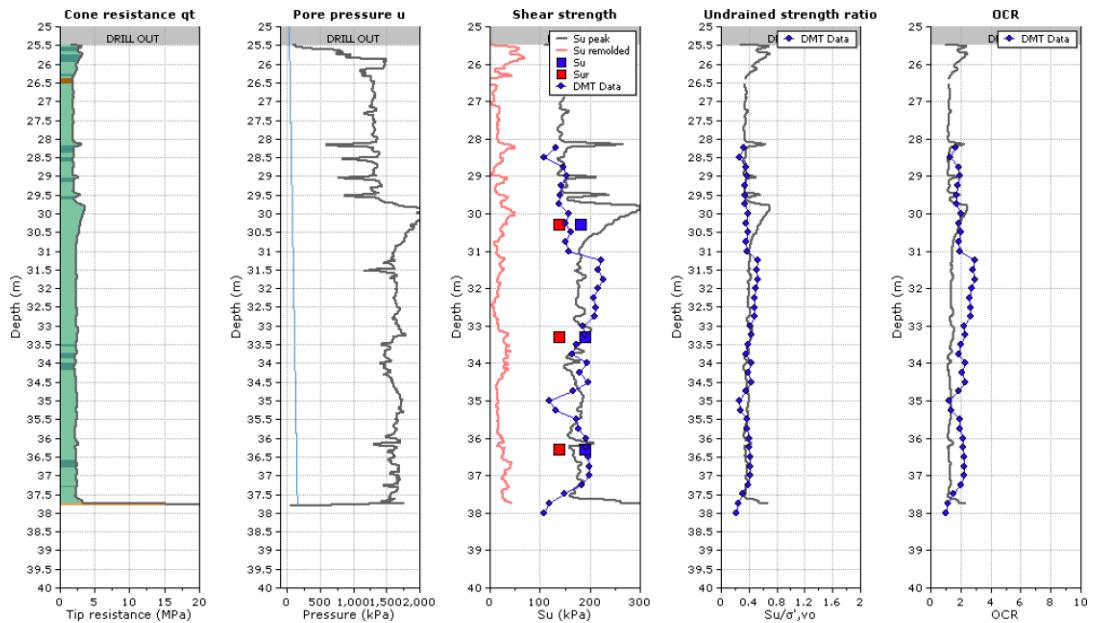


Figure 10. Interprétations pour CPT 2 de la résistance non drainée de pointe ($s_{u(p)}$), du rapport de résistance ($s_{u(p)}/\sigma'_{vo}$) (en utilisant $N_{kt} = 10$) et de l'OCR (depuis le barrage KO2) comparées aux interprétations des essais DMT et FVT

Une comparaison entre deux CPT proches (CPT 3 sous le barrage et CPT 7 au pied du barrage) est présentée sur la Figure 11 pour illustrer le changement de comportement lié au remblai ajouté (au CPT3).

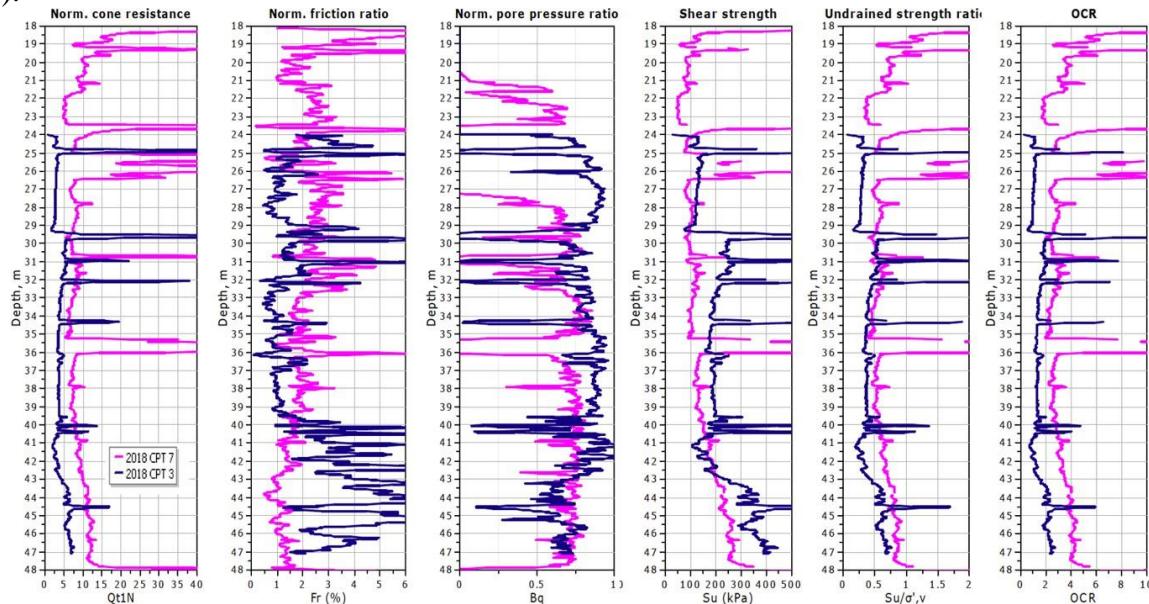


Figure 11. Comparaison entre deux CPT réalisés proche l'un de l'autre : CPT 03 sous le barrage et CPT 07 au pied du barrage (Profondeur = 18m correspond à l'altitude 172.65m)

La Figure 11 montre comment l'OCR estimé est passé de valeurs d'environ 3 à 4 au pied du barrage à 1,0 sous le barrage. Les valeurs estimées de la résistance de pointe au cisaillement non drainé ($\text{su}(p)/\sigma'v_0$) montrent également une légère diminution. La contrainte imposée par le remblai au droit de ces points est d'environ 400 kPa (environ 20 m de remblai) et cela semble avoir dépassé la limite d'élasticité moyenne, puisque l'OCR résultant est proche de 1,0. Ceci est également cohérent avec les grands tassements observés sous le barrage KO2.

La Figure 12 compare les paramètres CPT normalisés pour CPT 2 (sous le barrage) et CPT 5 (au pied du barrage) sur le graphique SBTn mis à jour. Les données CPT au pied du barrage indiquent une microstructure importante (valeurs élevées de $\Delta u/\sigma'v_0$) alors que le CPT sous le barrage (CPT 2) indique une absence de microstructure et un comportement plus sensible. Ceci est vrai pour les 3 CPT effectués à travers le barrage.

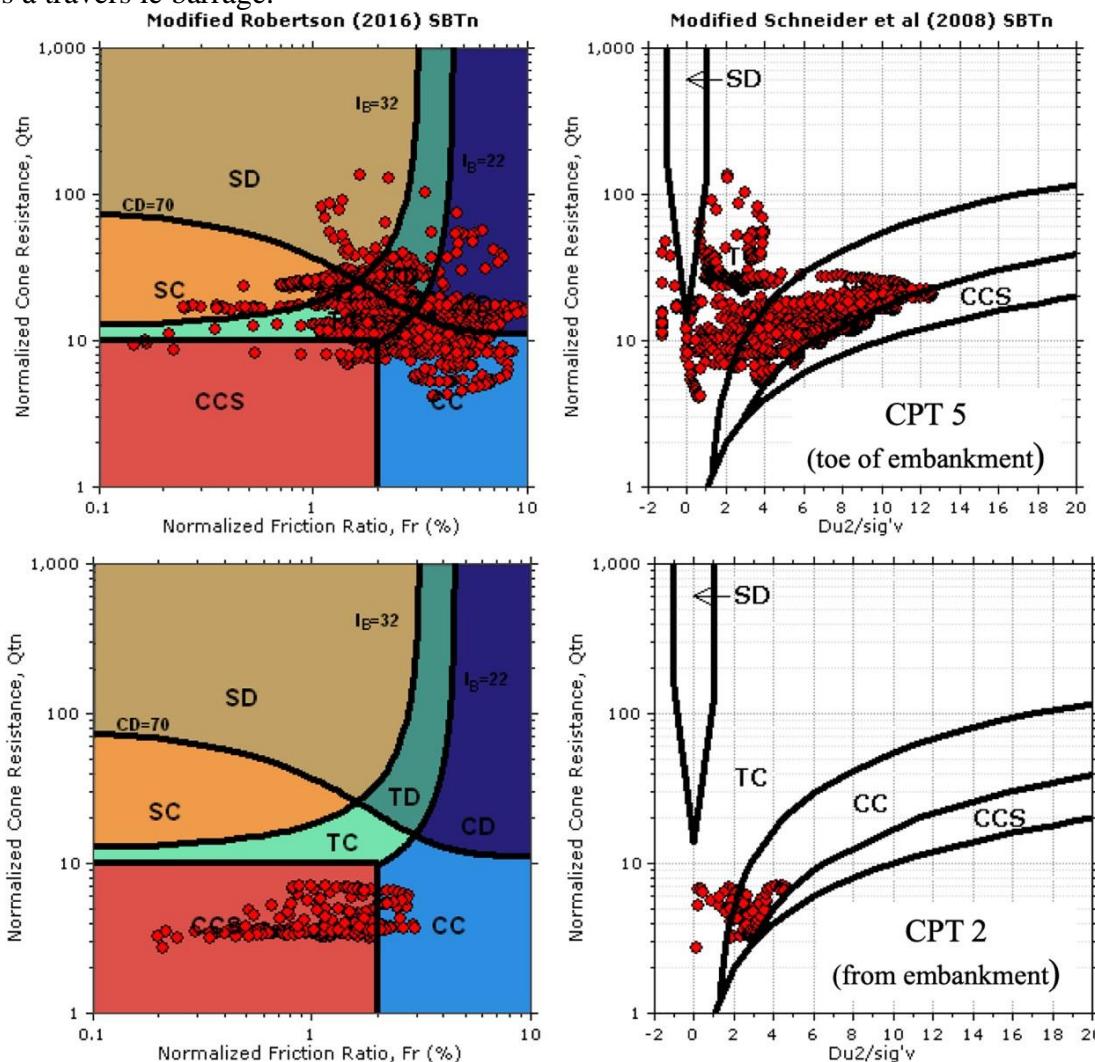


Figure 12. Données CPT normalisées pour les essais CPT 2 (sous le barrage) et CPT 5 (pied du barrage) affichées sur le graphique SBTn mis à jour (absence de données Vs mesurées dans CPT 2)

D'après les données CPT disponibles, les paramètres moyens approximatifs suivants sont estimés pour la latérite sous le barrage KO2.

Sous le barrage KO2 :

Latérite supérieure et inférieure (à partir des essais CPT)

$Q_{tn} \sim 5 \text{ MPa}$ (+/- 2 MPa) $F_r \sim 1.5\%$ (+/- 1%)

$B_q \sim 0.8$ (+/- 0.1)

$I_c \sim 3.2$ (+/- 0.2)

$\text{OCR} \sim 1.5$ (+/- 0.5)

$s_{u(p)} / \sigma'_{vo} \sim 0.30$ (+/- 0.10) $N_{kt}=10$

$s_{u(r)} / \sigma'_{vo} \sim 0.05$ (+/- 0.02) $t_{50} \sim 200 \text{ s}$ (+/- 100 s)

Des essais en laboratoire ont été effectués à différents stades de développement du barrage KO2. La plus grande partie de l'interprétation de cette étude était basée sur les essais les plus récents effectués en 2016, 2017 et 2018 par Golder et Fugro. Les essais de laboratoire montrent les paramètres d'identification moyens suivants.

Latérite supérieure :

Couleur rouge marron – Sable silteux/Silt sableux

Pourcentage de fines (FC) = 20 to 30%

Indice de Plasticité (PI) ~ 11% (+/- 2%)

Limite de Liquidité (LL) ~ 43% (+/- 5%)

Teneur en eau in situ (w_n) ~ 37% (+/- 5%)

Poids spécifique des grains (G_s) ~ 3.5

Indice des vides in situ (e) ~ 1.3 (+/- 0.2)

Latérite inférieure :

Couleur jaune – Silt très plastique

Pourcentage de fines (FC) > 90%

Indice de Plasticité (PI) ~ 25% (+/- 10%)

Limite de Liquidité (LL) ~ 80% (+/- 20%)

Teneur en eau in situ (w_n) ~ 90% (+/- 10%)

Poids spécifique des grains (G_s) ~ 4.0

Indice des vides in situ (e) ~ 4.5 (+/- 0.4)

La Figure 13 présente un résumé de certaines valeurs de limites d'Atterberg pour illustrer la variabilité.

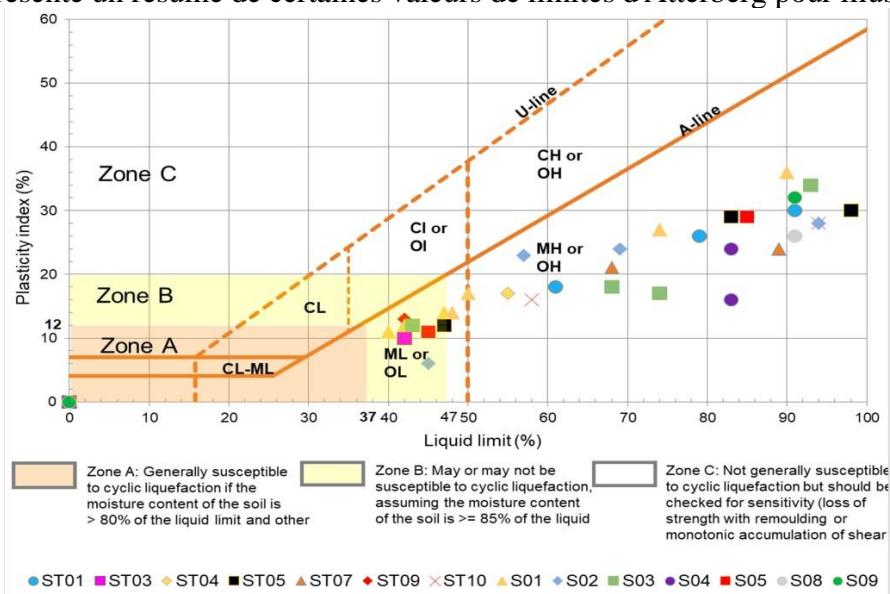


Figure 13. Résumé des valeurs de Limites d'Atterberg pour les échantillons des essais CDSS (Golder, 2020)

Les essais de laboratoire sur des échantillons relativement intacts à de faibles contraintes effectives de confinement indiquent des limites d'élasticité élevées mais variables et en adéquation avec des quantités variables de liaison. La limite d'élasticité élevée combinée à des valeurs relativement élevées de l'indice de plasticité (PI) indique que la latérite se comporte comme un sol argileux surconsolidé à faible contrainte effective de confinement, et avec un rapport de résistance au cisaillement non drainé élevé

($\text{su}(p)/\sigma'v_0$). Cependant, comme les limites d'élasticité élevées sont dues à présence de liaison interne, lorsque les déformations sont importantes et que cette liaison est détruite, le sol devient contractant. Ceci entraîne alors de fortes pressions interstitielles positives et une réponse de comportement de ramollissement (« strain softening response ») au cisaillement non drainé. Les résistances au cisaillement non drainées réduites pour de grandes déformations sont compatibles avec les teneurs en eau élevées in situ comparées à la limite de liquidité (LL). Au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte effective de confinement, le rapport de surconsolidation apparent (OCR) diminue, ce qui se traduit par un rapport de résistance non drainé ($\text{su}(p)/\sigma'v_0$) plus faible. Lorsque la contrainte effective des terres dépasse la limite d'élasticité in situ, le sol se comporte comme une argile normalement consolidée avec un rapport de résistance de pointe au cisaillement non drainé proche de $\text{su}(p)/\sigma'v_0 = 0,25$. La Figure 14 présente un résumé du rapport de résistance de pointe au cisaillement non drainé, mesuré en laboratoire ($\text{su}(p)/\sigma'v_0$) en fonction de la contrainte effective de confinement verticale (Golder, 2020).

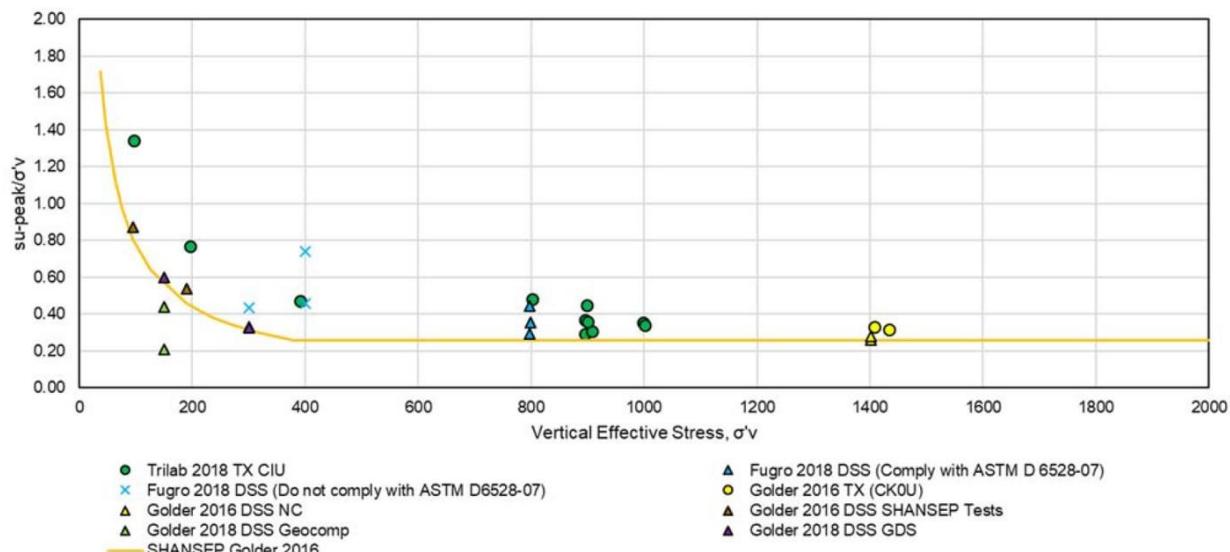


Figure 14. Résumé des rapports de résistance non drainée de pointe mesurées au laboratoire en fonction de la contrainte vertical effective de confinement (Golder, 2020)

Comme l'illustrent les résultats de la Figure 14, une limitation des résultats de laboratoire est liée à la faible quantité de résultats d'essai qui n'est souvent pas suffisante pour quantifier pleinement la variabilité in situ.

Les contraintes effectives verticales élevées sous le barrage KO2 font que le comportement de la latérite ressemble davantage à une argile normalement consolidée avec un faible rapport de résistance de pointe non drainée. Cette observation est corroborée par les résultats des essais in situ. Les essais en laboratoire à des contraintes élevées montrent que la latérite est également ductile en cisaillement non drainé et subit une perte de résistance (adoucissement) pour une déformation croissante. La plupart des essais de laboratoire ont montré une réduction continue de la résistance (ramollissement) pour une déformation croissante jusqu'à ce que l'essai soit arrêté à la limite de déformation de l'équipement. Le rapport de résistance remaniée non drainée à grande déformation était souvent d'environ $\text{su}(r)/\sigma'v_0 = 0,15$, bien que la résistance résiduelle constante finale n'ait pas été atteinte (voir Figure 15) lors des essais. La réponse ductile observée de la latérite testée à des contraintes plus élevées est cohérente avec la plasticité relativement élevée de ces sols résiduels. En résumé, on peut s'attendre à ce que la latérite sous le barrage KO2 se comporte comme une argile plastique normalement consolidée avec un rapport de résistance de pointe non drainée ($\text{su}(p)/\sigma'v_0$) d'environ 0,25, une réponse contrainte-déformation

ductile et un comportement post-pic de ramollissement à grande déformation.

Le comportement des latérites (sol résiduel) sous sollicitations cycliques a été évalué à l'aide d'essais de cisaillement direct simple cyclique (CDSS). Les résultats du CDSS montrent que le comportement de la latérite sous sollicitation cyclique est similaire à celui observé dans la plupart des sols se comportant comme des sols argileux. La résistance au chargement cyclique est étroitement liée à l'amplitude du rapport de contrainte cyclique (CSR) appliqué par rapport au rapport de résistance de pointe au cisaillement non drainé ($\sigma_u(p)/\sigma'vo$). Lorsque le CSR se rapproche de la valeur du DSS $\sigma_u(p)/\sigma'vo$, de grandes déformations peuvent se produire comme celles sous chargement statique puisque le CSR se rapproche du rapport de résistance de pointe de cisaillement non drainé. Il est courant de définir la liquéfaction cyclique dans les essais en laboratoire en utilisant un niveau défini de déformation à double amplitude (souvent 3,75%) plutôt que lorsque le sol atteint une contrainte effective nulle. Par conséquent, les essais de laboratoire cycliques sur des sols se comportant comme des sols argileux peuvent être quelque peu trompeurs. Les sols se comportant comme des sols argileux ne subissent généralement pas de liquéfaction cyclique (c'est-à-dire qu'ils n'atteignent pas une contrainte effective nulle), mais ils accumulent des déformations sous des niveaux élevés de CSR par rapport à la résistance de pointe non drainée, appelée « ramollissement cyclique » (« cyclic softening » en anglais). Dans les essais CDSS effectués sur latérite, les échantillons ont rarement atteint la condition de contrainte effective nulle, sauf dans quelques cas où un très grand nombre de cycles ont été appliqués. La plupart des échantillons ont connu un ramollissement cyclique à des valeurs CSR proches de 0,20. Idriss et Boulanger (2008) ont suggéré que la résistance au ramollissement cyclique dans les sols se comportant comme des sols argileux pourrait être définie par 0,8 ($\sigma_u(p)/\sigma'vo$). Les résultats des essais CDSS sont cohérents avec ce critère de ramollissement cyclique.

Tous les essais CDSS ont été effectués sans biais de contrainte de cisaillement statique. La latérite sous et près du pied du barrage KO2 présente des contraintes de cisaillement statiques relativement élevées en raison du remblai du barrage sus-jacent. Afin d'estimer les contraintes de cisaillement statique in situ dans les sols de fondation, il faudrait une analyse numérique utilisant des paramètres de sol représentatifs et l'historique de la construction pour modéliser la contrainte in situ. Les essais en laboratoire et in situ ont montré que la latérite est contractante pour de grandes déformations et la recherche a montré que les sols contractant présentent une diminution de la résistance au chargement cyclique avec un biais statique. Si le biais statique est proche du rapport de résistance de pointe non drainée, un CSR relativement faible provoqué par un tremblement de terre peut être suffisant pour dépasser le rapport de résistance de pointe non drainée, ce qui entraîne des déformations importantes produisant un peu de ramollissement de déformation (« strain softening »). L'influence du biais de contrainte de cisaillement statique peut être illustrée par deux essais de compression triaxiale non drainés sur latérite réalisés sous des contraintes anisotropes ($K_0 = 0,5$) et illustrés sur la Figure 15. La quantité de contrainte de cisaillement supplémentaire pour atteindre la résistance de pointe est très faible et le ramollissement ultérieur continue jusqu'à de très grandes déformations. Le rapport de résistance au cisaillement non drainé mesuré lors des essais de compression triaxiale est toujours plus élevé que lors d'un essai DSS. Bien qu'aucun essai CDSS n'ait été effectué avec un biais statique, les résultats présentés en Figure 15 illustrent que le résultat probable montrerait que des quantités relativement faibles de CSR pourraient entraîner un certain ramollissement de déformation.

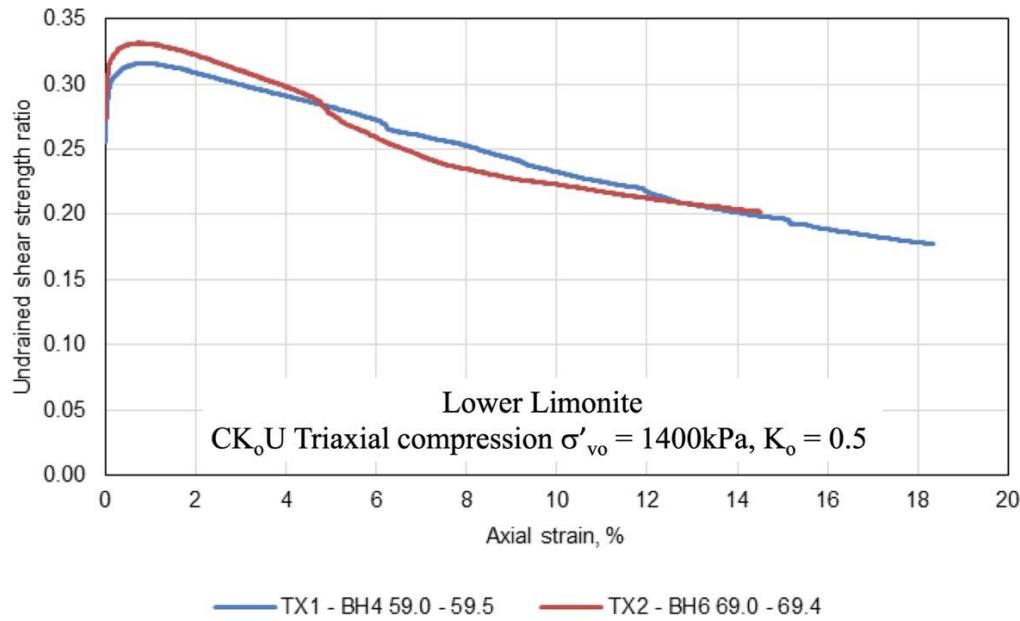


Figure 15. Deux essais de compression triaxiale non drainée à consolidation anisotrope ($K_o = 0.5$) sur des Latérites inférieures consolidées jusqu'à 1400 kPa

Remblai du barrage KO2

Le barrage KO2 a été construit à partir de latérite excavée depuis le bassin de l'aire de stockage des résidus KO2 (RSF) et de roches provenant d'excavations et de carrières locales (certaines dans le bassin existant). Les zones de matériaux utilisées pour la construction du barrage KO2, telles que décrites dans le rapport de conception de l'aire de stockage des résidus KO2 de Golder (2009), sont résumées ci-dessous. La Figure 16 montre une coupe schématique du barrage KO2 montrant les principaux types de remblai.

Zones de matériaux	Nom	Description
1A	Remblai Latéritique	Latérite sélectionnée avec un pourcentage de fines (75 µm) >30% et une teneur en eau <60%.
2C	Latérite sélectionnée	Latérite sélectionnée avec un pourcentage de fines (75 µm) >30% et une teneur en eau <60%. Le matériau est séché et compacté jusqu'à 95% de l'optimum.
2D	Gravier drainant	Couches de drainage à partir de matériaux rocheux à faible teneur en fines.
3A	1.5:1.5 Succession de couches de remblai rocheux et de Latérite	Succession de couches de : 1,5 m d'épaisseur de remblai rocheux et 1,5 m d'épaisseur compactée de Latérite.
3B	1.5:4.5 Succession de couches de remblai rocheux et de Latérite	Succession de couches de : 1,5 m d'épaisseur de remblai rocheux et 4,5 m d'épaisseur compactée de Latérite.

3C

1.5:7.5 Succession de couches de remblai rocheux et de Latérite

Succession de couches de : 1,5 m d'épaisseur de remblai rocheux et 7,5 m d'épaisseur compactée de Latérite.

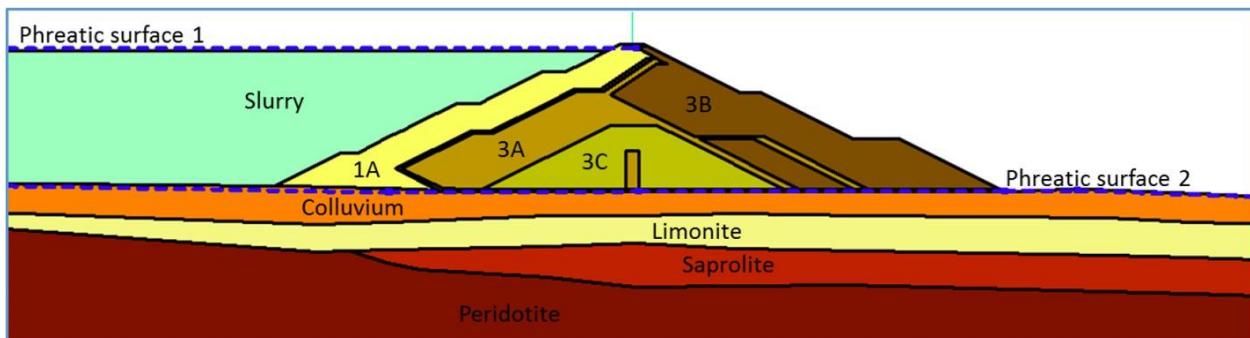


Figure 16. Coupe type du barrage KO2 (CH500, Golder, 2020)

Pour la conception du barrage KO2, Golder (2009) a construit une berme d'essai instrumentée (ITB). Les seuls essais de résistance au cisaillement effectués sur le remblai compacté de latérite étaient des essais en laboratoire et sur le terrain (FVT). Il semble qu'aucun essai de résistance triaxial ou DSS en laboratoire n'ait été effectué sur des échantillons compactés. Les essais FVT ont montré des valeurs relativement élevées de la résistance de pointe au cisaillement non drainé et, lorsqu'ils sont normalisés par la contrainte effective verticale estimée, indiquent des valeurs maximales du rapport de résistance au cisaillement non drainé ($\sigma_u(p)/\sigma'_vo$) supérieures à 1,0. Ces valeurs élevées suggèrent une réponse généralement de sol dilatant compatible avec un remblai compacté de sol se comportant comme un sol argileux. Les piézomètres dans le barrage indiquent un remblai aval principalement désaturé et les descriptions de forages récents effectués à travers le remblai indiquent également un matériau généralement sec. Par conséquent, on peut s'attendre à ce que le remblai de latérite compactée dans le talus aval du barrage KO2 se comporte de manière drainée, conformément aux hypothèses de conception.

Risque de liquéfaction du barrage KO2 et des fondations

La section suivante tente de répondre aux questions liées au risque de liquéfaction du barrage KO2 et des fondations comme indiqué au cahier des charges.

- Existe-t-il un risque d'instabilité ou de liquéfaction lié à la non-homogénéité des matériaux constitutifs du barrage ? Si oui, quel est ce risque ?

Le risque de liquéfaction des matériaux de remblai utilisés pour construire le barrage est très faible. Les données disponibles indiquent que le matériau de remblai est composé de remblai rocheux compacté et de latérite se comportant comme un sol argileux. Les données indiquent que le remblai est principalement désaturé et dilatant aux grandes déformations. Par conséquent, la liquéfaction cyclique et statique est peu probable. On peut s'attendre à ce que le remblai de latérite compacté en partie aval du barrage KO2 se comporte de manière drainée, conformément aux hypothèses de conception.

- Quels sont les matériaux (constitutifs du barrage ou environnants) qui présentent un risque de liquéfaction ? Sous quelles contraintes ?

Le remblai compacté utilisé pour construire le barrage KO2 a une très faible probabilité de liquéfaction, comme décrit ci-dessus.

Les sols de fondation sont plus complexes en ce sens que les sols résiduels sous le remblai du barrage semblent se comporter comme un matériau argileux normalement consolidé tandis que les sols résiduels au niveau du pied aval du barrage semblent se comporter davantage comme un matériau argileux surconsolidé. Les sols résiduels situés au niveau du pied aval du barrage conservent une certaine liaison interne provenant de la roche mère, ce qui les rend rigides et résistants aux petites déformations, mais contractant et de plus faible résistance aux grandes déformations. La liaison interne est variable du fait des variations d'altération ce qui engendre des sols de fondation hétérogène. Le poids du remblai du barrage semble avoir détruit la majeure partie de la liaison interne dans les sols résiduels sous le remblai, ce qui a engendré un horizon de sol se comportant comme un sol argileux plus homogène, plus meuble et normalement consolidé. Les sols résiduels sous le barrage et au pied aval du barrage ont tous deux le potentiel de comportement ramollissant en cas de cisaillement non drainé pour de grandes déformations. Les sols résiduels sous le barrage semblent être ductiles lorsque de grandes déformations sont nécessaires pour obtenir un ramollissement significatif.

Le risque de liquéfaction cyclique dans les sols de fondation est faible, en partie parce que les sols se comportent généralement comme des sols argileux avec une plasticité relativement élevée. La latérite supérieure présente une plasticité plus faible et un comportement plus proche d'un sol sableux, mais les données CPT indiquent que la latérite supérieure peut ne pas être continue sur de grandes distances.

Il existe un risque de liquéfaction statique (c'est-à-dire de perte de résistance) dans les sols de fondation. Dans les conditions statiques actuelles, ces sols de fondation se comportent d'une manière drainée ce qui est conforme au comportement actuel du barrage KO2. Cependant, étant donné qu'une sollicitation sismique est très rapide, on peut s'attendre à ce que les sols résiduels se comportent de manière non drainée pendant et peu de temps après un séisme. Les analyses de stabilité actuelles utilisant des valeurs de rapport de résistance au cisaillement de 0,25 à 0,30 dans les sols résiduels de fondation indiquent un facteur de sécurité calculé légèrement supérieur à 1,0. Cela implique que le rapport des contraintes de cisaillement statiques *in situ*, moyen, actuel, dans les sols résiduels sous le barrage est élevé et peut-être proche de 0,20. Par conséquent, des séismes qui induiraient un rapport de contrainte combiné (statique et cyclique) qui dépasserait le rapport de résistance de pointe au cisaillement non drainé déclencheront probablement une certaine réduction de résistance (ramollissement – « strain softening ») non drainée. Étant donné que le facteur de sécurité actuel utilisant des résistances de pointe non drainées est proche de 1,0, tout comportement de ramollissement pourrait entraîner de grandes déformations. La grande plasticité des sols résiduels indique que tout ramollissement entraînera probablement des mouvements relativement ductiles, puisque le taux de ramollissement semble être graduel (c'est-à-dire que les sols ne semblent pas être de comportement fragile).

Le niveau de CSR induit par un séisme dépend principalement de l'accélération maximale du sol (PGA) et de la profondeur du sol résiduel. L'augmentation de la profondeur réduit le CSR pour un PGA donné. Par conséquent, sous la partie centrale du barrage KO2, le CSR dans le sol résiduel de fondation sera généralement faible, en raison de la grande épaisseur de remblai au-dessus. Cependant, les zones de sol résiduel de fondation plus proches du pied aval du barrage présentent une épaisseur de remblai plus faible au-dessus, mais continuent d'avoir des contraintes de cisaillement statiques élevées. Par conséquent, lors d'un séisme, les sols résiduels de fondation sous la partie aval du barrage, près du pied, ont la plus forte probabilité de subir un ramollissement non drainé. Sans essais de laboratoire supplémentaires et analyses numériques détaillées, il n'est pas possible d'évaluer la relation entre la période de retour du tremblement de terre, la probabilité et la quantité d'ramollissement. L'évaluation de la performance de la structure sous une sollicitation sismique de conception nécessiterait une analyse numérique dynamique de contrainte effective complexe utilisant des paramètres de sol représentatifs. Cela nécessiterait des essais de laboratoire supplémentaires sur des échantillons intacts de haute qualité afin de modéliser le comportement du sol sous divers enregistrements-type de séismes. Sur la base des

données actuelles, les séismes avec une période de retour courte (c'est-à-dire un petit PGA) ont une faible probabilité de déclencher un ramollissement dans les sols résiduels de la fondation. Les séismes avec une période de retour plus longue (c'est-à-dire un PGA élevé) ont une plus grande probabilité de déclencher un ramollissement dans les sols de fondation.

Les sols résiduels à proximité du pied du barrage, où l'épaisseur du remblai est nulle ou faible, se comporteront comme une argile surconsolidée avec un rapport de résistance de pointe au cisaillement non drainé plus élevé (en raison de la liaison résiduelle interne). Par conséquent, ces sols nécessiteraient des séismes plus importants pour induire un ramollissement.

Les sols résiduels sous la partie aval du barrage KO2 subissent des contraintes de cisaillement statiques relativement élevées en raison des remblais les surmontant. La sollicitation sismique se produit rapidement et déclenchera un comportement non drainé dans les sols de fondation. Il est possible qu'un tremblement de terre produise une combinaison de contraintes cycliques et statiques pouvant dépasser la résistance de pointe non drainée des sols résiduels plus mous sous le barrage, entraînant un ramollissement non drainé. Actuellement, il n'y a pas de données de laboratoire sur les sols de latérite sous une forte contrainte avec une contrainte de cisaillement statique (c'est-à-dire un essai CDSS avec biais statique) pour évaluer cette possibilité. Sur la base des données disponibles, il est prudent de considérer que la probabilité, d'un ramollissement ("strain softening") non drainé dans les sols résiduels sous le barrage, est élevée. Cependant, les données disponibles montrent que la latérite a généralement une plasticité élevée et un comportement ductile, ce qui implique que les déformations se développeraient lentement lors d'un ramollissement non drainé.

- L'actuel réseau de mesure et de surveillance, notamment des pressions interstitielles, est-il suffisant et fiable pour maîtriser le risque de liquéfaction ainsi caractérisé ?

Comme décrit ci-dessus, il existe un risque de liquéfaction statique résultant d'un ramollissement non drainé dans les sols résiduels de fondation sous le barrage KO2 pendant et peu après un séisme majeur. La liquéfaction statique est due au ramollissement non drainé des sols et s'observe par une augmentation des pressions interstitielles. Étant donné que les tremblements de terre se produisent rapidement, avec une durée généralement inférieure à 1 minute, et que toutes les déformations qui en résultent se produisent également rapidement (c'est-à-dire pendant ou peu de temps après un tremblement de terre), généralement sur une période calculée en minutes et non en heures, il peut être très difficile de réagir à tout changement dans les relevés des instruments d'auscultation. Par conséquent, l'auscultation n'est pas une méthode robuste et fiable pour surveiller et contrôler la liquéfaction. L'auscultation est utile pour mesurer et surveiller que le remblai du barrage se comporte comme attendu en termes de pressions interstitielles statiques et de déformations, mais n'est généralement pas utile pour surveiller le risque de liquéfaction statique, en particulier lorsqu'il est déclenché par un tremblement de terre.

- Les infiltrations dans le sous-sol liées au parc à résidus peuvent-elles avoir un impact significatif sur le risque de liquéfaction des différents matériaux précédents ?

Comme indiqué ci-dessus, le remblai compacté du barrage KO2 est généralement désaturé et dilatant pour de grandes déformations avec un très faible risque de liquéfaction statique ou cyclique. Les sols résiduels de fondation sous le barrage KO2 sont saturés et contractants pour de grandes déformations et représentent un risque de liquéfaction statique. La liquéfaction statique peut être déclenchée, dans les sols contractants meubles soumis à des contraintes de cisaillement statiques élevées, par une sollicitation sismique (discuté ci-dessus) ainsi que par l'augmentation des pressions interstitielles. Sur la base de l'auscultation et de la surveillance actuelle, les pressions interstitielles sous le barrage KO2 semblent être stables et répondre aux changements saisonniers des précipitations. L'aire de stockage

des résidus de KO2 est une installation entièrement recouverte d'une géomembrane pour limiter les infiltrations. Tout écoulement provenant des résidus humides stockés derrière le barrage KO2 semble être négligeable et semble actuellement avoir peu d'influence sur les pressions interstitielles sous le barrage. Il existe un risque que si la géomembrane venait à être endommagée de manière significative, par exemple après un tremblement de terre, alors toute augmentation soudaine et significative des écoulements pourrait entraîner une augmentation des pressions interstitielles sous le barrage. L'évaluation plus détaillée de ce risque, nécessiterait une analyse détaillée des risques. Cela sera discuté plus loin dans le rapport.

- La rupture ou le bouchage d'un ou plusieurs drains en fondation de la berme peuvent-ils entraîner un risque de liquéfaction des matériaux ? Existe-t-il des moyens de se prémunir d'un tel risque ?

Comme indiqué ci-dessus, sur la base de l'auscultation et de la surveillance actuelle, les pressions interstitielles sous le barrage de KO2 semblent être stables et répondre aux changements saisonniers des précipitations. Il est possible que le colmatage d'un ou plusieurs des drains souterrains installés dans les sols de fondation sous le barrage puisse entraîner une augmentation des pressions interstitielles. Cependant, pour évaluer le risque de ce mode de défaillance et d'autres modes de défaillance potentiels, une analyse détaillée des risques est nécessaire.

Stabilité sismique du barrage KO2

La section suivante tente de répondre aux questions liées à la stabilité sismique du barrage KO2.

- Le barrage est-il capable de résister à des séismes de récurrence de 475 ans (séismes avec une probabilité d'occurrence de $1/475 = 0,2\%$ par an) ?
- Le barrage est-il capable de résister à des séismes de récurrence de 5000 ans (séismes avec une probabilité d'occurrence de $1/5000 = 0,02\%$ par an) ?
- Le barrage est-il capable de résister à des séismes de récurrence de 10 000 ans (séismes avec une probabilité d'occurrence de $1/10\,000 = 0,01\%$ par an) ?

Les questions ci-dessus peuvent être traitées ensemble.

Comme décrit précédemment, il existe un risque de ramollissement non drainé dans les sols résiduels saturés sous le barrage de KO2. Cependant, aucun essai en laboratoire n'a été effectué pour évaluer et quantifier le potentiel de ramollissement non drainé lorsque les sols de fondation présentent un biais de contrainte de cisaillement statique (c'est-à-dire une contrainte de cisaillement statique existante avant la sollicitation cyclique). Par conséquent, il n'y a pas de données disponibles sur les sols de fondation qui relierait l'importance et la période de retour d'un tremblement de terre à la probabilité d'un ramollissement par déformation non drainée.

Golder (2018) a effectué une analyse numérique du barrage KO2 sous sollicitations statique et sismique. Les analyses sismiques ont concerné des séismes de 475 et 10 000 ans de récurrence. Les résultats de ces analyses peuvent être résumés comme suit :

- Le coefficient de sécurité statique du barrage KO2, utilisant les paramètres de résistance de pointe non drainée pour les sols résiduels saturés de la fondation, était légèrement supérieur à 1,0.
- Les résultats d'analyse sont liés aux paramètres de résistance au cisaillement supposés pour les sols résiduels saturés de la fondation.
- Le mode de rupture critique de la surface de cisaillement global et des déformations est presque horizontal lorsqu'il passe au travers de la couche de latérite résiduelle de la fondation,

tel que capturé par le mode de rupture DSS (voir Figure 17).

- Aucun ramollissement n'a été supposé se produire dans les sols de fondation résiduels.
- Les déformations estimées étaient :
 - En crête, tassement et translation de 1,2 m et 1,5 m, respectivement
 - En pied, gonflement et translation de 1,6 m et 3,6 m, respectivement.

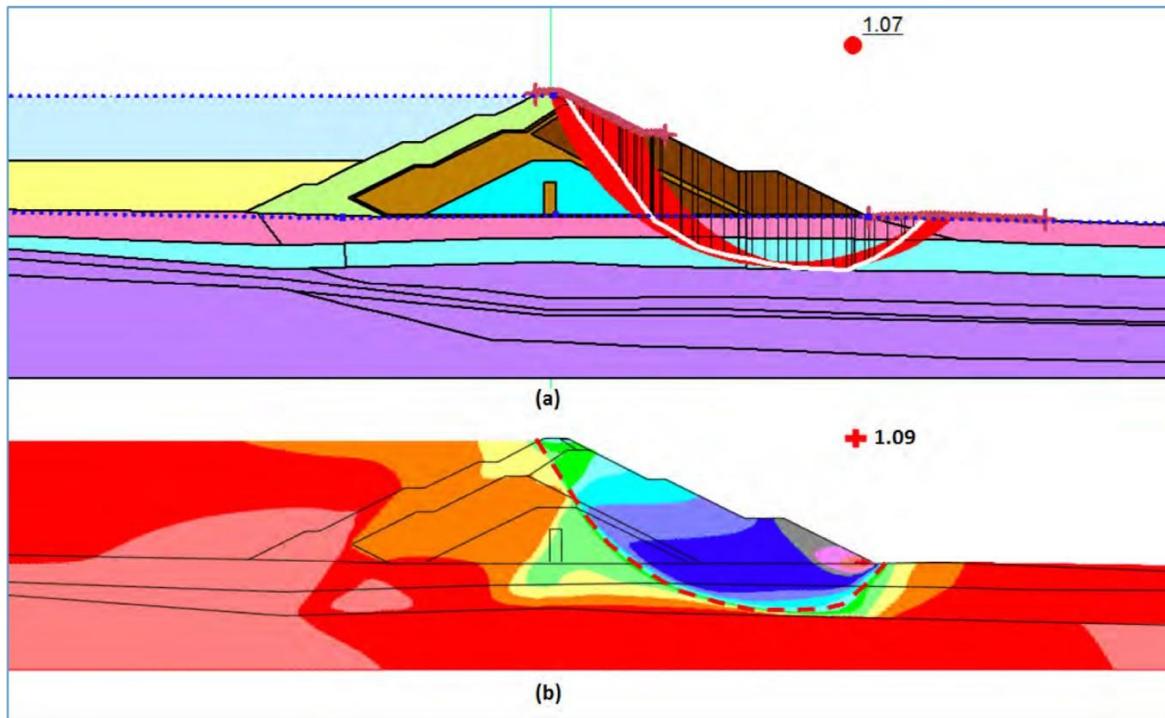


Figure 17. Résumé des analyses de stabilité statique sous conditions non drainées réalisées par Golder (2018) en utilisant (a) les Equilibre Limites et (b) FLAC.

Les valeurs calculées du coefficient de sécurité pour le barrage KO2 sont inférieures aux valeurs minimales recommandées par ANCOLD et Golder avait recommandé qu'une étude plus approfondie soit effectuée en 2021, qui comprenait : des essais de laboratoire supplémentaires, une campagne de reconnaissance géotechnique complémentaire pour inclure des essais géophysiques afin de déterminer les valeurs Vs dans le remblai et les sols résiduels sous-jacents et permettre l'analyse de coupes transversales supplémentaires du barrage. La revue des résultats préliminaires de la campagne de 2021 indique que les résultats de 2021 sont cohérents avec les résultats de 2018 et confirment que les sols résiduels in situ conservent une certaine liaison interne provenant de la roche mère. La liaison résiduelle interne a tendance à rendre les sols rigides et relativement résistants aux petites déformations, mais contractants aux grandes déformations à mesure que la liaison est détruite, ce qui entraîne une résistance au cisaillement plus faible dans des conditions non drainées. Des contraintes verticales élevées peuvent également détruire les effets bénéfiques de la liaison résiduelle interne. La résistance de la liaison résiduelle est variable, ce qui entraîne des caractéristiques de comportement variables avec un niveau d'incertitude élevé.

Les analyses de Golder (2018) supposaient qu'aucun ramollissement de déformation ne se produirait dans les sols résiduels plus mous sous le barrage. Si un ramollissement se produit, les déformations résultantes seront plus importantes, mais il n'est actuellement pas possible d'estimer si ces déformations

seraient acceptables.

- Si le barrage n'est pas en mesure de résister à l'un de ces séismes, quelle stratégie et calendrier d'exécution doivent être mis en œuvre par l'exploitant (ex. assèchement des résidus humides stockés en aval du barrage KO2) ?

Étant donné que le barrage KO2 ne répond pas actuellement aux directives ANCOLD pour les conditions statiques non drainées, il est supposé qu'une certaine forme du projet Lucy sera réalisée pour s'assurer que le barrage répondra à ces directives. Vu que l'élément principal de déclenchement des conditions non drainées est la sollicitation sismique, qui est par nature probabiliste, le calendrier d'amélioration du comportement du barrage à une sollicitation sismique devrait également être basé sur des probabilités, ce qui nécessiterait une évaluation quantitative des risques.

- Quelles conditions pourraient conduire à un changement vers des conditions non drainées et quelles pourraient en être les conséquences ?

Lorsque les sols sont saturés et contractants pour de grandes déformations (par exemple, les sols de résiduels fondation sous le barrage de KO2), divers événements peuvent déclencher des conditions non drainées. Les plus courantes sont les suivantes :

- Construction rapide
- Chargement cyclique rapide, comme les séismes
- Déchargement, tel que :
 - Augmentation des pressions interstitielles dans le sol ; et
 - Mouvements, au sein de la fondation ou liés à des couches de faibles caractéristiques
- Submersion, érosion interne et/ou boulangue pouvant créer de l'érosion au pied
- Interaction humaine.

La principale question est de savoir si des conditions non drainées initieront un ramollissement (« strain softening ») entraînant d'éventuelles grandes déformations. Les zones où les conditions sont les plus susceptibles d'engendrer une réduction de résistance sont les zones où des sols résiduels saturés et contractants subissent des contraintes de cisaillement statiques élevées, c'est-à-dire sous le talus aval du barrage KO2, comme illustré sur la Figure 17.

L'événement le plus susceptible d'initier des conditions non drainées est le chargement cyclique rapide lors d'un tremblement de terre, bien que d'autres événements déclencheurs soient possibles. Étant donné que les séismes sont par nature probabiliste, la probabilité qu'un tremblement de terre déclenche une réduction de la résistance est également de nature probabiliste. La bonne façon d'évaluer le risque d'événements déclenchant des conditions non drainées et un éventuel ramollissement consiste à effectuer une analyse détaillée des risques.

Risque et incertitude

La conception géotechnique des structures en sol implique une certaine incertitude en raison de la variabilité de la composition et du comportement des sols. Idéalement, la conception géotechnique devrait être réalisée dans un cadre basé sur l'évaluation des risques, cadre qui reconnaît et tient compte de l'incertitude.

La prise de décision fondée sur les risques est étayée par l'évaluation des risques, qui comprend une série d'étapes : l'identification des risques, l'analyse des risques et l'évaluation des risques. À son tour, la prise de décision fondée sur les risques améliore et éclaire les activités de gestion des risques.

(réduction des risques). La gestion des risques comprend la mise en œuvre de mesures de réduction des risques, la surveillance et revue, la communication des risques, ainsi que l'enregistrement et la notification des risques. L'évaluation du risque implique la prise en compte à la fois des conséquences potentielles d'un événement et de la probabilité que cet événement se produise et d'une réponse structurelle défavorable à l'événement.

Un processus d'évaluation des risques comporte généralement les principales étapes suivantes :

- Analyse des modes de défaillance potentiels (PFMA) pour identifier les modes de défaillance crédibles.
- Analyses de type « arbres des causes », sur les modes de défaillance crédibles, afin de formuler et analyser des séquences d'événements, à l'aide « d'arbres des causes », conduisant à des résultats crédibles.
- Analyses des conséquences pour déterminer les conséquences probables liées à chaque résultat de mode de défaillance crédible qui devrait inclure le potentiel de perte de vie, ainsi que les conséquences économiques et environnementales.
- Appliquer les principes ALARP (aussi bas que raisonnablement possible) pour évaluer les mesures d'atténuation, le cas échéant.

La probabilité de divers événements au sein de chaque « arbre des causes » doit être évaluée sur la base de toutes les données disponibles et à l'aide de méthodes appropriées.

Un processus d'Analyse Quantitative des Risques (AQR) doit être utilisé pour évaluer les modes de défaillance crédibles qui ont été identifiés lors de la PFMA. Le processus AQR est un système de catégorisation des risques qui peut être utilisé pour attribuer des catégories de probabilité et de conséquence aux modes de défaillance potentiels en fonction des données existantes et des estimations de conséquence disponibles. L'AQR utilise une approche de matrice de risque pour évaluer les modes de défaillance potentiels individuels ainsi que le risque total pour un projet, qui peut être utilisé pour hiérarchiser les activités de sécurité des barrages et déterminer si des études de niveau supérieur seraient bénéfiques pour des modes de défaillance potentiels spécifiques.

Le risque est représenté dans un sens général par le produit de la probabilité qu'un résultat défavorable se produise et des conséquences de ce résultat :

$$\text{Risque} = \text{Probabilité} \times \text{Conséquence}$$

Le risque combine donc la probabilité et la gravité d'un événement indésirable. Pour identifier le risque, trois questions doivent être posées :

1. Que peut-il se passer ?
2. Quelle est la probabilité que cela se produise ?
3. Si cela se produit, quelles sont les conséquences ?

En termes généraux, le risque est plus élevé lorsque la probabilité et les conséquences d'une défaillance sont plus élevées, et le risque est plus faible lorsque la probabilité et les conséquences sont plus faibles. Cependant, la prévision des risques est complexe et incertaine, et les ruptures de barrage résultent souvent d'une série complexe de conditions défavorables, de défauts ou d'erreurs combinées plutôt que d'un simple défaut de conception ou de construction.

Un élément clé de toute évaluation des risques est que le propriétaire et les principales parties prenantes définissent les niveaux de risque acceptables. Cela devrait inclure les pertes humaines potentielles, les pertes économiques et environnementales ainsi que la perte de réputation.

Résumé

Ce rapport présente une contre-expertise visant à évaluer le risque de liquéfaction des matériaux de remblai et des sols de fondation du barrage KO2 ainsi que la capacité du barrage KO2 à résister en cas de séismes, sur le long terme.

Étant donné que le barrage KO2 ne répond pas actuellement aux directives ANCOLD pour les conditions non drainées, des mesures de remédiation sont nécessaires pour satisfaire à ces directives. Une mesure de remédiation appropriée serait la construction d'une butée stabilisatrice contre la pente aval du barrage. Il est entendu que cela fera partie du projet Lucy qui comprend la construction d'une usine d'assèchement des résidus, permettant leur déposition en verse, notamment contre l'aval du barrage.

Le barrage KO2 se comporte actuellement bien et le besoin d'une butée est principalement motivé par les critères de sollicitation (chargement) sismique, car ce sera la principale condition de chargement qui pourrait déclencher des conditions non drainées. Les risques liés à une sollicitation sismique sont associés à l'importance de tout événement qui est lui-même lié à la période de récurrence probabiliste attendue du séisme. Les petits séismes avec une période de retour plus courte (par exemple, 100 ans avec une probabilité annuelle de 10-2) ont une probabilité plus faible de déclencher des conditions non drainées, tandis que les grands tremblements de terre avec une période de retour plus longue (par exemple, 10 000 ans avec une probabilité annuelle de 10-4) ont une probabilité plus élevée de déclencher des conditions non drainées. En termes généraux, une probabilité plus élevée de mise en place des conditions non drainées, conduisant à un ramollissement potentiel des sols résiduels de fondation, est associée à une probabilité plus faible d'événements sismiques importants. Étant donné que la remédiation sous la forme d'une butée est prévue, une évaluation détaillée des risques devrait guider le processus de décision lié à la planification de la butée ainsi qu'à identifier et quantifier tout autre mode de défaillance potentiel.

Il est entendu qu'il existe actuellement un comité d'examen des résidus (TRB) pour le barrage KO2 et qu'il s'est réuni trois fois (2018, 2019 et 2020). Le TRB a eu l'occasion de rencontrer et de discuter avec les différents ingénieurs impliqués dans le projet, de visiter le site à deux reprises et de recevoir des présentations qui contenaient probablement plus d'informations que celles fournies pour cette contre-expertise. Il semble que le TRB ait reconnu la nécessité de conforter le barrage KO2 et appuie le concept général du projet Lucy.

J'espère que cette contre-expertise a atteint les objectifs fixés.

P.K. Robertson, Ph.D.

Annexes :
Liste des documents revus

Etudes KO2

117301008-003-R-Rev0 KO4 Bore Hole 2011
137301006-017-R-Rev1-1000-Logs KO4
147301002-038-M-Rev0-KWRSF Waste Dump
147301002-036-M-Rev0-1000-Borrow pit and material reuse
147301002-052-M-Rev1-GI09_Piezometers
1781015-012-R-Rev2-DWP2 Geotech Factual Report
253-097301001r-KWRSF Stage2 Instruments Installation-Rev0
382-097301001pm-South Outlet Investigations Results-Rev 0
481-097301001-R-Rev1-Installation Instruments Complémentaires
B-170 - Seismic Hazard Evaluation
B-200 Seismic induced liquefaction
904-03639030pm-pc-KWRSF Berm Seismic Analysis-Rev 1
474-03639030-R-pc-KWRSF Geotech and Hydro Report Rev 0
692-03639030r-pc-KWRSF Berm Seismic Analysis Rev A1
1250-03639030-r-KWRSF Design Report - Rev 1
504-03639030r-KWRSF Design Criteria-Ver 12
711-03639030r-pc-KWRSF Geological Report-Draft 1
1263-03639030pm-bd--Rev 0 KWRSF CE Responses Weak Layer Liquefaction Potential
1458-03639030pm-Limonite Piping-Rev 0
1506-03639030r-sc-KWRSF Site Inspection-Rev 0
1511-03639030r-bd-KWRSF Anomalous Settlement-Rev 0
1554-03639030pm-HET Spec Rev O
1569-03639030P-Paris presentation GSF 25 September 2008
1573-03639030pm-KWRSF Liquefaction Potential Sandy Material Rev 0
1590-03639030r-Geotechnical Close Out Report Rev 0
015-097301001r-fj-KWRWSF Const Audit-Rev A
030-097301001pm-KWRSF Laboratory Audit-Rev 0
032-097301001pm-KWRSF Results of Limonite Erosion Testing-Rev 0
046-097301001r-fj-KWRSF Berm Foundation Settlement rev0
049-097301001r-fj-KWRSF Reconnaissances Carriere Laterites Nord-rev1
073-097301001r-fj-Log Book KWRSF-rev0
097301001 T1040 Nov 09 lab audit
101-097301001R-KWE West Construction Audit-Rev 0
127-097301001pm-Rev 0-July 2010 Site Visit Record
166-097301001pm-KWRSF Properties of Goro Limonites - Summary for Information -Rev0
217-097301001pm-KWRSF Test Pit Old Chromium Mine-Rev0
232-097301001r-KWRSF Old Chromium Mine-rev0

- 248 - 097301001-R-Rev1-BackAnalysis_KWRSF Settlement
259-097301001pm-KWRSF Use of Limonite from Mine-Rev 0
262-097301001pm-KWRSF Compaction Trial with Limonite from Mine Dump V4-Rev 0
263-097631001pm-Berm Stability vs Piezometer-Rev 0
265-097301001pm-KWRSF Use of Limonite from Mine-Zone TOP-Rev 0
280-097631001pm-Berm Stability vs Piezometer-Rev 0
286-097301001pm-KWRSF Mine Limonite for 1A material -Rev1
288-097631001pm-Rev 0-Recommended Approach to Calibrating Settlement Model
298-097301001-Conduit Settlement Analysis-Rev 1
299-097301001r-KWRSF Rapport Première Mise en Eau-Rev2
305-097301001pm-KWRSF Use of Limonite from Mine_New test-Rev 0
476-097301001-R-Rev 0-Construction Audit December 2015
497-097631001pm-Pore water pressure Rise in Berm Zone 1A-Rev 0
502-097301001pm-Berm stability due to pwp rises-Rev 1
004-1648818-Rev0 - Logbook
005-1648818R-Laboratory test results-Rev B
007-1648818R-Geotechnical Characterisation Foundation Clay-Rev 0
009-1648818R-Limonite lab testing-Rev 0
2017 KW BERM COMPLETION REPORT MK 1 - complete
001-1783848pm-Closing drains-Rev 0
002-1783848pm-KO2 berm-Rev 1
005-1783848R-Stability assessment of KO2 berm-Rev 5
006-1783848pm-Stability-Response to Email-Rev 0
009-1783848pm-External review reports-Rev 1
010-1783848pm-Liner under drain pipe loads-Rev 1
011-19118422L-KO2 water storage risk-Rev 0
012-1783848pm-Undrained vs Drained-Rev 3
013-1783848R-Upstream stability analysis of Berm-Rev 4
014-1783848pm-Dynamic deformation analysis parameters-Rev 0
016-1783848-R-Trigger levels for KO2 berm-Rev 3
017-1783848R-Deformation analysis of Berm-Rev 0 018-1783848L-KO2 Storage Effects-Rev 1
021-1783848mn-Berm stability discussion-Rev 0
022-1783848pm-Response to comments from Vale on dynamic deformation -Rev 0
023-1783848R-Deformation analysis of Berm (2005 parameters) - Rev 1
005-19118422R-Initial KO2 dam break-Rev 0
008-19118422-R-Rev1 - KO2 dam break
017-19118422-R-Review of Berm testing data-Rev 2
020-19118422R-Site visit 191014-Rev 0
023-19118422R-Reassessment of Berm stability using recent data-Rev 2
024-19118422R-Residue modelling-Rev 7
028-19118422-R-Rev 1 -KO2 dam break Stage3

030-19118422-R-KO2 DS1-Rev 0
042-19118422pm-Berm stability question responses-Rev 0
050-19118422-TARP Berm-Rev 3
050-19118422-TARP Drains-Rev 4
054-19118422R-Background to TARP TRIGGER LEVELS-Rev 1
059-19118422pm-Site investigation and instrumentation plan-Rev 2
061-19118422pm-Comparison of ANCOLD guidelines-Rev 2
066-19118422pm-Berm stability background-Rev 0
067-19118422pm-Responses to Vale reviewers queries-Rev 0
071-19118422pm-Review of CDSS testing- Rev 0
072-19118422pm-Summary of CDSS testing review-Rev 1
076-19118422PP-CTPBH close-out report-Rev 0
078-19118422-TM- Stage3 DBA Downstream flood details-Rev 0
1671587-043-R-Rev0-Rapport de 2nde phase de mise en eau
Rapport d'essai LG090-BR4048-230616+annexes TX_2
BRGM/RP-54935-FR - Évaluation probabiliste de l'aléa sismique de la Nouvelle-Calédonie
BRGM/RC-64881-FR - Probabilistic Seismic Hazard Assessment for KO2 and KO4 dams in Goro (New Caledonia)
BRGMRC71199FR
1781012-009-R-Rev2-KO2 Geotech Factual Report
FG104-2 - V2 - T1997 - Lucy pied de berme FEL 3 - VALE
CR investigation géotechnique - Lucy FEL 3 - Bassin KO2 - VALE NC V1
Rapport d'interprétation des essais géotech in situ projet Lucy_V1
H354600-1000-22A-030-0003_AB KO2 Berm Stability Review
H354600-1000-22A-030-0004 KO2 Berm Stability Review - Back analysis (Part II)
H354600-1000-22A-030-0005_KO2 Berm Stability Review - Seismic Analysis and Decant Pond Levels
GoroITRB Report112252018(rev.0303312019)
GoroTRBREportNo.202242020Final
TRBMtg3FinalSigned
BR701-00034 TDR M20001 Technical Review of Goro Tailings Management
LUCY 1.0 Etude de faisabilité
H350607-1000-220-030-0001 - Geotechnical Materials Testing
H350607-1000-220-030-0003 - Dewatered Residue Laboratory Testing
H350607-1000-220-030-0004 - Dilute Residue Laboratory Testing
H350607-1000-22A-030-0001 - Laboratory Results - Interpretive - Residue Dry
H350607-1000-22A-030-0002 - Laboratory Results - Interpretive - Residue Slurry
H350607-1000-220-210-0001 - KO2 - Design Basis
H350607-1000-229-230-0001 - KO2 Consolidation Modelling & Settlement Analysis Report
H350607-1000-229-230-0002 - KO2 Static Slope Stability Analysis Report
H350607-1000-229-230-0004 - KO2 Stack Seismic Stability & Liquefaction Assessment
H350607-1000-229-272-0001 - Layout - Project LUCY - KO2 Geotechnical Investigation - Borehole Location Plan
H350607-1000-22A-242-0002 - Technical Specification - Geotechnical Testing In KO2

H350607-1000-22A-242-0003 - Geotechnical Site Investigation

H350607-1100-229-272-0002 - Project LUCY - KO2 - Residue Foundation - In-Situ Geotechnical Test Plan

LUCY 1.0 Conception détaillée

H354600-1000-220-202-0003 - PROJECT LUCY - KO2 DRY STACK GEOTECHNICAL ANALYSIS

H354600-1000-220-230-0006 - INTERPRETIVE GEOTECHNICAL REPORT FOR KO2 DOWNSTREAM AREA

H354600-1000-220-230-0001 -PROJECT LUCY - REPORT - KO2 DRY STACK DESIGN REPORT

H354600-1000-229-270-0008 - 140 - TAILINGS DISPOSAL - KO2 - AS-CONSTRUCTED GEOT GENERAL ARRANGEMENT

H354600-1000-229-270-0009 – 140 - KO2 - AS-CONSTRUCTED GEOTECHNICAL UPSTREAM STACK - PLAN

H354600-1000-229-270-0010 - 140 - KO2 - AS-CONSTRUCTED GEOTECHNICAL DOWNSTREAM STACK - PLAN

H354600-1000-229-270-0011 - 140 - KO2 - AS-CONSTRUCTED GEOTECHNICAL CWP - PLAN

H354600-1000-229-273-0016 - 140 - KO2 UPSTREAM AND DOWNSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION A - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0017 - 140 - KO2 UPSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION B - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0018 - 140 - KO2 UPSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION C - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0019 - 140 - KO2 UPSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION D - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0020 - 140 - KO2 UPSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION E - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0021 - 140 - KO2 UPSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION F - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0022 - 140 - KO2 UPSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION G - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0023 - 140 - KO2 UPSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION H - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0024 - 140 - KO2 DOWNSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION J - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0026 - 140 - KO2 DOWNSTREAM STACK - GEOLOGICAL SECTION K - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0027 - 140 - KO2 CWP - GEOLOGICAL SECTION L, M, N AND P - SECTIONS

H354600-1000-229-273-0028 - 140 - KO2 CWP - GEOLOGICAL SECTION Q - SECTIONS

H354600-1000-229-202-0003 - PROJECT LUCY - REPORT - KO2 DRY STACK SLOPE STABILITY ANALYSIS

LUCY 2.0 Conception de préfaisabilité

H354600-1000-229-202-2001 - PROJECT LUCY 2.0 - KO2 DRY STACK SLOPE STABILITY ANALYSIS

H354600-1000-220-230-2001 - PROJECT LUCY 2.0 - KO2 DRY STACK DESIGN REPORT

LUCY 2.0 Conception détaillée

H354600-1100-229-202-2001 - PROJECT LUCY 2.0 - KO2 DOWNSTREAM STACK STAGE 1 - SEEPAGE ANALYSIS

H354600-1000-220-230-2101 - PROJECT LUCY 2.0 - KO2 DRY STACK DESIGN REPORT

Etudes de conception de la butée et de Lucy - Mecater

MC-20-197-VAL-04-R01-C - Available geotechnical data and additional geotechnical investigation requested

MC-20-197-VAL-04-R02-F - KO2 stability assessment and buttress design

MC_20_197_VAL_04_R05-B - Geological model

MC_20_197_VAL_04_R03-D - Buttress design report

MC-21-102-VAL-01-R01-C - Lucy drystack stability assessment

MC-21-102-VAL-01-R02-E - Lucy design report

Données brutes

KO2 downstream - Pressiometer tests data

KO2 downstream - Vane shear tests data

KO2 downstream - SDMT data

KO2 basin - Tailings - CPT data

KO2 basin - Tailings - DMT data
KO2 basin - Tailings - T-bar data
KO2 basin - Tailings - Vane shear tests data
KO2 - CPTu data
KO2 - SDMT data
KO2 - Vane shear tests data
HD004101INT-OPS-RPT-CPT results
Lucy - CPTu data
Lucy - DMT data
Lucy - CPTu data
Lucy - SDMT data
Lucy - PMT data
Lucy - lab testing results