

**Zeitschrift:** Tracés : bulletin technique de la Suisse romande  
**Herausgeber:** Société suisse des ingénieurs et des architectes  
**Band:** 132 (2006)  
**Heft:** 19: Station intermédiaire

**Artikel:** Reprise en sous-œuvre du tunnel LO  
**Autor:** Racloz, André  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-99501>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 29.03.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

# Reprise en **s o u s - œ u v r e** du tunnel LO

**Le métro Lausanne-Ouchy (LO) a été mis hors service en janvier 2006 pour céder la place au m2 qui empruntera le même tracé, entre Ouchy et la gare du Flon, dès 2008. Le passage du m2 sous la place de l'Europe au même niveau que le LEB (Lausanne-Echallens-Bercher) nécessite une adaptation du profil en long conduisant à un abaissement conséquent du niveau actuel de la plate-forme. Il en résulte une importante reprise en sous-œuvre de la gare du Flon et du secteur Nord du tunnel existant.**

Lors de sa construction en 1875, le tunnel situé dans la partie supérieure du tracé du métro Lausanne-Ouchy – d'une longueur de 253 m sur une largeur de 9 m – avait attiré l'attention du public : situé au cœur de Lausanne, il faisait figure d'exception par rapport aux autres tunnels ferroviaires réalisés alors essentiellement hors zone urbaine. La déclivité relativement importante (12%) fait que la voûte en maçonnerie de pierres naturelles est formée de 100 anneaux de 2,5 m de longueur disposés en gradins, d'une épaisseur comprise entre 65 cm en calotte et 90 cm aux naissances (fig. 2).

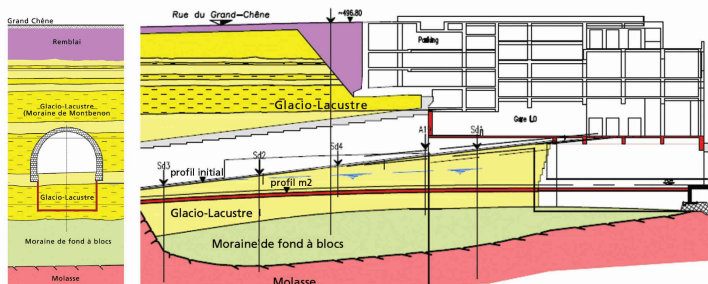
Selon une notice de M. E. Cuénod publiée dans le BSVIA [1]<sup>1</sup>, le mode d'exécution souterrain comprenait trois types de travaux par petites étapes : l'excavation, le boisage et les maçonneries (fig. 3). On commençait par percer une galerie d'attaque à la base de la section afin de drainer le massif supérieur. Des puits verticaux étaient ensuite percés pour atteindre le sommet du tunnel, servant de point de départ à la galerie de façade et aux abattages successifs. Alors pouvait commencer l'exécution de la maçonnerie en calotte. Les piédroits étaient réalisés avant de procéder à l'abattage du strosse. La construction en gradins donnait une grande régularité à la marche du travail. Chaque anneau nécessitait quatre jours pour l'abattage et trois jours pour l'exécution de la calotte.

La notice précise encore que les cintres étaient systématiquement posés quelque 10 cm au-dessus de la cote théo-

rique, afin d'anticiper les tassements susceptibles de survenir lors de la reprise en sous-œuvre des piédroits. On notera encore qu'en général, les tunnels en maçonnerie construits au XIX<sup>e</sup> siècle disposaient dans les terrains meubles d'un renforcement sous forme d'une contre-voûte (radier). Seuls les tronçons en rocher autorisaient un appui des piédroits directement sur des semelles d'environ un mètre de largeur.

## Contexte géologique et bâti

Le substratum rocheux de la zone qui nous intéresse est une molasse d'eau douce aquitanaïenne dite « molasse grise de Lausanne » (fig. 1). D'origine fluviale, elle est constituée par des alternances complexes de marnes et de grès. Elle n'est toutefois que très localement interceptée par le tunnel. Les terrains meubles de la colline de Montbenon sont quant à eux principalement constitués d'une moraine latérale déposée par le glacier du Rhône, laquelle présente une granulométrie relativement hétérogène allant de limons argileux à des graviers sableux. Le versant Nord de la colline est célèbre pour réserver des surprises géologiques, comme en témoignent de nombreux incidents et des difficultés rencontrées lors de la réalisation de travaux dans ce secteur. C'est ainsi qu'en 1921 déjà, dans le cadre de la construction du bâtiment *UBS* situé plus à l'est à la rue Pépinet, M. E. Mermier [2] relevait la présence de dépôts glacio-lacustres et de poches de limons fluants ayant conduit à des coulées. Lors des travaux de réalisation de la gare du m1 et du prolongement



<sup>1</sup> Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

du LEB, des matériaux aux caractéristiques très médiocres ont aussi été rencontrés. Malgré les investigations effectuées dans le voisinage à la fin des années 1990 [3], une campagne géotechnique approfondie était indispensable pour préciser les conditions spécifiques du site [4] et des sondages ont été effectués dans le tunnel et depuis la rue du Grand-Chêne.

Présente à une profondeur comprise entre 12 et 15 m sous la plateforme actuelle du LO, la molasse est recouverte par une épaisseur variable de moraine de fond (limons argilo-graveleux, avec blocs de molasse) ainsi que par des sédiments glacio-lacustres composés d'une succession de couches allant de limons argileux à des sables graveleux. Au droit de la rue du Grand Chêne, des remblais surmontent les sédiments glacio-lacustres. Le caractère varvé de ces sédiments atteste d'une origine glacio-lacustre plutôt que de la moraine de Montbenon.

Ces sédiments présentent des consistances très variables, allant de molle à très ferme suivant les niveaux. Les couches graveleuses et sableuses sont humides. Les investigations n'ont en revanche pas révélé la présence de niveaux de type limon argileux saturés et fluants tels que ceux décrits dans les années 20 par M. E. Mermier. Compte tenu des très grandes variations granulométriques observées autant verticalement que latéralement dans les sédiments glacio-lacustres, la définition des paramètres géotechniques des sols se devait d'être prudente (tabl. A).

A proximité du tunnel, une nappe phréatique a été relevée à une altitude d'environ à 475 m, soit quelque 3,6 m au-dessus du niveau du radier du futur m2. Latéralement, les niveaux s'élèvent encore de 5 à 8 m selon l'éloignement du tunnel. Les différentes observations indiquent un écoulement général vers le Sud en direction du tunnel LO, ce qui s'explique par le drainage du tunnel existant qui induit un rabattement des eaux.

A noter encore que les sondages effectués dans le tunnel du LO ont clairement montré l'absence d'une contre-voûte (radier), un élément particulièrement important pour la reprise en sous-œuvre du tunnel.

Le projet devait en outre impérativement préserver le patrimoine bâti tout en garantissant le maintien en exploitation de divers éléments, à savoir : la gare du Flon, y compris maintien du trafic voyageur du m1, le parking surmontant la gare du Flon avec station d'essence, la rue du Grand Chêne et l'Hôtel Palace. Finalement, le milieu urbain impliquait bien évidemment de limiter les nuisances (vibrations, tassements, bruit, etc.), alors que les accès au chantier s'effectuaient uniquement par la petite place au bas des escaliers du Grand-Chêne et par la sortie sud du tunnel.

## Concept pour la reprise en sous-œuvre

Le fait d'abaisser de plusieurs mètres le niveau de la plateforme du LO engendre un important déséquilibre du tunnel existant. En effet, la suppression sans autre mesure de sa partie inférieure – sensée accueillir une contre-voûte – et la creuse d'une fouille profonde induit de très importantes poussées horizontales. De plus, il faut prévoir des éléments susceptibles de reprendre le poids de la voûte et des charges situées au-dessus du tunnel (terres et immeubles), des éléments se traduisant par d'importantes charges verticales.

Compte tenu des conditions géotechniques très hétérogènes, de la nappe phréatique et des contraintes urbaines, et pour assurer des conditions de travail et de sécurité satisfaisantes, c'est une solution de reprise en sous-œuvre par « *jet grouting* » ou « *jetting* » qui a été retenue. Cette méthode consiste à injecter dans le sol un coulis de ciment en remontrant sous très haute pression un jet rotatif, ceci de façon à créer des colonnes de composées d'un mélange sol ciment. Ces travaux n'engendrent que peu de nuisances en matière de bruit, de vibration ou de dégagement de poussière ce qui les rend particulièrement adaptées à un site urbain.

Si cette technique est appliquée depuis les années 1960, elle est en revanche novatrice pour la reprise en sous-œuvre des fondations d'un tunnel sur une pareille hauteur (jusqu'à 8 m) et pour des efforts aussi importants. Avec une contrainte de l'ordre de 2,4 MPa sous les fondations du tunnel, la capacité portante du sol est déjà dépassée avant travaux (plastification) : excaver sous le niveau des fondations sans mesures de renforcement particulières conduirait à une ruine immédiate du tunnel et des bâtiments environnants.

En phase de travaux, la voûte existante est reprise en sous-œuvre par des colonnes *jetting* d'un diamètre de 60 cm armées avec une barre en acier de 40 mm. Ces colonnes reprennent les efforts verticaux de la voûte en maçonnerie et les poussées hydrostatiques et horizontales du sol (fig. 4). La longueur cumulée des éléments *jetting* mis en place est de 8 340 m. Les colonnes verticales, d'une longueur d'environ 12 m, sont fichées dans la moraine de fond et sont sécantes (espace d'axe à axe de 55 cm), créant ainsi un écran relativement étanche. D'une longueur comprise entre 11 et 16 m, les tirants destinés à reprendre les efforts horizontaux sont espacés de 1,1 m et inclinés de 30 degrés par rapport à l'horizontale. Leur tête est équipée d'une plaque métallique et d'un écrou permettant une mise en tension de blocage de 100 kN au moyen d'une clef dynamométrique. Les tirants sont mis en place au fur et à mesure de l'excavation qui est réalisée par tranches de 2 m au plus. Une auge en béton est construite une fois les excavations totalement terminées.







	$\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_k$ [°]	$c_k$ [kPa]	$E_k$ [MPa]	$\nu_k$ [-]	Paramètres
Remblais	20	30	0	10	0.30	$\gamma_k$ : poids volumique du sol $\phi_k$ : angle de frottement effectif $c_k$ : cohésion effective $E_k$ : module de Young $\nu_k$ : coefficient de Poisson
Glacio-lacustres	19	20	5	8	0.35	
Moraine latérale	21	32	8	15	0.30	
Moraine de fond	22	35	30	50	0.28	
Molasse	25	35	300	4000	0.22	

Pour la phase définitive, il est admis que les barres d'armature des tirants seront progressivement corrodées et ne pourront donc plus participer à la résistance de l'ouvrage. Les poussées du terrain doivent donc entièrement être reprises par l'auge en béton, qui doit alors être équipée de butons (profilés métalliques) dans sa partie supérieure.

### Modélisation

Des calculs par éléments finis (programme Z-Soil) ont été effectués pour estimer les tassements et les déformations du tunnel existant au cours des travaux. L'interaction sol structure a été prise en compte et les matériaux suivent un comportement élastique parfaitement plastique. La composante plastique obéit au critère de Mohr-Coulomb.

Les premiers calculs, en 2D, se basaient sur les plans d'archive et tenaient compte d'une contre voûte du tunnel. Si cette approche a rapidement convergé vers un état d'équilibre, les résultats obtenus ont été totalement remis en question par la réalisation ultérieure de sondages dans le tunnel qui ont montré que la contre voûte n'existait pas. Les paramètres géotechniques relativement prudents admis (tabl. A) ne permettait alors plus à un modèle 2D de converger vers une solution acceptable (contraintes trop élevées sous les fondations), et il a fallu effectuer un calcul 3D (fig. 7).

Pour que le système 3D converge, il a finalement été nécessaire de repartir du terrain intact et de simuler les étapes d'excavation selon les documents d'archive. Cette approche a permis de reconstituer l'historique des contraintes et des déformations lors de la construction du tunnel. Le déplacement en calotte ainsi calculé est de l'ordre de 8 cm, une valeur correspondant l'évaluation de 10 cm émise par les constructeurs de l'époque. Il va sans dire que de telles déformations

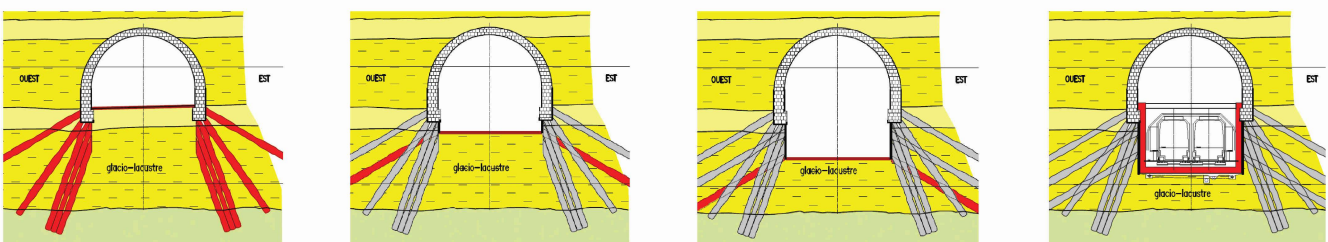
ne sont plus acceptables aujourd'hui en raison des incidences prévisibles sur le patrimoine bâti environnant. Elles ne posaient en revanche pas de problème à l'époque, puisque aucun bâtiment n'était situé au droit du tunnel.

L'état de contraintes et de déformations à la fin des travaux de percement a servi de conditions initiales pour le calcul de la reprise en sous-œuvre. Les seuils d'avertissement et d'alarme pour les déplacements de la voûte liés aux différentes phases des travaux ont respectivement été fixés à 15 et 20 mm. Pour les constructions situées au-dessus du tunnel, les tassements estimés varient de 1 à 5 mm. En général, l'expérience montre que les désordres apparaissent sur les constructions pour des déformations supérieures à 20 mm.

### Réalisation, surveillance et contrôles

Le temps disponible pour les travaux n'était que de sept mois, entre la mise hors service du LO et le début de la mise en place des équipements du m2. Il a donc fallu recourir à deux ateliers de *jetting* fonctionnant selon un horaire de deux fois huit heures, du lundi au vendredi, le samedi étant réservé à l'évacuation des rejets. Les rendements moyens obtenus ont varié entre 400 et 650 m de colonnes par semaine. Les principales phases de réalisation sont (fig. 4) :

- exécution des colonnes *jetting* et du rang supérieur des tirants depuis plate-forme existante,
- terrassement tranche supérieur et exécution des tirants intermédiaires, gunitage des faces mise à jour,
- terrassement tranche intermédiaire et exécution des tirants inférieurs, gunitage des faces mise à jour,
- terrassement tranche inférieure, gunitage des faces mise à jour, pose des conduites et béton maigre, réalisation de l'auge en béton armé et pose des butons.



4





5



Fig. 6 : Etat des travaux avant la construction de l'auge  
(Photo metro m2 / Maurice Schobinger)

Fig. 7 : Déplacements horizontaux au stade final

Fig. 8 : Comparaison entre les déformations mesurées et calculées

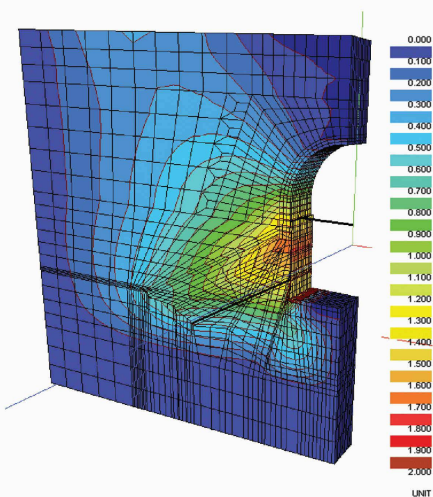
(Sauf mention, tous les documents illustrant cet article ont été fournis par l'auteur.)



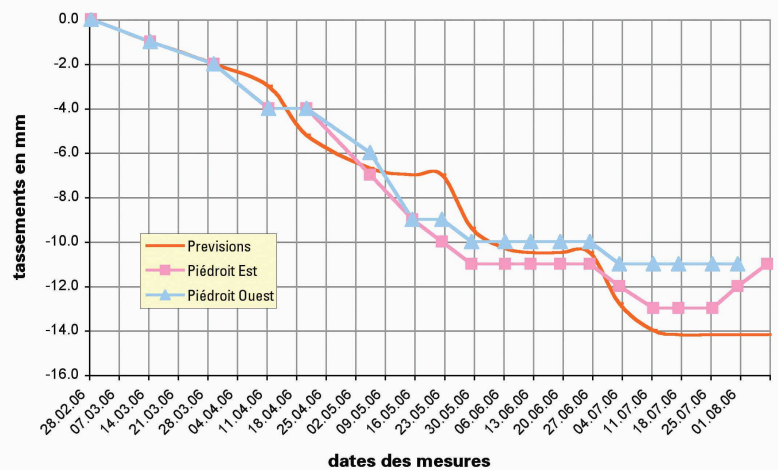
6

#### Groupement d'étude GIT-LEB

Bureaux d'ingénieurs :  
 Piquet+Associés Ingénieurs Conseils SA, Lausanne, pilote  
 CSD Ingénieurs Conseils SA, Lausanne  
 Bureau d'architectes :  
 TMV, tschumi-merlini.ventura, Lausanne



7



8

Les rejets de *jetting* – mélange de coulis de ciment et de sol – s'écoulaient par gravité dans un bassin de décantation d'environ 160 m<sup>3</sup> aménagé dans la plateforme à l'aval, le bassin étant vidangé chaque semaine. Le volume évacué correspond à celui des colonnes, soit quelque 2'400 m<sup>3</sup>.

Compte tenu de la complexité et des risques des travaux, un plan de surveillance a été élaboré tant pour les déformations que pour la qualité des matériaux. En cas d'évolution anormale des déformations, un plan d'urgence prévoyait une pose rapides de butons et d'étais. La qualité des colonnes *jetting* a été vérifiée par une série de douze colonnes d'essais réalisées préalablement, directement sous la plate-forme de la gare. Ces colonnes ont été dégagées pour vérifier les dimensions géométriques (diamètre nominal de 60 cm) et des échantillons ont été soumis à des essais de compression simple en laboratoire. La résistance moyenne obtenue sur 36 essais était de 4,6 N/mm<sup>2</sup> à 14 jours et de 5,5 N/mm<sup>2</sup> à 28 jours, une valeur supérieure à celle admise pour les calculs. Pendant les travaux de *jetting*, les paramètres de fora-

ge et d'injection du coulis ont été systématiquement enregistrés afin de déceler d'éventuelles anomalies.

Finalement, les déformations ont fait l'objet d'une surveillance hebdomadaire par des mesures de nivellement de plusieurs points et de convergences sur des profils espacés tous les 15 m dans le tunnel : le suivi du profil le plus critique est représenté sur la **figure 8**. Les déformations ont évolué conformément aux prévisions.

André Racloz, ing. civil ETS SIA/REG A  
CSD Ingénieurs Conseils SA, Montelly 78,  
CH – 1000 Lausanne 20

#### Bibliographie

- [1] Notice sur les travaux du tunnel de Montbenon, Bulletin de la Société Vaudoise des Ingénieurs et Architectes, 25.9.1875
- [2] Résumé du contexte géologique de Montbenon et du bâtiment UBS, place Centrale - rue Pépinet, expertise 1921
- [3] M2 Etat de Vaud, service des transports, rapport sur l'étude géotechnique, tronçon Flon-Bessières, 11.10.1999, Groupement GIT-LEB
- [4] M2 Rapport sur l'étude géotechnique complémentaire du tunnel L0, 28.9.2005, Groupement GIT-LEB

Lausanne  
Genève  
Neuchâtel  
Fribourg  
Berne  
Sion  
Brigue



Solutions  
en  
communication

Telecom  
Sécurité  
Audiovisuel  
Radiocommunication  
Installation et câblage

[www.tsa.ch](http://www.tsa.ch)

**TSA**  
TELECOM