Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 104 (1986)
Heft: 19

Artikel: Hangsicherung Dietli Süd
Autor: Hofmann, Roland / Nussberger, Jürg
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-76149

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: 09.08.2025

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

ein wird bei Bedarf auch solche Bestrebungen weiterhin fördern.

Das WIE der Verwertung dieser Aktivitäten und Resultate ergibt sich aus Bild 3 in Kombination mit Bild 1. Die direkt Beteiligten (auf Anforderung auch andere Interessenten) erhalten hierzu noch genauere Hinweise. Beschlossene Sache ist die *Erfassung der Ergebnisse in einer zentralen Dokumentation* im Generalsekretariat des SIA, in welche jeder Interessierte zur gegebenen Zeit Einblick nehmen kann, sowie die *Publikation* der Ergebnisse, entweder in einer Sondernummer dieser Zeitschrift oder/und in einem Dokumentationsband der *Schriftenreihe SIA*. Es steht den Teilnehmern der Aktion darüber hinaus frei, über ihre Arbeiten bereits vorweg durch Aufsätze in dieser Zeitschrift zu berichten; solche Beiträge können dann später Bestandteil der Gesamtpublikation werden.

Anträge und Vorschläge aus den Arbeiten (es liegen bereits mehrere vor) werden durch die FKI laufend gesichtet und den zuständigen Instanzen - allenfalls gesammelt - mit einer Stellungnahme weitergereicht. Vorschläge, welche im Spektrum der Aktivitäten des SIA liegen, dürfen auf besondere Unterstützung der Vereinsleitung rechnen. Aber auch Vorschläge, welche diesen Rahmen sprengen, können vom SIA mit einer Empfehlung an die für die betreffende Materie zuständigen Stellen weitergeleitet werden.

Wo die Arbeiten nicht schon zu weit forgeschritten sind (Angaben über den Stand der Arbeiten in Bild 3), ist eine zusätzliche Mitarbeit grundsätzlich noch möglich. Interessenten sind freundlich eingeladen, sich mit den entsprechenden Arbeitsgruppen oder mit dem Generalsekretariat in Verbindung zu setzen. Die meisten Arbeitsgruppen werden sich freuen, noch weitere Unterstützung und zusätzliche Impulse zu erhalten. Ferner sind selbstverständlich jederzeit noch Nachmeldungen über allfällige weitere Themen in Arbeit möglich, von denen die FKI allenfalls noch keine Kenntnis hat. Wir bitten um Verständnis, wenn irgendwelche bereits vorliegende Informationen in diesem Bericht versehentlich nicht berücksichtigt worden sein sollten.

Dank

Wir möchten diesen Bericht nicht abschliessen, ohne allen Interessenten und Teilnehmern an der Aktien Innovation im Namen des Vereins schon jetzt zu danken für ihre Unterstützung der Idee und die teilweise sehr aufwendige Mitarbeit. Die Rechtfertigung des geleisteten Aufwandes ergibt sich einerseits aus den bereits vorliegenden und noch zu erwartenden Ergebnissen, aber auch aus dem persönlichen Gewinn, den jeder Teilnehmer aus seiner Mitarbeit ziehen kann. Wir verbinden diesen Dank mit unseren besten Wünschen für einen erfreulichen und erfolgreichen Abschluss dieser Aktion

Adressen der Verfasser: Dr. *A. Jacob*, Präs. SIA, c/o Georg Fischer AG, Postfach, 8200 Schaffhausen; *P. Suter*, Planer, Präs. FKI, im Zelg, 3127 Mühlethurnen; *Ch.-L. Gauchat*, El.-Ing., FKI-Mitglied, Zumikerstr. 1, 8700 Küsnacht.

N1 St. Gallen

Hangsicherung Dietli Süd

Von Roland Hofmann, St. Gallen und Jürg Nussberger, Zürich

Die geologischen Verhältnisse im Bereich der Verzweigung Schoren der N1 in St. Gallen erfordern grössere bauliche Sicherungsmassnahmen.
Die Hangsicherung Dietli Süd ist eines von vier ausgeführten bzw. noch in Ausführung stehenden Objekten.
Die vorliegenden Messresultate eines bereits ausgeführten Objekts zeigen, dass mit der gewählten Verdübelung der kritischen Gleitflächen die angestrebten Ziele mit technisch und wirtschaftlich vertretbarem Aufwand erreicht wurden.

Einleitung

Die Stützmauer Dietli Süd sichert den Hanganschnitt unmittelbar vor dem Westportal des Rosenbergtunnels (vgl. Bild 1). Die Erstellung erfolgte im Jahre 1977 als erstes Bauwerk der Verzweigung Schoren.

Die 10 m hohe Stützwand ist, um den Eingriff möglichst gering zu halten, als verankerte Elementwand in Unterfangungsbauweise erstellt worden. Die Rückverankerung der Elemente erfolgte mit 570 permanenten Stabankern.

Die vor allem nach starken Niederschlägen beobachteten Kriechbewegungen in der Molasse, verursachten Kraftzunahmen bei den Ankern. In den Wintermonaten erfolgten infolge Frosteinwirkungen weitere Zunahmen. Die Überlagerung sämtlicher Einflüsse hatte ein Ansteigen der Ankerkräfte von 50÷60 % über die vorgesehene Gebrauchslast zur Folge.

Die festgestellten Kraftzunahmen bedingten eine Überprüfung der vorhandenen Konstruktion sowie der geologischen Grundlagen.

Geologie

Die über dem Fels ursprünglich vorhandene Moräne sowie auch Teile der Molasse wurden durch die Erosion der Sitter bzw. der dadurch verursachten Rutschungen und Sackungen abgetragen. Zur Instabilität des Hanges haben massgeblich die mehr oder weniger hangparallel verlaufende Schichtung der Molasse, mergelige Lagen mit sehr niedrigen Reibungswinkeln sowie eine z. T. ausgeprägte Klüftung beigetragen. Durch den Abtrag für die Autobahn wurden die kritischen Schichten unterschnitten.

Die obere Süsswassermolasse weist im vorliegenden Abschnitt eine Wechsellagerung von Mergel und Sandsteinen auf. In ca. 9÷10 m Tiefe steht ein kohliger Mergel mit ungünstigen Schereigenschaften an. Aufgrund der vorliegenden SLOPE-Messungen sowie den Ergebnissen der durchgeführten Kernbohrungen ist diese Schicht als massgebende Schwächezone zu betrachten.

Untersuchungen

Aus den durchgeführten periodischen Überwachungen mittels SLOPE- und Extensometern resultierte ein rund 9 bis 13 m mächtiger Gleitkörper mit einer Länge von 50 m. Zu unterscheiden ist dabei zwischen einer aktiven Gleitfläche in 9 m Tiefe sowie dem als potentielle Schwächezone zu betrachtenden kohligen Mergel in 13 m Tiefe.

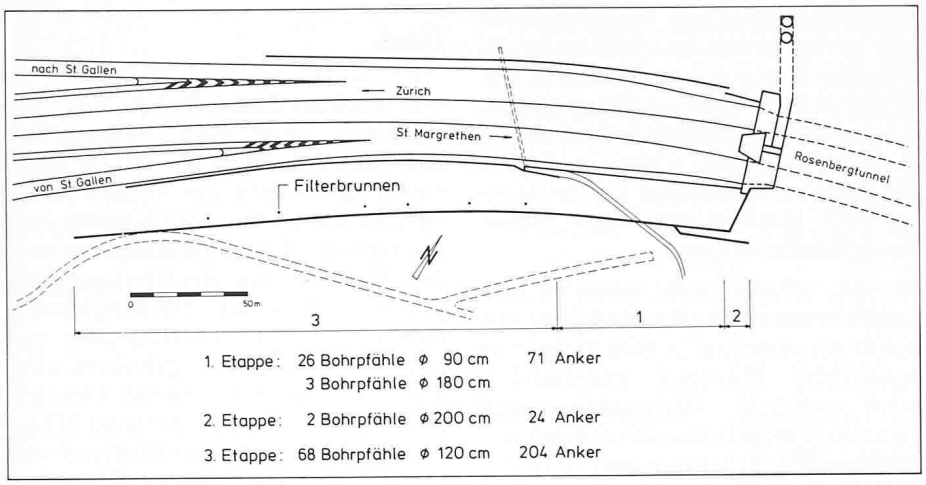


Bild 3. Normalprofil

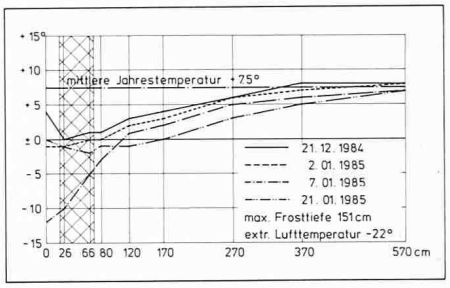
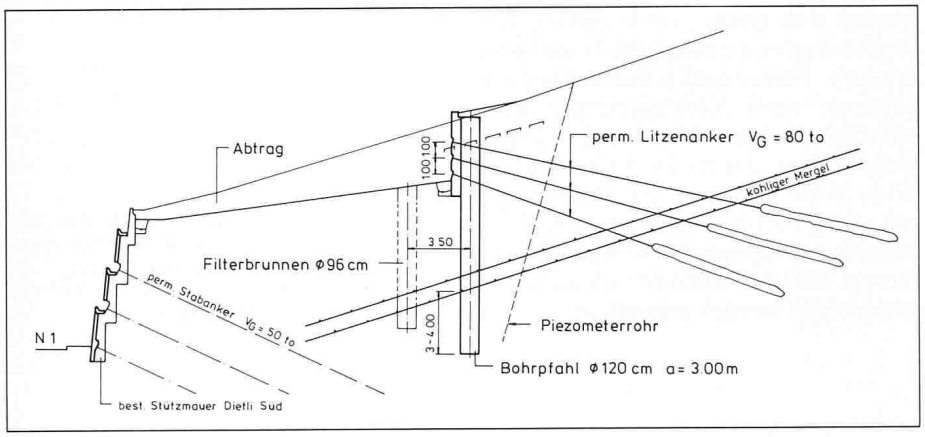
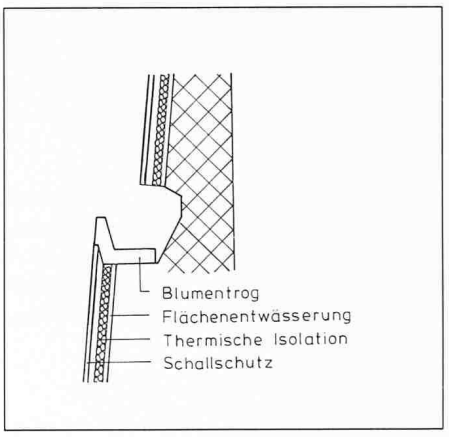


Bild 2. Temperaturmessungen

Bild 1 (links). Situation

Bild 4. Therm. Isolation und Flächendrainage





Während den periodisch durchgeführten Kontrollgängen konnten in diversen Abschnitten der Mauer unterschiedliche, von der Witterung z. T. wenig beeinflusste Wasseraustritte aus Bindlöchern beobachtet werden.

Im Herbst 1984 wurden zwecks genauer Abklärung der Hangwasserverhältnisse im Bereich der dritten Etappe 13 Piezometerrohre versetzt. Mit den Bohrarbeiten wurde in der Molasse auf einer Länge von rund 100 m ein kommunizierendes System angetroffen.

Der im Herbst 1984 bis Frühjahr 1985 durchgeführte Dauerpumpversuch zeigte, dass bei entsprechender Anordnung mit rund 6 Filterbrunnen der Hangwasserspiegel gegenüber dem heutigen Zustand um rund 2 bis 3 m abgesenkt werden kann.

Eine weitere Unbekannte stellte die Frosteindringung in die Molasse dar.

Zur Abklärung der genauen Tiefe sind im Herbst 1984 zwei rund 6 m lange Temperatursonden bestückt mit 9 bzw. 10 Thermoelementen in der bestehenden Stützmauer eingebaut worden. Die max. Frosteindringung wurde im Januar 1985 mit 1,50 m gemessen (vgl. Bild 2). Die mittlere Frosteindringung beträgt aufgrund unserer Beobachtungen im Winter 1984/85 1,20 m.

Problemstellung

Die gesammelten Erfahrungen seit der Erstellung der Stützmauer sowie die neuen Erkenntnisse aus den durchgeführten Untersuchungen erforderten folgende Sanierungsmassnahmen:

- Verbesserung der Gesamtstabilität
- Entlastung der vorhandenen Stützmauer
- Absenken des Hangwasserspiegels
- Verhindern der Frosteindringung.

Seitens der Bauherrschaft wurden folgende Randbedingungen gestellt:

- Die Anzahl der permanenten Anker für die Hangsicherung ist auf ein Minimum zu reduzieren.
- Die vorhandene Stützmauer ist in das neue Konzept zu integrieren.
- Sämtliche Arbeiten müssen im Frühjahr 1986 abgeschlossen sein.

Projekt

Die statische Überprüfung der bestehenden Stützmauer ergab, dass nur ein max. Erddruck von 12 t/m² ohne zusätzliche Verstärkung der Betonkonstruktion und zusätzlichen Ankern zulässig ist. Die im vorangegangenen Abschnitt aufgestellten Forderungen hätten demnach massive Verstärkungen sowie mehrere zusätzliche Anker erfordert. Das Lichtraumprofil wäre zudem zu stark beeinflusst, sowie eine ansprechende ästhetische Gestaltung gänzlich verunmöglicht worden.

Die angestrebten Ziele für die erforderliche Sanierung konnten nur mit einer zweiten Stützkonstruktion erreicht werden. Die aufgrund der Stabilitätsberechnungen zu erwartenden Schubkräfte von 150 bis 220 t bedingten die ausgeführte Verdübelung der kritischen Schwächezone bzw. potentiellen Gleitflächen. Die ermittelten Kräfte werden bei der gewählten Lösung (vgl. Bild 3) je zur Hälfte von den Pfählen bzw. Ankern in stabilere Schichten übertragen. Der Axabstand der Pfähle wurde je nach den auftretenden Kräften mit dem 2- bis 3fachen Durchmesser gewählt. Die Durchmesser der Pfähle variieren zwischen 90 bis 200 cm. Die Verankerung erfolgte mit 310 permanenten Litzenankern mit einer Gebrauchslast zwischen 80 bis 100 t.

Der Standort der Pfahlwand ist durch die Lage der bestehenden Anker sowie der zulässigen Belastung der bestehenden Stützmauer vorgegeben. Um die bestehende Stützmauer zusätzlich zu entlasten, wird das Gelände zwischen beiden Stützkonstruktionen bis auf die

Höhe der bestehenden Mauerkrone abgetragen. Die bestehenden Stabanker müssen somit im Extremfall nur noch eine um 20% erhöhte Gebrauchslast aufnehmen.

Mit der projektierten Tiefendrainage soll nur ein Ansteigen des Hangwasserspiegels über das neue Terrain verhindert werden. Das anfallende Wasser gelangt über die vorhandenen offenen Klüfte und Schichten in 6 Filterbrunnen. Zur Verbesserung der natürlichen Drainage in der Molasse werden bis unter den kohligen Mergel reichende Piezometerrohre eingebaut. Das in den Filterbrunnen anfallende Wasser wird mittels Pumpen in den Vorfluter gefördert.

Das in der bestehenden Mauer aus den Bindlöchern und neu erstellten Entspannungsdrainagen anfallende Wasser wird über eine Flächendrainage abgeleitet (vgl. Bild 4).

Der Frosteindringung wird mit einer 10 cm starken thermischen Isolation begegnet. Die Bestimmung der erforderlichen Stärke erfolgte mit einem EDV-Programm unter Berücksichtigung des zeitlichen Temperaturverlaufs für den Winter 1962/63. Der theoretisch ermittelte Taupunkt liegt bei der gewählten Isolation immer innerhalb des Betons.

Der Einflussbereich der beiden Temperatursonden wird diesen Winter analog dem Projekt isoliert, um die Ergebnisse der Berechnung zu prüfen.

Statische Berechnung

Stabilitätsberechnung

Für die Stabilitätsberechnung standen eine grössere Anzahl SLOPE-Messungen zur Verfügung, die eine relativ genaue Bestimmung der kritischen Gleitkörper ermöglichten. Die Berechnung der Scherfestigkeit erfolgte anhand einer Rückwärtsrechnung für einen Sicherheitsfaktor F = 1.00. Die daraus resultierenden Reibungswinkel (c = o) variieren je nach Lage der Gleitfläche und des Hangwasserspiegels zwischen 10° bis 18°.

Im Endzustand werden bei Berücksichtigung der im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Massnahmen die folgenden Sicherheiten erreicht:

- Gleitkörper durch die Pfahlwand gestützt ≧ 1.20
- Gleitkörper zwischen beiden Stützkonstruktionen ≧1.50

Statik

Die Berechnung der Schnitt- und Ankerkräfte für die Pfahlwand erfolgte nach der Methode von Blum mit dem in Bild 5 dargestellten Berechnungsmodell. Mit dem gewählten Modell werden oberhalb der aktiven Gleitfläche keine Kräfte eingeleitet. Die Belastung der Pfahlwand wurde über die Stabilitätsberechnung bestimmt. Die eingeführte Stützkraft ist aufgrund der zulässigen Belastung der bestehenden Stützmauer ≦12 t/m² sowie der geforderten min. Standsicherheit des talseitigen Gleitkörpers berechnet worden.

Die Dimensionierung der Pfähle erfolgte mit Hilfe von Interaktionsdiagrammen. Die vorhandenen Schnittkräfte (100÷300 mt/m') bedingten, dass der Pfahlbeton die Anforderungen eines BH erfüllen musste. Um die geforderten Druckfestigkeiten von ≧30 N/mm² nach 28 Tagen zu erreichen, wurde die Zementdosierung zwischen 350 bis 400 kg/m³ gewählt.

Bauvorgang

Die Ausführung der zweiten Stützkonstruktion (Pfahlwand) erfolgte in 3 Etappen. Die erste Etappe wurde in den Jahren 1980/81 ausgeführt. Die Etappen 2 und 3 stehen in Ausführung.

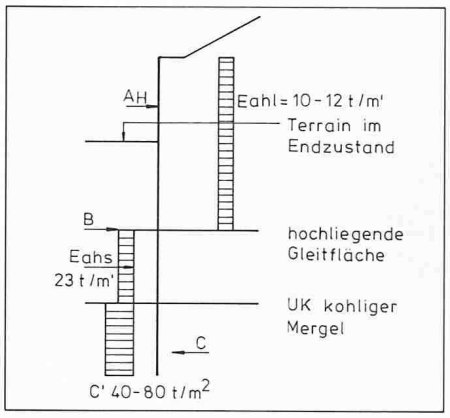


Bild 5. Berechnungsmodell

Pfählungsarbeiten

Für die Ausführung der Pfählungsarbeiten musste die Bedingung eines möglichst erschütterungsfreien Bauablaufes angestrebt werden. Nach eingehender Prüfung der zur Verfügung stehenden Bohrmethoden wurde entschieden, dass nach Möglichkeit das Drehbohrverfahren zur Anwendung gelangen sollte. Sämtliche mit diesem System erstellten Pfähle wurden nur im Bereich der Deckschicht verrohrt. Im Fels konnte auf eine Verrohrung verzichtet werden.

In der ersten Etappe standen nur Drehbohrgeräte für einen max. Pfahldurchmesser von 90 cm zur Verfügung (vgl. Bild 6). Um die vorhandenen Schnittkräfte aufzunehmen, wurde der Axabstand mit 2,00 m festgelegt. Als Armierung gelangten I-Träger HEB 600 und 650 zur Anwendung, da ein konventioneller Armierungskorb den Anforderungen nicht genügte. Mit diesem System konnten aus statischen und ausführungstechnischen Gründen nur Pfähle bis 16 m Tiefe ausgeführt werden.

Die östlichen 20 m dieser ersten Etappe erforderten jedoch Pfahllängen bis

Bild 6. Drehbohrgerät für Pfähle ∅ 90 cm (1. Etappe)

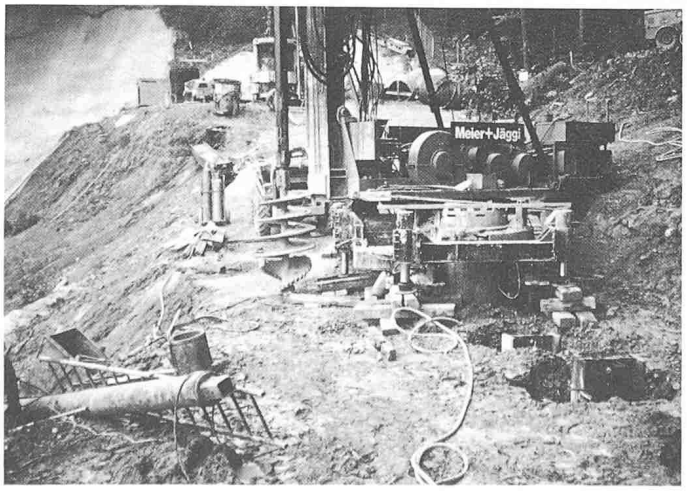
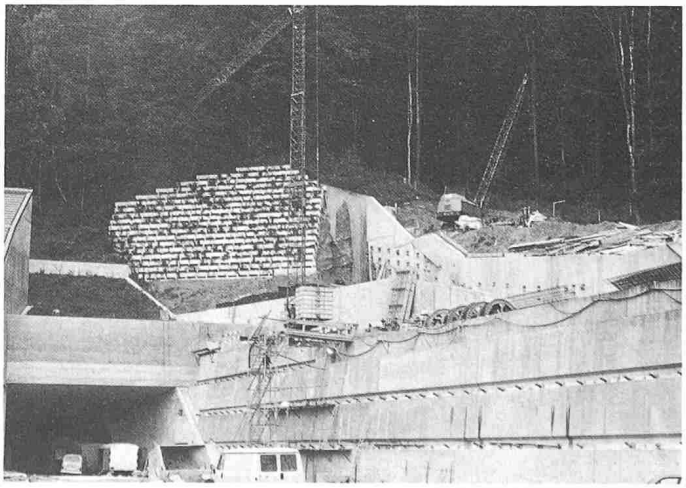


Bild 7. Verlängerung der Pfahlwand nach Osten (2. Etappe)



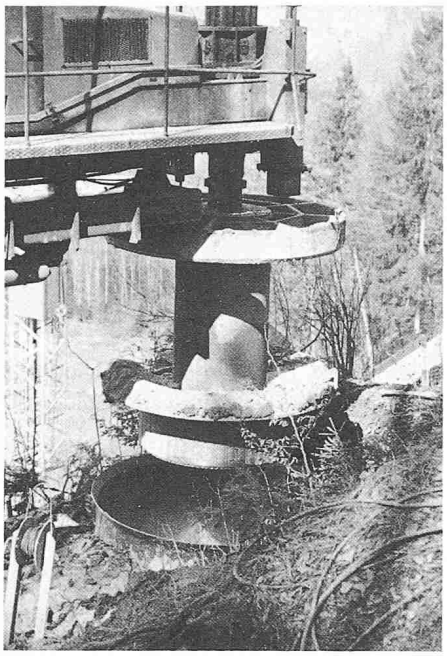


Bild 8. Bohrschnecke für Ausweitung auf 2,00 m

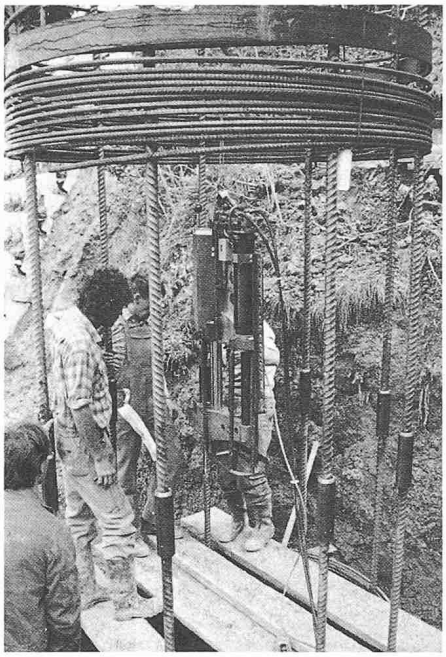


Bild 9. Montage der Fliesspressmuffen

21 m. Zur Ausführung gelangten aufgrund einer Unternehmer-Variante drei mit einem Bade-Gerät ausgeführte Pfähle mit einem Durchmesser von 180 cm.

Die während den Meisselarbeiten gemessenen Erschütterungen an der bestehenden Stützmauer varrierten zwischen 3 bis 7 mm/s. Eine Überbeanspruchung der bestehenden Anker konnte nur vermieden werden, wenn die Erschütterung unter 4 mm/s lagen.

Die während den Ausführungen der ersten Etappe gesammelten Erfahrungen zeigte, dass im vorliegenden Baugrund mit dem Drehbohrverfahren eine in allen Belangen optimale Ausführung gewährleistet ist. Für die folgenden zwei Etappen mit Pfahldurchmessern von 120 bzw. 200 cm gelangte daher das Drehbohrverfahren zur Anwendung.

Die zweite Etappe beinhaltet die Verlängerung der bestehenden Pfahlwand um 10 m in östlicher Richtung sowie den Abtrag des Geländes zwischen den beiden Stützkonstruktionen bis OK der bestehenden Mauer (vgl. Bild 7). Die topographischen Verhältnisse liessen nur ein Minimales Arbeitsplanum mit nahezu keinen Verschiebungen der Bohrinstallationen zu.

Aus der statischen Berechnung sowie den vorhandenen Platzverhältnissen resultierten zwei Bohrpfähle Durchmesser 200 cm mit einem Axabstand von 5 m . Für den gewählten Durchmesser standen keine Geräte zur Verfügung, die einen Vollausbruch auf 200 cm erlaubten. Im Zentrum der beiden Pfähle musste zuerst eine Pilotbohrung Durchmesser 140 cm bis rund 1 m unter den Pfahlfuss erstellt werden.

Die Ausweitung auf den Enddurchmesser erfolgte mit einem für diesen Zweck speziell konstruierten Bohrwerkzeug (vgl. Bild 8). Das während dem Ausweiten anfallende Bohrgut wurde in die Pilotbohrung gefördert und mit einer Erdschnecke gehoben. Die beim Eisenlieferant fabrizierten Armierungskörbe mussten aus Transportgründen (23 bis 26 m Länge und 15 bis 17 t Gewicht) in zwei Teilen à max. 12 m Länge als sogenannte Grundkörbe mit allen Spiralen und je 9 Längseisen geliefert werden.

Die übrigen Längseisen wurden nach dem Einbau der Grundkörbe im Schacht verlegt. Der Zusammenbau der Grundkörbe erfolgte erstmals in der Schweiz mit Fliesspressmuffen (vgl. Bild 9). Für detaillierte Informationen zu diesem Verbindungssystem verweisen wir auf den nachfolgenden Artikel in diesem Heft. In der dritten Etappe gelangten 68 Bohrpfähle Durchmesser 120 cm mit einer Länge von 15 bis 16 m zur Ausführung (vgl. Bild 11). Die Armierungskörbe wurden für sämtliche Pfähle dieser Etappe aufgrund der positiven Erfahrungen der zweiten Etappe beim Eisenlieferanten fabriziert und in der erforderlichen Länge auf die Baustelle geliefert. Mit der Pfahlarmierung musste somit nicht auf die vom Unternehmer vorgegebenen Teilungen Rücksicht genommen werden.

Sämtliche Pfähle wurden mit der Ultraschallmethode auf ihre Integrität, Fehlstellen und vorhandene Betondruckfestigkeit geprüft. Die geforderte Druckfestigkeit von $\geq$30 N/mm² nach 28 Tagen konnte bei allen Pfählen nachgewiesen werden.

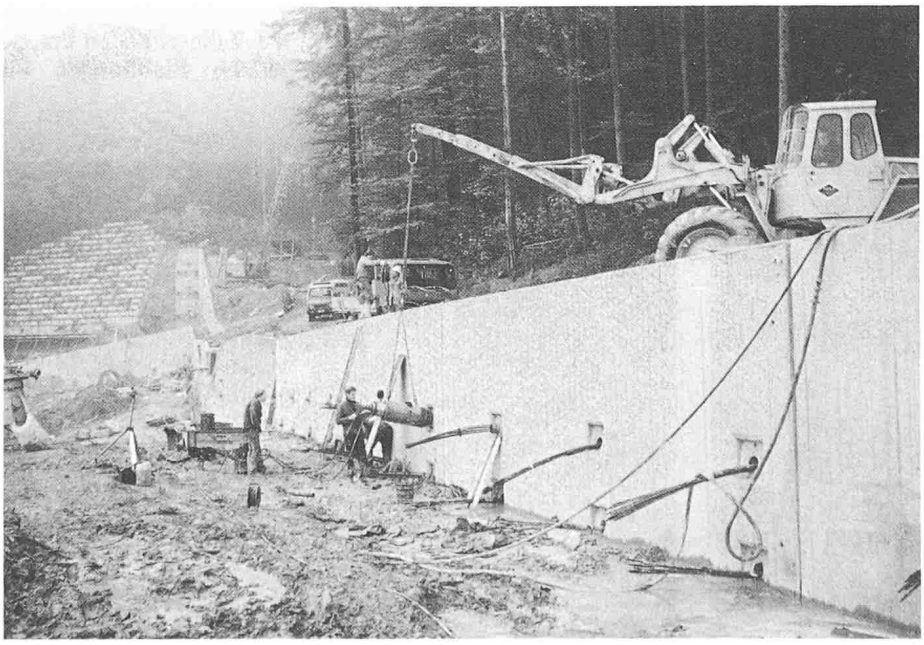
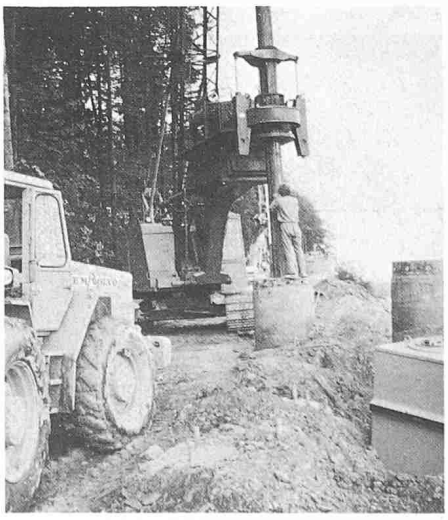


Bild 10. Spannen der Anker

Bild 11. Bohrgerät für Bohrung ∅ 120 cm (3. Etappe)



Verankerungsarbeiten

Für sämtliche drei Etappen gelangten permanente Litzenanker Typ Conasol der Ankerklasse 6 mit einer Gebrauchslast von 80 und 100 t zur Anwendung.

Vor den Verankerungsarbeiten wurden im zu verankernden Baugrund zwei Versuchsanker mit 7 bzw. 9 m Verankerungsstrecke ausgeführt. Im Versuch trat beim Anker mit 7 m Haftstrecke bereits bei 100 t der Bruch ein; derjenige mit 9 m Haftstrecke konnte bis 200 t belastet werden.

Bis anhin sind 150 der insgesamt 310 Anker eingebaut und geprüft worden (vgl. Bild 10). Die Resultate bestätigen weitgehend die Werte der Versuchsanker. Die Langzeitbeobachtungen der in der ersten Etappe versetzten Anker zeigen ebenfalls keine Anzeichen von unkontrollierten Spannungsverlusten, die auf ein Kriechen in der Haftstrecke schliessen lassen.

Ausblick

Die bis zum Zeitpunkt der Abfassung dieses Berichtes ausgewerteten Messungen zeigten trotz der noch laufenden Bauarbeiten bereits ein positives Bild.

Mit dem angewendeten Drehbohrverfahren steht ein technisch optimales und wirtschaftliches Bohrsystem zur Verfügung. Mit der erzielten mittleren Leistung von 2 bis 3 Pfählen zu 16 m pro Tag konnten die Pfählungsarbeiten vor dem im Bauprogramm festgelegten Endtermin abgeschlossen werden.

Adresse der Verfasser: *R. Hofmann*, Bauing. HTL, c/o Ing.-Büro Brunner + Koller, Schneebergstrasse 9, 9000 St. Gallen, und *J. Nussberger*, Bauführer, c/o AG C. Zschokke, Räffelstrasse 11, 8045 Zürich.

Am Bau Beteiligte

Bauherr Kanton St. Gallen

Oberbauleitung
Tiefbau- und Strassenverwaltung des Kantons St. Gallen, Nationalstrassenbüro N 1/SN 1 + Abteilung Brückenbau

Geologie
Grundbauberatung AG, St. Gallen

Projekt und örtliche Bauleitung
Ingenieurbüro Brunner + Koller, St. Gallen

Ausführung

1. Etappe, Ausführung 1981
ARGE Stump Bohr AG/Meier + Jäggi, A. Köppel AG
Unterakkordant: C. Zschokke AG

2. Etappe, Ausführung 1985
ARGE Jean Müller AG/Grüebler AG/Locher AG
Unterakkordanten: C. Zschokke AG/Injectobohr AG

3. Etappe, Ausführung 1985/86
ARGE Kies AG/C. Zschokke AG/Stump Bohr AG/H. Hatt-Haller AG

FLIMU-DYWIDAG-Fliesspressmuffe

Von U. Kellner und P. Gassner, Hinwil

Im Rahmen der 2. Etappe der Hangsicherung Dietli Süd an der N 1 in St. Gallen wurden zwei ca. 25 m lange Bohrpfähle von 2 m Durchmesser erstellt.
Aus Transportgründen mussten die Armierungskörbe in 2 Hälften aufgeteilt werden. Es wurden Grundkörbe mit Längseisen Durchmesser 40 mm und den Spiralen in der Werkstatt zusammengebaut und auf die Baustelle geliefert. Der Zusammenbau dieser Grundkörbe erfolgte erstmals in der Schweiz mit der FLIMU-DYWIDAG-Fliesspressmuffe.

Bauart des Stosses

Ein Stahlrohrstück, dessen Innendurchmesser nur wenig grösser ist als der Aussendurchmesser der zu stossenden Stäbe, wird über die aneinandergestossenen Stabenden geschoben und so kräftig zusammengedrückt, dass sich die Stabrippen formschlüssig in das verhältnismässig weiche Muffenmaterial einpressen *(Bild 1)*. Dieses Prinzip gilt für alle Pressmuffenstösse.

Die FLIMU-DYWIDAG-Fliesspressmuffe ist eine Pressmuffe, die nicht - wie sonst üblich - schrittweise, sondern in einem kontinuierlichen Kaltreduziervorgang auf die zu verbindenden Armierungsstäbe aufgepresst wird.

Mit einer hydraulischen Zugpresse *(Bild 2)* wird ein auf den Stabdurchmesser abgestimmter Reduzierring über die Muffe gezogen.

Die Verpressarbeiten laufen folgendermassen ab: (Bild 3 und 4)

- Markieren der Stabenden zur nachträglichen Kontrolle der Einbindetiefen
- Muffe montieren
- Stoss zusammenfügen
- Die am Hubgerät hängende Presse ansetzen
- Verpressen.

Die Pressen sind für den Stabdurchmesserbereich von 16–50 mm ausgelegt und so konstruiert, dass Stösse in beliebiger Lage ausgeführt werden können. Die Abmessungen der Presse gestatten es, auch eng stehende und mehrlagige Armierungen zu stossen. Eine Längsverschieblichkeit der zu stossenden Stäbe ist nicht erforderlich. Beide Stäbe verbleiben in ihrer Lage vor dem Verpressen.

Die reine Verpresszeit für einen Muffenstoss beträgt etwa 20 Sekunden. Der Zeitbedarf für die Vormontage der Muffe, das Aufsetzen des anzuschliessenden Stabes und das Ansetzen der Presse hängt von den jeweiligen Umständen ab. Als Richtwerte können jedoch rund 15 bis 25 Stösse pro Stunde angegeben werden.

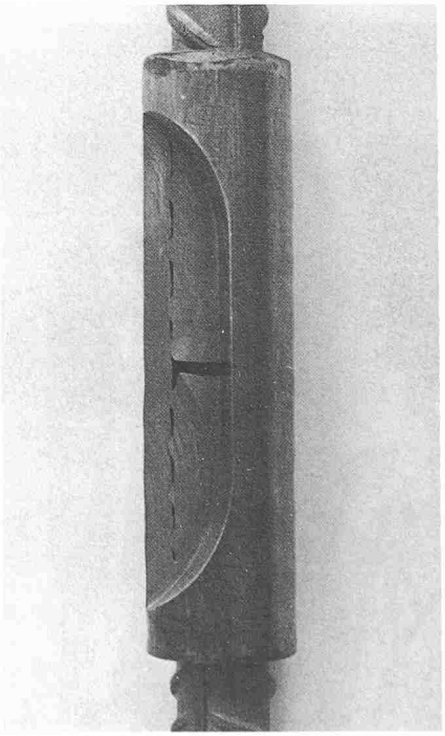



Bild 1. Die Rippen des Armierungsstahles pressen sich in das verhältnismässig weiche Muffenmaterial ein