

Tunnel Gstipf

Autor(en): **Alpiger, Klaus / Plaschy, Edwin / Recordon, Edouard**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **103 (1985)**

Heft 42

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75910>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Tunnel Gstipf

Von Klaus Alpiger, Brig, Edwin Plaschy, Brig, Edouard Recordon, Lausanne, Peter Ritz, Kastanienbaum und André Schmidt, Sitten

Im Zuge des Ausbaus der Simplonstrasse wird die südliche Umfahrung von Brig-Glis, Teilstück Abzweigung Kantonsstrasse bis Ried-Brig, Länge 3 km, im Spätherbst 1985 fertiggestellt. Die Umfahrung bildet einen Teil der Nationalstrasse N9. Um den idyllischen Weiler Gstipf gegen Verkehrsimmissionen zu schützen, wurde die Strasse in diesem Bereich tief in den Hang des Glishorns eingeschnitten. Dazu wurden auf einer Länge von 432 m bis zu 20 m hohe verankerte und nichtverankerte Stützmauern errichtet, denen ein im Tagbau erstellter, 215 m langer Tunnel vorgelagert wurde. Das Los Gstipf war bezüglich Geotechnik eine ausserordentlich anspruchsvolle Baustelle. Das Grundwasser wurde mit 30 vertikalen Filterbrunnen abgesenkt und die Baugrube bzw. die definitiven Stützmauern mit 878 Stück 700-kN-Vorspannkern gesichert.

Übersicht

Die Planung der Nationalstrasse N9 im Wallis sieht eine 4spurige Linienführung bis in die Ebene westlich der Agglomeration Brig-Glis und Naters vor (Bild 1). Im Glisergrund zweigt die Anschlussstrasse von der N9 zur A19 in Richtung Goms ab, während die N9 die Agglomeration südlich in Richtung Simplon umfährt. Dieses Teilstück verbindet die zukünftige N9 im Haupttal mit der zum grössten Teil ausgebauten Strasse über den Simplon.

Die Umfahrung Brig-Glis wurde gesamthaft in offener Linienführung geplant. Im oberen und mittleren Teil entstand der Strasse kein Widerstand, während im unteren Teil, beim Weiler Gstipf, zahlreiche Einsprachen erfolgten. Diese richteten sich nicht gegen die Strasse als solche, sondern gegen die of-

fene Führung des Trasses (Lärmimmissionen, Ästhetik). Im weiteren konnte die Linienführung nicht definitiv festgelegt werden, da im Rahmen der Neuüberprüfung des Trasses von Professor Bovy der Verteiler im Glisergrund noch nicht feststand. In den unbestrittenen Teilstücken wurde sofort mit dem Bau begonnen, während im unteren Teil weitere Machbarkeits- und Variantenstudien durchzuführen waren.

Herr Prof. H. Grob von der ETH Zürich hat sich dieser Aufgabe angenommen, und die Untersuchungen erstreckten sich auf die folgenden Möglichkeiten: offene Strecke, Galerie mit 4 Spuren, Tunnel mit 3 Spuren in offener Bauweise oder im Untertagebau. Von diesen möglichen Varianten wurde schliesslich der 3spurige Tunnel in offener Bauweise für die Ausführung ausgewählt, und so konnte der untere Teil

des Abschnittes mit vierjähriger Verspätung in Angriff genommen werden.

Dieser untere Teil, als Baulos 126, Tunnel Gstipf, bezeichnet, ist ein 980 m langer Streckenabschnitt, in dem auf einer Länge von 432 m Stützmauern und ein 215 m langer Tunnel erstellt wurden (Bild 2).

Der Aushub der ganzen Strecke erfolgte im Tagbau. Dabei musste der Hang bis zu einer Höhe von maximal 20 m angeschnitten werden. Im Mittelabschnitt der Baustelle Gstipf ist als Baugrubensicherung und als definitive Hangsicherung eine 350 m lange verankerte Mauer erstellt worden. An diese Mauer schliessen beidseitig nichtverankerte Stützmauern an, die eine totale Länge von 82 m aufweisen. Mit der Anschüttung des Tunnels wird der ursprüngliche Terrainverlauf teilweise wieder hergestellt und gleichzeitig das Trasse für eine neue, die Linienführung der N9 überquerende Forststrasse in die Umgebungsgestaltung einbezogen.

Die Bauarbeiten am Tunnel Gstipf konnten im Herbst 1982 begonnen werden. Deren Abschluss ist im Spätherbst 1985 vorgesehen.

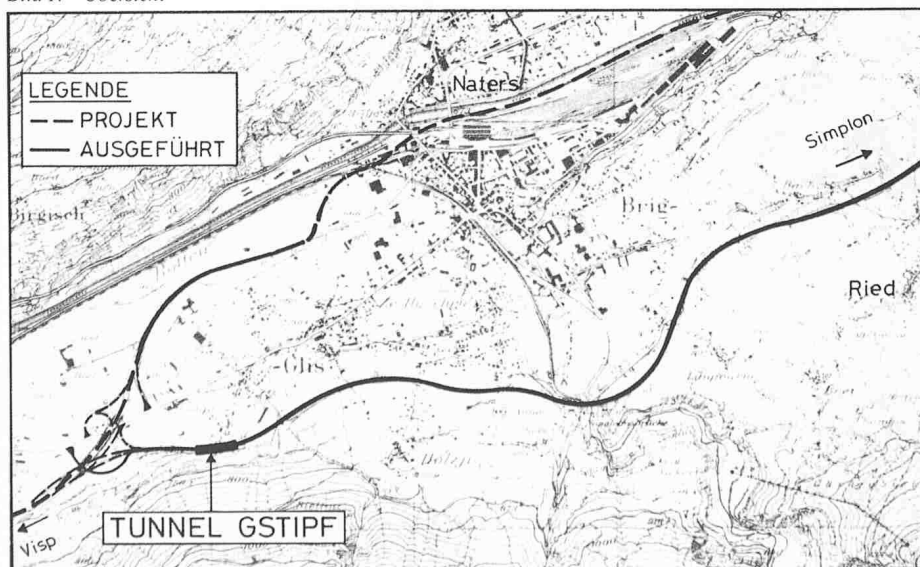
Geologie und Geotechnik

Geologie und unterirdische Hydrologie

Der Hang, durch welchen das Strassenstrasse des Abschnittes Gstipf führt, bildet den Fuss des Glishorns. Gemäss der schweizerischen Geologiekarte ist er Teil des nacheiszeitlichen Bergsturzes, der sich in den Bündnerschiefern des Glishorns ereignete und dessen obere Grenze sich auf einer Höhe von 1400 m über Meer befindet. Zwischen 1100 m über Meer und der Strassenhöhe, d.h. etwa 700 m über Meer, beträgt die mittlere, sehr regelmässig verlaufende Geländeneigung 32°. Der Hang ist bewaldet und wird von zwei kleinen Bissen (Wässerwasserleitungen) durchquert, die 30 bzw. 100 m oberhalb der neuen Strasse liegen.

Im ungestörten Zustand fliesst das unterirdische Wasser in Form eines Grundwasserstromes nahezu parallel zum Gelände ab. Im Frühjahr wird das Grundwasser jeweils nach dem Beginn der Bewässerungszeit von den Bissen zusätzlich gespiesen. Der Grundwasser-

Bild 1. Übersicht



spiegel befindet sich in einigen Metern Tiefe und unterliegt jahreszeitlich bedingten Schwankungen.

Die Böden, aus welchen der Hang besteht, weisen eine sehr weitreichende Kornverteilung auf, die von Silten bis zu Gesteinsblöcken von mehreren Metern Durchmesser reichen. Die Bestimmung der Kornverteilung von Proben ohne Gesteinsblöcke haben gezeigt, dass der Siltgehalt des Materials oft 30% beträgt; die restlichen 70% setzen sich aus Sand und Kies zusammen.

Die Durchlässigkeit des Geländes ist allgemein hoch. Der innere Reibungswinkel muss über 30° liegen, da der Hang eine Neigung bis zu 35° aufweist.

Boden- und Wasserprobleme

Der projektierende Ingenieur hatte folgende geotechnische Probleme zu lösen:

- Grundwasserabsenkung, um einen trockenen Aushub zu gewährleisten.
- Anzahl und Anordnung der gewählten vertikalen Filterbrunnen.
- Anordnung von horizontalen Drainagebohrungen, um nach Fertigstellung des Bauwerkes den Grundwasserspiegel ohne Pumpen auf dem abgesenkten Niveau zu halten.
- Rechnerische Kontrolle der Standsicherheit des Hanges für die verschiedenen Arbeitsphasen.
- Dimensionierung der verankerten Stützmauer sowie Kontrolle ihres Verhaltens während der Bauarbeiten.
- Bestimmung bzw. Festlegung der Verformungsgrößen wie M_E -Wert und Querdehnungszahl der anstehenden Böden und der aufzuschüttenden Bodenmaterialien zur Berechnung des Tunnelgewölbes.

Vorangehende Untersuchungen

Im Sommer 1980 liess die Abteilung für Nationalstrassen unter der Leitung des

Geologen E. Fardel 12 Sondierbohrungen von 15 bis 30 m Tiefe entlang des geplanten Strassentrasses ausführen. Bei dieser Gelegenheit installierte man 6 Piezometer, die seither regelmässig gemessen werden.

Im Herbst desselben Jahres wurden zudem einige Meter oberhalb der vorgesehenen verankerten Stützmauer drei Spülbohrungen ausgeführt und mit Inklinometern versehen; ebenso wurden 5 zusätzliche Kernbohrungen mit Piezometern ausgestattet. Diese neuen Piezometer, bis 40 m oberhalb des vorgesehenen Streckenabschnittes installiert, sollten erlauben, das Gefälle des Grundwasserspiegels zu bestimmen.

Die von 1980 bis 1982 gemachten Beobachtungen haben gezeigt, dass der Hang vom Gstif vollkommen stabil ist und dass die Schwankungen des Grundwasserspiegels zwischen Hochwasser im Sommer und niedrigem Wasserstand im Winter je nach Ort eine Grössenordnung von 4 m erreichen können. Sie sind jedoch von einem Punkt zum anderen sehr verschieden. Ebenso variiert das Gefälle des Grundwassers stark, was darauf schliessen lässt, dass die Durchlässigkeit des Bodens äusserst heterogen ist (Bild 3).

Mit Laboruntersuchungen bestimmte man die Kornverteilung, den inneren Reibungswinkel und die Kohäsion. Der innere Reibungswinkel der Proben schwankte zwischen 30 und 35°; im Mittel betrug er 32°, was etwa der mittleren Hangneigung entspricht. Die Kohäsion der Proben variierte zwischen 0 und 100 kN/m².

Anfang 1983 bohrte man zur Absenkung des Grundwassers vertikale Filterbrunnen. In den zuerst gebohrten Filterbrunnen wurden 6 Pumpversuche durchgeführt. Sie ermöglichten die Bestimmung in situ der Durchlässigkeit des Bodens. Die ermittelten Werte des

Darcy-Koeffizienten liegen zwischen 10^{-4} und 10^{-6} m/s. Eine gleichzeitig in einem Abstand von 3 m parallel zu den Filterbrunnen angelegte Piezometerreihe ersetzte die durch den Aushub nicht mehr benützbaren Piezometer der Voruntersuchungen.

In derselben Zeit führte man drei Serien Versuchsanker durch, um die maximal auf den Boden übertragbare Ankerkraft, die freie Ankerlänge und die erforderliche Verankerungslänge zu ermitteln. In einer ersten Serie waren 8 Versuchsanker auf die im Projekt vorgesehenen Gebrauchskräfte von 700, 900 und 1100 kN ausgerichtet. Auf Grund der unbefriedigenden Ergebnisse der ersten Serie beschloss man, zwei weitere Serien zu 8 bzw. 3 Versuchsankern auszuführen. Mit den daraus gewonnenen Versuchsergebnissen und zusätzlichen Bodenuntersuchungen wurde dann die maximale Ankerkraft auf 700 kN und die Verankerungslänge auf 8 m festgelegt.

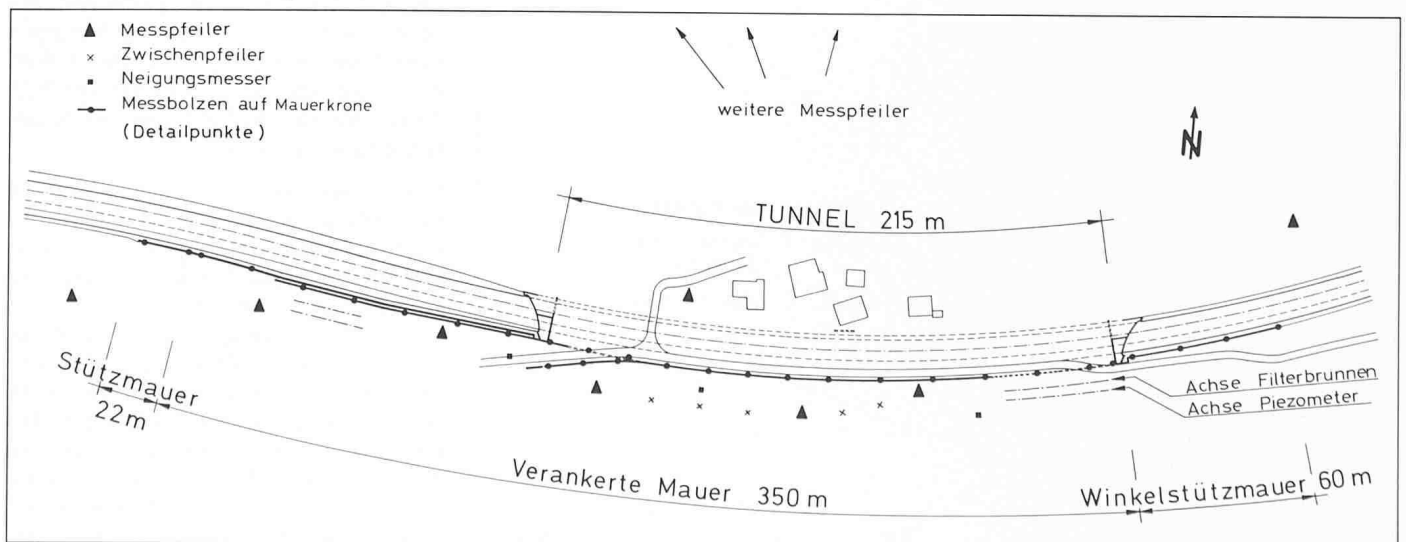
Projekt und Ausführung

Entwässerung

Um die verankerten und nichtverankerten Stützmauern sowie den Tunnel erstellen zu können, musste der Grundwasserspiegel unter das Niveau der projektierten Strasse abgesenkt werden.

Im *Bauzustand* erfolgte die Absenkung durch eine Serie von KleinfILTERBRUNNEN Ø 10 cm, in denen 30 Pumpen mit einer Kapazität von max. je 150 l/min versetzt waren. Die Filterbrunnen wurden in einer Entfernung von etwa 4 m parallel hinter der Stützmauer mit einem gegenseitigen Abstand von 6 bis 8 m angeordnet. Grundlage für ihre definitive Bemessung waren die früher erwähnten Pumpversuche. Der Verlauf des Grundwasserspiegels entlang der

Bild 2. Situation, Überwachungsnetz



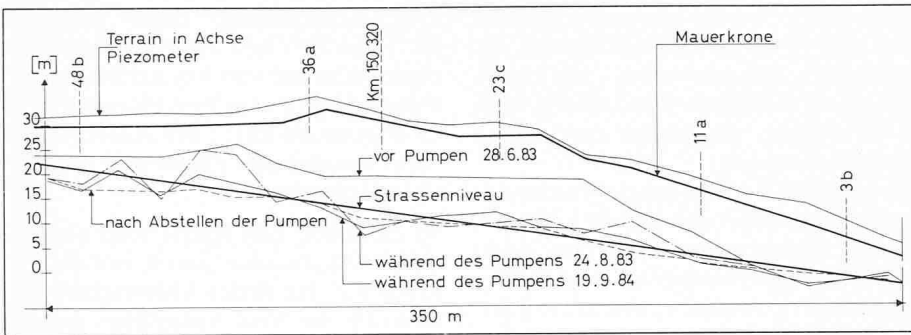


Bild 3. Längenprofil der verankerten Stützmauer: Niveau des Grundwasserspiegels vor, während und nach dem Pumpen auf Axe Piezometer (rund 7 m hinter Stützmauer)

Bild 4. Normalprofile der verankerten (a) und nichtverankerten (b, c) Stützmauern

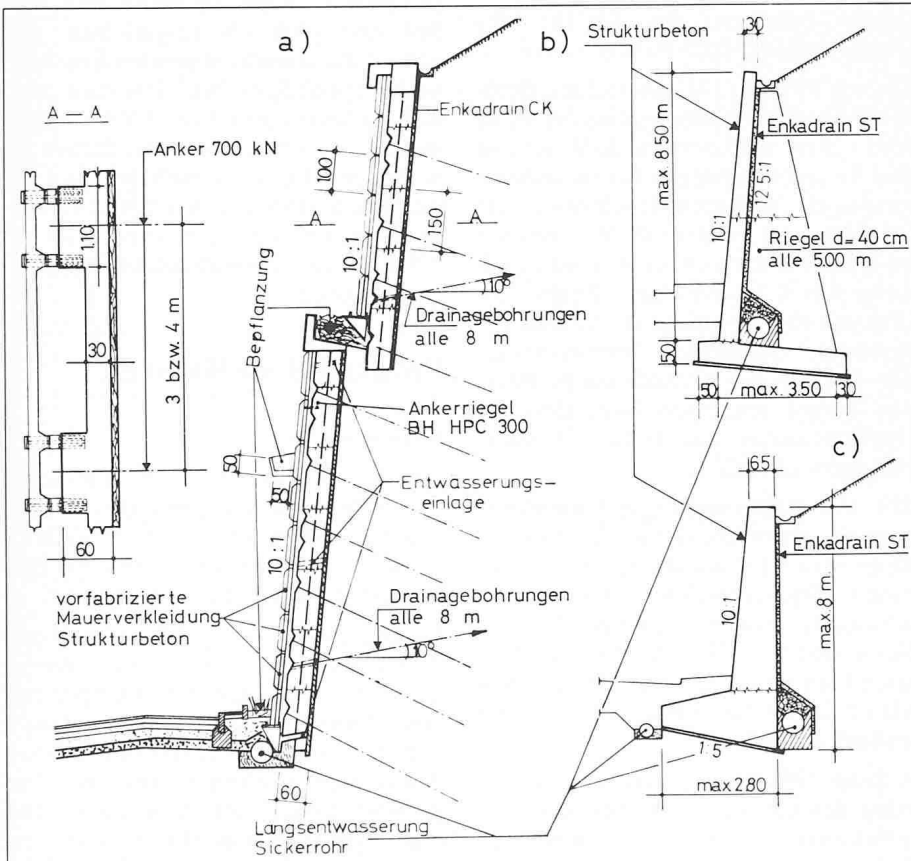
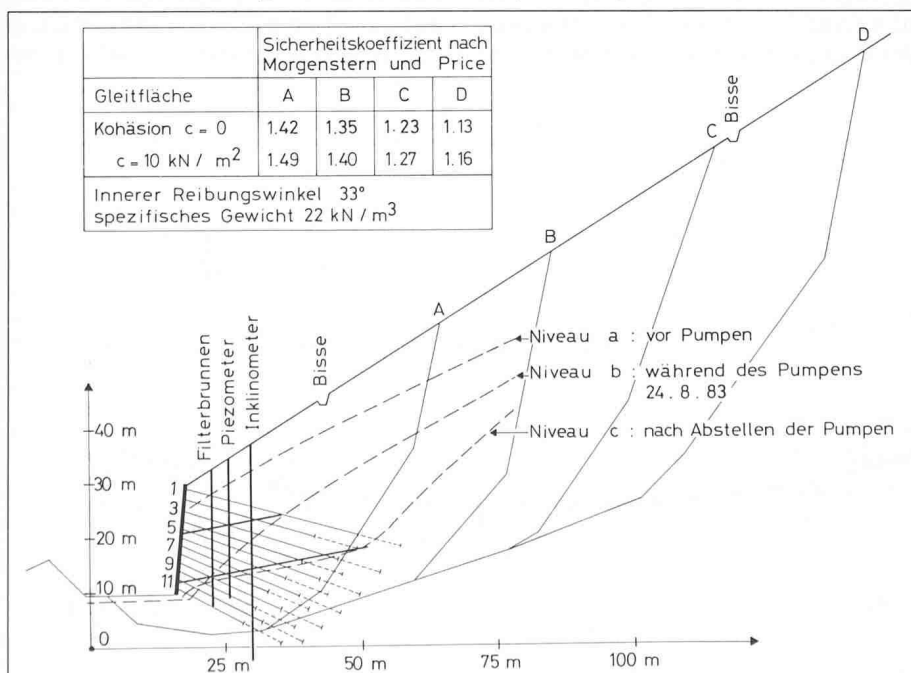


Bild 5. Stabilitätsberechnung der verankerten Stützmauer (km 150.320)



Achse der Piezometer ist für verschiedene Bauphasen in Bild 3 dargestellt.

Im Endzustand wird die Absenkung durch um 10° nach oben geneigte gebohrte Drainagen, die im untersten Bereich der verankerten Mauer angeordnet sind, übernommen. Diese Bohrungen sind in der Situation alle 8 bzw. 9 m angeordnet und haben eine Länge von maximal 36 m. In den Bohrungen sind Kunststoff-Drainagerohre versetzt.

Die Drainagen bleiben permanent kontrollierbar, auf der offenen Strecke über Aussparungen in den vorgefertigten Mauerwerkzeugelementen, im Tunnelbereich über speziell dafür vorgesehene Kontrollnischen (Bild 7). Wird ein Drainagerohr verstopft, so kann es von den Nischen aus gespült werden. Eine zusätzliche Entwässerung kann durch die an der Mauerrückwand aufgetragenen Sickerplatten erfolgen. Diese leiten das anfallende Wasser in die Sickerleitung am Mauerfuß ab. Allfälliges Überschusswasser gelangt über Durchlässe in der verankerten Mauer und entlang der Mauervorderseite in die Sickerleitung.

Verankerte Stützmauer

Im Mittelabschnitt des Bauloses Tunnel Gstipf wurde als Baugrubensicherung und als definitive Hangsicherung eine 350 m lange und bis zu 20 m hohe verankerte Mauer erstellt (Bild 4a). Sie besteht aus rückverankerten, 10:1 geneigten Betonriegeln von 1,10 m Breite und 0,60 m Stärke mit gegenseitigen Abständen von 3 bzw. 4 Metern. Zwischen den verankerten Betonriegeln wurde im gleichen Arbeitsgang mit den Riegeln eine 30 cm dicke Zwischenwand betoniert. Der Aushub der Baugrube erfolgte sukzessive mit den Ankerarbeiten in Etappen von jeweils mindestens 1,50 m Höhe. Zur Verankerung dienen vorgespannte Bodenanker der Ankerklassen 2 und 5 (temporäre und permanente Anker) mit Gebrauchslasten von 700 kN. Die freien Ankerlängen reichen von 14 bis zu 33 m; die Verankerungslänge beträgt 8 m. Für die Ankerkräfte war das Kriterium aktiver Erd- druck, für die Ankerlängen jenes der Hangstabilität massgebend.

Ein grosser Teil der Mauer kommt im Endzustand hinter den im Tagbau erstellten Tunnel zu stehen. Die sichtbar bleibenden Mauerpartien werden mit vorgefertigten Betonelementen verkleidet, die teilweise mit einer Struktur- schalung hergestellt werden. Um ausserhalb des Tunnelbereiches keine all- zu grossen zusammenhängenden Beton- flächen hervortreten zu lassen, ist die verankerte Mauer in der Höhe un- erteilt und mit vorgefertigten, vorge- hängten Blumentrögen versehen. Im

Endzustand werden geeignete Bepflanzungen am Mauerfuss, auf den Zwischenpodesten und in den Trögen das Einfügen in die Umgebung verbessern (Bild 8).

Die Hangstabilität wurde mit verschiedenen Methoden kontrolliert: nach Fellenius, nach Bishop, nach Morgenstern und Price sowie nach einer kinematischen Methode mit polygonalen Gleitflächen. In einem ersten Schritt überprüfte man die globale Stabilität des Hanges. Die Methode von Morgenstern und Price lieferte für die ungünstigste Gleitfläche einen Sicherheitskoeffizienten von 1,27 für den unberührten Hang. Im Endzustand weicht die Sicherheit nur unwesentlich davon ab. Dabei wurde ein innerer Reibungswinkel von 33° , eine Kohäsion von 10 kN/m^2 und ein spezifisches Gewicht des Bodenmaterials von 22 kN/m^3 in Rechnung gestellt. Während der Bauarbeiten erwies sich der Zustand, in welchem die Stützmauer fertigerstellt und der Tunnel noch nicht gebaut ist, als ungünstigstes Stadium. Die betrachteten Gleitflächen mit den entsprechenden Sicherheitskoeffizienten sind in Bild 5 dargestellt.

Nichtverankerte Stützmauern

Östlich des Tunnels wurde auf einer Länge von 60 m eine bis zu 10 m hohe, 10:1 geneigte aufgelöste Winkelstützmauer erstellt (Bild 4b). Sie besteht aus einer 55 cm starken, 1:10 nach hinten geneigten Bodenplatte, einer an der Krone 30 cm starken Mauerwand und aus 40 cm dicken Querriegeln mit gegenseitigen Abständen von 5 m. Auf der Westseite wird der Mauerabschluss durch eine 22 m lange Schwergewichtsmauer mit einer Kronenbreite von 65 cm gebildet (Bild 4c). Wie bei den verankerten Stützmauern sollen strukturierte Sichtflächen und Bepflanzungen die Ansicht auflockern. Beide Mauern sind nicht verankert und auf aktiven Erddruck bemessen. Durch eine Entwässerung in Form von «Enkadrain»-Filtermatten und einer Längsentwässerung ist kein Wasserdruck auf die Stützmauern zu erwarten.

Tunnel

Das Tunnelgewölbe, das eine Gesamtbreite von 12,8 m überspannt, weist eine kleine, im östlichen Teil sogar nur eine künstliche Überdeckung aus Lokermaterial auf. Aus diesem Grunde wurde der 215 m lange Tunnel im Tagbau erstellt. Ein vom Projektverfasser durchgeführter Kostenvergleich hatte ausserdem gezeigt, dass ein bergmännischer Vortrieb in diesem Fall teurer gewesen wäre. Der gewählte Bauvorgang ist in Bild 6 schematisch dargestellt.

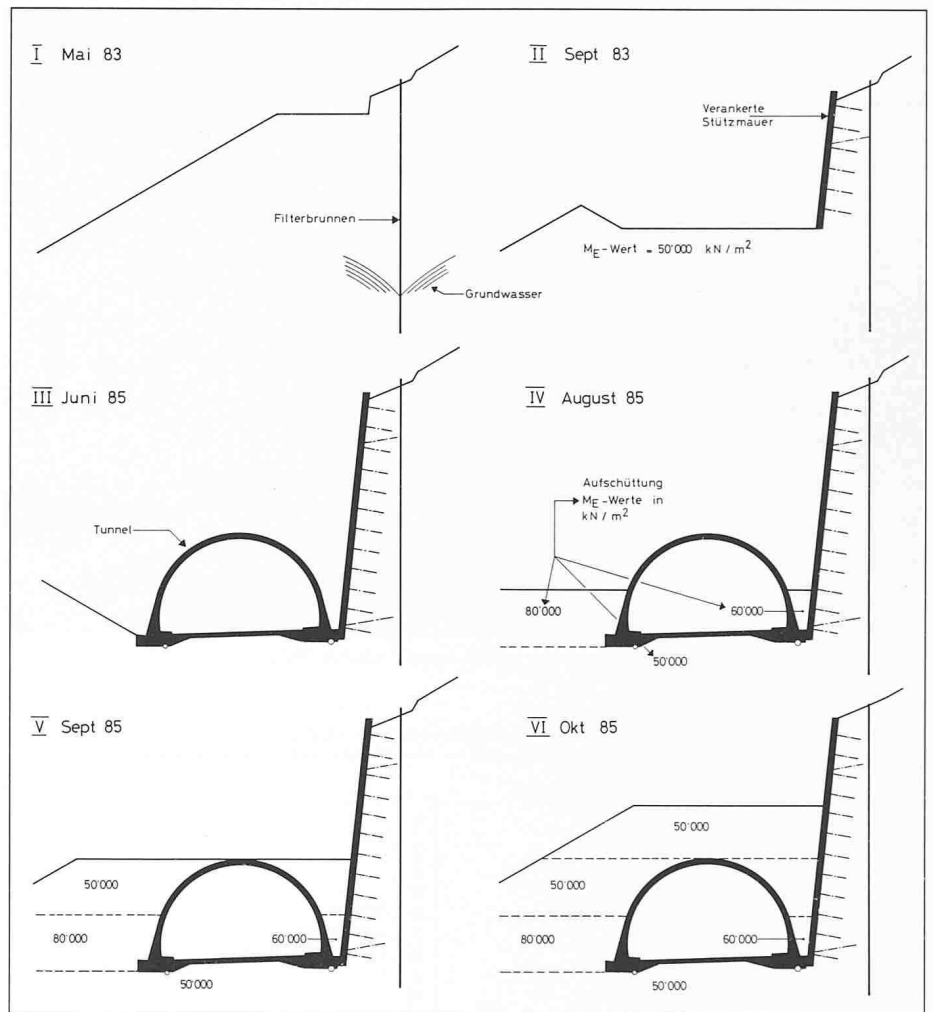
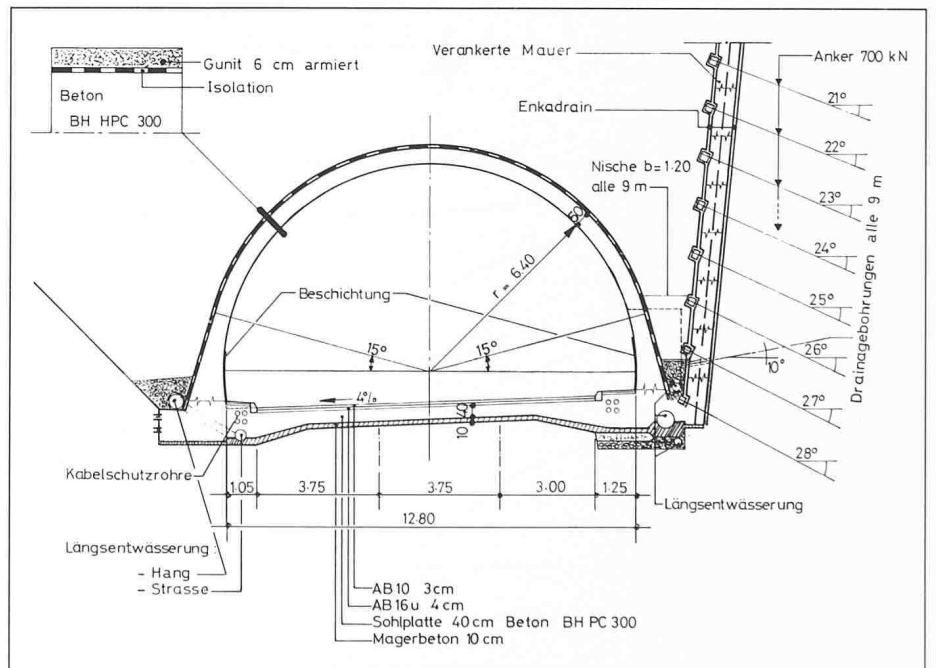


Bild 6. Bauvorgang

Bild 7. Tunnelnormalprofil



Hauptquantitäten			
Aushub:	ca. 110 000 m ³	Stahl III und IV:	ca. 7 000 kN
Schüttung:	ca. 85 000 m ³	Vorfabrizierte Elemente:	430 Stk. (13 000 kN)
Beton:	ca. 9 300 m ³	Vorspannanker 700 kN:	878 Stk.
Schalung:	ca. 20 000 m ²	Filterbrunnen:	30 Stk.
		Bohrmeter:	ca. 27 000 m

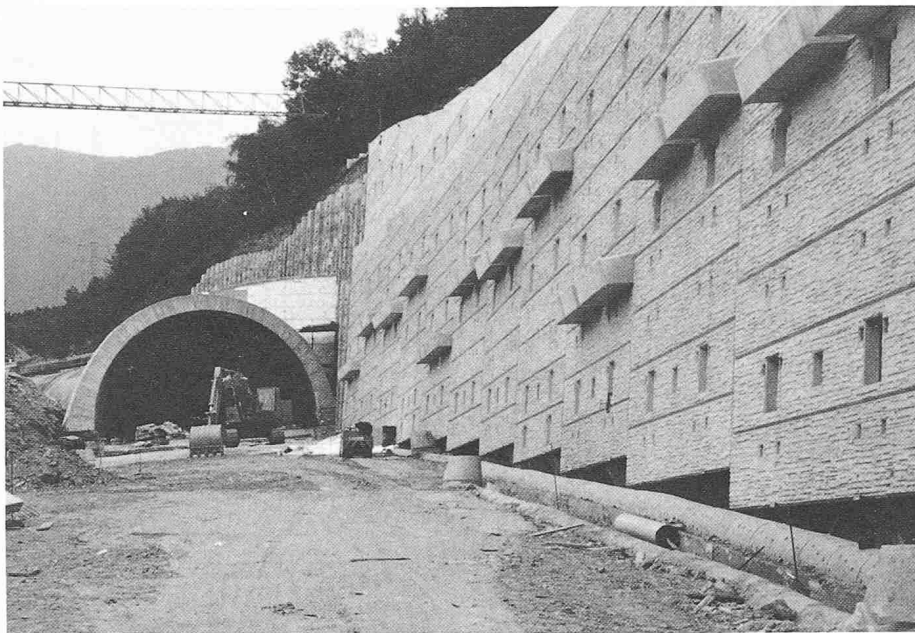


Bild 8. Verkleidete Elementmauer und Tunnelportal (Stand Ende Juli 1985)

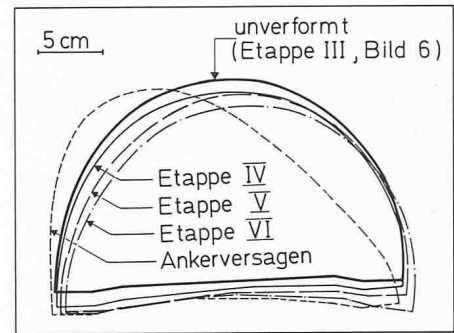


Bild 9. Theoretische Tunnelverformungen

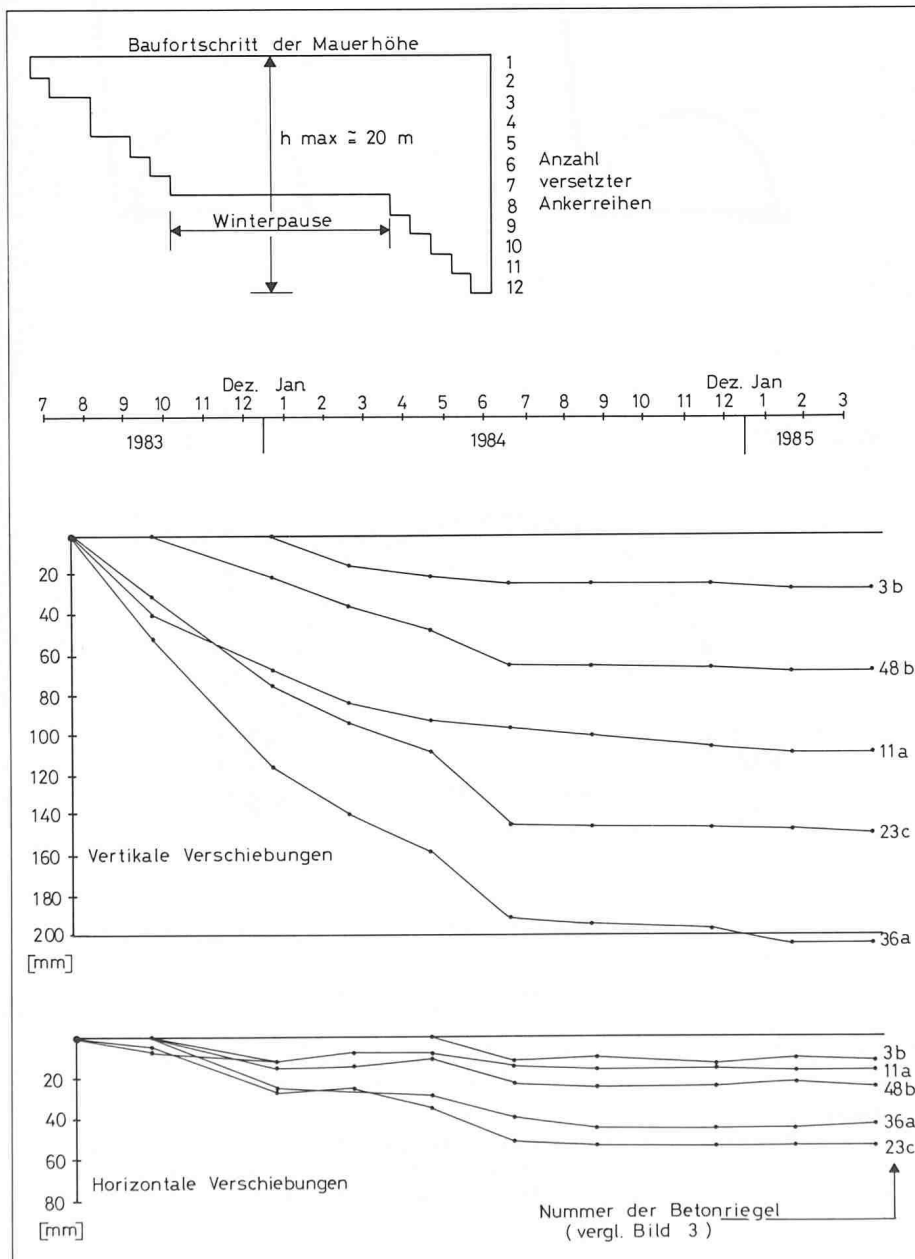
Nach erfolgten Aushub- und Hangsicherungsarbeiten wurden die Fundamentstreifen für das Tunnelgewölbe erstellt. Alle Rohrleitungen im Tunnelbereich verlaufen in bzw. direkt auf den massiven Gewölbefundamenten, damit die Rohre bei allfälligen Terrainverschiebungen nicht beschädigt werden. Die beiden Gewölbefundamente sind zur Erhöhung der Sicherheit des Bauwerkes durch eine 40 cm starke Sohlplatte aus Stahlbeton miteinander verbunden. Sie sind so ausgebildet, dass sie neben ihrer Tragfunktion auch als Auflager für den Schalwagen des halbkreisförmigen, 50 cm starken Betongewölbes dienen konnten (Bild 7). Auf Grund neuerer Erkenntnisse über die Rissbildung bei fugenlosen Stahlbetonbauten entschloss sich der Projektverfasser, den Tunnel auf seiner gesamten Länge ohne Dilatationsfugen auszubilden. Eine genügend feine Risseverteilung wird durch eine entsprechend verstärkte Längsarmierung gewährleistet.

Die beiden Tunnelportalformen werden durch schiefe Schnitte der Tunnelröhre erzeugt. Durch Vorziehen der talseitigen Gewölbeseite können die schwer wirkenden Portal-Querscheiben stark verkleinert und zudem weitgehend überschüttet werden. Dies führt zu einer leicht wirkenden, dem Gelände gut angepassten Tunneleinfahrt. Die Portal-Querscheiben sowie die im Tunnel vorgesehenen Nischen für SOS-Telefone und die Kontrolle des Entwässerungssystems wurden nach dem Bau des Betongewölbes betoniert.

Die Isolation besteht aus einer aussenliegenden vollverklebten Bitumen-Dichtungsbahn. Als Schutz der Isolation dient eine 6 cm starke, leicht armierte Gunitschicht. Darüber wurde im unteren Voutenbereich Strassenkoffermaterial als optimale seitliche Stützung und im übrigen Bereich das beim Aushub gewonnene Lockermaterial in verdichteten Schichten eingebaut.

Bei der Bemessung des Tunnelgewölbes war speziell zu beachten, dass ein Teil der vorgespannten Bodenanker nicht kontrolliert und ebenfalls nicht ersetzt werden kann. Nach der heutigen

Bild 10. Verschiebungen der Mauerkrone in Funktion des Baufortschrittes



Sicherheitsphilosophie können diese Anker nach einer gewissen Zeit unwirksam werden; sie werden als sogenannte temporäre Anker bezeichnet und sind im Endzustand als ausgefallen zu betrachten. Zum Beispiel in dem in Bild 5 dargestellten Querprofil (km 150 320) wurden die unteren 7 Reihen als temporäre und die oberen 5 Reihen als permanente Anker in Rechnung gestellt.

Bei einem Ausfall der temporären Anker würde das Tunnelgewölbe einer relativ grossen unsymmetrischen Belastung unterworfen. Die geforderte Tragsicherheit konnte für diesen extremen Lastfall durch eine Verstärkung der Bewehrung einfach erreicht werden. Grössere Mühe bereitete der Gebrauchszustand und im speziellen die Verformung.

In einem ersten Schritt wurde das Tunnelgewölbe als ebenes elastisches Stabtragwerk idealisiert, wobei das Bodenmaterial durch elastische Federelemente simuliert wurde. Die Berechnung erfolgte mit dem Programm STATIK. In einem weiteren Schritt wurden dann, in Zusammenarbeit mit Prof. Dr. K. Kovari vom Institut für Bauplanung und Baubetrieb, Sektion Fels- und Untertagebau an der ETH Zürich, eingehende statische Berechnungen mittels des Finite-Elemente-Programmes STAUB durchgeführt. Mit diesem Programm können ebene Scheibenprobleme mit relativ allgemeinen Stoffgesetzen rechnerisch behandelt werden. Es galt in erster Linie geeignete Verformungsgrössen wie M_E -Werte für den anstehenden Boden und das anzuschüttende Material sowie einen optimalen Auffüllvorgang zu ermitteln. Die geforderten M_E -Werte wurden gemäss Bild 6 zwischen 50 000 und 80 000 kN/m² festgelegt. Die Verformungen des Tunnels der verschiedenen Bauetappen sind in Bild 9 dargestellt. Im Extremfall, beim Ausfallen aller Anker der untersten 7 Reihen, beträgt die maximale Relativverschiebung des Gewölbes 5,7 cm.

Überwachung

Grundwasser

Die Höhe des abgesenkten Grundwasserspiegels kontrollierte man über die erstellten Piezometer und Filterbrunnen. Die Kontrolle wurde gleichzeitig mit Ergiebigkeitsmessungen (Messung des anfallenden Wassers aus Filterbrunnen und Drainagen) während des Aushubs *wöchentlich*, nach dem Aushub *zweiwöchentlich* durchgeführt.

Bild 3 zeigt, dass der Wasserspiegel entlang der Achse der Piezometer fast bis auf die Höhe der Strasse abgesenkt werden konnte. Die Baugrube blieb praktisch während der ganzen Bauzeit trocken. Nach dem Abstellen der Pumpen stieg der Wasserspiegel in der gleichen Achse nur unwesentlich an. Die Drainagebohrungen sowie die Längsdrainage entlang des Mauerfusses haben die vorgesehene Funktion übernommen. Man kann festhalten, dass das Dispositiv zur Absenkung des Grundwassers seine Aufgabe bis jetzt vollständig erfüllt hat.

Geodätisches Netz

Zur Überwachung der Hangverschiebungen infolge des grossen Hangeschnittes wurde eine Messanlage installiert, die es erlaubt, Deformationen in Lage und Höhe mit einer Genauigkeit von $\pm 0,5$ cm bis ± 1 cm zu erfassen. Die Anlage besteht aus 12 Messpfeilern, 2 Polygonpunkten, 3 Fernpunkten (max. Entfernung über 2000 m auf der gegenüberliegenden Talseite entlang der BLS-Südrampe), diversen Nahversicherungspunkten und Geländepunkten sowie den eigentlichen Detailpunkten, deren Verschiebungen es zu beurteilen gilt (Bild 2).

Es wurde ein Überwachungsprogramm konzipiert, mit dem in folgenden vier Stufen kurz-, mittel- und langfristige Kontrollen durchgeführt werden konnten: Alarmsystem, Kurzmessung, reduzierte Messung und Vollmessung.

Mit dem *Alarmsystem* wurde während der Aushubarbeiten für die verankerte Mauer im Bereich der grössten Mauerhöhe die Geländeoberfläche 10 bis 20 m hinter der Mauer auf eine Länge von etwa 100 m *wöchentlich* auf lokale Verschiebungen kontrolliert.

Mit der *Kurzmessung* kontrollierte man ebenfalls im Bereich der grössten Mauerhöhe (auf etwa 140 m Länge) einige Detailpunkte auf der Mauerkrone. Diese Messung fand *zweimal pro Monat* statt und wurde vor allem während der Zeit des etappenweisen Aushubs durchgeführt.

Bei der *alle zwei Monate* durchgeführten *reduzierten Messung* wurden alle Detailpunkte auf der Mauerkrone (Abstand 15–20 m), auf etwa halber Mauerhöhe (Abstand etwa 30 m) sowie die Punkte auf den Plattformen für die Neigungsmesser auf horizontale und vertikale Verschiebungen kontrolliert. Die Kontrolle wurde von den Messpfeilern im Bereich der Baustelle ausgeführt. Die sich zum Teil ebenfalls bewegenden Messpfeiler kontrollierte man ihrerseits durch Anschlussvisuren an die Fixpunkte bei der BLS-Südrampe.

Einmal pro Jahr wurde eine *Vollmessung* durchgeführt. Man kontrollierte alle Netz- und Detailpunkte. Gemessen wurden dabei auf allen Messpfeilern gegenseitige Richtungen, Höhenwinkel und Distanzen. Bei der Auswertung wird das Netz gesamthaft ausgeglichen.

Neigungsmesser

Die Überwachung der Verformung des Terrains hinter der Mauer geschah parallel zur reduzierten Messung *alle zwei Monate* durch drei Neigungsmesser, bei welchen beliebige Horizontalverschiebungen des Bodens entlang einer vertikalen Bohrung bis in eine Tiefe von 40 m nachgewiesen werden können.

Kontrollanker

Von den vorgespannten Bodenankern wurden 55 Stück als Kontrollanker ausgebildet. Dies entspricht etwa 6% der gesamten oder 10% der permanenten Anker. Erste Kontrollen dieser Anker erfolgten bereits während der Bauzeit. Ihre Zugänglichkeit im Endzustand wird im sichtbaren Mauerteil über Aussparungen in der Mauerverkleidung und im Tunnelbereich über spezielle Schächte gewährleistet.

Falls in Zukunft Anzeichen bestehen sollten, dass gewisse permanente Anker ausgefallen sind, können durch bereits in der Mauer eingelegte Reserveankertrompeten neue Anker versetzt werden. Die Zugänglichkeit geschieht wie bei den Kontrollankern über Aussparungen in der Mauerverkleidung.

Deformationsmessung Tunnelprofil

In Zusammenarbeit mit dem IBETH, Zürich, installierte man in drei Querprofilen des Tunnels die notwendigen Einrichtungen für eine Deformationsmessung des Tunnelprofils. Im Quersinn misst man die Deformationen mit dem *Distometer ISETH*, einem Präzisionsgerät zum Messen von Längen mit Hilfe von Invardrähten. Die Distometermessung wird im Längssinn an einen Polygonzug und an ein Nivelllement angeschlossen, um auch grössere Absolutverschiebungen feststellen zu können. Diese Kontrollen sind vor allem als Langzeitüberwachung vorgesehen. Während der Auffülletappen dienen sie auch der Überprüfung der theoretischen Resultate.

Auswertung der Messungen

Alle gewonnenen Messresultate wurden in Situation, Längs- und Querprofilen grafisch dargestellt und unterstanden einer permanenten Beurteilung, damit rechtzeitig entsprechende Massnahmen möglich gewesen wären.

Projektorganisation*Oberaufsicht*

Bundesamt für Strassenbau, Bern

*Bauherrschaft*Kanton Wallis, Baudepartement
Abt. für Nationalstrassen*Projektverfasser*Ingenieurbüro Schneller, Schmidhalter,
Ritz, Brig*Bauleitung*Abteilung für Nationalstrassen, Bauleitung
N9, Büro Brig*Geologe*

E. Fardel, Abt. für Nationalstrassen, Sitten

Geotechnische Beratung

Prof. E. Recordon, ISRF, ETH, Lausanne

Vermessung

Vermessungsbüro K. Zurbriggen, Brig-Glis

*Bauausführung*ARGE Gstipf: Heller SA, Sitten
Hebag AG, Visp
Gebr. Zengaffinen, Steg

Das Verhalten der verankerten Stützmauer während der Bauarbeiten ist geo-

technisch von besonderem Interesse. Bild 10 zeigt die vertikalen und horizontalen Verschiebungen der Mauerkrone in Funktion des Baufortschrittes. Die horizontalen Verschiebungen, vom erwähnten Triangulationsnetz aus gemessen, wurden durch die Inklinometermessungen bestätigt. Die vertikalen Verschiebungen erhielt man aus einem Präzisionsnivellement.

Die vertikalen Verschiebungen sind gross, sie erreichen an gewissen Stellen 20 cm. Sie wurden grösstenteils von der zusätzlichen Belastung verursacht, die sich als Folge der Aufhebung des Auftriebs im Boden während der Grundwasserabsenkung ergab. Die so hervorgerufene zusätzliche Belastung erreichte eine Grössenordnung von 50 bis 100 kN/m² unmittelbar bergseits der Mauer und verursachte eine beträchtliche Setzung. Ein zweiter Grund ist die vertikale Komponente der Ankerkraft, deren mittlere Neigung 22° zur Hori-

zontalen beträgt. Bei der grössten Mauerhöhe sind pro Betonriegel 12 Anker angeordnet, was einer totalen vertikalen Kraft von mehr als 3000 kN pro Riegel entspricht. Schliesslich entstehen auch infolge der Unterfangungsbauweise vertikale Verschiebungen. Die horizontalen Verschiebungen lassen sich fast ausschliesslich durch eine Rotationsbewegung der Ankerköpfe um die Haftstrecken erklären. Die Verschiebungen erfolgten vor allem während der Dauer der Bauarbeiten und endeten praktisch mit der Fertigstellung der verankerten Stützmauer.

Adressen der Verfasser: K. Alpiger, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro Schneller, Schmidhalter, Ritz, Nordstrasse 16, 3900 Brig; E. Plaschy, A. Schmidt, ing. dipl. EPFL, Bauleitung N9, Abteilung für Nationalstrassen, 3900 Brig; Prof. E. Recordon, ing. dipl. EPFL, Laboratoire de mécanique des sols, EPFL Ecublens, 1015 Lausanne; Prof. Dr. P. Ritz, dipl. ing. ETH, Ahornsteig 6, 6047 Kastanienbaum

Wettbewerbe

Überbauung des Areals «Am Land», Solothurn

Die Einwohnergemeinde der Stadt Solothurn veranstaltet einen öffentlichen Wettbewerb für die Neunutzung des Areals «Am Land» in Solothurn. *Teilnahmeberechtigt* sind alle Fachleute, die seit dem 1. Januar 1985 Wohn- oder Geschäftssitz in der Stadt Solothurn haben. Zusätzlich werden drei auswärtige Architekten zur Teilnahme eingeladen. Betreffend Arbeitsgemeinschaften und Architekturfirmen wird ausdrücklich auf die Art. 27 und 28 der Ordnung für Architekturwettbewerbe SIA 152 und auf den Kommentar zu Art. 27 hingewiesen. *Fachpreisrichter* sind H. R. Bader, R. Harder, M. Hausammann, U. Marbach, W. Stebler. Die *Preissumme* für vier bis sechs Preise beträgt 50 000 Fr.

An der Teilnahme interessierte Fachleute haben sich bis zum 25. Oktober unter Nachweis der Teilnahmeberechtigung schriftlich beim Stadtbauamt anzumelden. Das Programm wird gratis abgegeben. Die weiteren Unterlagen können durch die gemeldeten Teilnehmer ab 21. Oktober gegen Hinterlage von 300 Fr. bei der Bauamtskanzlei bezogen werden.

Termine: Arealbegehung am 28. Oktober, Fragestellung bis 22. November, Ablieferung der Entwürfe bis 21. März 1986.

Campus de l'Université de Miami

Un Concours international a été lancé récemment pour le «Nouveau Projet de Campus de l'Université de Miami» en Floride, USA. L'UIA, informée par le communiqué de Presse de cette université, le 22 août 1985, a immédiatement pris contact avec les organisateurs en demandant l'envoi du règlement de ce concours à l'UIA. Le secrétariat général de l'UIA a pris contact par téléphone et a été informé qu'aucune disposition n'était

envisagée pour que le règlement de ce concours soit mis en conformité avec la réglementation internationale UIA/UNESCO. Le règlement, tel qu'il a été diffusé, est en désaccord avec cette réglementation sur, au moins, les deux points suivants:

1. *Jury:* la majorité des membres du jury sera de nationalité américaine.
2. *Calendrier:* la date limite d'inscription ne permet pas aux architectes du monde entier de s'inscrire.

En raison des points cités ci-dessus, l'UIA attire l'attention sur les risques auxquels les architectes s'exposeraient en participant à ce concours. Le règlement ne présente pas les garanties nécessaires à leur participation. L'UIA informe les architectes de la non-approbation de ce concours par l'UIA. En aucun cas l'UIA ne pourra défendre leurs intérêts en cas de conflits pendant ou après le déroulement de ce concours.

Persönlich

Zum Rücktritt von Dr. Ing. W. Ziemba, Beratender Ingenieur für Haustechnik SIA/ASIC

W. Ziemba erwarb 1943 das Maschineningenieur-Diplom an der ETH Zürich. Seine Praxis begann in der Firma Escher Wyss, wo er während sieben Jahren im Bereich Luftkompressoren, Kälteanlagen und Dampfturbinen tätig war. Parallel dazu arbeitete er an seiner Dissertation über das Trocknen von Textilien und schloss 1955 mit dem Titel des Dr. sc. techn. ab. Der 1. Januar 1951 war für die weitere Laufbahn von W. Ziemba entscheidend: Er trat dann in das Ingenieurbüro Albert Eigenmann in Davos ein. Nach kurzer Einführungszeit kam er nach Zürich, wurde Filialleiter und bald danach Partner von A. Eigenmann, ab 1958 hiess das Büro Zürich «Dipl. Ing. A. Eigenmann und Dr. Ing. W. Ziemba». A. Eigenmann interessierte sich in erster Linie für das Heizungs-

Sanitärgebiet, so dass sich W. Ziemba den damals in rasanter Entwicklung befindlichen Klima- und Kälteanlagen annahm. 1969 trat A. Eigenmann aus dem Büro Zürich aus, und W. Ziemba führte es zunächst unter seinem eigenen Namen weiter, entschloss sich aber 1978 zur Gründung der «Dr. W. Ziemba und Ing. A. Hauber AG,» um die Kontinuität des Büros zu wahren.

Dr. W. Ziemba blickt heute als beratender und projektierender Ingenieur auf eine 35jährige Tätigkeit zurück. In dieser Zeitspanne bearbeitete er mit seinen Mitarbeitern Hunderte von Aufträgen, markante Beispiele sind Stadttheater St. Gallen und Luxemburg, Elektroabteilung ETH, Zürich, und Bioklimatisches Labor Hamau, Shopping-Center Spreitenbach, Luzern und Schwyz, Sanitas Kilchberg, Operationstrakte Stadtspital Mannheim, manche Banken- und Versicherungsbauten wie Schweiz. Rückversicherung Zürich, SBG Flurpark Zürich, Reichspostverband Amsterdam, Allianz Hamburg, Zentralbank Irak in Bagdad.

Von seinen vielen nebenamtlichen Tätigkeiten seien erwähnt:

- Während 22 Jahren war W. Ziemba technischer Redaktor der «Schweizerischen Blätter für Heizung und Lüftung» des VSHL.
- 1968 wurde er an die ETH Zürich als Dozent für Klimatechnik berufen und hielt den Lehrauftrag bis zum Erreichen der Altersgrenze 1983.
- In SIA-, kantonalen und eidgenössischen Kommissionen wie auch durch manche Vorträge gab W. Ziemba sein Wissen und seine Erfahrungen weiter.

Ende 1984 hat sich W. Ziemba aus der aktiven Tätigkeit im Ingenieurbüro zurückgezogen, als Aktionär und technisch Interessierter bleibt die Verbindung aber erhalten. Wir wünschen Dr. W. Ziemba in seinem neuen Lebensabschnitt alles Gute, verbunden mit einem herzlichen Dank für seine Pioniertätigkeit in unserer Branche. A. Haerter