

Le tunnel TRIDEL

1. Introduction

Le Centre de Traitement par Recyclage et Incinération des Déchets à Lausanne (TRIDEL) est le nom de la nouvelle usine d'incinération des déchets du canton de Vaud. A l'origine, un « déchoduc » avait été imaginé pour acheminer les déchets venant de tout le canton depuis les hauts de Lausanne vers la nouvelle usine.

Toutefois, cette galerie conçue spécifiquement pour l'acheminement des déchets avait fait l'objet de nombreuses critiques lors de la campagne de votation des crédits en 2001. Le conseil d'administration de TRIDEL SA, Maître d'ouvrage, a alors examiné une nouvelle variante d'acheminement des déchets par la construction d'un tunnel ferroviaire depuis la gare de Sébeillon, à l'ouest de la ville. Cette nouvelle variante présentait des avantages décisifs par rapport au projet initial et a finalement été retenue.

Le projet TRIDEL est découpé en trois parties géographiques distinctes : l'usine d'incinération sur le plateau de la Sallaz, la trémie d'accès au tunnel ferroviaire sur le site de la gare CFF de Sébeillon et le tunnel ferroviaire proprement dit, qui relie ces deux ouvrages.

Contrairement aux ouvrages situés à ses extrémités, le tunnel TRIDEL a été mis en soumission en entreprise totale par le Maître d'ouvrage, c'est à dire que la totalité des prestations nécessaires à la réalisation de l'ouvrage, y compris les prestations fournies par l'ingénieur, ont été confiées à l'entrepreneur. C'est dans ce cadre que STUCKY SA a élaboré le projet de l'ouvrage du tunnel TRIDEL pour le compte du consortium d'entreprises ATT (Association Tunnel TRIDEL) formé de Frutiger SA, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG et ATRA SA, en se basant sur un cahier des charges, un dossier de plans et une étude géologique, hydrogéologique et géotechnique du Maître d'ouvrage.

2. Le projet de l'ouvrage

2.1. Description de l'ouvrage

Le projet du tunnel peut être divisé en trois parties distinctes que sont le portail sud à la rue de Sébeillon, le tunnel et le portail nord sur le plateau de la Sallaz.

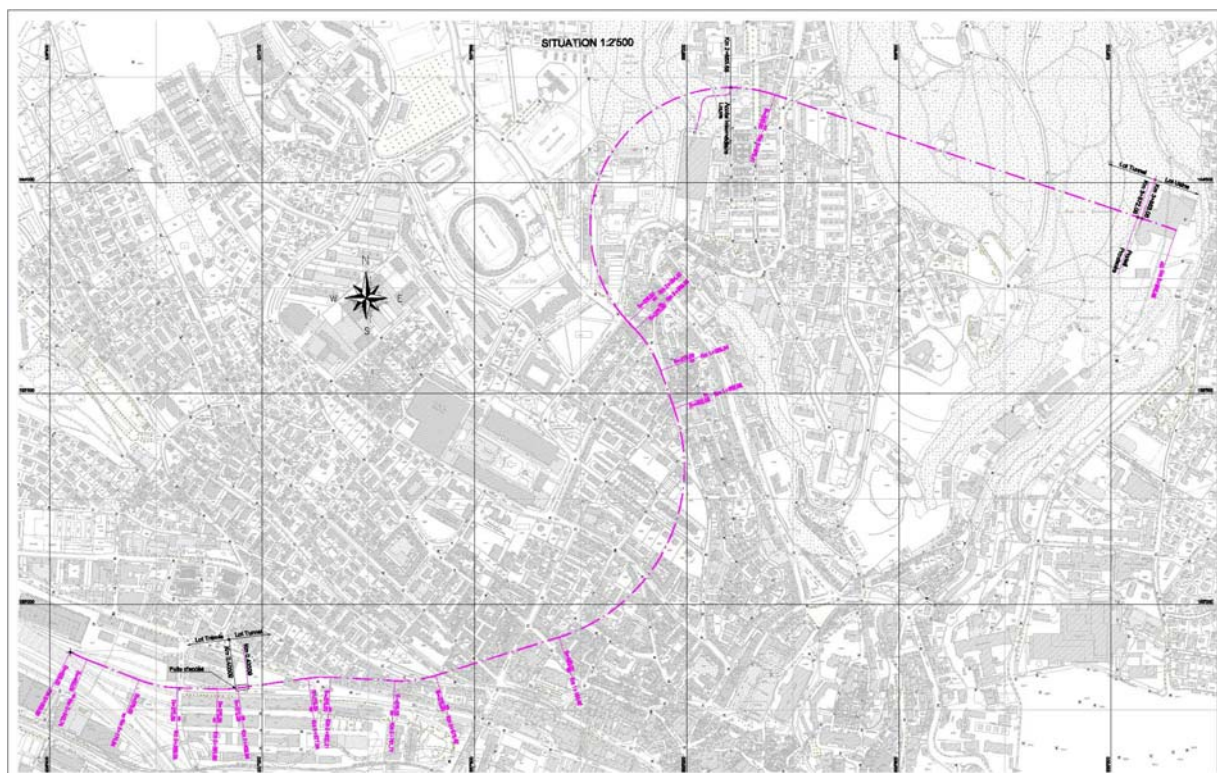


Figure 1 : Situation générale du tunnel TRIDEL

Au portail sud, un puits d'accès de grandes dimensions et de près de 20 m de profondeur a été excavé au préalable par l'entreprise chargée de l'exécution de la trémie d'accès, pour permettre l'attaque du tunnel avant la fin de la réalisation du tronçon souterrain du lot « Trémie ». A la fin de l'excavation du tunnel, un tronçon en tranchée couverte d'une trentaine de mètres sera réalisé au fond de ce puits avant son remblayage. Le portail nord du tunnel sera relié à l'usine également par un court tronçon d'une dizaine de mètres en tranchée couverte.

Le tracé du tunnel décrit un S dans la molasse de la ville de Lausanne sur une longueur de près de 3440 m à partir du puits d'accès de Sébeillon. Il termine son parcours sous le bois de Sauvabelin et débouche dans la fouille de la nouvelle usine d'incinération, au niveau de la gare ferroviaire. Le dernier tronçon en souterrain présente une section élargie pour permettre le dédoublement de la voie dans l'usine.

Le profil en long présente une pente constante de 5% sur la quasi totalité du tracé, avec un point bas à Sébeillon et un tronçon horizontal à l'arrivée à l'usine. La couverture rocheuse varie de 8 m environ sous la rivière de la Louve à plus de 70 m sous le bois de Sauvabelin. Une couverture morainique, pouvant atteindre près de 30 m localement, recouvre généralement le substratum rocheux.

2.2. Concept d'exécution général

Dans ses documents d'appel d'offres, le Maître d'ouvrage a évoqué d'emblée la possibilité de créer une attaque intermédiaire dans la vallée de la Louve, à l'arrière du dépôt TL de la Borde. Ce site se prêtait particulièrement bien à la réalisation d'une fenêtre d'accès grâce à la faible couverture sur ce tronçon et à sa situation au tiers supérieur du tracé, permettant de diviser le tunnel en trois parties égales.

Cette solution présentant des avantages significatifs par rapport à une attaque unique depuis Sébeillon, le concept d'exécution a donc prévu la création d'une galerie d'accès intermédiaire, permettant trois fronts d'attaques simultanés, une attaque montante à partir du puits de Sébeillon et deux attaques à partir du pied de la fenêtre d'accès de la Borde, l'une descendante et l'autre montante. Une attaque depuis le site de l'usine a été exclue à cause des problèmes d'accessibilité de cette zone.

2.3. Géologie, hydrogéologie et géotechnique

Une campagne de reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique a été réalisée au préalable par le Maître d'ouvrage [1]. Le tunnel est excavé entièrement en rocher et rencontre tous les faciès de la molasse lausannoise, des grès grossiers aux marnes gréseuses, silteuses ou argileuses, en passant par les silts plus ou moins cimentés. Les variations sont également très larges en ce qui concerne la dureté des roches et le degré de fracturation rencontrés le long du tracé.

Les caractéristiques mécaniques des différentes catégories de molasse ont été déterminées en laboratoire et les valeurs moyennes obtenues sont données dans le tableau ci-dessous. En outre, le potentiel de gonflement a été jugé élevé dans certaines marnes qui ont fait l'objet d'essais spécifiques, avec une pression de gonflement pouvant atteindre 500 kPa.

Catégorie	γ [kN/m ³]	σ_c [MPa]	c [kN/m ²]	ϕ [°]	E [MPa]
Grès	24	18	4500	37	2000 - 4000
Silts	24	30	7500	35	4000 - 8000
Marnes	22	3	1000	20	400 - 800

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques moyennes des différents types de molasse, selon [1]

Les conditions hydrogéologiques sont favorables, avec un massif rocheux très peu perméable et des venues d'eau en faible quantité. Dans l'ensemble, seul le passage sous la Louve présentait un risque à cause de la présence de fractures sub-verticales détectées dans cette zone.

Les problèmes principaux liés à la géologie lors de l'excavation sont de deux ordres : d'une part les instabilités en calotte dues à la fracturation, au litage ou à la nature du rocher et d'autre part, le risque de gonflement des marnes argileuses. Seules quelques zones difficiles ont été identifiées au préalable, notamment le passage sous l'Avenue d'Echallens dans une couche de silts tectonisés très peu ou pas cimentés, donc pratiquement sans cohésion, nécessitant la mise en place de cintres, et le passage d'un accident tectonique supposé dans la vallée de la Louve.

2.4. Conception du tunnel

Le profil est prévu pour un gabarit ferroviaire standard, avec une voie sur ballast. Sur une partie du tracé, le profil doit également permettre le passage d'une conduite utilisée pour la dérivation de la Louve. Un radier plat a été prévu sur la plus grande partie du tracé, alors qu'un profil avec radier voûté a été prévu pour les zones présentant des risques de gonflement. Un revêtement définitif en béton projeté recouvre le soutènement permanent de la voûte du tunnel.

Un captage systématique des venues d'eau ponctuelles a été prévu avec des demi-coquilles reliées aux drains en pied de voûte. Grâce à la pente importante du tunnel, la capacité des drains suffit à l'évacuation du débit total attendu sur la longueur du tunnel. Des chambres de visite des drains espacées régulièrement permettent en outre l'entretien des drains.

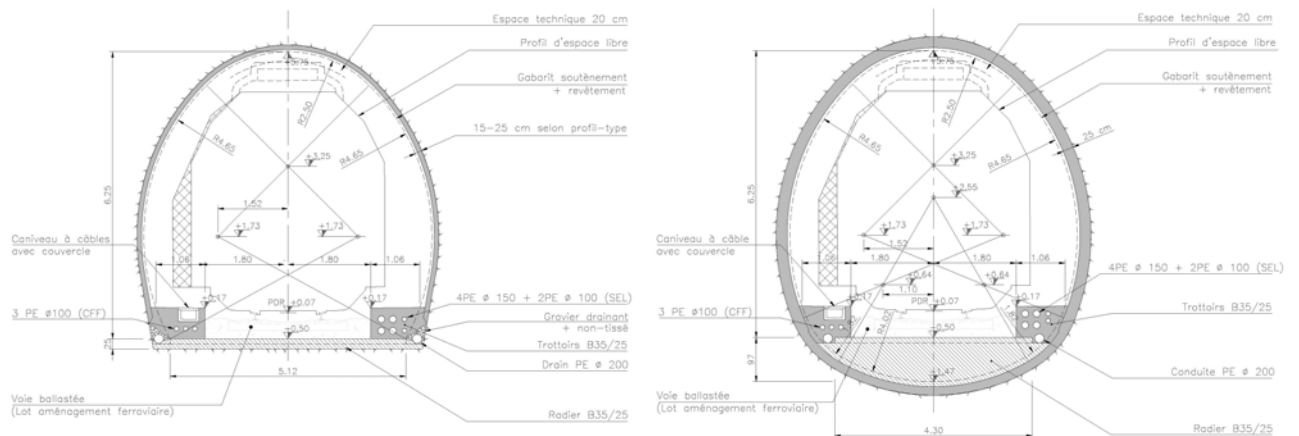


Figure 2 : Profil normal du tunnel TRIDEL

Les soutènements ont été conçus afin de répondre au mieux à la grande diversité des situations prévues lors de l'excavation. Dans les roches de bonne qualité, peu fracturées, un soutènement léger avec béton projeté et ancrages permet de stabiliser d'éventuels blocs instables en calotte. Dans le cas où la fracturation est importante et peut engendrer la création de charges de dislocation en calotte, un soutènement avec cintres réticulés a été prévu. Enfin, un anneau complet de cintres lourds doit permettre de reprendre des pressions sur l'ensemble du périmètre d'excavation, notamment en cas de phénomènes de gonflement.

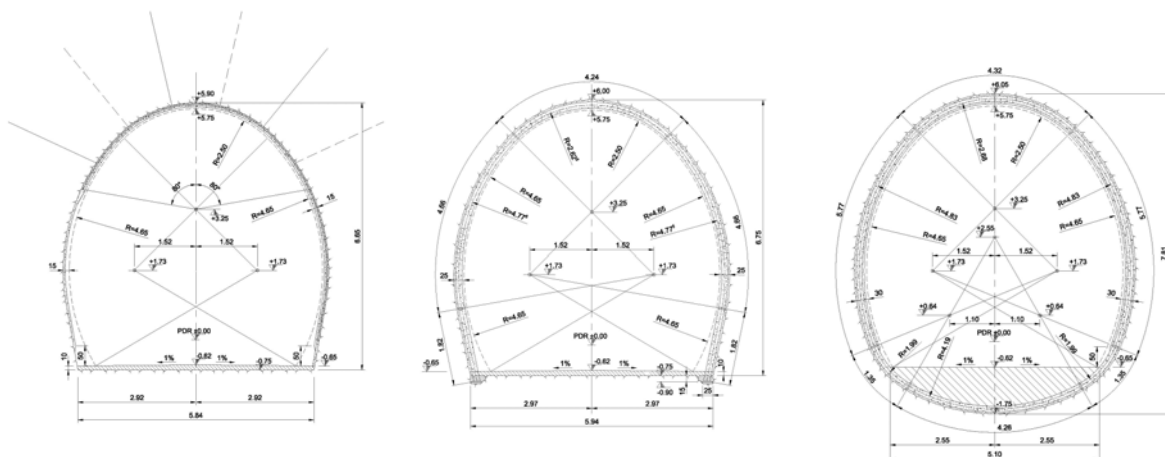


Figure 3 : Types de soutènement principaux

Ces trois types principaux de soutènement ont ensuite été divisés en sous-types pour répondre au mieux aux conditions géologiques variables du tracé. L'idée était d'avoir une palette complète de soutènements à disposition, pour permettre de choisir le soutènement le plus approprié lors de l'excavation, en considérant les aspects déterminants que sont la géologie et les caractéristiques géotechniques des roches, la fracturation et la couverture rocheuse.

Le dimensionnement du premier type de soutènement s'est basé principalement sur des méthodes empiriques, avec la détermination d'un indice caractérisant le massif rocheux en fonction de différents paramètres probables. La fourchette des indices obtenus a permis de subdiviser cette catégorie en sous-catégories, avec des longueurs et des mailles d'ancrages, ainsi que des épaisseurs de béton projeté adaptés aux conditions géologiques considérées.

Les soutènements cintrés ont été calculés selon la méthode des modules de réaction. Devant la difficulté de déterminer la charge de dislocation susceptible de charger le soutènement, il a été décidé de calculer, à l'envers, la charge pouvant être reprise par les différents types de soutènement en fonction des hypothèses considérées. Cela permet d'opérer le choix du soutènement en ayant à l'esprit la capacité de chaque type de soutènement.

Enfin, les sections soumises au gonflement ont été conçues selon le principe de résistance à la pression de gonflement et ont fait l'objet des considérations particulières qui sont exposées en détail dans le chapitre suivant.

2.5. Système de surveillance

Un système de surveillance de l'ouvrage a été prévu afin de contrôler le comportement de l'ouvrage pendant sa réalisation et son exploitation. En plus des mesures en surface (nivellements, vibrations, etc.), un dispositif a été prévu en souterrain pour suivre l'évolution du comportement du massif rocheux dans les zones jugées critiques.

Des sections entièrement équipées ont été mises en place avec des mesures de convergences classiques complétées par des mesures extensométriques en radier et dans les reins du tunnel, ainsi que par des mesures de contraintes dans l'anneau de soutènement. La présence simultanée de ces différents éléments doit permettre une corrélation entre les différents résultats obtenus.

3. Dimensionnement des sections soumises au gonflement

3.1. Considérations générales

Le dimensionnement des sections soumises au gonflement a été effectué à l'aide du logiciel Z_Soil, qui inclut un module basé sur l'essai de Huder-Amberg permettant de simuler le phénomène du gonflement. La méthode consistant à appliquer directement la pression maximale de gonflement sur le soutènement n'est pas appropriée dans ce genre de calcul, parce qu'elle n'intègre pas la diminution de pression en fonction de la déformation du soutènement. Cette méthode fournit en effet des efforts intérieurs nettement supérieurs à ce qui peut être attendu en réalité.

Le phénomène de gonflement peut se développer en principe en tout point autour du tunnel. L'observation montre pourtant qu'il se développe principalement sous le radier, car c'est dans cette zone que l'eau s'accumule par gravité et provoque l'apparition de gonflement par hydratation. En outre, l'étude de différentes configurations géologiques autour de la section a montré que le cas le plus défavorable pour les sollicitations du soutènement est la présence de roches gonflantes sous le radier.

3.2. Paramètres de calcul

Un paramètre important pour ce type de calcul est le rapport initial des contraintes, qui permet de calculer l'effet des contraintes initiales et du gonflement selon la méthode Huder-Amberg suite à l'excavation du tunnel.

En l'absence d'essais spécifiques, ce rapport a été estimé d'après les valeurs de la littérature et à l'aide d'une formule empirique dérivée de la mécanique des sols, par analogie entre l'essai oedométrique unidimensionnel et la situation in situ :

$$K_0(OC) = K_0(NC) \cdot OCR^{0.45}$$

où $K_0(OC)$ est le ratio des contraintes effectives du terrain surconsolidé, $K_0(NC)$ le même ratio du terrain normalement consolidé, alors que OCR (*Over Consolidation Ratio*) est le ratio entre contraintes verticales effectives maximales passées et actuelles. L'exposant est fonction de l'angle de frottement du matériau constitutif du massif rocheux.

Cette formule permet d'estimer les contraintes horizontales en fonction de l'histoire géologique du massif rocheux, en admettant qu'il a d'abord subi une forte compression due à la présence de glaciers, puis une décompression, principalement par érosion, jusqu'à son état actuel. Le domaine de variation obtenu de ce rapport est de 1.0 à 1.9 en fonction des hypothèses.

Les paramètres de gonflement utilisés ont été tirés des résultats des essais de gonflement effectués par le Maître d'ouvrage [1]. Les deux paramètres fondamentaux sont la pression de gonflement maximale, mesurée à 500 kPa, qui correspond à un gonflement complètement empêché, ainsi que la pente de gonflement, qui donne l'amplitude du gonflement en fonction de la contrainte appliquée selon la formule :

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{g,max}}{\log p_{g,max} - \log p_{g,min}}$$

où $p_{g,max}$ et $p_{g,min}$ sont les pressions de gonflement maximales et minimales et $\varepsilon_{g,max}$ est la déformation mesurée sur la courbe de l'essai Huder-Amberg entre les deux pressions précédentes (voir figure ci-dessous).

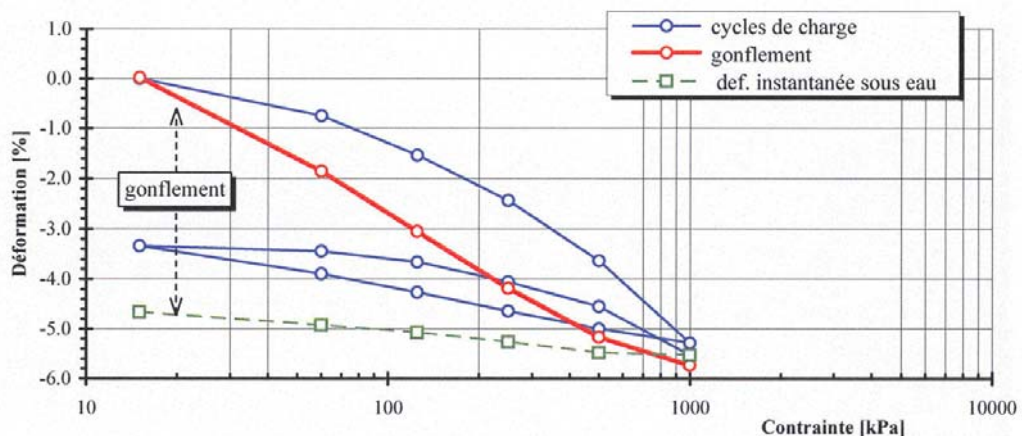


Figure 4 : Résultat d'un essai de gonflement, tiré de [1]

Dans un premier temps, la détermination de cette pente ne tient pas compte des éventuelles ruptures de pente observées sur certains diagrammes d'essai, qui correspondent à une plastification des échantillons. Toutefois, cette hypothèse impose de vérifier que la roche est dans un état élastique à la fin du calcul pour valider les résultats des analyses.

Le module gonflement du logiciel Z_Soil permet de tenir compte de ces différents paramètres, qui ont été introduits directement dans le calcul.

3.3. Résultats

Les différentes étapes simulées dans l'analyse numérique correspondent à l'excavation, à la pose du soutènement et à la fin du gonflement à un temps t_{infini} . Le gonflement se développe immédiatement après l'excavation et étant donné que le soutènement est introduit avec ses caractéristiques finales dès le début, les calculs considèrent que le soutènement reprend entièrement les effets du gonflement.

Les principaux résultats obtenus sont le soulèvement du radier, les déformations verticales sous le radier et les efforts intérieurs dans le soutènement. Les déplacements induits par le gonflement dans le cas déterminant sont donnés à la figure ci-dessous.

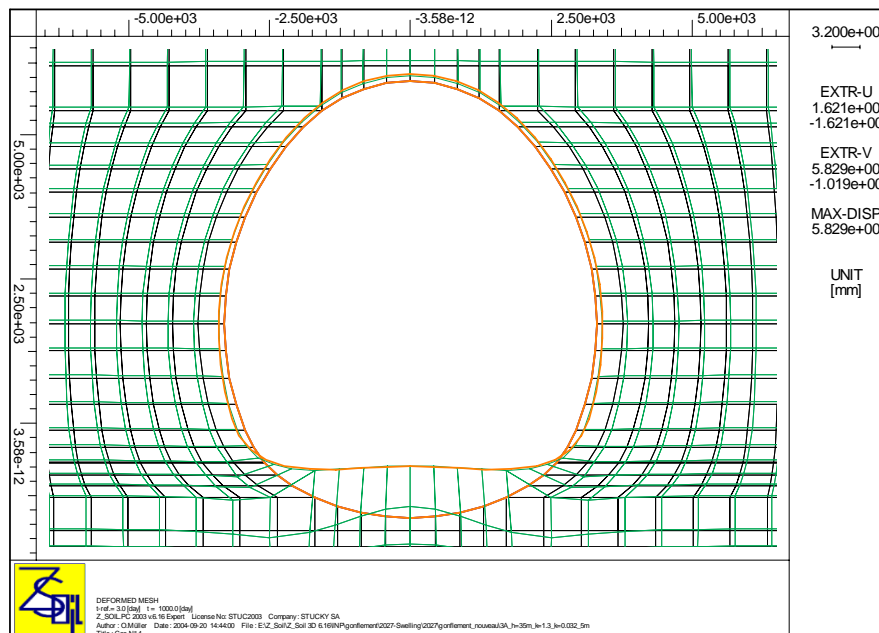


Figure 5 : Déplacements du soutènement soumis au phénomène de gonflement

Le soulèvement total du radier à la fin du phénomène atteint 6 mm environ. Les calculs montrent que la présence du soutènement permet de réduire les déplacements d'un facteur supérieur à 3. Les analyses ont également montré que seule une zone d'épaisseur réduite, située directement sous le radier, participe au phénomène de gonflement.

Dans le cas où le comportement de la roche ne reste pas dans le domaine élastique, la valeur de la pente de la courbe de gonflement a été adaptée et une nouvelle vérification a été faite en tenant compte de la plastification de la roche.

3.4. Conclusion

L'approche choisie a permis de dimensionner le soutènement en tenant compte de façon aussi réaliste que possible du phénomène du gonflement. L'ensemble des analyses effectuées, en tenant compte de l'effet de la variation des nombreux paramètres utilisés, a finalement permis le choix d'un soutènement optimal, apte à reprendre les pressions de gonflement attendues tout en maintenant les soulèvements du radier à un niveau admissible.

Référence :

- [1] Karakas & Français SA, Impact-Concept SA, Dr Marc Weidmann : « Déchoduc Tridel – Sévelin, Etude géologique / géotechnique, Tracé de base » ; Rapport n° 3170 ; décembre 2002

Adresse de l'auteur : Yves Richardet, ing. civil EPF
STUCKY SA
Rue du Lac 33
1020 Renens VD
yrichardet@stucky.ch

Cet article a été rédigé sur la base des travaux effectués en collaboration avec Philippe Bellwald, Ph.D. MIT, ing. civil EPF et Olivier Müller, ing. civil EPF.