

0. Einleitung

Durch die gesellschaftliche Entwicklung und die damit verbundene Zunahme des Verkehrs wird der Bau von breiteren und neuen Verkehrswegen unumgänglich. Beim Ausbau und Neubau von Verkehrswegen werden in Einschnitten neue Felsböschungen angelegt. Bei diesen Maßnahmen kommt es darauf an, die Einschnitte harmonisch in das Landschaftsbild einzupassen. Sie sollen nicht störend, sondern möglichst natürlich wirken. In so weit das die Untergrund- und Platzverhältnisse zulassen, wird diese Wirkung am leichtesten durch Verzicht von Stützbaubauwerken erreicht.

Verwitterungsprozesse, klimatische Einwirkungen sowie Einflüsse des Verkehrs haben auf die Standsicherheit von Felsböschungen großen Einfluss. Bei ungünstigen Gebirgsverhältnissen nimmt die Standsicherheit im Laufe der Zeit stark ab. Infolge der Schwerkrafteinwirkung sind Verlagerungen von Locker- und Festgesteinen aus höheren in tiefere Lagen möglich. Diese Verlagerungen werden als Massenbewegung oder Hangbewegungen bezeichnet. Um Massen- bzw. Hangbewegungen zu vermeiden, werden standsicherheitserhöhende Maßnahmen wie Verankerung, Vernagelung oder Stützkonstruktionen, auf Grundlage gebirgsmechanischer Untersuchungen, erforderlich.

Inhalt dieser Arbeit soll sein, sich mit dem Entwurf solcher Sicherungsmaßnahmen von Felsböschungen für ein konkretes Projekt an einem Straßeneinschnitt zu befassen.

Im ersten Abschnitt wird die konkrete geotechnische Aufgabe beschrieben. Anhand der gebirgsmechanischen Situation wird die Problemstellung der Böschungssicherung beschrieben. Eine Zustandsanalyse der Felsböschung stellt die generelle Gefährdung dar.

Der zweite Abschnitt behandelt die Modellierung der Böschung. Ausgehend von der Böschungsbeschreibung wird ein Berechnungsmodell für die Standsicherheitsuntersuchungen der Böschung entwickelt. Der Abschnitt zwei bildet die Grundlage für die weiteren Betrachtungen. Der Abschnitt drei bietet einen Überblick über zu möglichen Sicherungsvarianten der Böschung. Zudem werden Grundlagen für wichtige Konstruktionsmittel im Felsbau vermittelt. Im vierten Abschnitt werden die Varianten zur Sicherung der Felsböschung verglichen. Das Variantenstudium wird nach technischen, baubetrieblichen und wirtschaftlichen Aspekten geführt. Der Abschnitt fünf beschreibt die Ausführungsvariante zur Böschungssicherung im Entwurf. Dies umfasst die Darstellung und Bemessung der Konstruktion sowie den Bauablauf und Kostenzusammenstellung der gesamten Baumaßnahme. Eine Zusammenfassung der Arbeit und Empfehlungen sind abschließend im Abschnitt sechs dargestellt.

1. Einführung

1.1 Beschreibung der geotechnischen Aufgabe

Die betrachtete Böschung befindet sich im Bereich der Ortsdurchfahrt Hannoversch- Münden, unterhalb der Tilly-Schanze, am westlichen Prallhang der Fulda. Durch den Bau der Bundesstraße B3 wurde der Hang im genannten Bereich angeschnitten, so dass in einem Abstand von ca. 4 bis 5 m vom Straßenrand eine 60° bis 70° geneigte und im Mittel ca. 10 m hohe Felsböschung entstand. Die Felsböschung wird hangaufwärts von einer im Mittel 45° geneigten Lockergesteinsdecke überlagert.



Abb. 1: Ansicht des Prallhangs der Fulda unterhalb der Tilly-Schanze

Infolge des Eingriffes in den Hang durch die Straßenbaumaßnahmen sind in der Vergangenheit mehrmals Rutschungen und Felsausbrüche, sowohl im Bereich der Lockergesteinsböschung als auch im Bereich der Felsböschung aufgetreten.

Diese Arbeit befasst sich mit der Festlegung eines endgültigen Sicherheitskonzeptes für die Felsböschung im Bereich km 0+600 – 0+730. Dabei sind für die Sicherung der Felsböschung in statischer und konstruktiver Hinsicht umfangreiche geotechnische Berechnungen notwendig. Ausgehend von einem Variantenstudium mit technischen, baubetrieblichen und wirtschaftlichen Bezug, ist für die Böschungssicherung eine Konzeption zu entwickeln.

Die Sanierung bzw. Sicherung der über der Felsböschung liegenden Lockergesteinsdecke ist nicht Gegenstand der Arbeit.

1.2 Problemdarstellung der Böschungssicherung Tilly-Schanze

Um die Notwendigkeit der Böschungssicherung unterhalb der Tilly-Schanze beschreiben zu können, sind Kenntnisse über die Morphologie, Geologie und Hydrologie der Böschung unerlässlich. In den nachfolgenden Teilabschnitten werden diese Begriffe hinsichtlich der zu betrachtenden Böschung untersucht. Ziel ist es, die von der Böschung ausgehenden Gefahren deutlich zu machen und Grundlagen für die Modellbildung der Standsicherheitsuntersuchungen zu legen.

1.2.1 Böschungsmorphologie

Die Böschung unterhalb der Tilly-Schanze stellt als Prallhang der Fulda ein natürliche Böschung dar. Durch den Bau der Bundesstraße B3 im Bereich der Ortsdurchfahrt Hannoversch- Münden wurde die Böschung auf einer Länge von ca. 730m angeschnitten.



Abb. 2: Ansicht der Böschung unterhalb der Tilly-Schanze

Der Hang (von ca. 126mü.NN bis 136mü.NN) besteht oberhalb der Straße im Bereich km 0+490 bis 0+530 aus von etwa 45° geneigten Lockergesteinsböschung, deren Höhe 10m nicht überschreitet.

Der Bereich zwischen den Stationen km 0+530 und 0+730 zeichnet sich durch eine im Durchschnitt 10m hohe Felsböschung aus, deren Neigungen zwischen 65° und 75° liegen. Der untere Bereich der Felsböschung wird durch eine Fußberme verstärkt. In den oberhalb der Felsböschung liegenden Bereichen des Hanges sind unterschiedliche Neigungen anzutreffen. Von Station km 0+490 bis km 0+530 ist die Böschung bis ca. 156mü.NN etwa 35° geneigt. Hingegen sind die Stationen km 0+530 bis km 0+680 bis zu einer Höhe von ca. 166mü.NN etwa 45° geneigt. Ab der Station km 0+680 treten Böschungsneigungen > 40° nur bis zu einer Höhe von 146mü.NN auf. Oberhalb der für die Böschungsabschnitte genannten Höhen verflacht sich die Böschung auf Werte < 35°. Aus den genannten Böschungsneigungen geht hervor, dass die Böschung zwischen den Stationen km 0+530 und km 0+680 die größten Neigungen aufweist.

Resultierend aus den unterschiedlichen Neigungen zeigen die Felsböschung und die oberhalb liegenden Böschungsabschnitte ein flachwelliges Relief. Auffällig in der Böschungsmorphologie ist eine 60° steile Felswand, die zwischen Station km 0+630 und km 0+660 bis zu einer Höhe von 25m in die Felsböschung einschneidet.

Dieser Einschnitt, der sich als Erosionsrinne darstellt, lässt eine Störzone in diesem Bereich der Böschung vermuten.



Abb. 3: Ansicht der Felsböschung zwischen Station km 0+630 und km 0+660

1.2.2 Böschungsgeologie

Die gegebenen geologischen Bedingungen sind zur Beurteilung des gebirgsmechanischen Verhaltens zu erfassen. Das gebirgsmechanische Verhalten ergibt sich aus dem Festgestein, den diskreten Trennflächen und Störungen mit unterschiedlicher Wirkung auf die Böschung. Hierzu werden, bezugnehmend auf das Ingenieurgeologische Gutachten von 1983 [11], einige Bemerkungen hinsichtlich des Gesteins, der Lagerung und des Trennflächensystems der Böschung vorgenommen.

Stratifikation

Die Böschung an der Bundesstraße B3 ist aus Gesteinen des mittleren Bundsandstein (Hardeggen Wechselfolge) und dessen Verwitterungsprodukt, der Fließerde (Bezeichnung in [11] für den Hangschutt), aufgebaut. Die mehrere Meter mächtige Fließerde bedeckt die oberen Bereiche des Hanges. Mächtigkeiten bis zu 6m sind zu beobachten. Das Festgestein ist durch eine Felsböschung angeschnitten. Die Höhe beträgt bis zu 13m und die Neigung kann bis zu 80° annehmen.

Die Gesteine der Felsböschung orientieren sich nach der Hardeggen Wechselfolge. Der Baugrund setzt sich aus Wechsellagerungen von fein- mittelkörnigen, bereichsweise grobkörnigen (z.T. mürbe) plattigen bis bankigen Sandsteinen und z.T. mürben Ton- und Schluffsteinen zusammen. Der Sandstein mit einem Anteil > 50 % dominiert in der Gesteinsfolge. Neben den mehrere dm bis m mächtigen Sandstein-, Ton- und Schluffsteinbänken werden gebietsweise auch Schichten kleiner 20 cm angetroffen. Die Schichten der Gesteinsfolge sind schwach im Winkel von 5 – 15° hangauswärts geneigt. Die Lockergesteinsdecke (Fließerde) setzt sich aus einem steifen bis halbfesten Schluff (SU-UL, UM, GU* nach DIN 18196) zusammen. Durch einen erhöhten Sand- und Kiesanteil kann die Fließerde in einen stark schluffigen Kies mit Steinanteilen übergehen.

Felsmechanische Eigenschaften des Festgesteins

In der Hardeggen Wechselfolge treten bis zu 2m mächtige bankige, örtlich plattige Sandsteine auf. Der rotbraune, untergeordnet weiße Sandstein ist fein – mittelkörnig, örtlich grobkörnig. Bereichsweise sind dünne Schluffstreifen und – Nester eingelagert. Die feinkörnigen Sandsteine mit ihrem hohem Quarzanteil sind daher relativ hart. Hingegen sind die grobkörnigen Sandsteine aufgrund des schlechten tonigen Bindemittels oft mürbe. Daraus

ergeben sich unterschiedliche Gesteinsfestigkeiten für den Sandstein. Die Druckfestigkeit für Sandsteine mit Schluff – bzw. Toneinlagen wurde mit $\sigma_D = 40 \text{ MN/m}^2$ und die Zugfestigkeit mit $\sigma_z = 4,7 \text{ MN/m}^2$ im Labor ermittelt. Der Sandstein wird in die Bodenklasse 7 – schwer lösbarer Fels – nach DIN 18300 eingeordnet. Die Schluff – und Tonsteine sind einige Zentimeter bis Dezimeter mächtig, plattig bis dünnbankig ausgebildet. Die Gesteinsfestigkeit der Schluff– und Tonsteine ist stark vom Sandgehalt und Verwitterungsgrad abhängig. Eine mittlere Druckfestigkeit von $\sigma_D = 7,5 \text{ MN/m}^2$ und mittlere Zugfestigkeit von $\sigma_z = 1,0 \text{ MN/m}^2$ konnten im Labor festgestellt werden. Die Schluff – und Tonsteine sind in die Bodenklasse 6 – leicht lösbarer Fels – nach DIN 18300 einzuordnen.

	SANDSTEIN	TON- SCHLUFFSTEIN
Bodenklasse	BK 7	BK 6
Gesteinsfestigkeiten	$\sigma_D = 40 \text{ MN/m}^2$ $\sigma_z = 4,70 \text{ MN/m}^2$	$\sigma_D = 7,50 \text{ MN/m}^2$ $\sigma_z = 1,00 \text{ MN/m}^2$
Besonderheiten	- verwitterungsresistent - unterschiedliche Gesteinsfestigkeit in Abhängigkeit der Körnigkeit	- verwitterungsempfindlich -Gesteinsfestigkeiten stark abhängig vom Sandgehalt und Verwitterungsgrad

Tabelle 1: Felsmechanische Eigenschaften der unverwitterten Festgesteine

Trennflächensystem

Die Schichtflächen der Gesteinsfolge streichen zwischen 94° und 164° in nordost – südwestlicher Richtung. Somit liegt die Streichrichtung der Schichten achsgerecht – schräg zur Straßenachse. Die gemessenen Fallwinkel zwischen 5° und 15° nach Südost zeigen eine flache Neigung der Schichten auf. Diese ist hangauswärts zur Straße gerichtet. Das Trennflächensystem ergibt sich aus den drei in Tabelle dargestellten Kluftscharen.

KLUFTSCHAR	EINFALLWINKEL	FALLWINKEL
Hauptkluftschar KK1	255°	85°
Kluftschar KK2	164°	85°
Kluftschar KK3	302°	80°

Tabelle 2: Raumstellung der Trennflächen[11]

Die Streichrichtungen der Klüfte orientieren sich schräg in Winkeln zwischen 15° und 75° zur Straßenachse. Die sehr steil fallenden Kluftscharen KK1 und KK2 bilden mit der

hangparallelen Kluftschar KK1 mehrere Meter hohe, hangauswärtsgerichtete Kluftkörper, die bei einer steilen Böschung und ungünstigen Eigenschaften des Festgesteins (z.B. verwittertes Gestein) Felsausbrüche verursachen können.

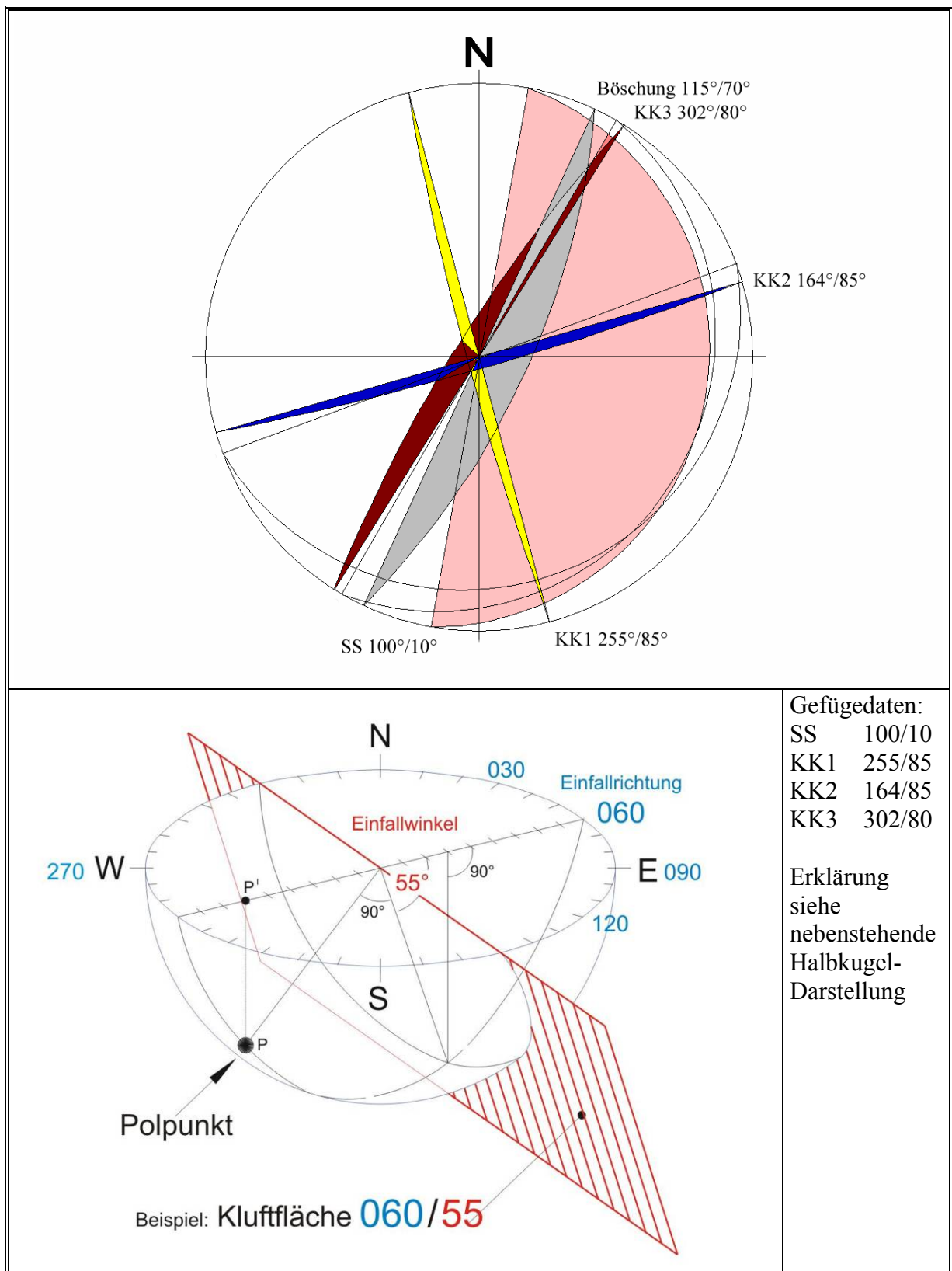


Abb. 4: Großkreisdarstellung des Trennflächengefüges und des Böschungsverlaufes

Nach gemessenen Kluftabständen der Hauptkluftschar KK1 kann der zu sichernde Bereich der Felsböschung von Station km 0+600 bis km 0+730 als stark klüftig bis klüftig eingestuft werden.

	PETROGRAPHISCH- GEWINNUNGS- TECHNISCHE BEZEICHNUNG	VERWIT- TERUNGSGRAD	HAUPT- TRENNFLÄCHEN/ ABSTAND	HAUPT- TRENNFLÄCHEN/ NEIGUNG	HAUPT- TRENNFLÄCHEN/ RICHTUNG ZUR STRABENACHSE
Code	S	VE	A10 bis A30	N9 (KK1,2,3) N1 bis N3 (ss)	RS

Tabelle 3: Felsgruppenbeschreibung gemäß „Merkblatt über Felsgruppenbeschreibung für bautechnische Zwecke im Straßenverkehr“

Bedingt durch die Hangzerreißung sind die Klüfte geöffnet. Die Kluftöffnungsweiten schwanken zwischen wenigen Millimetern bis zu mehreren Dezimetern. Diese zu Spalten erweiterten Klüfte in Verbindung mit der Verwitterung der veränderlich festen Gesteine lassen die Gefahr von Felsausbrüchen aus der Felsböschung erahnen.



Abb. 5: Ansicht Böschungsbereich mit großen Kluftöffnungen

1.2.3 Böschungshydrologie

Vorfluter im Untersuchungsgebiet ist die Fulda. Sie fließt unmittelbar am Fuß der talseitigen Straßenböschung in westlicher Richtung.

Es ist davon auszugehen, dass nach vorliegenden Unterlagen (Ingenieurgeologisches Gutachten [11]) mit Grund- und Bergwasser aufgrund der Klüftigkeit des Felsuntergrundes nicht zu rechnen ist. Der Grundwasserspiegel steigt vermutlich flach ab dem Niveau der Fulda in Richtung Hang an und hat somit auf die geplanten Sicherungsmaßnahmen keinen Einfluss. Dennoch ist nach starken Regenfällen bzw. Schneeschmelzen temporäres Kluft- und Schichtenwasser nicht auszuschließen. Infolge der starken Klüftigkeit ist dieser Zustand nicht von Dauer. Somit spielt für die weiteren Betrachtungen und Untersuchungen das Wasser eine untergeordnete Rolle.

1.3 Beurteilung der generellen Gefährdung anhand einer Zustandsanalyse der Felsböschung

Bei dem Bau der Bundesstraße B3 vor über 40 Jahren sind zur Sicherung der Einschnitts- bzw. Anschnittsböschung keinerlei Sicherungsmaßnahmen vorgenommen wurden. Damals wurde die Standsicherheit der Felsböschung als ausreichend angesehen. Jedoch ist aus Gutachten des Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung (NLFb) aus den Jahren 1961, 1963, 1975 und 1983 die Problematik einer endgültigen Hangsicherung bekannt. Durch Verwitterungsprozesse hat die Standsicherheit der Felsböschung immer mehr abgenommen. Die Felsböschung ist durch das Trennflächensystem der Kluftscharen KK1, KK2 und KK3 in zahlreiche fast senkrecht stehende Gesteinssäulen zerlegt. Besonders stark ist die Felsböschung zwischen den Stationen km 0+650 und km 0+730 mit dieser Situation konfrontiert. Verwitterungsprozesse führen dazu, dass die Festigkeit der, in der Gesteinswechselfolge eingelagerten, Schluff- bzw. Tonsteine reduziert wird. Nach langanhaltenden Regenfällen oder Schneeschmelzen kann Kluftwasser auftreten. Das Kluftwasser führt dazu, dass die Aufstandsfläche der Gesteinssäulen durchnässt wird. Vor allem durchnässte Ton- und Schluffsteine verlieren ihre Tragfähigkeit. Der Verlust der Tragfähigkeit im Aufstandsbereich der Gesteinssäulen erfahren die Gesteinssäulen eine zusätzliche Schiefstellung. Diese werden instabil und neigen, um ihre untere Begrenzungskante, zum kippen. Für besonders anfällig stellt sich der stark klüftige Böschungsteil zwischen Station km 0+600 und 0+730 dar. Kluftabstände von 5 – 20 cm sind hier vorhanden. Die Kluftöffnungsweiten schwanken zwischen wenigen Millimetern bis zu mehreren Dezimetern. In den zu Spalten erweiterten Vertikalklüften ist, nach eben diesen genannten Witterungseinwirkungen, die Anreicherung von Lockergesteinsmassen in Verbindung mit Kluftwasser aus der darüber befindlichen Lockergesteinsdecke möglich. Diese verfüllten Spalten bewirken eine zusätzliche Belastung der Gesteinssäulen.

Die Abb. 6 den aktuellen Fall eines Felsausbruchs vom 03.10.01, der auf die genannten Gründe zurückzuführen ist.



Abb. 6: Böschungsbruch vom 03.10.01

Es ist zu erkennen, dass sich die Böschungssicherung nicht nur auf die Erhöhung der Gesamtstandsicherheit reduzieren lässt. Vielmehr ist eine Sicherung der stark klüftigen Böschungsoberfläche und ein ausreichender Verwitterungsschutz für die Felsböschung unabdingbar.

Neben den Felsausbrüchen sind auch Teilrutschungen der Lockergesteinsdecke zu beobachten. Als besonderes Kennzeichen der Fließerde ist die hohe Empfindlichkeit gegenüber Wasserzutritt zu nennen. Rasche Konsistenzänderungen der Lockergesteinsdecke mindern die Festigkeits- und Tragfähigkeitseigenschaften der Fließerde deutlich ab. Aufgrund der starken Neigung von ca. 45° ist der Straßenverkehr der B3 durch Rutschungsereignisse gefährdet.

Gegenwärtig wird die rutschgefährdete Lockergesteinsdecke durch eine Kombination von Bodenvernagelung und Stahlseilnetzen stabilisiert. Diese Sicherungsvariante wurde an vergleichbaren Böschungen bereits erfolgreich eingesetzt.

Bisherige Sicherung

Zum Schutz des Straßenverkehrs vor Felsausbrüchen und Rutschungen wurde die Bundesstraße B3 auf 3 Fahrstreifen eingeeengt. In dem geschaffenen Bereich wurde eine ca. 2,50m hohe Trägerbohlwand errichtet. Diese Trägerbohlwand, als temporäre Sicherung gegenüber Steinschlag und kleineren Lockergesteinsabgängen gedacht, hielt entgegen allen Erwartungen stand. Zudem wurde die Böschung von 10 Jahren mit Drahtgeflecht vernetzt. Durch zahlreiche Rutschungen ist die Vernetzung stellenweise zerrissen.



Abb. 7: Darstellung der Sicherungselemente zum Schutz des Straßenverkehrs

Mit weiteren Massenbewegungen aus der Felsböschung und der Lockergesteinsböschung ist jederzeit zu rechnen. Eine Sicherung der gefährdeten Böschungsbereiche ist dringend erforderlich.

2. Standsicherheitsuntersuchungen der angeschnittenen Felsböschung

Die Ausgangssituation für die Sicherung der angeschnittenen Felsböschung unterhalb der Tillyschanze ist im Abschnitt 1 dargestellt. Die Abbildungen verdeutlichen die Notwendigkeit der Sicherungsmaßnahme.

Aus den Betrachtungen der Ausgangssituation sind Schlussfolgerungen zu ziehen, die Einfluss auf die Wahl der Sicherungsvariante und deren Ausführung haben. Hierzu ist, für die angeschnittene und ungesicherte Böschung, ein geeignetes Böschungsmodell aufzustellen aus dessen Konsequenz ein adäquates Berechnungsmodell hervorgeht. Nachfolgend werden Standsicherheitsuntersuchungen an der ungesicherten Felsböschung durchgeführt.

2.1 Allgemeine Sicherheitsdefinition von Stabilitätsberechnungen im Fels

Die Standsicherheitsuntersuchungen für die angeschnittene Felsböschung werden auf der Grundlage der Mechanik starrer Körper [8] durchgeführt.

Vorraussetzung hierfür ist, dass kein quasi- isotropes Gebirge ansteht. Ein quasi- isotropes Gebirge liegt vor, wenn die Gesteinsfestigkeit geringer als die der Trennflächengefüge ist und somit die Gebirgsfestigkeit bestimmt (s.g. Weichgesteine, wie schwachgebundener Sandstein, weicher Tonstein oder verfestigter Löß) oder eine relativ hohe Gesteinsfestigkeit aufweist und keine Großklüfte besitzt und nur wenig von Kleinklüften durchtrennt ist. Böschungen im quasi-isotropen Gebirge können nach bodenmechanischen Ansätzen berechnet werden.

Bei Böschungen im transversal isotropen Gebirge treten häufig Felskörper auf, die von der Böschungsoberfläche und von einer oder mehreren Trennflächen eingeschlossen sind. Diese Felskörper können sich unter bestimmten Belastungen durch Translations- oder Rotationsbewegungen aus dem Felsverband lösen. Die Standsicherheit der Böschung ist somit gefährdet. Für das Verfahren auf der Grundlage der Mechanik starrer Körper werden für die Standsicherheitsuntersuchungen häufig Grenzgleichgewichtsbetrachtungen angewendet. Um eine allgemeine Sicherheitsdefinition aufzustellen, werden die treibenden Kräfte oder Momente den haltenden Kräften gegenübergestellt. Als treibende Kräfte werden Volumenkräfte wie das Eigengewicht oder Einzelkräfte infolge Sickerströmung oder Belastungen bezeichnet, die zu Translations- oder Rotationsbewegungen oder Überlagerung beider Bewegungsformen führen können. Haltende Kräfte resultieren aus der Reibung und Kohäsion in den Kontaktflächen des Felskörpers zum benachbarten Fels. Das Verhältnis der haltenden und treibenden Kräfte bzw. Momente stellt ein Maß für die Sicherheit des zu betrachtenden Felskörpers gegen Translations- und Rotationsbewegungen dar.

$$\eta = \frac{\text{haltende Kräfte bzw. Momente}}{\text{treibende Kräfte bzw. Momente}} \quad (2.1)$$

Für $\eta = 1$ befindet sich die Böschung im Gleichgewichtszustand, d.h. die Böschung befindet sich in einem labilen Gleichgewichtszustand, da sich die Kräfte gegenseitig aufheben.

Für den stabilen Zustand der Böschung ist der Standsicherheitsnachweis mindestens mit dem erforderlichen Sicherheitsbeiwert $\eta > 1$ zu erbringen. Für $\eta < 1$ ist die Böschung instabil und es kann zum Versagen kommen.

2.2 Darstellung des Versagensmechanismus für die angeschnittene Felsböschung

Von großer Bedeutung für die Standsicherheitsuntersuchung der Böschung ist die Modellbildung des zu erwartenden Versagensmechanismus. Um die Böschungsstabilität beurteilen und berechnen zu können, sind ausgehend von der Böschungsgeometrie, die Grundlagen durch Darstellung des Versagens der Böschung zu legen. Hierzu werden für die Böschung, ihre Entstehung und Veränderung durch Massenbewegungen sowie die Auswirkungen von Verwitterungsprozessen aufgezeigt.

Massen- bzw. Hangbewegungen sind Verlagerungen von Locker- und Festgestein aus höheren in tiefere Lagen. Sie unterliegen somit dem Einfluss der Schwerkraft. Ursachen für Massenbewegungen sind veränderliche Gleichgewichtszustände rückhaltender und abtreibender Kräfte im Hang durch ständige und wechselwirkende Faktoren. In den nachfolgenden Tabellen sind bewegungsauslösende Faktoren aufgeführt, wobei die durch den Menschen verursachten Einflüsse zu den wechselwirkenden Faktoren gezählt werden.

FAKTOR	NATÜRLICHE URSACHE	MENSCHLICHE EINFLÜSSE	WIRKUNG
Veränderung des Bergwasserstandes, hohe Durchfeuchtung	Anormale Niederschläge, Schneeschmelze, Frostverschluss, Frostaufgang	Defekte in Wasserleitung oder Kanalisationen, defekte Drainage, Aufstau	Konsistenzänderung, Plastifizierung von Kluftfüllungen, Strömungsdruck, Kluftwasserdruck, Auftrieb, Verwitterung
Erschütterungen	Erdbeben	Sprengungen, Ramm- und Bohrarbeiten, Verkehrslasten	Porenwasserüberdruck, Auflockerung, Spannungsänderung
Belastungsänderung	Anormale Niederschläge, Schmelzwasser, Frostverschluss	Aufschüttungen, Halden, Kippen, Bauwerke	Spannungsänderung
Änderung der äußeren Form	Unterspülung	Hangan- und Hangeinschnitte	Spannungsänderung

Tabelle 4: Beispiele für wechselwirkende bewegungsauslösende Faktoren [8]

FAKTOR	WIRKUNG
Tektonik	Veränderung der Neigung und Hohe des Hanges
Erosion	Wegnahme des Widerlagers am Hangfuß, Unterschneidung, Talvertiefung
Verwitterung	Auflockerung und Entfestigung des Gebirges durch chem.- und phys. Prozesse
Schwerkraft	Auflockerung und Entfestigung des Gebirges infolge des Eigengewichts

Tabelle 5: Beispiele für ständig wirkende bewegungsfördernde Faktoren [8]

Nach dem Bewegungsmechanismen lassen sich Hangbewegungen einem der vier Grundtypen zuordnen. Beispiel für die Grundtypen – Kriechbewegungen, Gleiten, Fließen oder Fall- oder Sturzbewegungen sind in der Abb. 8 aufgezeigt.

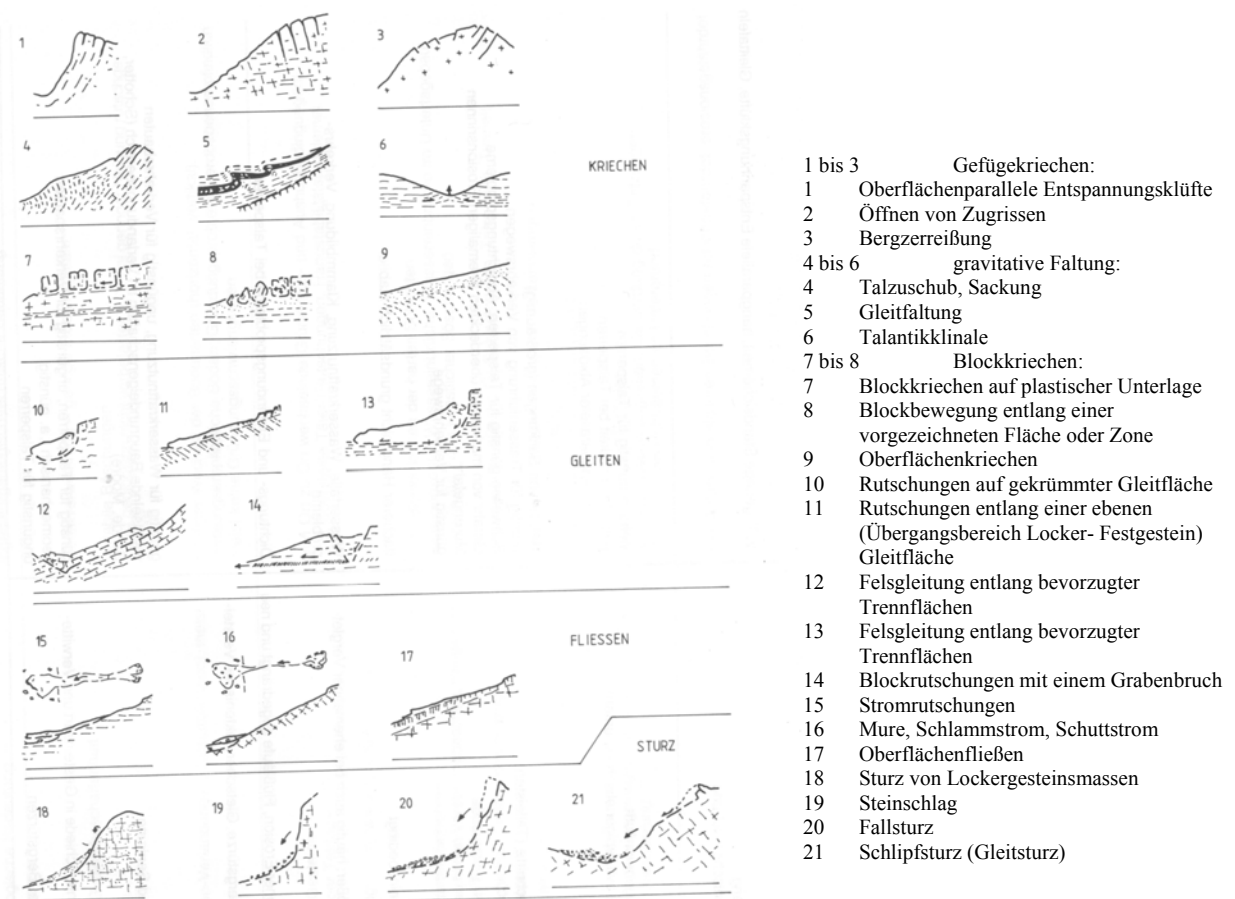


Abb. 8: Klassifikation von Hangbewegungen [1]

Die Hangbewegung der Böschung unterhalb der Tillyschanze ist durch Kriechbewegungen charakterisiert. Diese Kriechbewegungen können zum einen als Blockkriechen auf einer plastischen Unterlage und zum anderen als Talzusub und Bergzerreißung eingeordnet werden (siehe Abb. 8).

Das Blockkriechen bezeichnet das Driften von Großkluftkörpern. Die durchgehend geklüfteten Festgesteine des Bundsandsteins liegen auf den Ton- und Schluffsteinen des Röt auf. Bei Vernässung der wasserempfindlichen Sedimentgesteine plastifizieren die unterliegenden Schichten des Röt und es kommt zum Driften dieser Großkluftkörper. Häufig sind damit Kippbewegungen der Großkluftkörper verbunden.

Die Begriffe Talzuschub und Bergzerreißung sind eng miteinander verknüpft. Der Böschungskörper ist durch ein fast orthogonales Kluftsystem tektonisch vorgezeichnet. Diese fast senkrecht fallenden Klüfte erweitern sich infolge der Hangbewegung zu Spalten. Charakteristika des Talzschubes sind: unterschiedliche Öffnungsweiten der einzelnen Kluftscharen, keilförmiges Öffnen der Klüfte und Versetzung ursprünglich durchgehender Klüfte. Der Bereich des Talzschubs, die konvex ausgebildeten unteren Hangteile, ist durch Volumenvergrößerung durch die Sperrauflockerung der Kluftkörper gekennzeichnet. Als Bergzerreißung werden die Bewegungsvorgänge und das Erscheinungsbild im Abrissgebiet bezeichnet. Dabei überwiegen im Bereich der Bergzerreißung vertikale und im Bereich des Talzschubs die horizontale Bewegungskomponente. Die Bewegungen gehen durch Gleiten und Rotation und Translation von Kluftkörpern vor sich.

Basierend auf den Kenntnissen über die Hangbewegungen sowie aus den im Abschnitt 1 beschriebenen Kluftsystem tektonischen Ursprungs ist das Versagen der Böschung durch Kippen wahrscheinlich. Die sohligen Schichtenneigungen zwischen 5° und 10° lassen die Felsböschung im allgemeinen bei unverwitterten Ton- und Schluffsteinen als gleitsicher ansehen. Somit ist der Versagensmechanismus durch Translation auf einer vorgegebenen Trennfläche auszuschließen, da der Neigungswinkel $\alpha = 10^\circ$ der Gleitfläche kleiner als der vorhandene Reibungswinkel $\phi = 22^\circ$ auf der Gleitfläche ist.

Für die Rotation oder auch Kippen genannt müssen mindestens zwei Kluftscharen vorliegen, deren Fallwinkel der Richtung der Felsböschungsoberfläche entgegengesetzt ist. Die unter 1.2 aufgeführten Kluftscharen KK1, KK2 und KK3 erfüllen diese Forderung.

Die Felsböschung unterhalb der Tilly-Schanze ist durch das Trennflächensystem in zahlreiche fast senkrecht stehende Kluftkörpersäulen zerlegt. Die Kluftkörper erfahren durch intensive Verwitterungsprozesse eine Abnahme der Gesteinsfestigkeit, der in der Gesteinswechselfolge eingelagerten Ton- bzw. Schluffsteine. Durch die fehlende Festigkeit der Auflagerfläche werden die Kluftkörpersäulen instabil und neigen, um ihre untere Begrenzungskante der Auflagerfläche, zum Kippen. Infolge des Eigengewichts erfahren die Kluftkörper eine Biegebeanspruchung, die zur Bildung von normal auf den Haupttrennflächen stehenden Biegezugrissen führt, sofern keine Trennflächen normal zu den Haupttrennflächen vorhanden sind. Das Kippen ist neben der Bedingung entgegengesetzter Fallwinkel der Kluftscharen und Felsböschungsoberfläche noch von der Scherfestigkeit in der Kluftfläche abhängig. Ein Kippen kann nur auftreten, wenn die Scherfestigkeit in der Kluftfläche überschritten wird. Reicht die mobilisierte Scherfestigkeit nicht aus sind Relativverschiebungen die Folge, die den anstehenden Felsblock zusätzlich belasten. Das Versagen der Böschung ist somit auf Rotation mehrerer Felsblöcke zurückzuführen. Die Rotation eines Einzelkörpers ohne Bewegung eines benachbarten Felsblockes ist nicht möglich. Im Böschungsfuß treten hierbei oft Gleitvorgänge der Felsblöcke auf.

Sind Trennflächen auf die hangeinwärts fallenden Haupttrennflächen vorhanden, so existieren blockförmige Körper und es kann ein Blockkippen eintreten. In der Abb.: 8 ist die schematische Darstellung des Kippmechanismus in Form des Biegekippens und Blockkippens anschaulich dargelegt.

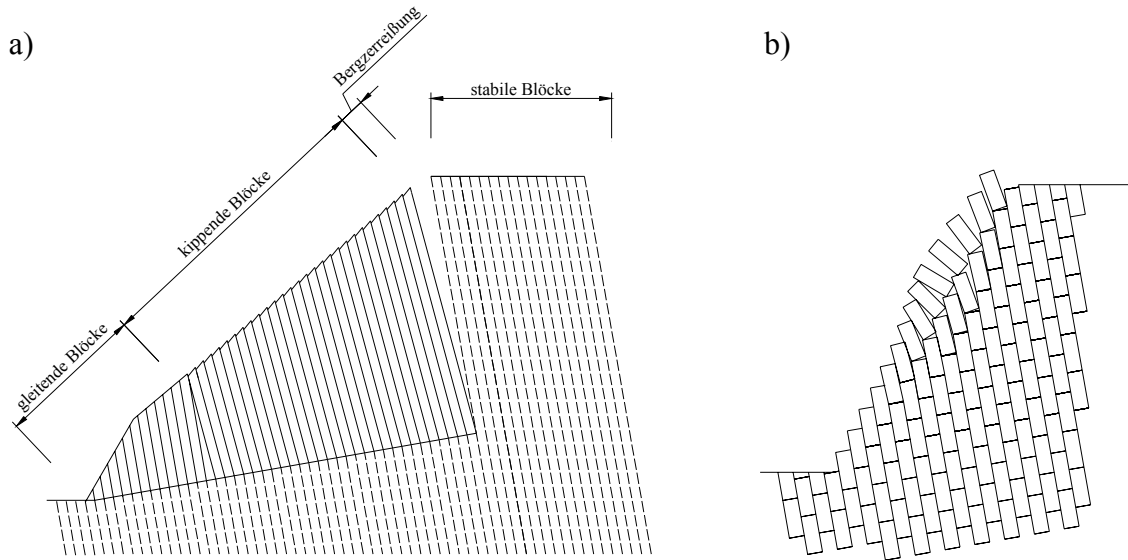


Abb. 9: Schematische Darstellung der Kippmechanismus a) Biegekippen, b) Blockkippen

Das Versagen der Böschung unterhalb der Tilly-Schanze infolge der Rotation mehrerer Felsblöcke ist nach der vorliegenden Anordnung der Felsblöcke in drei Bereiche mit unterschiedlichen Verhalten der Felsblöcke einzuteilen. Die Felsblöcke im oberen Böschungsbereich bzw. Böschungskrone befinden sich in einem standsicheren Zustand. Im Bereich der Auflockerungszone, dies umfasst den verwitterten Böschungsbereich, gibt es Felskörper, die ohne Existenz der benachbarten Blöcke kippen würden. Infolge der von den hangaufwärts liegenden Felsblöcken übertragene Kraft sind gleitende Felsblöcke im Bereich des Böschungsfußes zu erwarten. Somit stellt sich der Versagensmechanismus als eine Kombination aus Kippen und Gleiten dar.

2.3 Böschungsmodell

Als Grundlage für die Standsicherheitsuntersuchungen und somit für die Bemessung der Sicherungsvariante dient das in Abb. 9 dargestellte Böschungsmodell. Basierend auf den Angaben des Ingenieurgeologischen Gutachtes [11] wurden für das angegebene Böschungsmodell folgende Annahmen getroffen.

1. Die Auflockerungszone reicht vom Böschungsfuß bis in eine Tiefe von ca. 35 m in den Hang hinein.

Der Bereich der Auflockerungszone ist gekennzeichnet durch Verwitterungseinflüsse und das geöffnete Trennflächensystem.

Das beschriebene Kippen der Felsblöcke durch Überschreitung der Scherfestigkeit in den Kluftflächen wird in der Auflockerungszone angenommen.

2. Dieser Bereich wird durch 80° geneigte Vertikalklüfte in Kluftkörpersäulen zerlegt. Der Abstand der Klüfte beträgt 1m, so dass sich 1m breite Kluftkörpersäulen ausbilden.

Aus der Darstellung des Trennflächengefüges im Abschnitt 1.2 ist zu erkennen, dass die Kluftscharen KK1 und KK2 hangauswärtsgerichtete verschnittene Kluftkörper bilden. Durch die hangparallele Kluftchar KK3 werden diese Kluftkörper zusätzlich separiert und diese fast senkrecht stehenden Kluftkörpersäulen entstehen.

3. Der Bereich der angeschnittenen Felsböschung ist als ein zusammenhängender Felsblock anzusehen.

Die Unterteilung der angeschnittenen Felsböschung in 1m breite Kluftkörpersäulen ist nicht nötig, da die Bemessung und Konstruktion der Sicherungsvariante die gesamte Anschnittshöhe als Gegenstand nimmt.

4. Die Basisfläche auf der die Felsblöcke aufliegen ist mit ca. 10° hangauswärts geneigt.

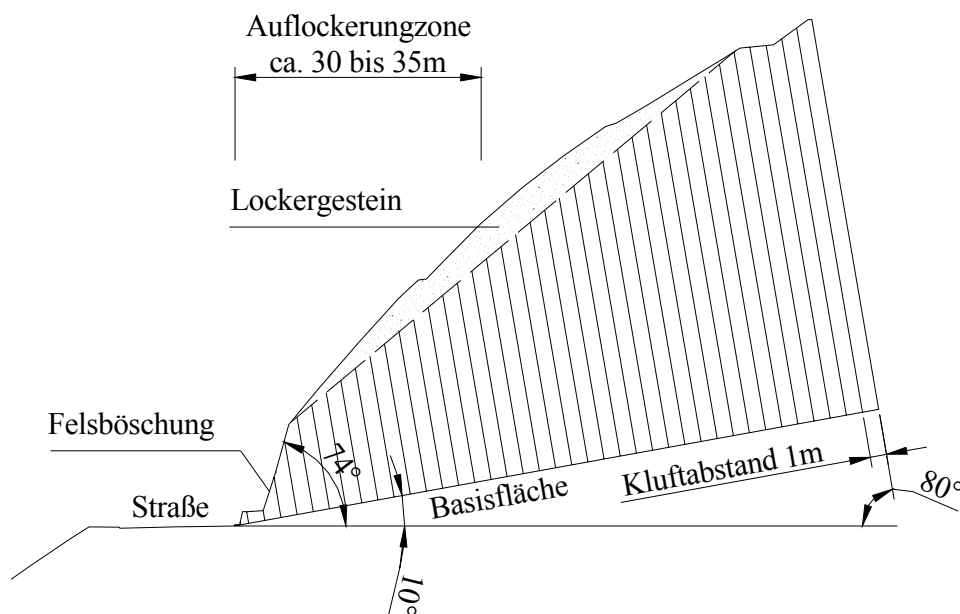


Abb. 10: Böschungsmodell für die Standsicherheitsuntersuchung

Für die Standsicherheitsuntersuchungen und die statischen Nachweise der Sicherungsvariante sind die aus Untersuchungen [11] gewonnen Restfestigkeiten für das Festgestein und die Gesteinsklüfte anzusetzen. Der Einfallwinkel der geologisch vorgegebenen Gleitfläche beträgt 10° . Der Gleitflächenreibungswinkel für Tonstein beträgt $\phi_2 = 22^\circ$. Der Dilatanzwinkel in der Gleitfläche wird zu 0° und die Kohäsion c_2 ebenfalls zu 0 kN/m^2 angenommen. Die geologisch vorgegebenen Kluftflächen sind 80° geneigt und sind somit normal zu den Gleitflächen. Der Kluftreibungswinkel beträgt $\phi_1 = 30^\circ$ und die Kluftkohäsion c_1 wird zunächst mit 0 kN/m^2 angenommen.

Sowohl für den Kluftreibungswinkel als auch für den Gleitflächenreibungswinkel sind die Restscherfestigkeiten benannt. Die Gesteinswichte ist mit $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ angegeben.

2.4 Beschreibung des Berechnungsverfahrens

Der zu sichernde Böschungsabschnitt zwischen den Stationen Km 0+630 und Km 0+730 ist entsprechend dem Ingenieurgeologischen Gutachten [11] in folgende Teilbereiche untergliedert.

BÖSCHUNGSABSCHNITT	STATIONEN
Teilbereich 1	km 0+630 bis Km 0+660
Teilbereich 2	km 0+660 bis Km 0+730

Tabelle 6: Einteilung der Böschung in Teilbereiche

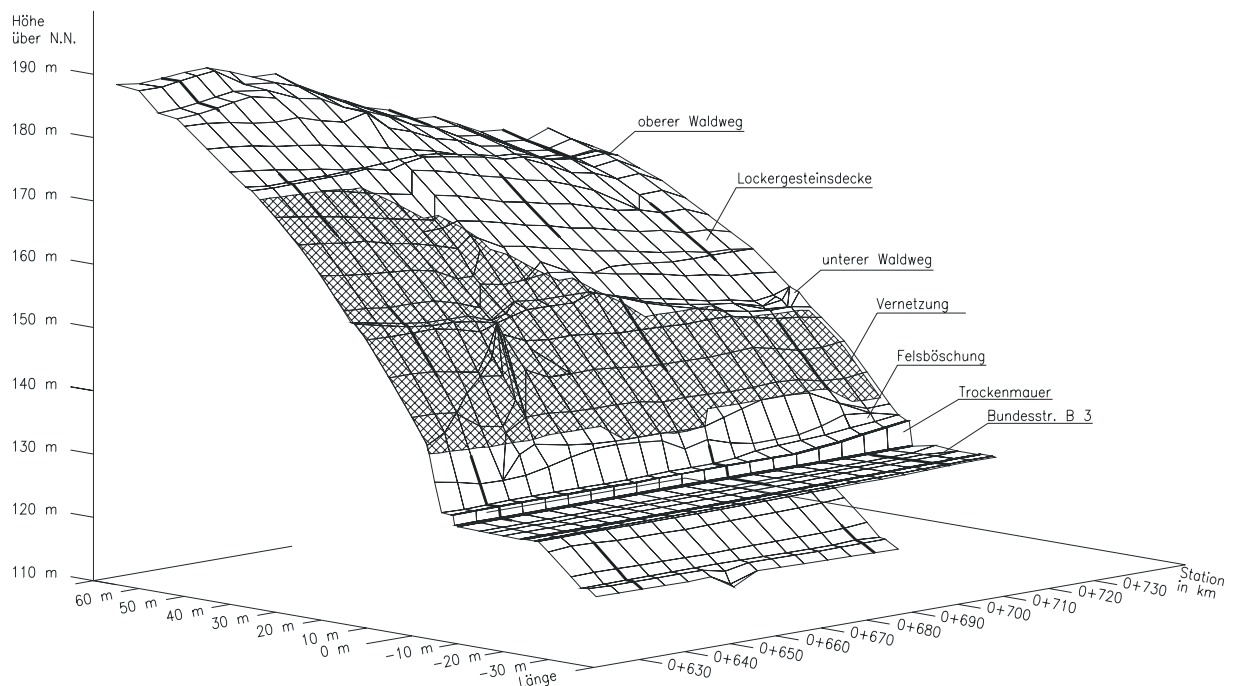


Abb. 11: Modelldarstellung der Böschung

Für die Einteilung der Böschung in diese Teilabschnitte ist der angetroffene Verwitterungsgrad, das Ausmaß der Zerklüftung und die Neigung der Felsböschung zu Grunde zulegen. Die repräsentativen Querprofile der Stationen km 0+630 und km 0+665 stellen die Grundlage für die felsmechanischen Berechnungen der jeweiligen Teilbereiche dar. Zugleich sind in diesen Querprofilen die stärksten Geländeneigungen zu verzeichnen.

Die Berechnungen zur Standsicherheitsuntersuchung sind gemäß der Modellierung des Versagensmechanismus nach dem Berechnungsverfahren von R. M. Spang oder von R. E. Goodman durchzuführen.

a) Verfahren nach Spang

b) Verfahren nach Goodman

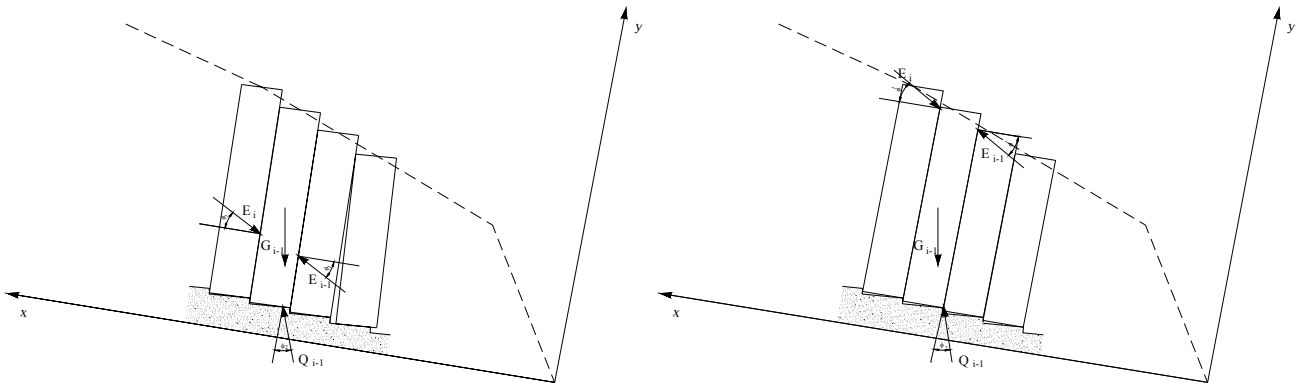


Abb. 12: Berechnungsmodelle

a) Rotation mit Gleiten, b) Rotation um untere Begrenzungskante

Das Grundprinzip dieser Verfahren ist gleich. Es wird vorausgesetzt, dass ein Felskörper kippt, gleitet oder sich in einem standsicheren Zustand befindet. Ein Felskörper, der nur durch sein Eigengewicht belastet wird, kippt, wenn der Tangens des Neigungswinkels der Gleitfläche $\tan \alpha$ größer ist als das Verhältnis Breite zu Höhe des Blockes b/h . Ein nur durch sein Eigengewicht belasteter Felsblock gleitet, wenn der Neigungswinkel α der Gleitfläche größer als der vorhandene Reibungswinkel ϕ auf der Gleitfläche ist. Ausgehend vom höchstgelegenen Block, der sich nicht in einem stabilen Zustand befindet, wird geprüft ob der darunter liegende Block diesen abstützt. Die zusätzlichen Kräfte muss der anstehende Block aufnehmen und über Reibung abtragen. Reichen die Reibungskräfte nicht mehr aus, wird die Restkraft an den nächsten unteren Block weiter gegeben und löst ein Kettenreaktion aus. Ist der unterste Block der Felsböschung stabil und lagesicher, d.h. es ist keine zusätzliche Stützkraft am untersten Felsblock erforderlich, so gilt das für die gesamte Kette von Blöcken. Ist am untersten Felsblock eine Stützkraft notwendig, so ist die Standsicherheit der Böschung nicht gegeben. Verankerungen oder Stützbauwerke sind für die Stabilisierung erforderlich. Die Sicherheit der Böschung berechnet sich entsprechend der Sicherheitsdefinition nach Fellenius.

$$\eta = \frac{\tan \phi_{\text{vorh}}}{\tan \phi_{\text{erf}}} = \frac{c_{\text{vorh}}}{c_{\text{erf}}} \quad (2.2)$$

$\phi_{\text{vorh}}, c_{\text{vorh}}$ - vorhandene Scherparameter

$\phi_{\text{erf}}, c_{\text{erf}}$ - für das Gleichgewicht erforderliche Scherparameter

Hinsichtlich der Übertragungspunkte für die Kontaktkräfte unterscheiden sich beide Berechnungsverfahren. Das von Goodman und Bray entwickelte Verfahren basiert auf

folgender Annahme. Bei der Rotation der Felsblöcke um die untere Begrenzungskante ihrer Auflagerfläche berühren sich die Felskörper lediglich an ihren Kanten. Somit greifen die Kontakt- und Reaktionskräfte längs dieser Kanten an. Im Berechnungsverfahren von Spang wird davon ausgegangen, dass sich der Kontakt zwischen den benachbarten Felsblöcken nicht nur auf die obere Begrenzungskante beschränkt. Somit ist der Angriffspunkt der zu übertragenden Kraft in der Kontaktfläche zu wählen.

Die Berechnungen zur Standsicherheitsuntersuchung für die angeschnittene ungesicherte Felsböschung werden, hinsichtlich auf das gewählte Böschungsmodell und dem Versagensmechanismus, nach dem Berechnungsverfahren von Spang durchgeführt. Dieses Berechnungsverfahren stellt im Hinblick auf die Übertragung der Kontaktkräfte und des Versagensmodell das genauere Verfahren dar.

Infolge der Einwirkungen aus der Hangbewegung und den Verwitterungsprozessen sind die tektonisch vorgezeichneten Strukturen bzw. Klüfte geöffnet. Zu Spalten erweiterte Klüfte treten als oberflächenparallele Entspannungsklüfte auf. Des weiteren sind durch Schiefstellung der Klufthörpersäulen in den Verkippungsbereichen (siehe 1.2) zahlreiche weit geöffnete Klüfte zu erwarten. Jedoch sind durchgängige Spalten nicht zu verzeichnen. Dementsprechend können die Felsblöcke nicht losgelöst von einander betrachtet werden. Eine Kette von Felskörpersäulen die sich gegen ihre oberen Begrenzungskanten abstützen ist daher nicht realistisch. Das Berechnungsverfahren von Goodman und Bray ist deshalb nicht anzuwenden. Um den Bedingungen in den Klüften Rechnung zu tragen, wird der Angriffspunkt der Kontaktkräfte $[E_{(i)} \text{ und } E_{(i-1)}]$ im 1/3 Punkt der jeweiligen Kontaktfläche gewählt. Ein brauchbarer Ansatz für die Auflagerfläche der Felskörper in denen Reibung und Kohäsion auftreten ist die Verwendung der gleichen Definition wie in der Bodenmechanik. Dabei wird die erlaubte Exzentrizität der Resultierenden aller Reaktionskräfte auf 1/3 der Auflagerfläche beschränkt. Für die weichen mittel- bis dickbankigen Ton- und Schluffsteine im Auflagerbereich der Felsblöcke ist von einer Druckfestigkeit $\sigma_D \leq 7,50 \text{ MN/m}^2$ auszugehen. Durch Verwitterung und Wasserzutritte kann diese deutlich abgemindert werden. Deshalb ist die Begrenzung des zulässigen Bemessungssohltdrucks von $\sigma_{zul} = 2,50 \text{ MN/m}^2$, infolge des Eigengewichts der Felsblöcke, einzuhalten. Mit dem gewählten Ansatz ist diese Forderung erfüllt.

Der Berechnungsalgorithmus resultiert aus der Versagensart, die eine Kombination aus Kippen und Gleiten darstellt. Dabei wird vorausgesetzt, dass ein Felskörper kippt, gleitet oder sich in einem standsicheren Zustand befindet. Die Standsicherheit wird unter Beachtung der an den Felskörpern angreifenden Kräfte ermittelt. Die auf den Block (i) und (i-1) einwirkende Kräfte sind in den Abb.12 und 13 dargestellt. Neben der Eigengewichtskraft $[G_{(i)}]$ und der Reaktionskraft $[N_{(i)}]$ auf der Gleitfläche wirken in der Klufffläche Kontaktkräfte $[E_{(i)}, E_{(i-1)}]$ zwischen den Felsblöcken. Weisen die Gleitfläche als auch die Klufffläche keine Kohäsion auf, sind die Kontaktkräfte $[E_{(i)}, E_{(i-1)}]$ und die Reaktionskraft $[N_{(i)}]$ unter dem jeweiligen Reibungswinkel ϕ zur Normalen auf ihre Angriffsfläche geneigt.

Im Grenzgleichgewichtszustand werden beginnend mit dem obersten Block (i) die in den Kluffflächen und in der Gleitfläche auftretenden Schnittkräfte mit den Gleichgewichtsbedingungen ($\sum M = 0$, $\sum X = 0$ und $\sum Y = 0$) berechnet.

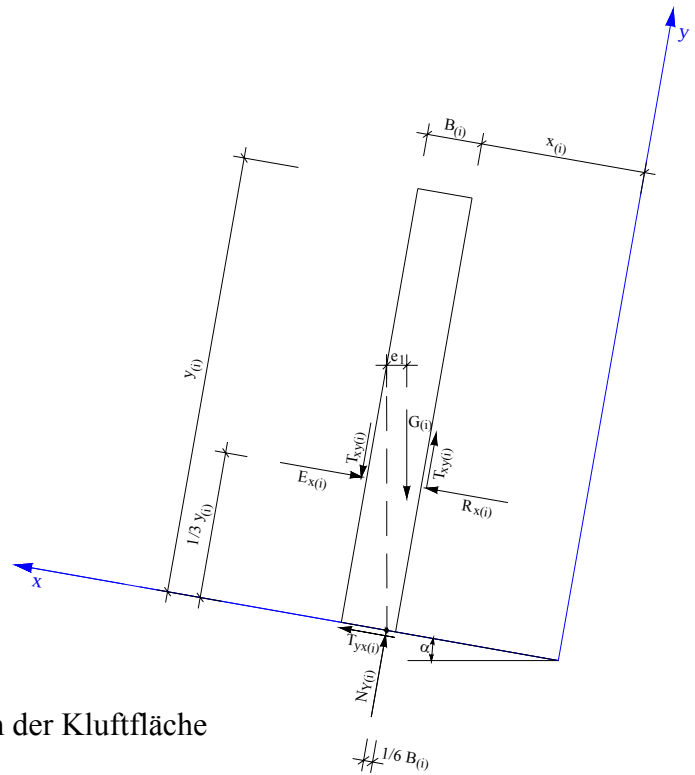


Abb. 13: Kräfte am Kluftkörper (i)

Scherkraftanteil der Kontaktkraft $[E_{(i)}]$ in der Kluftfläche

$$T_{xy(i)} = \frac{G_{(i)} \cdot (y_{(i)} \cdot \sin \alpha - 2 \cdot (0,5 - RK/2) \cdot B_{(i)} \cdot \cos \alpha)}{2 \cdot B_{(i)}} \quad (2.3)$$

Normalkraftanteil der Kontaktkraft $[E_{(i)}]$ in der Kluftfläche

$$E_{x(i)} = \frac{T_{xy(i)} - y_{(i)} \cdot \frac{c_{l(i)}}{\eta_1}}{\tan \phi_1 / \eta_1} \quad (2.4)$$

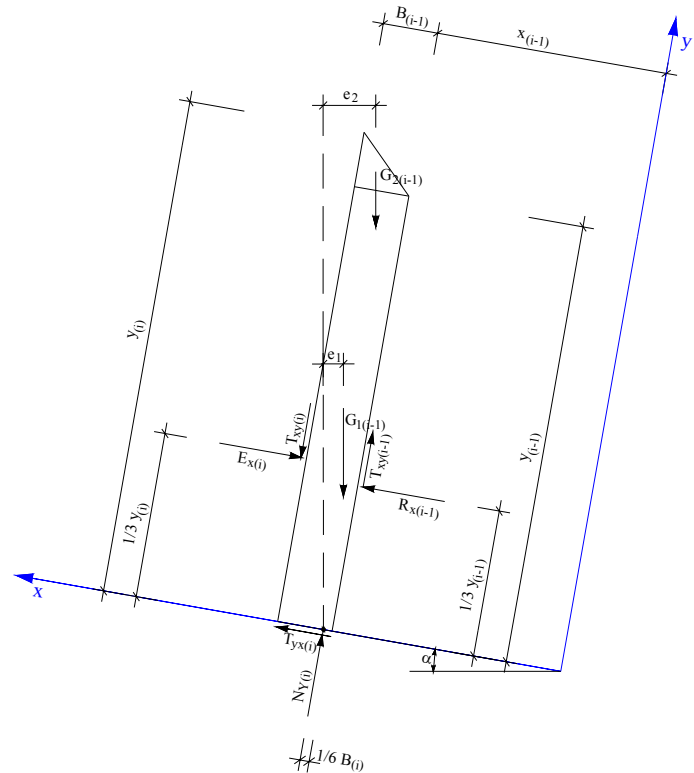
Normalkraftanteil der Reaktionskraft $[Q_{(i)}]$ in der Gleitfläche

$$N_{y(i)} = G_{(i)} \cdot \cos \alpha \quad (2.5)$$

Scherkraftanteil der Reaktionskraft $[Q_{(i)}]$ in der Gleitfläche

$$T_{yx(i)} = G_{(i)} \cdot \sin \alpha \quad (2.6)$$

Sukzessive wird für jeden einzelnen Block (i) die von dem jeweils hangabwärts liegenden, benachbarten Felsblock übertragene Kontaktkraft $[E_{(i-1)}]$ ermittelt. Die Kontaktkraft $[E_{(i-1)}]$ wird hierbei durch die Bildung der Summe aller Momente um die untere Begrenzungskante der Auflagerfläche gebildet.



Summe aller Momente um die untere Begrenzungskante der Auflagerfläche

$$T_{yx(i-1)} = E_{x(i)} + (G_{1(i-1)} + G_{2(i-1)}) \cdot \sin \alpha - E_{x(i-1)} \quad (2.11)$$

Nach der Ermittlung der Schnittkräfte ist zur Untersuchung der Standsicherheit der einzelnen Felsblöcke der Gleitsicherheits- und Kippsicherheitsnachweis, unter Ansatz der im Abschnitt 2.3 angegebenen Parameter, zu führen.

Berechnung der Gleitsicherheit

$$\eta_{2(i)} = \frac{N_{y(i)} \cdot \tan \phi_2 + B_{(i)} \cdot c_{2(i)}}{T_{yx(i)}} \quad (2.12)$$

$$\eta_{2(i-1)} = \frac{N_{y(i-1)} \cdot \tan \phi_2 + B_{(i-1)} \cdot c_{2(i-1)}}{T_{yx(i-1)}} \quad (2.13)$$

Berechnung der Kippsicherheit

$$e = \frac{M}{V} \quad (2.14)$$

$$e \leq \frac{B_{(i)}}{3} \quad (2.15)$$

Verwendete Bezeichnungen in den Formeln

α – Neigung der Gleitfläche
 ϕ_2 – Reibungswinkel in der Gleitfläche
 c_2 – Kohäsion in der Gleitfläche
 η_2 – globaler Sicherheitsbeiwert in der Gleitfläche

β – Neigung der Kluftfläche
 ϕ_1 – Reibungswinkel in der Kluftfläche
 c_1 – Kohäsion in der Kluftfläche
 η_1 – globaler Sicherheitsbeiwert in der Kluftfläche

γ – Wichte des Gesteins
 G – Gewichtskraft der Gesteinsblöcke

$RK1, RK2$ – Angriffspunkte der Kräfte
 e – Angriffspunkt der Gewichtskraft

Sind die Gleitsicherheits- und Kippsicherheitsnachweise vom obersten bis zum untersten Felsblock erfüllt, so ist die Felsböschung als standsicher anzusehen. Für den Fall, dass die Nachweise für die Felsblöcke nicht erfüllt werden, sind zusätzliche Kräfte z.B. Verankerungskräfte zur Einhaltung der Gleit- und Kippsicherheit in Ansatz zu bringen.

2.5 Standsicherheitsuntersuchungen des Ist- Zustandes

Mit dem unter 2.4 erläuterten Berechnungsverfahren wird die Standsicherheit der ungesicherten Felsböschung für den zur Zeit vorhandenen Zustand untersucht. Die Berechnungen werden für zwei Querprofile durchgeführt. Diese Profile entsprechen jeweils den größten Geländeneigung in den gewählten Teilbereichen 1 und 2.

Berechnungsergebnis siehe Anlage B und C. Mit den in Ansatz gebrachten Kennwerten ist für die Felsböschung im vorhandenen Zustand keine Standsicherheit nachzuweisen. Das Versagen der Böschung ist durch Unterschreiten der Scherfestigkeit in der unter 10° geneigten Schichtfläche dokumentiert. Um die Standsicherheit der Böschung zu realisieren sind zusätzliche Stützkräfte notwendig, die jedoch nicht vorhanden sind.

Zur Ermittlung der erforderlichen Stützkräfte wird eine Rückrechnung durchgeführt, die einen Gleichgewichtszustand $\eta \approx 1,0$ unterstellt. In den weiteren Vergleichsrechnungen, siehe Anlage B2 – B7 und C2 - C7, ist zusätzlich zur Reibung auch die Kohäsion in der Kluftfläche mit einzubeziehen. In den nachfolgenden Diagrammen 1 und 2 sind für die zu untersuchenden Böschungsprofile, die in Ansatz gebrachten Kohäsionswerte in den Kluftflächen dargestellt, um für den zur Zeit vorhanden Zustand der Böschung rechnerisch eine Standsicherheit von $\eta = 1,00$ nachzuweisen.

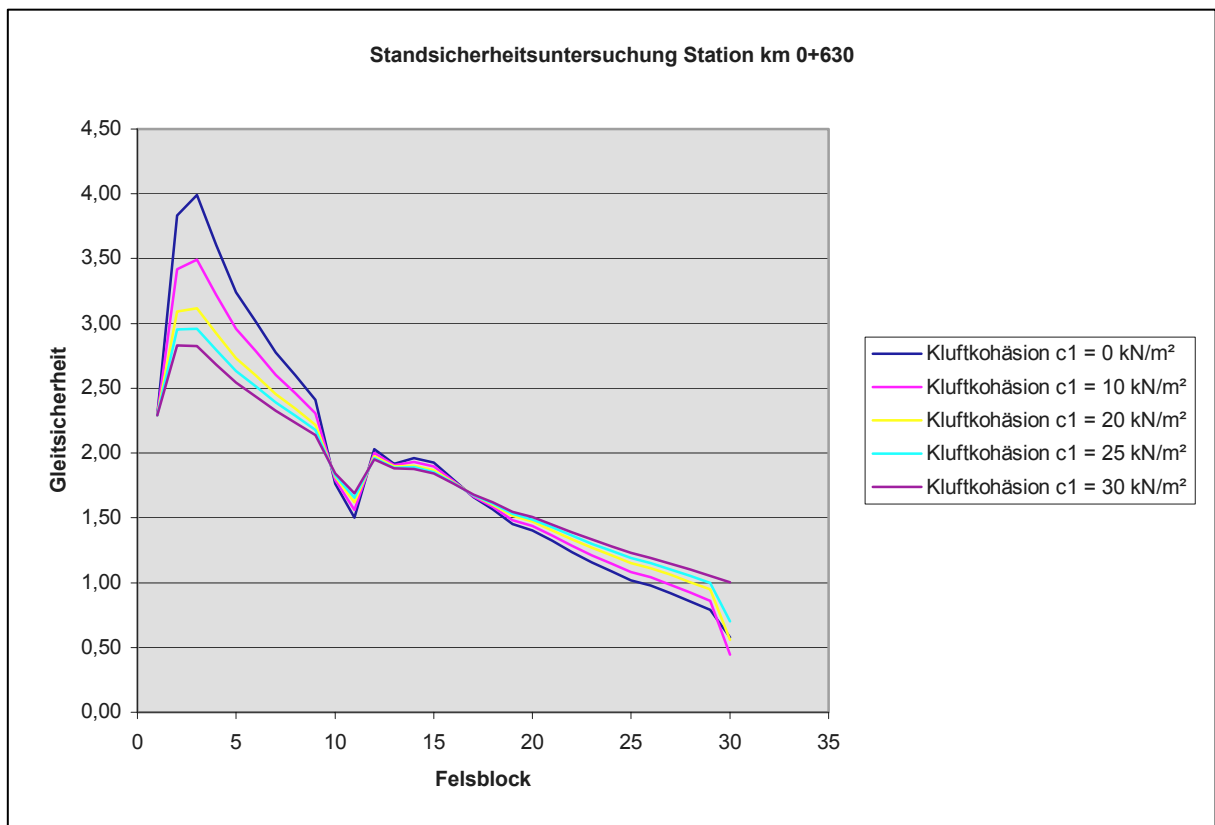


Diagramm 0,00 Ansatzwerte für Kluftkohäsion Station km 0+650 zum Erreichen des
Grenzgleichgewichtes

Felsblock

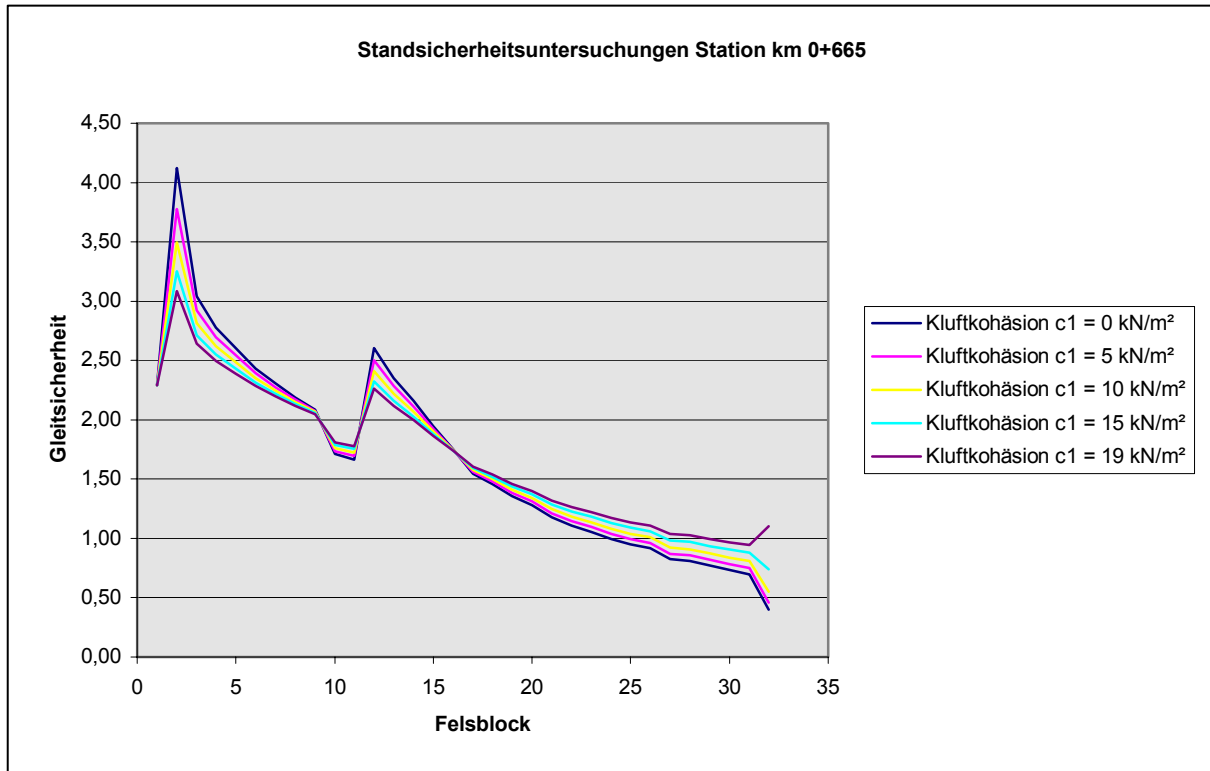


Diagramm 2: Ansatzwerte für Kluftkohäsion Station km 0+665 zum Erreichen des Grenzgleichgewichtes

Die Tabelle 7 stellt die mit den Vergleichsrechnungen ermittelten Kohäsionswerte c_1 zusammen, die zur Einhaltung des labilen Gleichgewichtszustandes mit $\eta = 1,00$ in der zur Zeit vorhandenen Böschung erforderlich sind.

QUERPROFIL	KLUFTKOHÄSION
Km 0+630	30
Km 0+665	19

Tabelle 7: Ansatzwerte für die Kohäsion c_1 in den Kluftflächen in $[\text{kN/m}^2]$

2.6 Berechnung der erforderlichen Stützkraft

Bei der Ermittlung der Stützkraften für die Hangsicherung ist von einem gewissen Grad der Unkenntnis, über die gebirgsmechanischen Eigenschaften der zu sichernden Masse, auszugehen.

Im vorherigen Abschnitt 2.5 sind unter Ansatz der im Abschnitt 2.3 angeführten Kennwerte, die erforderlichen Kohäsionswerte ermittelt worden, die für den zur Zeit vorhandenen Zustand der Böschung eine labile Standsicherheit rechnerisch nachweisen. Unter Anwendung der

ermittelten gebirgsmechanischen Kennwerten werden die erforderlichen Stützkräfte berechnet. Um die Kosten für die Sicherungsmaßnahmen nicht in Größenordnungen wachsen zu lassen, die für die Ausführung unakzeptabel erscheinen, sind die erforderlichen Sicherheitsfaktoren oft abweichend von den Festlegungen der DIN 4084 (Nachweis der Geländebruchsicherheit) zu wählen. Von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) und der Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) werden je nach Kenntnisse über die zu sichernde Masse Sicherheitsfaktoren zwischen $\eta = 1,05$ und $\eta = 1,20$ als ausreichend angesehen.

Für die Berechnung der erforderlichen Stützkräfte werden vergleichende Rechnungen mit einer globalen Sicherheit von $\eta = 1,10$ bis $\eta = 1,30$ nach DIN 4084 und mit dem Teilsicherheitskonzept nach DIN V 1054-100 durchgeführt.

Die erforderlichen Stützkräfte für die Querprofile km 0+630 und km 0+665, werden anhand des nachstehenden Schemas berechnet.

- Untersuchung der Stabilität für die einzelnen Felsblöcke in Hinblick der Sicherheit gegen Gleiten und der Sicherheit gegen Kippen.

Gleitsicherheitskriterium (2.12)

Kippsicherheitskriterium (2.15)

- Die Felsblöcke die keine ausreichende Sicherheit gegen Gleiten aufweisen, werden zu einem Böschungsblock zusammengefasst. Für diesen nicht gleitsicheren Böschungsblock wird die erforderliche Stützkraft R_x für eine ausreichende Gleitsicherheit berechnet.

$$\eta_{2(x)} = \frac{(T_{xy(n)} + G_{(n)} \cdot \cos \alpha) \cdot \tan \phi_2 + c_2 \cdot A}{(E_{x(n)} + G_{(n)} \cdot \sin \alpha)} \quad (2.16)$$

$$R_x = (\eta_{2erf} - \eta_{(x)}) \cdot (E_{x(n)} + G_{(n)} \cdot \sin \alpha) \quad (2.17)$$

$$\text{mit: } G_{(n)} = \sum_{i=1}^n (G_1 + G_2) \quad (2.18)$$

$E_{x(n)}$ - Normalkraftanteil der Kontaktkraft am Block (n)

$T_{xy(n)}$ - Scherkraftanteil der Kontaktkraft am Block (n)

- Mit dem in Abschnitt 2.4 erläuterten Ansatz, die erlaubte Exzentrizität der Resultierenden aller Reaktionskräfte auf 1/3 der Auslagerfläche zu beschränken, treten keine kippgefährdeten Felsblöcke in der Böschung auf. Somit ist für eine ausreichende Kippsicherheit der Felsblöcke gegeben, wenn $e \leq B/3$ der Aufstandsfläche ist. Eine zusätzliche Stützkraft ist nicht erforderlich.

Berechnung der erforderlichen Stützkraft für das Querprofil km 0+630

Das Querprofil km 0+ 630 stellt für den Teilabschnitt 1 der Böschung den ungünstigsten Böschungsverlauf dar. Die ermittelte Stützkraft für dieses Profil ist daher für den gesamten Teilbereich 1 der Böschung anzuwenden.

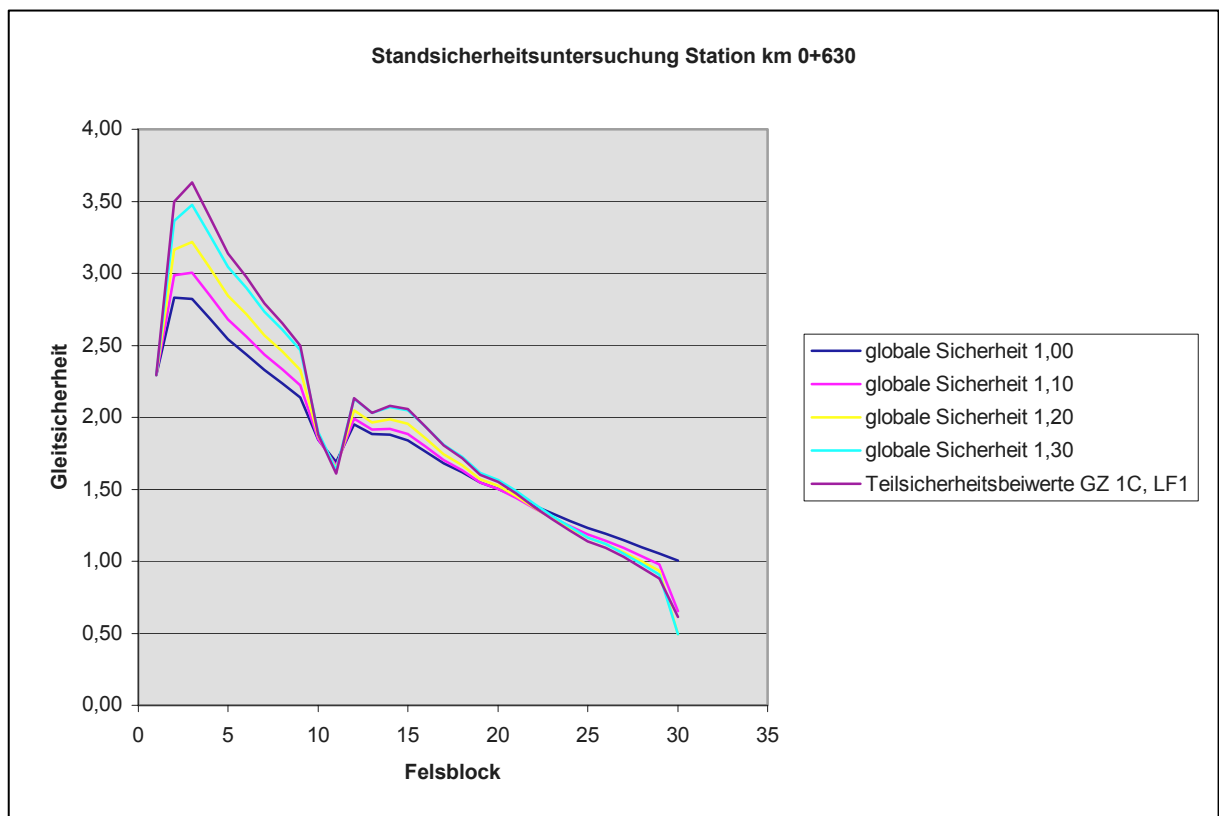


Diagramm 3: Darstellung der Gleitsicherheit für die Station km 0+630 in Abhängigkeit des Sicherheitsniveaus

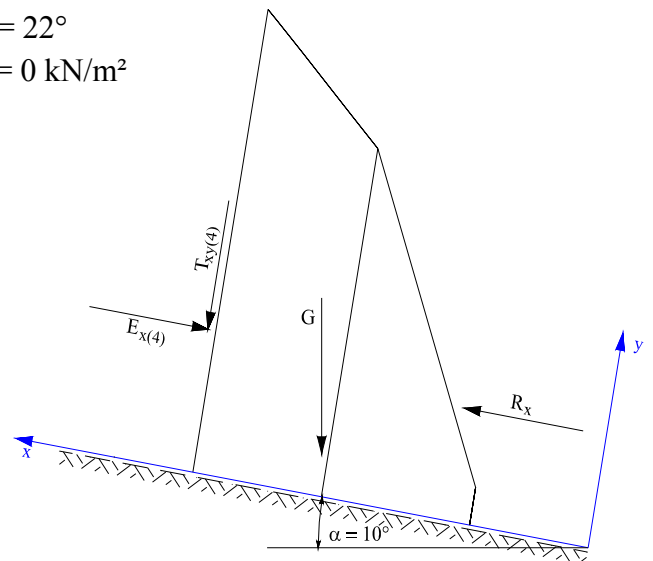
Nachfolgend wird für das Querprofil km 0+630 exemplarisch die erforderliche Stützkraft berechnet um die Standsicherheit der Felsböschung von $\eta = 1,00$ auf $\eta = 1,10$ anzuheben. Alle zur Berechnung relevanten Angaben sind in der Anlage B8 – B10 dargestellt.

Gegeben: Gleitflächenreibungswinkel $\phi_2 = 22^\circ$
Gleitflächenkohäsion $c_2 = 0 \text{ kN/m}^2$

$$T_{xy(4)} = 870 \text{ kN/m}$$

$$E_{x(4)} = 966 \text{ kN/m}$$

$$\eta_{\text{erf}} = 1,10$$



$$G = \sum_{i=1}^4 (G_1 + G_2) = 1590 \text{ kN/m}$$

$$\eta_{(x)} = \frac{(870 \text{ kN/m} + 1590 \text{ kN/m} \cdot \cos 10^\circ) \cdot \tan 22^\circ + 0}{(966 \text{ kN/m} + 1590 \text{ kN/m} \cdot \sin 10^\circ)} = 0,792$$

$$R_x = (1,10 - 0,792) \cdot (966 \text{ kN/m} + 1590 \text{ kN/m} \cdot \sin 10^\circ) = \underline{\underline{382 \text{ kN/m}}}$$

Darstellung der gleitflächenparallelen erforderlichen Stützkraft R_x als eine normal zur Böschungsoberfläche gerichtete Flächenkraft q_R .

$$x_0 = 3,80 \text{ m} - 1,17 \text{ m} \cdot \left(\frac{8,80 \text{ m} - 3,80 \text{ m}}{10,83 \text{ m} - 1,17 \text{ m}} \right) = 3,20 \text{ m}$$

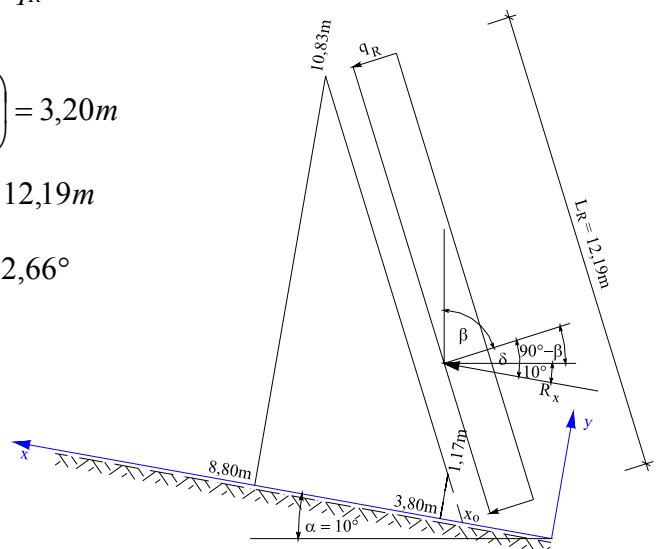
$$L_R = \sqrt{(8,80 \text{ m} - 3,20 \text{ m})^2 + 10,83^2 \text{ m}} = 12,19 \text{ m}$$

$$\beta = \arctan\left(\frac{10,83 \text{ m}}{8,80 \text{ m} - 3,20 \text{ m}}\right) + 10^\circ = 72,66^\circ$$

$$\delta = 90^\circ - \beta + 10^\circ = 27,34^\circ$$

$$q_R = \frac{R_x}{L_R \cdot \cos \delta}$$

$$q_R = \frac{382 \text{ kN/m}}{12,19 \text{ m} \cdot \cos 27,34^\circ} = \underline{\underline{36 \text{ kN/m}^2}}$$



Ergebnis für den Teilbereich 1:

Es ist eine Stützkraft von 36 kN/m² erforderlich, um die Standsicherheit der Böschung von $\eta = 1,00$ auf $\eta = 1,10$ zu erhöhen.

In der folgenden Tabelle 8 sind in Abhängigkeit des angewendeten Sicherheitsniveaus die erforderlichen Stützkräfte aufgeführt.

	GLEITFLÄCHENPARALLELE STÜTZKRAFT R_x	NORMAL ZUR BÖSCHUNGSOBERFLÄCHE GERICHTETE STÜTZKRAFT Q_R
	[kN/m]	[kN/m ²]
Sicherheit $\eta = 1,10$	382	36
Sicherheit $\eta = 1,20$	948	88
Sicherheit $\eta = 1,30$	1648	152
Teilsicherheitskonzept GZ 1C, LF 1	1352	135

Tabelle 9: Zusammenstellung der erforderlichen Stützkräfte für Querprofil km 0+630

Berechnung der erforderlichen Stützkraft für das Querprofil km 0+665

Für die Anwendung der ermittelten Stützkraft gilt, entsprechend dem Teilbereich 1, der gleiche Ansatz für den Teilbereich 2.

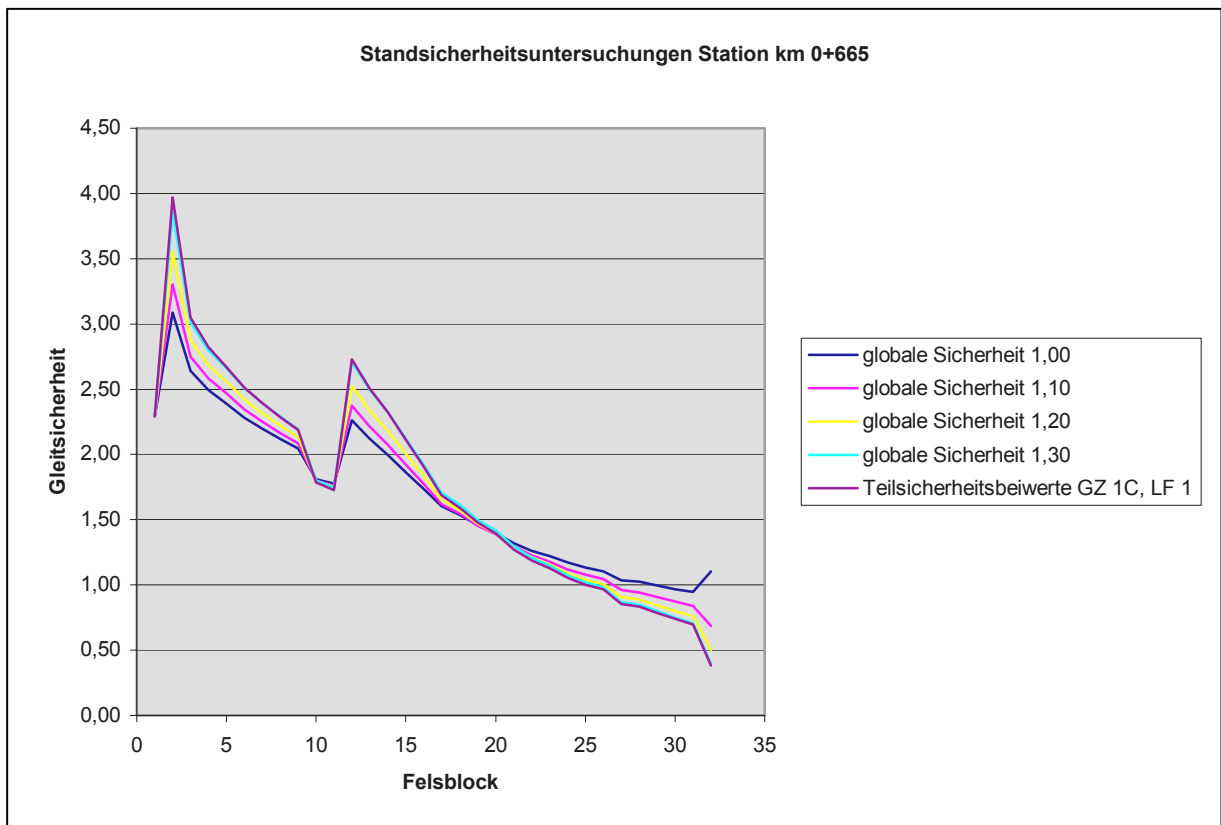
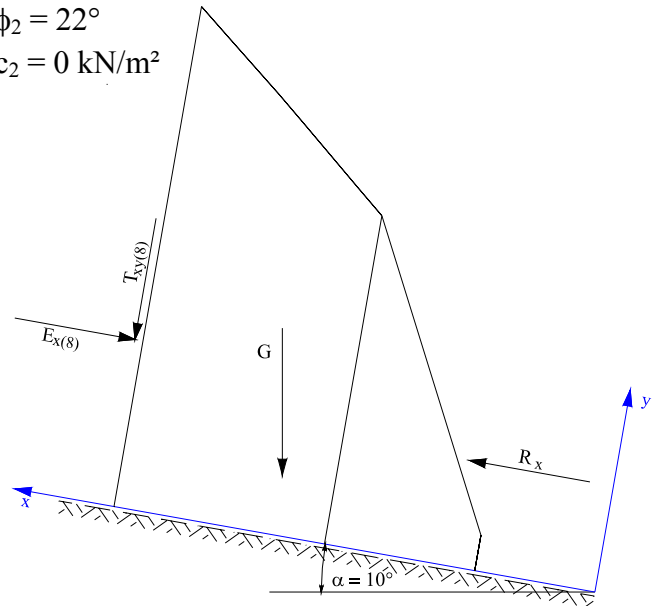


Diagramm 4: Darstellung der Gleitsicherheit für die Station km 0+665 in Anhängigkeit des Sicherheitsniveaus

Nachfolgend wird für das Querprofil km 0+665 exemplarisch die erforderliche Stützkraft berechnet um die Standsicherheit der Felsböschung von $\eta = 1,00$ auf $\eta = 1,10$ anzuheben. Alle zur Berechnung relevanten Angaben sind im Anhang Anlage dargestellt.

Gegeben: Gleitflächenreibungswinkel $\phi_2 = 22^\circ$
Gleitflächenkohäsion $c_2 = 0 \text{ kN/m}^2$

$T_{xy(4)} = 666 \text{ kN/m}$
 $E_{x(4)} = 878 \text{ kN/m}$
 $\eta_{\text{erf}} = 1,10$



$$G = \sum_{i=1}^8 (G_1 + G_2) = 2015 \text{ kN/m}$$

$$\eta_{(x)} = \frac{(666 \text{ kN/m} + 2015 \text{ kN/m} \cdot \cos 10^\circ) \cdot \tan 22^\circ + 0}{(878 \text{ kN/m} + 2015 \text{ kN/m} \cdot \sin 10^\circ)} = 0,872$$

$$R_x = (1,10 - 0,872) \cdot (878 \text{ kN/m} + 2015 \text{ kN/m} \cdot \sin 10^\circ) = \underline{\underline{280 \text{ kN/m}}}$$

Darstellung der gleitflächenparallelen erforderlichen Stützkraft R_x als eine normal zur Böschungsoberfläche gerichtete Flächenkraft q_R .

$$x_0 = 3,06 \text{ m} - 1,39 \text{ m} \cdot \left(\frac{6,60 \text{ m} - 3,06 \text{ m}}{6,89 \text{ m} - 1,39 \text{ m}} \right) = 2,17 \text{ m}$$

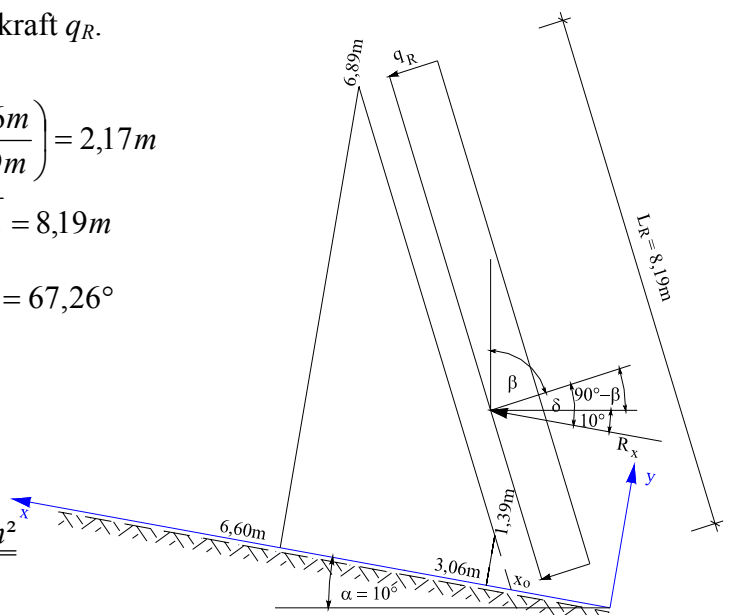
$$L_R = \sqrt{(6,60 \text{ m} - 2,17 \text{ m})^2 + 6,89^2 \text{ m}} = 8,19 \text{ m}$$

$$\beta = \arctan \left(\frac{6,89 \text{ m}}{6,60 \text{ m} - 2,17 \text{ m}} \right) + 10^\circ = 67,26^\circ$$

$$\delta = 90^\circ - \beta + 10^\circ = 32,74^\circ$$

$$q_R = \frac{R_x}{L_R \cdot \cos \delta}$$

$$q_R = \frac{280 \text{ kN/m}}{8,19 \text{ m} \cdot \cos 32,74^\circ} = \underline{\underline{41 \text{ kN/m}^2}}$$



Ergebnis für den Teilbereich 2:

Es ist eine Stützkraft von 41 kN/m² erforderlich, um die Standsicherheit der Böschung von $\eta = 1,00$ auf $\eta = 1,10$ zu erhöhen.

In der folgenden Tabelle 8 sind in Abhängigkeit des angewendeten Sicherheitsniveaus die erforderlichen Stützkkräfte aufgeführt.

	GLEITFLÄCHENPARALLELE STÜTZKRAFT R_x	NORMAL ZUR BÖSCHUNGSOBERFLÄCHE GERICHTETE STÜTZKRAFT Q_R
	[kN/m]	[kN/m ²]
Sicherheit $\eta = 1,10$	280	41
Sicherheit $\eta = 1,20$	710	103
Sicherheit $\eta = 1,30$	1236	180
Teilsicherheitskonzept GZ 1C, LF 1	911	132

Tabelle 10: Zusammenstellung der erforderlichen Stützkkräfte für Querprofil km 0+630

Aus den Tabellen 9 und 10 ist ersichtlich, dass das gewählte Sicherheitsniveau auf das Berechnungsergebnis großen Einfluss hat. Aus Kostengründen ist zu empfehlen ein Sicherheitsniveau von $\eta = 1,10$ zu wählen.

2.7 Länge des passiven Blocks

Alternativ zu den erforderlichen Stützkraften zur Hangsicherung, ist der Erhöhung der Standsicherheit der Böschung durch die Ausbildung eines passiven Blockes möglich. Der passive Block stellt das Ende der Kette rotierenden Felsblöcke dar und hat die, von den darüber befindlichen Felsblöcken weitergeleiteten, Kontaktkräfte aufzunehmen und über Reibung in der Sohlfläche abzutragen. Die Standsicherheit der gesamten Böschung ist gewährleistet, wenn der unterste Block stabil und lagesicher ist. So dürfen keine Stützkräfte mehr weiter geleitet werden.

Daraus ergibt sich die erforderliche Länge des passiven Blocks aus der geforderten Gleitsicherheit η_2 und wird iterativ ermittelt.

$$\eta_{2(n)} = \frac{(T_{xy(n)} + G_{(n)} \cdot \cos \alpha) \cdot \tan \phi_2 + c_2 \cdot A}{(E_{x(n)} + G \cdot \sin \alpha)} \quad (2.19)$$

$$\text{Mit: } G_{(n)} = \sum_{i=1}^n (G_1 + G_2) \quad (2.20)$$

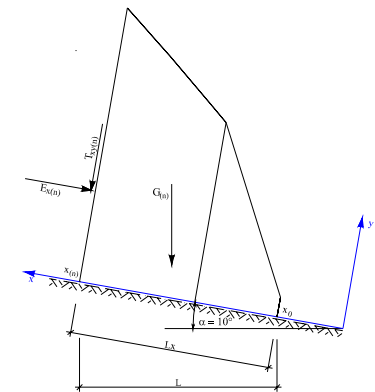
$E_{x(n)}$ - Normalkraftanteil der Kontaktkraft am Block (n)

$T_{xy(n)}$ - Scherkraftanteil der Kontaktkraft am Block (n)

$$x_l = x_{(n)} + (x_{(n)} - x_{(n-1)}) \cdot \frac{(\eta_{erf} - \eta_{2(n)})}{(\eta_{2(n)} - \eta_{2(n-1)})} \quad (2.21)$$

$$L_x = x_l - x_0 \quad (2.22)$$

$$L = L_x \cdot \cos \alpha \quad (2.23)$$



Länge des passiven Blocks Station km 0+630

Die erforderliche Länge den passiven Blocks werden exemplarisch für die rechnerische Erhöhung der Standsicherheit für die Böschung auf $\eta = 1,10$ durchgeführt. Die erforderlichen Längen in Abhängigkeit des gewählten Sicherheitsniveaus sind in der Tabelle 12 zusammengefasst.

VERSUCH	$X_{(N)}$	$Y_{(N)}$	$G_{(N)}$	$E_{X(N)}$	$T_{XY(N)}$	η_2
	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
1	10,80	12,48	1588,80	965,95	869,99	0,79
2	14,80	15,71	3020,76	1265,83	1114,39	0,92
3	18,80	18,86	4755,60	1492,33	1318,09	1,05
4	20,80	20,37	5733,24	1576,81	1403,01	1,11

Tabelle 11: Iterationstabelle Station km 0+630

$$x_l = 20,80m + (20,80m - 18,80m) \cdot \frac{(1,10 - 1,11)}{(1,11 - 1,05)} = 20,60m$$

$$L_x = 20,60m - 3,80m = \underline{20,77m}$$

$$L = 16,80m \cdot \cos 10^\circ = \underline{16,55}$$

	LÄNGE DES PASSIVEN BLOCKS	
	L_x	L
	[m]	[m]
Sicherheit $\eta = 1,10$	16,80	16,55
Sicherheit $\eta = 1,20$	24,40	24,00
Sicherheit $\eta = 1,30$	30,40	30,00
Teilsicherheitskonzept GZ 1C, LF 1	22,70	22,40

Tabelle 12. Zusammenstellung Länge des passiven Blocks Station km 0+630

Länge des passiven Blocks Station km 0+665

Die erforderliche Länge den passiven Blocks werden exemplarisch für die rechnerische Erhöhung der Standsicherheit für die Böschung auf $\eta = 1,10$ durchgeführt. Die erforderlichen Längen in Abhängigkeit des gewählten Sicherheitsniveaus sind in der Tabelle 14 zusammengefasst.

VERSUCH	$X_{(N)}$	$Y_{(N)}$	$G_{(N)}$	$E_{X(N)}$	$T_{XY(N)}$	η_2
	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
1	14,06	11,90	2308,56	948,41	714,90	0,89
2	18,06	14,60	3645,72	1190,24	889,16	0,99
3	22,06	17,42	5251,08	1345,32	1019,96	1,11

Tabelle 13: Iterationstabelle Station km 0+665

$$x_l = 22,06m + (22,06m - 18,06m) \cdot \frac{(1,10 - 1,11)}{(1,11 - 0,99)} = 21,74m$$

$$L_x = 21,74m - 3,06m = \underline{18,70m}$$

$$L = 18,70m \cdot \cos 10^\circ = \underline{18,40}$$

	LÄNGE DES PASSIVEN BLOCKS	
	L_x	L
	[m]	[m]
Sicherheit $\eta = 1,10$	18,70	18,40
Sicherheit $\eta = 1,20$	25,10	24,70
Sicherheit $\eta = 1,30$	30,80	33,30
Teilsicherheitskonzept GZ 1C, LF 1	21,90	21,60

Tabelle 14. Zusammenstellung Länge des passiven Blocks Station km 0+665

3. Sicherungsmöglichkeiten im Felsbau

Die Sicherungsmöglichkeiten im Fels sind vielfältig. In diesem Kapitel werden im Bezug auf die zu sichernde Böschung unterhalb der Tilly-Schanze einige in Frage kommende Hangsicherungen vorgestellt. Zuvor werden jedoch wichtige Konstruktionsmittel für die betrachteten Möglichkeiten der Hangsicherung beschrieben.

3.1 Verankerungen, Vernagelungen und Injektionen im Fels

Verpressanker und Felsnägel sind wichtige und unentbehrliche Konstruktionsmittel des Spezialtiefbaues. Mit ihnen ist es heute möglich große Zugkräfte in nahezu jeden Baugrund einzuleiten. Zur Sicherung von geklüfteten oder entfestigten Felsoberflächen sowie zur Baugrundverbesserung sind Injektionsarbeiten anzuwenden.

In diesem Abschnitt sollen in Hinblick auf die Sicherungsmaßnahmen der Felsböschung Grundlagen der Anker – bzw. Nageltechnik sowie Injektionsverfahren kurz erläutert werden.

3.1.1 Verpressanker im Fels

Verpressanker sind überall verwendbar, wo Gewichtskonstruktionen im Boden oder Fels ersetzt werden können. Durch die Vorspannung des Untergrundes können Verformungen erzwungen werden, die z.B. Setzungsunterschiede im Baugrund ausgleichen. Außerdem können die Festigkeitseigenschaften, z.B. durch Mobilisierung der Reibung auf Gleitflächen, verbessert werden.

Verpressanker bestehen aus drei Hauptteilen, dem Stahlzugglied, dem Ankerkopf und dem Verpresskörper. Das Stahlzugglied, meist ein Spannstahl, wird in ein Bohrloch von ca. 80 – 150mm eingebaut und am erdseitigen Ende durch Einpressen einer Zementsuspension kraftschlüssig mit dem umgebenden Fels verbunden. Nach dem Erhärten des Verpresskörpers werden die Anker vorgespannt. Die Kräfte werden vom Bauwerk über den Ankerkopf in das Stahlzugglied und dort über den Verpresskörper im Bereich der Krafteinleitungslänge in den Fels übertragen. Die, durch das Vorspannen des Ankers, erzeugte Ankerkraft wirkt dann aktiv auf das verankerte Bauteil oder den verankerten Erdkörper ein. Der Verpressanker benötigt somit keine Gebirgsbewegungen, um wirksam zu werden. Verpressanker dienen allein zur Aufnahme von Zugkräften. Durch Scherbeanspruchungen werden sie zerstört.

3.1.1.1 Funktion und Konstruktion der Verankerungssysteme

Stahlzugglied

Für das Stahlzugglied sind zugelassene Spannstähle, Baustähle nach DIN 17100 oder Betonstähle nach DIN 488 Teil 1 zulässig. Bevorzugt werden hochfeste Spannstähle gewählt. Somit können die hohen Tragfähigkeiten der Verpresskörper mit kleinen Stahlquerschnitten und kleinen Bohrlöchern ausgenutzt werden. Die in Deutschland gebräuchlichen Zugglieder, Stahlgüte und zulässigen Ankerkräften für Anker und Boden – bzw. Felsnägel sind in Tabelle zusammengestellt. Unterschieden werden die Anker mit Zugglieder aus Spannstahl zwischen Einstabankern, Litzenankern und Mehrstabankern.

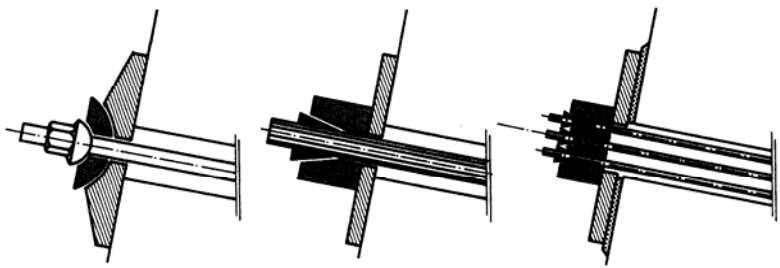
BEZEICHNUNG	ANZAHL DER STÄBE, BÜNDEL, LITZEN	DURCHMESSER DES EINZELSTABES, EINZELLITZE	STAHLGÜTE	ZULÄSSIGE ANKERKRAFT	BEMERKUNGEN
		[mm]	[N/mm ²]	[kN]	
Einstabanker	1	26,5 32,0 36,0 26,5 32,0 36,0	835/1030 835/1030 835/1030 1080/1230 1080/1230 1080/1230	263 384 485 340 496 628	Stahl warmgewalzt, gestreckt und angelassen, mit Gewinderippen, Rechtsgewinde
Bündelanker	3 – 12	12,0	1420/1570	275 - 1100	Vergüteter Spannstahl, rund, gerippt
Litzenanker	2 – ca. 30 (je nach Bauaufgabe)	0,6 Zoll (15,24 mm)	1570/1770	126 pro Litze	Litzen bestehen aus 7 kaltgezogenen runden glatten Einzeldrähten Ø 5 mm

TABELLE 15: GEBRÄUCHLICHE ZUGGLIEDER FÜR VERPRESSANKER [3]

Im Bereich der freien Stahllänge (siehe Abb. 16) muss sich das Zugglied im Hüllrohr in Ankerlängsrichtung frei dehnen können. Man spricht dabei von „Freispielanker“. In diesem Bereich erfordern die Kluftverschiebungen des Gebirges eine ausreichend große Querbeweglichkeit des Zuggliedes im Bohrloch. Nach dem Vorspannen des Ankers und dem Abklingen der Gebirgsverformung ist es üblich, diesen freien Ringraum zwischen Zugglied und Bohrlochwandung mit Zementmörtel oder Bentonit zu verfüllen.

Ankerkopf

Die Aufgabe der Ankerköpfe ist es, die Ankerkraft in die Unterkonstruktion oder Baugrund einzuleiten. Zur Fixierung der Stahlzugglieder am Ankerkopf existieren, entsprechend der verschiedenen Arten von Zuggliedern, unterschiedliche Konstruktionsprinzipien. Sie ergeben sich aus den bauaufsichtlichen Zulassungen der einzelnen Spannverfahren.



- a) Einstabanker mit Mutter und Kugelkalotte
- b) Bündelspannglied mit Verkeilung des Bündels und Keilscheibe
- c) Litzenanker mit Verkeilung der Einzellitzen und Ankerplatte im Mörtelbett

ABB. 15: KOPFAUSBILDUNG BEI VERPRESSANKERN [3]

Die Ankerköpfe sind so auszubilden, dass nicht planmäßige Winkelabweichungen der Auslagerflächen ausgeglichen werden können. Durch Anordnung von Keilscheiben unter den Köpfen oder durch kalottenförmige Ausbildung der Auflagerfläche für die Anker Mutter mit Kugelbund werden Nebenspannungen in den Stahlzuggliedern verhindert. Als einfachste Variante wird das Ankerzugglied planmäßig senkrecht zur Auflagerfläche des Kopfes eingebaut.

Verpresskörper

Der zylindrische Verpresskörper aus Zementstein überträgt die Ankerkraft vom Stahlzugglied in den Baugrund. Die Krafteintragung erfolgt in der Regel über die Mantelreibung des Verpresskörpers. Nach Art der Kraftübertragung vom Zugglied in den Verpresskörper unterscheidet man Verbundanker und Druckrohranker (siehe Abb. 16). Die Kraftübertragung erfolgt beim Verbundanker von vorne nach hinten fortschreitend durch Verbund. Hingegen werden die Kräfte bei Druckrohrankern über ein am erdseitigen Ende mit dem Stahlzugglied verbundenes Stahldruckrohr von hinten nach vorne fortschreitend übertragen.

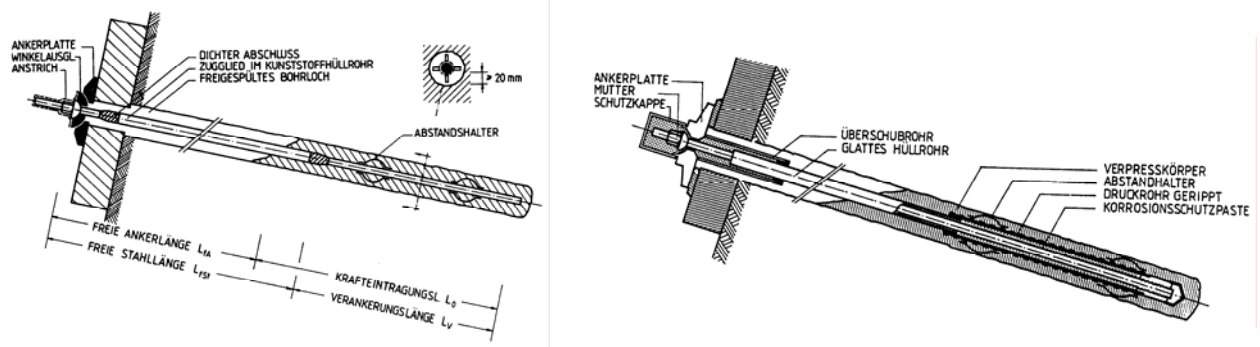


ABB. 16: KONSTRUKTIONSPRINZIP EINES KURZZEIT – VERBUNDANKERS, EINSTAB - DRUCKROHRANKER [3]

Die erforderliche Länge des Verpresskörpers ergibt sich aus der bodenabhängigen in den Baugrund einzubringende Ankerkraft und den statischen Nachweisen.

In der Regel wird der Verpresskörper aus Portlandzement mit w/z – Faktoren zwischen 0,40 und 0,45 ohne Zuschlagstoffe hergestellt. Je nach verwendeter Zementsorte und Ankerkraft ist der Verpresskörper nach 5 – 7 Tagen belastbar.

Korrosionsschutz

Der Korrosionsschutz der Stahlteile des Ankers ist ein wesentlicher Teil der Ankerkonstruktion. Die Korrosionsgefahr ist von zahlreiche Einflussfaktoren wie Aggressivität und Durchlässigkeit des Baugrunds, chemische Zusammensetzung und Festigkeit der Stähle usw. abhängig. In Abhängigkeit der Ausführung als Kurzzeit – bzw. Daueranker werden die Korrosionsschutzmaßnahmen wie folgt unterteilt. :

Temporäranker, wenn sie nach den Forderungen der DIN 4125 hergestellt sind, haben für die vorgesehene Einsatzdauer von maximal 2 Jahren, ausreichenden Korrosionsschutz (einfacher Korrosionsschutz). Bei Permanentankern sind die Korrosionsschutzmaßnahmen ungleich aufwendiger als bei Kurzzeitankern (doppelter Korrosionsschutz). Daueranker sind während der vorgesehenen Funktionsdauer, die derjenigen von Bauwerken aus Stahl oder Stahlbeton entspricht, mindestens 80 – 100 Jahre gegen Korrosionsschäden zu schützen. Die Korrosionsschutzmaßnahmen für Kurzzeit – sowie Daueranker sind in der DIN 4125 bzw. in den Zulassungsbescheiden des Deutschen Instituts für Bautechnik festgelegt.

3.1.1.2 Herstellung von Verpressankern im Fels

Bohren

Für die Herstellung der Verpressanker im Fels sind Ankerbohrungen von 80 – 150 mm üblich. Die Bohrungen lassen sich in jede Richtung ausführen. Neigungen größer 10° nach oben und unter gegen die Horizontale mit Längen bis 50 m sind herstellbar. Die Wahl des geeigneten Bohrverfahrens im Hinblick auf das anstehende Gebirge hat großen Einfluss auf die Leistung und die Kosten der Baumaßnahme. Des weiteren ist die Wahl des Bohrverfahrens von den örtlichen Gegebenheiten (Zugänglichkeit, Arbeitsraum), zulässigen Umweltbelastungen (Lärm, Erschütterungen, Luftverschmutzung), zulässige Störung des Untergrundes infolge Aufweichen oder Auflockerung und nicht zuletzt von dem Durchmesser, der Länge und Neigung der Bohrungen abhängig.

Im allgemeinen werden die Bohrungen drehend bzw. dreh Schlagend mit Wasser – oder Luftspülung hergestellt. Als Bohrwerkzeug wird ein Außenhammer mit Warzenbohrkrone eingesetzt. Dabei werden Bohrdurchmesser bis zu 120 mm erreicht. Bei größeren Bohrdurchmessern wird häufig mit einem Senkhammer gearbeitet. Das Bohrwerkzeug arbeitet dabei im Bohrloch und wird auch als „Imlochhammer“ bezeichnet. Für Bohrungen mit tieferliegenden Felshorizonten wurde für die nicht standfeste Felsüberlagerung bzw. Lockergesteinsschichten das Überlagerungsbohrverfahren entwickelt. Dabei wird im standfesten Bereich eine Verrohrung eingedreht und mit Erreichen des Felshorizontes lediglich mit dem Imlochhammer weiter gebohrt.

Bei Felsarten, die hinsichtlich ihrer Festigkeitseigenschaften an der Grenze zum Lockergestein anzusiedeln sind, können auch Schneckenbohrungen geeignet sein. Die Bohrlöcher werden ohne Luft – bzw. Wasserspülung mit einer Schnecke und aufgesetzter Felsbohrkrone hergestellt.

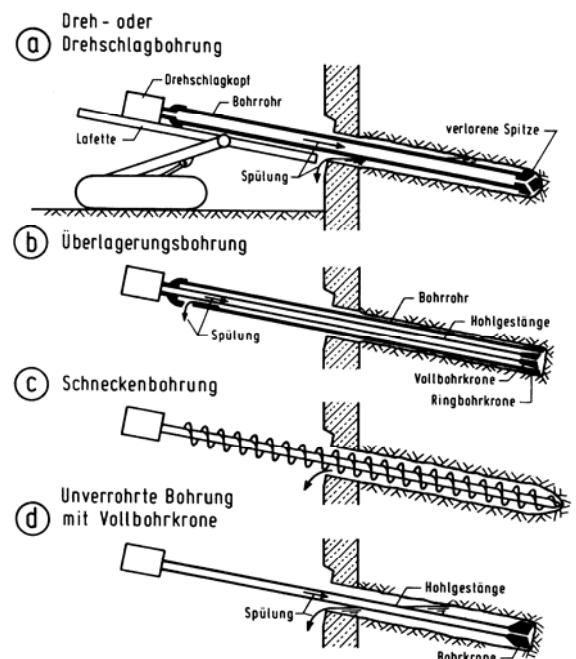


Abb. 17: Prinzip der Ankerbohrverfahren[9]

Ankereinbau und Verpressen

Sorgfältiger Umgang mit den vormontierten und mit Abstandhaltern versehenen Anker ist zur Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit unerlässlich. Die für den Korrosionsschutz wichtigen Kunststoffteile des Stahlzuggliedes sind gegen Schäden bei Transport, Lagerung und Einbau zu schützen.

In die fertiggestellten Bohrlöcher werden die Anker eingebaut und die Zementsuspension eingebracht. Entsprechend dem gewählten Bohrverfahren sind für den Einbau der Anker folgende Verfahren möglich.:

Ankereinbau in unverrohrte Bohrung

Das Bohrloch ist vom tiefsten Punkt an mit Zementsuspension zu verfüllen. Anschließend wird in das verfüllte Bohrloch der Anker eingebaut. Bei standfesten und vom Bohrgut gereinigten Bohrungen im Fels kann der Anker zusammen mit einem am Anker befestigten Verpressschlauch in das unverfüllte Bohrloch eingebaut werden. Das Bohrloch wird nun vom Bohrlochtiefsten her durch den Schlauch mit Zementsuspension verfüllt. Die Länge des Verpresskörpers kann durch Spülung oder durch Einbau eines aufpumpfähigen – oder elastischen Packers erfolgen. Sind die Anker nach oben geneigt ist immer ein entsprechender Packer sowie eine Verpress – und Entlüftungsleitung notwendig. Dabei wird das Bohrloch erst nach Einbau des Zuggliedes und des Packers verfüllt.

Ankereinbau in verrohrte Bohrung

In das verrohrte Bohrloch wird das Stahlzugglied eingeführt. Anschließend wird über einen Verpresskopf Zementsuspension in das Bohrrrohr eingepresst. Der Einpressdruck beträgt zwischen 5 und 15 bar. Das Bohrrrohr wird abschnittsweise bis zum Beginn der geplanten Verpressstrecke zurückgezogen. Ohne weiteres Nachpressen wird das Bohrrrohr ausgebaut.

Die genaue Begrenzung der vorgesehenen Länge des Verpresskörpers kann durch Freispülen des Ankers in der freien Stahllänge mittels Spüllanzen erzielt werden. Als Spülflüssigkeiten finden Wasser oder Bentonitsuspensionen Anwendung.

Bei allen Verfahren sind die Bohrungen nach Erreichen der Endtiefe sorgfältig zu reinigen. Außerdem sind die Bohrlöcher solange zu verfüllen, bis die Suspension am Bohrlochmund austritt und der Suspensionsspiegel nicht mehr absinkt.

Die Suspension ist aus Zementen nach DIN 1164 herzustellen. Im allgemeinen sind Zementsuspensionen mit w/z – Faktoren zwischen 0,35 und 0,70 möglich. Für Suspensionen im Fels ist der w/z – Faktor nach Möglichkeit so niedrig zu wählen, dass aus der Suspension kein Wasser abgefiltert werden kann. Bewährt haben sich w/z – Faktoren $w/z \leq 0,45$. Allerdings ist $w/z < 0,40$ zu vermeiden, um Probleme bei der Förderung der Suspension durch die Verpressleitungen auszuschließen.

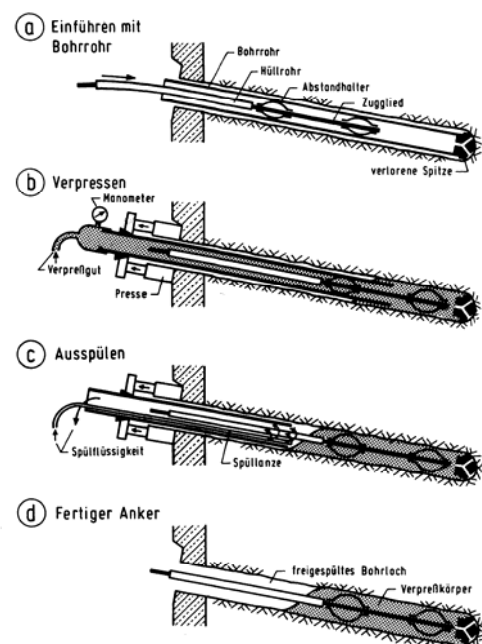


Abb. 18: Einbau und Verpressen von Ankern [9]

Nachverpressen von Ankern

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Verpresskörpers ist es möglich eine oder mehrere Nachpressungen vorzunehmen. In der Regel werden diese etwa einen Tag nach der Erstverpressung durchgeführt.

Durch Nachpressrohre aus Kunststoff, die zusammen mit dem Stahlzugglied eingebaut wurden, wird zusätzlich Zementsuspension eingepresst. Das Nachpressgut tritt an den Ventilen aus und der schon erhärtete Verpresskörper wird bereichsweise aufgesprengt. Somit werden eine größere Verspannung und Verzahnung des Verpresskörpers mit dem Gebirge erzielt. In Abhängigkeit des Gebirges sind Tragkrafterhöhungen bis ca. 30% möglich.

Um eine Tragfähigkeitserhöhung über die gesamte Verpresskörperlänge zu erreichen, werden entweder mehrere Verpressrohre mit je einem Ventil am Ende gestaffelt eingebaut oder mit Manschettenrohr und Doppelpacker jeder Abschnitt des Verpresskörpers auf der gesamten Länge ein – oder mehrmals nachverpresst.

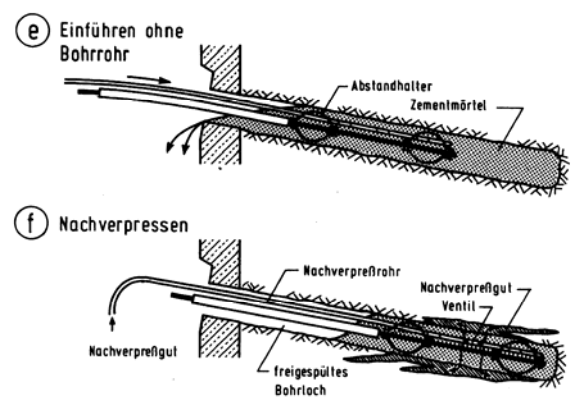


Abb. 19: Nachverpressen von Ankern [9]

Für das Tragverhalten maßgeblich ist unter anderem der beim Nachpressen erreicht Enddruck. Üblich sind beim Nachpressen Drücke von 5 – 30 bar. Zum Aufsprengen des Verpresskörpers ist somit ein höhere Druck, als zum Verpressen erforderlich. Außerdem ist zu beobachten, dass sich mehrfaches Nachpressen geringer Mengen günstiger auf das Tragverhalten auswirkt als einmaliges Nachpressen mit großer Menge.

Mehr noch als bei Primärverpressungen ist beim Nachverpressen darauf zu achten, dass keine Schäden im Umfeld der Verankerungsmaßnahmen infolge der hohen Drücke entstehen.

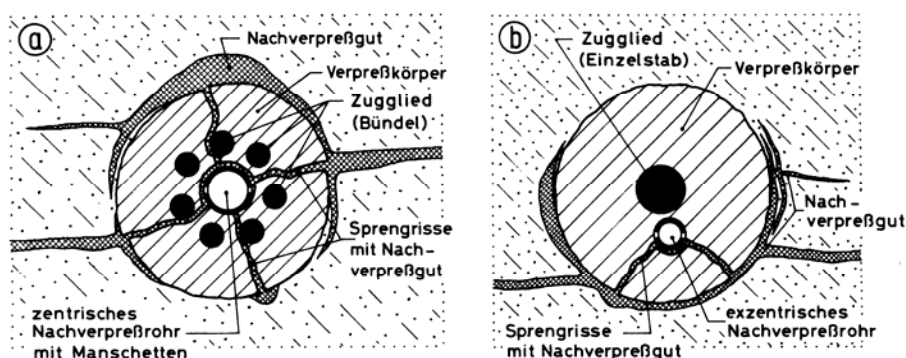


ABB. 20:
AUSWIRKUNG
DES
NACHPRESSENS

BEI UNTERSCHIEDLICHER ANORDNUNG DER VERPRESSROHRE [9]

Montage des Ankerkopfes

Der fachgerechten Montage des Ankerkopfes insbesondere bei Permanentankern kommt besondere Bedeutung zu. Davon hängt die Güte des Korrosionsschutzes in diesem korrosionsgefährdeten Bereich entscheidend ab. Wichtige Bestandteile sind hierbei, dass Abdichten des bergseitigen Endes des Überschubrohres gegen die Kunststoffumhüllung des Ankerstahles sowie das vollständige Verfüllen des Überschubrohres mit Korrosionsschutzpaste.

Spannen und Festlegen der Anker

Alle für das Spannen und Festlegen von Verpressankern relevanten Angaben sind jeweils in den Zulassungsbescheiden für die verschiedenen Ankertypen bzw. Spannverfahren beschrieben. Dies beinhaltet neben den, je nach Ankertyp notwendigen Geräte und Werkzeuge, auch die Größenordnung des zu erwartenden und zu berücksichtigenden Schlupfes der Spannverfahren. Ganz allgemein gilt, dass beim Übertragen der Spannkraft auf die Anker Mutter bzw. die Verkeilung ein Schlupf auftritt, der beim Aufbringen der Festlegekraft zu berücksichtigen ist.

Weiterhin ist sicherzustellen, dass die Unterkonstruktion die maximale Spannkraft aufnehmen kann. Unter Umständen ist das Spannen der Anker dem Baufortschritt anzupassen. Wenn die Unterkonstruktion in der Lage ist die Kräfte aufzunehmen, werden die Anker mit ihrer Festlegekraft vorgespannt. Auch das gleichzeitige Spannen mehrere Anker kann notwendig werden, um die Überbelastung eines Bauteiles zu vermeiden.

3.1.1.3 Tragfähigkeit von Verpressankern

Die Tragfähigkeit der Verpressanker wird durch zwei Faktoren bestimmt. Zum einen ist die Zugfestigkeit des verwendeten Stahlzuggliedes und zum anderen von der an der Grenzfläche Verpresskörper und Stahl bzw. zwischen Verpresskörper und Baugrund abhängig.

Aus der Zugfestigkeit und dem Durchmesser des verwendeten Stahles wird die Tragfähigkeit des Stahlzuggliedes bestimmt.

Stahlzugglied

Für Temporär- und Permanentanker ist die Eignung nach DIN 4125 nachzuweisen. Zusätzlich ist bei Permanentankern eine mögliche Auflagerverdrehung zu berücksichtigen. Für das Stahlzugglied ist im Regelfall gegenüber der Streckgrenze β_S ein Sicherheitsbeiwert im Lastfall

1 nach DIN 1054 von $\eta_s = 1,75$ anzusetzen. Der Regelfall ist bei Permanentankern immer anzunehmen. Bei der Bemessung der Temporäranker wird unterschieden, ob Ankerkräfte für aktiven Erddruck oder Erdruhedruck ermittelt wurden.

Für eine Bemessung mit aktiven Erddruck ist der Regelfall anzuwenden. Bei Ansatz des Erdruhedruckes kann der Sicherheitsbeiwert auf $\eta_s = 1,33$ im Lastfall 1 nach DIN 1054 reduziert werden. Werden Temporäranker für Erdruhedruck bemessen ist nachzuweisen, dass für umgelagerten aktiven Erddruck die Sicherheitsbeiwerte für den Regelfall eingehalten werden.

LASTFALL NACH DIN 1054	VERPRESSKÖRPER η_K		STAHLZUGGLIED η_s	
	Regelfall	Erdruhedruck	Regelfall	Erdruhedruck
1	1,50	1,33	1,75	1,33
2	1,33	1,25	1,50	1,25
3	1,25	1,20	1,33	1,20

Tabelle 16: Sicherheitsbeiwerte nach DIN 4125

Die Tragfähigkeit des Stahlzuggliedes mit dem Ankerkopf wird im Rahmen des Zulassungsbescheides des Spannverfahrens nachgewiesen.

Verpresskörper

Maßgebend für die Tragfähigkeit des Ankers ist die zwischen der Mantelfläche des zylindrischen Verpresskörpers und dem Gebirge aufnehmbare Schubspannung. Aus einer Vielzahl von durchgeführten Grundsatzprüfungen und Eignungsprüfungen von Ankern ist es möglich, für verschiedene Gesteinsarten Richtwerte für den Ansatz der Grenzmantelreibung anzugeben. Daraus lassen sich Vorbemessungen für die Anker durchführen. Die wirkliche Tragfähigkeit der Anker ist durch Zugversuche auf der Baustelle zu bestimmen. Dies geschieht in der Regel durch Eignungs- – und Abnahmeprüfungen.

Die, für die Vorbemessung der Anker anzusetzenden Richtwerte für die Grenzmantelreibung im Fels sind in der Tabelle 17 nach Ostermayer [3] angegeben.

	GESTEINSART		
a) Verwitterungszustand b) Grad der mineralischen Bindung c) Trennflächenabstand	Massige Erstarrungs- –und Umwandlungsgesteine, z.B. Granite, Diorite, Gneise, Basalte, Quarzite, Gabbro, Diabase	Feste Sedimentgesteine: Konglomerate, Brekzien, Arkosen, Sandsteine, Kalksteine, Dolomite, Tonschiefer, Grauwacken	Weichere oder veränderlich feste Sedimentgesteine: Mergelstein, Schluffsteine, Tonsteine
a) unverwittert b) sehr gute mineralische Bindung c) größer 0,50 – 1,00 m	1,50	1,00	0,70
a) angewittert b) gute mineralische Bindung c) im Dezimeterbereich (0,10 – 0,20 m)	1,00	0,70	0,40
a) stark verwittert b) mäßige mineralische Bindung c) im Zentimeterbereich	0,50	0,30	0,15 (oder Werte für bindigen Boden mit Sicherheitsbeiwert)

Tabelle 17: Richtwerte für die Gebrauchmantelreibung τ_M von Felsanker in $[MN/m^2]$ für verschiedene Gesteinsarten nach Ostermayer [3]

3.1.1.4 Prüfung von Verpressankern

Die Prüfung der Anker wird in Deutschland nach der DIN 4125 durchgeführt. Durch die Abnahmeprüfung (Probelastung) wird insbesondere das boden– bzw. felsmechanische Tragverhalten der Anker überprüft. Kern aller Prüfungen an Ankern ist der Zugversuch.

Grundsatzprüfung

Grundsatzprüfungen sind zum Nachweis der Brauchbarkeit für jedes Permanentankersystem erforderlich. Auch Temporäranker können dieser Prüfung unterzogen werden, sofern sie nicht der DIN 4125 entsprechen. Untersucht werden u.a. die Tragfähigkeit des Ankers, die Beschaffenheit des Korrosionsschutz und die Rissbildung des Verpresskörpers nach den Zugversuchen. Alle Prüfungen sind mit mindestens 3 unter Baustellenbedingungen

hergestellten Verpressankern durchzuführen. Nach der Belastung sind diese freizulegen und zu untersuchen.

Eignungsprüfung

Diese Prüfung ist auf der Baustelle an mindestens 3 Ankern je Felsart durchzuführen. Inhalt der Prüfung sind die Ankerkopfverschiebungen in Abhängigkeit von der Ankerkraft durch mehrfache Be- und Entlastung des Ankers. Dabei wird die Ankerkraft bis zum 1,5fachen der rechnerischen Gebrauchskraft F_w gesteigert. Bei Permanentankern ist die Durchführung der Eignungsprüfung nur durch ein im Zulassungsbescheid des Ankersystems benanntes Institut oder durch Spezialtiefbaufirmen zu überwachen. Durch bereits durchgeführte Eignungsprüfungen in vergleichbaren Böden kann auf diese Prüfung bei Temporäranker verzichtet werden.

Abnahmeprüfung

Durch die technische Abnahmeprüfung wird die Tragfähigkeit und das Verhalten jedes eingebauten Verpressankers überprüft. Kurzzeitanker werden bis zu einer Prüfkraft von 1,25fachen der Gebrauchlast F_w und Daueranker bis zu $\eta_k \cdot F_w$ belastet und anschließend entlastet. Bei jeder Laststufe sind die Kräfte und Verschiebungen mit Messeinrichtungen aufzunehmen.

Nachprüfung

Durch Nachprüfungen wird das Verhalten des verankerten Bauteils bzw. das Tragverhalten der Anker nach der Abnahme kontrolliert. Bei Temporärankern sind Nachprüfungen nur vorzusehen, wenn sie länger als 2 Jahre im Einsatz sind. Für die Permanentanker sind Nachprüfungen erforderlich, wenn im System Anker/Bauwerk/Baugrund Verformungen zu erwarten sind. Diese können wesentliche Dehnungs- und Kraftänderungen im Daueranker hervorrufen.

3.1.1.5 Schadensmöglichkeiten von Verpressankern

Das Spektrum der Schadensmöglichkeiten bei Verpressankern ist weit gefächert. Schäden an der Verankerung aufgrund von Korrosionserscheinungen sind durch den sehr guten Korrosionsschutz gering. Voraussetzung ist der sachgemäße Einbau. Vielmehr treten durch unsachgemäße Planung in technisch – konstruktiver Hinsicht bzw. Fehleinschätzungen der Gesamtsituation Schädigungen der Verankerungen auf. Hier sollen nur einige Schadensmöglichkeiten aufgezählt werden, um die Vielfältigkeit zu verdeutlichen. [3] Dabei wird auf eine Erläuterung verzichtet, um dem Rahmen der Arbeit nicht zu sprengen.

- Schäden durch Korrosion der Stahlzuglieder und Ankerkopfteile
- Schäden durch ungenügende Berücksichtigung des Schichtenaufbaues
- Fehlender Ansatz des Wasserdrucks
- Zu schwache Dimensionierung der Kopfaufleger
- Schäden durch schlecht geplanten Bauablauf
- Beschädigung der Anker durch den Transport
- Beschädigung der Anker bei der Lagerung und bei dem Einbau
- Beschädigung eingebauter Anker durch den Baubetrieb
- Schäden durch aggressive Inhaltsstoffe in Grundwasser und Boden
- Schäden durch nichtfachgerechte Herstellung
- Undichtigkeiten und Bodenaustrag bei der Herstellung gegen drückendes Wasser
- Ankerversagen durch fehlende oder zu weit auseinanderliegende Abstandhalter
- Schäden durch zu hohe Verpressdrücke

3.1.2 Vernagelungen im Fels

Durch die Felsvernagelung werden Stützkonstruktionen hergestellt, die vor allem zur Sicherung von Böschungen Anwendung finden.

Bei der Felsvernagelung entsteht ein Verbundkörper aus Gebirge und Stahlzuggliedern. Die Zugglieder, meist Baustähle S 500 – GEWI, werden während des Aushubs lagenweise in die vorgebohrten Löcher eingebaut und mit dem umgebenden Gestein durch Zementsuspension kraftschlüssig verbunden. Der Verbundkörper, der eine ausreichende Nageldichte ausweist, verhält sich unter äußerer Belastung ähnlich wie ein Monolith. Er ist in der Lage auch Zug – und Scherkräfte aufzunehmen. Im Gegensatz zu den Verpressankern werden die Nägel „schlaff“ eingebaut. Felsnägel erhalten somit keine Vorspannung und stellen im mechanischen Sinn nur eine Bewehrung des Gesteins dar.

3.1.2.1 Herstellen von Vernagelungen im Fels

Zur Herstellung der Vernagelung sind im einzelnen folgende Verfahrensschritte (siehe Abb. 21) notwendig. (Zum Bauablauf siehe auch Abschnitt 3.1.1)

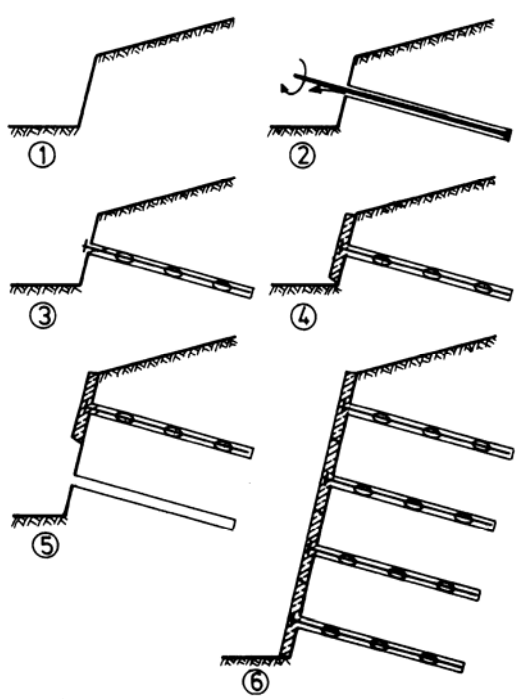


ABB. 21: VERFAHRENSSCHRITTE BEI EINER FELSVERNAGELUNG [3]

- 1) Felsabtrag von 1,0 – 2,0 m Tiefe, herstellen der 1. Teilböschung.
- 2) Bohren der 1. Lage von Bohrlöchern ($\varnothing 60 - 150$ mm), horizontaler Abstand 1,0–2,5 m.
- 3) Einbauen der Nägel mit Abstandhaltern, Bohrlochverfüllung mit Zementsuspension.

- 4) Montage der Mattenbewehrung der Spritzbetonschale, ggf. auch einer Drainmatte auf der Böschungsoberfläche und Drainrohren, spritzen der Betonschale, setzen der Nagelkopfplatten, ggf. Bohren von Drainageöffnungen
- 5) Nächster Felsabtrag, bohren der Löcher für die nächste Lage der Felsnägels, folgende Schritte wie zuvor ausführen
- 6) Fertigstellung des vernagelten Geländesprungs

3.1.2.2 Zugglieder

Als Zugglieder der Kurzzeit – und Dauer Felsnägels dienen in der Regel bauaufsichtlich zugelassene Betonrippenstähle BSt 500 S – GEWI oder Stabstähle S 555/700 mit aufgerollten Gewinde. Dabei kommen GEWI- Durchmesser von 32mm – 63,5mm zum Einsatz. Die Felsnägels werden nach DIN 4128 – Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser – bemessen. Die Bemessung nach DIN 4128 unterscheidet sich von der Bemessung nach den Zulassungsbescheiden für das Bauverfahren Bodenvernagelung. Je nach Lastfall fordert die DIN 4128 Sicherheitsbeiwerte zwischen $\eta = 2,0$ und $\eta = 3,0$. Der große Vorteil gegenüber Verpressankern ist das bei Korrosionsangriff. Werden Abstriche bei der rechnerischen Ausnutzung des Stahlquerschnittes gemacht, dürfen die Tragglieder sogar für dauernde Zwecke ohne doppelten Korrosionsschutz eingebaut werden. Die zulässigen Gebrauchskräfte der Zugpfähle (Felsnägels) und die verfügbaren Durchmesser sind in Tabelle 18 dargestellt.

TRAGGLIEDDURCHMESSER	[MM]	32	40	50	63,5
Zul. Pfahlkraft bei Temporärmaßnahmen (≤ 2 Jahre), einfacher Korrosionsschutz	[kN]	230	359	561	1004
Zul. Pfahlkraft bei Permanentmaßnahmen (> 2 Jahre), einfacher Korrosionsschutz	[kN]	133	207	324	523
Zul. Pfahlkraft bei Permanentmaßnahmen (> 2 Jahre), doppelter Korrosionsschutz	[kN]	230	359	561	1004

TABELLE 18: GEBRAUCHSLASTEN FÜR GEWI- VERPRESSPFÄHLE IN ABHÄNGIGKEIT VOM KORROSIONSSCHUTZ [3]

3.1.2.3 Bauarten der Felsnägel

Felsnägel werden wie die Verpressanker nach ihrer geplanten Gebrauchsdauer unterschieden. Nägel deren Gebrauchsdauer 2 Jahre nicht überschreitet werden als Temporärnägel bzw. Kurzzeitrnägel bezeichnet. Permanentnägel oder Dauerfelsnägel werden für eine Einsatzdauer länger als 2 Jahre konzipiert.

Temporärnägel:

Temporärnägel besitzen nur einem einfachen Korrosionsschutz, der durch die Zementsteinüberdeckung des Stahlzuggliedes realisiert wird. Für einen wirksamen Korrosionsschutz muss diese mindestens 15 mm zwischen den Abstandhaltern betragen. Die Abstandhalter mit einem Ringraum von 20 mm sind im Abstand von 200 cm anzuordnen.

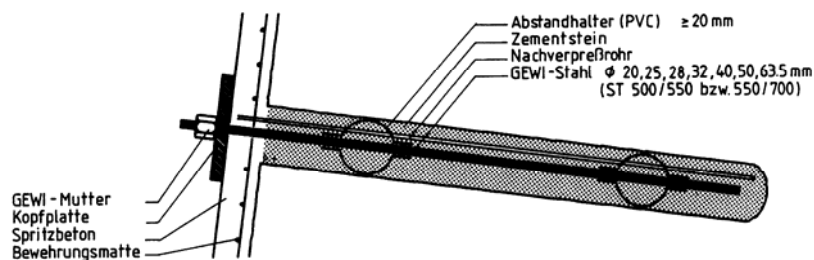


ABB. 22: TEMPORÄRFELSNAGEL MIT EINFACHEN KORROSIONSSCHUTZ [3]

Permanentnägel:

Permanentnägel werden mit doppelten Korrosionsschutz versehen, um die geplante Gebrauchsdauer von 80 – 100 Jahren zu gewährleisten. Hierfür werden die Nägel werksmäßig vorgefertigt. Das Stahlzugglied wird auf der gesamten Länge in ein geripptes Kunststoffrohr eingebaut. Der Zwischenraum zwischen Stahl und Rohr, der mindestens 5 mm beträgt, wird vollständig mit Zementsuspension verfüllt. Der doppelte Korrosionsschutz ergibt sich aus der mindestens 10 mm starken Überdeckung des Nagels im Bohrloch.

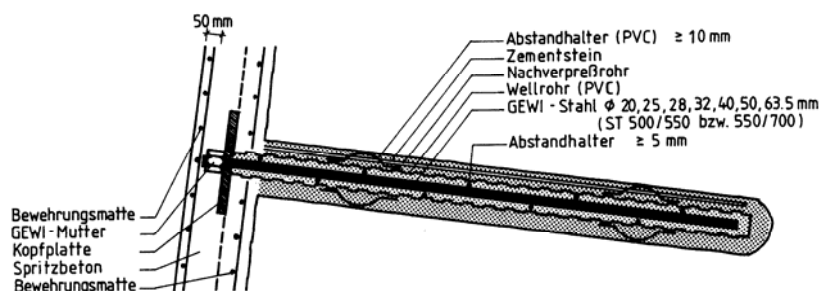


Abb. 23: Permanentfelsnagel mit doppelten Korrosionsschutz [3]

3.1.2.4 Prüfung der Felsnägel

Die angenommene Gebrauchslast F_w bzw. die angenommen Mantelreibung des Nagels ist durch Probelastungen zu kontrollieren. Diese Belastungen sind an mindestens 3% der Nägel bzw. 3 Nägel je Felsart durchzuführen. Bei weniger als 100 Nägeln sind mindestens 5% der Probelastung zu unterziehen. Als Prüflast wird die 2fache Gebrauchskraft F_w , aber maximal 90% der Streckgrenze angesetzt.

Ist eine gegenseitige Beeinflussung der Nägel bei einem Abstand kleiner 0,80m nicht auszuschließen, sind die Nägel durch eine Gruppenbelastung zu überprüfen. Dabei sind mindestens 4 benachbarte Nägel unter Last zu setzen.

3.1.2.5 Schadensmöglichkeiten bei Vernagelungen

Im Grundsatz kann man davon ausgehen, dass durch Vernagelung stabilisierte Geländesprünge sehr dauerhaft sind. Lediglich einzelne Nägel können bei ungenügendem oder beschädigtem Korrosionsschutz versagen. Durch die niedriglegierten und nicht vorgespannten Stähle besteht nicht die Gefahr der Spannungsrisskorrosion. Die flächenhafte Abrostung ist bei einem korrosionsgeschützten Nagel nicht möglich.

Der Gefährdung durch aggressive Inhaltsstoffe im Baugrund, die zu Schäden der Stützkonstruktion führen können, bleibt wie bei den Verpressankern erhalten.

Werden mögliche Abtragshöhen von Teilböschungen überschätzt können, insbesondere wenn örtliche Wasseraustritte auftreten, muschelförmige Ausbrüche der Böschungsoberfläche folgen. Die spätere Plombierung kann unter Umständen sehr aufwendig sein.

Oft werden Bemessungen des ebenen Wandprofils einer Böschung auf einen Eckbereich übertragen. Lediglich das Ineinandergreifen der Nägel wird konstruktiv durch Änderung der Neigung bzw. der Höhenlage der Ansatzpunkte gelöst. Derart ausgebildete Eckbereiche können durch Herauskippen versagen.

Schadensfälle treten auch auf, wenn die Möglichkeiten des Verfahrens überschätzt werden. Injektionsvernagelungen zur Rutschungssicherung von Böschungen sind dabei mit gewissem Risiko behaftet. Abschließend sollen noch Schäden durch falsch angeordnete Nägel erwähnt werden.

3.1.3 Injektionen im Fels

Für Baugrundinjektionen gibt es vielfältige Anwendung. Injektionen werden als Bauhilfsmaßnahme eingesetzt. Außerdem sollen mit ihnen permanente Bauelemente geschaffen werden. Dabei ist die Ausführung der Injektion weitgehend unabhängig vom Zweck der Maßnahme. Einzig das Injektionsmittel ist entsprechend der Anwendung zu wählen.

Anwendungsgebiete der Injektionen im Fels sind das Abdichten und Verfestigen von Festgestein. Immer werden dabei Hohlräume, Risse, Klüfte oder Poren des Baugrundes mit dem Injektionsmittel gefüllt. Das Injektionsmittel gelangt durch gezielt angelegte Bohrungen in die Hohlräume.

Injektionsmaßnahmen sind sorgfältig zu planen. Die Bohrlöcher sind so anzuordnen, dass sich die vom Bohrloch durch Injektion erreichten Baugrundzonen überlappen und ein zusammenhängende, geschlossener Einpresskörper entsteht. Nach DIN 4093 ist als Einpresskörper der Bereich des Baugrundes definiert, in dem die beabsichtigte Wirkung der Injektion erreicht wurde.

Um aus wirtschaftlichen Gründen ein Minimum an Bohrarbeiten anstreben zu können, sind Kenntnisse über das Hohlraumssystem des zu injizierenden Baugrundes und die Flieseigenschaften des Injektionsmittel Voraussetzung.

Im Bezug auf die Sicherungsvarianten der Felsböschung soll in den nachfolgenden Abschnitten die Verfestigung von Festgestein durch Injektionen kurz erläutert werden.

ART	MÖRTEL UND PASTEN	SUSPENSIONEN	LÖSUNGEN	EMULSIONEN
Begriffs- bestimmung	Suspensionen mit hohem Feststoffanteil	Feine Verteilung eines nicht gelösten Stoffes in einer Trägerflüssigkeit	Auflösung von festen Stoffen in Lösungsmitteln	Aufschwemmung zweier verschiedener, flüssiger Medien, meist mit Stabilisatoren
Zusammen- setzung	Mischung aus: Wasser, Zement, Sand und ggf. speziellen Zusätzen, w/z – Wert kleiner 1	Mischungen aus: Wasser, Zement oder Feinstbindemitteln und ggf. Bentonit, Flugasche o. ä. Stoffen, w/z – Wert größer 1	Mischungen aus: Wasser, Wasserglas, Härter, Kunstharzen, Kunststoffen	Mischungen aus: Wasser, Bitumen, Emulgatoren, wasserunlöslichen Wasserglashärtern
Anwendung	Verfüllung von Hohlräumen und Spalten	Abdichten und Verfestigen von Klüften und Spalten im Fels	Abdichten und Verfestigen Sand – und Feinkiesböden	Abdichten von Feinsandböden

TABELLE 19: ÜBERSICHT DER INJEKTIONSMITTEL [9]

3.1.3.1 Injektionsarten

Die Injektionen auf der Basis von Zement, Ton, Silikatgel und Kunstharz in der Form von Lösungen, Suspensionen, Pasten und Emulsionen können durch verschiedene Verfahren in das Festgestein eingepresst werden. Die Reichweite der Injektion wird von dem Einpressdruck und dem Zeitpunkt, an dem das Injektionsmittel erhärtet oder die Feststoffteilchen sedimentieren und die Fließwege verschließen, beeinflusst. Zu hoher Einpressdruck, der zu unerwünschten Hebungen der Geländeoberfläche führen kann, ist zu vermeiden. Das in den Hohlräumen befindliche Grund- oder Kluftwasser soll durch die Injektion weitgehend verdrängt werden. Durch eine hohe Viskosität und eine geringe Einpressgeschwindigkeit kann eine Vermischung des Injektionsmittels mit dem Wasser eingeschränkt werden.

Niederdruckinjektion:

Das Injektionsmittel wird mit Hilfe eines engen Rasters von Bohrungen und Einpresslanzen mit geringen Einpressdruck in das Festgestein eingebracht. Voraussetzung ist eine durchgängige Verbindung der wasser- oder luftgefüllten Hohlräume. Durch dieses Injektionsverfahren bleiben die vorhandenen Kluft – und Porensysteme in ihrer Struktur unverändert, werden aber verfüllt.

Hochdruckinjektion

Bei gering durchlässigem Untergrund können mit höherem hydraulischem Druck in den Fließwegen des Injektionsmittels zusätzlich zu den vorhandenen Kluft- und Porensystemen neue oder erweiterte Fließwege ausgebrochen und gefüllt werden. Eine Vermischung des Injektionsmittels mit durch den Injektionsvorgang gelockertem und gelöstem Gestein bzw. Boden findet nicht statt.

Düsenstrahlinjektion

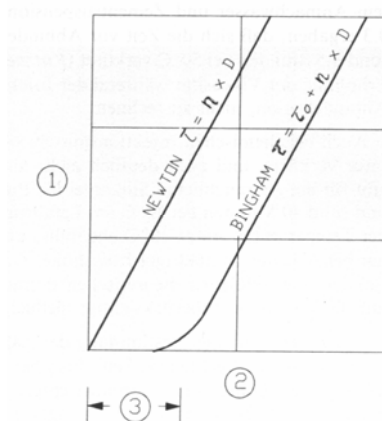
Die Düsenstrahlinjektion hat mit der herkömmlichen Baugrundinjektion wenig gemein. Im Gegensatz zu den herkömmlichen Injektionsverfahren wird der Baugrund durch einen Wasser – und Injektionsgutstrahl unter hohem Druck in einem vorher bestimmbar Bereich gelöst und mit dem Injektionsmörtel vermischt. Durch die Vermischung kommt dieser Vorgang einer Bodenvermörtelung gleich.

3.1.3.2 Injektionsparameter

Fließ – und Erstarrungsverhalten der Injektionsmittel

Das Fließ– und Erstarrungsverhalten aller Injektionsmittel ist durch die Viskosität η und die Fließgrenze τ_0 gekennzeichnet. Alle gebräuchlichen Injektionsmittel verhalten sich während der fließ – und pumpfähigen Phase wie die nach *Newton* (1687) oder nach *Bingham* (1922) benannten Medien.

Newtonsches Fließverhalten ist durch die Proportionalität von Scherspannung τ und Schergefälle D gekennzeichnet. Solches Fließverhalten zeigen Wasser und niedrigviskose Chemikalgemische. Bingham'sches Fließverhalten ist durch die Fließgrenze τ_0 der sogenannten Anfangsschubfestigkeit gekennzeichnet. Diese Anfangsschubfestigkeit der viskosen Masse ist zunächst zu überwinden, um das Fließen in Gang zu setzen. Bei konstanter Viskosität η sind danach die Scherspannung τ und das Schergefälle D wieder proportional. Für dieses Fließverhalten sind hochviskose Chemikalgemische und die meisten Suspensionen und Emulsionen charakteristisch.



- 1 Schergefälle D (1/s)
- 2 Scherspannung τ
- 3 Fließgrenze τ_0

$$\tau = \eta \cdot D \quad (3.1)$$

Abb.24 : Charakteristische Fließkurven[3]

Injektionsdruck

Der Grundgedanke, dass die Injektionsmittel umso tiefer in die Kluft – und Porensysteme eindringen je größer der angewandte Druck ist, scheint plausibel. Voraussetzung für das Eindringen sind, dass der Druck die Fließgrenze überwindet und dass die Klüfte und Porenkanäle groß genug sind, um die Feststoffteile der Suspensionen eindringen zu lassen.

In der Abb.: ist der Druckverlauf während des Injizierens in einem um 30° geneigten Kluftsystem mit 0,1 mm Kluftweite dargestellt. Es geht hervor, dass der an der Injektionsquelle aufbrachte Druck im injizierten Bereich bis zur temporären Reichweite auf Null abnimmt. Mit zunehmender Injektionszeit nähert sich die Kurve des Druckverlaufes dem Endzustand bei Erreichen der Endreichweite. Ferner ist zu beobachten, dass der Druck mit wachsender

Injektionszeit in jeder Entfernung zunimmt, auch wenn er am Bohrloch konstant gehalten wird. Deshalb ist die Einpressgeschwindigkeit zu begrenzen, um einen zu schnellen Druckanstieg zu verhindern und somit die Gefahr des Aufreißens zu verhindern. Unangemessen hohe Drücke sind zu vermeiden, um Gebirgshebungen bei flachen Einfallen oder Gebirgsumlagerungen bei steilen Einfallen der Klüfte zu verhindern. Der angemessene Injektionsdruck für Auffüllinjektionen im Festgestein kann nur durch sorgfältige Versuche ermittelt oder aus der Erfahrung abgeschätzt werden. Im allgemeinen ist er immer unter dem Ausreißdruck zu wählen. Ist das Gebirge hauptsächlich von oberflächenparallelen Klüften durchzogen so wird der Injektionsdruck aus dem Überlagerungsdruck ermittelt.

Wenn geneigt oder senkrechte Klüfte vorherrschen oder Wechsellagerungen verschiedener Gesteinsschichten vorliegen ist der Injektionsdruck so zu wählen, dass plastische Verformungen in Form von Verschiebungen von Gebirgsteilen nicht auftreten.

Reichweite

Die Reichweite der Injektion mit sedimentationsstabilen Suspensionen in ebenen, horizontal liegenden Klüften kann durch folgende Beziehung nach *Wittke* (1968) ermittelt werden.

$$R = \frac{a \cdot p}{\tau_0} + r \quad (3.2)$$

mit R – Reichweite

a – halbe Kluftweite

p – wirksamer Injektionsdruck

τ_0 – Fließgrenze des Injektionsmittels

r – Radius des Bohrloches

In senkrecht angebohrten horizontal liegende Kluft breitet sich das Injektionsmittel kreisförmig aus. Hingegen stellt sich bei geneigten Klüften eine ellipsenförmige Ausbreitung ein. Für die Reichweite in geneigten Kluft ergibt sich eine komplizierte Formel, deren physikalischer Hintergrund die direkte bzw. indirekte Proportionalität zum Druck und zur Fließgrenze ist.

Injektionszeit

Die Injektionszeit steht mit der Viskositätsentwicklung des Injektionsmittels, mit dem zulässigen Injektionsdruck und mit der erzielbaren Reichweite in Verbindung. Die Injektionszeit ist auf die Zeitspanne begrenzt, in der das Injektionsmittel pumpfähig ist. Bei Zementsuspensionen beträgt diese Zeitspanne etwa 2 - 4 Stunden, etwa 20 – 60 Minuten bei herkömmlichen Chemikalgemischen, und nur wenige Minuten oder gar nur Sekunden bei

Spezialmitteln und Schaumstoffen. Die Zeitspanne der Verarbeitbarkeit von Zementsuspensionen ist durch den Beginn des Hydratationsprozesses bestimmt. Zur Definition der Pumpfähigkeit vom Chemikalgemischen wird der Begriff der Gelierzeit oder auch Kippzeit verwendet. Das Injektionsmittel ist solange pumpfähig, wenn das in einen Becher eingefüllte Injektionsmittel beim kippen noch wie eine Flüssigkeit ausfließt.

Der Injektionsdruck übt insofern Einfluss auf die Injektionszeit aus, dass mit dem Druck auch die Injektionsmenge je Zeiteinheit begrenzt wird. Größere Hohlräume lassen sich mit Injektionsmengen von etwa 40 – 60 l/min und Klüfte mit 20 – 30 l/min verfüllen, wobei Zementsuspensionen auf Injektionsmengen von etwa 20 l/min zu begrenzen sind.

Während der Injektionszeit soll das Injektionsmittel bis zu erwünschten Reichweite vorgedrungen sein. Die erzielbaren Reichweiten und die Injektionszeit der Chemikalinjektionen sind durch das rasche Anwachsen der Viskosität begrenzt. Mittlere Reichweiten in Kluftsystemen liegen in Größenordnungen von 2 – 5 m, wobei größere Reichweite von Zementinjektionen durch die längere Injektionszeit möglich sind.

3.1.3.3 Injektionstechnik

Alle Injektionsarbeiten setzen sich aus den Teilarbeiten „Herstellen der Bohrlöcher“ und „Herstellen des Einpresskörpers“ zusammen. Durch die Bohrlöcher gelangt das Injektionsmittel in die Klüfte und Hohlräume des Baugrundes. Die Bohrlöcher sind in einer bestimmten Reihenfolge zu verpressen um einen geschlossenen, homogenen Einpresskörper herzustellen. Man beginnt mit im weitem Abstand der sogenannten „Primärserie“. Die nächsten Bohrlöcher der „Sekundärserie“ halbieren den Abstand der ersten Löcher und so fort, bis der Injektionskörper mit der letzten Bohrlochserie geschlossen wird. Bei mehreren Bohrlochreihen wird zusätzlich von außen nach innen gearbeitet. Die Löcher jeder nachfolgenden Serie werden erst nach dem Verpressen der vorhergehenden Serie gebohrt. Die Bohrlöcher werden rückschreitend zum Bohrloch abschnittsweise verpresst. Die Isolation des betreffenden Abschnittes vom übrigen Bohrloch wird durch Packer realisiert. Aus der Anordnung der Abschnitte zueinander ergeben sich zwei verschiedene Verfahrensweisen. Diese werden als absteigende – und aufsteigende Verpressung bezeichnet. Die Wahl des Verfahrens erfolgt nach den geologischen Gegebenheiten die, die Standfestigkeit der Bohrlöcher bestimmt. Bei Anwendung des Ventilrohrverfahrens können alle Bohrlöcher im voraus gebohrt und eingerüstet werden. Die Ventile und das Sperrmittel der Ventilrohre verhindert Übertritte zwischen den Bohrlöchern. Bohr – und Verpressarbeiten sind zeitlich voneinander getrennt. In den verschiedenen Verfahren sind die Bohrlöcher nacheinander und abschnittsweise zu verpressen, um geometrisch begrenzte Teilbereiche erreichen zu können.

Herstellen der Bohrlöcher im Festgestein

Die Auswahl des geeigneten Bohrverfahrens ist im wesentlichen von der Festigkeit des zu durchörternden Festgesteins abhängig. Zusätzlich beeinflusst die geforderte Bohrtiefe die Auswahl des Bohrverfahrens.

Im Festgestein sind nur Spülbohrungen zweckmäßig. Die Spülung fördert das gelöste Material und dient zur Kühlung des Bohrwerkzeuges. Der Werkzeugantrieb erfolgt drehend, schlagend oder drehschlagend. Die Richtungsabweichungen der verschiedenen Verfahren variieren. So sind Drehbohrungen richtungsgenauer als Schlagbohrungen. Übermäßige Abweichungen sind zu vermeiden, da sie zu einem nicht geschlossenen Injektionskörper führen können. Zusätzliche Bohrungen wären die Folge.

Für die Wahl des Bohrl Lochdurchmessers ist ein Kompromiss zwischen den Bohrkosten und den Erfordernissen der Injektion zu schließen. Der Bohrl Lochdurchmesser ist aus Kostengründen klein zu halten. Hingegen werden in großen Bohrlöchern die Klüfte besser angeschnitten, so dass dem Eindringen des Injektionsmittels weniger Widerstand entgegen gebracht wird. Außerdem ist bekannt, dass kleine Bohrdurchmesser größere Richtungsabweichungen aufweisen. In der Tabelle ist eine Übersicht über Bohrarbeiten für Injektionen im Festgestein dargestellt.

BOHRVERFAHREN	BOHRTIEFE	EMPFOHLENER DURCHMESSER	BOHRFORT-SCHRITT	EMPFOHLENER DURCHMESSER FÜR AUFSCHLÜSSE
	[m]	[mm]	[m/h]	[mm]
Drehbohrung gespült				
Kernkrone	> 300	≥ 50	2 – 6	≥ 75
Vollkrone	> 300	≥ 50	5 – 8	
Rollenmeißel	> 300	≥ 50	5 – 10	
Schlagbohrung gespült				
Hammer untertage	≈ 50	≥ 35	10 – 30	≥ 75
Tieflochhammer	≈ 200	≥ 75	5 – 15	

Tabelle 20: Übersicht über Bohrarbeiten für Injektionen im Festgestein [2]

Herstellen des Einpresskörpers

Durch Einpressen des Injektionsmittels über die zuvor gebohrten Löcher in den Baugrund wird der Einpresskörper hergestellt. Die Bohr- und Injektionsarbeiten werden in der Regel abwechselnd hergestellt. Neue Löcher werden erst dann gebohrt, wenn in den benachbarten

Löcher die Injektion abgeschlossen wurde. Somit werden Übertritte des Injektionsmittels zwischen den Bohrlöchern vermieden. Diese Maßnahme stellt die vollständige Verfüllung des Baugrundes im Injektionsbereich sicher. Des weiteren ist die Kontrolle der Injektionsmenge je Bohrlochabschnitt möglich. Wie schon erwähnt ist der Einpresskörper durch absteigende – oder aufsteigende Verpressung herstellbar. Auf das Ventilrohrverfahren soll explizit nicht eingegangen werden, da dieses Verfahren vorzugsweise im Lockergestein Anwendung findet.

Die Methode der absteigenden Injektion ist anzuwenden, wenn die Bohrlöcher in bestimmten Tiefenbereichen nicht standfest sind. Bei der absteigende Verpressung wird das Bohrloch nach Abbohren eines Abschnittes verpresst. Die verpresste Bohrlochstrecke wird anschließend wieder aufgebohrt, bevor der nächste untere Abschnitt gebohrt werden kann. Das Bohrloch wird wieder verpresst. Dabei sitzt der Packer am unteren Ende der vorverpressten Strecke. Diese Vorgehensweise ist bis zur endgültigen Tiefe fortzuführen. Das Aufbohren erfolgt nach Ablauf einer Frist. Diese Frist beträgt bei herkömmlichen Zementsuspensionen 8 – 10 Stunden. Nach dieser Zeit ist das Injektionsmittel soweit abgebunden, dass es nicht durch die Bohrspülung ausgewaschen wird. Der Vorteil dieses Verfahrens ist, dass der obere Bereich des Einpresskörpers ein Widerlager bildet, gegen das unterhalb mit höherem Druck verpresst werden kann.

Bei standfesten Bohrlöchern wird das Verfahren der aufsteigenden Injektion bevorzugt. Das Bohrloch wird bis zur Endteufe bohrt. Dann wird abschnittsweise von unten nach oben verpresst. Hier sitzt der Packer jeweils am oberen Ende des in Arbeit befindlichen Abschnittes. Mit diesem Verfahren lassen sich große Arbeitsfortschritte erzielen. Der größte Arbeitsfortschritt ergibt sich, wenn mit einem Tieflochhammer praktisch ohne Zwischenausbau des Bohrwerkzeuges gebohrt wird. Zum Injizieren werden dabei hydraulisch oder pneumatisch expandierte Schlauchpacker verwendet, die mühelos in ihrer Position umgesetzt werden können.

3.2 Überblick zu möglichen Böschungssicherungen im Fels

Sicherungsmaßnahmen für Böschungen existieren in großer Vielfalt. Im Bezug auf das zu untersuchende Beispiel werden einige in Frage kommende Varianten der Sicherung für die Felsböschung dargestellt. Die Ausarbeitung der Sicherungsvarianten soll einen Entwurfsmäßigen Bearbeitungsstand nicht überschreiten. Eine genaue Verfahrenbeschreibung wird nicht vorgenommen, da dies den Rahmen der Arbeit sprengen würde.

Jedoch einige Bemerkungen hinsichtlich der Konstruktion, technischen, wirtschaftlichen und baubetrieblichen Aspekten werden in kurzer Form erläutert, um die Sicherungsvarianten vergleichen zu können.

Hinsichtlich der Ausarbeitung der Sicherungsvarianten sind folgende Randbedingungen zu beachten. Die Felsböschung zeigt einen gewellten Verlauf im Grundriss und weist wechselnde Böschungsneigungen und Anschnittshöhen auf. Zum dem ist die Böschung stark geklüftet und an der Felsoberfläche stark verwittert. Im Rahmen der Sanierung ist deshalb ein geeigneter Witterungsschutz der Böschung vorzusehen. Gleichzeitig ist das äußere Erscheinungsbild der Hangsicherung in das Landschaftsbild einzupassen. Des weiteren ist das nach langanhaltenden Regenfällen auftretendes Schicht- und Kluftwasser zu beherrschen. Der Straßenverkehr muss zu jeder Zeit, wenn auch eingeschränkt, gewährleistet sein.

Ein Anspruch auf Vollständigkeit der möglichen Böschungssicherungen soll nicht erhoben werden.

3.2.1 Variante 1: „Sicherung der Böschung mit Einzelverankerung“

Einleitung:

Bei einer Felsverankerung wird das Gebirge durch das Einbringen von Spanngliedern in Bohrlöcher in die Lage versetzt, Zugkräfte aufzunehmen. Es entsteht ein fester Verbund zwischen aufgelockerten Böschungsbereichen und dem standfesten Fels mit Hilfe vorgespannter Verpressanker. Die Spannglieder werden in vorgebohrte Löcher eingebaut und mit dem umgebenden Fels im Endbereich des Ankers durch Verpressen einer Zementsuspension kraftschlüssig verbunden. Die Tragfähigkeit der Verpressanker dabei zum einen durch die Zugfestigkeit des Stahlzuggliedes und zum anderen durch die an der Grenzfläche zwischen Verpresskörper und Stahl bzw. zwischen Verpresskörper und Baugrund übertragbaren Schubspannung bestimmt.

Beschreibung der Sicherungsvariante:

Die Standsicherheit der Felsböschung wird durch den Einbau von bauaufsichtlich zugelassenen vorgespannten Fels – Daueranker realisiert. Die punktförmige Einleitung vom Druckkräften in den Fels bewirkt eine Erhöhung der Kluftreibungswiderstände und somit die Aufnahme der Gebirgskräfte. Das Gebirge muss vorab durch Injektionen vergütet werden, um einen tragfesten Untergrund für die Widerlager zu erhalten. Um das Raster der Felsanker in einem wirtschaftlich vertretbaren Rahmen zu halten sind, zusätzlich zu den Injektionen, Felsnägel zur Sicherung der Felsoberflächen möglich.

Die Felsanker werden je nach Höhe der Felsböschung entsprechend der statischen Berechnung in drei oder vier übereinanderliegenden Ankerlagen eingebaut. Die Ankerabstände in Trassenrichtung sind entsprechend den statischen Erfordernissen mit ca. 3,0 m anzunehmen. Die Anker sind mit Neigungen zwischen 25° und 35° auszuführen. Die erforderlichen Ankerlängen orientieren sich nach der Anschnittshöhe der Böschung und der gewählten Ankerneigung. Die Lastverteilung der Ankerkraft in der Felsoberfläche erfolgt über Einzelfundamente, die in die Böschungsoberfläche eingearbeitet werden. Die Abmessungen der Einzelfundamente ergibt sich aus der erforderlichen Ankerkraft. Dabei ist darauf zu achten, dass die gewählten Kantenlängen einen Anpressdruck von 0,7 MN/m² nicht überschreiten. Um diese Forderung bezüglich des Bemessungssohltdrucks für die stark verwitterten bzw. entfestigten Bereiche der Böschungsoberfläche zu erfüllen, ist vor der Verankerung der Baugrund mit Injektionen zu verbessern.

Durch Injektionen wird ein Haftverband der einzelnen Kluftkörper durch das Verkitten mit dem eingepressten Injektionsmittel hergestellt. Die Scherfestigkeit wird somit erhöht und die Teilbeweglichkeit des Gebirges verringert sich. Durch die erhöhte Druckfestigkeit ist der verfestigte Baugrund in der Lage, den Anpressdruck der Verankerung aufzunehmen. Das anzuwendendes Injektionsprogramm wird vor Ort nach den anzutreffenden Gegebenheiten festgelegt und auf der gesamten Länge der zu sichernden Felsböschung angewendet. In dem stark aufgelockerten Gebirge findet als Injektionsmittel Zementmörtel mit Zusatz von Quellmitteln, zum Verfüllen der zahlreichen Hohlräume und Spalten, Anwendung.

Nach den abgeschlossenen Injektionsarbeiten werden die Löcher für die Felsanker gebohrt. Wegen der zahlreichen Einflussfaktoren kann das geeignete Bohrverfahren für die vorgefundenen Gebirgsverhältnisse oft erst durch Versuche auf der Baustelle festgelegt werden. Jedoch sind nach den Kenntnissen über den Böschungszustand die Bohrlöcher durch Dreh- oder Drehschlagbohrungen mit Wasser- oder Luftspülung herzustellen. Anschließend werden die Bohrlöcher mit Zementmörtel von unten nach oben gefüllt und die Spannglieder eingeführt. Die Begrenzung des Verpresskörpers kann dabei durch Einbau eines aufpumpfähigen oder elastischen Packers erfolgen. Bedingt durch die starke Klüftigkeit der Böschung sind für die Anwendung von Permanentankern im Fels eventuell geeignete Zusatzmaßnahmen für die einwandfreie Herstellung des Verpresskörpers notwendig. Als

Bezugsgröße, ob Zusatzmaßnahmen erforderlich werden, kann nach DIN 4125 ein Wasserabpressversuch herangezogen werden. Bei einem Wasserabfluss von mehr als 5l/(min·bar) über die gesamte geplante Krafteinleitungslänge sind Zusatzmaßnahmen (z. B. Einpressungen nach DIN 4093) nötig. Der Wasserabpressversuch ist bis Einhaltung der Forderung zu wiederholen. Ist die einwandfreie Herstellung der Verpresskörper gesichert werden die Anker eingebracht, auf ihre Festlegekraft vorgespannt und eventuell mit Druckmessdosen ausgerüstet.

Die Kopfsicherung ist vor Beginn der Anker – und Injektionsarbeiten abschnittsweise fertig zustellen. Örtlich erforderliche Begradigungen der Felsböschung sind somit durchführbar.

Um die Sicherung der Böschung durch Einzelverankerung dauerhaft zu gewährleisten ist ein ausreichender Witterungsschutz der Böschungsoberfläche vorzusehen. Eine 80cm starke vorgesetzte Futtermauer bildet hierbei einen flächenhaften Schutz der Böschungsoberfläche vor Verwitterungsprozessen. Die Lage der Futtermauer wird dem Verlauf der Böschung weitestgehend angepasst. Bedingt durch den leicht welligen Verlauf der Böschung wird somit der bei der Errichtung der Mauer erforderliche Felsausbruch so weit wie möglich beschränkt. Um die Futtermauer im Grundriss nicht in zu kurzen Abständen zu staffeln, ist die Futtermauer in einigen Böschungsteilen mit Magerbeton zu hinterfüllen. Als Baumaterialien stehen Beton, Stahlbeton, Natursteinmauerwerk, Ziegelmauerwerk oder auch Kombinationen dieser zur Verfügung. Die vorgesetzten Futtermauer wird auf Fels oder in frostsicherer Tiefe auf Streifenfundamenten gegründet. Auf eine sorgfältige Entwässerung der Futtermauer ist besonders zu achten. Bei der Ausführung der Mauer mit Stahlbeton wird an der Rückseite der Futtermauer durch Filterbeton oder auch Einkornbeton genannt die Gefahr des sich bergseits aufbauenden Staudrucks gebannt. Kommen gemauerte Konstruktionen zum Einsatz Entwässerungsschlitze bzw. – Öffnungen vorgesehen. Um die Sichtfläche der Hangsicherung in das Landschaftsbild einzupassen wird eine Futtermauer aus Naturstein oder mit einer Natursteinverblendung favorisiert.

Am Böschungsfuß wird eine Hangfußdrainage bestehend aus Drainrohr, Kies- und Sandfilter vorgesehen. Die in frostsicherer Tiefe verlegte Drainage fasst die am Böschungsfuß austretenden Wassermassen. Der Aufbau des Filtermaterials ist so zu wählen, dass das Material gegenüber dem bindigen Boden filterstabil ist.

Zu Beginn der Sanierungsmaßnahme wird eine Grundberäumung der Felsböschung vorgenommen. Die Sicherungseinrichtungen, die den Straßenverkehr gewährleisten, werden nicht entfernt. Der Arbeitsbereich erstreckt sich lediglich auf den beräumten Bereich der Böschung. Die Baustelleneinrichtung findet auf den für den Straßenverkehr gesperrten Fahrstreifen Platz.

Arbeitsablauf:

Für die beschriebene Variante 1 „Sicherung durch Einzelverankerung“ ergibt sich folgender Arbeitsablauf zu Realisierung der möglichen Böschungssicherung.

- Grundberäumung der Böschung
- Injektionsarbeiten
- Anfertigen der Ankerbohrungen
- Einbau der Felsanker
- Anspannen der Felsanker mit der Festlegekraft
- Anschütten und Herstellen der Fußmauer
- Herstellen der Futtermauer als Witterungsschutz
- Verlegen der Drainage am Böschungsfuß

3.2.2 Variante 2: „Sicherung der Böschung mit Ankerbalken und Fußmauer in Schwergewichtsbauweise“

Einleitung

Die kombinierte Verankerung besteht einerseits aus den Fels- Dauerankern und andererseits aus Stahlbetonmauern, -Balken oder -Platten. Die Wirkungsweise der Felsverankerung im Gebirge ist mit der im Abschnitt 3.2.1 beschriebenen identisch.

Beschreibung der Sicherungsvariante:

Die Standsicherheit der Felsböschung wird mit den im Abschnitt 3.1.2 beschriebenen Fels – Dauerankern realisiert. Jedoch werden in dieser Variante Ankerabstände von ca. 5m realisiert. Im Unterschied zu der Einzelverankerung werden die Druckkräfte aus der Verankerung flächen- oder linienhaft in den Fels eingebracht. Die Änderung im Tragsystem besteht darin, dass anstelle der Einzelfundamente in der vorliegenden Variante ein Lastverteilungsbalken aus Ortbeton ausgeführt wird. Die Lastverteilungsbalken lassen sich horizontaler bzw. vertikaler Richtung ausbilden. Die vertikal angeordneten Lastverteilungsbalken sind zu bevorzugen. Vorteil dieser Anordnung der Balken ist, dass die Vertikalbalken den variierenden Böschungshöhen leichter angepasst werden können. Zudem sind sie bei jeder beliebigen Böschungsneigung anwendbar. Es ist vorgesehen die Vertikalbalken vollständig in den Fels einzulassen. Die Balken werden 1m breit und 1,50m bis 2,00m tief in den Fels betoniert. Die in den Fels eingebundenen Vertikalbalken erzielen gleichzeitig mehrere Vorteile. Die Auflagerung der Balken liegt in Felsbereichen größerer Festigkeit und ist gegen eine Beeinträchtigung durch Felsausbrüche der angrenzenden Zonen geschützt. Das Einbetonieren

der Balken bewirkt eine Einspannung. Die umliegenden Felszonen werden mit dem Balken verzahnt und dadurch wirkungsvoller stabilisiert als durch einen aufgesetzten Balken.

Injektionsarbeiten können bei der Verankerung mit Vertikalbalken entfallen. Zum einen werden die Druckkräfte durch die einbindenden Balken in weniger verwitterten Felsbereichen eingeleitet und zum anderen ist die auf die gleiche Ankerkraft bezogene Lasteinleitungsfläche größer, so dass die vorhandene Festigkeit des Fels als ausreichend angesehen werden kann. Die Bereiche zwischen den Ankerbalken werden durch eine Spritzbetonversiegelung Felsvernagelung gesichert.

Jedoch ist auch bei dieser Sicherungsvariante ein ausreichender Witterungsschutz der Böschungsoberfläche notwendig, um die Standsicherheit Böschung langfristig zu sichern. Dieser wird durch eine Futtermauer entsprechend den Angaben im Abschnitt 3.2.1 ausgeführt.

Zur Stabilisierung des Böschungsfußes und als Fundament der Futtermauer wird eine Fußmauer als Schwergewichtsmauer in Trockenbauweise vorgesehen. Die Höhe der ist nach den gegebenen Böschungsprofil anzupassen, so dass eine maximale Anschnittshöhe von 10m verbleibt.

Zur Entwässerung wird vor dem Bau der Fußmauer im Gründungsbereich ein Hangfußdrainage verlegt. Die Schwergewichtstrockenmauer ist wasserdurchlässig, so dass das anfallende Bergwasser von der Hangfußdrainage gefasst und abgeleitet werden kann.

Die einleitenden Maßnahmen der Hangsicherung wie Grundberäumung der Felsböschung und Baustelleneinrichtung sind ebenfalls nach den Angaben des vorherigen Abschnitts durchzuführen.



ten Verankerung mit horizontalen Ankerbalken [3]

Arbeitsablauf:

Für die beschriebene Variante 2 „Sicherung mit Ankerbalken und Fußmauer“ ergibt sich folgender Arbeitsablauf zu Realisierung der möglichen Böschungssicherung.

- Grundberäumung der Böschung
- Beseitigen der Fußmauer und- Berme
- Herstellen der Fußmauer
- Felsausbruch für die Vertikalbalken
- Herstellen der Vertikalbalken mit Hüllrohr für Anker
- Bohren der Ankerlöcher und Ankereinbau
- Anspannen der Felsanker mit der Festlegekraft
- Spritzbetonversiegelung und Nageleinbau

Alternativ ist die Ausführung möglich. Das Fertigteilssystem besteht aus verankerten vertikalen Lisenen und horizontal eingehangenen Betonfertigteilen die bei Bedarf begrünt werden können. Allerdings setzt auch diese Art der Böschungssicherung eine ausreichende Standfestigkeit der Anschnittsfläche voraus, die ausreichend ist, um die Sicherungselemente anzubringen. Im Bezug auf die Verankerung der Lisenen werden an die Genauigkeit der Bohrungen große Anforderungen gestellt, da die eingebauten Anker durch die Lisenen durchgefädelt werden müssen. Der Ankerabstand ist auf 3m zu beschränken, wobei die Ankerneigung zwischen 25° und 35° belassen werden kann. Die Entwässerung des anfallenden Bergwassers und Oberflächenwassers ist durch den Einbau einer Drainage hinter den Futterwänden problemlos möglich. Die begrünt horizontal eingehangenen Betonfertigteile passen die verankerte Futtermauer schonend in das Landschaftsbild ein. Es entstehen jedoch Unterhaltungskosten.



Abb. 26: Beispiel einer Lisenenwand als Fertigteilsystem mit Rückverankerung [3]

3.2.3 Variante 3: „Sicherung der Böschung mit rückverankerter Stützmauer“

Einleitung:

Als Stützmauern werden flächenhafte Bauwerke mit geringen Querschnittabmessungen und einer Mindestneigung von 8:1 bis 10:1 bezeichnet. Die Ankerkräfte werden auf den Mauerkörper übertragen und mobilisieren somit die Stützkraft der Mauer.

Wenn eine Felsböschung als standsicher anzusehen ist, bietet dies keine Sicherheit gegen einzelne Gesteinsablosungen oder Felsausbrüche. Die Felsoberfläche ist Verwitterungseinflüssen, insbesondere dem Spaltenfrost, ausgesetzt. Teilauflockerungen in der Felsoberfläche, die zur Ablösung einzelner Gesteinsteile führen, sind die Folge. Die Aufgabe der Stützmauer besteht nun darin Felsausbrüche zu verhindern und der Felsoberfläche ausreichend Witterungsschutz zu bieten. Die Ausführungsform der Futtermauer kann vorgesetzt oder angeheftet sein. Im Bezug auf die Wirkungsweise zur Erhöhung der Standfestigkeit für Felsböschungen ist zu sagen, dass die oft sehr schlanken Bauwerke nicht die Felsböschung stützen, sondern schützen.

Beschreibung der Sicherungsvariante:

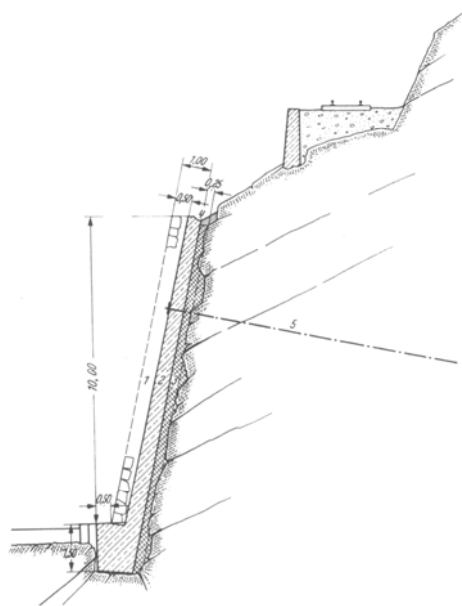
Die Stützmauer wird in Form einer Stahlbetonschale mit einer konstanten Neigung von 75° gegen die Horizontale in die vorhandene Felsböschung und gegen den anstehenden Fels hergestellt. Die Neigung der Stützmauer ist in Anpassung der angegebenen Stellung der Klüfte KK1 und KK2 gewählt, die für einen steiler geneigten Felsausbruch keine ausreichende Standsicherheit erwarten lassen. Als Baumaterialien stehen Beton, Stahlbeton oder Natursteinmauerwerk zur Verfügung. Letzteres wird nur zur Verblendung angewendet. Die vorliegende Sicherungsvariante ist ebenfalls unabhängig vom Zustand der oberflächennahen Felszonen. Arbeitsintensive Injektionsarbeiten zur Sicherung der Felsoberfläche entfallen. Diese Sicherungsvariante setzt allerdings eine ausreichende Standfestigkeit in der Anschnittsfläche des Fels bzw. verfestigten Boden voraus, um die Sicherungselemente anzubringen. Der Oberflächenschutz und Witterungsschutz der Felsböschung sind Aufgabe der Futtermauer.

Zur Verankerung der Stützmauer werden bauaufsichtlich zugelassene vorgespannt Fels-Daueranker eingesetzt die, die Standsicherheit der Felsböschung erhöhen. Aufgrund der großen Tragfähigkeit und Lastverteilung durch die Futtermauer ist das Einbauen von zwei Ankerlagen über die gesamte Sanierungstrecke möglich. Gegenüber den weniger tragfähigen Ankern der

vorherigen Sicherungsvarianten verringert sich dadurch die Summe der einzubauenden Ankerlängen und die Ankeranzahl. Anschnitte, bei denen der Fels von Lockergesteinsmassen oder Fels- Verwitterungsprodukten besteht sind hochliegende Verankerungen zu bevorzugen. Der Ankerabstand von 5,0m ist beizubehalten. Die Ankerneigung ist zwischen 25° und 35° zu wählen. Alle unter Abschnitt 3.2.1 für die Verankerung angeführten Bemerkungen haben gleichfalls für die Verankerung der Stützmauer ihre Gültigkeit.

Die Stützmauer besteht aus einem Verblendmauerwerk, einer statisch erforderlichen Stahlbetonschale und einem Filterbeton zwischen Felsoberfläche und Stahlbetonschale. Gegründet wird die Stützmauer entweder auf Fels oder in frostsicherer Tiefe auf Streifenfundamente. Dazu werden die vorhandene Fußmauer und die Fußberme entfernt. Die Lage der Futtermauer wird dem Verlauf der Felsböschung weitgehend angepasst. Um die Futtermauer nicht in zu kurzen Abschnitten zu staffeln und somit Felsausbrüche zu vermeiden werden in einigen Bereichen Hinterfüllungen der Futtermauer mit Magerbeton vorgesehen.

Die Ausbildung der Böschungsfußes und das Anlegen der Hangfußdrainage ist entsprechend den Angaben im Abschnitt 3.1.2 auszuführen.



- | | |
|---|--|
| 1 | Verblendmauerwerk (statisch nicht mitwirkend) |
| 2 | Statischer Betonquerschnitt |
| 3 | Entwässerungsschicht aus Filterbeton |
| 4 | Ableitungsrinne gegen Tagwasser |
| 5 | Fels- Daueranker |

1 Stützmauer [4]

Arbeitsablauf:

Für die beschriebene Variante 4 „Rückverankerte Stützmauer“ ergibt sich folgender Arbeitsablauf zu Realisierung der möglichen Böschungssicherung.

- Grundberäumung der Böschung
- Beseitigen der Fußmauer und- Berme
- Bereichsweise Felsausbruch
- Anfertigen der Ankerbohrungen

- Einbau der Felsanker
- Herstellen der Futtermauer
- Anspannen der Felsanker auf ihre Festlegekraft
- Herstellen der Fußmauer
- Verblenden der Futtermauer
- Verlegen der Drainage am Böschungsfuß

3.2.4 Variante 4: „Sicherung der Böschung mit Felsvernagelung“

Einleitung:

Durch den Einsatz von Zugpfählen nach DIN 4128 (Felsnägel) wird das Gebirge in die Lage versetzt, auch Zug – und Scherkräfte aufzunehmen. Die Zugglieder werden lagenweise in die vorgebohrten Löcher eingebaut und mit dem umgebenden Fels durch Zementsuspension kraftschlüssig verbunden. Mit dieser Sicherungsvariante wird das Prinzip der Bodenvernagelung mit einer großen Anzahl von Felsankern geringer Tragfähigkeit aufgegriffen. Ziel dieser Sicherungsvariante ist es unter Einsatz von Permanentnägeln einen passiver Felsblock zu bilden. Dieser soll entsprechend der felsmechanischen Berechnungen die Standsicherheit der Felsböschung gewährleisten. Dieser passive Block ist wie eine Stützmauer in Schwergewichtsbauweise zu bemessen.

Beschreibung der Sicherungsvariante:

Als Tragglieder der Böschungssicherung sind bauaufsichtlich zugelassene schlaffe Fels – Daueranker mit einer zulässigen Ankerkraft von 150 kN vorgesehen. Die erforderlichen Ankerlängen sind durch die felsmechanisch notwendige Länge des passiven Felsblockes bestimmt. Die Ankerneigung ist zwischen 25° und 35° zu wählen. Je nach Höhe der Felsböschung und nach den felsmechanischen Erfordernissen sind die Felsanker in 3 bis 6 übereinanderliegenden Ankerlagen einzubringen. Somit ergibt sich für die Anordnung der Felsanker ein Raster von ca. 2m x 2m. Über Stahlplatten und Kontermuttern werden die Ankerkräfte in die Spritzbetonoberfläche verteilt. Zur Herstellung der schlaffen Felsanker wird zunächst die Ankerbohrung auf die Solltiefe abgeteuft. Die unteren 6m bis 8m der Ankerbohrung werden durch Setzen eines Packers verpresst, um der stark geklüfteten Böschung Rechnung zu tragen und ein vollflächiges Verpressen des Ankers zu garantieren. Nach dem Wiederaufbohren der Verpressstrecke werden die Felsanker eingebaut. Anschließend wird das Bohrloch über einen mitgeführten Injektionsschlauch von unten nach oben verpresst und der Ankerkopf festgesetzt.

Zur Sicherung der Felsoberfläche und zum Schutz der Felsböschung vor Witterungseinflüssen wird eine Oberflächenversiegelung mit Spritzbeton hergestellt. Die Spritzbetondicke beträgt ca.

25cm und ist zweilagig mit Betonstahlmatten bewehrt. Fels und Spritzbeton verhalten sich erfahrungsgemäß auch bei extremen Temperaturwechseln weitgehend monolithisch. Die Spritzbetonversiegelung stellt eine wirtschaftliche Alternative zur konventionellen Futtermauer dar, sofern der Fels nicht zu sehr frostgefährdet ist. Jedoch ist die Spritzbetonschale selbst witterungsempfindlich und benötigt eine Futtermauer. Um den häufigsten Frostwechsel und langdauernden Auffrierungen entgegenzuwirken wird eine Verblendschale aus Naturstein vorgesetzt. Die Entwässerung der Sicherungsvariante stellt sich wegen der Spritzbetonversiegelung als schwierig dar. Hierzu erfolgen Entwässerungsöffnungen in der Spritzbetonverkleidung und gegebenenfalls zusätzliche Entwässerungsbohrungen in den Fels. Dennoch können derartige Oberflächenversiegelungen mit Spritzbeton im Laufe der Zeit vor allem durch die Sprengwirkung des Frostes aber auch durch Vernässung schadhaft werden. Die Herstellung des Böschungsfußes entspricht in allen Teilen den Ausführungen in Abschnitt 3.3.1.



Abb. 28: Beispiel einer vernagelten Böschung mit Spritzbetonversiegelung [3]

Arbeitsablauf:

Für die beschriebene Variante 5 „Sicherung mit Felsvernagelung“ ergibt sich folgender Arbeitsablauf zu Realisierung der möglichen Böschungssicherung.

- Grundberäumung der Böschung
- Spritzbetonversiegelung
- Herstellen des Nagelrasters

- Herstellen der Fußmauer
- Herstellen der Futtermauer als Witterungsschutz
- Verlegen der Drainage am Böschungsfuß

3.2.5 Variante 5: „Sicherung der Böschung mit einer Stützmauer in Schwergewichtsbauweise“

Einleitung:

Die Anschnitte bzw. Einschnitte von Böschungen möchten oft steiler gehalten werden, als es dem Gefüge des Gebirges entspricht. Für die Sicherung der Felsböschung eignen sich neben den rückverankerten Sicherungsvarianten auch Stützmauern. Als Stützmauern werden Mauerkörper verstanden, die neben dem Schutz vor oberflächlichen Ablösungen und Nachbrüchen der Böschung auch größeren Ableitungen dieser entgegen wirken oder ihre Standsicherheit erhöht. Die Stützmauer ist imstande, nach Formgebung und Abmessungen, Seitendruckkräfte resultierend aus der gebirgsmechanischen Situation über die Sohle in den Untergrund abzugeben. Die Standsicherheit der Böschung ist gewährleistet, wenn die Resultierende der Aktionskraft innerhalb der 1. Kernweite verbleibt, so dass im Sohlbereich eine klaffende Fuge verhindert werden kann.

Beschreibung der Sicherungsvariante:

Die Standsicherheit der Böschung ist durch eine Stützmauer zu realisieren. Sie wird vorzugsweise als vor den Fels gesetzte Schwergewichtsmauer aus Trockenmauerwerk erstellt. Als Baumaterialien sind bearbeitete Natursteine (z.b. Sandstein) möglich.

Die Herstellung der Trockenmauer erfordert ein hohes Maß an Sorgfalt. Bei entsprechend guter Ausführung der Arbeiten sind Trockenmauern als sehr standfest anzusehen. Dennoch sollten sie nicht steiler als 3 : 1 böschen. Aus diesem Grund wird eine konstante Neigung von 70° vorgeschlagen. Die Sohlbreite der Stützmauer ist den felsmechanischen Erfordernissen entsprechend auszubilden. Aufgrund der geringer werdenden Beanspruchung können die Stützmauern nach oben hin verjüngt werden. Aus vergleichbaren Projekte in denen durch die Betreuung des Ingenieurbüros MÜLLER & HERETH Schwergewichtsmauern als Trockenmauern Anwendung fanden, ist für eine 12m hohe Mauer mit einer erforderlichen Sohlbreite von ca. 5m zu rechnen, die nach oben auf 2 reduziert werden kann. Die Lage der Schwergewichtsmauer kann dem Verlauf im Grundriss sowie den variierenden Höhen der Felsböschung angepasst werden. Die Schwergewichtsmauer wird auf den anstehenden Fels gegründet. Geringe Setzungsunterschiede beeinträchtigen in keiner Weise die Stand- und Tragfähigkeit der Mauer.

Die Entwässerung der Schwergewichtsmauer stellt sich relativ unproblematisch dar. Die Trockenmauer ist wasserdurchlässig, so dass das Bergwasser in der im Mauerfuß verlegten Drainage gefasst und abgeleitet wird.



Abb. 29: Beispiel einer Stützmauer als Schwergewichtsmauer in Trockenbauweise

Arbeitsablauf:

Für die beschriebene Variante 5 „Sicherung der Böschung durch eine Schwergewichtsmauer“ ergibt sich folgender Arbeitsablauf zu Realisierung der möglichen Böschungssicherung.

- Grundberäumung der Böschung
- Beseitigen der Fußmauer und- Berme
- Verlegen der Drainage am Böschungsfuß
- Herstellen der Trockenmauer

4. Variantenuntersuchung der Sicherungsmöglichkeiten

In den nachfolgenden Abschnitten werden die verschiedenen Varianten der Böschungssicherung, wie sie im Abschnitt 3.2 kurz erläutert wurden, bezogen auf die konkrete Aufgabe „Böschungssicherung unterhalb der Tillyschanze“ verglichen. Vergleichende Untersuchungen werden hinsichtlich technischer, wirtschaftlicher und baubetrieblicher Aspekte durchgeführt.

Dieses Variantenstudium hat zum Ziel, die Vorzugsvariante, zur Realisierung der Sanierungsaufgabe, zu bestimmen.

4.1 Vergleich der Sicherungsvarianten nach technischen Aspekten

Das Variantenstudium soll hinsichtlich technischer Aspekte die Vor- und Nachteile der verschiedenen Konstruktionen sowie die Anforderungen an das Gebirge verdeutlichen.

SICHERUNGSVARIANTE	VORTEILE	NACHTEILE
Sicherung mit Einzelverankerung	- Gebirgsbewegung nicht erforderlich - Beanspruchung axial auf Zug - Kontrollierbarkeit der Funktionstüchtigkeit - Regulierbarkeit der Vorspannkkräfte	- aufwendige Bearbeitung des Verpresskörpers - Widerlager nur auf injizierter Felsoberfläche mit ausreichender Festigkeit möglich - Unkontrollierbare Injektionsarbeiten - geringere Tragwirkung quer zur Ankerachse als in axialer Richtung - aufwendiger Korrosionsschutz - Spannkraftkontrolle erforderlich
Sicherung mit Ankerbalken und Fußmauer	- geringere Beanspruchung der Felsoberfläche - anwendbar in stark geklüfteten Bereichen - sonst wie vor	- aufwendige Bearbeitung des Verpresskörpers - geringere Tragwirkung quer zur Ankerachse als in axialer Richtung - aufwendiger Korrosionsschutz - Spannkraftkontrolle erforderlich

Sicherung mit rückverankerter Stützmauer	- gute Anpassung an örtliche Gegebenheiten - unabhängig vom Erfolg der Injektionsarbeiten - sonst wie vor	- bestimmte Mauerneigung erforderlich - Sonst wie vor
Sicherung mit Felsvernagelung	- Gebirgsbewegung erwünscht - Beanspruchung axial auf Zug - Einfache Technologie und geringer Zeitbedarf der Oberflächenversiegelung	- Tragwirkung quer zur Ankerachse als in axialer Richtung - aufwendige Behandlung der Verpressstrecke - schwierige Ableitung des Bergwassers
Sicherung mit Stützmauer in Schwergewichtsbauweise	- gute Anpassung an örtliche Gegebenheiten - dauerhafte Sicherung - Flexibilität der Mauer - frostsichere Bauweise - Wasserdurchlässigkeit	- begrenzte Bauhöhen - große Querschnittsabmessungen - Einengung des Straßenquerschnitts

Tabelle 21: Gegenüberstellung der Sicherungsvarianten nach technischen Aspekten

4.2 Vergleich der Sicherungsvarianten nach baubetrieblichen Aspekten

Das Variantenstudium nach baubetrieblichen Aspekten gibt Anhaltspunkte über die Durchführbarkeit, Arbeitsintensität, Koordination und Herstellungszeit des Bauvorhabens.

SICHERUNGSVARIANTE	VORTEILE	NACHTEILE
Sicherung mit Einzelverankerung		- enges Raster der Einzelverankerung - Einrüstung der Böschung erforderlich - Erschwerter Einbau der Anker durch beengte Platzverhältnisse
Sicherung mit Ankerbalken und Fußmauer	- keine Einrüstung wegen der Fußmauer erforderlich	- erschwerter Einbau der Anker durch beengte Platzverhältnisse
Sicherung mit rückverankerter Stützmauer		- wie vor - Einrüsten der Böschung erforderlich
Sicherung mit Felsvernagelung		- Einbaulänge der Nägel begrenzt durch Platzverhältnisse - Einrüsten der Böschung erforderlich
Sicherung mit Stützmauer in Schwergewichtsbauweise	- keine Einrüstung der Böschung erforderlich - stellt keine großen Platzanforderungen	

Tabelle 22: Gegenüberstellung der Sicherungsvarianten nach baubetrieblichen Aspekten

4.3 Vergleich der Sicherungsvarianten nach wirtschaftlichen Aspekten

Die Untersuchung nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten beinhaltet das Aufstellen der Herstellungskosten für die unter 3.2 erwähnten Sicherungsvarianten zur Realisierung der Baumaßnahme.

In allen Varianten der Kostenschätzung ist die Baustelleneinrichtung, die Sicherung der Felsböschung, der Rückbau sowie Neubau des Böschungsfußes, eine eventuelle Verkleidung von Konstruktionsteilen und das Anbringen Steinschlagschutzeinrichtungen enthalten. Die Kosten beziehen sich auf eine unverbindliche Preisnachfrage bei der Firma müller + hereth, Ingenieurbüro für Tunnel – und Felsbau GmbH, bezogen auf einen Böschungsabschnitt von 100 m.

POSITION	MENGE	EINHEIT	LEISTUNG	EINHEITSPREIS	GESAMTPREIS
1	1	Pauschal	Baustelleneinrichtung	300.000 DM	300.000 DM
2	1000	m ²	Grundberäumung der Böschung	20 DM	20.000 DM
3	100	m	Beseitigung Fußmauer, Fußberne	200 DM	20. 000 DM
4	500	m ³	Injektionsarbeiten	500 DM	250.000 DM
5	2000	lfm	Dauer – Felsanker nach DIN 4125 mit Auflager, horizontaler Abstand 3,0m	1.000 DM	2.000.000 DM
6	1000	m ²	Futtermauer als Witterungsschutz	2.000 DM	2.000.000 DM
Summe					4.590.000 DM

Tabelle 22: Kostenschätzung Variante 1: Sicherung mit Einzelverankerung

POSITION	MENGE	EINHEIT	LEISTUNG	EINHEITSPREIS	GESAMTPREIS
1	1	Pauschal	Baustelleneinrichtung	300.000 DM	300.000 DM
2	1000	m ²	Grundberäumung der Böschung	20 DM	20.000 DM
3	100	m	Beseitigung Fußmauer, Fußberme	200 DM	20.000 DM
4	400	m ³	Felsausbruch Felsböschung BK 6-7	80 DM	32.000 DM
5	400	m ³	Herstellen der Vertikalbalken	350 DM	140.000 DM
6	800	m ²	Spritzbetonwand, vernagelt	700 DM	560.000 DM
7	1200	lfm	Dauer – Felsanker nach DIN 4125, horizontaler Abstand 5,0m	1000 DM	1.200.000 DM
8	960	m ³	Futtermauer als Witterungsschutz	500 DM	480.000 DM
9	500	m ³	Fußmauer	600 DM	300.000 DM
Summe					2.572.000 DM

Tabelle 23: Kostenschätzung Variante 2: Sicherung mit Ankerbalken und Fußmauer

POSITION	MENGE	EINHEIT	LEISTUNG	EINHEITSPREIS	GESAMTPREIS
1	1	Pauschal	Baustelleneinrichtung	300.000 DM	100.000 DM
2	1000	m ²	Grundberäumung der Böschung	20 DM	20.000 DM
3	100	m	Beseitigung Fußmauer, Fußberme	200 DM	20.000 DM
4	100	m ³	Felsausbruch, BK 6-7	80 DM	8.000 DM
5	1000	m ²	Herstellen der Stützmauer (verblendet)	2.500 DM	2.500.000 DM
6	800	lfm	Dauer- Felsanker nach DIN 4215, horizontaler Abstand 5,0m	1200 DM	960.000 DM
Summe					3.808.000 DM

Tabelle 24: Kostenschätzung Variante 3: Sicherung mit rückverankerter Stützmauer

POSITION	MENGE	EINHEIT	LEISTUNG	EINHEITSPREIS	GESAMTPREIS
1	1	Pauschal	Baustelleneinrichtung	300.000 DM	100.000 DM
2	1000	m ²	Grundberäumung der Böschung	20 DM	20.000 DM
3	100	m	Beseitigung Fußmauer, Fußberme	200 DM	20.000 DM
4	1000	m ²	Spritzbetonversiegelung	500 DM	500.000 DM
5	4000	lfm	Felsnägel nach DIN 4128	200 DM	800.000 DM
6	1500	m ³	Verblendung der Spritzbetonwand	600 DM	900.000 DM
Summe					2.540.000 DM

Tabelle 25: Kostenschätzung Variante 4: Sicherung mit Felsvernagelung

POSITION	MENGE	EINHEIT	LEISTUNG	EINHEITSPREIS	GESAMTPREIS
1	1	Pauschal	Baustelleneinrichtung	100.000 DM	300.000 DM
2	1000	m ²	Grundberäumung der Böschung	20 DM	20.000 DM
3	100	m	Beseitigung Fußmauer, Fußberme	200 DM	20.000 DM
4	3500	m ³	Herstellen der Trockenmauer	600 DM	2.100.000 DM
Summe					2.440.000 DM

Tabelle 26: Kostenschätzung Variante 5: Sicherung mit Stützmauer

SICHERUNGSVARIANTE	BAUZEIT	HERSTELLUNGSKOSTEN
Sicherung mit Einzelverankerung	12 Monate	4.590.000 DM
Sicherung mit Ankerbalken und Futtermauer	10 Monate	2.572.000 DM
Sicherung mit verankerter Futtermauer	9 Monate	3.808.000 DM
Sicherung mit schlaffen Felsankern	8 Monate	2.540.000 DM
Sicherung mit Stützmauer	6 Monate	2.440.000 DM

Tabelle 27: Gegenüberstellung der Sicherungsvarianten nach wirtschaftlichen Aspekten

5. Bemessung der Vorzugsvariante und Darstellung im Entwurf

Für die angeschnittene ungesicherte Felsböschung unterhalb der Tilly-Schanze ist nach intensiven Variantenstudium die Vorzugsvariante auszuarbeiten. Die entwurfsmäßige Ausarbeitung der Ausführungsvariante beinhaltet die Darstellung und Bemessung der Konstruktion. Außerdem werden die Kosten und der Bauablauf der Baumaßnahme detailliert dargestellt.

5.1 Auswertung des Variantenstudiums

Aus dem Vergleich der 5 beschriebenen Sicherungsvarianten geht hervor, dass entsprechend den gewählten Vergleichskriterien und den für den Bau der Hangsicherung bestehenden Randbedingungen, zwei Sicherungsvarianten herauskristallisieren. Die Sicherung der Böschung mit einer Stützmauer in Schwergewichtsbauweise ist die preiswerteste Variante. Die kombinierte Sicherungsvariante mit Ankerbalken und schwergewichtiger Fußmauer ist nach der aufgestellten Modellierung die günstigste Variante.

Die Kosten der Varianten sind für die Vorzugsvariante nicht das ausschlaggebende Argument. Vielmehr, dass vom Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung (NLfB) [11] angegebene Böschungsmodell mit vorgegebener Gleitfläche, gab den Ausschlag für die Vorzugsvariante. Deshalb ist die Sicherung der Böschung mit Ankerbalken und Fußmauer als Vorzugsvariante zu deklarieren.

5.2 Beschreibung der Ausführungsvariante

Die Ausführungsvariante stellt eine Mischbauweise der kombinierten Verankerung mit der Stützmauer als Schwergewichtsmauer dar. Die Vorteile der einzelnen Sicherungsvarianten können deshalb explizit für die Hangsicherung unter Beachtung der im Abschnitt 3.2 beschriebenen Randbedingungen genutzt werden. Folgende Hauptelemente sind zur Realisierung der Hangsicherung notwendig: vorgespannte Fels- Daueranker, Lastverteilungsbalken, Felsnägeln, Spritzbetonverkleidung, vorgesetzte Futtermauer, Fußmauer und Hangfußdrainage.

Station km 0+630

Schnitt B-B

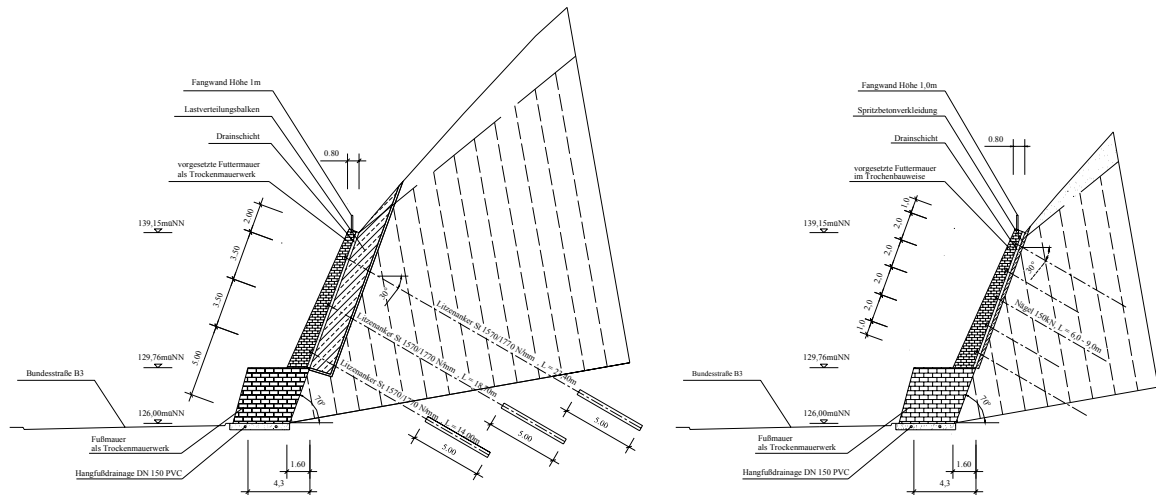


ABB. 30: SYSTEMATISCHE SCHNITTDARSTELLUNG DER HANGSICHERUNG

Station km 0+630 bis km 0+650

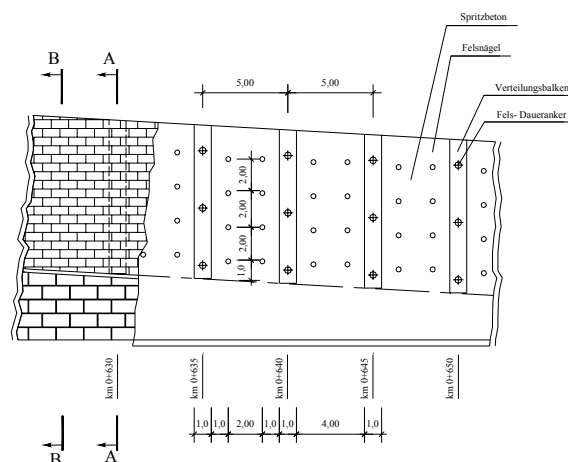


ABB. 31: SYSTEMDARSTELLUNG DER HANGANSICHT

Zur Verankerung werden als Haupttragglieder bauaufsichtlich zugelassene vorgespannte Fels-Daueranker vorgesehen. Die erforderliche Stützkraft gemäß 2.6 zur Gewährleistung der

Standssicherheit bzw. Erhöhung der Standssicherheit der Böschung ist durch die Verankerung abzusichern. Im Teilbereich 1 (Station km 0+630 bis km 0+660) der Böschung werden drei übereinanderliegende Ankerlagen eingebaut. Für den Teilbereich 2 (Station km 0+660 bis km 0+730) werden entsprechend der geringeren Anschnittshöhe zwei übereinanderliegende Ankerlagen angeordnet. Für beide Teilbereiche betragen die Ankerabstände horizontal 5,00m und vertikal zwischen 3,00m und 4,00m. Mit der Ankerneigung von 30° bleiben die Ankerlängen, für die Ausbildung des Verpresskörpers unterhalb der vorgegebenen Gleitfläche, mit maximal 25,00m im wirtschaftlichen Rahmen. Der Verpresskörper ist mit einer Krafteinleitungslänge von 5,00m ermittelt worden (siehe Abschnitt 5.3.2). Für die einwandfreie Herstellung des Verpresskörpers sind die Klüftigkeit und die Durchlässigkeit des Fels durch besondere Untersuchungen nach DIN 4125 zu prüfen. Gegebenenfalls sind die Felseigenschaften durch geeignete Zusatzmaßnahmen zu verbessern. Die Notwendigkeit von Einpressungen von Zementmörtel kann nach dem unter 3.2.1 beschriebenen Wasserabpressversuch erfolgen. Die Anordnung der Verpresskörper unterhalb der vorgegebenen Gleitfläche und somit in weniger entfestigten bzw. aufgelockerten Fels wirkt sich vorteilhaft auf die eventuell notwendigen Einpressungen aus. Außerdem sind in diesen Felsbereichen keine Kluftverschiebungen zu erwarten. Die Verteilung der Ankerkraft auf die Felsoberfläche erfolgt über vertikal angeordnete Lastverteilungsbalken.

Vertikale Lastverteilungsbalken

Als Lastverteilungsbalken werden entsprechend der Böschungsrichtung geneigte Vertikalbalken aus Ort beton hergestellt. Der Balken wird im Teilbereich 1 mit einer Breite von 1,00m und einer Tiefe von 2,00m vollständig in den Fels eingelassen. Im Teilbereich 2 betragen die Abmessungen 1,00m x 1,50m. Die Abmessungen sind in Absprache mit dem Praxisbetreuer des Ingenieurbüros müller & hereth getroffen worden. Es ist nachzuweisen, dass die gewählten Abmessungen den zulässigen Sohldruck von 0,70 MN/m² nicht überschreiten.

$$\sigma = \frac{3 \cdot F_w}{A} = \frac{3 \cdot 879 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} \cdot 10,0 \text{ m}} = 264 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (5.1)$$

$$NW : \frac{\sigma_{zul}}{\sigma} = \frac{0,70 \text{ MN} / \text{m}^2}{0,264 \text{ MN} / \text{m}^2} = 2,65 > 1,50 \quad (5.2) \quad \text{Nachweis erfüllt.}$$

Die Vorteile der eingebundenen Vertikalbalken sind mit denen unter Abschnitt 3.2.2 erwähnten identisch.

Spritzbetonverkleidung

In den Böschungsbereichen zwischen den einbindenden Lastverteilungsbalken wird Fels oberfläche durch eine einlagig bewehrte Spritzbetonversiegelung gesichert. Der Spritzbeton wird direkt auf die Fels oberfläche aufgebracht. Bei gutem Verbund verhalten sich Fels und Spritzbeton monolithisch. Die Bewehrung bilden Betonstahlmatten, die durch Felsnagel an der Felsböschung befestigt sind. Zur Ableitung des anfallenden Bergwassers

werden zahlreiche Entwässerungsöffnungen durch die Spritzbetonverkleidung und ggf. zusätzliche Entwässerungsbohrungen in den Fels angeordnet.

Für die Spritzbetonschale ist für den Bereich der Krafteinleitung der Felsnägel ein Durchstanznachweis nach DIN 1045 oder EC 2 in der Ausführungsplanung zu führen. In der entwurfsmäßigen Ausarbeitung wurde darauf verzichtet.

Felsnägel

Zusätzlich zur Spritzbetonverkleidung werden Felsnägel zur örtlichen Felssicherung eingebaut. Die Felsnägel werden im Raster von ca. 2,0m x 2,0m im Bereich zwischen den Lastverteilungsbalken eingebracht. Die Einbaulänge ist abhängig von den örtlichen Baugrundverhältnissen. Die Regellänge beträgt 9,00m, die jedoch entsprechend dem Bohrwiderstand, als Kennzeichen für die Festigkeit des Fels, verlängert oder verkürzt ausgebildet werden können. Die Nägel werden mit 30° gegen die Horizontale geneigt eingebaut.

Fußmauer

Im Böschungsfuß treten bedingt durch die geringe Höhe der Felsblöcke Gleitvorgänge auf. Diese Gleitvorgänge sind zuvor im Abschnitt 2.2 ausführlich beschrieben worden. Die Felsblöcke am Böschungsfuß sind sehr hoch beansprucht, so dass die Gebirgsfestigkeit oft überschritten wird und es zum Zerschlagen des Gebirges in diesem Bereich kommt. Zur Stabilisierung des Böschungsfußes wird eine Fußmauer aus Trockenmauerwerk errichtet deren Abmaße variieren. Die Abmessungen der Fußmauer sind abhängig von den Geländegegebenheiten. Die Sohlbreite orientiert sich am Abstand des Fahrbahnrandes zum Böschungsfuß. Nach Abtrag der zur Zeit vorhandenen Fußmauer beträgt der Abstand zwischen 3,0m bis 5,0m. Die geplante Fußmauer wird in den Arbeitsprozess mit eingebunden, d.h. das Befahren der Mauer mit einem Bagger, Bohrgerät o.ä. muss gewährleistet sein. Unter Umständen ist die Fußmauer bis zu 0,5m an den Fahrbahnrand zu ziehen. Die Höhe richtet sich nach der Anschnittshöhe der Böschung, so dass eine Restanschnittshöhe (Differenz zwischen Oberkante Fußmauer und dem Kopf der angeschnittenen Felsböschung) 10,00m nicht übersteigt. In Bereichen von Anschnittshöhen kleiner 10,00m verflacht die Fußmauer auf eine Mauerhöhe von 1,00m. Die Fußmauer ist mit einer konstanten Neigung von 70° gegen die Felsböschung herzustellen. Für die Gründung der Fußmauer wird der anstehende Baugrund als ausreichend angesehen. Neben der Stabilisierung des Böschungsfußes dient die Fußmauer als Fundament für die vorgesetzte Futtermauer. Im Sohlbereich der Fußmauer wird eine Hangfußdrainage bestehend aus Drainrohr, Kies- und Sandfilter vorgesehen. Die Trockenmauer ist wasserdurchlässig, so dass die im frostsicheren Bereich verlegte Drainage, die am Böschungsfuß austretenden Wassermassen fasst und ableiten kann. Der Aufbau des Filtermaterials ist so zu wählen, dass das Material gegenüber bindigen Boden filterstabil ist.

Vorgesetzte Futtermauer

Die Aufgabe der Futtermauer ist es, die sehr frostempfindlichen Ton- und Schluffsteine der Felsböschung langfristig vor Witterungseinflüssen zu schützen. Der Mauerkörper aus Naturstein wird eben so dick ausgebildet, um den Durchgang häufiger Frostwechsel zu verhindern. Die Abmessungen, 1,60m Sohlbreite und 0,80m am Böschungskopf, für eine Neigung von 70° und einer maximalen Anschnittshöhe von 10,00m sind aus Erfahrungswerten von vergleichbaren Böschungen nach Angaben des Ingenieurbüro müller & herreth gewählt. Sie sollen lediglich die Standsicherheit der Futtermauer sichern und einen kleinen Andruck auf die auf das Gebirge ausüben. Zur Entwässerung des anfallenden Bergwassers ist zwischen Mauer und Felsböschung eine geeignete Steinpackung oder ein Filterbeton (Einkornbeton) für eine ausreichende Drainwirkung anzuordnen. Gegründet wird die vorgesetzte Futtermauer auf der Fußmauer. Zum Schutz des Straßenverkehrs von eventuell herabfallenden Gestein wird am Kopf der Futtermauer eine leichte Fangwand vorgesehen.

5.3 Bemessung der Verankerung

Die Verankerung erfolgt durch Verpressanker. In Hinblick auf die Dauerhaftigkeit der Böschungssicherung werden bauaufsichtlich zugelassenen Permanentanker eingesetzt. Für die Bemessung und Prüfung von Verpressankern nach DIN 4125 wird die in Abb. dargestellte Definition der Ankerkräfte genutzt.

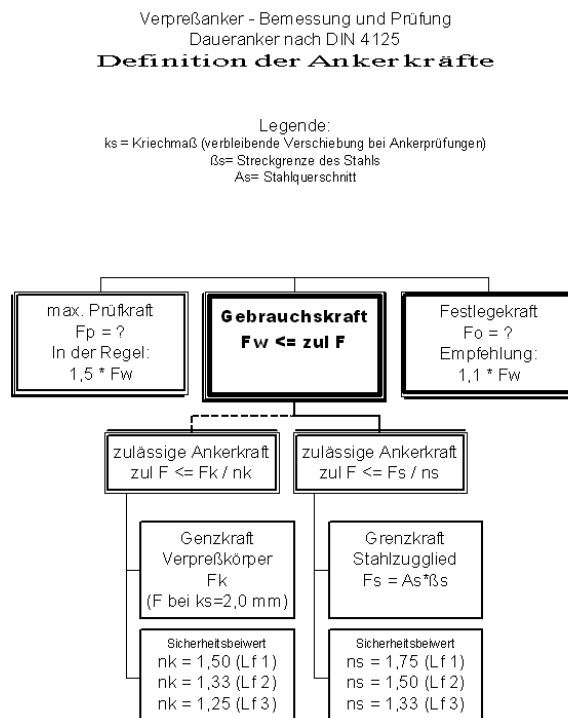


Abb. 32: Bemessung und Prüfung von Verpressankern nach DIN 4125

Weiterhin sind die Grundlagen der Verpressankertechnik im Abschnitt 3.1.1 kurz erläutert, so dass beziehend auf diesen Abschnitt die weiteren Ausführungen kurz gefasst bleiben.

5.3.1 Wahl des Ankersystems

Ausgehend von den Berechnungen im Abschnitt 2.6 werden die verwendeten Anker festgelegt. In Abstimmung mit dem Ingenieurbüro müller & hereth, Praxisbetreuer D. Alexander Dipl.-Ing für Geotechnik werden die erforderlichen Stützkkräfte für die Anhebung der Standsicherheit auf $\eta = 1,10$ in Ansatz gebracht.

	GLEITFLÄCHENPARALLELE STÜTZKRAFT R_x	NORMAL ZUR BÖSCHUNGSOBERFLÄCHE GERICHTETE STÜTZKRAFT Q_R
	[kN/m]	[kN/m ²]
Teilbereich 1	382	36
Teilbereich 2	280	41

TABELLE 28: ÜBERSICHT DER ERFORDERLICHEN STÜTZKRÄFTE

Die Verpressanker werden im Teilbereich 1 und 2 mit 30° gegen die Horizontale geneigt. Die erforderliche Ankerkraft wird mit folgender Beziehung ermittelt.

$$A = \frac{R_x}{\cos(30^\circ + 10^\circ)} \cdot a \cdot n \quad (5.1)$$

mit: R_x - gleitflächenparallele Stützkraft
 a - Abstand der Lastverteilungsbalken
 n - Anzahl der Verpressanker pro Lastverteilungsbalken

	TEILBEREICH 1	TEILBEREICH 2
Gleitflächenparallele Stützkraft R_x	382 kN/m	280 kN/m
Abstand der Lastverteilungsbalken	5,00 m	5,00 m
Anzahl der Verpressanker	3	3
Erforderliche Ankerkraft	830 kN	470 kN
Ankerbezeichnung	Anker DIN 4125-PM 879-F	Anker DIN 4125-PM 502-F

Tabelle 29: Zusammenstellung der erforderlichen Ankerkraft

Die Verpressanker werden als DYWIDAG- Litzanker oder statisch gleichwertiges System mit Zulassung hergestellt.

DYWIDAG- Litzanker (Permanentanker)

Stahlgüte:	1570/1770 N/mm ²
Nenndurchmesser:	0,6“
Querschnittsfläche:	140 mm ²

5.3.2 Ermittlung der Krafteinleitungslänge

Bei Verpressanker im Fels wirkt sich der Verpresskörperdurchmesser bzw. die Mantelfläche direkt auf die Tragfähigkeit aus. In der Tabelle 17 sind Anhaltswerte für die Mantelreibung von Felsankern im Gebrauszustand in verschiedenen Felsarten, die zur Abschätzung der Gebrauchslast dienen können, enthalten. Die Sicherheiten der Grenzlast liegen bei Anwendung der Tabellenwerte in der Größenordnung 2 bis 3. Die relativ hohen erreichbaren Mantelreibungswerte führen in der Praxis immer wieder dazu, dass sehr kurze Verpresskörper geplant werden.

Um den durch Klüftung und Verwitterung bedingten örtlichen Schwächezonen des Gebirges gerecht zu werden, sind nach Möglichkeit die Verpresskörperlängen nicht kürzer als 5,00m auszubilden. Mit den Ansatzwerten der Tabelle 17 werden die erforderlichen Verpresskörperlängen abgeschätzt. Die Anwendungsgrenze der Tabelle liegt bei Verpresskörperlängen bis 6,00m. Werden längere Verpresskörper notwendig sind die Ansatzwerte abgemindert werden.

Berechnung der Verpresskörperlänge:

Gebrauchsmantelreibung (gemäß Tabelle 17)	$cal\tau_M = 0,40MN / m^2$	
Zulässige Ankerkraft	$A = 879kN$	
Verpresskörperdurchmesser	$D = 150mm$	
Länge der Krafteinleitungsstrecke	$l = \frac{A}{D \cdot \pi \cdot cal\tau_M} \quad (5.2)$ $l = \frac{879kN}{0,15m \cdot \pi \cdot 400kN / m^2}$ $l = \underline{\underline{4,66m}}$	

Entsprechend der Ansatzwerte ist eine Krafteinleitungslänge von 5,00m für die Verankerung, mit der zulässigen Ankerkraft von 879 kN im Teilabschnitt 1, als ausreichend anzusehen. Die Verpresskörper im Teilabschnitt 2 werden hingegen der geringeren Ankerkraft von 502 kN dennoch mit 5,00m ausgebildet.

5.3.3 Nachweis der Ankerlängen

Die verwendeten Ankerlängen werden mit dem Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nachgewiesen. Hierfür kommt das Modell von Kranz (innerer Schnitt) zur Anwendung.

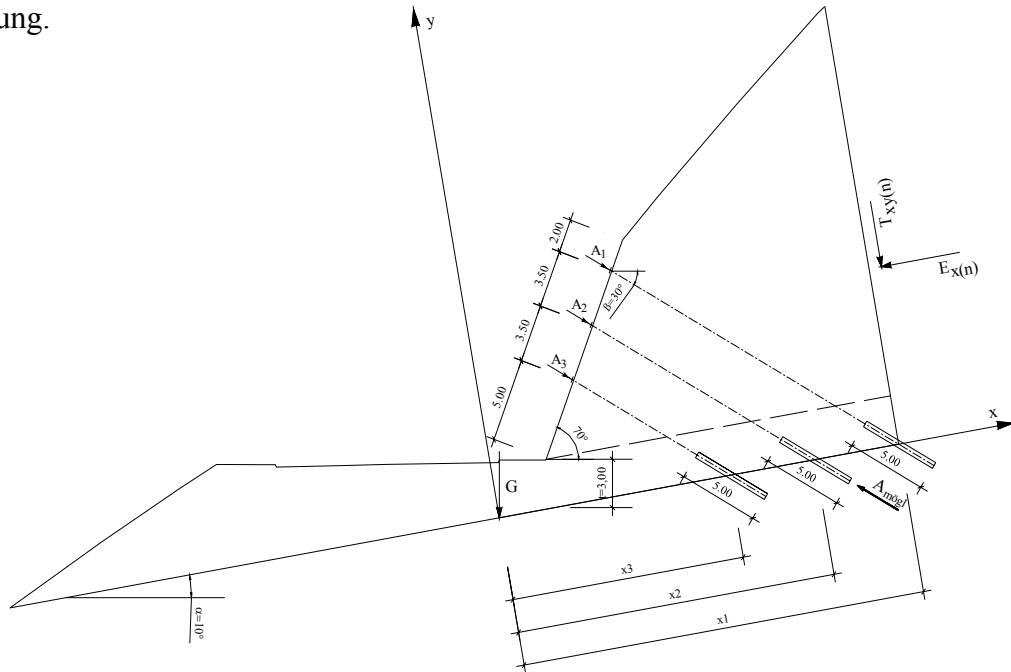


Abb. 33: Systemdarstellung zur Ermittlung des Widerstandes $A_{mögl}$ des Systems gegen Herausziehen des Ankers beim Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge

Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge ist eingehalten, wenn folgende Bedingung nach E 66 [] erfüllt ist.

$$\eta = \frac{A_{mögl}}{A_{vorh}} \geq 1,50 \quad (5.3)$$

mit: $A_{mögl}$ - Wert der möglichen Ankerkraft
 A_{vorh} - Wert der vorhandenen Ankerkraft

Bei der Verankerung von mehreren Ankerlagen bestimmte sich A_{vorh} aus der Summe der einzelnen Ankerlagen.

Verankerung der 1. bis 3. Lage $A_{vorh} = A = A_1 + A_2 + A_3 \quad (5.4)$

Verankerung der 2. und 3. Lage $A_{vorh} = A_2 + A_3 \quad (5.5)$

Verankerung der 3. Lage $A_{vorh} = A_3 \quad (5.6)$

Aus der Forderung, Summe aller Kräfte in x- Richtung = 0, lässt sich folgende Beziehung aufstellen.

$$A_{mögl} \cdot \cos(\alpha + \beta) = [G \cdot \cos \alpha + T_{xy(n)} + A \cdot \sin(\alpha + \beta) - A_{mögl} \cdot \sin(\alpha + \beta)] \cdot \tan \phi_2 + A \cdot \cos(\alpha + \beta) - G \cdot \sin(\alpha + \beta) - E_{x(n)}$$

Daraus ergibt sich der Widerstand, den das System dem Abgleiten entgegensetzen kann, in Form der möglichen Ankerkraft $A_{mögl}$.

$$A_{mögl} = \frac{[T_{xy(n)} + G \cdot \sin \alpha + A \cdot \sin(\alpha + \beta)] \cdot \tan \phi_2 + A \cdot \cos(\alpha + \beta) - G \cdot \sin \alpha - E_{x(n)}}{\cos(\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \cdot \tan \phi_2} \quad (5.7)$$

$$\text{mit: } G = \sum_{i=1}^n (G_1 + G_2) \quad (5.6)$$

- $T_{xy(n)}$ - Scherkraftanteil der Kontaktkraft am Block (n)
- $E_{x(n)}$ - Normalkraftanteil der Kontaktkraft am Block (n)
- G - Gewichtskraft des Felskörpers
- A - Summe der Ankerkräfte
- α - Neigungswinkel der Gleitfläche
- β - Neigungswinkel der Verankerung gegen die Horizontale
- ϕ_2 - Reibungswinkel in der Gleitfläche

Nachweis der Ankerlängen für das Querprofil km 0+630

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wird exemplarisch für den Teilbereich 2 der Böschung mit dem Querprofil km 0+665 nachgewiesen. Alle für den Nachweis erforderlichen Angaben sind in der Anlage B15 – B17 enthalten.

- Neigungswinkel der Gleitfläche $\alpha = 10^\circ$
- Reibungswinkel der Gleitfläche $\phi_2 = 22^\circ$
- Neigungswinkel der Verankerung: $\beta = 30^\circ$
- Ankerkraft $A = 500,00 \text{ kN/m}$

$X_{(N)}$	$Y_{(N)}$	$E_{X(N)}$	$T_{XY(N)}$	G	$A_{MÖGL}$	SICHERHEIT
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
-45,2	0,00					
10,80	15,48			6195,24		
Verankerung der 3. Lage: $A_{vorh} = 167,00 \text{ kN/m}$						
11,80	16,31	1715,88	1367,79	6596,52	475,00	2,84
Verankerung der 2. und 3. Lage: $A_{vorh} = 333,00 \text{ kN/m}$						
16,80	20,29	2051,41	1651,62	8889,12	926,90	2,78
Verankerung der 1. bis 3. Lage: $A_{vorh} = 500,00 \text{ kN/m}$						
21,80	24,13	2253,97	1861,57	11647,68	1622,90	3,24

Tabelle 30: Zusammenstellung der Ergebnisse für den Nachweis der Ankerlängen Station km 0+630

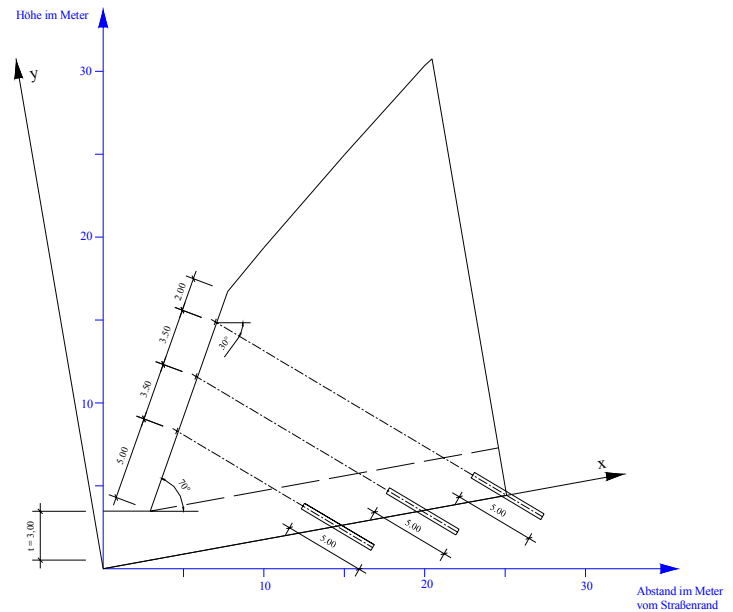


Abb. 34: Systemansicht der Verankerung Station km 0+630

ANKERLAGE	ANKERLÄNGE	ANKERKRAFT	GEBRAUCHSKRAFT
	[m]	[kN]	[kN]
1. Lage	23,40	830	879
2. Lage	18,70	830	879
3. Lage	14,00	830	879

Tabelle 31: Zusammenstellung Verankerungswerte Station km 0+630

Nachweis der Ankerlängen für das Querprofil km 0+665

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wird exemplarisch für den Teilbereich 2 der Böschung mit dem Querprofil km 0+665 nachgewiesen. Alle für den Nachweis erforderlichen Angaben sind in der Anlage C14 – C16 enthalten.

Neigungswinkel der Gleitfläche $\alpha = 10^\circ$
 Reibungswinkel der Gleitfläche $\phi_2 = 22^\circ$
 Neigungswinkel der Verankerung: $\beta = 30^\circ$
 Ankerkraft $A = 365,50 \text{ kN/m}$

Tabelle 32: Zusammenstellung der Ergebnisse für den Nachweis der Ankerlängen Station km 0+665

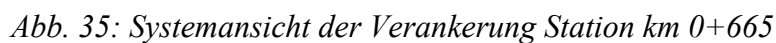


Tabelle 33: Zusammenstellung Verankerungswerte Station km 0+630

5.4 Kostenplan

Die Kostenschätzung für die Baumaßnahme „Sicherung der Felsböschung unterhalb der Tilly-Schanze“ bezieht sich auf eine unverbindliche Preisnachfrage bei dem Ingenieurbüro müller & hereth.

POSITION	MENGE	EINHEIT	LEISTUNG	EINHEITSPREIS	GESAMTPREIS
1	1	Pauschal	Baustelleneinrichtung	250.000 DM	250.000 DM
2	1000	m ²	Grundberäumung der Böschung	20 DM	20.000 DM
3	100	m	Beseitigung Fußmauer, Fußberme	200 DM	20.000 DM
4	500	m ³	Felsausbruch Felsböschung BK 6-7	80 DM	40.000 DM
5	300	m ³	Herstellen der Vertikalbalken	350 DM	105.000 DM
6	800	m ²	Spritzbetonverkleidung	300 DM	240.000 DM
7	1800	lfm	Felsnägel	200 DM	360.000 DM
8	1000	lfm	Dauer – Felsanker	1000 DM	1.000.000 DM
9	960	m ³	Futtermauer als Witterungsschutz	500 DM	480.000 DM
10	500	m ³	Fußmauer	600 DM	300.000 DM
Summe					2.815.000 DM

Tabelle 34: Kostenschätzung für die Ausführungsvariante

Die Sicherung der Felsböschung mit der beschriebene Ausführung wird eine Bauzeit von ca. 10 Monaten in Anspruch nehmen.

5.5 Bauablauf

Zur Sicherung bzw. Erhöhung der Standsicherheit der Felsböschung unterhalb der Tilly-Schanze ist folgender Bauablauf angedacht:

- Grundberäumung der Böschungsfläche. Dies beinhaltet auch das Abtragen der Fußberme, um den Arbeitsraum zwischen Fußmauer und Trägerbohlwand zu schaffen. Zur Stabilisierung des Böschungsfußes wird die Fußmauer zunächst nicht entfernt. Die Trägerbohlwand bleibt als Sicherungsmaßnahme des Straßenverkehrs als Prallwand erhalten.
- Bereichsweise Begradigung der Felsböschung.
- Verlegen der Hangfußdrainage im Gründungsbereich der Fußmauer.
- Herstellen der Spritzbetonversiegelung.
- Abriss der bestehenden Fußmauer und Herstellen der neuen Fußmauer in Trockenbauweise.
- Felsausbruch für die vertikalen Lastverteilungsbalken.
- Einmessen und Markierung der Bohransatzpunkte für die Verankerung in den Felsschlitten.
- Herstellen der Ankerbohrungen mit geeignetem Verfahren an den vorgegebenen Punkten. Anschließend erfolgt der Ankereinbau, zuvor sind Untersuchungen in Hinblick auf die Klüftigkeit und Durchlässigkeit des Fels zu führen und ggf. entsprechende Zusatzmaßnahmen zu treffen.
- Herstellen der vertikalen Lastverteilungsbalken. Die Balken werden mit einer luftseitigen Schalung, nach Einlegen der Bewehrungskörbe, auf eine Sauberkeitsschicht betoniert. Im Bereich der Ankerbohrungen werden Hüllrohre eingelegt.
- Bohren und Einbau der Felsnägel im Raster von ca. 2,0m x 2,0m im ungesicherten Bereich zwischen den Lastverteilungsbalken. Anschließend werden die Bewehrungsmatten befestigt und die Betonverkleidung angespritzt.
- Anlegen der Entwässerungsbohrungen durch die Spritzbetonverkleidung in den Fels.
- Anspannen der Felsanker auf ihre Festlegekraft.
- Herstellen der vorgesetzten Futtermauer.
- Anbringen einer leichten Fangwand aus Sicherheitsgründen am Kopf der Felsböschung.

6. Zusammenfassung

Ziel dieser Arbeit war es, dass Interesse des Leser für die Problematik der Hangsicherung zu wecken. Deshalb wurde versucht, beginnend mit der Objektbeschreibung, über die Bildung eines geeigneten Böschungsmodells und der dazugehörigen Standsicherheitsuntersuchung bis zur Darstellung der Ausführungsvariante, die Herangehensweise ausführlich zu erläutern.

Die Standsicherheitsuntersuchungen von Böschungen und Anschnitten im Fels werden neben den Materialeigenschaften, der Geometrie und den Wasserverhältnissen noch von dem Trennflächengefüge beeinflusst. Für Standsicherheitsnachweise und Stabilitätsanalysen ist die Entwicklung der hierfür notwendigen Modellvorstellungen bezüglich der Baugrundverhältnisse, der Einflüsse aus dem Grundwasser usw. maßgebend. Eben diese Parameter sind für die Annahme des möglichen Versagensmechanismus von großer Bedeutung. Stellt doch der mögliche Bruchmechanismus die Voraussetzung für die Wahl des Berechnungsverfahrens. Ebenso müssen auch die boden- bzw. gebirgsmechanischen Kennwerte für das jeweilige Berechnungsmodell richtig interpretiert und eingesetzt werden. Die Aufgabe des Bauingenieur besteht darin, die geologischen Gegebenheiten qualitativ und so weit wie möglich quantitativ zu beschreiben, bestehende Zusammenhänge aufzudecken und ihre Bedeutung für die Planung und Baudurchführung herauszustellen. In dieser Arbeit ist für das Beispiel der Böschungssicherung unterhalb der Tilly-Schanze versucht worden, den Arbeitsablauf bis zur Festlegung einer Sicherungsmaßnahme zu veranschaulichen. Die notwendigen geotechnischen Berechnungen sind dabei ohne rechnergestützte Analyseprogramme (FEM oder DEM), als konventionelle Handrechnung durchgeführt worden. Zur Beurteilung der Rechenergebnisse sind Vergleichsrechnungen mit FEM oder DEM immer sinnvoll. In der Praxis finden fast ausschließlich EDV gestützte Berechnungsmethoden Anwendung. Handrechnungen dienen lediglich dazu, die Programmergebnisse zu prüfen.

Für die Ausführung der Hangsicherung konnten mehrere Varianten ausgearbeitet werden. Die Wirkungsweise zur Verbesserung der Standsicherheit für die Böschung sind dabei teilweise verschieden. Durch eine gewählte Varianten kann der Felsböschungsabschnitt zwischen den Stationen km 0+630 und km 0+730 dauerhaft gesichert werden. Die bestehenden Randbedingungen können zufriedenstellend eingehalten werden. Zugleich steht für den Bauherrn eine kostengünstige Böschungssicherung im Vordergrund. Hier stellt sich die Frage, welches Sicherheitsniveau zur Erhöhung der Standsicherheit angewendet wird. Die Faktoren müssen zwischen Bauherrn und Planer, in Abhängigkeit der Kenntnisse über die zu sichernde Masse, vereinbart werden. Für die zu sichernde Felsböschung ist die Erhöhung der Standsicherheit auf $\eta = 1,10$ gewählt worden. Der Überwachungsaufwand ist bei herabgesetzten Sicherheitsfaktoren dementsprechend größer als bei der Einhaltung der Faktoren nach DIN 4085.

Durch die Wahl eines eher geringen Sicherheitsniveaus ist in dieser Arbeit ein Vergleich des alten globalen Sicherheitssystems mit dem neuen Teilsicherheitskonzept nicht in Betracht gezogen worden. Es könnten in weiteren Arbeiten Untersuchungen angestellt werden, wie sich die

Auswirkung des jeweiligen Sicherheitskonzeptes auf die Standsicherheitsuntersuchungen und deren Sicherungselemente verhalten.