

Die Interaktion Großhangbewegungen – Tunnel am Beispiel eines Lehenstollens in 370 m Seehöhe

The interaction of landslides and tunnels shown with the example of a gallery 370 m a.s.l.

Von R. Poisel, K. Mair am Tinkhof und A. Preh, Wien

Mit 13 Abbildungen und 3 Tabellen



Univ.-Prof.i.R. Dipl.-Ing.
Dr. Rainer Poisel



Univ.Ass. Dipl.-Ing.
Kurt Mair am Tinkhof



Assistant Prof. Dipl.-Ing.
Dr. Alexander Preh

Kurzfassung

Risse im Ausbau eines 100 Jahre alten Stollens wurden nach eingehenden Untersuchungen auf eine nacheiszeitliche Großhangbewegung zurückgeführt, die mit hoher Wahrscheinlichkeit durch außergewöhnliche Niederschläge und den Umbau eines Wehres am Hangfuß im Jahr 2009 reaktiviert wurde. Da eine Hangstabilisierung aus verschiedenen Gründen nicht in Frage kam, entschied sich der Eigentümer des Stollens für einen Umgehungsstollen tiefer im Berg, der 2016 in Betrieb gehen soll. Um den Stollen bis dahin in betriebssicherem Zustand zu erhalten, wurde eine stark bewehrte, 10 cm dicke Spritzbetonschale eingebaut. Die Ergebnisse der Beobachtungen der Interaktion zwischen der Großhangbewegung und dem Stollen werden präsentiert.

Abstract

After detailed investigations cracks in the support of a 100 years old gallery were attributed to a postglacial landslide reactivated most probably by exceptional rainfalls as well as by works for the renewal of a weir in the valley bottom in 2009. As stabilization of the slope was not an option for several reasons, it was decided to replace the gallery by a new one deeper inside the slope, which will be ready for operation in 2016. Thus the old gallery has to be kept in operation till then and it was decided to reinforce the old gallery by a heavy reinforced shotcrete lining 10 cm thick. The results of the observations of the interaction between the landslide and the gallery are presented.

1. Einleitung

Schäden in Tunneln in einem instabilen Hang waren Gegenstand zahlreicher Publikationen (z.B. Müller 1978, Poisel und Öhreder 1991, Poisel et al. 1995, Poisel et al 1996, Wang 2010, Jiao et al 2013). In diesen Arbeiten werden hauptsächlich die Verformungen und die daraus resultierenden Tunnelschäden behandelt. Am Beispiel eines Lehenstollens in einer Großhangbewegung in einer Seehöhe von etwa 400 m ü.A. soll daher die gegenseitige Beeinflussung beschrieben und analysiert werden.

Bei diesen Untersuchungen hat sich auch gezeigt, dass sich das jahreszeitliche Verhalten von Großhangbewegungen in geringer Seehöhe (unter 1000 m) grundsätzlich vom Verhalten von Großhangbewegungen im Hochgebirge unterscheidet.

Am 5.10.2010 wurden in einem 30 m langen Abschnitt eines 100 Jahre alten Lehenstollens Risse und Abplatzungen gefunden, die bei der Inspektion ein Jahr zuvor noch nicht beobachtet worden waren (Abb. 1). Der Stollen wurde in einer tektonisch stark beanspruchten und daher stark zerlegten, verwitterten und flach einfallenden Wechsellagerung von Tonsteinen, Sandsteinen und Mergeln der Flyschzone nahe der Überschiebung durch die Kalkalpen vorgetrieben. Die geologische Kartierung und Erkundungsbohrungen zeigten, dass die oben beschriebene Gesteinsserie von 5 m Verwitterungslehm und einem 4 m mächtigen kalkalpinen Schuttstrom überlagert wird (Abb. 2). Die gesamte Überlagerungshöhe des Stollens beträgt etwa 25 m. Der Ausbruch erfolgte in einem Rechteckprofil und wurde mit Holz verbaut. Der Ausbau besteht aus einem U-Profil aus Bruchsteinmauerwerk und Beton sowie einem Hausteingewölbe in der Firste (Abb. 1).

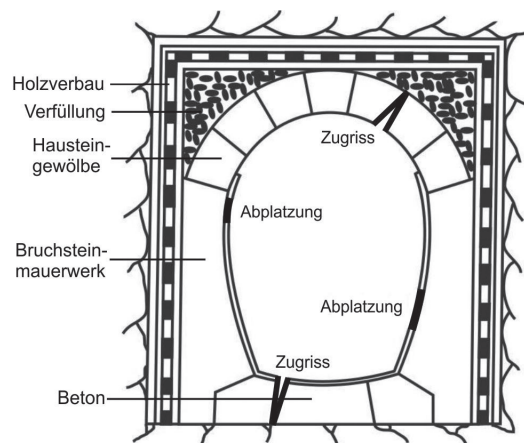


Abb. 1: Regelquerschnitt und Schadensbild
Fig. 1: Cross section and damage pattern

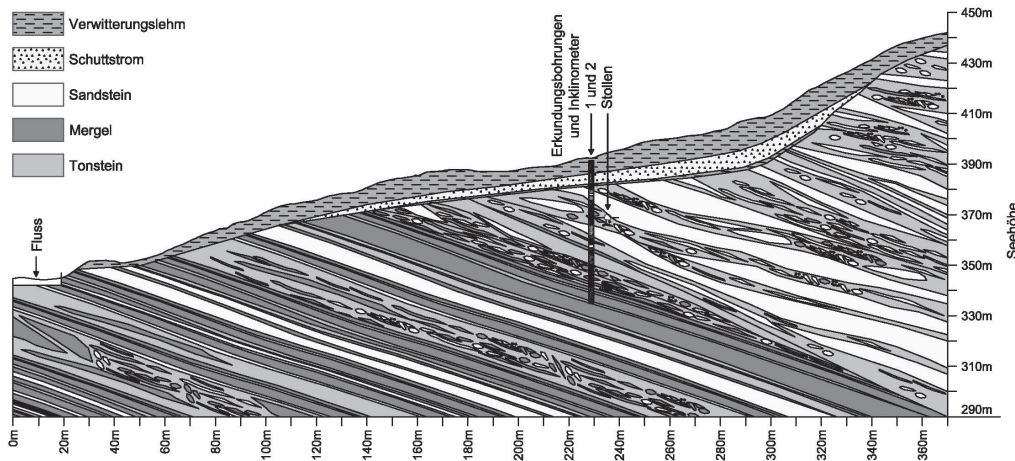


Abb. 2: Schematischer geologischer Schnitt (nach Holzer, 2011)

Fig. 2: Schematic geological cross section (after Holzer, 2011)

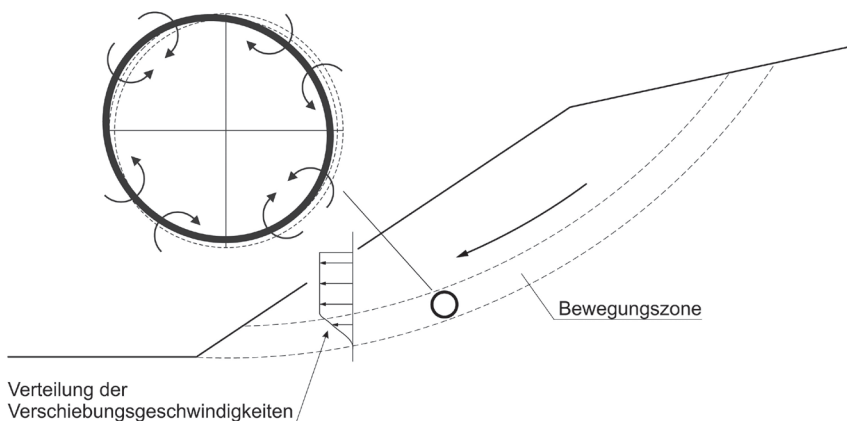
Zur Beantwortung der Fragen „Wird der Stollen verbrechen?“ und „Was ist zu tun, um die Standsicherheit zu erhalten?“ mussten das Deformationsverhalten des Stollens sowie die Ursachen der Schäden, die zu diesem Zeitpunkt vollkommen unklar waren, ermittelt werden. Ausknicken der flach einfallenden Schichten (Zischinsky 1984) und ein schlotartiger Verbrauch der Firste konnten als mögliche, das angetroffene Schadensbild hervorrufoende Ursachen ausgeschieden werden, weil die dazugehörigen Strukturen in der Hohlraumumgebung bei der Beobachtung mittels Videokamera von Bohrlöchern, die vom Stollen aus gebohrt wurden, nicht gefunden wurden.

Die Zusammensetzung der Hohlraumumgebung aus Sandsteinblöcken und einer tonig-mergeligen Matrix ließ auch das Absinken eines Sandsteinblockes und damit eine asymmetrische Belastung der Stollenfirste als Schadensursache möglich erscheinen. Numerische Untersuchungen mittels FLAC (Itasca 2011) zeigten aber, dass

- diese Schadensursache auch bei einseitiger Belastung der Firste nur eine geringe Asymmetrie der Ausbaubeanspruchung und
- nur sehr hohe, schmale Blöcke signifikante Auswirkungen auf den Ausbau zur Folge haben können (Muhadzic, 2012).

Abb. 3: a) Biegemomentenverteilung und Verformungen eines ursprünglich kreisförmigen (strichlierte Linie) Tunnels in der Bewegungszone einer Rotationsgleitung b) Typisches Schadensbild in einem Tunnel in einer Hangbewegung (Das Bild zeigt nicht die Schäden im gegenständlichen Stollen!) Foto: W. Eppensteiner

Fig. 3: a) Bending moment distribution and deformation of an originally circular (broken lines) support of a tunnel situated in the bedrock – landslide transition zone (shear zone) b) typical crack pattern of a tunnel support due to a landslide (the figure does not show the gallery described in this paper!) Photo: W. Eppensteiner



Diese unwahrscheinliche Blockform müsste sich aber darüber hinaus über 30 lfm erstrecken, um das über diese Länge gleichförmige Schadensbild zu produzieren. Auch diese Schadensursache wurde daher ausgeschieden.

Wie in Poisel et al. (1996) beschrieben, entstehen in der Schale eines Tunnels in der Übergangszone unbewegter Untergrund – Hangbewegung Biegemomente, wie sie Abb. 3 zeigt. Diese Biegemomente haben

- Abplatzungen und/oder Scherbrüche zufolge hoher Druckspannungen an der Ausbauinnenseite im talseitigen Kämpferbereich und im bergseitigen Übergangsbereich Sohle – Ulme und
- Zugrisse zufolge hoher Zugspannungen an der Ausbauinnenseite im bergseitigen Kämpferbereich und im talseitigen Übergangsbereich Sohle – Ulme

zur Folge.



Der Vergleich dieses für eine Hangbewegung als Schadensursache typischen Schadensbildes (Abb. 3) mit dem im Stollen angetroffenen Schadensbild (Abb. 1) ließ eine Hangbewegung als wahrscheinlichste Schadensursache erscheinen.

Der Stollen verläuft parallel zu einem etwa 110 m hohen Hang (Abb. 4). Am Hangfuß wurde 2009 und 2010 eine Wehranlage erneuert. Dabei wurde der während des Betriebes konstante Stauspiegel um 1 m angehoben und über eine Länge von etwa 300 m der Unterwasserspiegel mittels Aushubs um 1,10 m abgesenkt. Am Hangfuß wurde mittels eines Aushubs von etwa 20.000 m³ Platz für einen Fischaufstieg geschaffen. Im Sommer 2009 wurden mittels einer nahegelegenen Wetterstation mehr als 200 mm Regen innerhalb von 4 Tagen beobachtet. Solche Ereignisse ereigneten sich seit dem Vortrieb des Stollens 3-mal. Es muss daher angenommen werden, dass sowohl der Neubau der Wehranlage als auch der außergewöhnliche Niederschlag eine vermutlich nacheiszeitliche, ruhende Hangbewegung reaktivierten.

Nachdem eine Hangbewegung als wahrscheinlichste Schadensursache feststand, mussten Maßnahmen wie z.B. eine Ausbaustärkung und Verfestigungsinjektionen der Stollenumgebung zur Verbesserung der Standsicherheit als Dauerlösung ausgeschrieben werden, weil in einem statisch unbestimmten System (Hangbewegung – Stollen) Versteifungen noch mehr Belastung anziehen.

2. Beobachtung des Verhaltens des Stollens

Beobachtungen der Rissweiten mittels Bolzenstrecken und Schiebelehre sowie mittels Deformeter begannen unverzüglich im Oktober 2010 und zeigten Rissöffnungen von 1,5 mm pro Jahr. Im März 2012 begannen am Firstriss die Beobachtungen von Rissuferverschiebungen in 3 Dimensionen mittels Fissurometer (Abb. 5). Konvergenzmessungen begannen ebenfalls im Oktober 2010 und zeigten Vergrößerungen der Ulmenabstände von 3,5 mm pro Jahr und Verringerungen der Stollenhöhe von 2,5 mm pro Jahr.

Abb. 4: Hangmorphologie (Laserscandaten aufgenommen 2011)
Fig. 4: Morphology of the slope (laserscan data recorded in 2011)

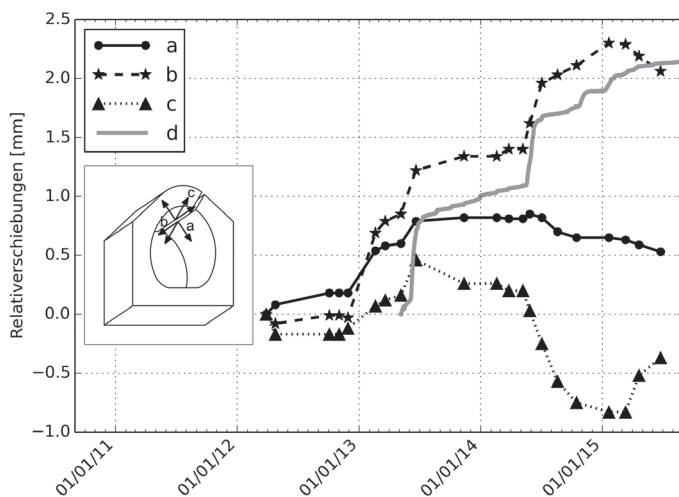
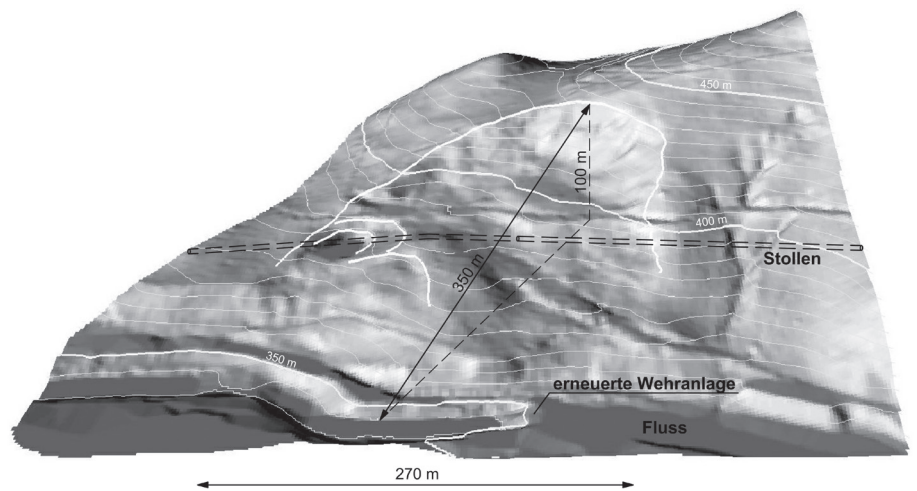


Abb. 5: Mittels Fissurometer beobachtete Rissuferverschiebungen im Übergangsbereich unbewegter Untergrund – bewegter Bereich (a: Rissweite, b: Scherverschiebungen parallel zur Stollenachse, c: Scherverschiebungen normal auf die Ausbauoberfläche, d: Rissweite beobachtet mittels Schwingender Saiten – Sensoren)

Fig. 5: Relative displacements of crack surfaces in the transition zone stable ground – landslide measured by a fissurometer (a: width of crack, b: crack shear displacements parallel to gallery surface, c: crack shear displacements normal to gallery surface, d: change of crack width monitored by vibrating wire strain gages)

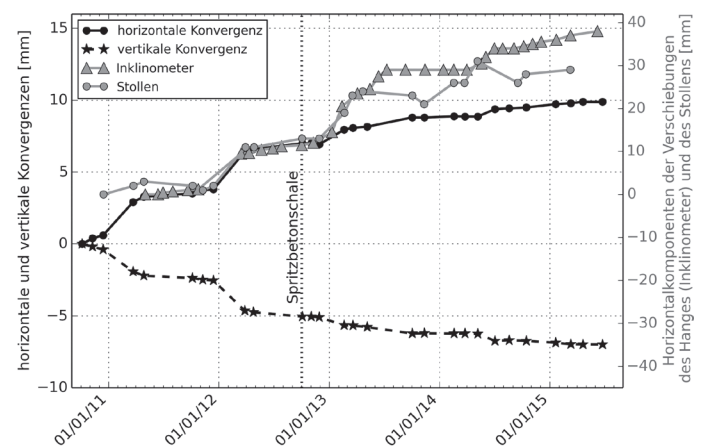


Abb. 6: Zeitliche Verläufe der Horizontal- und Vertikalkonvergenzen im Stollen, sowie der Horizontalverschiebungen des Stollens und der horizontalen Hangverschiebungen (Inklinometer)

Fig. 6: Horizontal and vertical convergences of gallery, horizontal gallery displacements and horizontal slope displacements (inclino-meter) over time

Zur Dauerbeobachtung der Weiten des Firstrisses wurden im Mai 2013 Messgeräte nach dem Prinzip der schwingenden Saite installiert und die Daten kontinuierlich in eine Messwarte übertragen (Abb. 5). Ein Vergleich der Fissurometerwerte mit den Werten der Schwingender Saiten – Sensoren zeigt, dass letztere überwiegend auf Scherverschiebungen der Rissufer parallel zur Stollenachse zurückzuführen sind.

3. Hangbeobachtung

Nachdem feststand, dass die Schäden im Stollen höchstwahrscheinlich auf eine Hangbewegung zurückzuführen sind, begannen im November 2010 geodätische Hangbeobachtungen und im April 2011 wurde das erste Inklinometer installiert. Das perforierte Inklinometerrohr (Rohroberkante in einer Höhe von 391 m ü.A.) wird benützt, um den Hangwasserspiegel zu beobachten.

3.1. Geodätische Hangbeobachtung

Die geodätische Hangbeobachtung erbrachte Verschiebungsvektoren mit einer Länge von etwa 60 mm zwischen November 2010 und August 2015 (Abb. 7).

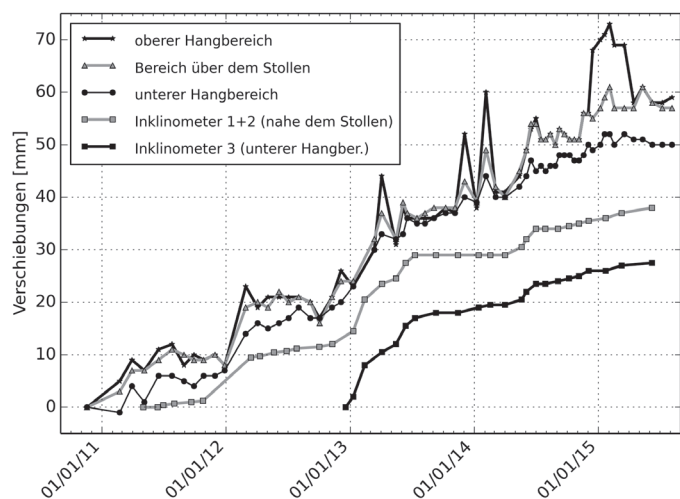


Abb. 7: Zeitlicher Verlauf der Horizontalkomponenten der Verschiebungen des Hanges

Fig. 7: Horizontal components of slope displacements over time

3.2. Inklinometer

Inklinometer 1 wurde im April 2011 in der Nähe des Stollens im oberen Hangbereich installiert (Abb. 8). Zuzufolge der Hangverschiebungen wurde dieses Inklinometer im April 2013 unbrauchbar und durch Inklinometer 2 ersetzt, das bereits im Dezember 2012 in unmittelbarer Nähe installiert worden war. Die bis April 2013 mittels Inklinometer 1 und die mittels Inklinometer 2 ab diesem Zeitpunkt ermittelten Verschiebungen wurden addiert. Inklinometer 3 wurde im unteren Hangbereich im Dezember 2012 installiert. Die Messergebnisse zeigen, dass sich eine sich kaum verformende Masse auf einer etwa 2 bis 3 m dicken Bewegungszone hangabwärts bewegt (Abb. 8). Der Vergleich der Hangverschiebungen (Abb. 7) und der Stollendeformationen (Abb. 6) über die Zeit zeigt, dass Phasen mit größeren Hangverschiebungen und Phasen mit größeren Stollendeformationen bis Oktober 2012 übereinstimmen. Zu dieser Zeit wurde der gegenständliche Stollenabschnitt mittels einer Spritzbetonschale verstärkt. Danach waren die Stollendeformationen deutlich geringer. Aus der zeitlichen Übereinstimmung folgte, dass die Schäden im Stollen von der Hangbewegung verursacht wurden.

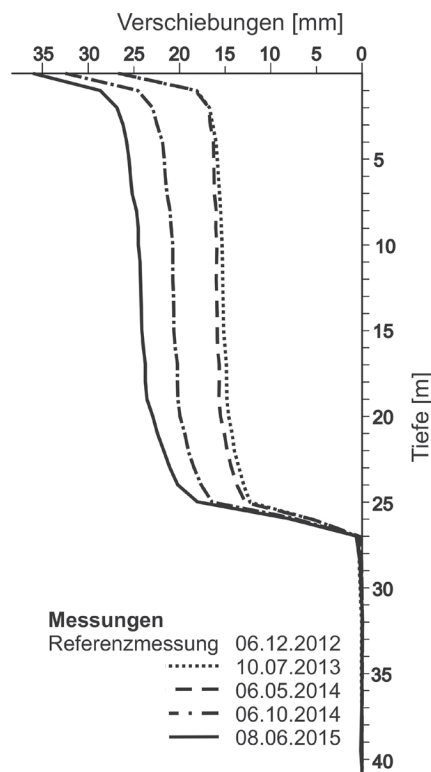


Abb. 8: Ergebnisse der Messungen mittels Inklinometer 2 (nach Köttl 2015)

Fig. 8: Results of inclinometer measurements (after Köttl 2015)

3.3. Piezometer

Während des Abteufens der Bohrung für Inklinometer 1 wurde Wasser beim Antreffen des Schuttstroms (5 m unter der Geländeoberkante; Abb. 2) erbohrt und stieg rasch um 3 m an. Es wird angenommen, dass vor allem der Spiegel dieses artesischen Wassers aus dem Schuttstrom mittels des perforierten Rohres des Inklinometers 1 beobachtet wird, weil die tektonisch stark beanspruchten und verwitterten Sedimente der Flyschzone als undurchlässig betrachtet werden.

Der alpine Schuttstrom 5 m unter der Geländeoberkante wurde im Bohrloch für Inklinometer 3 im unteren Hangbereich nicht angetroffen. Dies lässt darauf schließen, dass diese Schicht räumlich sehr begrenzt ist und daher das Bergwasser in dieser Schicht nicht der (einzige) Auslöser der Hangverschiebungen ist. Möglicherweise ist es nur ein Indikator für unbekannte Hangwasserverhältnisse (Rat 1992).

4. Interpretation der Beobachtungsergebnisse

4.1. Räumliches Modell der Hangbewegung

Auf Basis

- der Hangmorphologie,
- der Ergebnisse der geodätischen Vermessung und der Inklinometermessungen und
- der Position des beschädigten Stollenabschnittes

wurde ein räumliches Modell der Hangbewegung in Form einer schüsselförmigen Rotationsgleitung mit einem Volumen von etwa 1 Mio m³ entwickelt (Abb. 9).

4.2. Einfluss des Wetters

Abgesehen von Großhangbewegungen, die z.B. von Stauspiegelschwankungen in Speicherseen beeinflusst werden, zeigen Großhangbewegungen jahreszeitlich wechselnde Hang-

Abb. 9: a) Profil in Hangfallrichtung durch Inklinometer 2 mit den Ergebnissen der geodätischen Vermessung (nach Rudorfer 2015); Interpretation der Geomorphologie, der geodätischen Vermessung und der Inklinometermessungen b) Profil durch die Stollenachse; Interpretation der Geomorphologie, der geodätischen Vermessung und der Inklinometermessungen

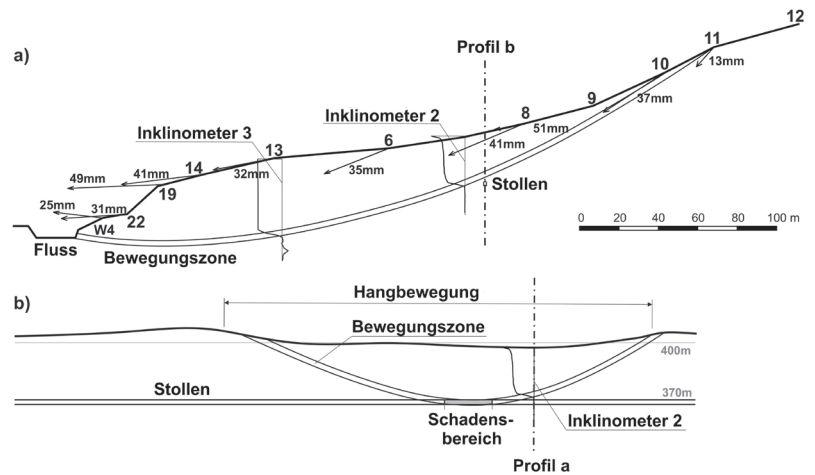


Fig. 9: a) Profile along dip direction of slope through inclinometer 2 and results of geodetic survey (after Rudorfer 2015); interpretation of geomorphology, geodetic survey and of results of inclinometer measurements b) Profile along axis of gallery; interpretation of geomorphology, geodetic survey and of results of inclinometer measurements

verschiebungsgeschwindigkeiten. In großen Höhen sind die Hangverschiebungsgeschwindigkeiten im späten Frühjahr und im Sommer größer (z.B. Barla et al. 2010, Weidner et al. 2011), in geringer Seehöhe treten die größeren Hangverschiebungsgeschwindigkeiten im Spätherbst und im Winter auf (z.B. Cornforth 2012, Simeoni et al. 2014). Untersuchungen der Niederschlagsmengen, der Evapotranspiration, des Oberflächenabflusses und der Infiltration (Änderung der Menge gespeicherten Wassers) unter Berücksichtigung von Parametern, die die Wasserhaushaltsgleichung beeinflussen (z.B. die Temperatur; Meng et al. 2012), zeigten, dass in den meisten Fällen in großer Seehöhe die Schneeschmelze im späten Frühjahr und im Sommer zu einem Anstieg des Bergwasserspiegels und damit zu höheren Verschiebungsraten führt (Crosta et al. 2014). In Seehöhen bis zu einigen 100 m lösen vor allem die im Spätherbst und im Winter reduzierte Evapotranspiration sowie das Frieren der Geländeoberfläche und der dahinter ausgelöste Anstieg des Bergwasserspiegels höhere Hangverschiebungsraten aus (Weber 2013).

Im gegenständlichen Fall wurden bis August 2012 die Daten einer 20 km entfernten Wetterstation für die Interpretation

des Hangverhaltens herangezogen. Im August 2012 wurde am Hangfuß (Seehöhe etwa 350 m ü.A.) eine Wetterstation installiert. Die Beobachtungen zeigen, dass aus den oben genannten Gründen bis zum Winter 2012/13 im Spätherbst und im Winter größere Hangverschiebungsgeschwindigkeiten auftraten. Offensichtlich waren die Temperaturen in den Wintern 2013/14 und 2014/15 nicht tief genug, um die Evapotranspiration ausreichend zu verringern und die Hangoberfläche durch Frieren über größere Bereiche zu versiegeln. Deshalb stieg der Bergwasserspiegel in den Wintern 2013/14 und 2014/15 nicht so wie in den Jahren zuvor an und die Hangverschiebungsgeschwindigkeiten wurden nicht größer (Abb. 10a).

Darüber hinaus führt Regen mit einer 4-Tagesniederschlags-summe über 90 mm zu einem Bergwasserspiegelanstieg über 389,30 m ü.A. und in weiterer Folge zu einer Beschleunigung der Hangverschiebungen. Im Gegensatz dazu führt extreme Trockenheit und hohe Temperaturen wie im Sommer 2015 zu einem Absinken des Bergwasserspiegels unter 388,70 m ü.A. und damit zu einer nur geringen Zunahme der Hangverschiebungen (Abb. 10b).

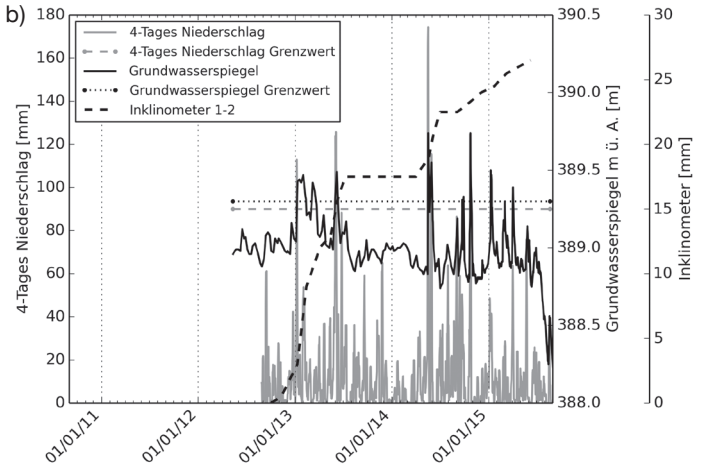
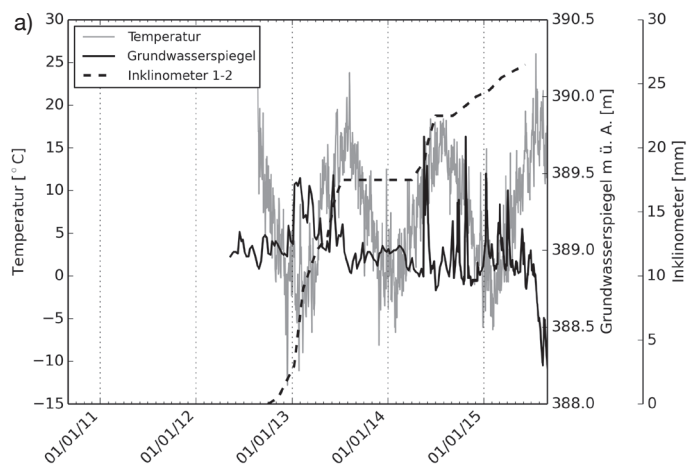


Abb. 10: a) Zeitlicher Verlauf der Lufttemperatur, der Höhe des Bergwasserspiegels und der Hangverschiebungen b) Zeitlicher Verlauf der 4-Tagesniederschlagssumme, der Höhe des Bergwasserspiegels und der Hangverschiebungen (Überschreitung der Höhe des Bergwasserspiegels von 389,30 m ü.A. führt zu Beschleunigungen der Hangverschiebungen; Überschreitung der 4-Tagesniederschlagssumme von 90 mm führt zu einem Anstieg des Bergwasserspiegels über 389,30 m ü.A.; Bergwasserspiegel wird auch von der Lufttemperatur beeinflusst)

Fig. 10: a) Air temperature, groundwater level and slope displacements over time b) Precipitation accumulated over 4 days, groundwater level and slope displacements over time (groundwater level threshold: groundwater level exceeding 389.30 leads to acceleration of slope displacements; precipitation threshold: precipitation accumulated over 4 days exceeding 90 mm leads to a rise of groundwater level over 389.30 m; groundwater level additionally influenced by air temperature)

Ein Vergleich der Niederschlagsereignisse Mai-Juni 2013 und Mai-Juni 2014 zeigte, dass

- die Niederschlagsmenge,
- der Bergwasserspiegelanstieg und
- die Reaktion des Hanges

in beiden Perioden etwa gleich waren. Daraus kann gefolgert werden, dass zwischen den beiden Ereignissen die Gebirgscherfestigkeit zufolge der Verschiebungen und der damit verbundenen Auflockerung nicht abnahm und möglicherweise die Restfestigkeit in der Bewegungszone bereits erreicht ist.

5. Weitere Vorgangsweise

Behörden, der Grundbesitzer, der Eigentümer des Stollens und der Eigentümer des Wehres haben aus naheliegenden Gründen unterschiedliche Prioritäten. Deshalb war die Stabilisierung der Großhangbewegung keine Option.

Da aber die Hangverschiebungen und die Deformationen des Stollens nicht aufhörten, entschied sich der Eigentümer des Stollens zum Vortrieb eines Ersatzstollens tiefer im Berg (außerhalb der Hangbewegung). Bis zur Inbetriebnahme des Ersatzstollens 2016 muss die Betriebssicherheit des alten Stollens daher erhalten werden.

In einem statisch unbestimmten System ziehen die steifen Bauteile die Spannungen an, weil die weichen Teile nachgeben und dadurch die Spannungen in die steifen Bauteile umgelagert werden. Daher führt die Verstärkung eines Bauteils nahe dem Versagen in einem statisch unbestimmten System meistens nicht zu einer Verbesserung des Tragvermögens des gesamten Systems. Deere & Miller (1966) stellten fest, dass das Verhältnis zwischen dem E-Modul und der einaxialen Druckfestigkeit von Gesteinen eine (mehr oder weniger) konstante Größe ist. Daher führt die Verstärkung eines Teiles eines statisch unbestimmten Systems nicht nur zu einer Erhöhung der Beanspruchung sondern auch zu einer Erhöhung der Festigkeit. Daher wäre die

Verstärkung eines Bauteils in einem geotechnischen, statisch unbestimmten System vorteilhaft. Werden in dieser Überlegung aber auch die Größen der Querschnitte der Bauteile berücksichtigt, dann ergibt sich die Beanspruchung nicht nur aus dem Verhältnis der E-Moduli sondern auch aus dem Verhältnis der Größen der Querschnitte. Wird ein schlanker Bauteil in einem statisch unbestimmten, geotechnischen System verstärkt, kann der Anstieg der Beanspruchung größer als der Anstieg an Festigkeit sein und damit keine Vorteile bringen.

Spannungsumlagerungen brauchen aber Zeit. Daher kann die Verstärkung eines Elements in einem statisch unbestimmten System trotzdem eine vorteilhafte Maßnahme sein, um das Versagen einer Struktur zu verzögern. Es wurde daher beschlossen, den alten Stollen mit einer 10 cm dicken, stark bewehrten Spritzbetoninnenschale, die im Oktober 2012 eingebaut wurde, zu verstärken.

6. Numerische Untersuchungen mittels FLAC

Um die vorangegangenen Überlegungen zu untermauern, wurden Modellierungen des Systems Hangbewegung – Stollen mittels des kontinuumsmechanischen Finite Differenzen Programms FLAC (Itasca, 2011) durchgeführt.

6.1. Berechnungsablauf

Wie Abb. 11 zeigt, wurde im Hang gemäß Abb. 8 und 9 eine Bewegungszone mit abgeminderter Festigkeit angenommen und darin der Stollen situiert.

Zufolge der langsamen Hangbewegungen wurden die Festigkeitsparameter in der Bewegungszone knapp unter jenen für das Grenzgleichgewicht angesetzt. Die Parameter für das Grenzgleichgewicht wurden unter Verwendung der „shear strength reduction technique“ (Zienkiewicz et al. 1975, Dawson et al. 1999, Zettler et al. 1999), die auf der Sicherheitsdefinition von Fellenius (1927) basiert, ermittelt (Wellenzohn 2013).

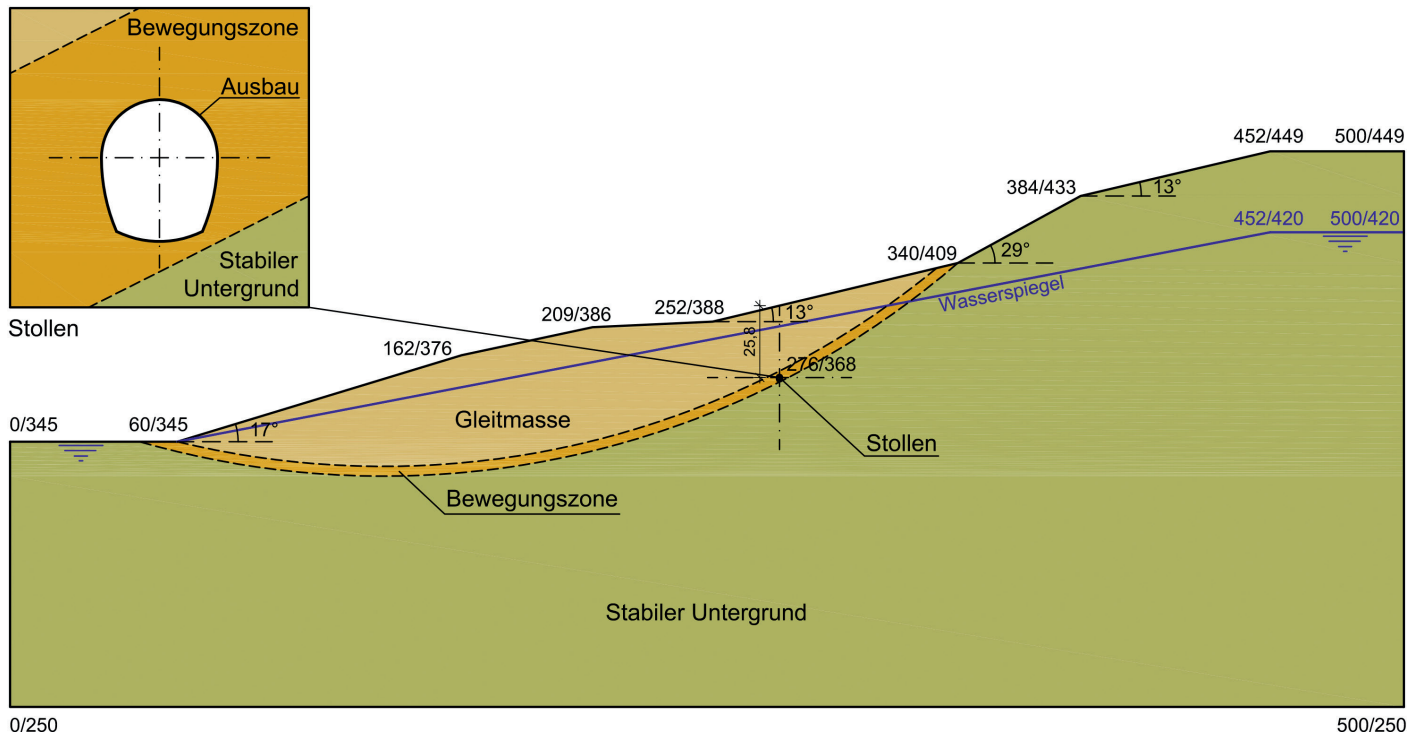


Abb. 11: Den numerischen Untersuchungen zugrundegelegtes System

Fig. 11: Cross section of the investigated system

Der Berechnungsablauf erfolgte in 4 Schritten:

1. Zu Beginn wurde der in situ – Spannungszustand mit homogenen Materialparametern unter Zugrundelegung eines rein elastischen Materialverhaltens ermittelt.
2. Danach wurden die oben beschriebenen Materialparameter in der Bewegungszone angesetzt und die Ausbildung einer „Scherzone“ abgewartet.
3. Im nächsten Schritt wurde der Stollen ausgebrochen und mittels Balkenelementen der Ausbau des Stollens simuliert. Mit zunehmenden Verschiebungen stellte sich im Stollenausbau eine mit dem beobachteten Schadensbild (Abb. 1) übereinstimmende Spannungsverteilung ein.
4. Schließlich wurde die Spritzbetoninnenschale modelliert und die Berechnung bis zum Erreichen einer zusätzlichen horizontalen Firstverschiebung von 12 mm, die dem aktuellen Zustand entsprach, fortgesetzt. Um Informationen über das zukünftige Verhalten des Stollens zu erhalten, wurde die Berechnung bis zum Erreichen von Firstverschiebungen von 25 und 50 mm fortgesetzt.

6.2. Materialmodelle und -parameter

Der bewegte Bereich wurde als isotropes, linear elastisches – ideal plastisches Material (Mohr-Coulombsches Bruchkriterium, nicht assoziierte Fließregel) angesetzt. Die wie oben beschriebenen ermittelten Materialparameter der Bewegungszone stimmen mit den von anderen Autoren für Flysch angegebenen (z.B. Marinos und Hoek 2000, Baron et al. 2005) weitgehend über-

ein. Wie oben ausgeführt, wurden sie geringfügig verringert, um instabile Verhältnisse zu simulieren (Tab. 1).

Der Stollenausbau wurde mittels Balkenelementen mit linear elastischem, spröd-plastischem Materialverhalten modelliert, das sowohl Zug- als auch Druckfestigkeiten berücksichtigt. Verformungs- und Festigkeitsparameter wurden auf Basis von Laborversuchen und Vergleichen mit Standardwerten (z.B. Eurocode 2 2011) festgelegt (Tab. 2). Im Bereich des Hausteingewölbes in der Firste wurde die Zugfestigkeit reduziert. Die 10 cm dicke, stark bewehrte Spritzbetoninnenschale wurde ebenfalls mit Balkenelementen, die aber nur linear elastisches Materialverhalten aufwiesen, modelliert. Die Materialparameter (Tab. 3) wurden in Anlehnung an den Eurocode 2 2011 festgelegt, wobei die Zugfestigkeit in Anbetracht der starken Bewehrung erhöht wurde (Tab. 3, Werte in Klammern). Druck- und Zugfestigkeitswerte wurden nur dazu benützt, eventuelle Festigkeitsüberschreitungen zu erkennen.

6.3. Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

Wie Abb. 12 zeigt, weisen die Positionen der Zug- und Druckfestigkeitsüberschreitungen an der Innenseite des Stollenausbaus sehr gute Übereinstimmung mit den Positionen der beobachteten Zugrisse und Abplatzungen im Stollenausbau (Abb. 1) auf. Die rechnerisch ermittelten Konvergenzen erreichten dieselbe Größenordnung wie die tatsächlich gemessenen. Es kann daher gesagt werden, dass das Rechenmodell die Realität sehr gut abbildet und daher das dem Rechenmodell zugrunde gelegte geomechanische Modell der Interaktion Hangbewegung – Stollen mit hoher Wahrscheinlichkeit der Realität entspricht.

Tab. 1: Materialparameter

Material	Dichte ρ [kg/m ³]	E-Modul E [GPa]	Poissonzahl ν [-]	Kohäsion c [kPa]	Reibungswinkel φ [°]	Dilatationswinkel Ψ [°]
Gleitmasse	2650	1,0	0,25	14,9	23,4	0,0
Bewegungszone	2650	1,0	0,25	2,75	13,0	0,0
Stabiler Untergrund	2650	1,0	0,25	25,0	25,0	0,0

Tab. 2: Materialparameter des Ausbaus

Material	Dichte ρ [kg/m ³]	E-Modul [GPa]	Poissonzahl ν [-]	Druckfestigkeit f _{ck} [MPa]	Zugfestigkeit f _{ctm} [MPa]	Restdruckfestigkeit f _{ck} * [MPa]	Restzugfestigkeit f _{ctm} * [MPa]
Hausteingewölbe	2400	10,0	0,25	17,5	1,5	17,5	0,75
Beton und Bruchsteinmauerwerk	2400	10,0	0,25	17,5	2,0	17,5	1,0

Tab. 3: Materialparameter der Spritzbetoninnenschale

Material	Dichte ρ [kg/m ³]	E-Modul E [GPa]	Poissonzahl ν [-]	Druckfestigkeit f _{ck} [MPa]	Zugfestigkeit f _{ctm} [MPa]
Spritzbeton	2400	33,0	0,25	45,0	3,8 (10–15)

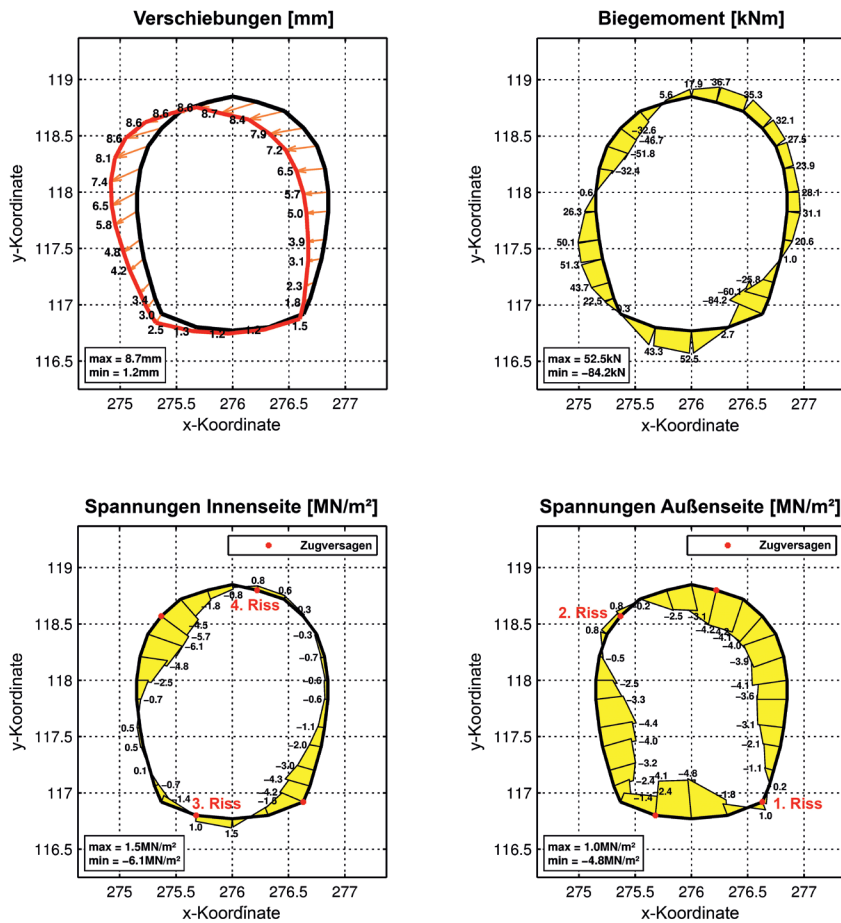


Abb. 12: Rechnerisch ermittelte Verschiebungen, Biegemomentenverteilung und Spannungen im Stollenausbau
 Fig. 12: Calculated Displacements, bending moments and stresses in the gallery support

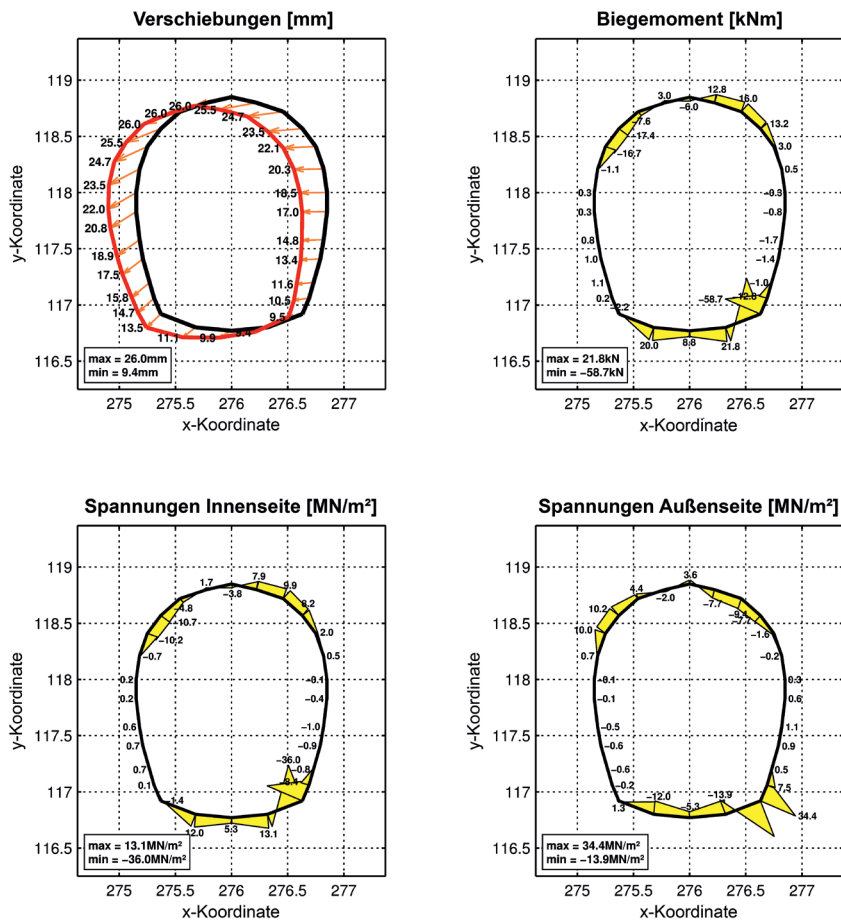


Abb. 13: Rechnerisch ermittelte Verschiebungen, Biegemomentenverteilung und Spannungen in der Spritzbetoninnenschale nach 25 mm Horizontalverschiebung in der Stollenfirste
 Fig. 13: Calculated Displacements, bending moments and stresses in the shotcrete lining after 25 mm of horizontal displacement of the crown of the gallery

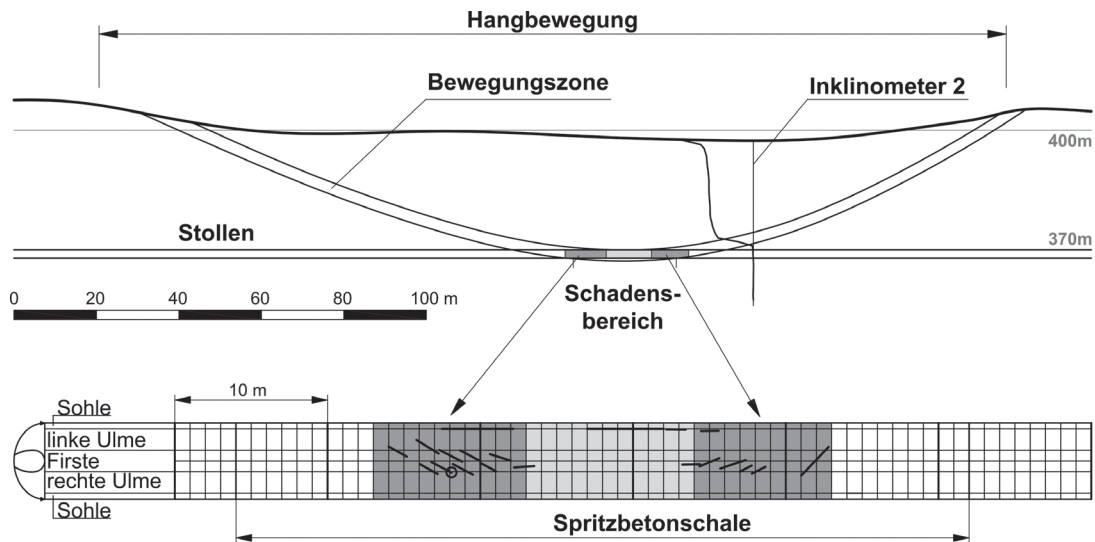


Abb. 14: Rissbild in der Spritzbetoninnenschale (Ulmen und Sohle hochgeklappt und in den Grundriss projiziert); kleiner Kreis: Position des Fissurometers und der Schwingende Saite – Sensoren (Abb. 5); nach Einbringung der Spritzbetoninnenschale wurde das Fissurometer, mittels dessen die Verschiebungen der Ufer des Risses im Stollenausbau parallel zur Stollenachse gemessen wurden, in einem Fenster im Spritzbeton wieder montiert.

Fig. 14: Crack pattern in shotcrete lining (sidewalls and invert lifted up and cracks projected into plan view); small circle: position of fissurometer and of vibrating wire strain gage (Fig. 6); after construction of the shotcrete lining the fissurometer monitoring relative displacements of the surfaces of the crack (parallel to the gallery axis) in the roof of the original structure had again been installed in a window in the shotcrete.

Nach horizontalen Firstverschiebungen von 12 mm seit Einbau der Spritzbetoninnenschale (die ungefähr den horizontalen Hangverschiebungen im selben Zeitraum entsprechen) traten an der Innenseite der Spritzbetoninnenschale maximale Zugspannungen von 11,5 MPa an genau jener Stelle auf, an der auch die maximalen Zugspannungen im alten Stollenausbau auftraten (Abb. 13). Auf Grund der starken Bewehrung kann angenommen werden, dass Zugspannungen in dieser Größenordnung nicht zur Bildung von Rissen führen. Horizontalverschiebungen in der Firste von 25 mm und mehr führen im Rechenmodell zu Beanspruchungen von 13,1 MPa an der Innenseite der Spritzbetoninnenschale, bei denen es zwar zu lokalen Rissbildungen kommen kann, die aber mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht zum Versagen der Schale führen werden.

7. Verhalten des mittels einer Spritzbetoninnenschale verstärkten Stollens

Die Verstärkung des Stollens mittels der Spritzbetoninnenschale führte zu einer deutlichen Abnahme der Stollendeformationen (Abb. 6), wie auch die numerischen Untersuchungen gezeigt haben. Daher wurden in jenem Stollenabschnitt, der ganz in der Bewegungszone liegt, bis jetzt keine Rissbildungen in der Spritzbetoninnenschale beobachtet (Abb. 14).

Im ersten Winter nach der Einbringung der Spritzbetoninnenschale konnte die Verstärkung jedoch nicht die Verschiebungen des Stollens als Ganzes zufolge der Hangverschiebungen verhindern (Abb. 6). Dies führte zur Ausbildung von „schrägen Zugrissen“ in den Übergangsbereichen stabiler Untergrund – Hangbewegung und Hangbewegung – stabiler Untergrund (Abb. 14). Für die Ausbildung der Risse, wie sie Abb. 14 zeigt, können zwei Ursachen genannt werden:

1. Der verstärkte Stollen setzt den Hangverschiebungen wie ein Querbalken einen Widerstand entgegen. Dies führt zur Ausbildung schräger Zugrisse zufolge der Schubbeanspruchung. Diese Überlegung wird vom Umstand unterstützt, dass die vom Fissurometer beobachteten Scherverschiebungen der Rissufer parallel zur Stollenachse die größten Rissuferverschiebungen sind (Abb. 5).

2. Der Stollenausbau ist im stabilen Untergrund eingespannt und erfährt in den Übergangsbereichen zufolge der Abnahme der Hangverschiebungen über die Tiefe (Abb. 8) in jenem Bereich, in dem er sich ganz in der Bewegungszone befindet, eine Torsionsbeanspruchung. Diese führt zu Zugspannungen und in weiterer Folge zu Zugrissen, die unter 45° gegen die Stollenachse geneigt sind.

Die geodätischen Beobachtungen des Stollens als Ganzes (Abb. 6) zeigten, dass der Stollen im Winter nach dem Einbau der Spritzbetoninnenschale so wie vorher eine durch die Hangbewegung verursachte Horizontalverschiebung um etwa 10–12 mm aufwies. Die Stollendeformationen (Konvergenzmessungen) gingen jedoch durch den Einbau der Spritzbetoninnenschale sehr stark zurück. In weiterer Folge entwickelte das System alter Stollenausbau – Spritzbetoninnenschale aber einen höheren Widerstand gegen die Hangverschiebungen und die Verschiebungen des Stollens als Ganzes nahmen trotz anhaltender Hangverschiebungen ab. Dieses Verhalten wurde im Rechenmodell sehr gut simuliert. Möglicherweise wurde die Hangbewegung durch den höheren Widerstand gezwungen, den Stollen zu „überfließen“. Seit Mitte 2013 hat sich das Rissbild in der Spritzbetoninnenschale nicht wesentlich verändert.

8. Schlussfolgerungen

Hangbewegungen können nicht nur ober sondern auch unter Tag Auswirkungen haben. Der Vergleich des Gewichts und damit des Drucks der bewegten Masse mit dem Widerstand eines Tunnels gegen Verformung und Verschiebung zeigt, dass Alternativen, wie z.B. Stabilisierung der Hangbewegung oder Wahl einer Tunneltrasse tiefer im Berg in unbewegten Bereichen, zwar größere Primärinvestitionen bedeuten, aber die Langzeitstandesicherheit und Erhaltungskosten stark beeinflussen können. Eine Verstärkung des Tunnelausbaus kann folgende Auswirkungen haben:

1. Die Verstärkung des Ausbaus eines Tunnels, der die Hangbewegung nur berührt, kann die Hangbewegung zwingen, den Tunnel zu überfließen.

2. Jedenfalls setzt ein verstärkter Tunnel den Verschiebungen stärkeren Widerstand entgegen und zieht die Beanspruchung durch die Hangbewegung an. Abgesehen von den in Punkt 1 genannten Situationen führt die Verstärkung des Tunnelausbaus zu bedeutenden Schäden und zu hohen Erhaltungskosten. Eine Verstärkung des Ausbaus kann aber eine Möglichkeit sein, den Tunnel eine begrenzte Zeit benutzbar zu erhalten.

Die Entscheidung, welche der oben genannten Möglichkeiten zutreffen wird, ist aus mehreren Gründen schwierig. Einerseits spielen dabei äußerst geringe Unterschiede in den in situ – Materialparametern, die mittels Laboruntersuchungen nicht festgestellt werden können, eine Rolle. Andererseits hat das Bergwasserregime, das nicht in allen Einzelheiten bestimmbar ist, bedeutenden Einfluss und auf Grund der notwendigen Generalisierung für die Erstellung eines Rechenmodells können nicht alle Details der geologischen Struktur abgebildet werden. Deshalb muss die Beurteilung einer derartigen Situation mittels der Beobachtungsmethode (Peck 1969, Eurocode 7 2010) erfolgen. Interessanterweise hatte dieselbe Beanspruchung in den Übergangszonen stabiler Untergrund – Hangbewegung unterschiedliche Rissbildungen zur Folge: im ursprünglichen Stollenausbau entstand im Hausteingewölbe ein zur Stollenachse paralleler Riss, der nicht nur Blockfugen folgte, sondern auch Steinquader durchbrach. An diesem Riss werden nach wie vor Scherverschiebungen parallel zur Stollenachse beobachtet. In der Spritzbetoninnenschale hingegen bildeten sich schräge Zugrisse. Dies zeigt, dass unterschiedliche Schadensbilder in Tunneln abhängig vom Tunnelausbau durchaus von derselben Ursache ausgelöst werden können.

Im gegenständlichen Fall stellt sich auch die Frage, welche Abschnitte – die Übergangsbereiche stabiler Untergrund – Hangbewegung oder jener Bereich, der ganz in der Bewegungszone liegt – die kritischen sind und die Betriebssicherheit gefährden, auch wenn die Betriebssicherheit des verstärkten Stollens nur mehr eine begrenzte Zeit aufrecht erhalten werden muss.

Literatur

- [1] Barla, G., F. Antolini, M. Barla, E. Mensi and G. Piovano (2010) Monitoring of the Beauregard landslide (Aosta Valley, Italy) using advanced and conventional techniques. *Engineering Geology* 116: 218–235.
- [2] Baron, I., F. Agliardi, C. Ambrosi and G.B. Crosta (2005) Numerical analysis of deep-seated mass movements in the Magura Nappe; Flysch Belt of the Western Carpathians (Czech Republic). *Natural Hazards and Earth System Sciences* 5: 367–374
- [3] Cornforth, D.H. (2012) Advances in investigation and analysis for soil landslides: three selected topics. *Proc. 11th Int. Symposium on Landslides and Eng. Slopes. Banff 2012*: 59–71.
- [4] Crosta, G.B., C. di Prisco, P. Frattini, G. Frigerio, R. Castellanza and F. Agliardi (2014) Chasing a complete understanding of the triggering mechanisms of a large rapidly evolving rockslide. *Landslides* 11: 747–764.
- [5] Dawson, E.M., W.H. Roth and A. Drescher (1999) Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique* 49, no. 6: 835–840
- [6] Deere, D.U. and R.P. Miller (1966) Engineering classification and index properties for intact rock. Technical report No. AFWL-TR-65-116. University of Illinois. Urbana, Illinois.
- [7] Eurocode 2 (2011) Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings.
- [8] Eurocode 7 (2010) Geotechnical design. Part 1: General rules.
- [9] Fellenius, W. (1927) Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion Adhäsion und unter Annahme Kreiszyklindrischer Gleitflächen. Ernst W, Berlin.
- [10] Holzer, R. (2011) Geologische Rahmenbedingungen des Rutschhanges. Unveröffentlichter Bericht.
- [11] Itasca (2011) FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 7.0. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota.
- [12] Jiao, Y.-Y., Z.-H. Wang, X.-Z. Wang, A.C. Adoko and Z.-X. Yang (2013) Stability assessment of an ancient landslide crossed by two coal mine tunnels. *Engineering Geology* 159: 36–44
- [13] Köttl, R. (2015) Ergebnisse der Injektivmetermessungen. Unveröffentlichter Bericht.
- [14] Marinos, P. and E. Hoek (2000) GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne*: 1422–1442.
- [15] Meng, W., T.A. Bogaard and L.P.H. van Beek (2012) The long-term hydrological effect of forest stands on the stability of slopes. *Proc. 11th Int. Symposium on Landslides and Eng. Slopes. Banff 2012*: 1631–1636.
- [16] Muhadzic, A. (2012) Standsicherheitsuntersuchungen von Hohlrumbauwerken in Block-in-Matrix Gesteinen. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- [17] Müller, L. (1978) *Der Felsbau. Band 3: Tunnelbau*. Enke, Stuttgart
- [18] Peck, R.B. (1969) Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique* 19/2: 171–187
- [19] Poisel, R. und H. Öhreder (1991) Risse in Betoninnenringen von Tunneln und deren Beurteilung im Hinblick auf die Standsicherheit. *Felsbau* 9, 117–125
- [20] Poisel, R., A. Zettler and W. Unterberger (1996) Tunnelling in landslides. *Proc. Eurock '96. Turin 1996*: 667–674
- [21] Poisel, R., W. Steger und A.H. Zettler (1995) Neue Ansätze für Standsicherheitsuntersuchungen von Tunneln. *Felsbau* 13, 146–152
- [22] Rat, M. (1992) Conclusions. *Bulletin of the Int. Association of Engineering Geology* 45: 75–76.
- [23] Rudorfer, C. (2015) Ergebnisse der geodätischen Beobachtung. Unveröffentlichter Bericht.
- [24] Simeoni, L., F. Ronchetti, A. Corsini, L. Mongiovi, E. Ferro, G. Ghirardini and M.F. Girardi (2014) Frane a cinematica estremamente lenta in una valle glaciale del corridoio TEN-T5. *Proc. XXV Geotechnical National Congress. Baveno (Italy) June 4-6, 2014*.
- [25] Wang, T.-T. (2010) Characterizing crack patterns on tunnel linings associated with shear deformation induced by instability of neighboring slopes. *Engineering Geology* 115, Issues 1-2: 80-95
- [26] Weber, F. (2013) Untersuchung zur Abhängigkeit des Verschiebungsverhaltens großer Massenbewegungen von der Jahreszeit und der Höhenlage. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- [27] Weidner, S., M. Moser und E. Lang (2011) Geotechnische und kinematische Analyse des Talzschubes Gradenbach (Kärnten/Österreich). *Jahrbuch der Geologischen Bundesanstalt* 151 (1+2): 17–60.
- [28] Wellenzohn, P. (2013) Numerische Untersuchung eines mittels Spritzbetonschale verstärkten Stollenbauwerks in einer Massenbewegung. Diplomarbeit. Technische Universität Wien.
- [29] Zettler, A.H., R. Poisel, W. Roth and A. Peh (1999) Slope stability analysis based on the shear reduction technique in 3D Slope stability analysis based on the shear reduction technique in 3D. In: Detournay C, Hart R (ed) *Proceedings of the International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics. Minneapolis (USA) September 1–3, 1999*: 11–16.
- [30] Zienkiewicz, O.C., C. Humpheson and R.W. Lewis (1975) Associated and non-associated visco plasticity and plasticity in soil mechanics. *Geotechnique* 25, No. 4: 671–689.
- [31] Zischinsky, U. (1984) Bruchformen und Standfestigkeit von Stollen im geschichteten Gebirge. *Felsbau* 2: 125–136.

Univ.Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr. Rainer Poisel
 Institut für Geotechnik
 Forschungsbereich für Ingenieurgeologie
 Technische Universität Wien
 Karlsplatz 13, 1040 Wien
 Tel: +43-1-58801-20319
 rainer.poisel@tuwien.ac.at

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Kurt Mair am Tinkhof
 Institut für Geotechnik
 Forschungsbereich für Ingenieurgeologie
 Technische Universität Wien
 Karlsplatz 13, 1040 Wien
 Tel: +43-1-58801-20315
 kurt.mairamtinkhof@tuwien.ac.at

Assistant Prof. Dipl.-Ing. Dr. Alexander Peh
 Institut für Geotechnik
 Forschungsbereich für Ingenieurgeologie
 Technische Universität Wien
 Karlsplatz 13, 1040 Wien
 Tel: +43-1-58801-20312
 alexander.preh@tuwien.ac.at