Zeitschrift: Tracés : bulletin technique de la Suisse romande
Herausgeber: Société suisse des ingénieurs et des architectes
Band: 131 (2005)
Heft: 08: Raccordement de l'A5

Artikel: Tranchée de Chanélaz: calculs et mesures
Autor: Heubi, Christian / Gorgé, Pierre / Eplattenier, Jacques L'
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-99374

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 15.07.2025

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

Christian Heubi, Pierre Gorgé et Jacques L'Eplattenier

Tranchée de Chanélaz : calculs et mesures

GÉNIE CIVIL

La réalisation de la tranchée couverte de Chanélaz a nécessité d'importants travaux de terrassement et de soutènement. Le dimensionnement de sa structure en béton armé a été réalisé à partir de calculs par éléments finis. Les terrassements ont été effectués en appliquant la méthode observationnelle. L'instrumentation de la structure a permis le suivi de son comportement durant et après les phases de remblayage. Les ingénieurs ont disposé de mesures suivies, ce qui leur a permis d'adapter les dispositions de construction prévues et de vérifier la qualité de leurs calculs.

La tranchée couverte de Chanélaz est l'ouvrage principal du tronçon de l'A5 entre Treytel et Areuse. Elle relie le plateau de Perreux à la plaine d'Areuse, en traversant les terrains instables de la colline de Chanélaz, l'autoroute se poursuivant alors par le viaduc du même nom. Les études réalisées pour la traversée de la colline ont conduit à choisir un système de tranchée couverte impliquant des travaux de fouille (380 000 m^3, hauteur max. de 23 m) et de bétonnage (51 000 m^3 en 73 étapes) particulièrement conséquents.

Géologie et géotechnique

Les terrains sont généralement constitués d'une couverture morainique faiblement perméable de sept à huit mètres d'épaisseur, reposant sur le toit de la roche molassique ondulée par les caprices de l'érosion. La molasse affleure localement sur le versant nord de la colline alors que la nappe phréatique se situe entre un et trois mètres de profondeur. Le faciès des dépôts morainiques varie entre une moraine de fond enrichie d'éléments molassiques et une moraine graveleuse remaniée.

La roche molassique du stampien aquitanien est formée d'une alternance de marnes, marno-grès, grès et calcaire lacustre. La succession de ces différents faciès peut être rapide. Les marnes sont grasses (argile de haute plasticité, limite d'Atterberg moyenne de 50%) et la proportion de smectites (argiles gonflantes anciennement montmorillonites) a atteint 47% sur certains échantillons. La roche molassique est en outre susceptible de contenir des lentilles de gypse (tab. A).

Terrassement et soutènement

Afin de minimiser l'emprise provisoire de la fouille, le terrassement a été réalisé sous la forme de talus à 5/1 (V/H) (fig. 1 et 2). Les soutènements, qui peuvent atteindre vingt-trois mètres de hauteur, sont constitués de parois clouées faites de béton projeté armé (18 000 m^2) et de clous passifs de six à quatorze mètres de longueur : 4250 clous - pour une longueur totale de 45 600 mètres - ont ainsi été mis en place au moyen de deux foreuses à raison d'environ cent clous par semaine. D'une largeur de un mètre, les bermes sont espacées verticalement de six mètres pour éviter les problèmes d'instabilité des parois lors des terrassements. Des drains subhorizontaux, de longueur égale à celle des clous, sont placés au droit des bermes (environ 1 drain/30 m^2).

Formation géologique	Poids volumique g [kN/m^3]	Cohésion non drainée Cu [kPa]	Résistance au cisaillement Cohésion C' [kPa]	Angle frot. ϕ[°]	Module élastique E [MN/m^2]
Moraine graveleuse	22	70-120	5-20	33-37	40-60
Moraine argileuse	21	50-100	10-20	20-30	40-60
Marne molassique (global)	23	1200-2000	50	30	200-400
Joints marneux (stratification)		30-50	10	15	

A

Tab. A : Paramètres géotechniques utilisés dans les calculs

Fig. 1 : Coupe type de la tranchée couverte

Fig. 2 : Vue de la tranchée en cours de terrassement (Photo BG)

Fig. 3 : Déformation de la paroi Jura, au droit du profil km 30.100

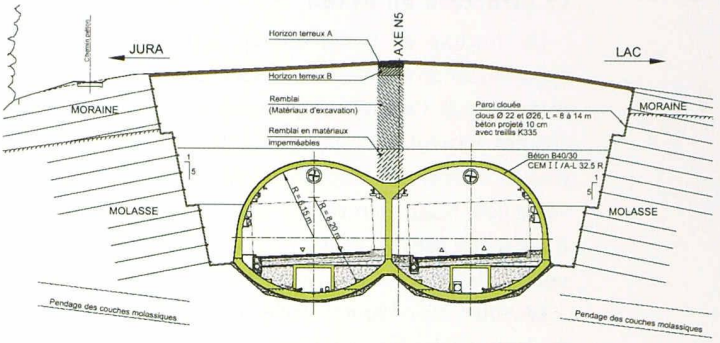
A la suite de calculs effectués avec le logiciel *Talren*, 240 ancrages précontraints ont été placés dans les zones où il s'agissait de minimiser les déformations (immeubles adjacents, passerelles) ou d'augmenter la sécurité des hauts talus (15 à 23 m). Ce système de soutènement s'est révélé très économique : environ 250 CHF/m^2 pour les parois en béton projeté, y compris les ancrages passifs et actifs.

Surveillance de la fouille

Le programme complet de surveillance de la fouille (comprenant 28 inclinomètres, 15 extensomètres, 34 cellules sur ancrages précontraints, 16 points de nivellement des ouvrages environnants, le contrôle du niveau et de la qualité des eaux ainsi que le débit des sources) a permis les observations suivantes :

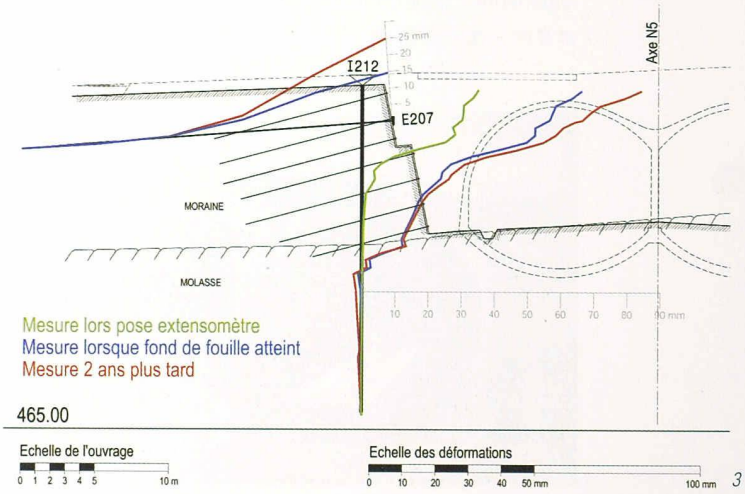
- Les déformations horizontales des parois ancrées (ancrages précontraints) ont atteint en général 2‰ de la hauteur de la fouille. Pour se prémunir d'une éventuelle surtension, tous les ancrages ont été équipés d'une tête réglable mécaniquement ; cette option, prise sur la base du cas d'une fouille similaire en région lausannoise, s'est avérée inutile puisque les faibles déformations des parois ancrées n'ont créé que des surtensions acceptables dans les ancrages, correspondant au maximum à 10% de la resistance ultime. Le secteur de plus grande hauteur (23 m) a vu la déformation augmenter de 1‰ lors des remblayages, une augmentation résultant de la détente des ancrages, malgré un remblai compacté avec un M_E de 60 MPa.
- Les déformations horizontales des parois clouées sont comprises entre 2‰ et 8,5‰ (jusqu'à 90 mm en valeur absolue), soit nettement en dessus des valeurs de 1‰ à 4‰ données dans les recommandations « Clouterre 1991 ». Les mesures n'ont pas montré un comportement différent entre la paroi lac (pendage favorable) et la paroi Jura (pendage défavorable). La figure 3 montre l'allure des déformations, la bonne concordance entre les mesures inclinométriques (I212) et extensométriques (E207), la détente de la molasse en fond de fouille et le fluage lent des parois. Pendant le chantier, dont le suivi était basé sur la méthode observationnelle de l'*Eurocode 7*, les mesures du mouvement (vitesse d'évolution défavorable) des parois clouées ont conduit à la mise en place de cent ancrages supplémentaires (prévus dans le marché) pour limiter les déformations.

Ces déformations relativement conséquentes s'expliquent par la libération des contraintes de la roche molassique, un phénomène qui a été localement observé *de visu* sur la paroi lac - de pendage favorable - où des déplacements de plusieurs centimètres se sont produits sur des joints marneux.



1

2



3

La structure en béton

La structure en béton est composée de deux voûtes appuyées sur un mur central vertical et d'un radier contrevoûté (fig. 1 et 4). Ce profil est particulièrement bien adapté aux charges agissant sur l'ouvrage et offre un gabarit suffisant pour les équipements électromécaniques. Le radier est contrevoûté pour résister aux pressions de gonflement susceptibles d'apparaître dans les zones marneuses. Sa forme permet en outre l'intégration d'une galerie technique sous la chaussée.

Les structures en voûtes sont économiques lorsque les remblayages atteignent plusieurs mètres. Elles sont néanmoins souples, ce qui se traduit par des déformations importantes, en particulier si le chargement est asymétrique. Pour limiter ces déformations, le remblayage latéral doit être de bonne qualité et les épaisseurs de béton suffisantes. Une étude comparative analysant l'influence de ces différents paramètres a permis de déterminer les dimensions de la structure : une voûte de 40 cm est nécessaire pour limiter les déformations dans les zones où la hauteur du remblai est importante et dissymétrique, alors qu'un radier de 60 cm est indispensable pour contrer les pressions de gonflement.

La structure a d'abord été dimensionnée sur la base de critères d'aptitude au service - en particulier la limitation des contraintes dans l'armature -, la sécurité structurale étant vérifiée ultérieurement. La pression de gonflement de 150 kN/m^2 admise pour le calcul a été déterminée itérativement pour que la relation pression de gonflement/déformation de la zone gonflante corresponde à la courbe de gonflement obtenue par des essais en laboratoire.

La construction de l'ouvrage a été réalisée par étapes hebdomadaires de dix mètres (fig. 5). Le radier (185 m^3 par étape) était bétonné en deux phases : d'abord les parties inférieures puis, le lendemain ou le surlendemain, les zones supérieures nécessitant un contre-coffrage. Les voûtes et le mur central étaient bétonnés en une seule fois (200 m^3).

De manière à permettre le traitement de cure du radier, le bétonnage de la galerie technique et la circulation de la grue sur des rails fixés au radier, le bétonnage de ce dernier était en avance de 50 m par rapport à celui de la voûte correspondante. Cette faible distance a été fixée pour réduire le retrait différentiel - et par conséquent la fissuration - entre le béton du radier et celui de la voûte.

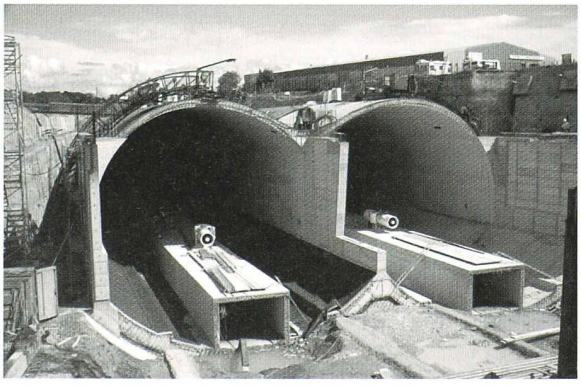
Déformation lors du remblayage

Pour suivre et analyser le comportement de l'ouvrage en béton armé lors du remblayage et jusqu'à sa mise en service, un équipement de surveillance des déformations a été mis en place. Le système de mesure choisi est le relevé de cibles posées par le géomètre sur six profils caractéristiques de l'ouvrage. Dix cibles ont été disposées dans les deux tubes, à chaque profil.

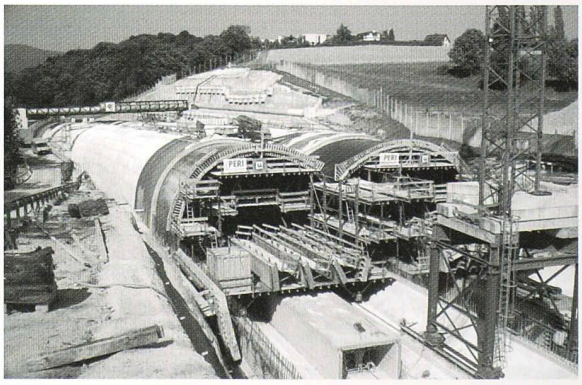
Les déformations mesurées ont été comparées avec les valeurs calculées par les modèles utilisés pour le dimensionnement. Si les modèles de calcul ont été légèrement adaptés pour correspondre aux étapes de remblayages effectives, les hypothèses de base - en particulier les propriétés du terrain - n'ont pas été modifiées. Les calculs ont été effectués avec le programme d'éléments finis *ZSoil* qui intègre parfaitement l'interaction sol/structure. Les charges (poids et poussées des terres, pressions hydrostatiques) sont déterminées en fonction du comportement élasto-plastique des sols et de la structure. Les différentes sections caractéristiques ont été calculées avec un modèle bidimensionnel, parfaitement adapté à ce type de structures linéaires.

Les résultats des mesures et des calculs du profil le plus significatif (profil 30.700, avec un remblayage fortement asymétrique), après remblayage complet de l'ouvrage, sont schématisés dans les figures 6 et 7.

Le tassement calculé du piédroit est un peu plus faible que la valeur mesurée, alors que la déformation horizontale du



4



5

Fig. 4 : Structure en béton de la tranchée de Chanélaz

Fig. 5 : Vue générale de l'ouvrage avec coffrage de la voûte (Photo GVH)

Fig. 6 : Représentation schématique des mesures de déformation, profil km 30.700

Fig. 7: Calcul des déformations avec le logiciel ZSoil, *profil km 30.700*

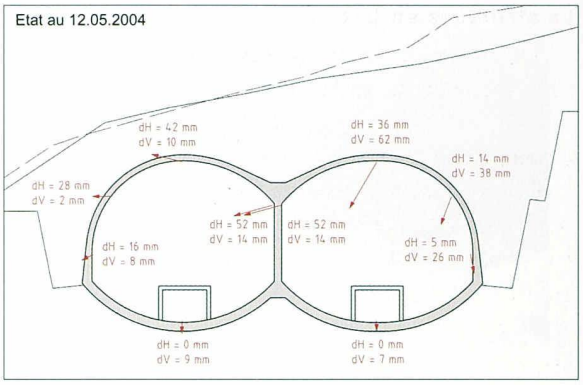
Fig. 8 : Evolution des déformations en fonction du remblayage, profil km 30.700

mur central et la flèche verticale de la voûte collent parfaitement aux mesures. Seule la déformation sous les piédroits est sous-estimée dans le modèle, ce qui peut être dû à une légère altération du terrain en surface durant les travaux, ou à la souplesse du système d'étanchéité et de sa protection (natte synthétique). Ces résultats confirment que les hypothèses de base étaient correctes et que le modèle de calcul est adapté.

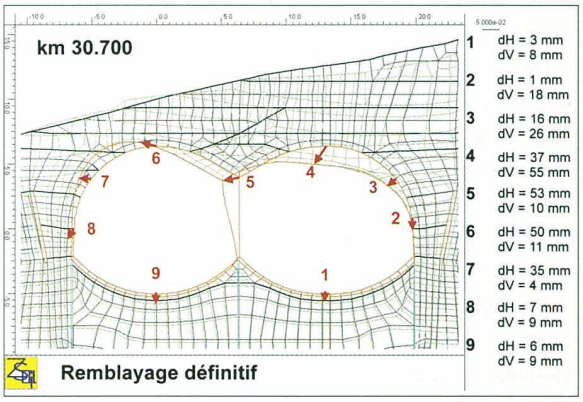
Pour les mesures, la flèche verticale de la voûte est de L/300 alors que la déformation horizontale au haut du mur central correspond à une inclinaison de H/165, inférieure à la valeur limite maximale de H/150.

Bien qu'importantes, ces déformations restent parfaitement maîtrisées et ne fournissent pas de raison de s'alarmer, puisqu'elles concordent tout à fait avec le comportement modélisé pour le dimensionnement de l'ouvrage, qu'aucune fissuration anormale de la structure n'a été constatée et qu'elles sont maintenant stabilisées, comme le montre leur évolution au fil du temps (fig. 8). Durant la première année, les déformations suivent logiquement le taux de remblayage. L'année suivante, bien que le remblayage soit pratiquement inchangé, elles augmentent encore d'environ 10% durant quelques mois avant de se stabiliser. Ces déformations sont la conséquence du fluage du béton de l'ouvrage, ce qui est parfaitement confirmé par les calculs, dans lesquels le fluage est pris en compte par une réduction du module d'élasticité du béton.

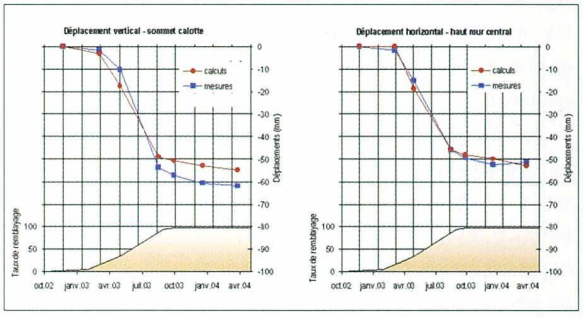
Les soutènements constitués de parois clouées et la structure en voûte de la tranchée couverte de Chanélaz sont des solutions de construction économiques. Elles peuvent subir d'importantes déformations, qui doivent être prises en compte dans le dimensionnement. Une instrumentation adéquate des ouvrages permet de suivre l'évolution des déformations durant les phases de chantier et de valider ainsi les hypothèses de dimensionnement.



6



7



8

Christian Heubi, ing. civil EPFL
Bonnard & Gardel, Rue William Mayor 2, CH - 2001 Neuchâtel

Pierre Gorgé, ing. civil EPFZ
Jacques L'Eplattenier, ing. civil EPFL
GVH, Rue des Moulins 16, CH - 2072 St-Blaise

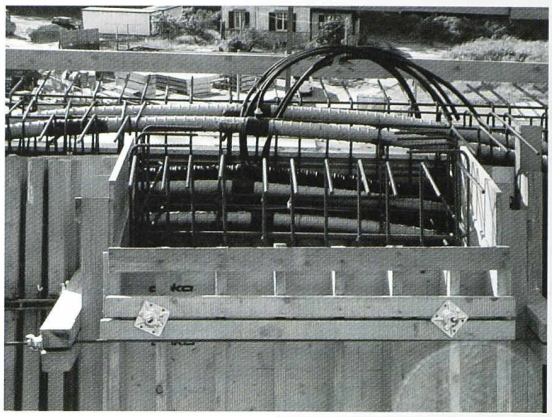
Membres du groupement CITA-GICC

Fig. 9 : Vue du viaduc à l'endroit du croisement avec le tram (Photo GVH)

Fig. 10 : Câbles de précontrainte sur appui (Photo GVH)

(Sauf mention, tous les documents illustrant cet article ont été fournis par les auteurs)

9



10

VIADUC DE CHANÉLAZ - PRÉCONTRAINTE ET MODE DE RÉALISATION

De conception monolithique, l'ouvrage est construit en plusieurs étapes. Pour les portées centrales, chaque étape couvre les 4/5 d'une travée et 1/5 de la travée suivante. La structure est bétonnée en deux phases : d'abord l'auge, puis le tablier quelques jours plus tard. La précontrainte a été choisie de manière à s'adapter au mieux au mode d'exécution.

Les câbles de 2416 kN (six par âme) suivent un tracé parabolique classique et sont continus sur toute la longueur de l'ouvrage. Deux câbles par âme sont couplés à chaque joint d'étape, les autres étant maintenus en attente sur des bobines. Ce système permet d'une part d'éviter les bossages ce qui simplifie le coffrage et l'armature, et d'autre part de limiter les points faibles causés par les coupleurs.

Des mises en tension ont été réalisées après chaque étape de bétonnage : un premier câble (par âme) est mis en tension à 100% après le bétonnage de l'auge, le second étant tendu après le bétonnage du tablier. Un tiers des câbles de l'étape N est ainsi mis en tension. Le deuxième tiers est mis en tension avec la réalisation de l'étape N+1, et le dernier tiers avec l'étape N+2.

Protection contre la corrosion

Les câbles de précontrainte ont un degré de protection anticorrosion de catégorie C (maximal). Ce choix a été dicté principalement par la présence de la ligne du tram interurbain qui passe sous l'ouvrage et peut induire des courants vagabonds dans la structure (fig. 9).

L'utilisation de ce type de câbles de précontrainte doit garantir une meilleure durabilité à l'ouvrage ; ces câbles présentent les caractéristiques suivantes :

- gaines en PE,
- isolation des têtes d'ancrage et des coupleurs,
- mesures de potentiel électrique pour le contrôle de l'efficacité de l'isolation selon les directives OFROU/CFF. Ces mesures sont exécutables en tout temps, un contrôle après plusieurs années est possible.

En plus des exigences des normes SIA et des directives de l'OFROU, le système mis en place présente la particularité de créer des segments indépendants entre les coupleurs : le contrôle des câbles peut ainsi se faire par tronçon.

Les expériences faites sur le chantier montrent qu'un soin particulier doit être apporté lors de la mise en place des câbles afin d'éviter des blessures aux gaines. Le déroulement des bobines, la fixation des gaines sur les supports et les travaux de soudures doivent notamment faire l'objet de grandes précautions.

Les mesures de contrôle faites sur le premier pont étaient inférieures aux valeurs exigées par la directive. Des modifications de construction ont donc été faites en cours de chantier afin d'améliorer l'efficacité du système d'isolation :

- appuis des gaines renforcés, sans cassure (fig. 10),
- fixation des gaines au moyen de brides plastiques,
- supports de câbles sans soudure,
- choix de gaines d'un diamètre supérieur.

Ces mesures, en particulier l'augmentation du diamètre des gaines, ont apporté une amélioration des résultats des mesures de potentiel. Les valeurs de résistance spécifique exigées par la directive restent difficiles à atteindre pour des câbles paraboliques de grande longueur. La majorité des câbles ont une isolation à peine suffisante et seul un petit nombre atteignent la valeur limite fixée.

Les expériences faites à ce jour sur d'autres ouvrages ont montré les mêmes problèmes. Seuls les ouvrages sur une portée avec une précontrainte simple ont présenté des résultats conformes à la directive.

Pierre Gorgé