

Ilona Schwingshackl

**BERECHNUNG UND ÜBERWACHUNG VON BEWEHRTE-ERDE-KONSTRUKTIONEN
IM RAHMEN DES PROJEKTS „SEMMLING BASISTUNNEL NEU“**

Masterarbeit

Zur Erlangung des akademischen Grades

Diplomingenieurin / Master of Science

Studium Bauingenieurwissenschaften – Geotechnik und Wasserbau

Technische Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

Betreuer: Univ.Prof. Dr.techn. Dipl.Ing. Roman Marte

Dr.techn. Dipl.Ing. Hartmut Schuller

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Graz, November 2013

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

(Datum)

(Unterschrift)

Statutory Declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, am

(Datum)

(Unterschrift)

Danksagung

Ich möchte mich hiermit bei allen bedanken, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben:

In erster Linie möchte ich mich ganz herzlich bei meiner Familie, insbesondere bei meinen Eltern bedanken, die mir ein unbeschwertes Studium ermöglicht haben und mir stets zur Seite gestanden sind.

Ein Dank gilt auch Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte für die ausgezeichnete Betreuung.

Besonders bedanken möchte ich mich auch bei Dr.techn. Hartmut Schuller und dem Insitu-Team für die Betreuung und die vielen lehrreichen Stunden und Hilfestellungen.

Ganz herzlich bedanken möchte ich mich auch bei meinem Freund David, der mich stets bekräftigt hat und mir mit Rat und Tat zur Seite gestanden ist.

Zum Abschluss möchte ich mich noch bei meinen Studienkollegen und Freunden für die tolle Studienzeit bedanken.

DANKE!

Berechnung und Überwachung von Bewehrte-Erde-Konstruktionen im Rahmen des Projekts Semmering-Basistunnel NEU

Kurzfassung

Der neu geplante rund 27 km lange Semmering-Basistunnel ist ein wichtiges Teilstück des transeuropäischen Eisenbahnkorridors von der Ostsee bis zur Adria. Vor Errichtung des Tunnels sind umfangreiche Vorarbeiten notwendig, u.a. die Errichtung eines Deponiebauwerks mit einem Volumen von rund 5 Mio Kubikmetern im Longsgraben.

Diese Arbeit beschäftigt sich vor allem mit der Verlegung des Longsbachs in ein neues Bachbett, das sich ca. 50 m über den derzeitigen Talboden des Longsgraben befindet. Dazu werden Bewehrte-Erde-Konstruktionen mit einer Länge von ungefähr 1 km an der steilen Talflanke errichtet. Zusätzlich muss noch eine 25 m hohe Auffahrtsrampe gebaut werden, die ebenfalls in derselben Bauweise errichtet wird.

Die Berechnung als auch das geotechnische Monitoring gemäß Beobachtungsmethode nach EC 7 dieser Auffahrtsrampe bilden den Schwerpunkt dieser Arbeit.

Die Berechnung der Konstruktionen erfolgt neben konventionellen Berechnungsverfahren auch mit einer Finite-Elemente-Analyse mit dem Programm Plaxis. Für die messtechnische Überwachung wurde ein neuartiges System zur Erfassung der Dehnungen in den Geogittern entwickelt. Die Dehnungen werden mittels faseroptischen Kabeln gemessen, die mit Ankerplatten direkt an die Geogitter geklemmt werden.

Durch den Vergleich der Berechnungen mit den gemessenen Dehnungen kann der Kraftverlauf in den Geogittern ermittelt werden und somit werden neuartige Einblicke in die Tragwirkung von Bewehrte-Erde-Konstruktionen ermöglicht.

Analysis and Monitoring of Reinforced Earth Structures as part of the New Semmering Base Tunnel project

Abstract

The planned New Semmering Base Tunnel, with an alignment totalling 27 kilometres in length, will be an important section of the trans-European railway corridor connecting the Baltic and Adriatic seas. Before construction on the tunnel itself can commence, several preliminary measures have to be realized. One of these measures is the preparation of a landfill area in the “Longsgraben” valley, with a total volume of approximately five million cubic metres.

This thesis focuses primarily on the necessary relocation of an existing creek currently flowing through the “Longsgraben” valley to a new location approximately fifty metres above its current position. This relocation was achieved with the help of a reinforced earth structure approximately one kilometre in length along the steep side slope of the valley. Additionally, an access ramp 25 metres in height had to be constructed, also using reinforced earth.

The central focus of this thesis will be the analysis and geotechnical monitoring of the above-mentioned access ramp according to the European Standard EC7. The analysis was carried out using both conventional methods and finite element analysis, the latter of which was performed using the program “Plaxis”. The geotechnical monitoring included the development of a new system for measuring strains in the reinforcing geogrids.

By comparing the measured strains with the obtained analysis results, the force distribution in the geogrid material can be determined. This information provides an opportunity for new insight into the structural and load-bearing behaviour of reinforced earth structures.

I. Inhaltsverzeichnis

I.	Inhaltsverzeichnis.....	6
1	Einleitung.....	9
2	Projektbeschreibung.....	10
2.1	Semmering-Basistunnel NEU.....	10
2.1.1	SBT 2.3 – Baustraße und Vorarbeiten Deponie Longsgraben.....	12
2.2	Untergrundverhältnisse im Longsgraben.....	15
2.2.1	Regionalgeologischer Überblick.....	15
2.2.2	Bodenaufbau im Longsgraben.....	15
2.3	Geotechnischer Sicherheitsmanagementplan.....	16
3	Bewehrte – Erde - Konstruktionen.....	17
3.1	Allgemein.....	17
3.2	Geokunststoffe.....	19
3.2.1	Geotextilien und geotextilverwandte Produkte.....	20
3.3	Bemessung und Erforderliche Nachweise.....	22
3.3.1	Bemessung.....	22
3.3.2	Erforderliche Nachweise:.....	25
4	Messtechnik.....	26
4.1	Allgemein.....	26
4.2	Faseroptik.....	27
4.2.1	Allgemein:.....	27
4.2.2	Aufbau der faseroptischen Fasern.....	27
4.2.3	Faseroptische Messungen.....	29
4.3	Einbau des Faseroptischen Systems.....	31
5	Zugversuche.....	35
5.1.1	Versuchsaufbau und Berechnungen.....	36
5.1.2	Versuch 1: Geogitter 50/50-T25 mit Ankerplatten und Faser.....	37

5.1.3	Versuch 2: Geogitter 50/50-T25	38
5.1.4	Versuch 3: Geogitter 80/80-T25	40
5.1.5	Versuch 3: Ankerplatte mit Faser ohne Geogitter	41
6	Numerische Berechnung.....	43
6.1	Modell	43
6.2	Parameterstudie	45
6.3	Querschnitt MQ1.....	47
6.3.1	Ergebnisse der Berechnungen:	48
6.3.2	Sicherheitsberechnung:.....	51
6.3.3	Ergebnisse in den Geogittern:.....	51
6.3.4	Schüttmaterial mit Kohäsion.....	59
6.3.5	Querschnitt mit steilerer Böschung.....	66
6.4	Querschnitt MQ2.....	68
6.4.1	Berechnungsphasen	68
6.4.2	Ergebnisse für den Damm.....	69
6.4.3	Ergebnisse in den Geotextilien.....	73
6.4.4	Schüttmaterial mit Kohäsion.....	81
6.4.5	Variation der Felsaufstandsfläche:	90
7	Konventionelle Berechnung.....	102
7.1	Berechnungsverfahren nach Bishop	103
7.1.1	Ergebnisse für den Messquerschnitt MQ1	105
7.1.2	Ergebnisse für den Messquerschnitt MQ2:	106
7.2	Berechnungsverfahren nach Janbu	107
7.2.1	Ergebnisse des Messquerschnitts MQ1:	107
7.2.2	Ergebnisse für den Messquerschnitt MQ2	108
7.3	Gegenüberstellung numerischer und analytischer Berechnung	108
7.4	Berechnung des Grundbruchs.....	109
7.4.1	Numerische Berechnung des Grundbruchs	110
7.4.2	Konventionelle Berechnung des Grundbruchs.....	110

8	Messtechnische Überwachung während der Ausführung	113
8.1	Dokumentation der Einbauarbeiten des faseroptischen Systems.....	113
8.2	Erste Vergleichsmessungen	115
8.2.1	Messquerschnitt MQ1:	115
8.2.2	Messquerschnitt MQ2:	120
9	Zusammenfassung und Ausblick.....	124
II.	Abbildungsverzeichnis.....	126
III.	Tabellenverzeichnis.....	131
IV.	Quellenverzeichnis.....	133
V.	Anhang.....	135

1 Einleitung

In der Geotechnik werden Erddämme mit Bewehrungen aus Geokunststoffen immer öfters angewendet. Diese Bauwerke können große Höhen bei gleichzeitig großen Böschungswinkeln überwinden. Durch die steile Böschung ist ihr Platzbedarf minimal. Bauwerke in dieser Bewehre-Erde-Bauweise wurden auch im Rahmen des Projekts Semmering-Basistunnel NEU errichtet.

Der neu geplante ca. 27 km lange Semmering-Basistunnel NEU ist ein wesentlicher Teil des transeuropäischen Eisenbahnkorridors von der Ostsee bis zur oberen Adria. Vor den eigentlichen Tunnelausbauarbeiten sind umfangreiche Vorarbeiten erforderlich.

Diese Arbeit beschäftigt sich hauptsächlich mit den Vorarbeiten zur Errichtung eines Deponiebauwerks im Longsgraben, nahe der Gemeinde Spital am Semmering. Die Deponie fungiert als Endlagerung für rund 5 mio m³ Tunnelausbruchmaterial. Im Zuge der Errichtung muss der Longsbach in ein neues Bachbett, das sich rund 50 m über dem derzeitigen Talboden befindet, verlegt werden. Dazu wird eine ca. 1 km lange Bewehrte-Erde-Konstruktion auf der Talflanke des Longsgraben errichtet. Zusätzlich ist eine Auffahrtsrampe erforderlich, die ebenfalls in Bewehrte-Erde-Bauweise errichtet wird. Diese Auffahrtsrampe bildet das Kernstück dieser Arbeit.

Die Bewehrte-Erde-Konstruktionen auf der Auffahrtsrampe werden konventionell als auch mit dem FE-Programm Plaxis V8 modelliert und werden im Zuge der Ausführungsphase bzw. in der Betriebsphase gemäß der Beobachtungsmethode nach Eurocode 7 messtechnisch überwacht. Neben konventionellen geodätischen Messmethoden wurde vom Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme der TU Graz ein neuartiges System zur Ermittlung der Dehnungen in den Geogittern entwickelt. Das Messsystem basiert auf faseroptischen Kabeln, die direkt auf die Geogitter gelegt und mit den Geogittern kraftschlüssig verbunden werden.

Ein weiterer Teil der Arbeit bildet die Auswertung der Messergebnisse und der Vergleich mit den FE-Berechnungen. Diese Kombination von Berechnungsgrößen und faseroptischen Messgrößen erlaubt direkte Rückschlüsse auf die Kraftverhältnisse in den Geogittern und damit auf die Spannungsverteilung im Damm.

2 Projektbeschreibung

Das Projektgebiet befindet sich am Semmering, einem Passübergang zwischen der Steiermark und Niederösterreich. Das unwegsame bergige Gelände ließ den Semmering bis ins 12. Jahrhundert wirtschaftlich bedeutungslos erscheinen. Bis ins 18. Jahrhundert bestand lediglich ein Pfad, der über den Pass führte, ehe Kaiser Karl VI. im Jahre 1728 eine steile Straße mit Steigungen bis zu 17% errichten ließ. Durch den steigenden Verkehr im 19. Jahrhundert entstanden erste Ideen zum Bau einer Eisenbahnstrecke über den Semmering, die die Durchgängigkeit der Strecke Wien Triest gewährleisten sollte. Erzherzog Johann wollte damit ein Ausweichen der Bahnstrecke über Ungarn verhindern. Da bereits auf beiden Seiten des Semmerings Bahnstrecken bestanden, beschloss man eine Verbindungsstrecke zwischen dem steierischen Mürzzuschlag und dem niederösterreichischen Gloggnitz zu errichten.

Carl von Ghèga wurde mit der Planung einer Gebirgsstrecke beauftragt. Während der Planung gab es für die vorgesehenen Steigungen noch keine geeigneten Lokomotiven. Die enormen Steigungen von bis zu 2,8 %, die engen Kurvenradien und die noch unausgereifte Technik der Tunnelherstellung brachten das Projekt an den Rand der technischen Machbarkeit, dennoch wurde die sogenannte Ghègabahn im Jahre 1854 fertiggestellt und für den Personenverkehr geöffnet. Seit 1998 gehört die Ghègabahn zum UNESCO-Weltkulturerbe. (Wikipedia, 2005)

Im 20. Jahrhundert entwickelten sich die Südbahn und damit auch das Teilstück am Semmering zu einer der meistbefahrenen Bahnstrecken im österreichischen Raum. Die Gebirgsstrecke und die daraus resultierenden langen Fahrzeiten sowie Kapazitätseinschränkungen sorgen heutzutage für erhebliche Betriebseinschränkungen. Diese Gegebenheiten veranlassten in den 1950er Jahren die Planung mehrerer Varianten für einen Basistunnel zur Überbrückung des Semmeringabschnitts. 1989 wurde schließlich der Semmeringbasistunnel projektiert und zum Trassengenehmigungsverfahren eingereicht. 1994 erfolgten die Genehmigung und der Bau eines ersten Probestollens in Mürzzuschlag. Dabei stieß man auf wasserführende Gesteinsschichten, die eine Umplanung der Trasse erforderten. Im Zuge der Umplanungen entstand das Projekt „Semmering-Basistunnel NEU“. (Wikipedia, 2013)

2.1 Semmering-Basistunnel NEU

Der Semmering-Basistunnel NEU ist Teil der Südbahnstrecke und stellt eine zentrale Verbindungsachse auf der transeuropäischen Nord-Süd-Achse, d.h. von der Ostsee bis zur Adria, dar.

Der neu geplante zweiröhrige Eisenbahntunnel verläuft vom niederösterreichischen Gloggnitz nach Mürzzuschlag in der Steiermark und dient als Entlastung für die bestehende Bergstrecke „Ghèga Bahn“. Bauherr dieses Projekts ist die ÖBB Infrastruktur AG. (ÖBB - Infrastruktur AG)

Der Tunnel mit einer Länge von 27,3 km ist künftig einer der längsten Eisenbahntunnel Österreichs und erlaubt Fahrgeschwindigkeiten von bis zu 230 km/h. Der Baubeginn des Tunnels ist mit 7. Jänner 2014 datiert. Die Fertigstellung und Inbetriebnahme des Semmering-Basistunnel NEU erfolgt Ende 2024.

Die Herstellung erfolgt von der Portalbaustelle Gloggnitz und von drei zusätzlichen Zwischenangriffen (Göstritz, Fröschnitzgraben und Grautschenhof), der Tunnel wird sowohl konventionell als auch maschinell vorgetrieben. (ÖBB - Infrastruktur AG)

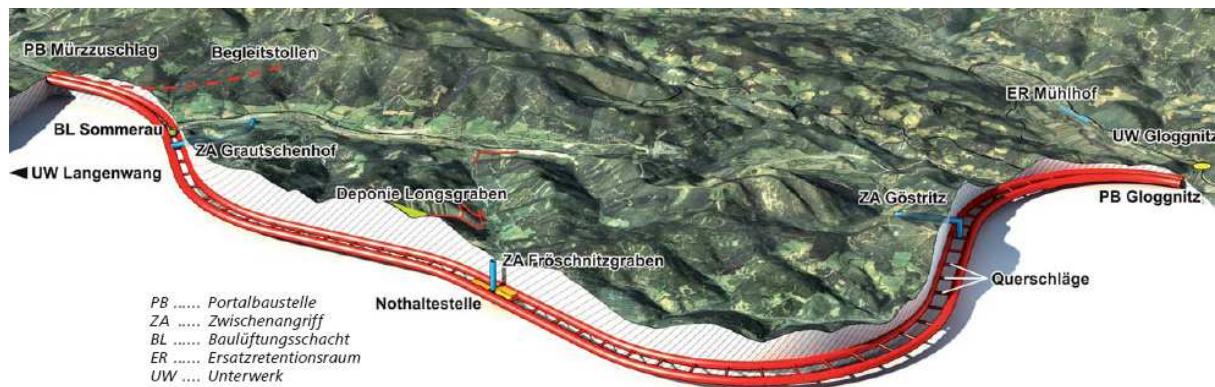


Abbildung 1: Übersichtsplan mit Portalbaustelle und Zwischenangriffen (ÖBB - Infrastruktur AG, 2013)

Das Projekt Semmering Basistunnel NEU wurde in drei große Bauabschnitte unterteilt:

- Bauabschnitt SBT 1: Tunnel Gloggnitz / Göstritz
- Bauabschnitt SBT 2: Tunnel Fröschnitzgraben
- Bauabschnitt SBT 3: Tunnel Grautschenhof

Diese Arbeit befasst sich mit dem Baulos „SBT2.3 – Baustraße und Vorarbeiten Deponie Longsgraben“, das Teil des Bauabschnitts SBT2 ist.

2.1.1 SBT 2.3 – Baustraße und Vorarbeiten Deponie Longsgraben

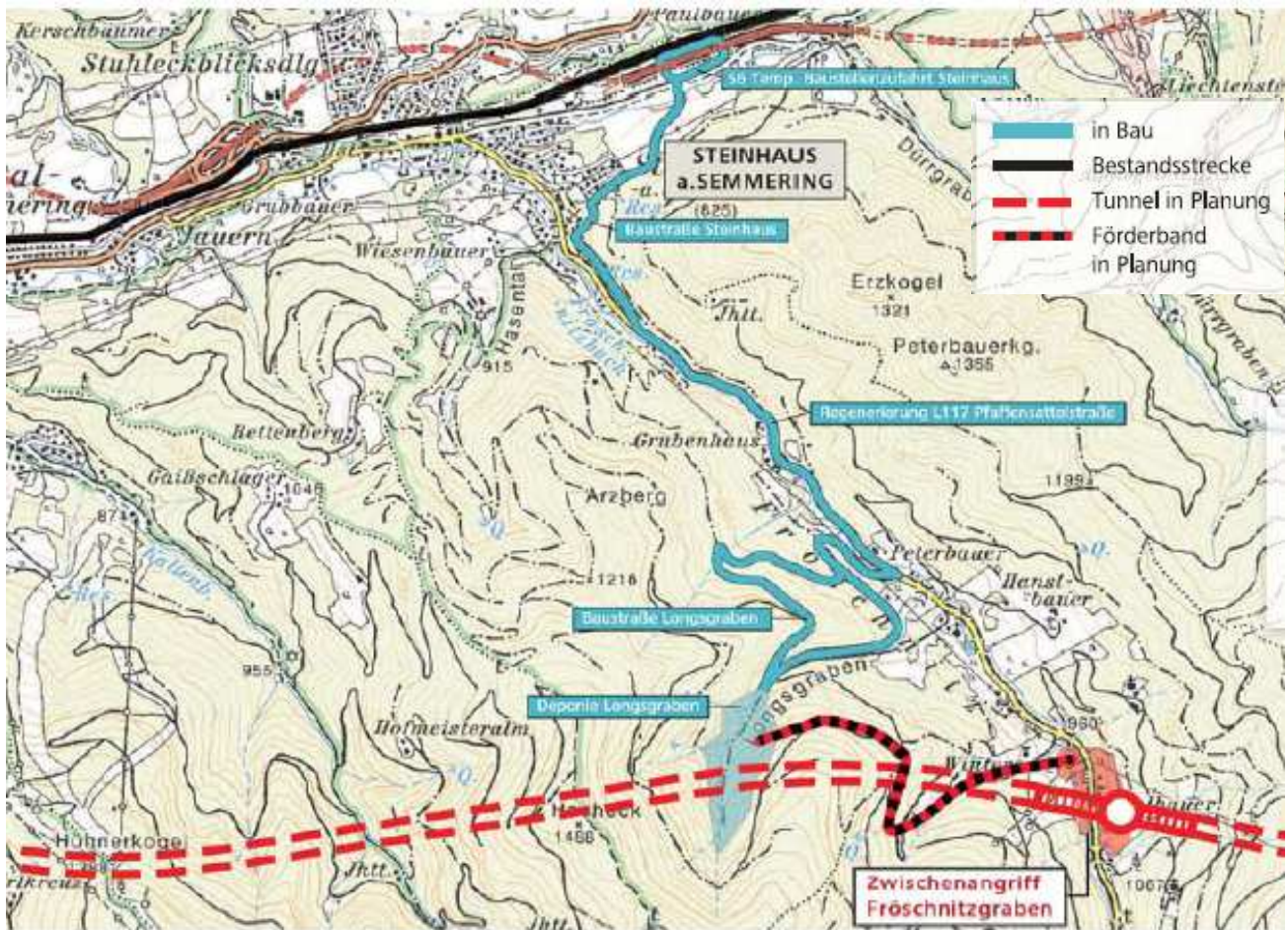


Abbildung 2: Übersichtsplan des Bauabschnitts 2 (ÖBB - Infrastruktur AG, 2013)

Das Baulos SBT 2.3 sieht die Errichtung eines Deponiebauwerks vor, das zur Lagerung des Tunnelausbruchsmaterials und allgemeinen Aushubmassen dient. Als Standort der Deponie wurde der Longsgraben, ein unbewohnter Seitengraben des Fröschnitztales, ausgewählt. Zusätzlich zu der Deponie beinhaltet das Baulos SBT 2.3 sämtliche Erschließungsarbeiten in der Deponie und auch Baustraßen, die abzweigend von der S6 über Spital/Semmering bis zur Deponie verlaufen.

Die Deponie soll eine Kapazität von rund 5 Mio Kubikmetern erreichen und gliedert sich in ein Baurestmassenskompartiment mit einer Kapazität von 1 Mio m³ und einem Bodenaushubkompartiment mit einer Kapazität von 4 Mio m³. Vor der Errichtung der Deponie muss der Longsbach, der sich derzeit in der Tiefenlinie des Longsgrabens befindet, in ein neues Gerinne umgeleitet werden. Das neue Bachbett befindet sich auf der orografisch linken Talflanke in einer Höhe von ca. 50 m über dem derzeitigen Talboden. Talseitig wird das neue Bachbett durch einen Damm, der als Bewehrte-Erde-Konstruktion ausgebildet wird, begrenzt. Die Gesamthöhe der Bewehrte-Erde-Konstruktionen erreicht bis zu 10 m. Auf der 4,0 m breiten Dammkrone wird ein Begleitweg mit einer Fahrbahnbreite von 2,7 m errichtet, der zunächst als Baustraße für die Errichtung des Damms und des neuen Bachbetts und nach Fertigstellung als Pflegeberme

für Wartungsarbeiten im Bereich des Bachbetts verwendet wird. Um die Erreichbarkeit des Begleitweges vom Talboden aus zu gewährleisten, wird eine Auffahrtsrampe (Bauzufahrt 1) errichtet. Diese Rampe besitzt eine Neigung von 14 %, eine Kronenbreite von 5 bis 6 m und wird auf einer Länge von rund 75 m als Bewehrte-Erde-Konstruktion mit einer Neigung von 60° ausgeführt. Die Bewehrte-Erde-Konstruktion erreicht im maßgebenden Querschnitt eine Gesamthöhe von bis zu 25 m. (Insitu Geotechnik ZT GmbH, 2012) Diese Bewehrte-Erde-Konstruktionen bilden das Kernstück dieser Arbeit.

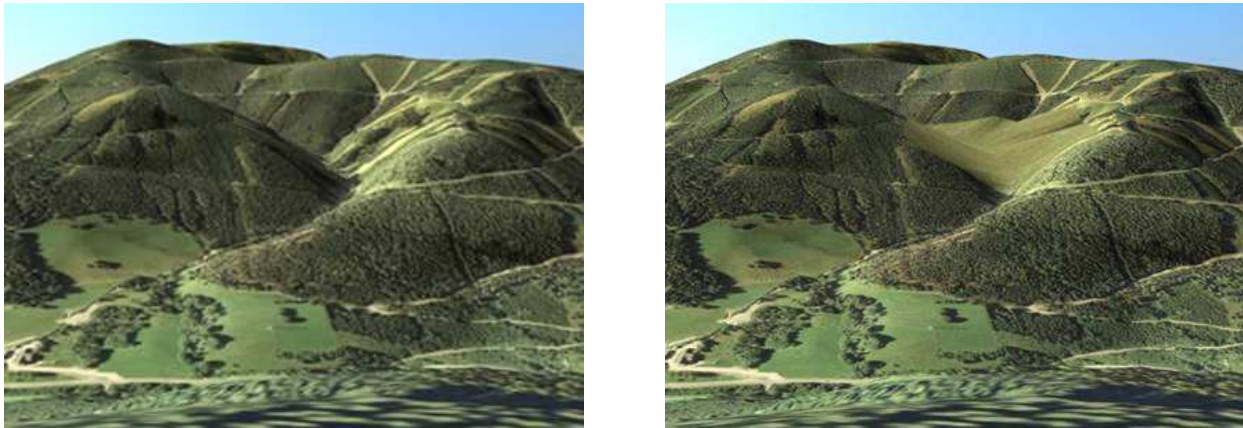


Abbildung 3: links: Longsgraben im ursprünglichen Zustand; rechts: Longsgraben im verfüllten Zustand vor der Rekultivierung (Quelle: RaumUmwelt)

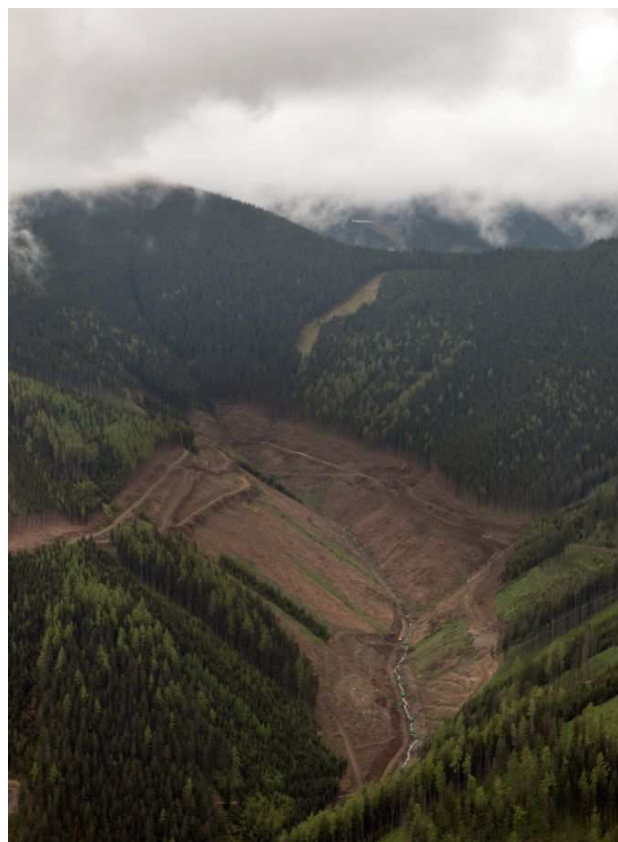


Abbildung 4: Longsgraben nach den Rodungsarbeiten (Quelle: zepp-cam / ÖBB)



Abbildung 5: Blick in den Longsgraben (Stand: 1. August 2013) (Quelle: ÖBB / Franz Zwickl)

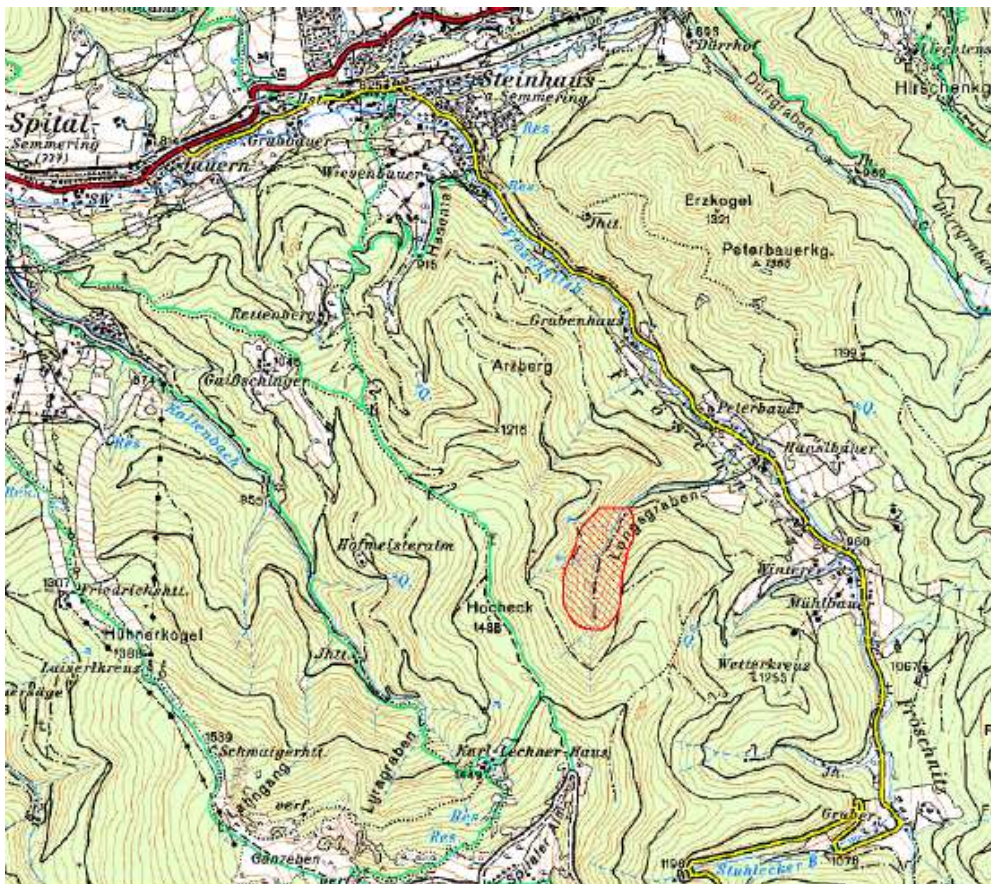


Abbildung 6: Lageplan der Deponie Longsgraben (Ingenieurgesellschaft Bilek und Krishner ZT GmbH, 2010)

2.2 Untergrundverhältnisse im Longsgraben

2.2.1 Regionalgeologischer Überblick

Der Untergrund im Longsgraben wird von Gesteinen des Semmering-Kristallins aufgebaut. Das Semmering-Kristallin ist ein polymetamorpher Gesteinskomplex, der im großtektonischen Kontext dem unterostalpinen Deckenstockwerk zugeordnet wird. Der Gesteinsinhalt wird von (Para)-Gneisen mit Einschaltungen von Grüngesteinen und phyllonitischen Glimmerschiefer aufgebaut. (3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, 2010)

2.2.2 Bodenaufbau im Longsgraben

Im Vorfeld des Projekts bzw. des Bauloses SBT2.3 wurden Erkundungsmaßnahmen durchgeführt. Auf Grundlage der Aufschlüsse kann der Talboden bzw. die Talflanken folgendermaßen bodenmechanisch beschrieben werden:

- Der braune, humose Waldboden weist eine Dicke von ca. 0,15 m bis 0,4 m auf
- Darunter liegen teilweise schluffige, kiesige Sande in mitteldichter Lagerung
- In einer Tiefe von ca. 1,2 m bis 2,8 m unter GOK wurde überwiegend grobkörniger Hangschutt aufgeschlossen. Der Hangschutt besteht aus sandigen, steinigen, teilweise auch blockigen Kiesen in mitteldichter Lagerung. Die aus zerlegtem Glimmerschiefer oder Gneis bestehenden Grobkomponenten weisen eine kubische Kornform auf, sind überwiegend kantig und besitzen eine raue Oberfläche.
- Die Felsoberfläche (Gneis, Glimmerschiefer) wurde in Tiefen von ca. 1,2 m bis 4,0 m unter GOK aufgeschlossen. Der Fels ist bis in Tiefen von ca. 20 m bis 25 m unter GOK verwittert (Oxidationsspuren bzw. oxidierte Trennflächenbeläge).
- Hang- oder Schichtwasserzutritte wurden im Zuge der Erkundung nicht beobachtet.

Der Mutterboden sowie der Waldboden werden der Bodenklasse 1 zugeordnet. Der oberflächennahe Hangschutt entspricht der Bodenklasse 3 bis 5 (leicht / mittelschwer / schwer lösbarer Boden). Der Übergangsbereich zum Fels kann der Bodenklasse 5 (schwer lösbarer Boden) zugeordnet werden. Der darunter anstehende verwitterte Fels entspricht Bodenklasse 6 (leicht lösbarer Fels), während der kompakte Fels der Bodenklasse 7 zugeordnet werden muss.

Die Mächtigkeit der Lockergesteinsüberdeckung (Hangschutt) wurde mit 2,0 m prognostiziert.

Diese Angaben stammen aus der geotechnischen Prognose, die vom Ingenieurbüro Insitu Geotechnik ZT GmbH erstellt wurde.

Das Hangschuttmaterial ist nach entsprechender Aufarbeitung für die Verwendung als Dammschüttmaterial der Bewehrten-Erde geeignet.

Auf Grundlage dieser Aufschlüsse müssen die Bewehrte-Erde-Konstruktionen auf Fels gegründet werden. Die Kennwerte des Bodens und das Bodenschichtmodell sind im Kapitel 6.2 dargestellt.

2.3 Geotechnischer Sicherheitsmanagementplan

Im Rahmen dieses Großprojekts wurde auf Grundlage der Beobachtungsmethode nach EC 7 ein geotechnischer Sicherheitsmanagementplan erarbeitet.

Ziel dieses geotechnischen Sicherheitsmanagementplans sind die aus geotechnischer Sicht sichere und wirtschaftliche Herstellung des Bauvorhabens nach aktuellem Stand der Technik, sowie das Vorsehen und die Organisation von Maßnahmen bei nicht planmäßigem Verhalten.

Vor der Errichtung der Stützkonstruktionen wird gemäß der Beobachtungsmethode (Eurocode 7) das mögliche geotechnische Verhalten festgelegt und darauf aufbauend ein Messkonzept erarbeitet. Durch diese festgelegten Werte kann während der Bau- und Betriebsphase ein permanenter Soll – Ist – Vergleich durchgeführt werden.

Die Bewehrte-Erde-Konstruktionen sind hinsichtlich ihrer Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit kritisch für den Bauablauf zu werten und werden daher während der Bauzeit und nach Fertigstellung gemäß dem geotechnischen Sicherheitsmanagementplan einer messtechnischen Überwachung unterzogen.

Die Überwachung der Bauwerke im Bereich der Auffahrtsrampe und in Teilen des verlegten Baches erfolgt neben einer geodätischen Vermessung auch mit einem faseroptischen Messsystem, das die Dehnungen im Damm messtechnisch erfassen kann. Die faseroptische Messung erfolgt an 4 Messprofilen, wobei sich zwei davon auf der Auffahrtsrampe befinden und somit Teil dieser Arbeit sind.

3 Bewehrte – Erde - Konstruktionen

3.1 Allgemein

Geokunststoffbewehrte Schüttkörper werden in der Geotechnik immer öfters angewendet. Vor allem die Anforderungen an umweltschonenden und landschaftsgerechtem Bauen begünstigen die Anwendung dieser Bauwerke. Bereits im antiken Ägypten wurde Schilf in Erdbauwerke aus feinkörnigen Boden eingebaut. Dies gilt als die erste Form von Bewehrter Erde.

Die sogenannten Bewehrte-Erde-Konstruktionen sind eine alternative Form der Stützbauwerke und wurden in den 1960er Jahren vom französischen Ingenieur Henry Vidal entwickelt. Die Bewehrung der Ursprungsform bestand aus Stahlelementen. Heutzutage bestehen die Bewehrungselemente meist aus den kostengünstigeren Geokunststoffen.

Da der Boden keine bzw. nur sehr begrenzte Zugkräfte aufnehmen kann, sind die Geokunststoffe eine ideale Ergänzung im Zugkraftbereich. Ähnlich wie beim Stahlbeton entsteht durch die Kombination aus Boden und Bewehrung ein Verbundstoff. (Saathoff & Zitscher, 2001)

Das System besteht aus drei Konstruktionselementen: Bewehrungsgitter – Geogitter – Schüttmaterial. Der Erdkörper wird lagenweise aufgebaut, wobei die Geogitter zwischen den Lagen verlegt werden und zum Aufnehmen der Zugkräfte zuständig sind. Die abgewinkelten oder geraden Bewehrungsgitter bilden die Wandelemente an der Dammaußenfläche. Durch dieses Prinzip entsteht ein stabiler Erdblock, der im Vergleich zu konventionellen Erddämmen größere Böschungswinkel erreichen kann. Dadurch können sehr steile bis senkrechte Konstruktionen entstehen, das vor allem bei beengten Platzverhältnissen große Vorteile mit sich bringt. (Brunner & Leiter, 2013)

Die hochzugfesten Geokunststoffe, die lagenweise verbaut werden, erhöhen die Scherfestigkeit des Bauwerks und gewährleisten somit dessen Standsicherheit. (TenCate Geotechnics GmbH, 2013)

Die Konstruktion der Bewehrten Erde erfolgt lagenweise: Zunächst muss ein Planum hergestellt werden. Auf dem Planum erfolgt die Verlegung des Geogitters. Anschließend wird ein gebogenes oder rechtwinkliges Bewehrungsgitter samt Aussteifungselementen und einem Vlies verlegt. Durch das Einbringen des Schüttmaterials und dessen Verdichtung mit schwerem Gerät wird die erste Lage fertiggestellt und der Prozess beginnt von neuem. Die Wandfläche der Bewehrte – Erde – Konstruktion kann, wie in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt, stufenförmig (rechtwinkliges Bewehrungsgitter - Abbildung 9/Abbildung 10)) oder auch kontinuierlich (gebogenes Bewehrungsgitter - Abbildung 7/Abbildung 8) sein.

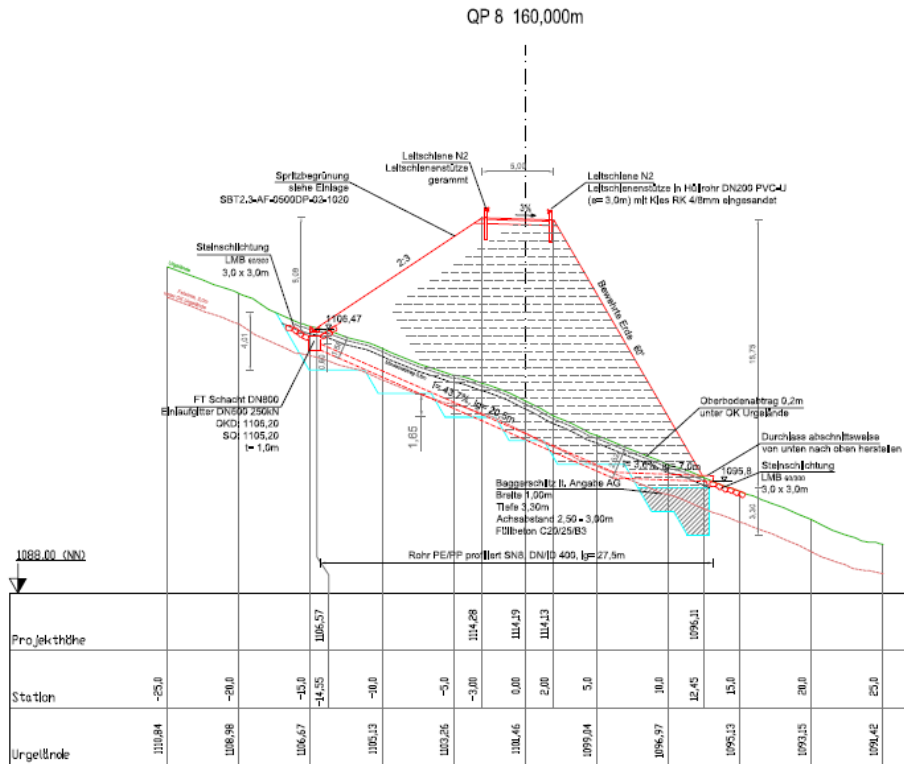


Abbildung 7: Schema der Bewehrten Erde bei QP 8 [Auszug aus den Plänen]

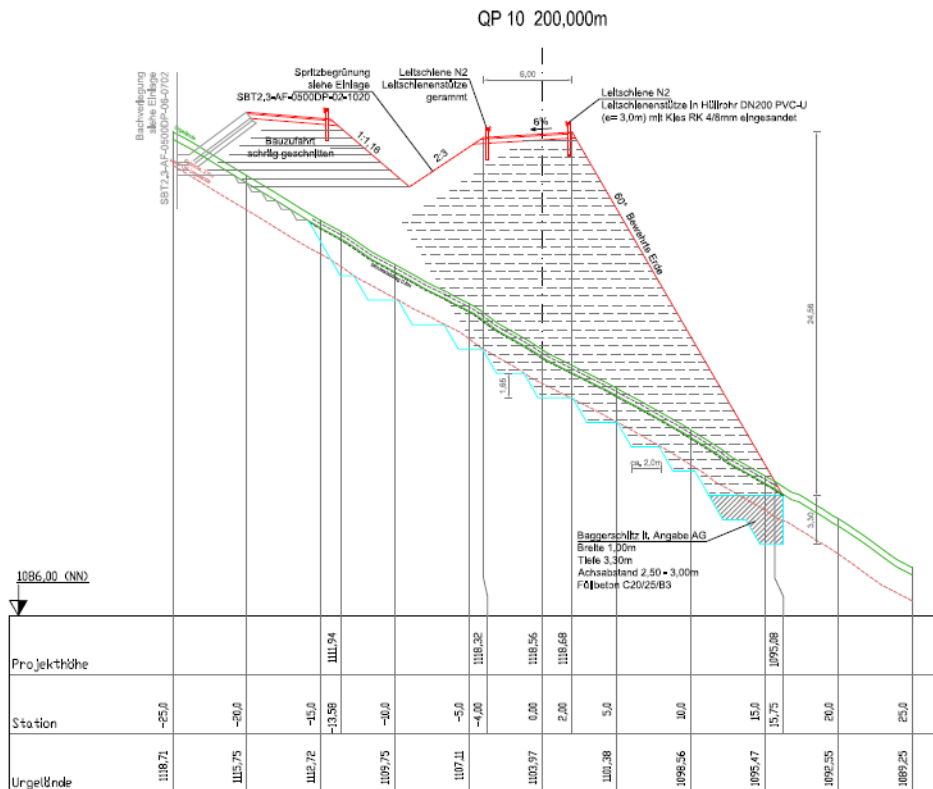


Abbildung 8: Schema der Bewehrten Erde bei QP 10 [Auszug aus den Plänen]



Abbildung 9: Verlegung der Geo- und Bewehrungsgitter sowie des Vlieses in der Deponie Longsgraben



Abbildung 10: Stufenförmiger Aufbau einer Lage nach Schüttung und Verdichten des Dammmaterials (Deponie Longsgraben)

3.2 Geokunststoffe

Der Begriff Geokunststoff beschreibt Produkte, deren Bestandteile aus mindestens einem synthetischen oder natürlichen Polymer bestehen. Die Produkte können Flächengebilde oder Streifen sein bzw. eine dreidimensionale Struktur besitzen. Anwendung finden Geokunststoffe vor allem im Bauwesen, im speziellen in Bereichen der Geotechnik. (Saathoff & Zitscher, 2001)

Für die Herstellung der Geokunststoffe können folgende Polymere als Ausgangsstoffe verwendet werden:

- Aramid (AR)
- Polyamid (PA)
- Polyester (PES, PET)
- Polyethylen (PE)
- Polypropylen (PP)
- Polyvinylalkohol (PVA) (Brandl, 2001)

Die Wahl des Ausgangsstoffes, sowie die Herstellungsart und die Struktur des Geokunststoffs haben maßgeblichen Einfluss auf dessen Eigenschaften. (EBGEO, 2010)

Geokunststoffe können in zwei Gruppen eingeteilt werden:

- Wasserdurchlässige Geokunststoffe
- Wasserundurchlässig Geokunststoffe

Zu den wasserdurchlässigen Geokunststoffen zählen Geotextilien und geotextilverwandte Produkte, während wasserundurchlässige Geokunststoffe Dichtungsbahnen und dichtungsbahnverwandte Produkte sind. (Saathoff & Zitscher, 2001)



Abbildung 11: Einteilung der Geokunststoffe (Oberreiter, 2012)

Für diese Arbeit sind vor allem die wasserdurchlässigen Geokunststoffe von Bedeutung und werden daher in weiterer Folge genauer behandelt.

3.2.1 Geotextilien und geotextilverwandte Produkte

Geotextilien:

Unter dem Begriff Geotextilien versteht man ebene, durchlässige, polymere Textilien. Die Textilien können in Form von Vliesstoffen, Geweben oder Maschenwaren hergestellt werden und werden bei geotechnischen Anwendungen für den Kontakt mit Boden und/oder einem anderen Material verwendet. Die Aufgaben der Geotextilien können weitreichend sein:

- Filtern
- Dränen

- Trennen
- Bewehren
- Verpacken
- Schützen

Geotextilien werden in

- Gewebe
- Vliesstoffe
- Maschenwaren
- Verbundstoffe

unterteilt.

Geotextilverwandte Produkte:

Die geotextilverwandten Produkte bestehen ebenfalls aus durchlässigen, polymeren Materialien und werden in Bahnen oder Streifen hergestellt. Bei diesen Produkten wird zwischen Geogittern, gitterähnlichen Produkten und Verbundstoffen unterschieden.

Für diese Arbeit sind die Geogitter von maßgeblicher Bedeutung und werden daher ausführlicher erläutert. Geogitter bestehen aus einem offenen Netzwerk mit vollständig verbundenen und zugbeständigen Elementen. Sie können in gewebte, gestreckte oder gelegte Geogitter eingeteilt werden.

Die gewebten Geogitter besitzen Öffnungen größer 10 mm. Gestreckte Geogitter werden aus Kunststoffbahnen hergestellt, wobei die Bahnen gelocht und in einer oder beiden Richtungen gestreckt werden. Die Unverschieblichkeit der Knoten ermöglicht eine Kraftübertragung zwischen den Längs- und Querstegen. Die gelegten Geogitter bestehen aus Bändern, Stäben oder stabförmigen Elementen, die kreuzweise übereinander gelegt und an den Kreuzungspunkten flexibel oder unverschieblich miteinander verbunden werden. (Saathoff & Zitscher, 2001)

Für das Projekt „Semmering-Basistunnel NEU“ wurde das Geogitter Fortrac® der Firma Huesker ausgewählt. Bei den untersuchten Querschnitten werden Geogitter vom Typ T 80/80-25 eingebaut. Als Ausgangsmaterial der Geogitter wurde zu 100% Polyester (PET) verwendet. Weitere Herstellerangaben befinden sich im Anhang.

3.3 Bemessung und Erforderliche Nachweise

3.3.1 Bemessung

Allgemein:

Für die Bemessung der Bewehrte-Erde-Konstruktionen muss zunächst die Verformungsfähigkeit des Schüttmaterials und der eingelegten Bewehrung abgeschätzt werden. Der Zusammenhang zwischen dieser Verformungsfähigkeit und dem Scherwiderstand ist in nachfolgender Grafik festgelegt:

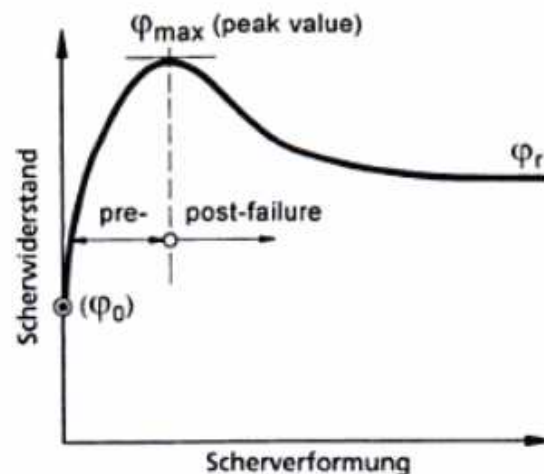


Abbildung 12: Zusammenhang zwischen Scherwiderstand und Scherverformung eines verdichteten Füllbodens für Bewehrte-Erde-Konstruktionen (Schema für den Einbauzustand) (Brandl, 2001, S. 581)

Das Maximum der mobilisierbaren Reibung liegt für grobkörnige Böden zwischen 3% und 6%, bei den bindigen Böden liegt das Maximum zwischen 5% und 10%. In diesen Bereichen ist die Zugkraft in den Bewehrungslagen am geringsten. Geokunststoffe mit hoher Anfangssteifigkeit erhalten somit höhere Kräfte, sehr dehnfähige Geokunststoffe können den Bereich der Restscherfestigkeit erreichen und demnach auch höhere Zugkräfte erfordern, um ein Versagen des Verbundkörpers zu verhindern. Ähnliches gilt auch für Bewehrungen mit großer Langzeitkriechdehnung. (Brandl, 2001)

Kraft – Dehnungs – Verhalten:

Der maßgebliche Parameter für die Bemessung der Bewehrte-Erde-Konstruktionen ist die Höchstzugkraft der Geogitter. Diese Höchstzugkraft entspricht einer Kurzzeitfestigkeit und lässt sich aus der Spannungs-Dehnungs-Beziehung ableiten. Diese Spannungs-Dehnungs-Beziehung wiederum muss durch Zugversuche an 200 mm breiten Proben gemäß DIN EN ISO 10319 (vgl. Kapitel 5 Zugversuche) ermittelt werden.

Die Kurzzeitfestigkeiten und die damit verbundenen Bruchdehnungen zeigen bei unterschiedlichen Rohstoffen und Produktarten starke Abweichungen. So z.B. liegt die Kurzzeitfestigkeit bei einem gewebten und gerascheltem Geogitter

vom Typ Aramid (AR) zwischen 40 kN/m und 1.200 kN/m (max. 2.200 kN/m), die Bruchdehnung zwischen 2 % und 4 %, während die Kurzzeitfestigkeit des selben Gitters vom Typ Polyester (PET) zwischen 20 kN/m und 800 kN/m (max. 1.200 kN/m) und die Bruchdehnung zwischen 8 % und 15 % liegen kann.

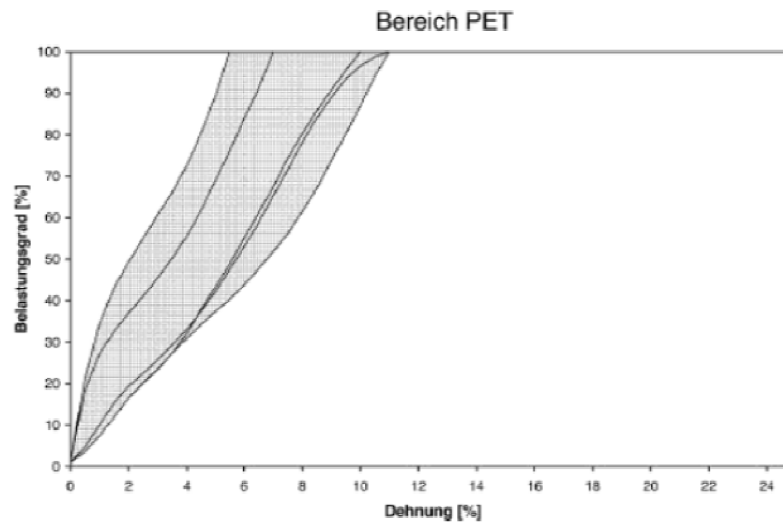


Abbildung 13: typischer Kraft-Dehnung-Bereich von Polyester (PET) (EBGEO, 2010)

Abbildung 13 zeigt die Dehnung in Abhängigkeit des Belastungsgrades. Ein Belastungsgrad von 100 % entspricht der Kurzzeitfestigkeit. Wie die Grafik weiters zeigt, ist der Spannungs-Dehnungsverlauf nicht linear und daher empfiehlt sich die Berechnung der Kurzzeit-Dehnsteifigkeit in einem Bereich als Sekantenmodul. Für FE-Berechnungen ist laut EBGEO 2010 die Verwendung des Tangentenmoduls sinnvoller.

Die polymeren Bestandteile der Geokunststoffe besitzen ein elasto-plastisches Verhalten und zeigen daher viskose, zeitabhängige Kriechvorgänge, die die Belastbarkeit reduzieren und für größere Dehnungen der Bewehrung sorgen können. Für die Bemessung muss daher die Kurzzeitfestigkeit durch diverse Faktoren abgemindert werden. (EBGEO, 2010)

Der Bemessungswert der Zugfestigkeit $R_{B,d}$ des Geogitters errechnet sich gemäß der EBGEO 2010 wie folgt:

$$R_{B,d} = \frac{R_{B,k}}{\gamma_M} \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$R_{B,k} = \frac{R_{B,k0}}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5} \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$R_{B,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit der Geokunststoffbewehrung

$R_{B,k0}$ charakteristischer Wert der Kurzzeitfestigkeit

$R_{B,k}$	charakteristischer Wert der Langzeitfestigkeit
A_1	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Kriechdehnung bzw. des Zeitstandverhaltens
A_2	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung einer möglichen Beschädigung bei Transport, Einbau und Verdichtung
A_3	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Verarbeitung (Nahtstellen, Anschlüsse, Verbindungen)
A_4	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Umwelteinflüssen (Witterungsbeständigkeit, Beständigkeit gegen Chemikalien, Mikroorganismen, Tiere)
A_5	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von dynamischer Einwirkung
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand flexibler Bewehrungselemente

Die Berechnung des Geogitters Fortrac 80/80-25 T mit einer Kurzzeitzugfestigkeit von 80 kN/m ergab folgenden Bemessungswert der Zugfestigkeit:

$$R_{B,k} = \frac{R_{B,k0}}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5} = \frac{80}{1,50 + 1,07 + 1,00 + 1,03 + 1,00} = 48,39 \frac{kN}{m}$$

$$R_{B,d} = \frac{48,39}{1,40} = 34,57 \frac{kN}{m}$$

Die Abminderungsfaktoren müssen durch unterschiedliche Verfahren ermittelt werden:

Für die Bestimmung des Abminderungsfaktors A_1 sind Zeitstandversuche notwendig. Diese Versuche nach DIN EN ISO 13431 liefern Zeitstandbruchkurven, d.h. es wird der Belastungsgrad über die Zeit bis zum Bruch ermittelt und die aufnehmbare Zugkraft über eine bestimmte Dauer kann ermittelt werden. Der Abminderungsfaktor kann für die geplante Nutzungsdauer aus dem Belastungsgrad abgeleitet werden.

Der Abminderungsfaktor A_2 wird mittels Einbaubeschädigungsversuchen bestimmt. Die EBGEO empfiehlt einen Versuch vor Ort um reale Bedingungen abzubilden. Maßgebliche Einflussfaktoren des Abminderungsfaktor A_2 sind Geokunststoff, Unterlage, Schüttmaterial, Lagendicke, Verdichtungsgerät und Verdichtungsübergänge.

Abminderungsfaktor A_3 berücksichtigt das Verhalten eventuell vorhandener Fugen, Verbindungen oder Nähte. Da in diesem Fall keine Verbindungsstücke vorhanden sind, wird dieser Faktor zu 1,0 gesetzt.

Die Bestimmung der Angabe eines Abminderungsfaktors A4 für chemische Beständigkeit unterliegt dem Hersteller, da die EBGEO und die DIN EN 13249ff für eine geringere Nutzungsdauer von 25 Jahren keine Abminderungsfaktoren vorsieht.

Der Abminderungsfaktor A5 für dynamische Einwirkungen kann bei dem vorliegenden Produkten mit 1,0 deklariert werden, da angenommen wird, dass die Bauwerke vorwiegend ruhend beansprucht werden. (EBGEO, 2010)

3.3.2 Erforderliche Nachweise:

Die EBGEO unterscheidet bei der Berechnung von Bewehrte-Erde-Konstruktionen folgende Grenzzustände:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit kann in drei Fälle unterteilt werden:

- Verlust der Lagesicherheit (EQU):
Nachweis gegen Kippen, gegen Aufschwimmen oder Abheben und gegen hydraulischen Grundbruch
- Versagen von Bauwerken und Bauteilen (STR)
Nachweis der Tragfähigkeit von Bauwerken und Bauteilen, die durch den Baugrund belastet bzw. durch den Baugrund gestützt werden und Nachweis der Tragfähigkeit des Bodens (Grundbruch, Erdwiderstand)
- Verlust der Gesamtstandsicherheit (GEO – Nachweisverfahren 3):
Nachweis gegen Böschungs- und Geländebruch

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nach EBGEO jener Zustand, „bei dem die für die Nutzung festgelegten Bedingungen nicht mehr erfüllt sind, ohne dass seine Tragfähigkeit verloren geht.“ Die zu erwartenden Verschiebungen und Verformungen müssen mit dem Zweck des Bauwerks vereinbar sein. Die Berechnung wird mit charakteristischen Werten durchgeführt. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden alle auf 1,0 gesetzt.

Für die in dieser Arbeit berechneten Bewehrte-Erde-Konstruktionen werden vor allem die Nachweise gegen Böschungsbruch (GEO), Tragfähigkeit der Geotextilien (Bemessung der Geokunststoffe nach STR) und gegen Grundbruch (STR) geführt.

Da die gesamte Dammkonstruktion auf Fels gegründet ist, ist der Grundbruchnachweis eigentlich nicht relevant. Als Einflussstudie werden für diesen Nachweis gesonderte Bedingungen angewendet: Anstatt des Felses wird eine Gründung auf Lockermaterial angenommen. Diese Berechnung wird sowohl numerisch als auch konventionell durchgeführt. Für diese konventionelle Berechnung wurden zunächst die resultierenden Kräfte auf Gründungsniveau mittels Plaxis ausgewertet und anschließend mit dem Programm GGU – Footing der Grundbruchnachweis geführt. Die Ergebnisse werden im Kapitel 7.4 dargestellt.

4 Messtechnik

4.1 Allgemein

Die Messtechnik hat in der Geotechnik eine besondere Bedeutung. Der Baugrund zeichnet sich meist durch eine äußerst inhomogene Struktur aus. Seine Boden- bzw. Materialkennwerte können nicht eindeutig bestimmt werden bzw. weisen Bandbreiten auf. Diese Ungenauigkeiten bzw. Unschärfen im Untergrund lassen keine eindeutige Verhaltensbestimmung zu.

In der Planungsphase kann daher das Verhalten lediglich prognostiziert werden und muss während der Ausführung durch messtechnische Maßnahmen überwacht und verifiziert werden.

Durch eine ständige Kontrolle (Soll – Ist Vergleich), die sich von der Ausführungsphase über die Nutzungsdauer erstreckt, lassen sich Veränderungen bzw. kritische Zustände frühzeitig erkennen und das Einleiten geeigneter Gegenmaßnahmen kann forciert werden.

Die geotechnischen Messungen dienen im Allgemeinen zur Beobachtung eines Materials, das sich bei äußeren Einflüssen, wie Kräften oder Temperatur, verändert. Die Messungen können auch ergänzend zu Baugrunduntersuchungen, rechnerischen Nachweisverfahren oder Spezialtiefbauverfahren angewendet werden. Der Verzicht auf eine messtechnische Überwachung kann oft im Nachhinein zu einer kostenintensiveren und risikoreicheren Realisierung des Bauvorhabens führen.

Durch die Einführung des Eurocodes 7 wurde der Messtechnik in Form der Beobachtungsmethode eine noch größere Bedeutung zugeordnet. Die Wichtigkeit dieser Beobachtungsmethode wird durch die Gleichstellung mit rechnerischen Nachweisverfahren verdeutlicht.

Die Beobachtungsmethode ist ein Verfahren zur Erfassung von Grenzzuständen im Untergrund und dient zur Untersuchung und frühzeitigen Feststellung von sich entwickelnden möglichen Versagenszuständen. Sie basiert auf begleitenden messtechnischen Beobachtungen und deren Gegenüberstellung zu vorab definierten Grenzgrößen bzw. Alarmwerten. Deren Anwendung erfordert eine gezielte Planung, d.h. neben den Messungen vor Ort müssen regelmäßige Auswertungen und Interpretationen durchgeführt und ein Maßnahmenkatalog erarbeitet werden (vgl.: Kapitel 2.2: geotechnischer Sicherheitsplan). (Marte, Scharinger, & Paulus-Grill, 2012)

Das Projekt Semmering-Basistunnel NEU sieht für die Bewehrte-Erde-Konstruktionen ein spezielles messtechnisches Überwachungsprogramm vor. Die Messungen der Deformationen im Damm erfolgen nicht nur mittels geodätischen Messverfahren an der Dammaußenseite, sondern die Verformungen werden auch mit faseroptischen Sensoren gemessen.

4.2 Faseroptik

4.2.1 Allgemein:

Die Erforschung der faseroptischen Messtechnik begann mit der Erfindung des Lasers im Jahre 1960. Die Weiterentwicklung bis hin zu den verteilten faseroptischen Sensoren (FOS) öffnete neue Möglichkeiten in den Bereichen des Monitorings von Bauwerken und Strukturen.

Die faseroptischen Sensoren können in Bauwerke integriert werden und eignen sich zur Erkennung von Strukturänderungen, wie z.B. Dehnungen und Temperaturveränderungen.

Durch die Flexibilität und die sehr geringen Abmessungen können faseroptische Sensoren bei schwer zugänglichen und komplexen Bauwerken verwendet werden.

Die Materialbeschaffenheit der Glasfasern erlaubt den Einsatz in schwierigen Umweltbedingungen, wie z.B. in stark magnetischen Feldern sowie in explosions- und feuergefährdeten Bereichen.

4.2.2 Aufbau der faseroptischen Fasern

Die Glasfasern besitzen einen kreisrunden Querschnitt und bestehen aus einem Kern, einem Mantel und einer Beschichtung. Mantel und Kern sowie Mantel und Beschichtung weisen feste Verbindungen auf.

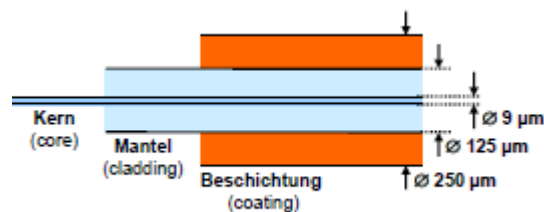


Abbildung 14: grafische Darstellung einer Glasfaser und deren Abmessungen

Der Mantel besteht aus einem dielektrischen, nicht metallischen und nichtleitenden Material und stellt das optisch transparente Material der Glasfaser dar. Auf dem Mantel wird eine Kunststoffbeschichtung aufgebracht, die als mechanische Schutzvorrichtung fungiert.

Der Kern stellt den zentralen Bereich des Lichtwellenleiters dar. Im Innern des Kerns breiten sich Lichtanteile mit unterschiedlichen Einstrahlungswinkeln aus. Um den Lichtstrahl durch die Glasfaser führen zu können, muss der Lichtstrahl an der Grenzfläche zwischen Kern und Mantel reflektiert werden. Diese sogenannte totale Reflexion ermöglicht eine beinahe verlustfreie Durchleitung des Lichts. Sie erfolgt allerdings nur, wenn der Brechungsindex des Kernmaterials

größer als der des Materials des Mantels ist ($0,001 < \Delta n < 0,01$). Der Winkel des eintreffenden Lichtstrahls muss für die Entstehung einer totalen Reflexion kleiner sein als der maximale Akzeptanzwinkel, d.h. kleiner als der maximale Einfallswinkel des Lichts, der von einem Sensor aufgenommen werden kann. Ist der Winkel größer, tritt das Licht in das Mantelglas und es kommt zu Verlusten. (Lienhart, 2012)

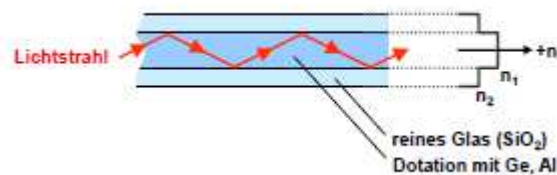


Abbildung 15: Totalreflexion des Lichts im Kern der Glasfaser

Die verwendete Faser ist eine Single-Mode-Faser. Unter einer Mode versteht man die sich im Kern der Glasfaser ausbreitende Lichtwellenform. Bei Monomodefasern besitzt der Faserkern einen konstanten Brechungsindex und einen kleinen Durchmesser. Auf Grund dieser beiden Parameter kann sich Licht in einer Monomodefaser nur in einem einzigen Modus ausbreiten. Die Moden verstärken sich durch Interferenzen (Überlagerung von Wellen, die durch die Wechselwirkung mit gleichen Frequenzen entstehen) und werden auch Eigenwellen genannt. (DATACOM Buchverlag GmbH, 2013)

4.2.3 Faseroptische Messungen

Mittels faseroptischen Messungen können Dehnungs- und Temperaturänderungen erfasst werden. Für die Temperatur- bzw. Dehnungsmessung wird Licht mit einem Laser durch die Glasfaser geschickt. Bei dieser sogenannten Einkoppelung von Lasersignalen in einem Faserkern kann es zur Wechselwirkung und Energieübertragung zwischen dem einfallenden Laserlicht und den Molekülen im Medium kommen. Daraus resultiert eine Frequenzverschiebung. Diese Frequenzverschiebung bildet die Basis der Rückstreumesstechnik.

Rückstreuprozesse:

In diesem Kapitel werden die zwei maßgeblichen Rückstreuprozesse beschrieben:

- Raman – Streuung
- Brillouin - Streuung

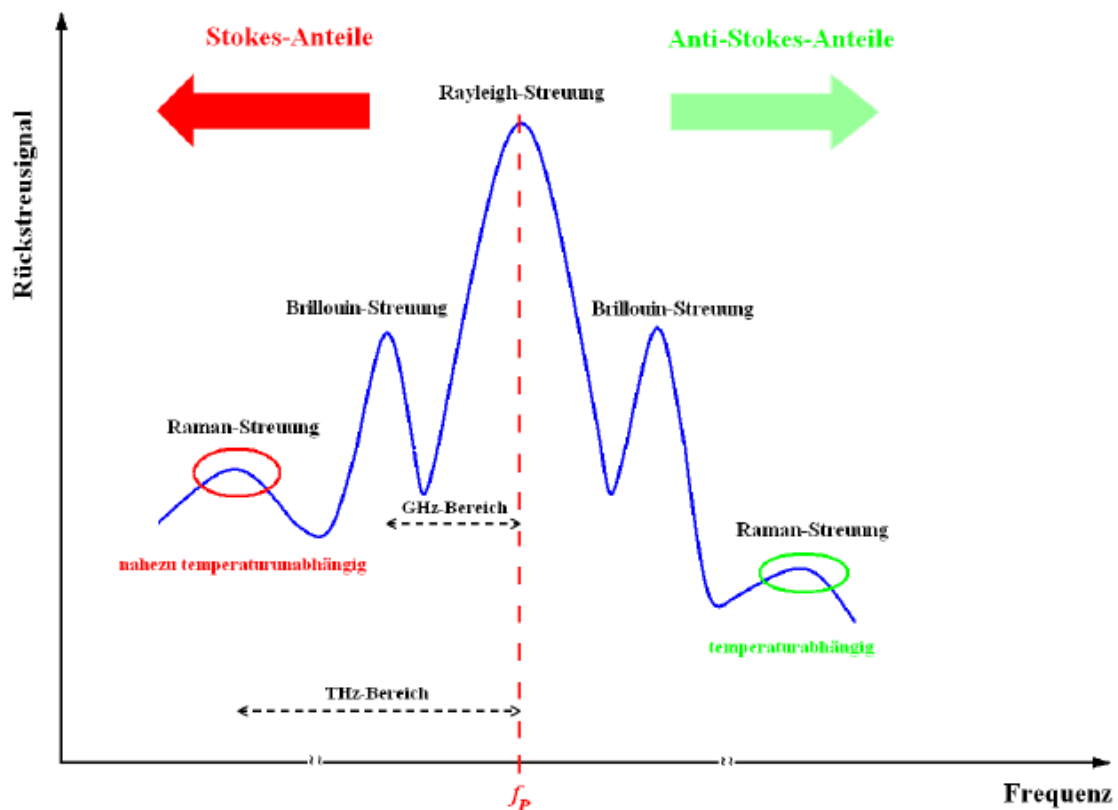


Abbildung 16: Frequenzspektrum der Rückstreuprozesse in Glasfasern

Die Raman-Streuung kann nur als Temperaturmessung verwendet werden. Bei dieser Raman-Streuung übertragen die gestreuten Phononen einen Teil ihrer Energie unelastisch auf die Rotations- und Schwingungsenergie der beteiligten Moleküle (Stokes-Streuung). Besitzen die streuenden Moleküle nach der Anregung durch das Laserlicht ein niedrigeres Energieniveau als vorher, hat das gestreute Laserlicht eine höhere Energie und damit eine höhere Frequenz als vor dem

Streuung (Anti-Stokes-Streuung). Während die Intensitäten der Stokes-Anteile temperaturunabhängig sind, zeigen die Intensitäten der Anti-Stokes-Anteile eine Temperaturabhängigkeit auf. Durch den Vergleich der beiden Intensitäten kann die Temperaturverteilung entlang des faseroptischen Sensors erfolgen.

Neben der Raman-Streuung kann die Messung der Temperatur auch mit der faseroptischen Brillouin-Streuung erfolgen.

Die faseroptische Brillouin-Wechselwirkung zeigt nicht nur eine reine Temperaturabhängigkeit auf, sondern eignet sich auch als örtlich verteilte Dehnungsmessung. Die Streuung erfolgt nach dem Prinzip des Brillouin-Effekts. Beim Brillouin-Effekt werden im Unterschied zum Raman-Effekt, wo Teile der Photonenergie des Lichts in Vibrationsenergie der Moleküle übergehen, Teile der Lichtenergie in akustische Schwingungen umgewandelt. Die stetig ablaufenden thermischen Bewegungsprozesse der Moleküle im Fasermedium, die in Form von Dichteschwankungen auftreten, wirken dabei als bewegliche Streuobjekte für das durchlaufende Laserlicht. Diese Wechselwirkung dieser Dichteschwankungen der Moleküle, die im Prinzip als Schallwellen bezeichnet werden können, erzeugt ein spontanes gestreutes Brillouin-Licht. Wie Abbildung 16 zeigt, verschiebt sich das Licht, das an den angeregten elastischen Dichteschwankungen im Material gestreut wird (Stokes-Anteil), zu niedrigeren Frequenzen hin. Diese charakteristische Brillouin-Frequenz (entspricht dem Betrag der Frequenzverschiebung) zeigt eine lineare Temperatur- und Dehnungsabhängigkeit. (Wosniok, 2013)

Für dieses Projekt wird die Brillouin-Rückstreuung zur Messung der Dehnungen in der Faser verwendet. Mit einem Pump Laser wird ein Lichtpuls mit der Länge von 1 m durch die Faser geschickt. Unter einem Pump Laser versteht man einen Laser, der das Licht nicht kontinuierlich, sondern in zeitlich begrenzten Portionen, den sogenannten Pulsen, aussendet. Ein Lichtpuls entspricht im Prinzip einem kleinen Teil einer unendlichen Lichtwelle bzw. man kann einen Lichtpuls als eine Überlagerung vieler Einzelwellen mit verschiedenen Frequenzen betrachten. Die räumliche Länge des Lichtpulses hängt von der Ausbreitungsgeschwindigkeit des Lichtpulses im Medium und der Zeit, in der der Lichtpuls ausgesendet wird, ab. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit wiederum hängt vom Brechungsindex in der Faser bzw. wie stark er sich in Abhängigkeit der Frequenz verändert, ab.

Aus der Länge des Lichtpulses ergibt sich der Mindestabstand zwischen den Ankerplatten beim Einbau des faseroptischen Messsystems (vgl.:Kapitel 4.3), da der gesamte Lichtpuls für mindestens eine Messung zwischen den Ankerplatten liegen muss. Um dies zu erreichen, wurden auf der Faser Metermarkierungen angebracht. Beim Einbau wird darauf geachtet, dass jeweils mindestens zwei Metermarkierungen zwischen den Ankerplatten liegen. Die Auswertung der Frequenzen erfolgt durch das Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme der TU Graz.

Mit faseroptischen Sensoren können Dehnungen von bis zu 6 % gemessen werden.

4.3 Einbau des Faseroptischen Systems

Der Einbau des faseroptischen Messsystems erfolgt an zwei Querschnitten auf der Bauzufahrt 1. Zwei weitere Messquerschnitte werden entlang der Bachverlegung eingebaut. Diese sind aber nicht Teil dieser Arbeit und werden daher nicht näher erläutert.

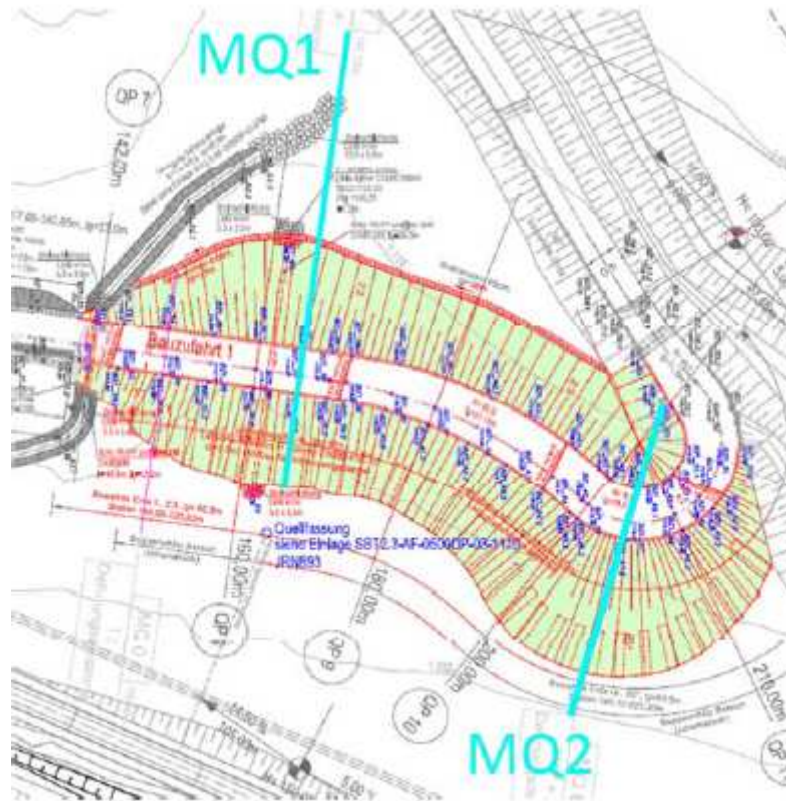


Abbildung 17: Lageplan der Bauzufahrt mit den Messquerschnitten MQ1 und MQ2

Die Querschnitte befinden sich bei km 0 + 165 (MQ1) und 0 + 205 (MQ2). In jedem Querschnitt wird das Sensorkabel in 5 Ebenen verlegt, wobei jeweils eine Ebene doppelt ausgeführt wird. Die Ebenen mit der zweifachen Ausführung der Sensorkabel liegen in den kritischen Schichten, so dass im Notfall auf eine zweite Messung zurückgegriffen werden kann. Die Faser der doppelt ausgeführten Ebene ist länger als die Fasern in einer Standardebene und liegt nicht gespannt im Kabelkanal. Damit wird gewährleistet, dass die Faser erst ab einer Dehnung von 3 % aktiviert wird.

An den obersten Ebenen (MQ1: Ebene 27, MQ2 Ebene 39) werden an beiden Enden des Damms geodätische Prismen angebracht. Damit können die ermittelten Dehnungen mit den geodätischen Messungen überprüft werden.

Das faseroptische Messsystem für diese Anwendung wurde vom Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme der TU Graz entwickelt. Der Einbau des Messsystems auf der Baustelle erfolgte durch Mitarbeiter dieses Instituts.

Einbauprozess:

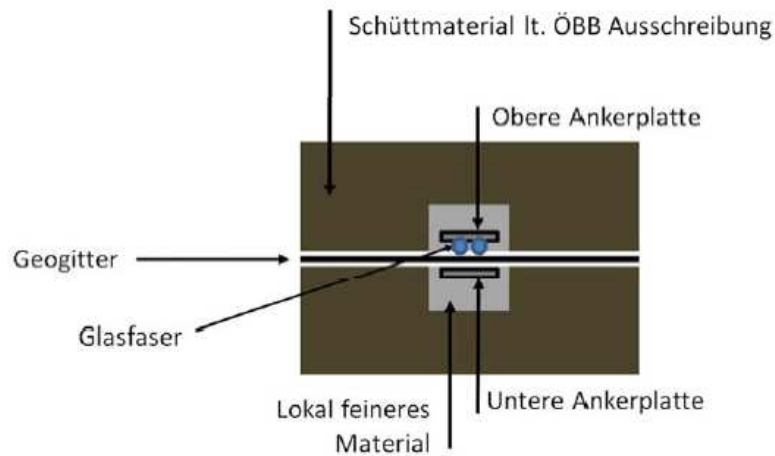


Abbildung 18: grafische Darstellung des Einbaus der optischen Faser im Querschnitt

Der Einbauprozess kann folgendermaßen gegliedert werden: (Moser, 2013)

1. Herstellung der Bewehrte-Erde-Konstruktion und Aushub einer Sensorkünette



Abbildung 19: Herstellung des Planums der Messebene

2. Verfüllen und Verdichten der Sensorkünette mit kiesigem Sand



Abbildung 20: links: Verfüllen der Sensorkünette; rechts: Verdichtung des kiesigen Sands

Die Körnung muss <20 mm, in unmittelbarer Fasernähe muss die Körnung noch feiner sein (<5 mm)

3. Verlegung der unteren Ankerplatten und des Geogitters

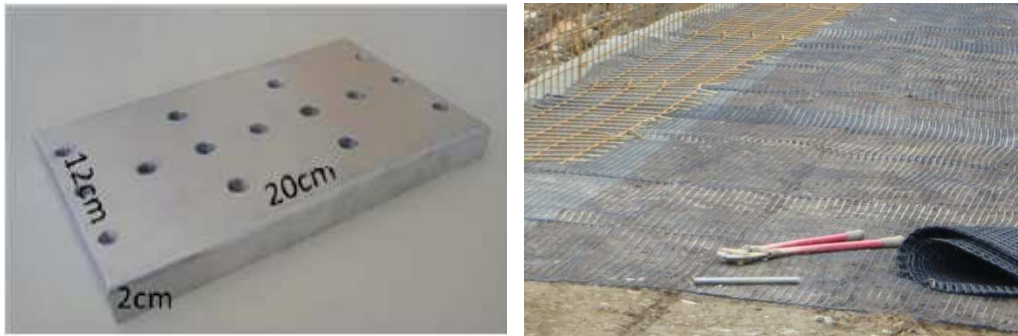


Abbildung 21: links: Ankerplatte mit Abmessungen; rechts: Verlegen des Geogitters

Das faseroptische Kabel wird jeweils in der Mitte des 5 m breiten Geogitterstreifens eingebaut.

4. Auslegen des Sensorkabels und Befestigung mit der oberen Ankerplatte



Abbildung 22: links: Auslegen des Sensorkabels; rechts: Befestigung des Geogitters an der letzten Ankerplatte

5. Anbringung eines Schutzes für die optische Faser



Abbildung 23: links: Kabelkanal zum Schutz für die optische Faser; Schutz der Faser im vorderen Bereich (Dammaußenseite)

6. Einmessen der Adapterplatten und Durchführung der Nullmessung.

7. Überschütten des verlegten Kabels mit kiesigem Sand und anschließendes Verdichten



Abbildung 24: Übersichtung des eingebauten Sensor

8. Einbau des Dammschüttmaterials und Fertigstellung der Ebene
9. Durchführen einer Startmessung

Vor dem Einbau der ersten Messebenen in den dafür vorgesehenen Messquerschnitten MQ1 und MQ2 wurde der Einbau bei einem Testeinbau geübt:



Abbildung 25: Eindrücke der Testinstallation beim Messquerschnitt MQ0 (Quelle:(Insitu Geotechnik ZT GmbH)

5 Zugversuche

Gemäß der EBGEO werden vor dem Einbau der Geokunststoffe entsprechende Prüfverfahren empfohlen. Diese Versuche sollen die Produkteigenschaften der Geokunststoffe nachweisen. Die Produkteigenschaften werden an sogenannten Indexversuchen, d.h. Geokunststoffe ohne Bodenkontakt, durchgeführt. Das Zug-Dehnungs-Verhalten und die Ermittlung der Höchstzugkraft werden mit einem Zugversuch an 200 mm breiten Proben ermittelt.

Diese Versuche wurden entsprechend der Prüfnorm DIN EN ISO 10319 – „Zugversuche am breiten Streifen“ ordnungsgemäß vom Geogitterhersteller Huesker Synthetics GmbH durchgeführt.

Das neuartige faseroptische Messsystem musste vor dem Einbau an der Baustelle getestet werden, um die Funktionalität sicherzustellen. Daher wurde in den Räumlichkeiten des LKI (Labor des konstruktiven Ingenieurbaus der TU Graz) durch das Institut Ingenieurgedäsie und Messsysteme der TU Graz die Kalibrierung der Faser durchgeführt, sowie deren Klemmung an den Ankerplatten überprüft. Gleichzeitig wurde die Möglichkeit genutzt, auch das Geogitter einem Zugversuch zu unterziehen, um die von Huesker angegebene Spannungs – Dehnungs - Beziehung zu verifizieren. Die Bedingungen für den Versuch sind allerdings nicht direkt vergleichbar. Die Versuche unterscheiden sich bei den Abmessungen der Proben und bei der Versuchsdurchführung. Dennoch wird versucht eine Vergleichbarkeit herzustellen.

Zusammenfassend wurden folgende Versuche durchgeführt:

1. Geotextil 50/50-T25 mit Ankerplatten und Faser
2. Geotextil 50/50-T25
3. Geotextil 80/80-T25
4. Ankerplatten mit Faser ohne Geotextil

Nachfolgend werden die einzelnen Versuche beschrieben und deren Ergebnisse abgebildet. Vor diesen vier Versuchen wurden mehrere Testversuche durchgeführt. Sie dienten hauptsächlich dazu, das Einspannmoment der Schrauben, die die Ankerplatten aneinanderpressen, zu ermitteln und die Funktionalität der Ankerplatten an sich nachzuweisen. Das Geogitter wurde öfters be- und entlastet, die Spannungs – Dehnungs – Beziehung ist somit nicht mit jener von Huesker vergleichbar, daher werden diese Versuche hier auch nicht weiter betrachtet. Im Zuge dieser Versuche wurde das Design der Ankerplatten modifiziert und verbessert.

Die Versuche 1 und 2 dienen zur Bestimmung des Einflussfaktors, der sich durch die Befestigung der Ankerplatten auf das Geogitter ergibt.

Die Probe beim Versuch 3 wurde bis zum Bruch belastet, das Ergebnis kann daher gut mit jenem von Huesker verglichen werden.

Im vierten Versuch wurden die Kalibrierungsfunktion und die Spannungs- Dehnungs- Beziehung der Faser bestimmt.

5.1.1 Versuchsaufbau und Berechnungen

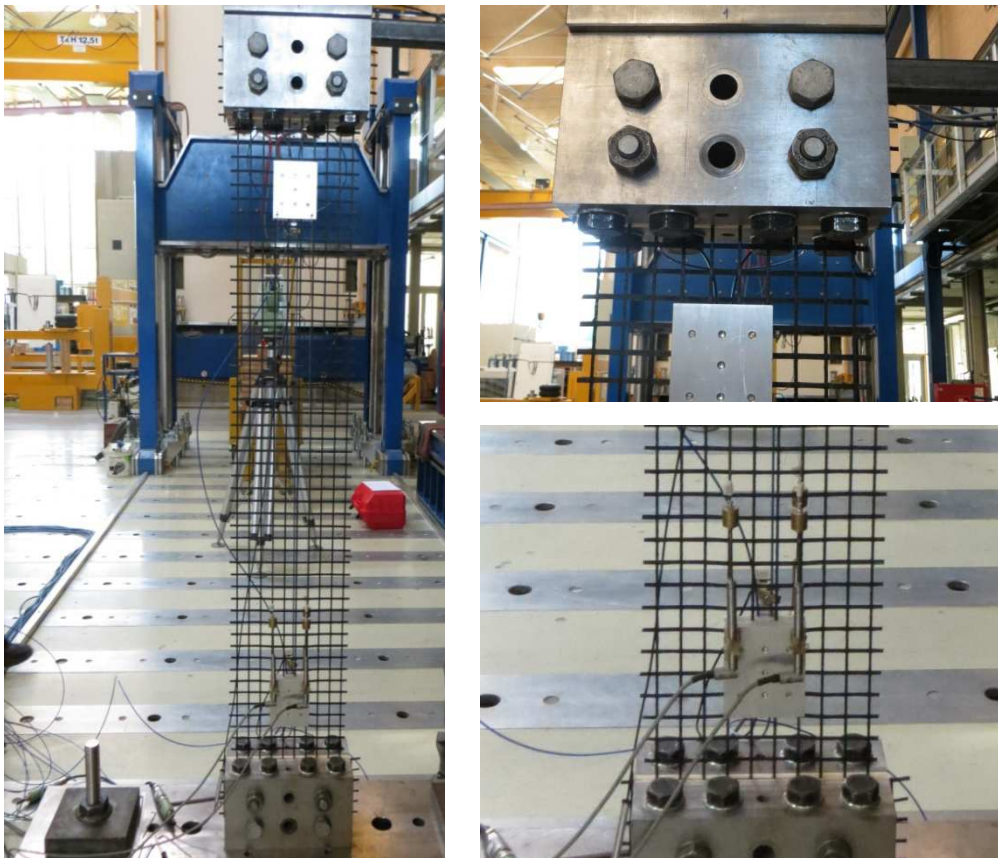


Abbildung 26: links: Versuchsaufbau; rechts oben: obere Klemmplatte mit Ankerplatte; rechts unten: untere Klemmplatte mit Ankerplatte und Wegaufnehmer

Das Geogitter wurde zwischen zwei Klemmkeilen der Zugmaschine geklemmt. Um einen optimalen Verbund des Geogitters mit der Zugmaschine zu ermöglichen, wurde das Geogitter auf beiden Seiten mit Holzspanplatten gebettet.

Die Dehnungen wurden mittels Wegaufnehmer gemessen, wobei zwei Wegaufnehmer auf der unteren Ankerplatte angebracht und ein Wegaufnehmer auf der Faser befestigt wurde. Diese Anordnung der Wegaufnehmer ermöglichte das Messen eines eventuell auftretenden Schlupfes zwischen Ankerplatten und Faser.

Die Proben wurden händisch vorgespannt.

Berechnungen:

Die Zugfestigkeit T_{max} lässt sich folgendermaßen beschreiben:

$$T_{max} = F_{max} * c$$

F_{max} entspricht der aufgezeichnete Höchstzugkraft.

$$c = \frac{N_m}{n_s}$$

N_m ist die durchschnittliche Anzahl von Zugelementen innerhalb eines 1,0 m breiten Streifens des geprüften Produkts, n_s ist die Anzahl der Zugelemente innerhalb der Messprobe.

5.1.2 Versuch 1: Geogitter 50/50-T25 mit Ankerplatten und Faser

Beim Geogitter 50/50-T25 handelt es sich um ein biaxiales Gitter mit einer Kurzzeitfestigkeit von 50 kN/m in beiden Richtungen. Die Maschenweite des Gitters ist mit 25 mm definiert.

Die Verschiebungen wurden mit einer Geschwindigkeit von 2,5 mm/min aufgebracht. Nach dem Erreichen der in der Tabelle stehenden Verschiebungen wurde jeweils eine faseroptische Messung durchgeführt.

Der Versuch wurde stufenförmig durchgeführt:

Tabelle 1: Stufen der Versuchsdurchführung

Zyklus	Weg in mm
1	12,8
2	37,7
3	44,3
4	51,1
5	58
6	64,7

Die oben angeführten Verschiebungen beziehen sich nicht auf die Länge des Geogitters sondern auf die Länge der Faser.

Die Länge zwischen den Klemmplatten der Zugmaschine betrug 1,530 m

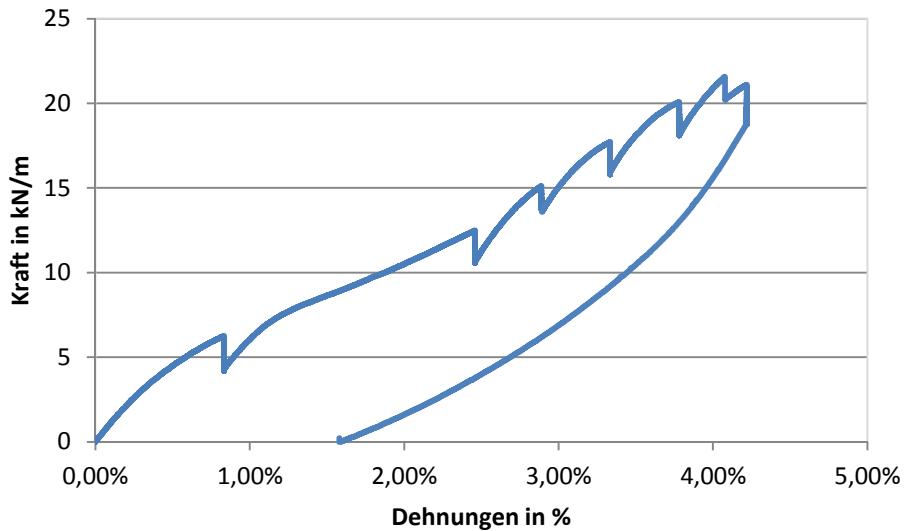


Abbildung 27: ausgewertete Spannungs-Dehnungs-Beziehung

5.1.3 Versuch 2: Geogitter 50/50-T25

Bei diesem Versuch wurde der Fokus auf den unteren Dehnungsbereich gelegt.

Die Länge der Probe betrug 1452 mm, die dem Abstand zwischen den Klemmplatten entspricht. Der Versuch wurde nach dem gleichen Schema wie bei Versuch 1 durchgeführt.

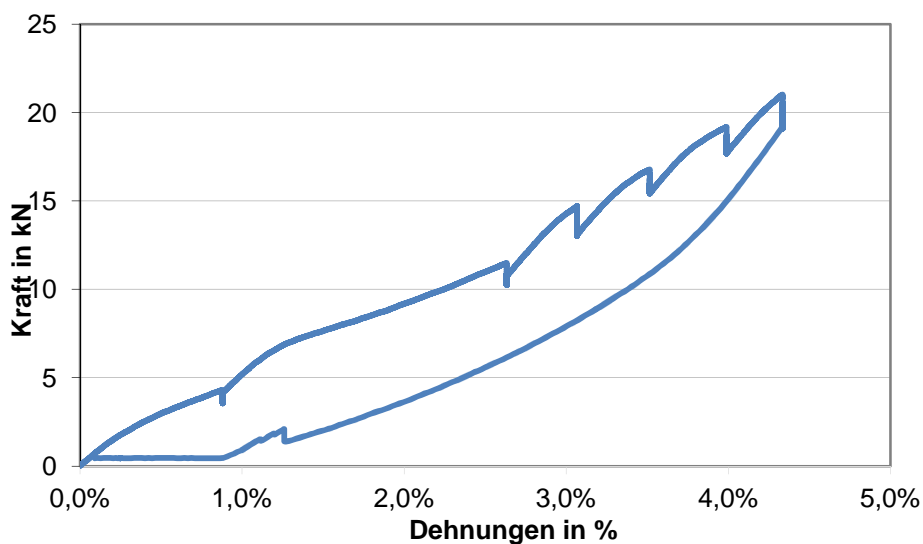


Abbildung 28: Spannungs-Dehnungsbeziehung des Geogitters 50/50 T25

Die Sprünge im Verlauf zeigen, dass das Geogitter kriecht und diese zeitabhängigen Verformungen in Bereichen höherer Dehnung zunehmen.

Der untere Dehnungsbereich wird mit den Testergebnissen des Herstellers verglichen:

Tabelle 2: Vergleich der Dehnungen bei 2% und 3%

Dehnung	2%	3%
Kraft in kN (aus Versuch)	9,18	14,27
Kraft in kN (Huesker)	12,34	16,84

Wie Tabelle 2 zeigt, sind die Kräfte, die im Versuch bestimmt wurden, deutlich niedriger (Differenz von rund 25%) als bei den Labortests von Huesker Synthetics GmbH. Als Grund dafür könnten die unterschiedlichen Testbedingungen genannt werden.

Vergleich der beiden Versuche:

Bei der nachfolgenden Grafik werden die beiden Versuche übereinander gelegt.

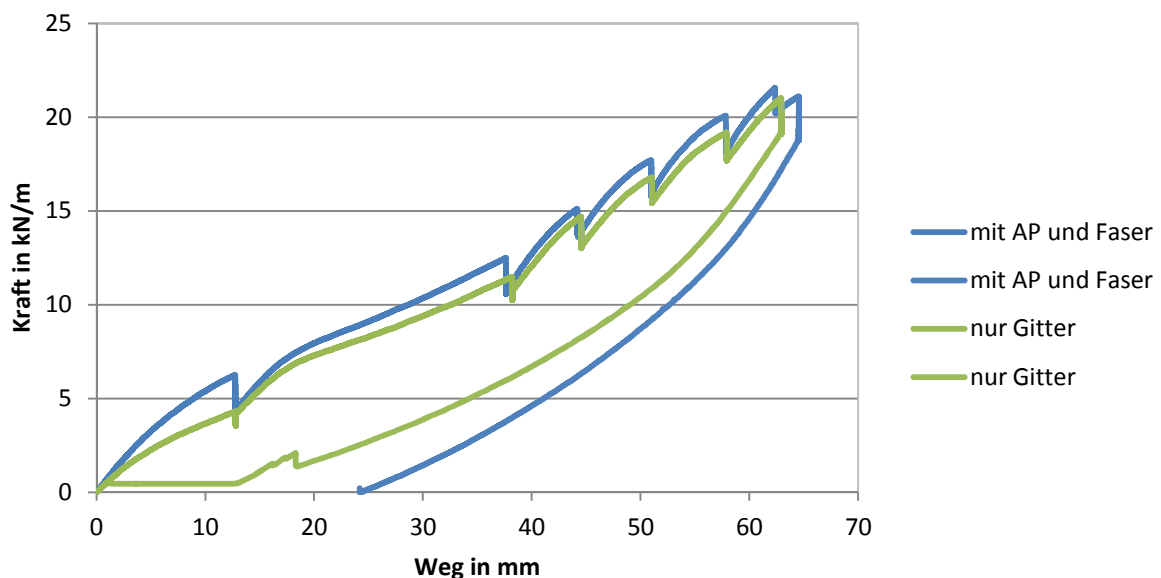


Abbildung 29: Vergleich der Versuche 1 und 2

Auf der x-Achse werden die Dehnungen in mm der Zugmaschine aufgebracht, auf der y-Achse sind die Kräfte. Die Grafik zeigt, dass nach dem Einbau der Ankerplatten und der Faser geringere Kräfte auftreten. Werden nun die Dehnungen in Relation gesetzt (nachfolgende Grafik), sieht man dass das System mit Ankerplatte und Faser erwartungsgemäß steifer agiert. Bei gleichbleibenden Dehnungen zeigt der Versuch mit Ankerplatte und Faser (blaue Linie) größere Kräfte.

Für die Anwendung vor Ort kann dieser Einfluss unberücksichtigt bleiben, da die Zugversuche an einem schmalen Streifen durchgeführt wurden. In der Praxis jedoch besitzt das Geogitter eine Länge von mehreren Metern der Einfluss der Ankerplatten und der Faser wird minimiert.

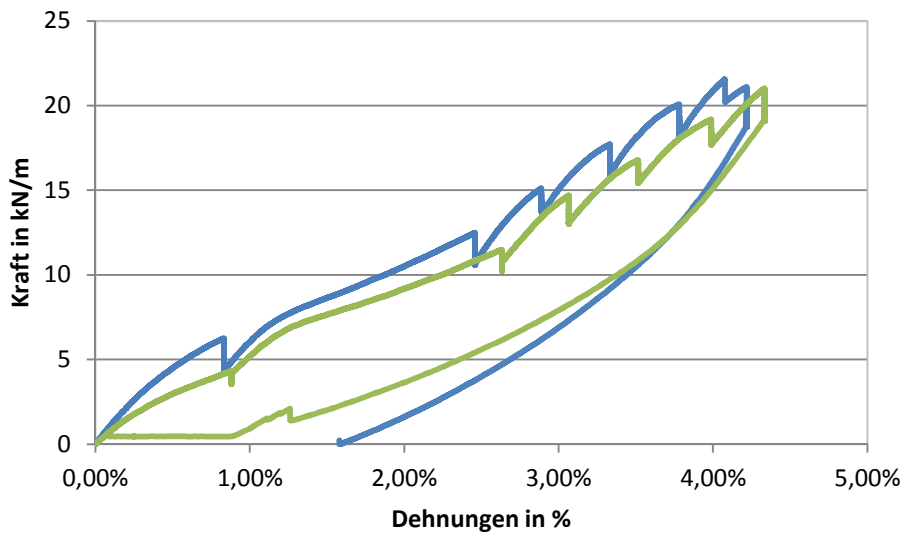


Abbildung 30: Vergleich der Versuche 1 und 2

5.1.4 Versuch 3: Geogitter 80/80-T25

Dieser Versuch wurde mit dem Geogitter 80/80 – T25 durchgeführt. Beim Geogitter 80/80-T25 handelt es sich um ein biaxiales Gitter mit einer Kurzzeitfestigkeit von 80 kN/m in beiden Richtungen. Die Maschenweite des Gitters ist mit 25 mm definiert.

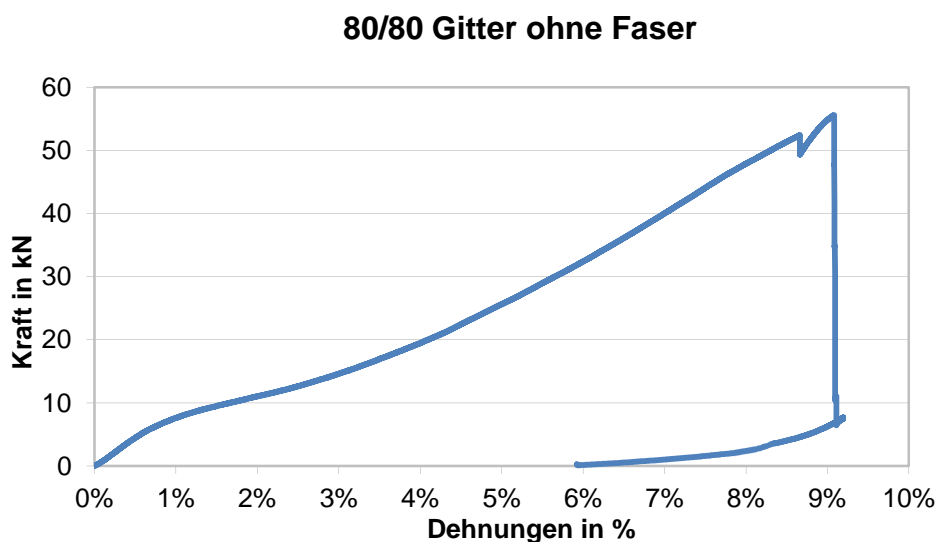


Abbildung 31: Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus dem Versuch

Dieser Versuch wurde kontinuierlich gefahren. Die Linie zeigt den typischen Verlauf einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Im hinteren Bereich ist ein Sprung zu erkennen, der aus der Unterbrechung zur Nachjustierung der Wegaufnehmer resultiert.

Die Länge der Probe beträgt 1382 mm und entspricht dem Abstand zwischen den Klemmplatten.

Die Zugfestigkeit T_{max} errechnet sich zu:

$$c = \frac{28}{10} = 2,8$$

$$T_{max} = 19,86 * 2,8 = 55,61 \text{ kN/m}$$

Die errechnete Zugfestigkeit ist deutlich niedriger als im Vergleich zu den Testergebnissen von Huesker Synthetics GmbH.

Der Vergleich der Dehnungen im unteren Bereich zeigt ebenfalls große Abweichungen zu den Testergebnissen vom Hersteller.

Tabelle 3: Vergleich der Dehnungen

	2%	3%
aus Versuch [kN/m]	11,02	14,60
Huesker [kN/m]	17,60	22,74

Die untersuchten Geogitter waren keine frisch erzeugten Produkte, sondern wiesen bereits geringfügige Beschädigungen vom Transport auf. Zudem neigen Geogitter im Allgemeinen zu viskosen, zeitabhängigen Verformungen. Diese beiden Faktoren könnten für die geringere Zugfestigkeit im Vergleich zu den Labortests des Herstellers verantwortlich sein.

5.1.5 Versuch 3: Ankerplatte mit Faser ohne Geogitter

Beim getesteten Produkt handelt es sich um ein Sensorkabel der schweizerischen Firma Brugg Kabel AG.

Die Faser besteht im Wesentlichen aus vier Teilen:

- Außenmantel aus PA (Polyaramid), der das System nach außen abschirmt
- Metallrohr zur luftdichten Abdichtung
- Pufferschicht
- Optische Faser

Das Hauptaugenmerk dieses Versuchs wurde auf die Kalibrierung der Faser gelegt.

Dieser Versuch wurde dreimal durchgeführt. Der Versuch wurde mit 5 Laststufen durchgeführt, wobei die Aufbringung der Laststufen weggesteuert war. Nach jeder Stufe wurde eine faseroptische Messung durchgeführt, die einige Minuten in Anspruch nahm.

Die verwendete Zugmaschine arbeitet normalerweise im höheren Kraftbereich und besitzt daher eine Auflösung von 0,2 kN. Da bei diesem Versuch die Kräfte sehr niedrig waren, liegen die Ergebnisse im Unschärfbereich und können daher nicht verwendet werden. Die Kalibrierungsfunktion konnte jedoch ermittelt werden.

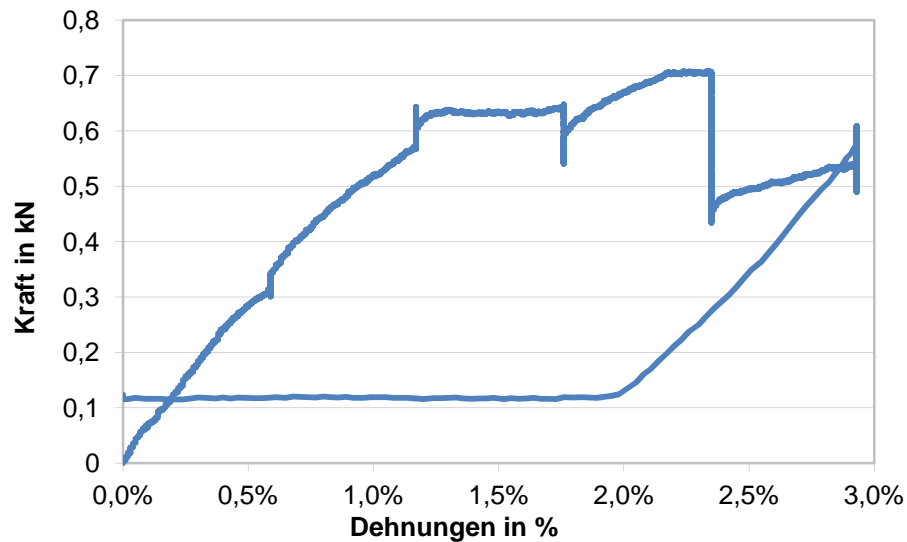


Abbildung 32: Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Faser

6 Numerische Berechnung

Numerische Berechnungsverfahren finden immer öfter Anwendung in Bereichen der Geotechnik bzw. beim Lösen von geotechnischen Aufgabenstellungen. Vor allem bei komplizierten Bauvorhaben und Bodenbeschaffenheiten sind numerische Berechnungsverfahren unabdingbar.

Der große Vorteil von numerischen Verfahren ist die genaue Berechnung der im Gebrauchszustand auftretenden Schnittgrößen und Verschiebungen. Numerische Verfahren können aber auch für die Berechnung der Tragfähigkeit verwendet werden.

Die Berechnungen in diesem Kapitel wurden mittels einem Finite Elemente Programm durchgeführt. Bei der Finiten Elemente Methode (FEM) wird das betrachtete System in einzelne, einfache und berechenbare Teilbereiche (Elemente) zerlegt und an den Knotenpunkten dieser Elemente werden entsprechende Stoffgesetze definiert. In weiterer Folge kann die Verschiebungs- und Spannungsverteilung ermittelt werden. Die Berechnung der Sicherheit erfolgt durch die Reduktion der Scherparameter, d.h. die Scherparameter werden durch einen Abminderungsfaktor so lange reduziert, bis ein Versagen eintritt. Die Sicherheit beschreibt somit den Zustand, bei dem gerade noch ein Gleichgewicht herrscht. (Adam & Waibel, 2012)

Die numerischen Berechnungen wurden mit dem FEM Programm Plaxis V8 durchgeführt. Plaxis ist ein eigens für boden- und felsmechanische Problemstellungen entwickeltes numerisches Simulationsprogramm.

6.1 Modell

Die zwei Berechnungsmodelle für die Berechnungsquerschnitte wurden aus den Projektunterlagen entnommen. Die Messquerschnitte befinden sich auf der Bauzufahrt 1 und liegen bei km 0 + 165 bzw. 0 + 205. Im Querschnitt MQ2 (km 0 + 205) erreicht die Bewehrte-Erde-Konstruktion eine Gesamthöhe von rund 25 m und ist damit der maßgebliche und kritische Querschnitt.

In beiden Querschnitte MQ1 und MQ2 wird der anstehende Hangschutt vor der Errichtung der Bewehrte-Erde-Konstruktion treppenförmig abgetragen, um die gesamte Dammkonstruktion auf dem Fels gründen zu können. Am Dammfuß wird als zusätzliches Sicherheitselement ein 1,0 m breiter Baggerschlitz im Achsabstand von 2,5 m bis 3,0 m betoniert. Grund- bzw. Hangwässer sind in diesem Bereich nicht zu erwarten oder werden bergseitig des Damms gefasst und abgeleitet. Sie können daher vernachlässigt werden.

Um den Bauablauf bzw. die Spannungumlagerung während des Bauablaufs zu berücksichtigen, wurde der Damm schrittweise in Abschnitten modelliert. Die Gliederung der Abschnitte orientierte sich an den treppenförmigen Abstufungen

im Hangschutt. Im unteren Bereich, d.h. im Bereich der Treppen, wurden pro Abschnitt 3 Lagen Bewehrte-Erde eingebaut. Im oberen Bereich wurde die Anzahl der Bewehrte-Erde-Lagen geringfügig erhöht.

Die Wirkung des Bewehrungsgitters mit der Erosionsschutzmatte, die in der Realität die Standsicherheit an der Luftseite des Damms gewährleistet, wurde durch die Kombination eines Geogitters, das auf die Böschung verlegt wird, mit einem 0,5 m breiten Streifen an der Dammaußenseite, der aus Schüttmaterial mit einem Kohäsionsanteil von $5,0 \text{ kN/m}^2$ besteht, modelliert.

Die Berechnung mit Plaxis wurde aufgrund der erwartenden relativen großen Verschiebungen mit „updated mesh“ durchgeführt. Die Berechnung erfolgt somit am verformten System.

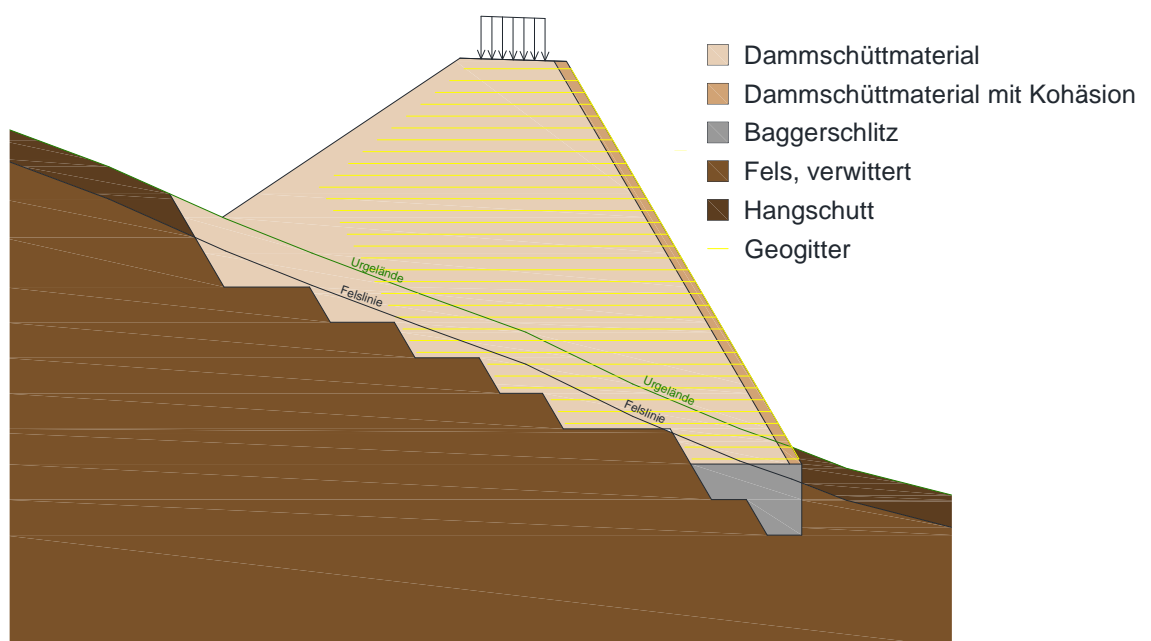


Abbildung 33: Modell des Messquerschnitts MQ1

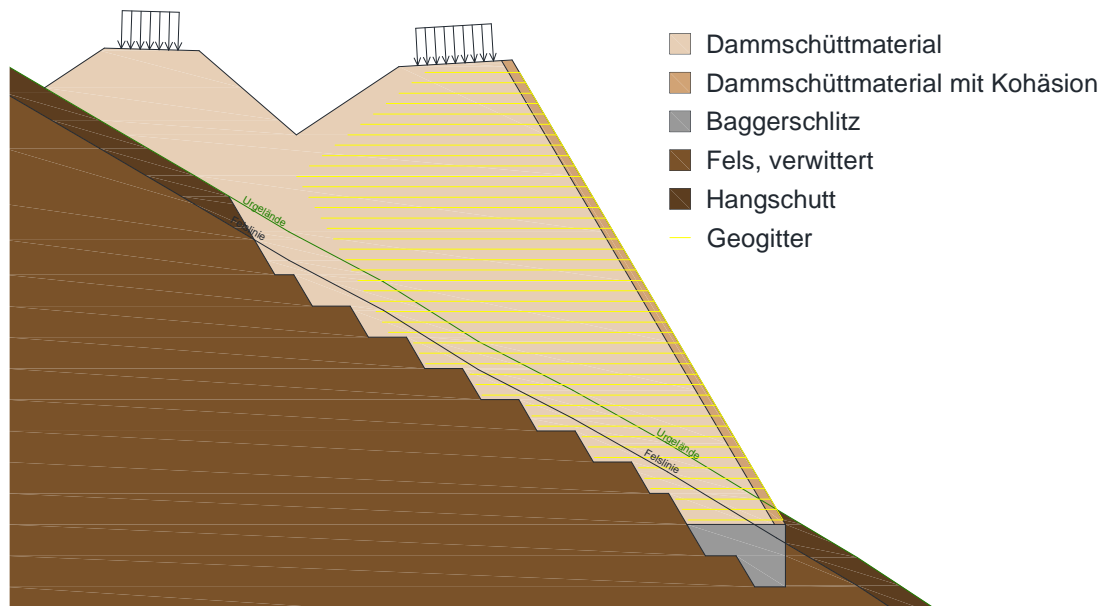


Abbildung 34: Modellierung der Messquerschnitte MQ2 (links) und MQ2 (rechts)

6.2 Parameterstudie

Bodenkennwerte:

Gemäß dem geotechnischen Gutachten für den Baugrund im Bereich Deponie Longsgraben wurden folgende Parameter für die Berechnung verwendet:

Tabelle 4: Bodenkennwerte – Teil 1

	Stoffgesetz	γ [kN/m ³]	φ [°]	ψ [°]	c [kN/m ²]	ν [-]
Fels	MC	25,5	25	0	200	0,3
Hangschutt	MC	20	37	0	10	0,3
Dammschüttmaterial	HS	21	37,5	7,5	0,1	0,2

Tabelle 5: Bodenkennwerte – Teil 2

	Stoffgesetz z	E,ref [kN/m ²]	E,50 [kN/m ²]	E,oed [kN/m ²]	E,ur [kN/m ²]	R,inter [-]
Fels	MC	100.000	-	-	-	-
Hangschutt	MC	30.000	-	-	-	-
Dammschüttmaterial	HS	-	100.000	100.000	300.000	0,9

MC Mohr Coloumb-Modell

HS Hardening Soil-Modell

LE linear elastic

Materialkennwerte:

- **Baggerschlitz**

Tabelle 6: Materialkennwerte für den Baggerschlitz

Stoffgesetz	γ [kN/m ³]	ν [-]	E,ref [kN/m ²]
LE	24	0,2	12.060.000

Die 1,0 m breiten Baggerschlitzte werden im Achsabstand von 2,5 m errichtet. Es wird daher nicht der E-Modul des Betons eingesetzt, sondern ein gewichteter Wert von Beton und Fels.

- **Geogitter:**

Bei den berechneten Querschnitten wird jeweils das biaxiale Geogitter Huesker Fortrac® 80/80-T25 eingebaut.

Bei den Geotextilien werden die Werte dem Datenblatt (siehe Anhang) vom Hersteller Huesker Synthetics GmbH entnommen. Die Produktbeschreibung beschreibt die Dehnung bei 2%, 3% und 5%.

Tabelle 7: Herstellerangaben für das Geotextil

Dehnungen	Zugkraft [kN/m]
2%	längs:14
	quer: 14
3%	längs:18
	quer: 18
5%	längs:33
	quer: 33

Die zu erwarteten Dehnungen liegen im Bereich von 2,0 % bis 3,0 %, daher wird die Dehnsteifigkeit mittels eines Sekantenmoduls bestimmt:

$$EA = \frac{\text{Zugkraft}}{\text{Dehnung}}$$

Tabelle 8: Materialkennwerte für das Geogitter Huesker Fortrac® 80/80 T25

Stoffgesetz	EA [kN/m]
LE	800

6.3 Querschnitt MQ1

Beim Querschnitt MQ1 werden drei verschiedene Simulationen durchgeführt:

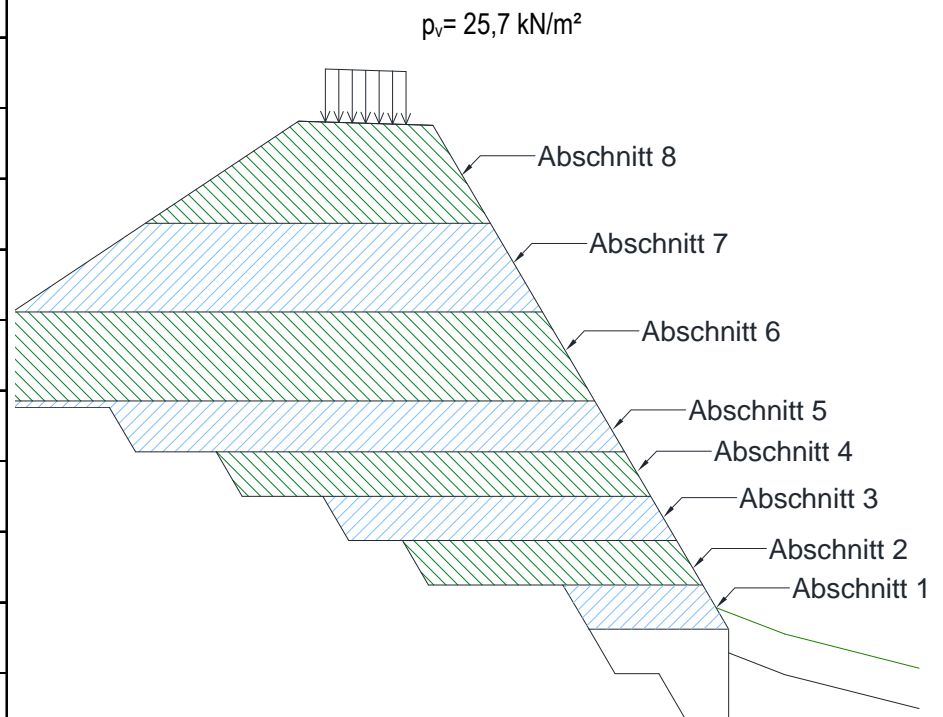
- Einerseits wird der Querschnitt mit den oben genannten Parametern berechnet
- andererseits wird bei der zweiten Simulation beim Schüttmaterial eine Kohäsion von $c=3,0 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt.
- Für die dritte Simulation wird der Böschungswinkel der Bewehrten-Erde-Konstruktion von 60° auf 70° erhöht.

Berechnungsphasen

Für die Berechnung des Querschnitts MQ1 wurden folgende Berechnungsschritte durchgeführt:

Tabelle 9: Berechnungsschritte für MQ1

Nr	Kalkulation
1	K0-Procedure
2	Böschungsabtrag
3	Betonieren des Baggerschlitzes
4	Abschnitt 1
5	Abschnitt 2
6	Abschnitt 3
7	Abschnitt 4
8	Abschnitt 5
9	Abschnitt 6
10	Abschnitt 7
11	Abschnitt 8
12	Aufbringen der Verkehrslast
13	ϕ -c Reduction



6.3.1 Ergebnisse der Berechnungen:

Um die Standsicherheit der Bewehrte-Erde-Konstruktion zu analysieren und die Grenzwerte für den geotechnischen Sicherheitsplan zu bestimmen, wurden mittels Plaxis folgende Elemente ausgewertet:

- deformed mesh: Bestimmung der Verformungsfigur
- Bestimmung der horizontalen Verschiebungen
- Setzungsberechnung
- Inkrementelle Scherdehnungen
- Kräfte in den Geogittern

Diese Analyse wird für alle Berechnungsprozesse durchgeführt.

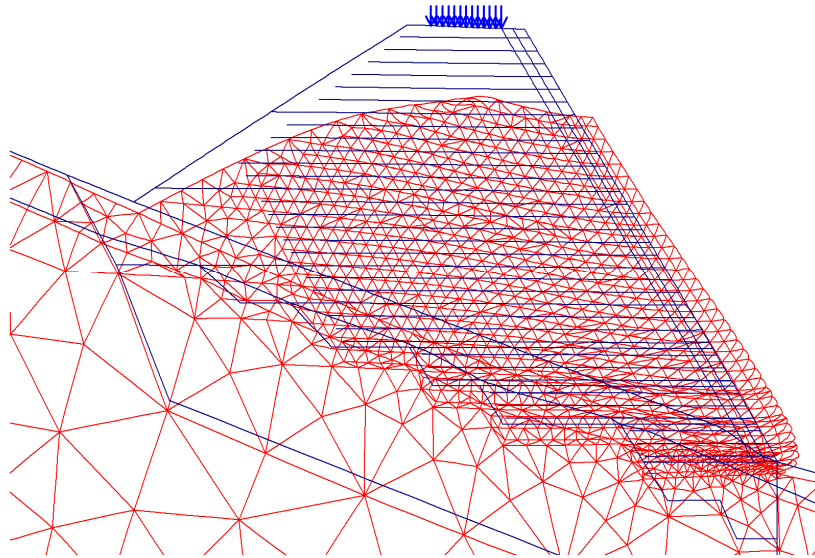
Verformungsfigur:

Abbildung 35: deformed mesh (Deformationen 20mal vergrößert)

Das Netz der Modellierung wurde im Fußbereich des Damms verfeinert. Abbildung 35 zeigt die berechnete Verformungsfigur. Im Fußbereich des Damms kann eine Ausbauchung festgestellt werden.

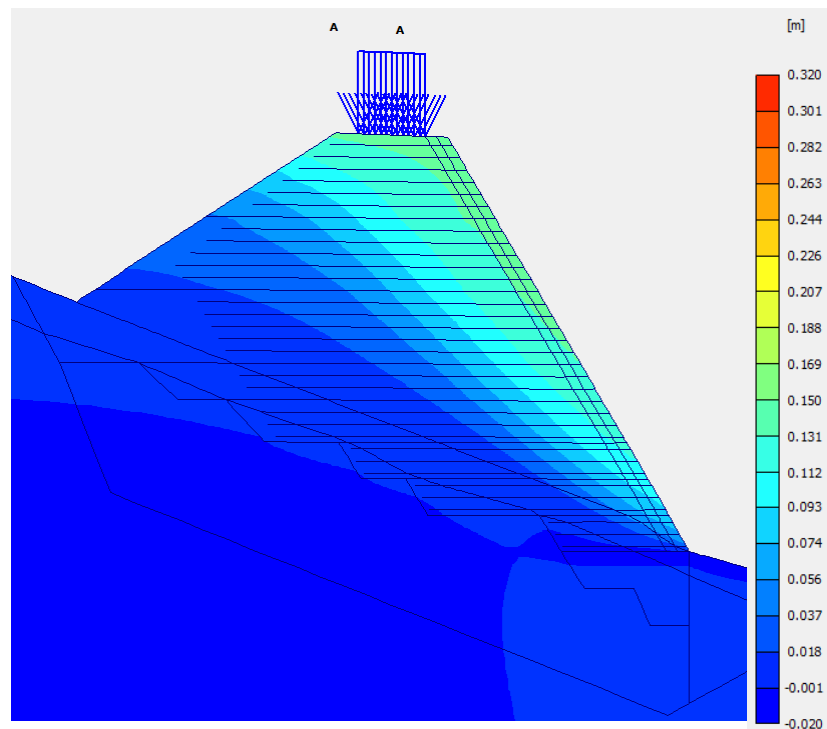
Horizontale Verschiebungen:

Abbildung 36: horizontale Verschiebungen im Damm

Wie bereits die Darstellung des verformten Netzes zeigt, verschiebt sich die Konstruktion nach rechts. Die größten horizontalen Verschiebungen treten im oberen mittelgrünen Bereich auf und betragen 15,6 cm (Abbildung 36). Am Dammfuß treten Verschiebungen von 5 – 7 cm auf.

Setzungsberechnung:

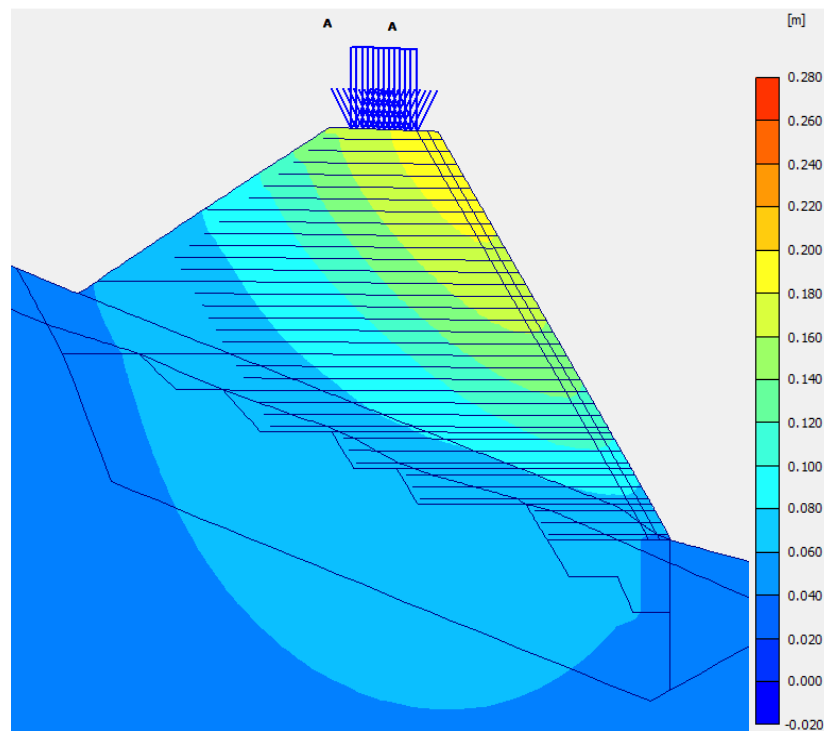


Abbildung 37: Setzungen im Damm und in der Aufstandsfläche

Bei der Herstellung der Bewehrten – Erde – Konstruktion ergeben sich durch die laufende Verdichtung der einzelnen Schichten Setzungen. Die Größe der Gesamtsetzung ergibt sich nicht nur durch die Verdichtung, sondern hängt auch vom Elastizitätsmodul des Felses, sprich des gewachsenen Bodens und von der Verkehrslast, die in der Betriebsphase auf die Dammkrone wirkt, ab.

Abbildung 37 zeigt die maximal berechneten Gesamtsetzungen von 19,9 cm, die sich im farblich gelben Bereich befinden, d.h. im oberen Drittel der Dammaußenkante.

Die Einflusstiefe der Setzungen reicht ungefähr bis in eine Tiefe von 15 m ab der Dammaufstandsfläche.

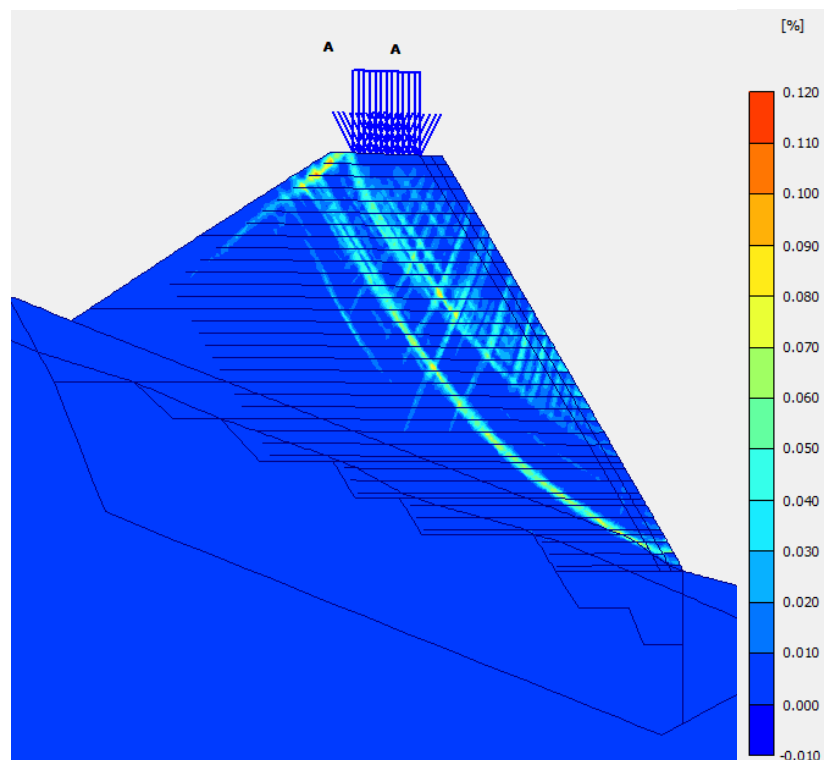
Inkrementelle Scherdehnungen:

Abbildung 38: incremental shear strains

Die inkrementellen Scherdehnungen zeigen die Ausbildung der kreisförmigen Scherflächen im Damm, die auf die Lage einer möglichen Gleitfuge schließen lassen. Senkrecht dazu bilden sich weitere Scherflächen.

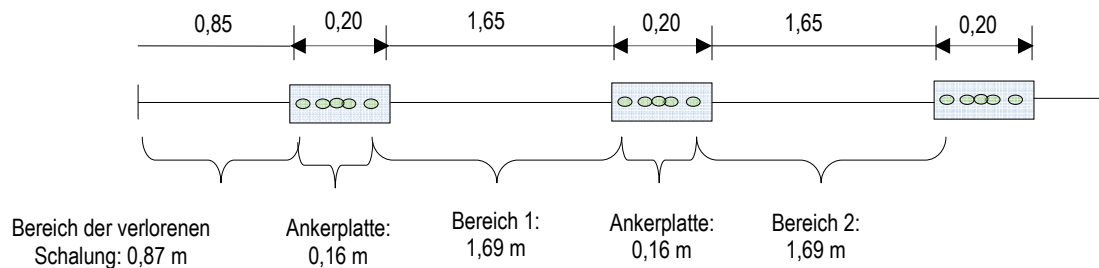
6.3.2 Sicherheitsberechnung:

Die Sicherheitsberechnung wurde mit einer phi-c-Reduktion durchgeführt. Die Berechnung ergab eine Sicherheit von 1,64 für das Bauwerk.

6.3.3 Ergebnisse in den Geogittern:

Die Auswertung erfolgt in den Geogittern, in denen die faseroptischen Messkabel eingebaut wurden.

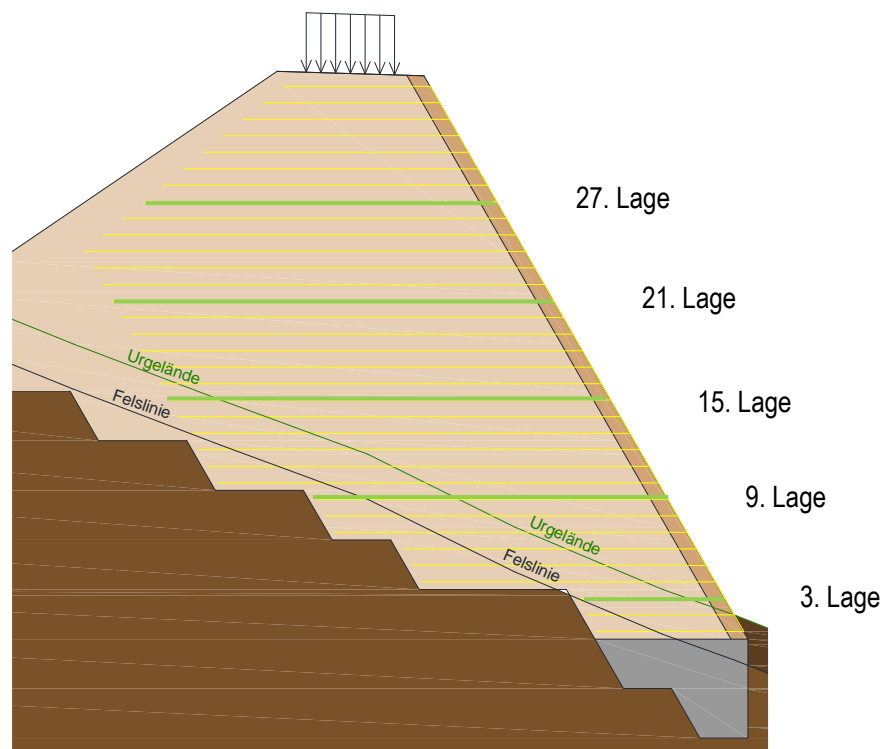
Die Dehnungen bzw. die Kräfte in den Geotextilien werden so ausgewertet, dass sie direkt auf die Messergebnisse des Instituts für Messsysteme und Geodäsie umgelegt werden können. Das Geogitter wird in Bereiche eingeteilt, für die anschließend die Dehnungen ausgewertet werden. Die Länge des Bereichs reicht von der 1. Schraube auf der Ankerplatte bis 1. Schraube auf der nächsten Ankerplatte. Der Bereich der verlorenen Schalung (Dammaußenkante bis zur ersten Ankerplatte) wird nicht gemessen.



Die Grafik zeigt die Abstände zwischen den Ankerplatten. Diese Abstände gelten für alle Geogitter mit Ausnahme der ersten Messlage. Die Geogitter in der ersten Messlage sind kurz, daher werden die Abstände zwischen den Ankerplatten verkürzt, um mehr Ankerplatten verlegen und mehr Bereiche messtechnisch erfassen zu können.

Tabelle 10: Tabelle mit den Maximalkräften in den Geogittern des QS01

Nr	Länge	max.Kraft
1	5,00	11,04
2	5,00	21,38
3	5,00	21,99
4	10,00	20,51
5	10,00	21,48
6	10,00	19,66
7	12,00	19,24
8	12,00	19,29
9	12,00	19,01
10	15,00	19,41
11	15,00	17,88
12	15,00	19,12
13	15,00	18,33
14	15,00	15,86
15	15,00	15,96
16	15,00	15,41
17	15,00	15,84
18	15,00	14,53
19	15,00	16,29
20	15,00	16,49
21	15,00	14,81
22	15,00	12,04
23	15,00	11,27
24	15,00	11,66
25	14,00	11,00
26	13,00	10,13
27	12,00	10,13
28	11,00	7,14
29	10,00	7,14
30	9,00	7,10
31	8,00	6,88
32	7,00	5,81
33	6,00	3,53
34	5,00	2,30



In den grün hinterlegten Geotextilien werden die optischen Messkabel eingebaut, daher werden diese einer genaueren Auswertung unterzogen. Die Auswahl dieser grün hinterlegten Geotextilien erfolgte nach folgenden Kriterien:

Neben dem Ziel, die maßgebenden bzw. kritischen Stellen abzubilden, mussten folgende Faktoren berücksichtigt werden:

- Störung des Bauablaufs sollte verhindert werden
- die Messebenen in den Querschnitten MQ1 und MQ2 sollten sich auf ähnlichen Höhen befinden, so dass an einem Tag mehrere Messebenen eingebaut werden können.

Ergebnisse für die ausgewählten Lagen nach den einzelnen Abschnitten:

3. Lage – 1. Messebene

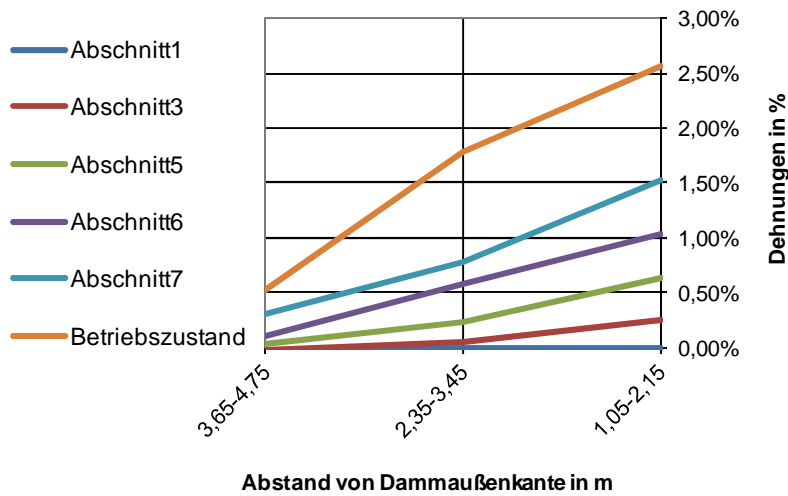


Abbildung 39: Dehnungsentwicklung im 3. Geogitter, nahe dem Dammfuß

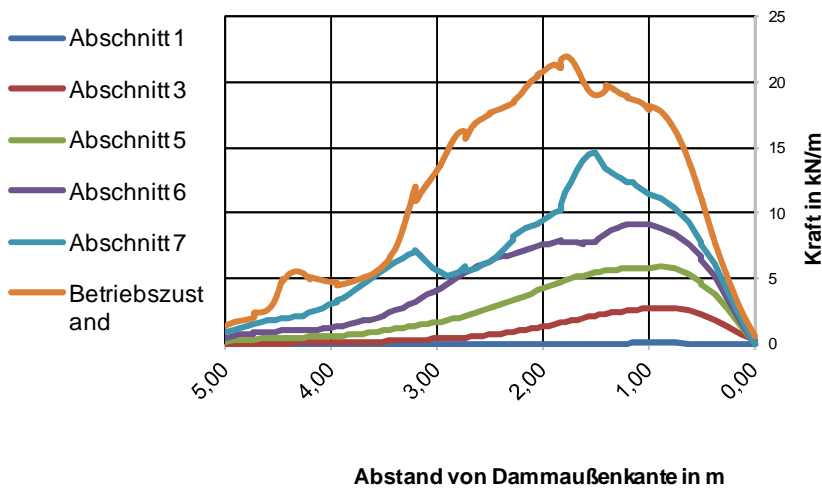


Abbildung 40: Kraftentwicklung im 3. Geogitter

Tabelle 11: Dehnungen im Geogitter Nr. 3

Geogitter Nr. 3	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3
	1,05-2,15	2,35-3,45	3,65-4,75
Abschnitt1	0,00%	-0,01%	-0,03%
Abschnitt3	0,25%	0,05%	-0,03%
Abschnitt5	0,64%	0,24%	0,03%
Abschnitt6	1,03%	0,58%	0,11%
Abschnitt7	1,52%	0,77%	0,30%
Betriebszustand	2,56%	1,78%	0,52%

9. Lage – 2. Messebene

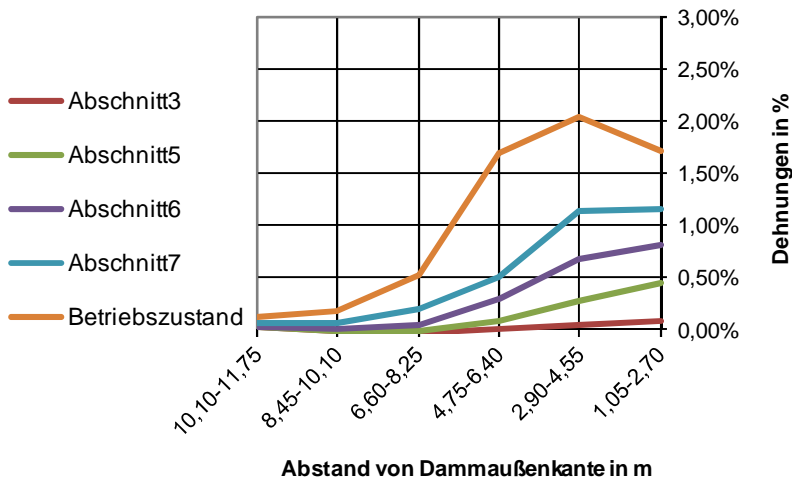


Abbildung 41: Dehnungsentwicklung in der 9. Lage der Bewehrten Erde

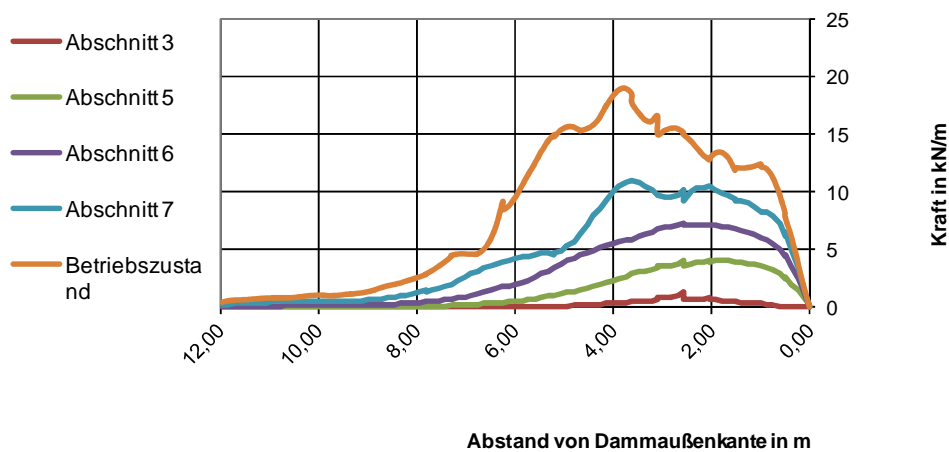


Abbildung 42: links: Kraftentwicklung in der 9. Lage der Bewehrten Erde

Tabelle 12: Dehnungen im Geogitter Nr. 9

Geogitter Nr.9	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3	Bereich 4	Bereich 5	Bereich 6
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,10-11,75
Abschnitt1						
Abschnitt3	0,08%	0,04%	0,00%	-0,03%	-0,01%	0,02%
Abschnitt5	0,45%	0,28%	0,08%	-0,01%	-0,01%	0,02%
Abschnitt6	0,82%	0,67%	0,29%	0,05%	0,01%	0,03%
Abschnitt7	1,15%	1,14%	0,51%	0,19%	0,06%	0,07%
Betriebszustand	1,72%	2,05%	1,70%	0,52%	0,17%	0,12%

15. Lage – 3. Messebene

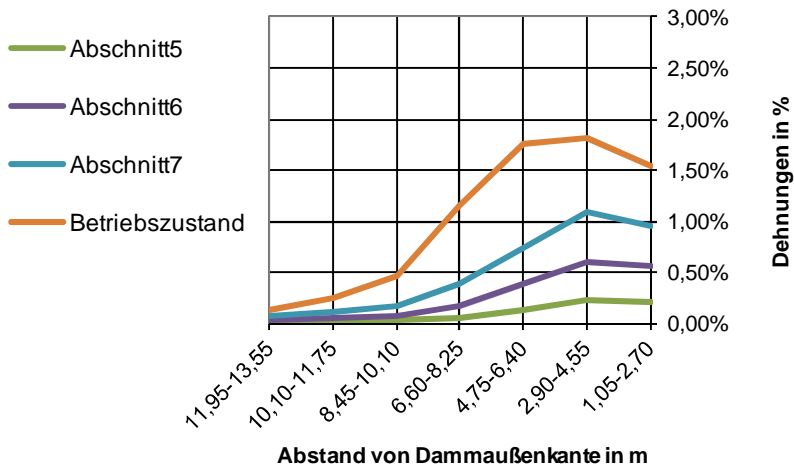


Abbildung 43: Dehnungsentwicklung im 15. Geogitter

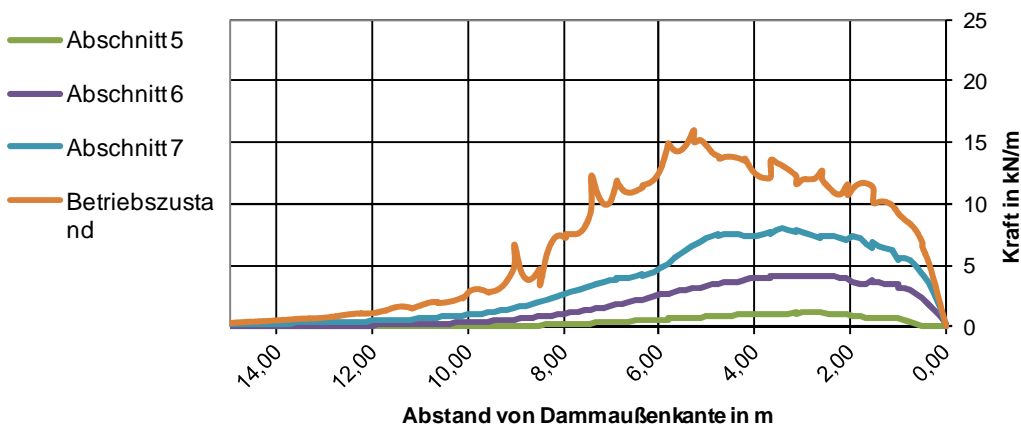


Abbildung 44: links: Kraftentwicklung im Geotextil Nr. 15

Tabelle 13: Dehnungen im Geotextil Nr. 15

Geogitter Nr. 15	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3	Bereich 4	Bereich 5	Bereich 6	Bereich 7
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,10-11,75	11,95-13,55
Abschnitt 1							
Abschnitt 3							
Abschnitt 5	0,20%	0,23%	0,13%	0,05%	0,02%	0,03%	0,03%
Abschnitt 6	0,55%	0,59%	0,39%	0,17%	0,07%	0,05%	0,04%
Abschnitt 7	0,94%	1,08%	0,73%	0,37%	0,16%	0,11%	0,07%
Betriebszustand	1,54%	1,81%	1,76%	1,15%	0,45%	0,25%	0,13%

21. Lage – 4. Messebene

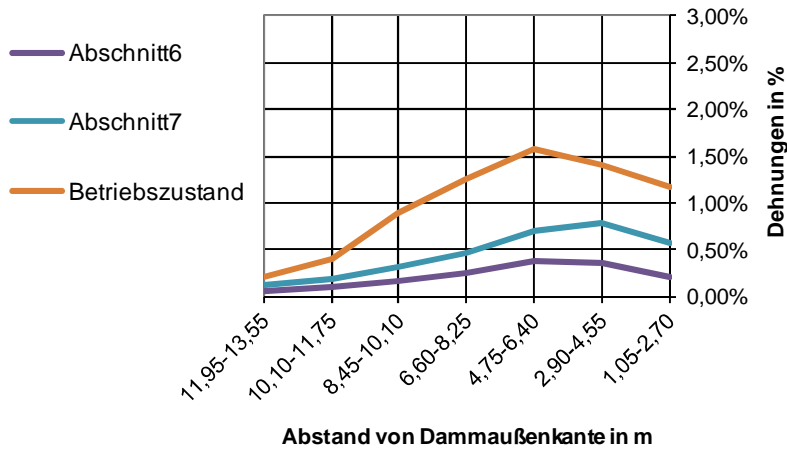


Abbildung 45: Dehnungsentwicklung in der vierten Messebene

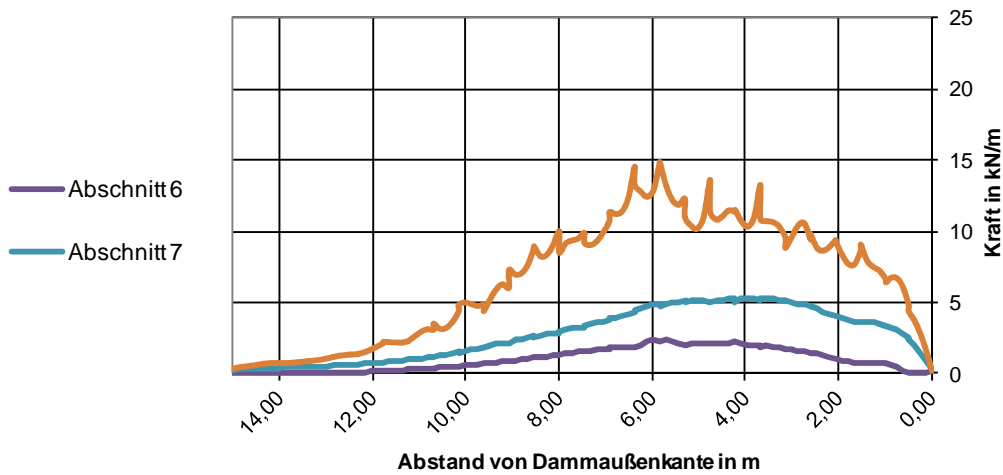


Abbildung 46: Kraftentwicklung in der vierten Messebene

Tabelle 14: Dehnungen im Geotextil Nr. 21

Geogitter Nr.21	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3	Bereich 4	Bereich 5	Bereich 6	Bereich 7
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,10-11,75	11,95-13,55
Abschnitt1							
Abschnitt3							
Abschnitt5							
Abschnitt6	0,21%	0,37%	0,37%	0,25%	0,17%	0,10%	0,06%
Abschnitt7	0,57%	0,78%	0,71%	0,46%	0,32%	0,18%	0,12%
Betriebszustand	1,18%	1,40%	1,59%	1,27%	0,90%	0,39%	0,20%

27. Lage – 5. Messebene

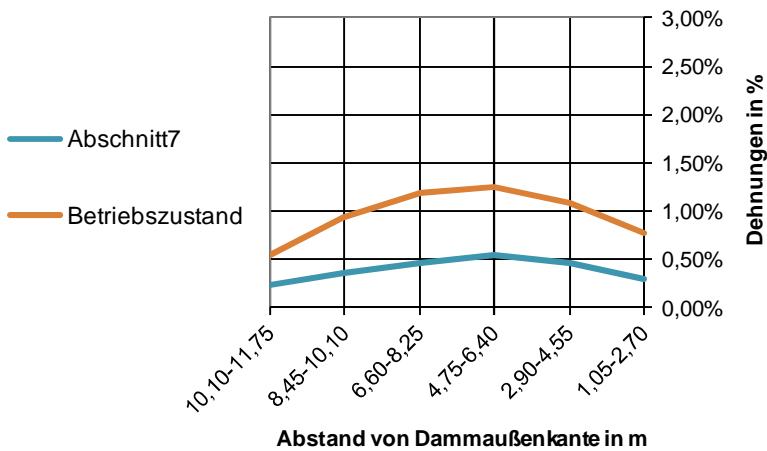


Abbildung 47: Dehnungsentwicklung im 27. Geogitter

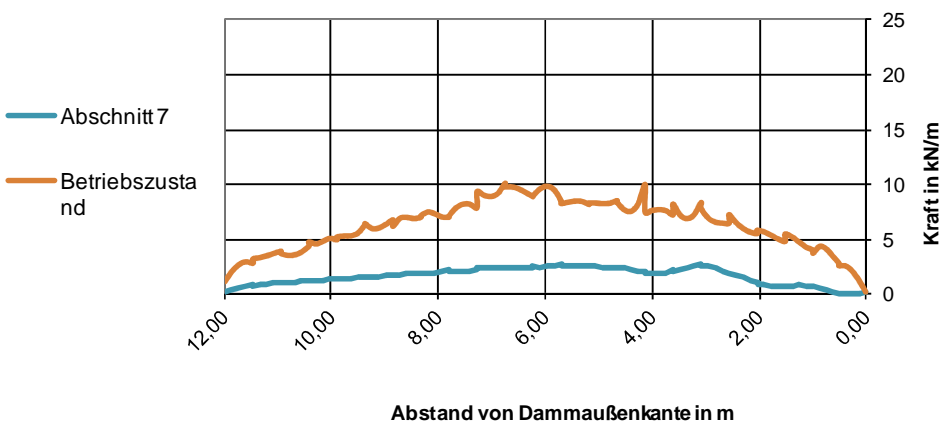


Abbildung 48: Kraftentwicklung im 27. Geogitter

Tabelle 15: Dehnungen im Geotextil Nr. 27

Geogitter Nr.27	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3	Bereich 4	Bereich 5	Bereich 6
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,10-11,75
Abschnitt1						
Abschnitt3						
Abschnitt5						
Abschnitt6						
Abschnitt7	0,30%	0,47%	0,54%	0,47%	0,35%	0,22%
Betriebszustand	0,76%	1,08%	1,26%	1,19%	0,94%	0,54%

6.3.4 Schüttmaterial mit Kohäsion

In diesem Kapitel wird das Schüttmaterial des lagenweise eingebauten und verdichteten Bewehrte-Erde-Dammes mit einer geringen Kohäsion berechnet, die das Verzahnen des Schüttmaterials abbilden soll. Somit werden reale Bedingungen an der Baustelle simuliert.

Es wird eine Kohäsion von $c = 3,0 \text{ kN/m}^2$ gewählt.

Horizontale Verschiebungen:

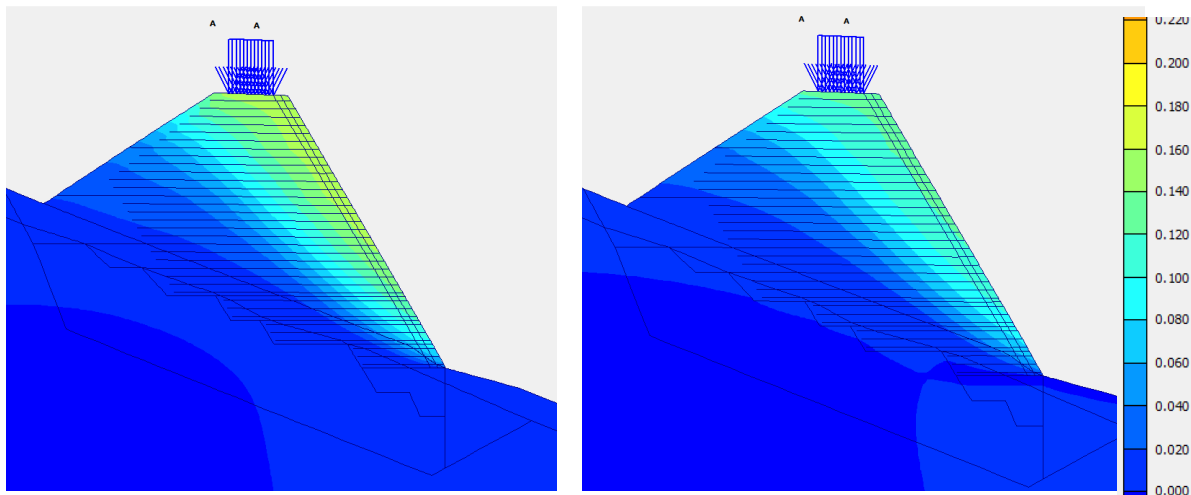


Abbildung 49: links: Schüttmaterial ohne Kohäsion; rechts: Schüttmaterial mit Kohäsion

maximale horizontale Verschiebungen	
ohne Kohäsion	mit Kohäsion
15,6 cm	12,5 cm

Die horizontale Verschiebung wird beim Vorhandensein einer Kohäsion um rund 3 cm verringert. Die Unterschiede sind farblich gut zu erkennen.

Setzungen:

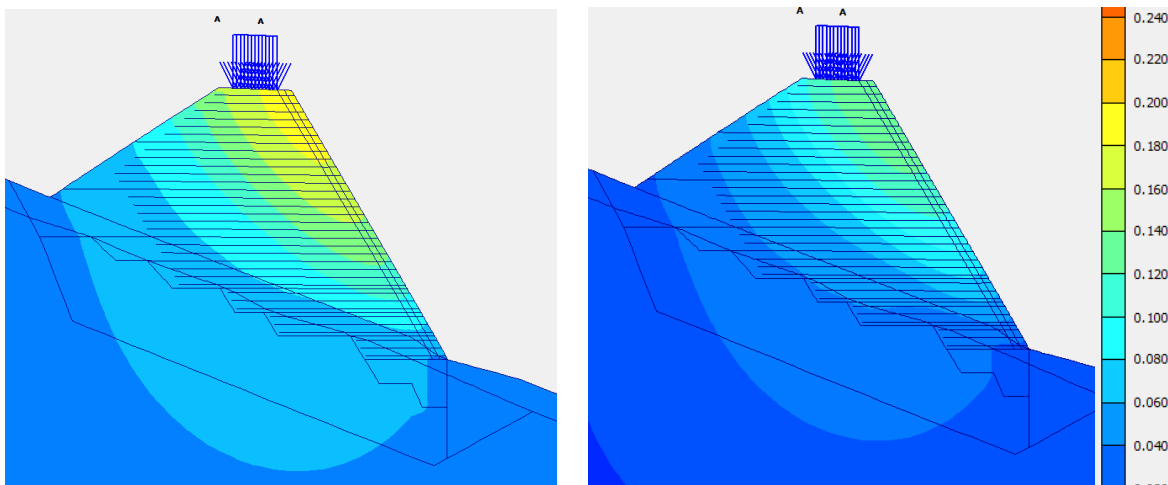


Abbildung 50: links: Schüttmaterial ohne Kohäsion; rechts: Schüttmaterial mit Kohäsion

maximale Setzungen	
ohne Kohäsion	mit Kohäsion
19,9 cm	17,3 cm

Die Setzungen beim Vorhandensein einer Kohäsion sind abgestufter als bei der Berechnung ohne Kohäsion, d.h. der Einflussbereich der Setzungen ist kleiner. Die Maximalsetzungen reduzieren sich um rund 2,5 cm.

Inkrementelle Dehnungen:

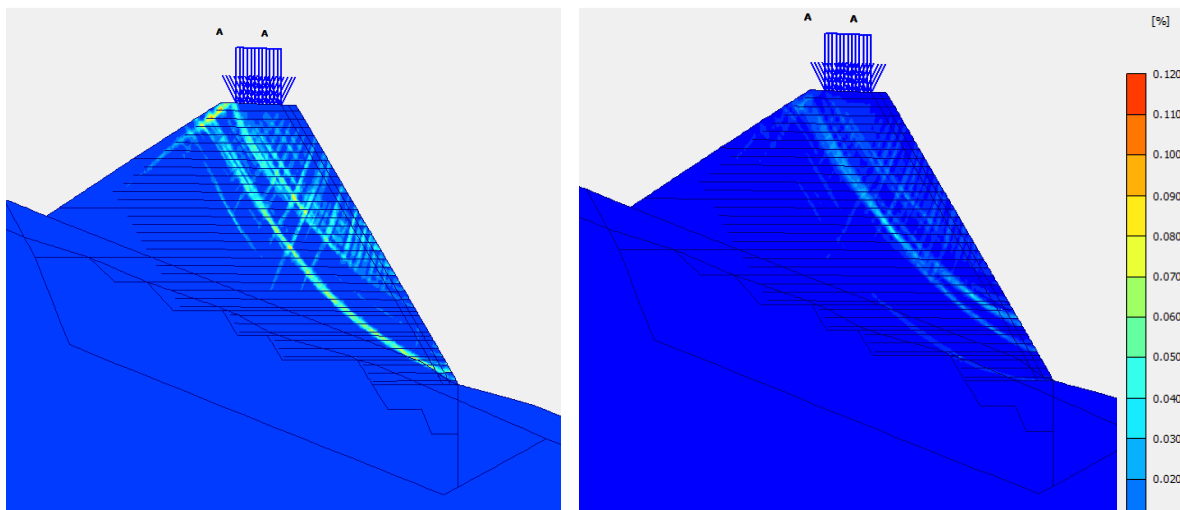


Abbildung 51: links: Schüttmaterial ohne Kohäsion; rechts: Schüttmaterial mit Kohäsion

Die oben abgebildeten Grafiken zeigen, dass die eingebaute Kohäsion die Sicherheit gegen einen Böschungsbruch erhöht. Während im linken Bild eine eindeutige Scherfuge durch den Fußpunkt des Damms zu erkennen ist, haben sich im rechten Bild erst erste Scherflächen im oberen Bereich gebildet.

Auswirkungen auf die Kräfte in den Geogittern:

- 3. Lage – 1. Messebene

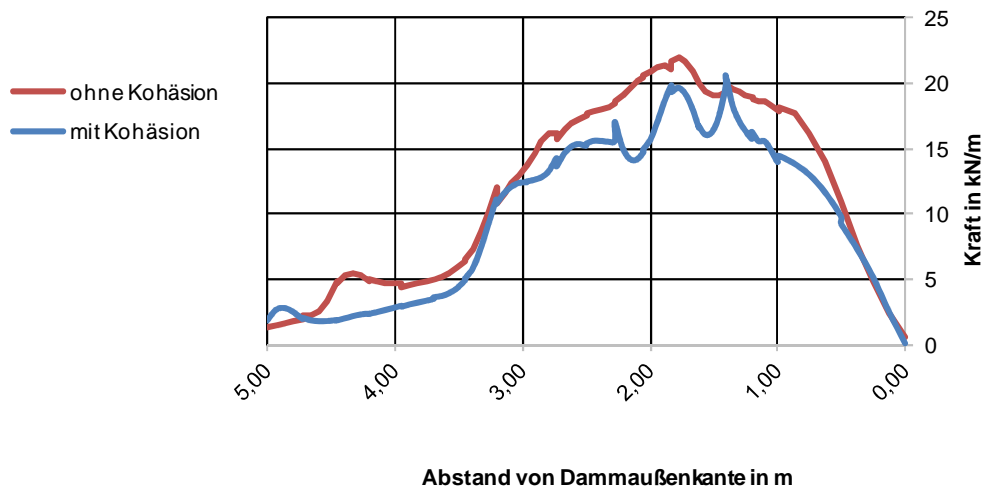


Abbildung 52: Vergleich der Kräfte nach Fertigstellung

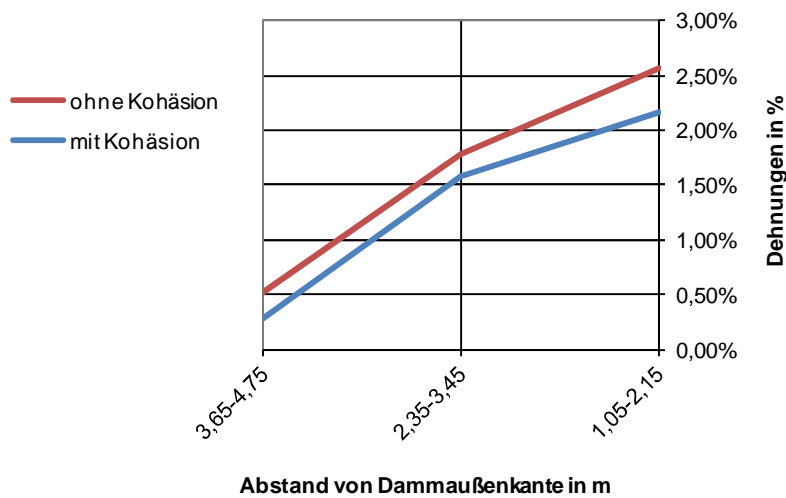


Abbildung 53: Vergleich der Dehnungen nach Fertigstellung des Damms

Tabelle 16: Vergleich der Dehnungen

Geogitter Nr.3	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3
	1,05-2,15	2,35-3,45	3,65-4,75
ohne Kohäsion	2,56%	1,78%	0,52%
mit Kohäsion	2,17%	1,58%	0,29%

- Lage – 2. Messebene

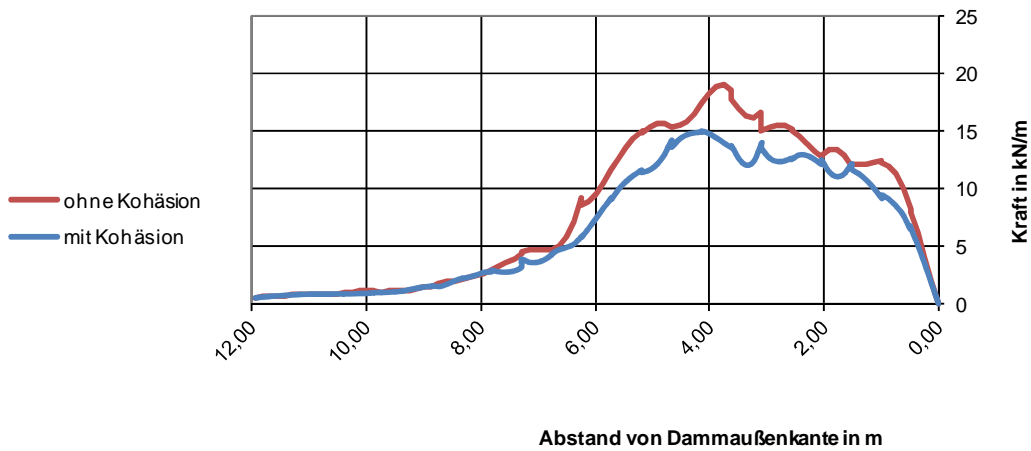


Abbildung 54: Vergleich der Kräfte in den Geogittern mit und ohne Kohäsion

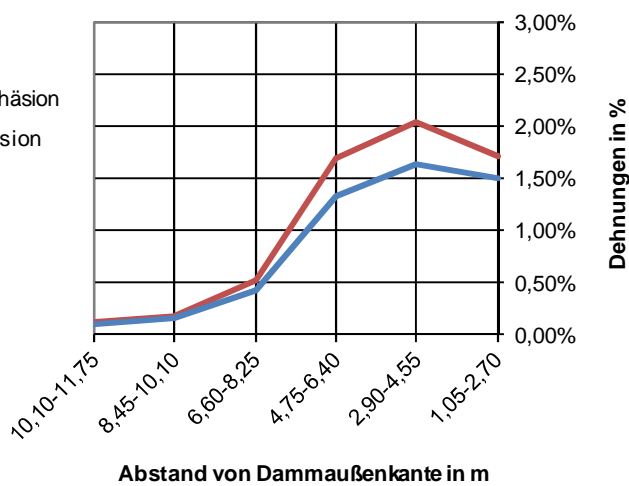


Abbildung 55: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion

Tabelle 17: Vergleich der Dehnungen:

Geogitter Nr.9	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3	Bereich 4	Bereich 5	Bereich 6
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,10-11,75
ohne Kohäsion	1,72%	2,05%	1,70%	0,52%	0,17%	0,12%
mit Kohäsion	1,50%	1,64%	1,34%	0,43%	0,16%	0,10%

- 15. Lage - 3. Messebene

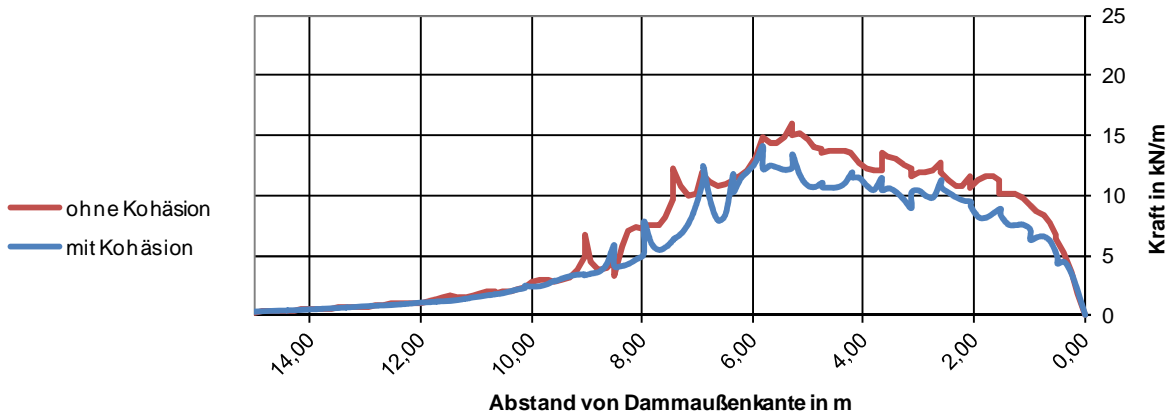


Abbildung 56: Vergleich der Kräfte mit und ohne Kohäsion

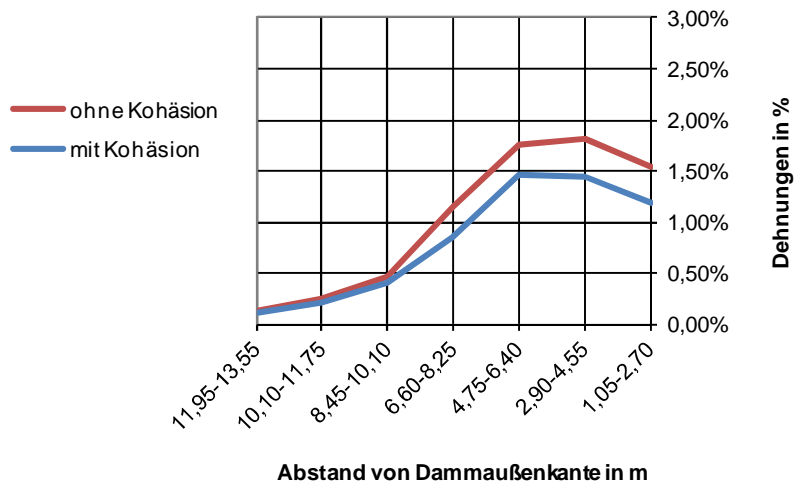


Abbildung 57: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion

Tabelle 18: Vergleich der Dehnungen

Geogitter Nr.15	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3	Bereich 4	Bereich 5	Bereich 6	Bereich 7
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,10-11,75	11,95-13,55
ohne Kohäsion	1,54%	1,81%	1,76%	1,15%	0,45%	0,25%	0,13%
mit Kohäsion	1,20%	1,44%	1,47%	0,86%	0,39%	0,21%	0,11%

- 21. Lage – 4. Messebene

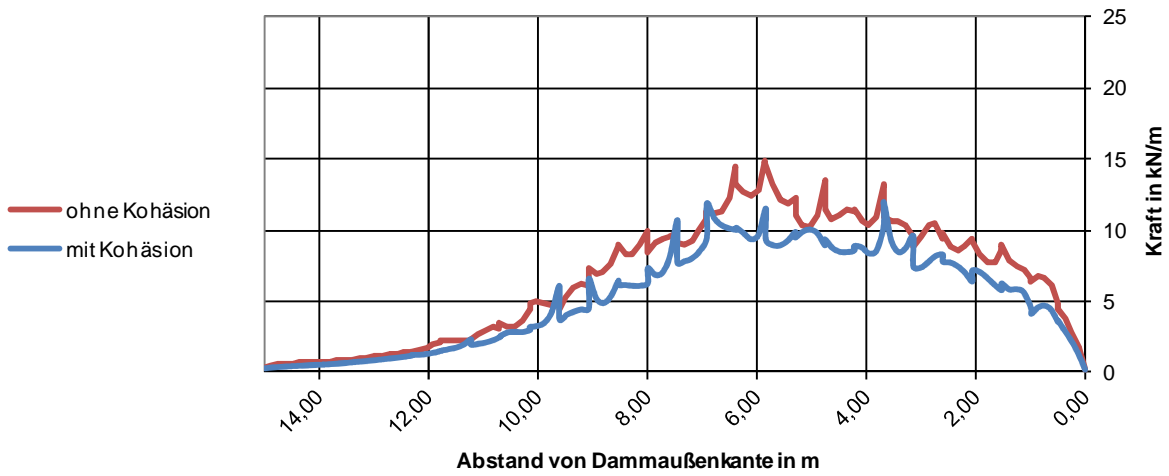


Abbildung 58: Vergleich der Kräfte mit und ohne Kohäsion

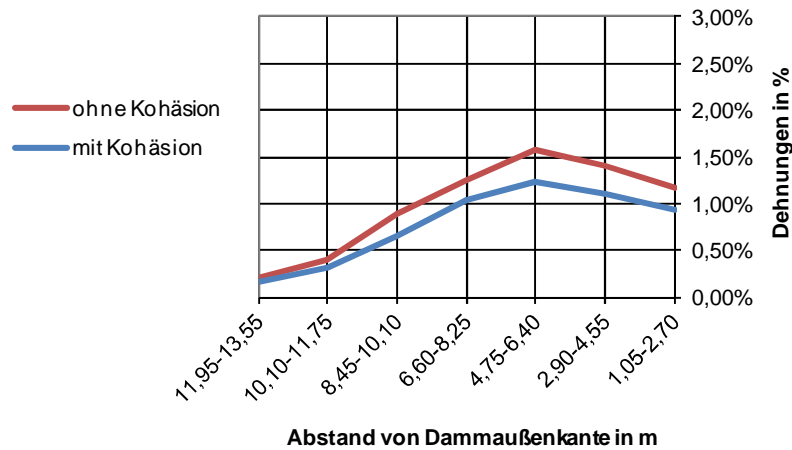


Abbildung 59: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion

Tabelle 19: Vergleich der Dehnungen

Geogitter Nr.21	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3	Bereich 4	Bereich 5	Bereich 6	Bereich 7
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,10-11,75	11,95-13,55
ohne Kohäsion	1,18%	1,40%	1,59%	1,27%	0,90%	0,39%	0,20%
mit Kohäsion	0,93%	1,12%	1,23%	1,05%	0,67%	0,31%	0,16%

- 27. Lage – 5. Messebene

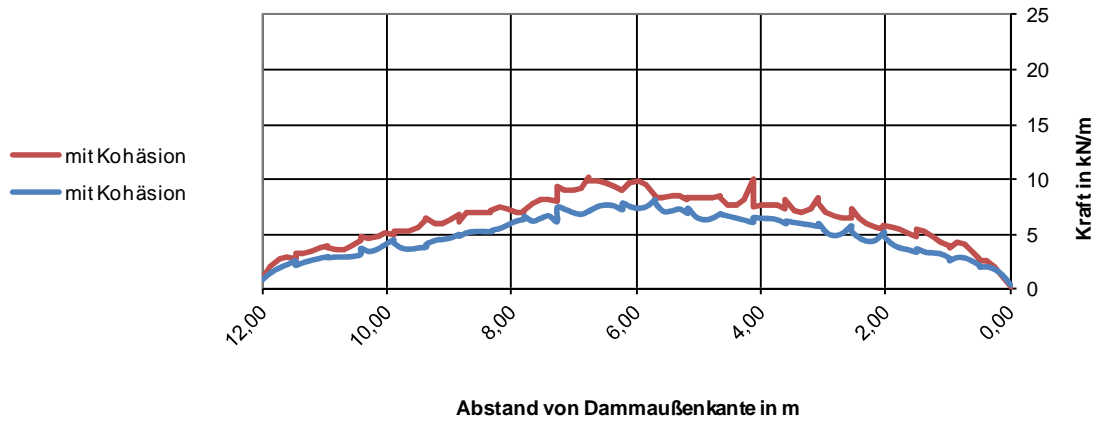


Abbildung 60: Vergleich der Kräfte mit und ohne Kohäsion

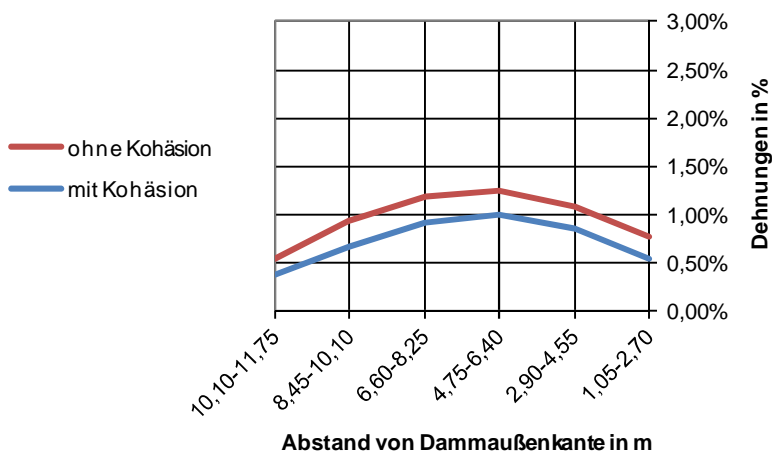


Abbildung 61: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion

Tabelle 20: Vergleich der Dehnungen

Geogitter Nr.27	Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3	Bereich 4	Bereich 5	Bereich 6
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,10-11,75
ohne Kohäsion	0,76%	1,08%	1,26%	1,19%	0,94%	0,54%
mit Kohäsion	0,55%	0,85%	0,99%	0,91%	0,67%	0,39%

6.3.5 Querschnitt mit steilerer Böschung

Bei der folgenden Simulation wird die talseitige Böschung des Bewehrte-Erde Damms verändert. Der Böschungswinkel wird von 60° auf 70° erhöht. Die Auswirkungen dieser Veränderung der Böschungsneigung auf die Verschiebungen (horizontal und vertikal), sowie auf die Maximalkraft in den Geogittern werden in diesem Kapitel ausgewertet.

Die Bodenparameter entsprechen jenen aus der ersten Berechnung.

Verformungsfigur:

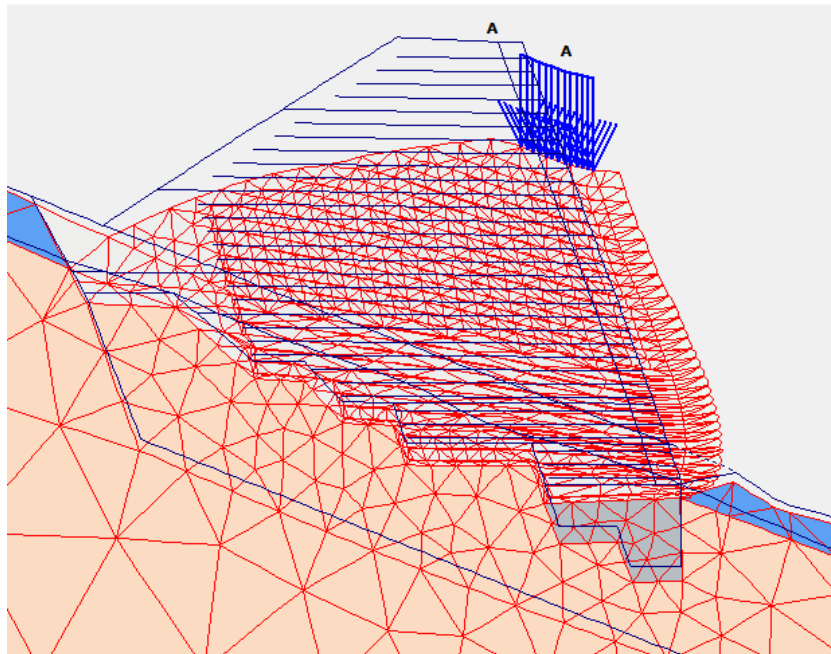


Abbildung 62: Verformungsfigur des Querschnitts mit einem Böschungswinkel von 70°

Die phi-c-Reduktion ergab eine Sicherheit von 1,45

Die Sicherheit wird erwartungsgemäß verringert.

Horizontale Verschiebungen:

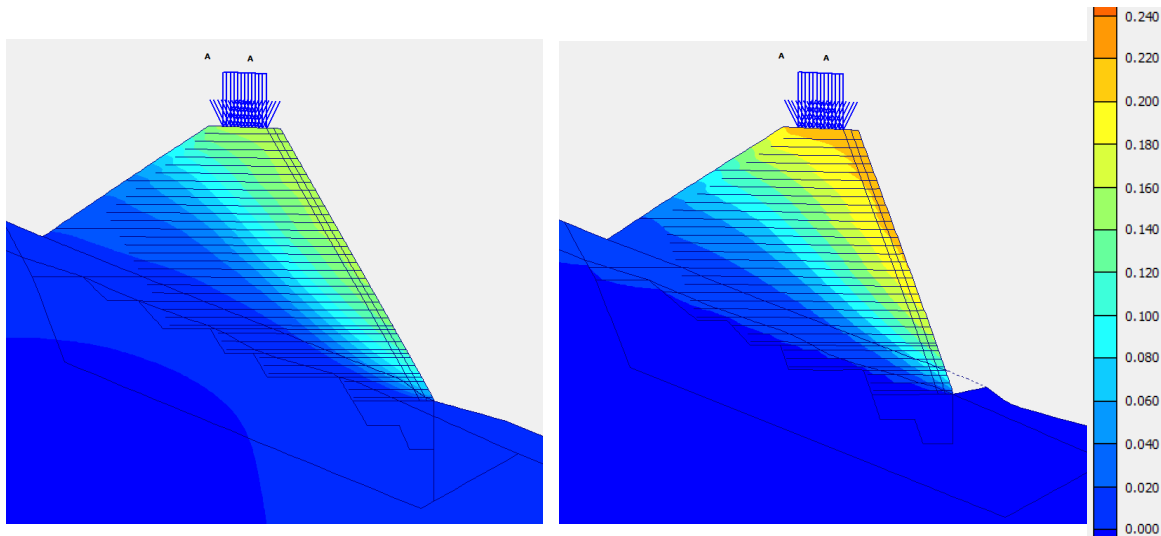


Abbildung 63: horizontale Verschiebungen bei links: Böschung mit 60° und rechts: Böschung mit 70°

maximale horizontale Verschiebungen:	
Neigung: 60°	Neigung: 70°
15,6 cm	21,8 cm

Durch die Erhöhung des Böschungswinkels vergrößern sich die horizontalen Verschiebungen deutlich. Dies verdeutlicht der hellgrüne bzw. gelbe Bereich, der im rechten Bild deutlich zu erkennen ist.

Der Maximalwert der horizontalen Verschiebungen würde bei einer steileren Böschung um rund 5 cm erhöht werden.

Setzungen:

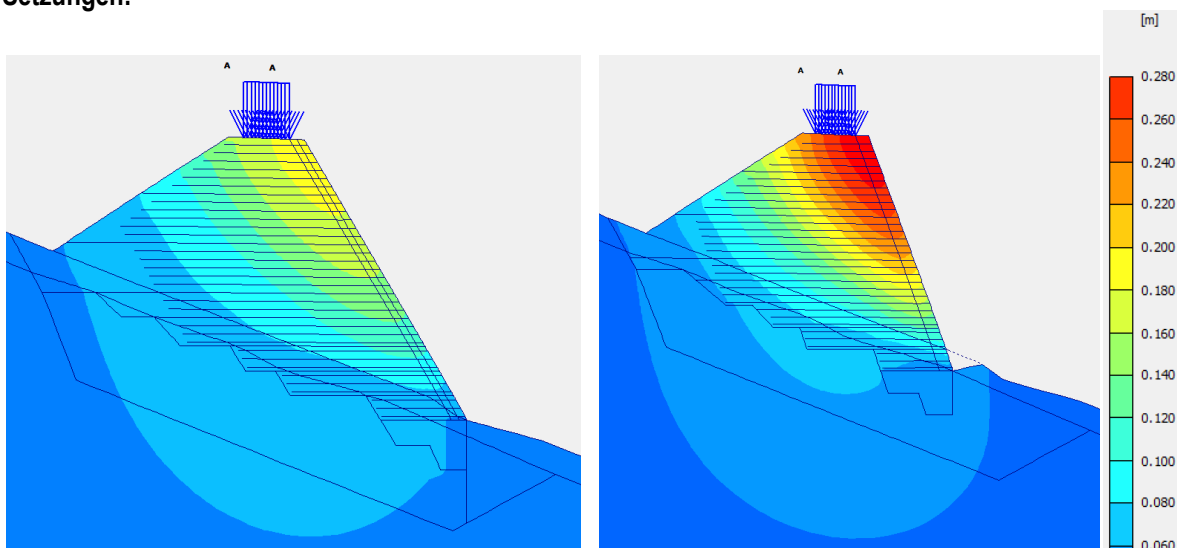


Abbildung 64: Setzungen bei links: Böschung mit 60° und rechts: Böschung mit 70°

maximale Setzungen	
Neigung: 60°	Neigung: 70°
19,9 cm	28,3cm

Die steilere Böschung führt auch bei den Setzungen zu zusätzlichen Verschiebungen. Der Maximalwert wird um rund 9 cm erhöht.

Inkrementelle Dehnungen:

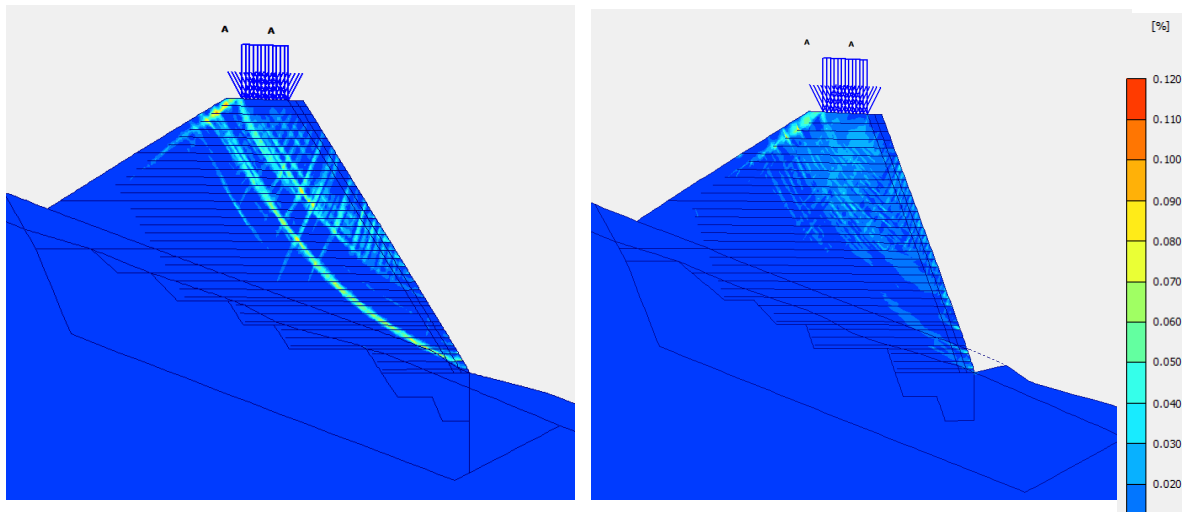


Abbildung 65: inkrementelle Scherdehnungen bei links: Böschungen mit 60° und rechts: Böschung mit 70°

Kräfte in den Geogittern:

Die maximale Kraft tritt in der 2. Lage auf und beträgt 25,45 kN/m und liegt damit rund 3,5 kN/m über der Maximalkraft aus dem Standardfall.

Durch die Veränderung des Böschungswinkels erhöhen sich hauptsächlich die äußeren Verformungen. Auch die Geogitterkräfte nehmen zu.

6.4 Querschnitt MQ2

Der Messquerschnitt MQ2 mit einer Gesamthöhe von rund 25 m ist der maßgebende und damit kritischere Querschnitt dieser Bauzufahrt. Es werden wiederum, wie bereits für den ersten Querschnitt, verschiedene Simulationen durchgeführt. Zunächst folgt die Berechnung mit den Materialparametern aus Kapitel 6.2. Anschließend wird für das Schüttmaterial eine Kohäsion angenommen. In einem weiteren Berechnungsschritt wird die Felsaufstandsfläche analysiert. Der angegebene Steifemodul aus Kapitel 6.2 wird zunächst um den Faktor 1/3 reduziert und anschließend um den Faktor 3 erhöht.

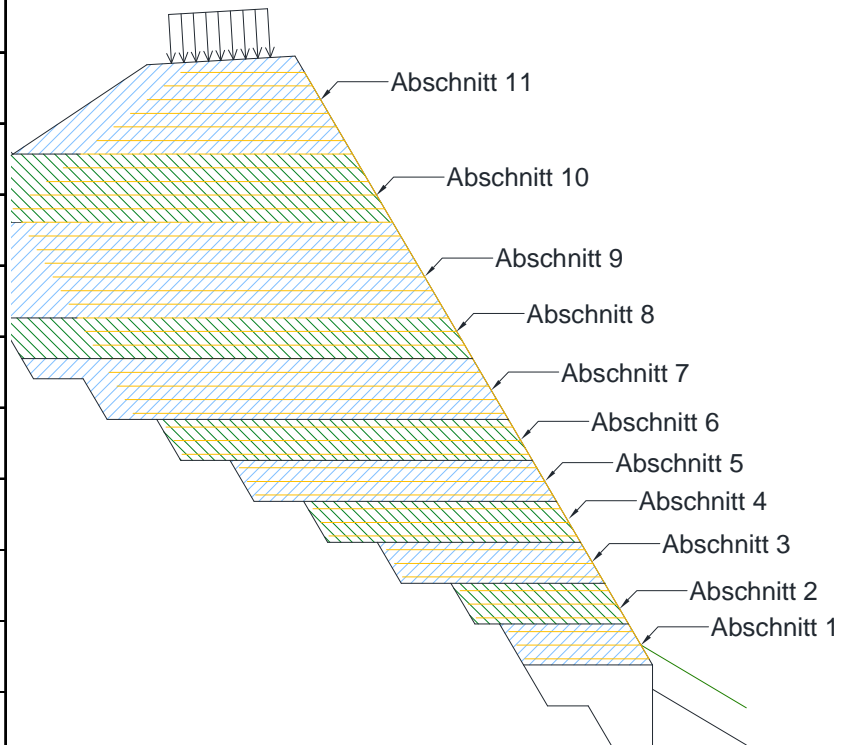
6.4.1 Berechnungsphasen

Um die Spannungsumlagerung während der Bauausführung und auch in der Betriebsphase erfassen zu können, wird der Damm wiederum schrittweise in Abschnitten modelliert.

Für die Berechnung des Querschnitts MQ2 wurden folgende Kalkulationsschritte durchgeführt:

Tabelle 21: Kalkulationsschritte

Nr	Kalkulation
1	K0-Procedure
2	Böschungsabtrag
3	Betonieren des Baggerschlitzes
4	Abschnitt 1
5	Abschnitt 2
6	Abschnitt 3
7	Abschnitt 4
8	Abschnitt 5
9	Abschnitt 6
10	Abschnitt 7
11	Abschnitt 8
12	Abschnitt 9
13	Abschnitt 10
14	Abschnitt 11
15	Aufbringen der Verkehrslast
16	Bau des gegenüberliegenden Damms



6.4.2 Ergebnisse für den Damm

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnung dargestellt.

Verformungsfigur

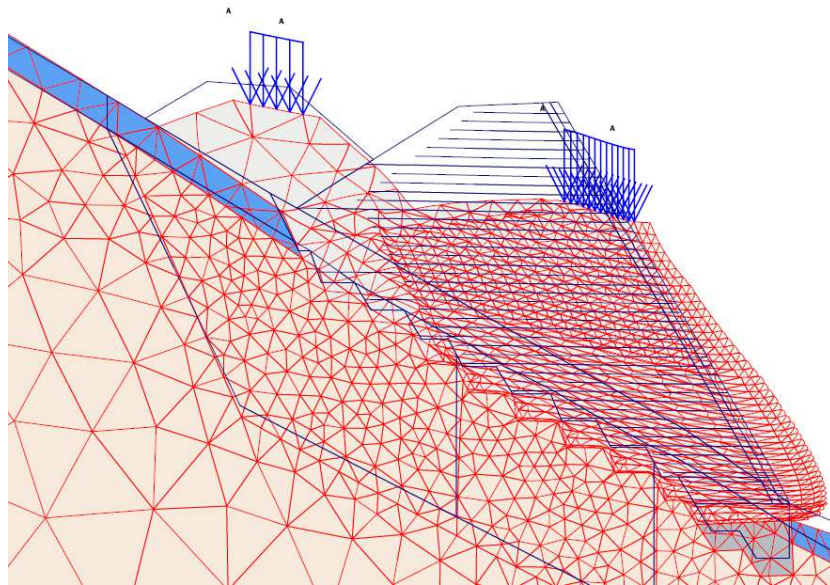


Abbildung 66: deformed mesh (20mal vergrößert)

Das verformte Netz zeigt die Verformungsfigur des Querschnitts 2. Am Dammfuß ist eine Ausbauchung zu erkennen.

Horizontale Verschiebungen

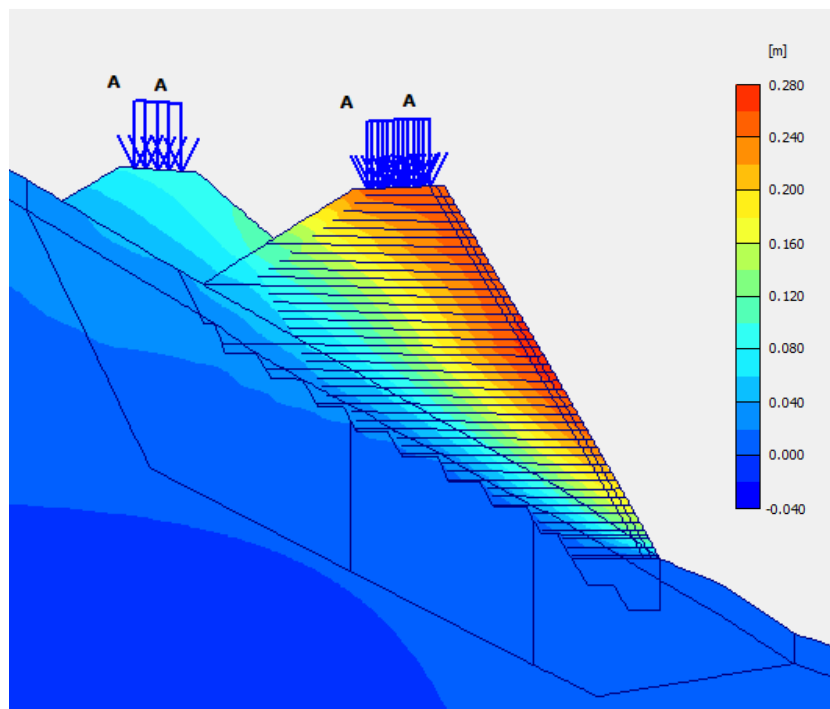


Abbildung 67: horizontale Verschiebungen im Damm

Die maximalen horizontalen Verschiebungen betragen 27,6 cm und befinden sich auf halber Höhe des Damms (dunkelrot hinterlegt). Im Fußbereich des Damms treten Verschiebungen im Bereich von 8 cm – 10 cm auf (azurblau hinterlegt).

Setzungen:

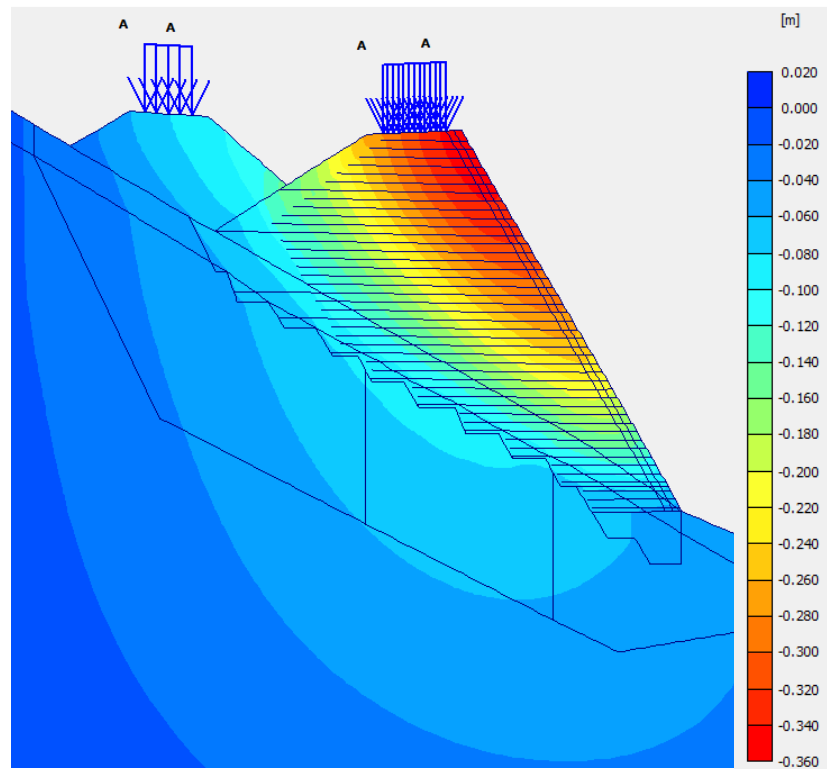


Abbildung 68: vertikale Verschiebungen im Damms

Die größten Setzungen befinden sich im oberen Dammbereich. Der Maximalwert beträgt 35,0 cm.

Shear strains:

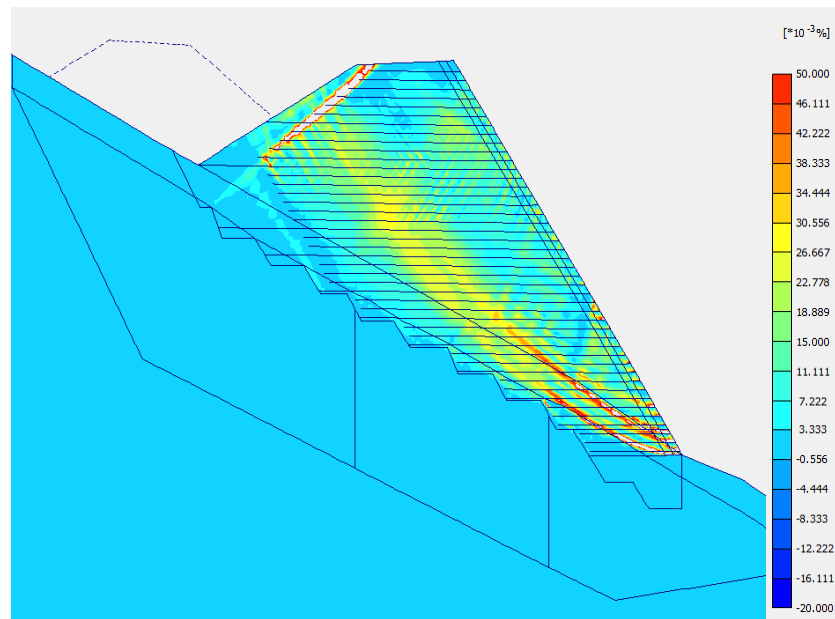


Abbildung 69: inkrementelle Scherdehnungen nach Fertigstellung des Damms

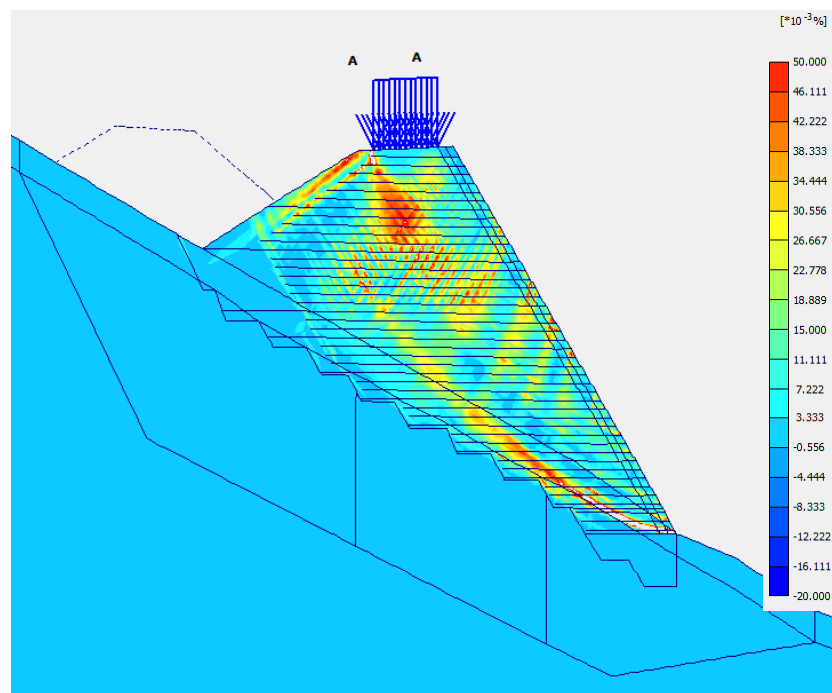


Abbildung 70: inkrementelle Scherdehnungen nach Aufbringen der Verkehrslast

Die größten Spannungen im Damm ergeben sich während der Errichtung. In der Betriebsphase sind geringe zusätzliche Verformungen zu erwarten.

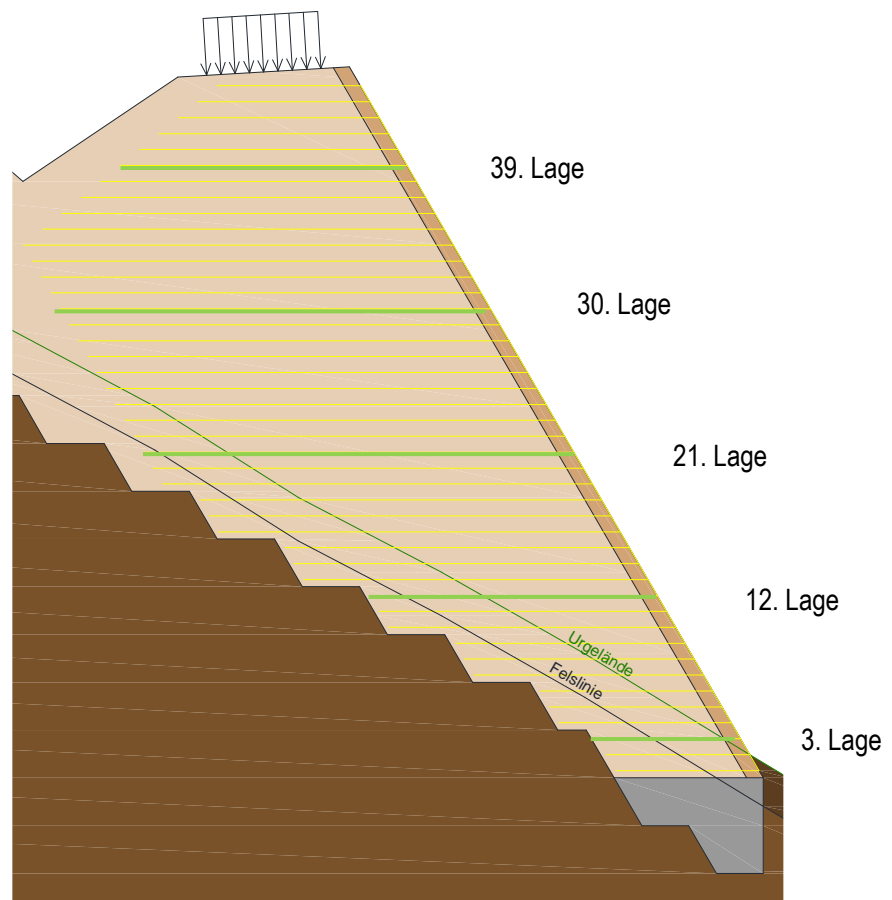
Sicherheitsberechnung

Die phi-c-Reduktion ergab eine Sicherheit von 1,177 für das Bauwerk.

6.4.3 Ergebnisse in den Geotextilien

Tabelle 22: Maximalkräfte in den Geogittern

Nr	Länge [m]	max. Kraft [kN/m]
1	5,00	11,04
2	5,00	21,38
3	5,00	21,99
4	10,00	20,51
5	10,00	21,48
6	10,00	19,66
7	12,00	19,24
8	12,00	19,29
9	12,00	19,01
10	15,00	19,41
11	15,00	17,88
12	15,00	19,12
13	15,00	18,33
14	15,00	15,86
15	15,00	15,96
16	15,00	15,41
17	15,00	15,84
18	15,00	14,53
19	15,00	16,29
20	15,00	16,49
21	15,00	14,81
22	15,00	12,04
23	15,00	11,27
24	15,00	11,66
25	14,00	11,00
26	13,00	10,13
27	12,00	10,13
28	11,00	7,14
29	10,00	7,14
30	9,00	7,10
31	8,00	6,88
32	7,00	5,81
33	6,00	3,53
34	5,00	2,30



Die Tabelle zeigt eine Maximalkraft von 26,75 kN/m in der 7. Lage.

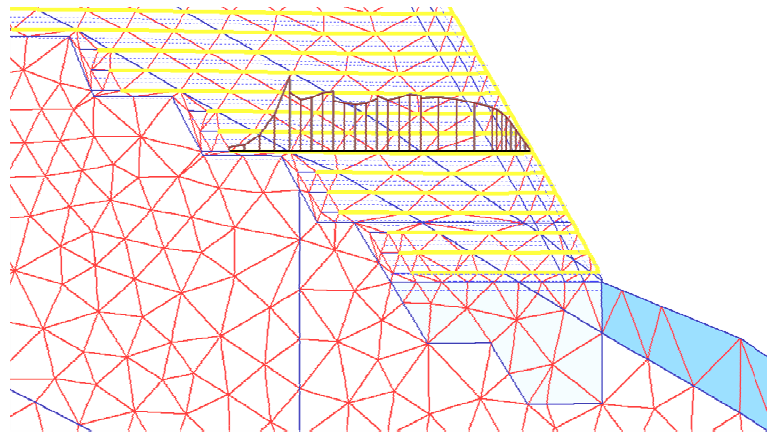


Abbildung 71: Lage der maximalen Kraft in den Geotextilien

Der Maximalwert in der 7. Lage bildet sich aber nicht konstant über das gesamte Geogitter aus, sondern zeigt einen Sprung im Bereich, in dem sich die Gleitfuge ausbilden würde. Er wird daher als nicht realitätsnah eingestuft.

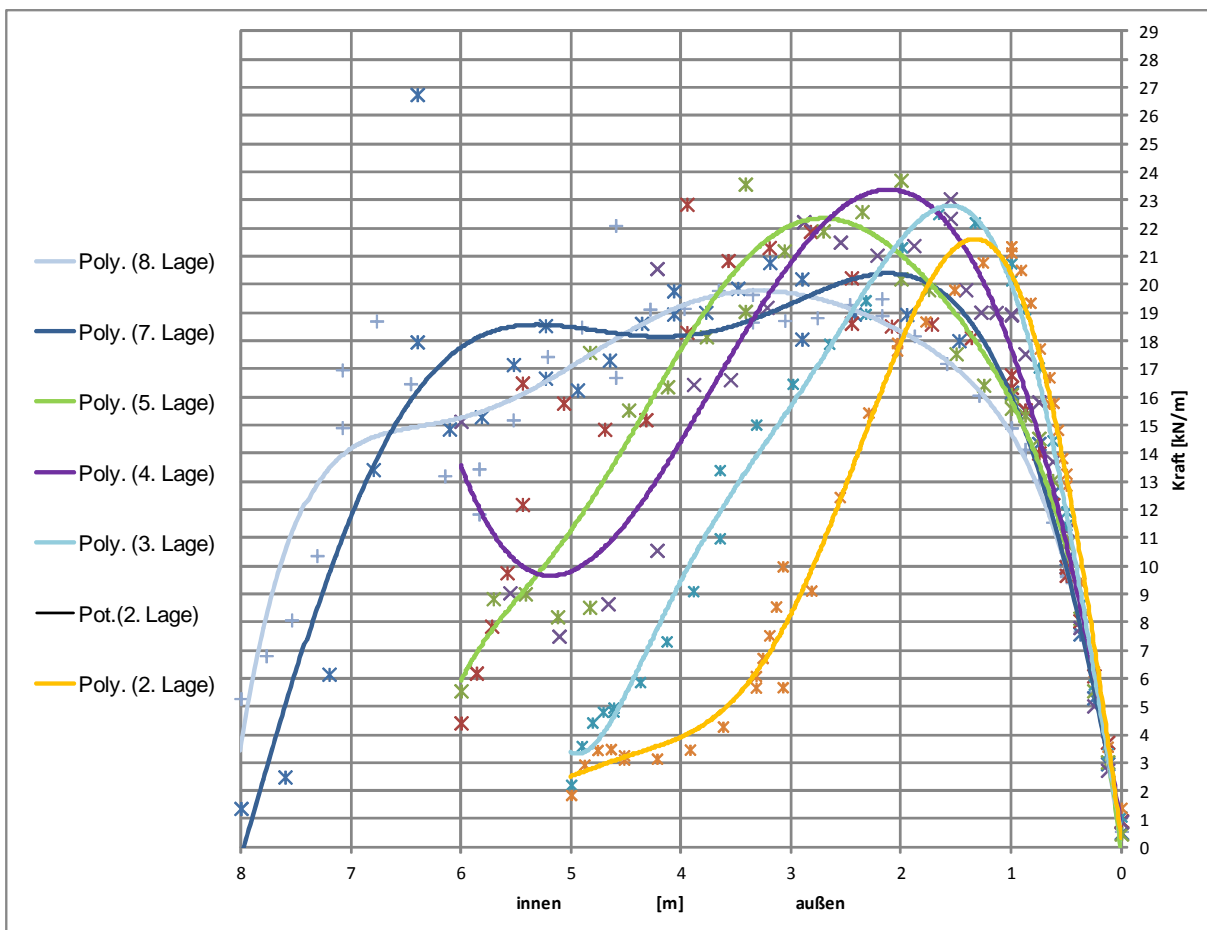


Abbildung 72: grafische Darstellung der Kraftverläufe in den Lagen 2-8

Da die maximalen Kräfte in den unteren Lagen der Bewehrte-Erde-Konstruktion vermutet werden, werden in Abbildung 72 Kräfte der Lagen 2 – 8 in einem x-y- Punktdiagramm die aufgetragen. Das Anlegen von Trendlinien in den Geogittern

zeigt, dass der Maximalwert in Lage 7 nicht realistisch ist. Die höchsten Kräfte treten in Lage 4 (violette Linie) auf und liegen bei ca. 23 kN/m.

In Lage 4 ist im letzten Bereich ein neuerlicher Kraftanstieg zu beobachten. Dieser könnte ein Hinweis auf ein numerisches Problem des Programms Plaxis V8 sein, da sich der Sprung öfters v.a. beim Geländesprung zeigt (= Änderung der Längen der Geogitter). Der Kraftanstieg bleibt daher unberücksichtigt.

Ergebnisse für die ausgewählten Lagen nach den einzelnen Abschnitten:

Die Auswahl der Ebenen, in denen die Messkabel eingebaut werden, erfolgte wiederum nach den in Kapitel 6.3.3 aufgelisteten Kriterien.

Nachfolgend werden die Ergebnisse für die einzelnen Messebenen aufgelistet:

- 3. Lage – 1. Messebene

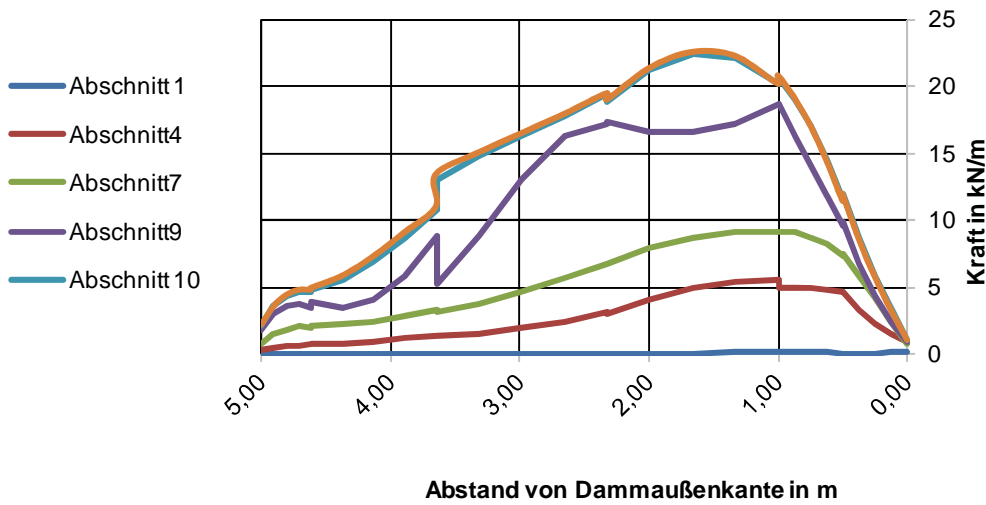


Abbildung 73: Verlauf der Kräfte in der 3. Lage

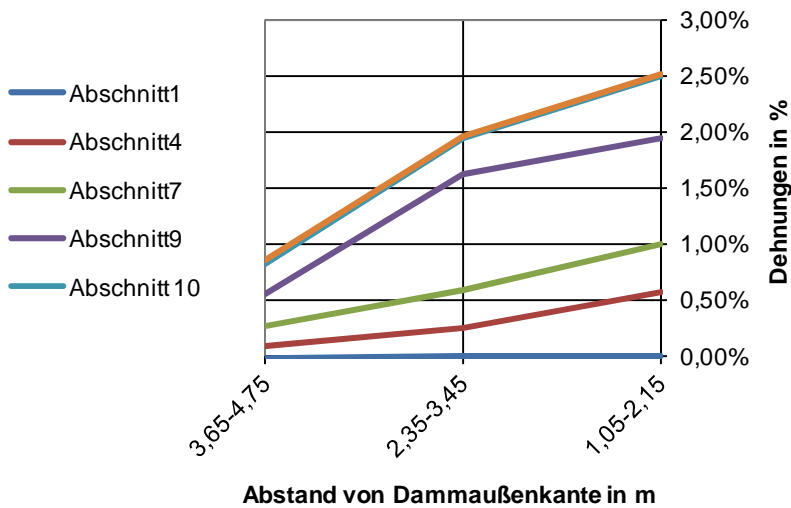


Abbildung 74: Verlauf der Dehnungen in der 3. Lage

Tabelle 23: Dehnungen im Geogitter Nr. 3

Geogitter Nr. 3	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3
	1,05-2,15	2,35-3,45	3,65-4,75
Abschnitt1	0,01%	0,00%	-0,02%
Abschnitt4	0,57%	0,25%	0,10%
Abschnitt7	1,00%	0,58%	0,28%
Abschnitt9	1,94%	1,62%	0,55%
Abschnitt 10	2,50%	1,94%	0,82%
Betriebszustand	2,51%	1,96%	0,86%

- 12. Lage – 2. Messebene

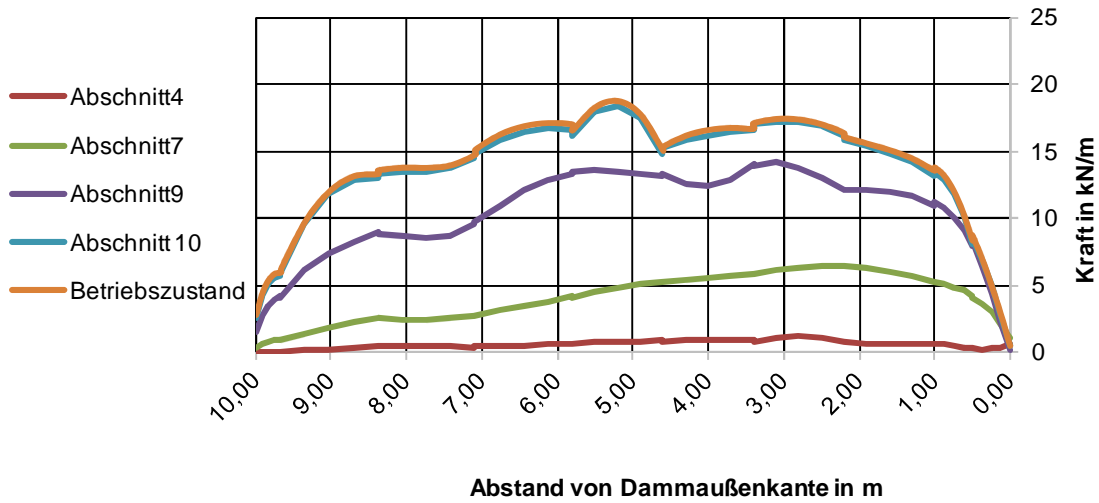


Abbildung 75: Kräfte im Geogitter Nr. 12

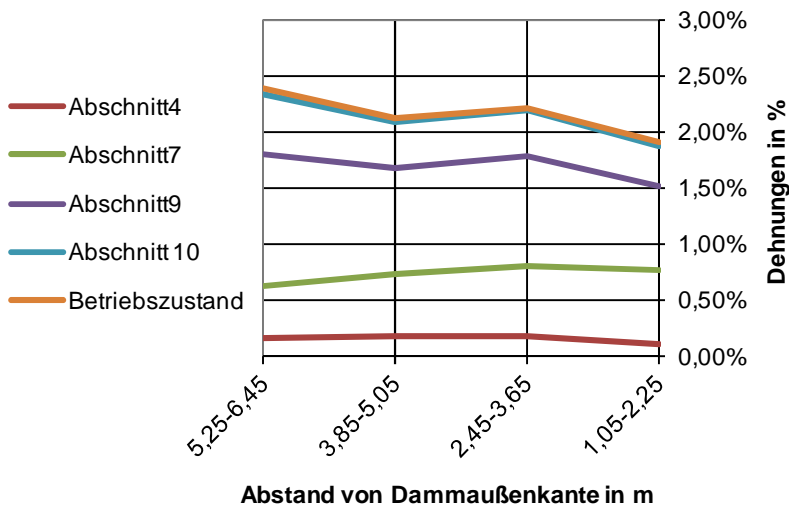


Abbildung 76: Dehnungen im Geogitter Nr. 12

Tabelle 24: Dehnungen im Geogitter Nr. 12

Geogitter Nr. 12	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3	Bereiche 4
	1,05-2,25	2,45-3,65	3,85-5,05	5,25-6,45
Abschnitt1				
Abschnitt4	0,10%	0,17%	0,17%	0,17%
Abschnitt7	0,77%	0,81%	0,74%	0,62%
Abschnitt9	1,51%	1,78%	1,67%	1,81%
Abschnitt 10	1,88%	2,19%	2,08%	2,33%
Betriebszustand	1,91%	2,22%	2,12%	2,39%

21. Lage – 3. Messeben

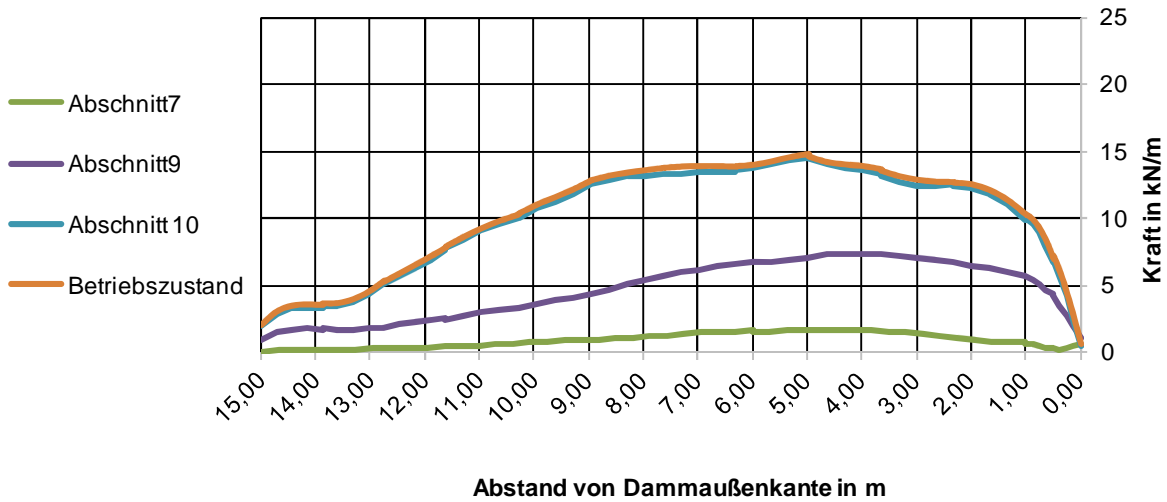


Abbildung 77: : Kraftentwicklung im 21. Geogitter

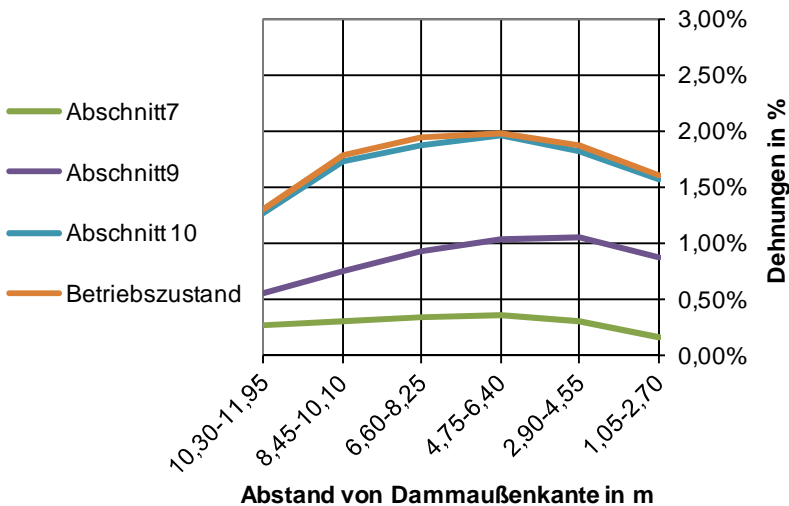


Abbildung 78: Dehnungen in der 21. Lage der Geogitter

Tabelle 25: Dehnungen im Geotextil Nr. 21

Geogitter Nr. 21	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3	Bereiche 4	Bereiche 5	Bereiche 6
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,30-11,95
Abschnitt1						
Abschnitt4						
Abschnitt7	0,17%	0,30%	0,35%	0,34%	0,31%	0,27%
Abschnitt9	0,88%	1,06%	1,04%	0,92%	0,74%	0,56%
Abschnitt 10	1,57%	1,82%	1,95%	1,88%	1,73%	1,27%
Betriebszustand	1,61%	1,87%	1,99%	1,94%	1,78%	1,30%

- 30.Lage – 4. Messebene

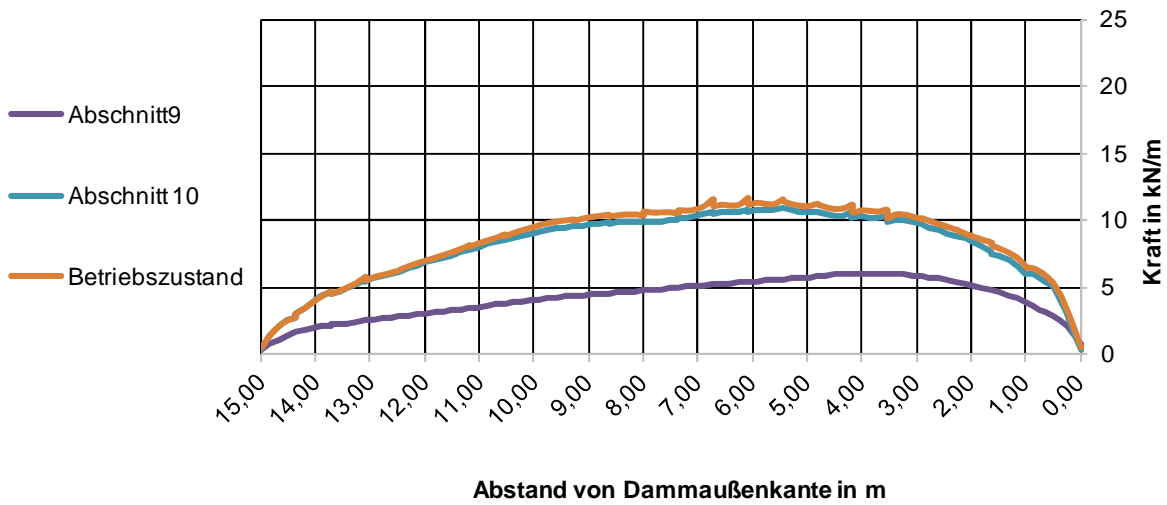


Abbildung 79: Kraftentwicklung in der 30. Lage der Geogitter

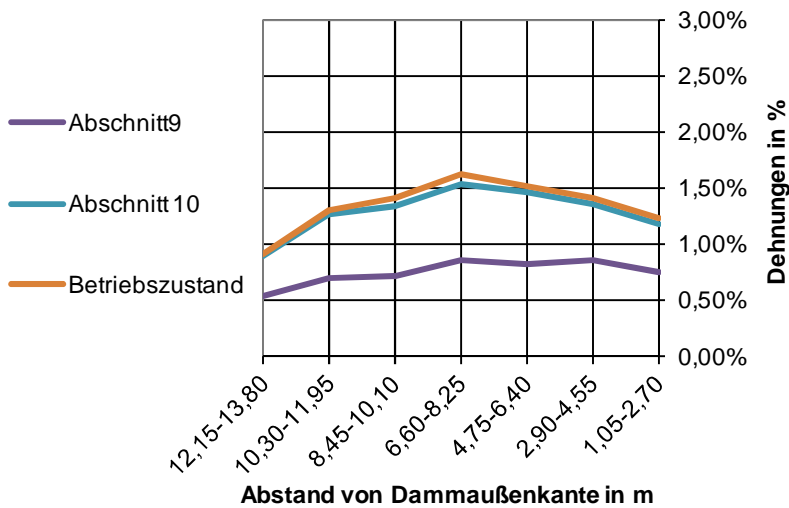


Abbildung 80: Dehnungsentwicklung in der 30. Lage der Geotextilien

Tabelle 26: Dehnungen im Geotextil Nr. 30

Geogitter Nr. 30	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3	Bereiche 4	Bereiche 5	Bereiche 6	Bereiche 7
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,30-11,95	12,15-13,80
Abschnitt1							
Abschnitt4							
Abschnitt7							
Abschnitt9	0,75%	0,85%	0,83%	0,85%	0,72%	0,69%	0,53%
Abschnitt 10	1,17%	1,35%	1,46%	1,54%	1,34%	1,27%	0,90%
Betriebszustand	1,23%	1,41%	1,52%	1,63%	1,41%	1,31%	0,90%

- 39. Lage – 5. Messeben

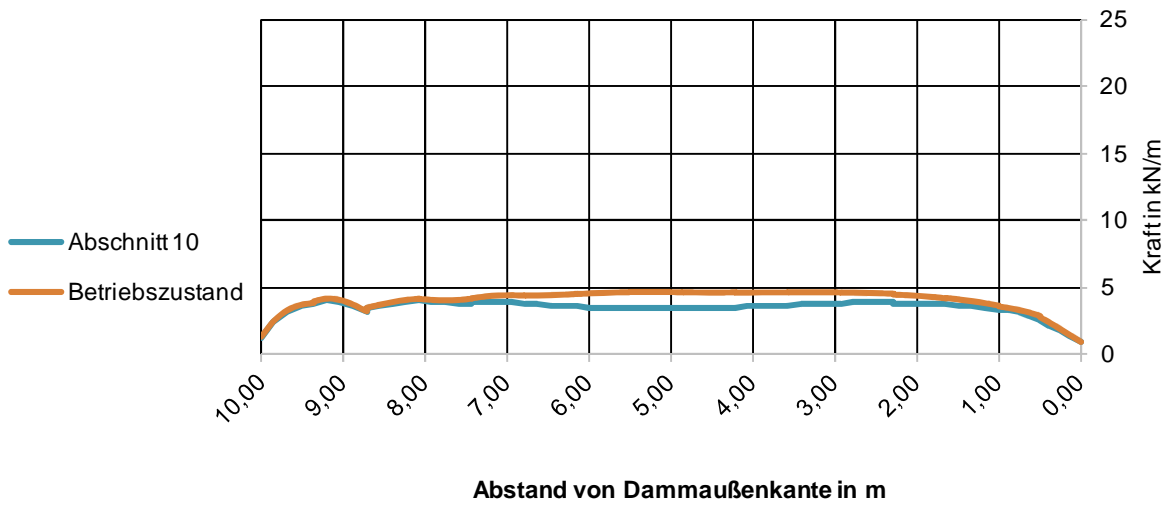


Abbildung 81: Kraftentwicklung im 39. Geogitter

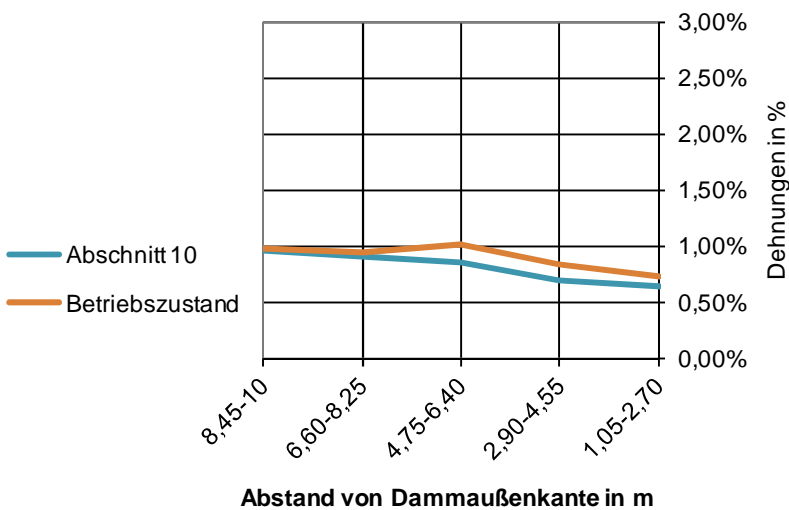


Abbildung 82: Dehnungen im 39. Geogitter

Tabelle 27: Dehnungen im Geotextil Nr. 39

Geogitter Nr. 39	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3	Bereiche 4	Bereiche 5
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10
Abschnitt1					
Abschnitt4					
Abschnitt7					
Abschnitt9					
Abschnitt 10	0,64%	0,70%	0,86%	0,91%	0,95%
Betriebszustand	0,72%	0,83%	1,02%	0,95%	0,98%

6.4.4 Schüttmaterial mit Kohäsion

Um realere Bedingungen abbilden zu können, wird das Schüttmaterial des Damms mit einer Kohäsion von $c = 3,0 \text{ kN/m}^2$ berechnet.

Die Sicherheit verändert sich nur geringfügig:

Safety factor = 1,179 (ohne Kohäsion $\eta=1,177$)

Horizontale Setzungen:

Bei der Berechnung der horizontalen Verschiebungen ergeben sich größere Differenzen. Die Berechnung ohne Kohäsion ergibt Verschiebungen von 27,6 cm, mit Kohäsion wurden Verschiebungen von 23,4 cm festgestellt. Die Kohäsion reduziert die Maximalverschiebung um rund 4,2 cm.

Farblich ist der Unterschied in den unteren Bereichen gut erkennbar.

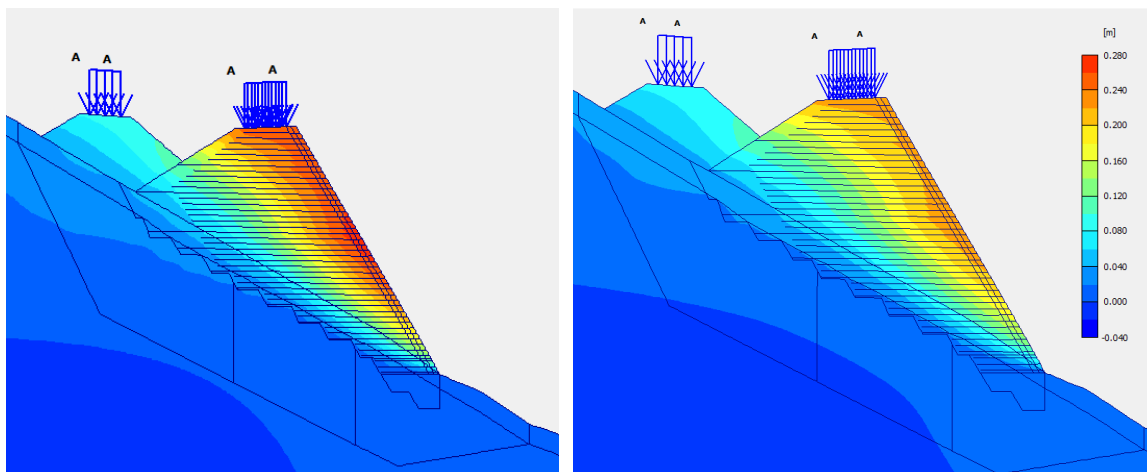


Abbildung 83: horizontale Verschiebungen links: ohne Kohäsion; rechts: mit Kohäsion

maximale Setzungen	
ohne Kohäsion	mit Kohäsion
27,6 cm	23,4 cm

Vertikale Setzungen:

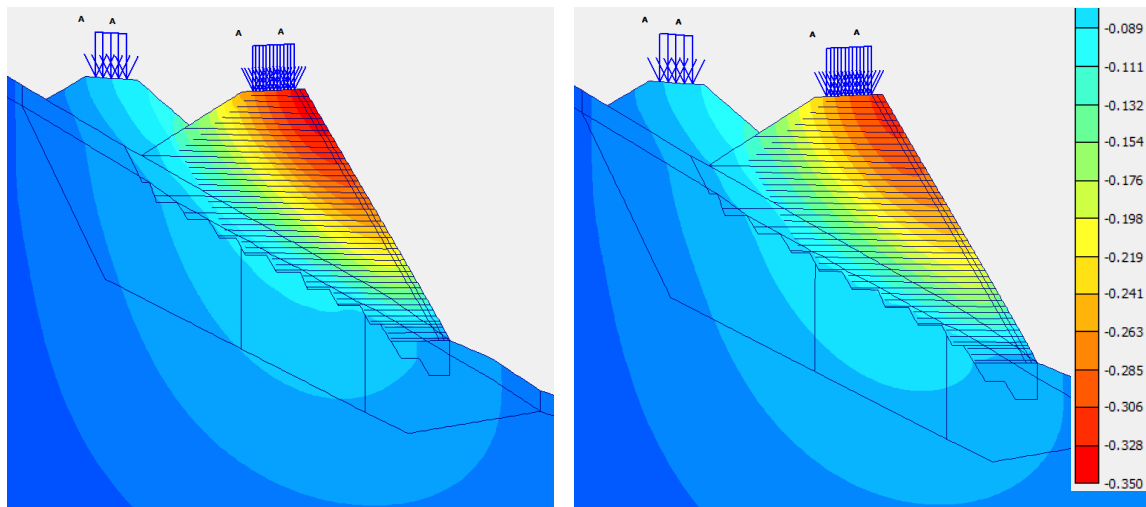


Abbildung 84: vertikale Setzungen: links: Schüttmaterial ohne Kohäsion (cm); rechts: Schüttmaterial mit Kohäsion

maximale Setzungen	
ohne Kohäsion	mit Kohäsion
35,1 cm	31,4 cm

Die Berechnungen zeigen für die Berechnung mit Kohäsion maximale Endsetzungen von 31,4 cm. Im Vergleich zur Berechnung ohne Kohäsion wurden Setzungen von 35,1 cm festgestellt. Die Verzahnung der Bodenpartikel im Schüttmaterial führt zu einer Verringerung der Setzungen um rund 3,7 cm.

Inkrementelle Scherdehnungen:

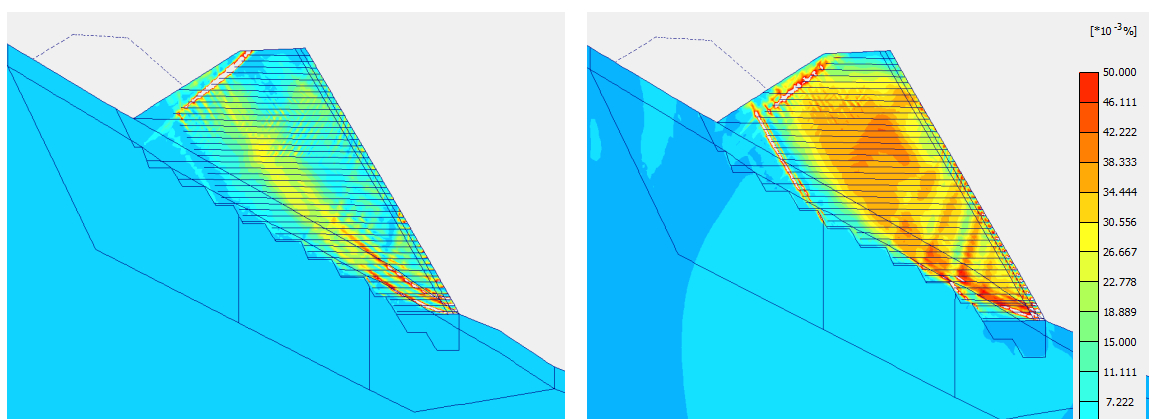


Abbildung 85: Scherdehnungen vor dem Aufbringen der Verkehrslast; links: ohne Kohäsion, rechts: mit Kohäsion

Während sich beim linken Querschnitt zwei Scherfugen durch den Dammfuß ausbilden, ist beim rechten Querschnitt (mit Kohäsion) die Verzahnung des Schüttmaterials zu erkennen. Der Scherwiderstand im Schüttmaterial erhöht sich im Vergleich zum Querschnitt ohne Kohäsion.

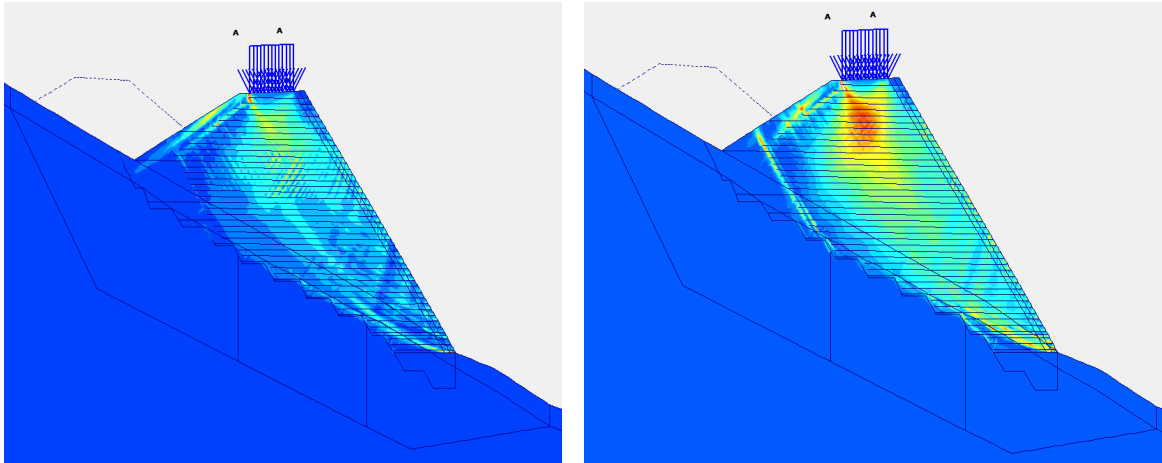


Abbildung 86: inkrementelle Scherdehnungen nach Aufbringen der Verkehrslast: links: ohne Kohäsion, rechts mit Kohäsion

Auch in dieser Grafik (Abbildung 86 – links) lässt sich links die Ausbildung einer Gleitfuge erahnen. Es haben sich bereits Scherbänder gebildet.

Kräfte in den Geogittern:

Bei der Berechnung der Maximalkraft in den Geogittern ergibt sich für die vierte Lage der Bewehrten Erde Konstruktion eine Kraft von 16,77 kN/m. Im Vergleich zur Berechnung ohne Kohäsion verringert sich die Kraft deutlich ($F_{\text{max, ohne Kohäsion}} = 23,05 \text{ kN/m}$).

Tabelle 28: Maximalkräfte in den Geotextilien beim Vorhandensein einer Kohäsion

Lage [-]	Länge [m]	Maximalkraft [kN/m]	ohne Kohäsion [kN/m]	Veränderung in %
1	5	10,55	12,63	-17%
2	5	17,03	21,36	-20%
3	5	16,73	22,50	-26%
4	8	16,77	23,05	-27%
5	8	17,05	23,71	-28%
6	8	16,83	22,85	-26%
7	10	22,92	26,75	-14%
8	10	16,32	22,10	-26%
9	10	16,16	20,86	-23%
10	12	16,02	20,81	-23%
11	12	15,83	20,27	-22%
12	12	15,04	18,75	-20%
13	14	14,57	17,64	-17%
14	14	14,52	17,91	-19%
15	14	14,41	18,17	-21%
16	15	13,59	16,34	-17%
17	15	13,28	15,86	-16%
18	15	13,28	15,84	-16%
19	15	12,57	16,33	-23%
20	15	12,46	14,71	-15%
21	15	12,36	14,82	-17%
22	15	12,07	14,35	-16%
23	15	10,92	12,87	-15%
24	15	10,85	12,98	-16%
25	15	10,76	12,91	-17%
26	15	9,93	11,79	-16%
27	15	9,83	11,83	-17%
28	15	9,67	12,21	-21%
29	15	9,49	11,93	-20%
30	15	9,25	11,68	-21%
31	15	8,94	11,43	-22%
32	15	8,58	10,93	-21%
33	15	8,25	10,65	-23%
34	15	7,91	10,35	-24%
35	14	7,58	9,84	-23%
36	13	7,47	9,27	-19%
37	12	7,29	8,96	-19%
38	11	4,17	4,86	-14%
39	10	4,00	4,69	-15%
40	9	3,69	4,40	-16%
41	8	3,21	3,97	-19%
42	7	2,65	3,36	-21%
43	6	2,00	2,52	-21%
44	5	0,95	1,33	-28%

Nachfolgend werden die Ergebnisse für die 5 Geotextilien aufgelistet, die für die Messungen vor Ort relevant sind.

- 3. Lage – 1. Messebene:

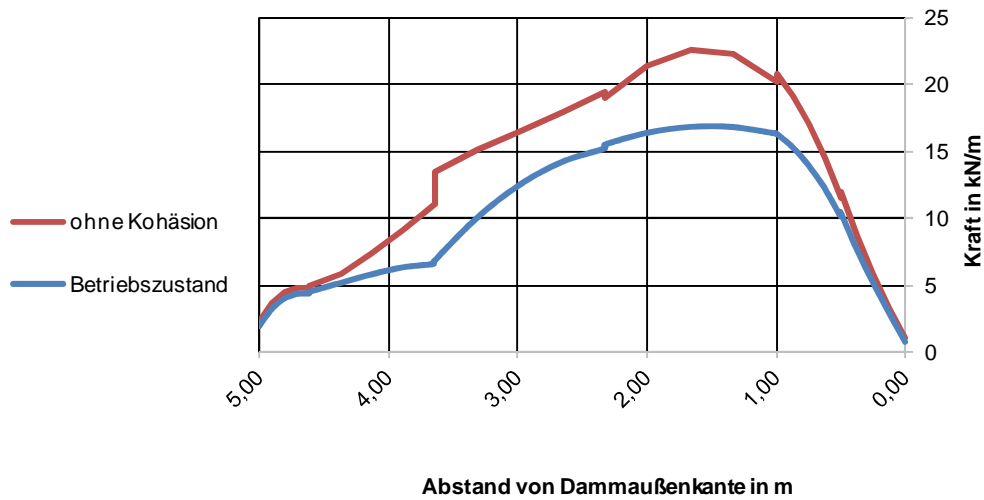


Abbildung 87: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.3 mit und ohne Kohäsion

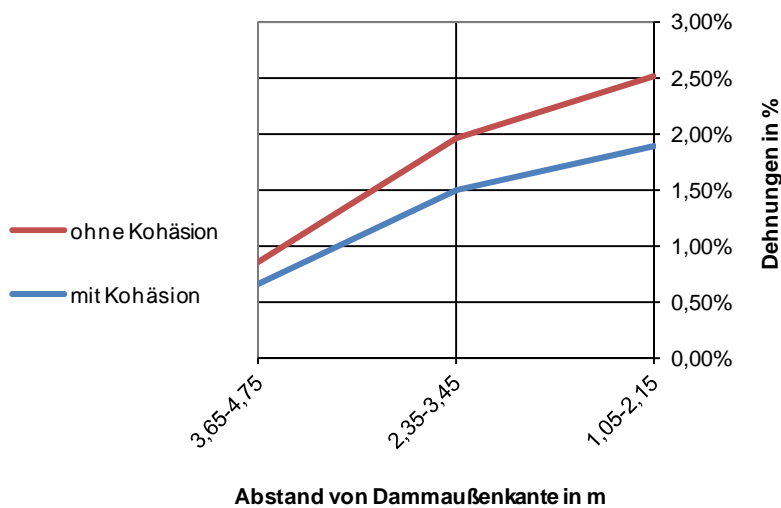


Abbildung 88: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr. 3 mit und ohne Kohäsion

Tabelle 29: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion

Geogitter Nr. 3	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3
	1,05-2,15	2,35-3,45	3,65-4,75
ohne Kohäsion	2,51%	1,96%	0,86%
mit Kohäsion	1,89%	1,49%	0,67%

- 12. Lage – 2. Messebene

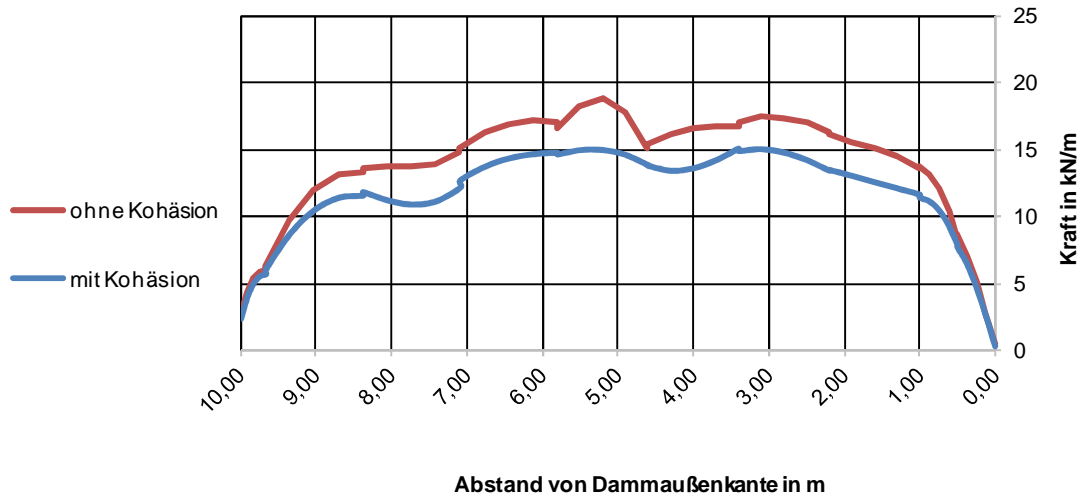


Abbildung 89: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.12 mit und ohne Kohäsion

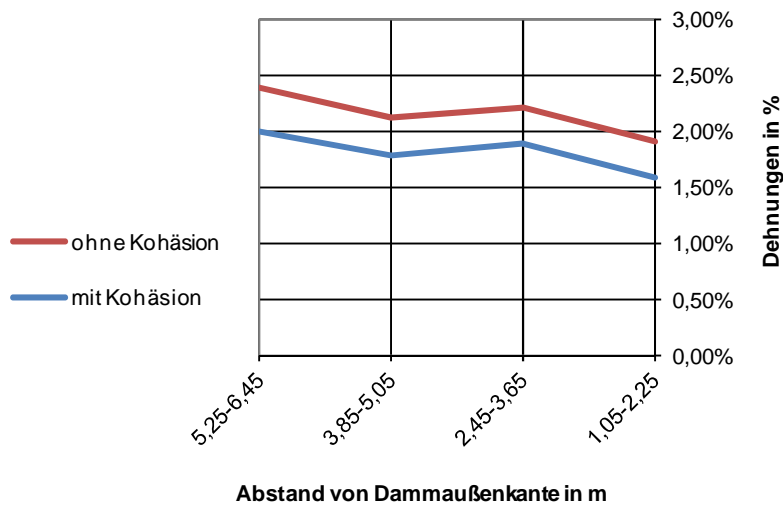


Abbildung 90: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr. 12 mit und ohne Kohäsion

Tabelle 30: Vergleich der Dehnungen

Geogitter Nr. 12	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3	Bereiche 4
	1,05-2,25	2,45-3,65	3,85-5,05	5,25-6,45
ohne Kohäsion	1,91%	2,22%	2,12%	2,39%
mit Kohäsion	1,59%	1,89%	1,78%	1,99%

- 21. Lage – 3. Messebene

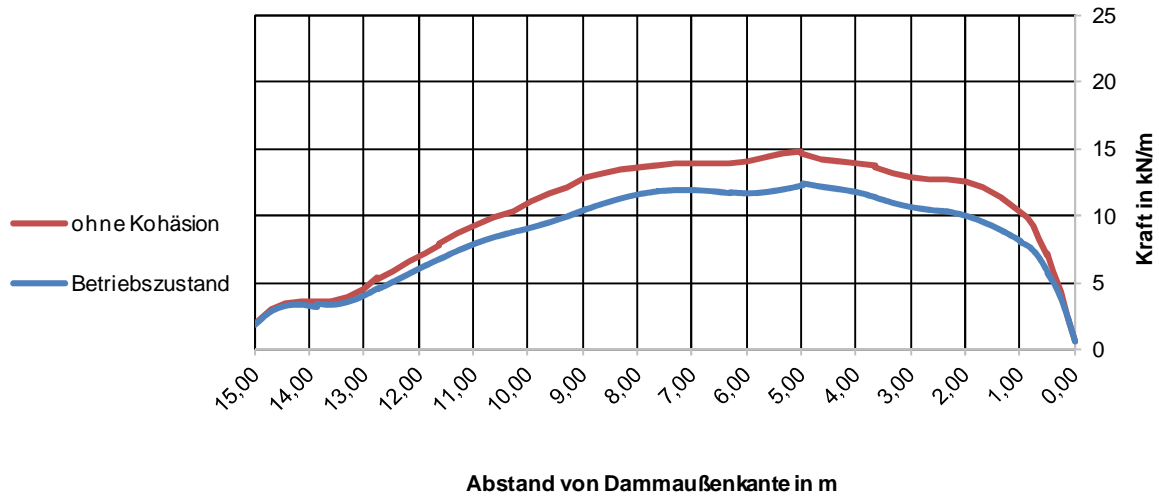


Abbildung 91: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.21 mit und ohne Kohäsion

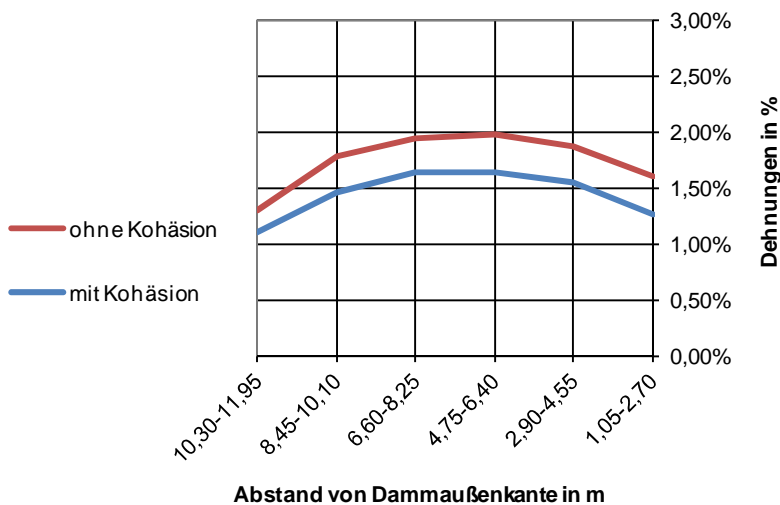


Abbildung 92: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr.21 mit und ohne Kohäsion

Tabelle 31: Vergleich der Dehnungen

Geogitter Nr. 21	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3	Bereiche 4	Bereiche 5	Bereiche 6
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,30-11,95
ohne Kohäsion	1,61%	1,87%	1,99%	1,94%	1,78%	1,30%
mit Kohäsion	1,27%	1,55%	1,64%	1,64%	1,45%	1,11%

- 30. Lage – 4. Messebene

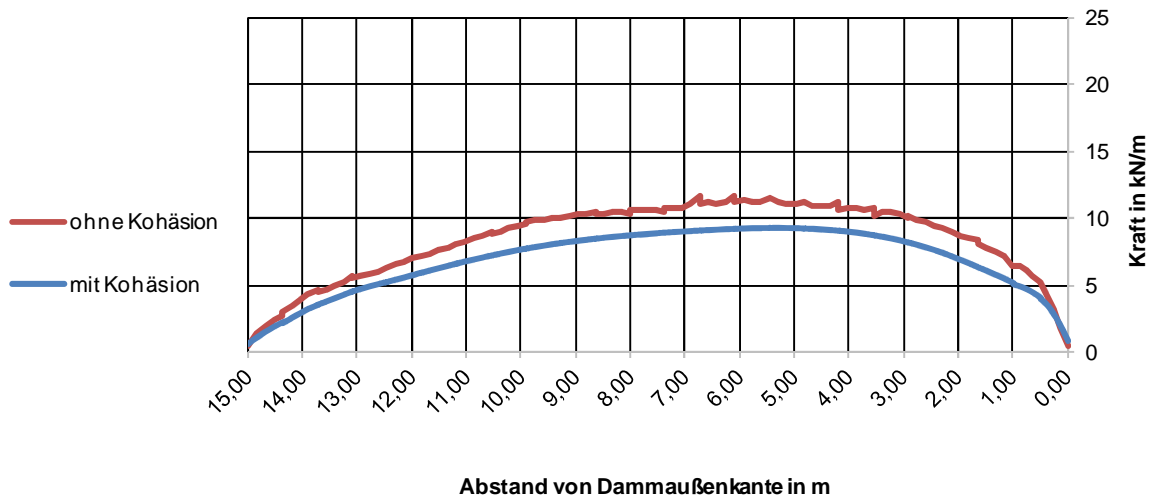


Abbildung 93: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.30 mit und ohne Kohäsion

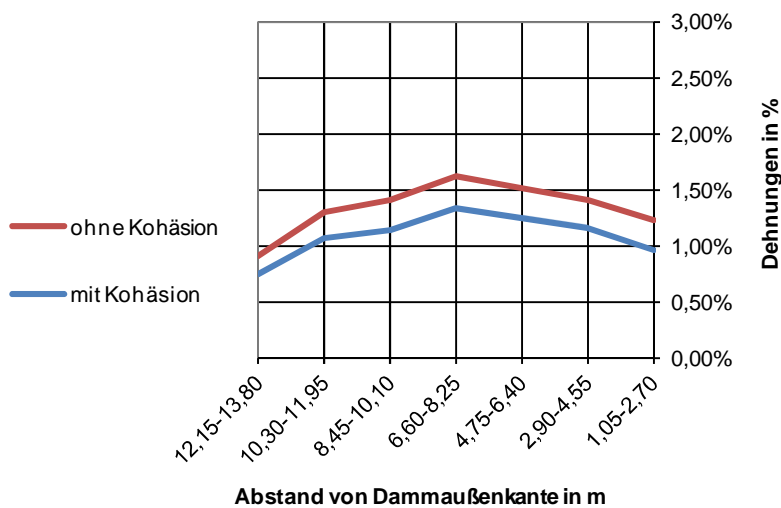


Abbildung 94: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr.30 mit und ohne Kohäsion

Tabelle 32: Vergleich der Dehnungen

Geogitter Nr. 30	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3	Bereiche 4	Bereiche 5	Bereiche 6	Bereiche 7
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25	8,45-10,10	10,30-11,95	12,15-13,80
ohne Kohäsion	1,23%	1,41%	1,52%	1,63%	1,41%	1,31%	0,90%
mit Kohäsion	0,96%	1,16%	1,24%	1,34%	1,14%	1,07%	0,74%

- 39. Lage – 5. Messebene

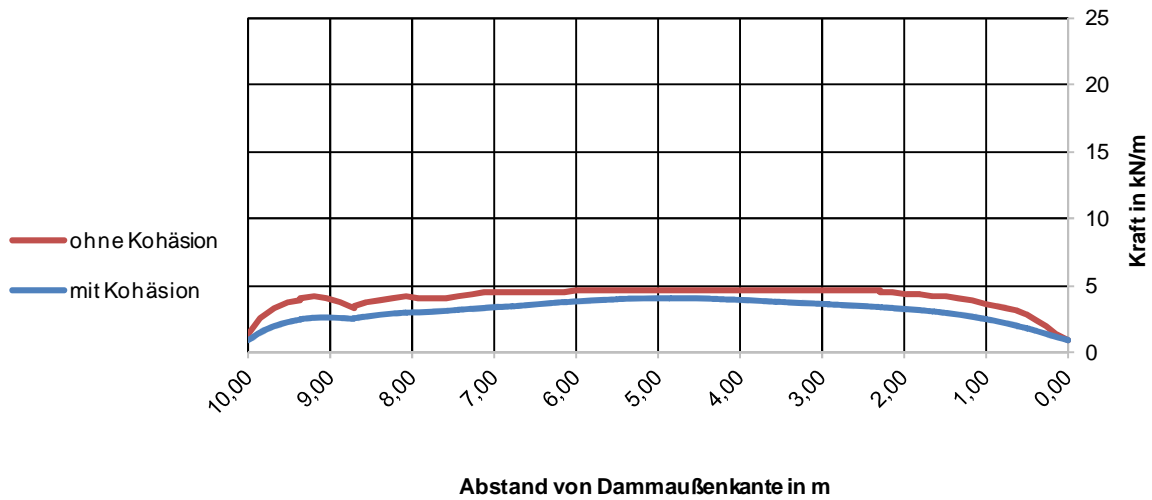


Abbildung 95: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.39 mit und ohne Kohäsion

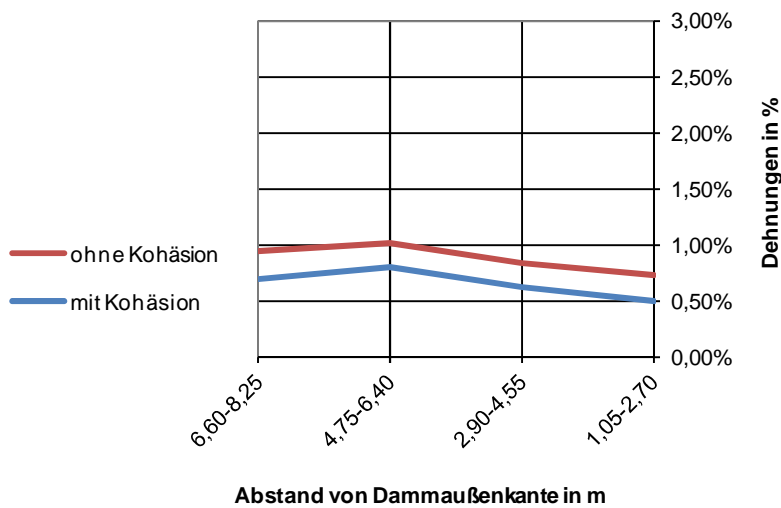


Abbildung 96: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr.39 mit und ohne Kohäsion

Tabelle 33: Vergleich der Dehnungen

Geogitter Nr. 39	Bereiche 1	Bereiche 2	Bereiche 3	Bereiche 4
	1,05-2,70	2,90-4,55	4,75-6,40	6,60-8,25
ohne Kohäsion	0,72%	0,83%	1,02%	0,95%
mit Kohäsion	0,50%	0,63%	0,80%	0,70%

6.4.5 Variation der Felsaufstandsfläche:

In diesem Kapitel wird die Felsaufstandsfläche des Damms modifiziert, d.h. die Felsaufstandsfläche ist kein homogener Bereich, sondern wird in drei Bereiche unterteilt. Dabei werden die Kennwerte für den verwitterten Fels verändert.

Das Schüttmaterial des Damms wird wiederum mit einer Kohäsion von $c = 3,0 \text{ kN/m}^2$ berechnet.

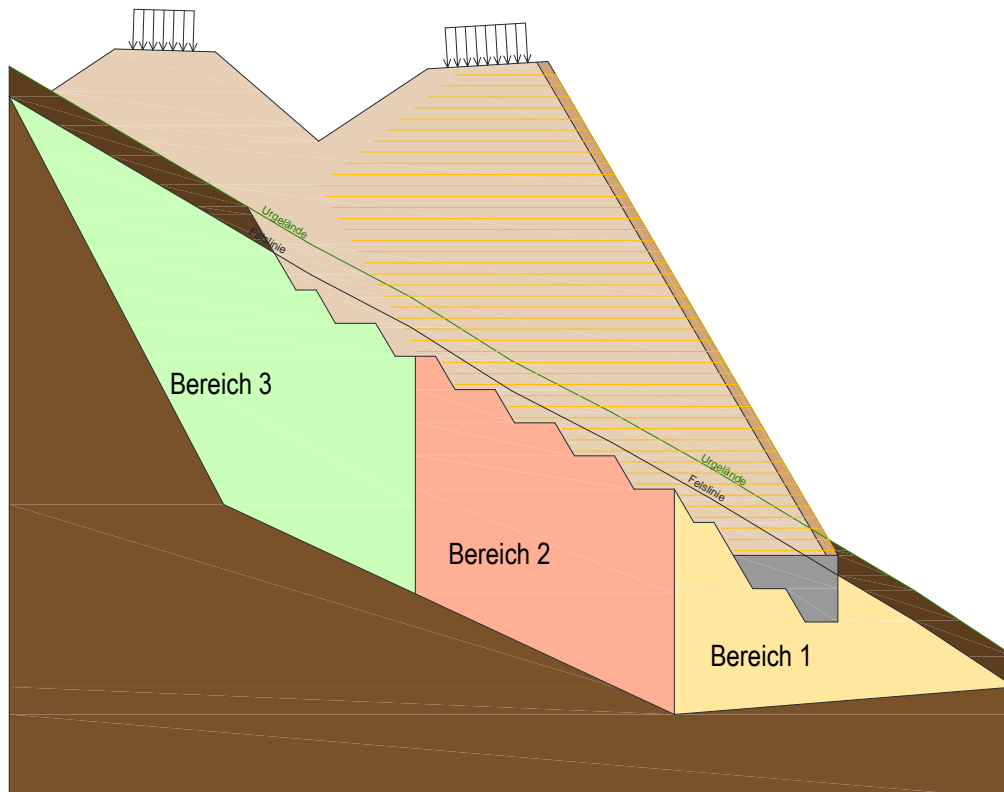


Abbildung 97: Unterteilung der Felsaufstandsfläche

Tabelle 34: ursprüngliche Kennwerte des Felses

Stoffgesetz	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	ψ [°]	c [kN/m ²]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]
Mohr-Coloumb	25,5	25	0	200	0,3	100.000

1. Reduktion der Steifigkeit im Bereich 1:

Zunächst wird die Steifigkeit des vorderen Bereiches auf ein Drittel reduziert:

$$E_{1,\text{ref}} = 33.333 \text{ kN/m}^2$$

Vertikale Setzungen:

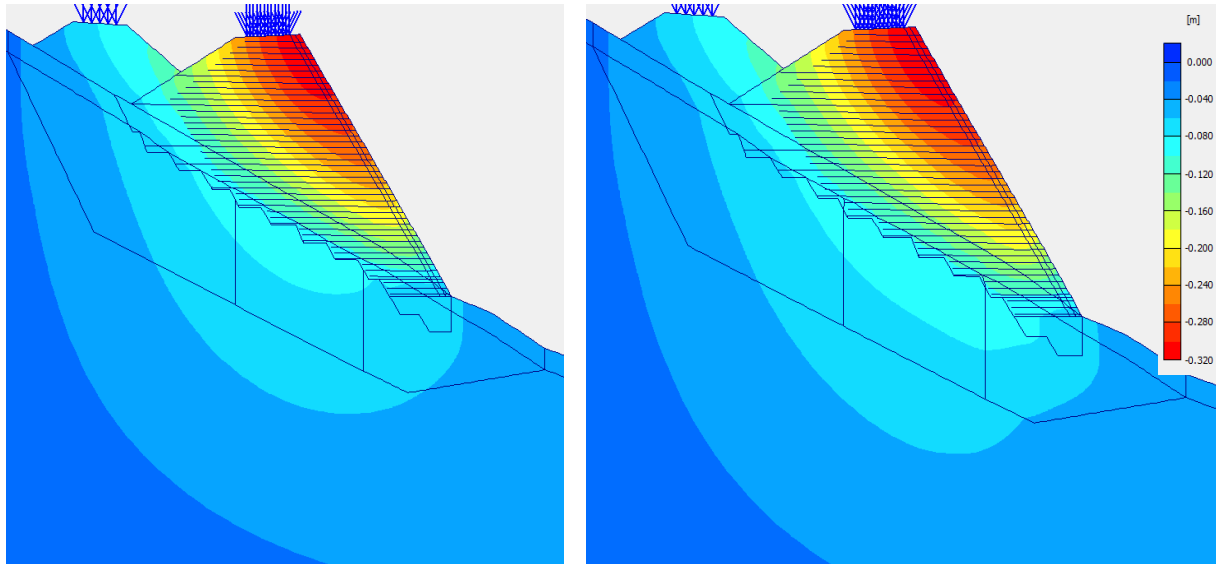


Abbildung 98: Setzungen links: bei homogener Felsaufstandsfläche; rechts bei Reduktion der Steifigkeit im Bereich 1

maximale Setzungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit Bereich 1 reduziert
31,4 cm	32,2 cm

Die Reduktion der Steifigkeit sorgt für höhere Setzungen im Bereich des Baggerschlitzes. Die maximalen Setzungen erhöhen sich um rund 1,2 cm.

Horizontale Verschiebungen:

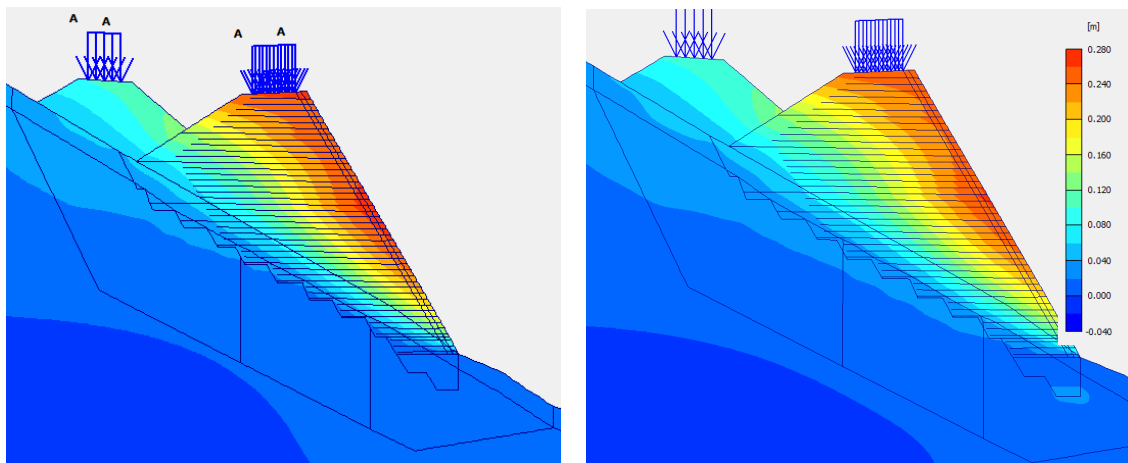


Abbildung 99: horizontale Verschiebungen bei links: homogener Felsaufstandsfläche; rechts: der Steifigkeit im vorderen Bereich

maximale horizontale Verschiebungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit Bereich 1 reduziert
23,4 cm	24,6 cm

Das rechte Bild zeigt einen Schwachpunkt unterhalb des Betonschlitzes, der eine erhöhte Setzung erfahren könnte, da der Betonschlitz nun eine viel höhere Steifigkeit als der umgebende Bereich besitzt.

Sicherheitsberechnung:

Die phi-c-Reduktion ergab eine Sicherheit von 1,179 und entspricht damit der Sicherheit aus der Rechnung mit einer homogenen Felsaufstandsfläche.

Inkrementelle Scherdehnungen:

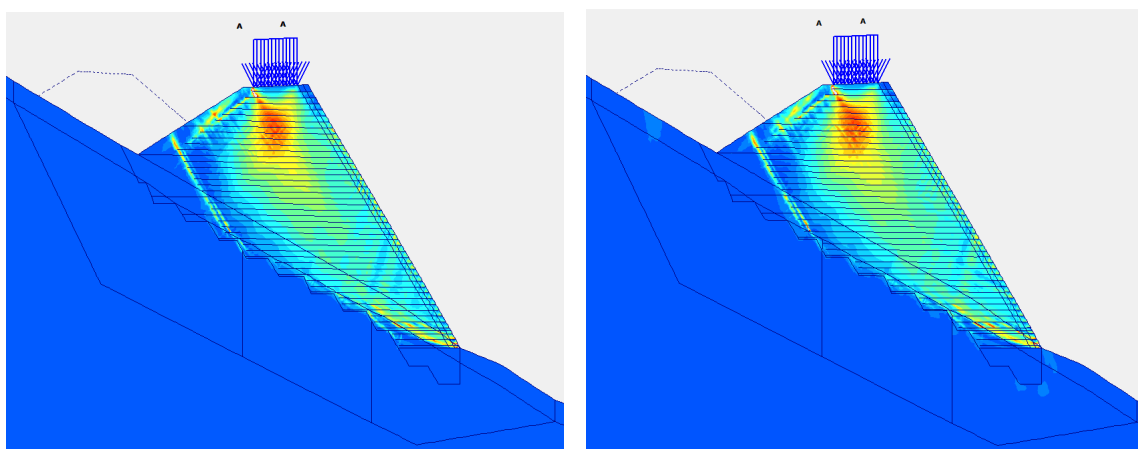


Abbildung 100: incremental strains: links: homogene-; rechts: inhomogene Felsaufstandsfläche

Die Grafiken unterscheiden sich kaum. Der Einfluss einer abgeschwächten Felsaufstandsfläche ist sehr gering.

2. Reduktion der Steifigkeit im mittleren Bereich (Bereich 2)

$E_{2,ref} = 33.333 \text{ kN/m}^2$

Vertikale Setzungen:

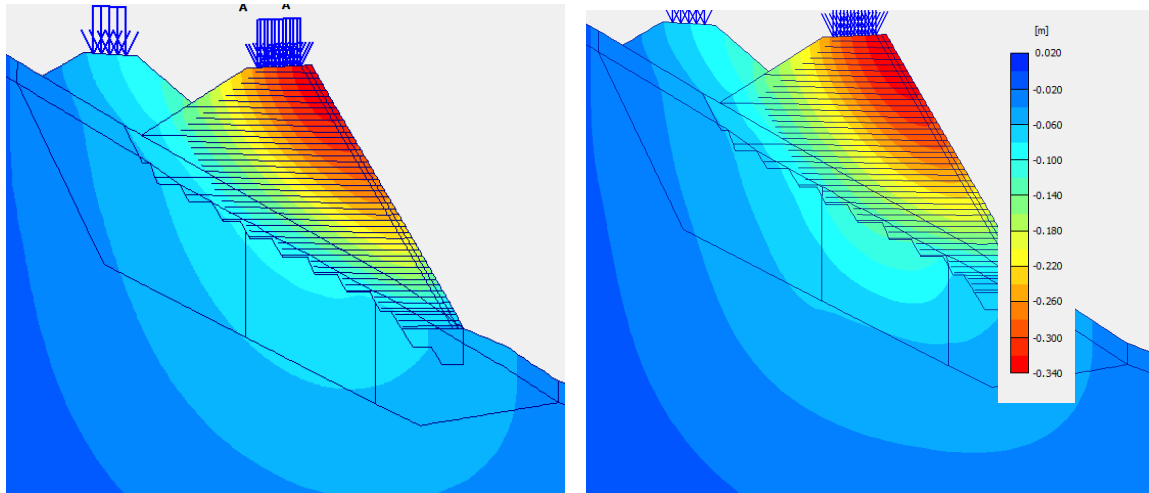


Abbildung 101: Setzungen bei links: homogener Felsaufstandsfläche ($E_1 = E_2 = 100.000 \text{ kN/m}^2$); rechts: bei Reduktion der Steifigkeit in Bereich 1 ($E_1 = 100.000 \text{ kN/m}^2$, $E_2 = 33.333 \text{ kN/m}^2$)

maximale Setzungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit im Bereich 2 reduziert
31,4 cm	33,8 cm

Die Reduktion im mittleren Bereich sorgt für örtliche höhere Setzungen. Die maximale Gesamtsetzung erhöht sich um 2,4 cm.

Horizontale Verschiebungen:

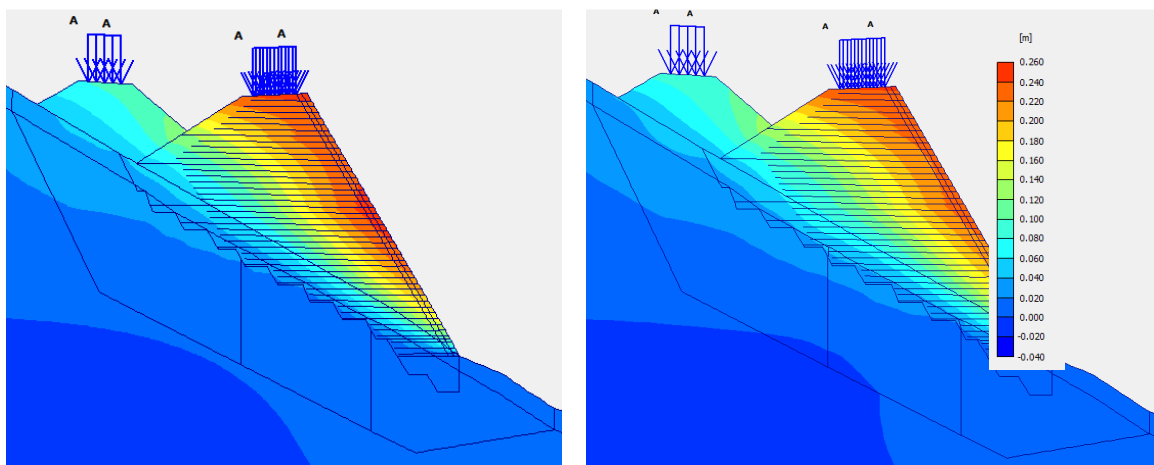


Abbildung 102: horizontale Verschiebungen bei links: homogener Felsaufstandsfläche; rechts: Reduktion der Steifigkeit im vorderen Bereich

maximale horizontale Verschiebungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit im Bereich 2 reduziert
23,4 cm	24,3 cm

Sicherheitsberechnung:

Die phi-c-Reduktion ergab eine Sicherheit von 1,175 und damit keine Veränderung.

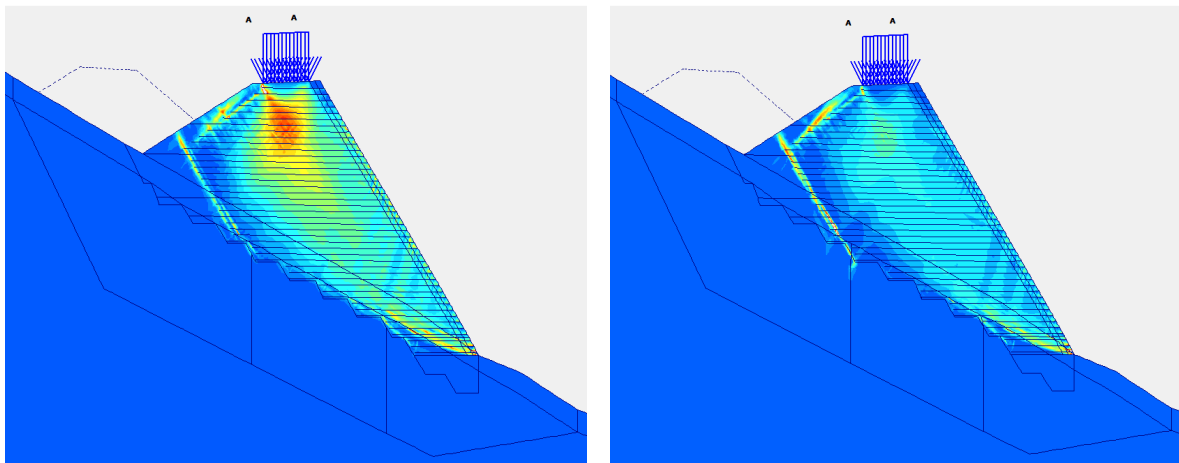
Inkrementelle Scherdehnungen:

Abbildung 103: inkrementelle Scherdehnungen: links: bei homogener Felsaufstandsfläche, rechts bei reduzierter Steifigkeit der mittleren Felsaufstandsfläche

3. Erhöhung der Steifigkeit im vorderen Bereich (Bereich 1)

$E_{2,ref} = 300.000 \text{ kN/m}^2$

Vertikale Setzungen:

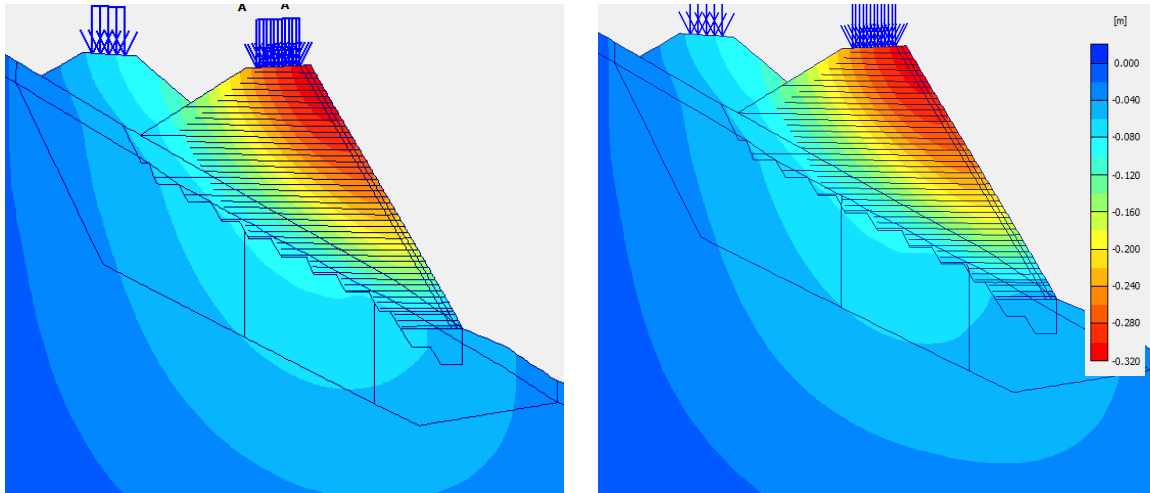


Abbildung 104: Setzungen links: bei homogener Felsaufstandsfläche ($E_1 = E_2 = 100.000 \text{ kN/m}^2$); rechts: Erhöhung der Steifigkeit in Bereich 1

maximale Setzungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit Bereich 1 erhöht
31,4 cm	33,2 cm

Der Einfluss der Setzungen begrenzt sich bei dieser Betrachtung nicht mehr nur auf den Bereich unter der Dammkonstruktion, sondern die Setzungen haben auch Einfluss auf den linken Bereich.

Horizontale Verschiebungen:

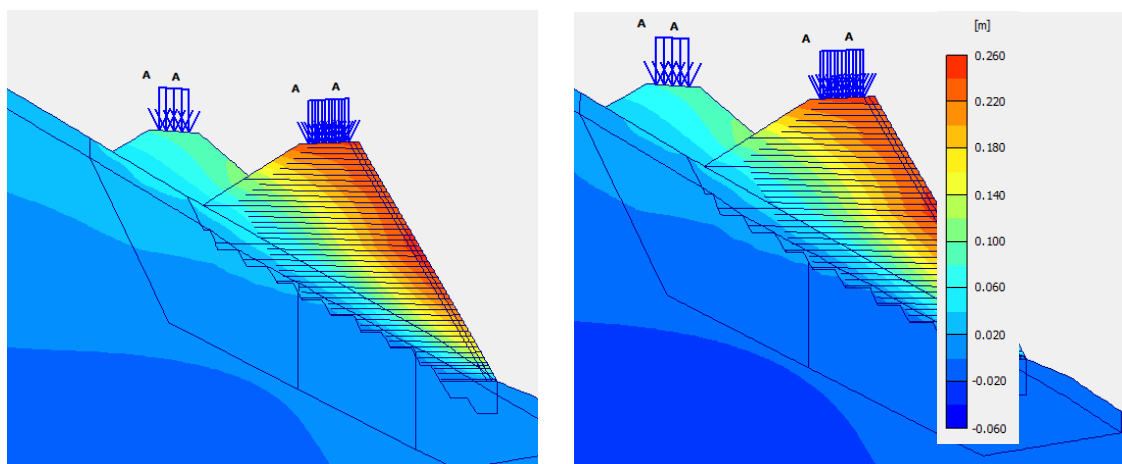


Abbildung 105: horizontale Verschiebungen bei links: homogener Felsaufstandsfläche, rechts: Erhöhung der Steifigkeit im vorderen Bereich

maximale horizontale Verschiebungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit Bereich 1 erhöht
23,4 cm	25,3 cm

Sicherheitsberechnung:

Die phi-c-Reduktion ergab eine Sicherheit von 1,172.

Inkrementelle Scherdehnungen:

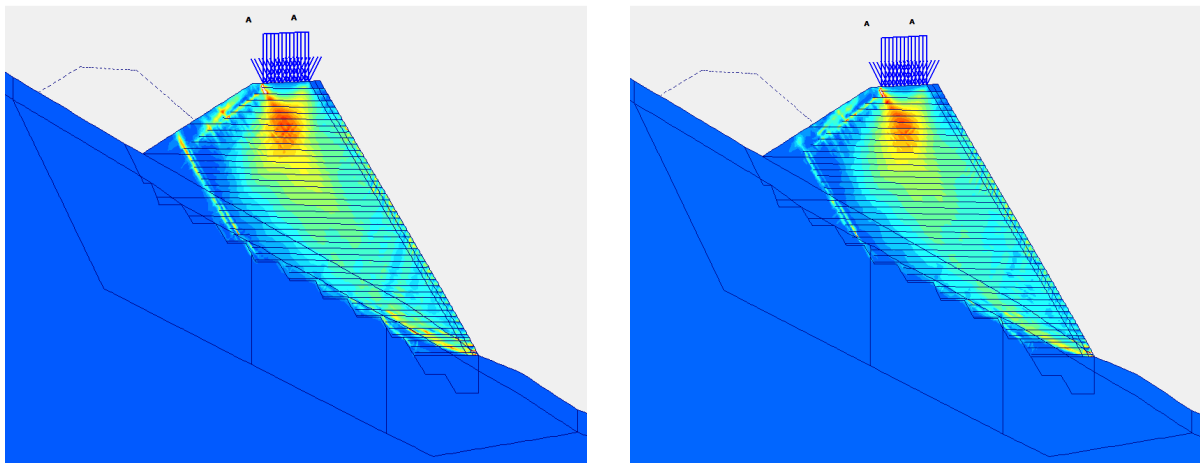


Abbildung 106: inkrementelle Scherdehnungen: links: homogene Felsaufstandsfläche; rechts: erhöhte Steifigkeit des vorderen Bereichs der Felsaufstandsfläche

4. Erhöhung der Steifigkeit im mittleren Bereich

$E_{2,ref} = 300.000 \text{ kN/m}^2$

Vertikale Setzungen:

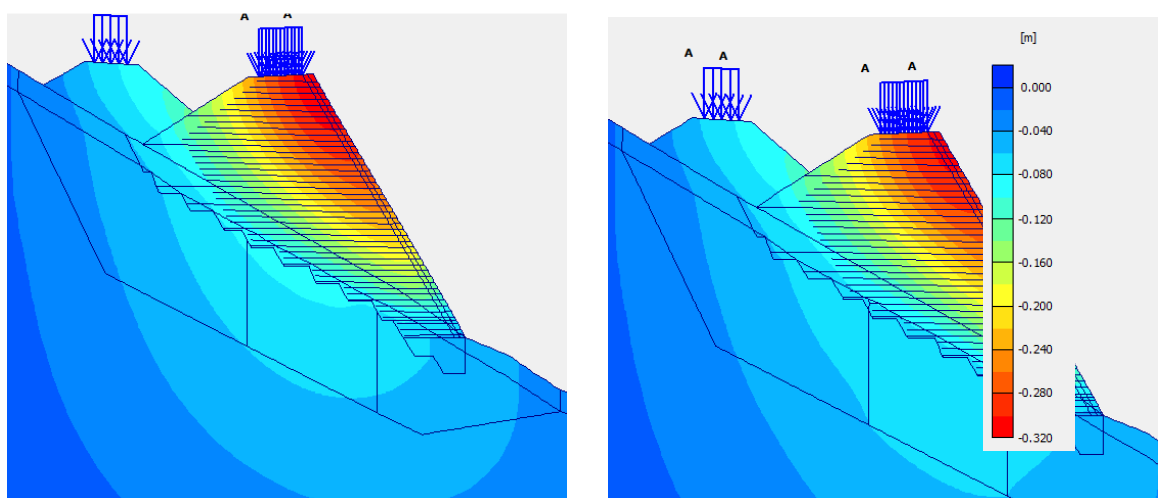


Abbildung 107: Setzungen bei links: homogene Steifigkeit; rechts bei Erhöhte Steifigkeit in Bereich 1

maximale Setzungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit Bereich 2 erhöht
31,4 cm	30,6 cm

Die Setzungen werden minimal verringert.

Horizontale Verschiebungen:

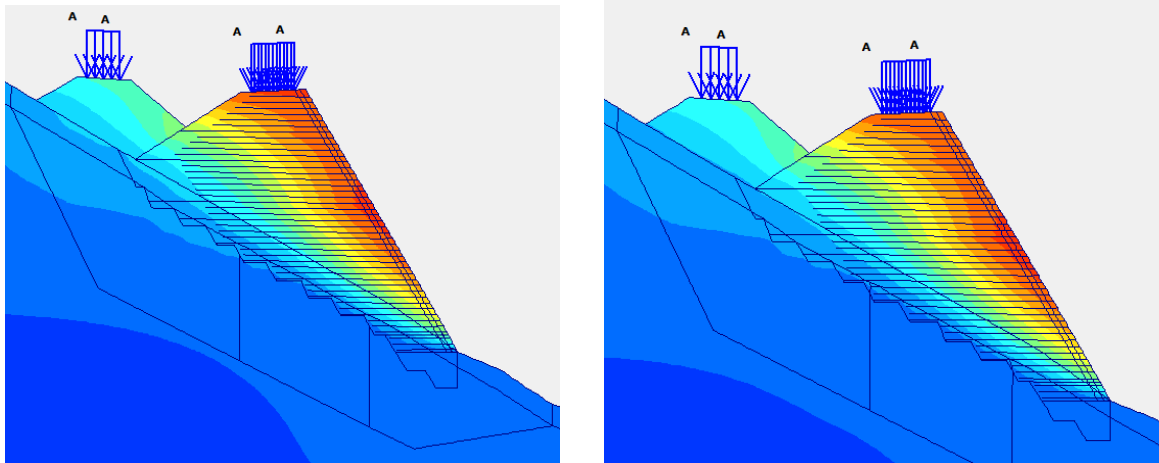


Abbildung 108: horizontale Verschiebungen bei homogener Felsaufstandsfläche; rechts: Erhöhung der Steifigkeit im mittlerem Bereich

maximale horizontale Verschiebungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit Bereich 2 erhöht
23,4 cm	23,6 cm

Sicherheitsberechnung:

Die phi-c-Reduktion ergab eine Sicherheit von 1,176.

Inkrementelle Scherdehnungen:

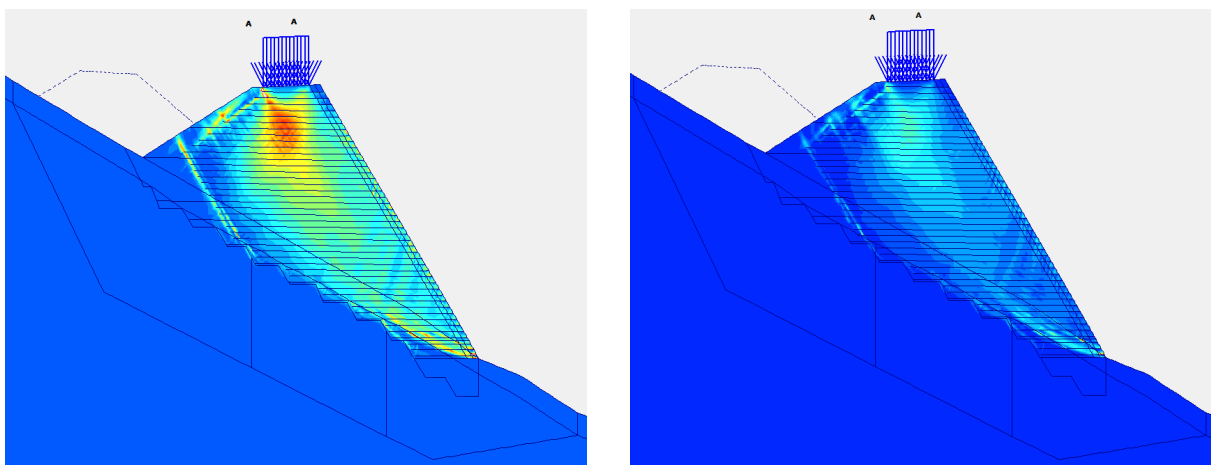


Abbildung 109: inkrementelle Scherdehnungen: links: bei homogener Felsaufstandsfläche; rechts: bei erhöhter Steifigkeit im mittlerem Bereich

5. Erhöhung der Steifigkeit im mittleren Bereich und Reduktion in Bereich 1

Abschließend wird noch eine Situation modelliert. Dabei wird der mittlere Bereich (Bereich 2) mit einer Steifigkeit von 500.000 kN/m² und der Bereich 1 mit einer Steifigkeit von 33.333 kN/m² modelliert. Der Betonschlitz bleibt erstmals unberücksichtigt.

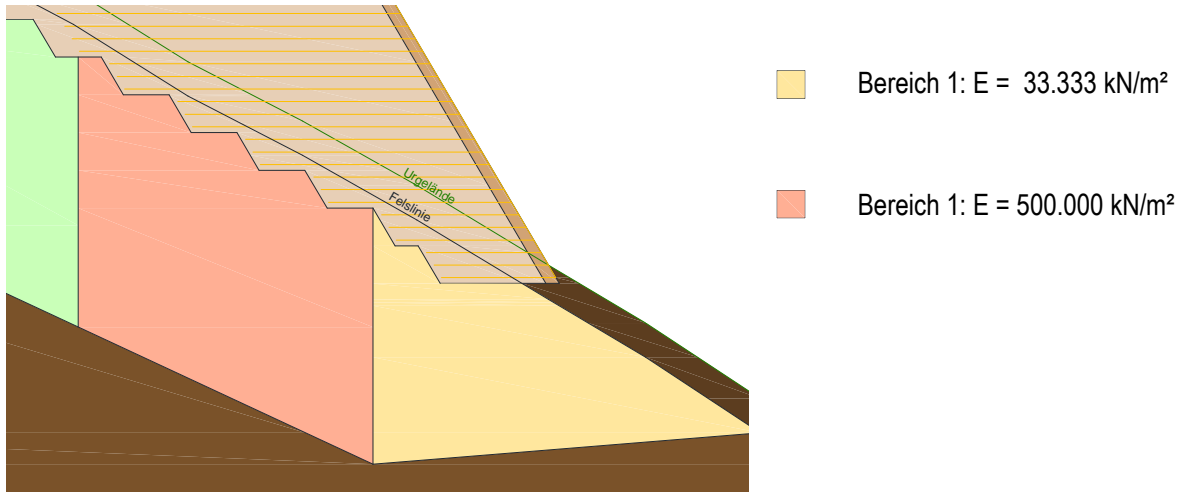


Abbildung 110: Modell ohne Baggerschlitz

Setzungen:

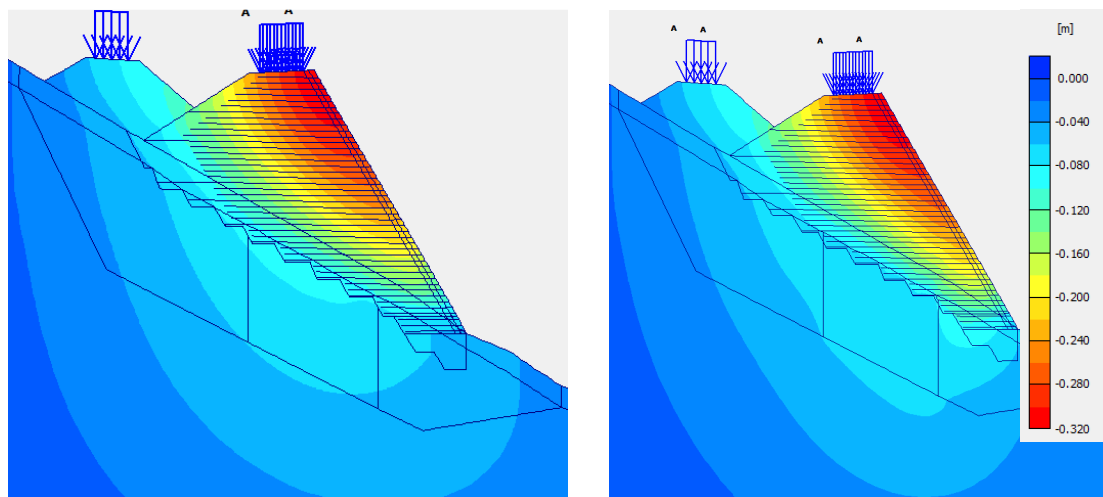


Abbildung 111: grafische Darstellung der Setzungen: links: homogener Fels; rechts: Variation der Felsaufstandsfläche

maximale Setzungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit Bereich 2 erhöht
31,4 cm	31,5

Die Setzungen konzentrieren sich bei der rechten Grafik auf den Dammfußbereich.

Horizontale Verschiebungen:

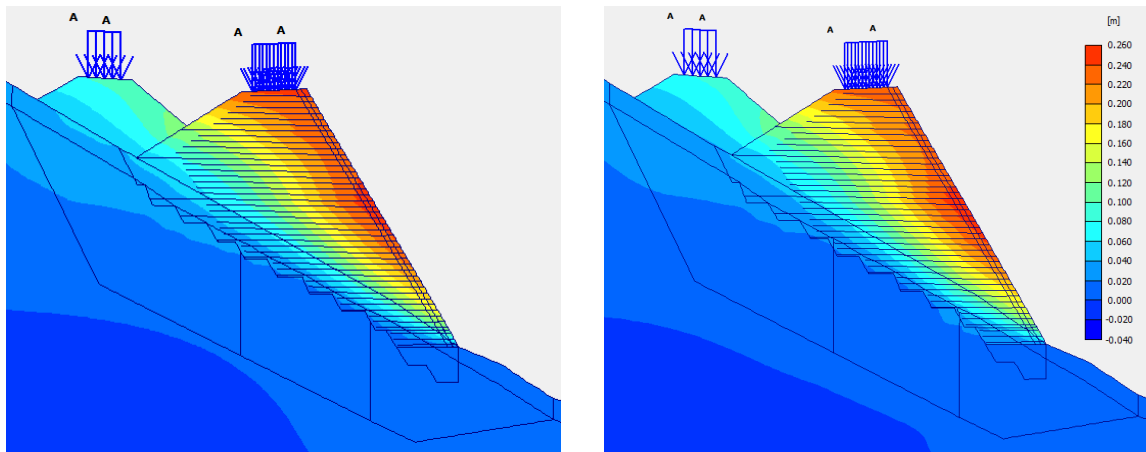


Abbildung 112: grafische Darstellung der horizontalen Verschiebungen: links: homogener Fels; rechts: Variation der Felsaufstandsfläche

maximale horizontale Verschiebungen	
homogene Felsaufstandsfläche	Steifigkeit Bereich 2 erhöht
23,4 cm	25,5

Incrementelle Scherdehnungen:

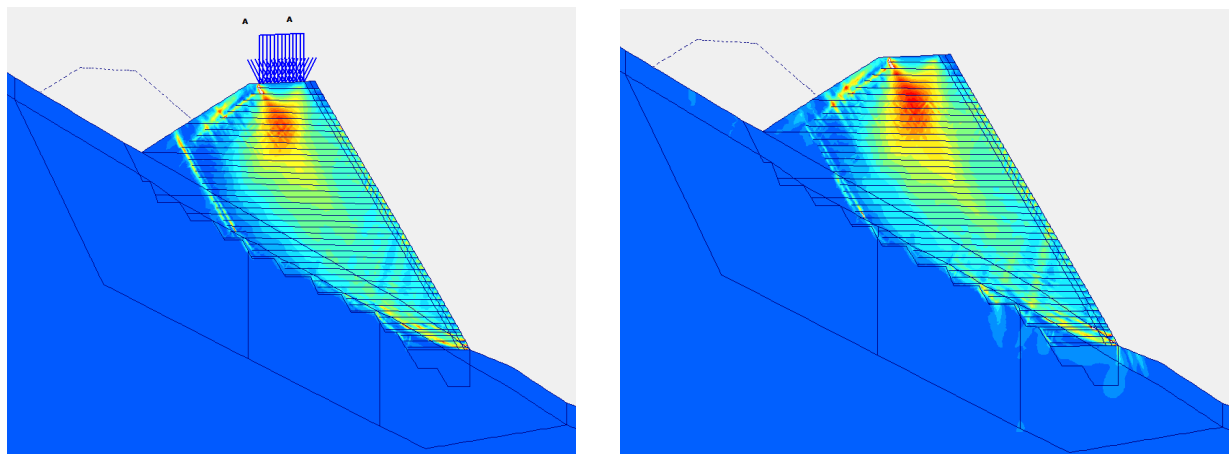


Abbildung 113: Inkrementelle Scherdehnungen: links: homogener Fels; rechts: Variation der Felsaufstandsfläche

Auswirkungen auf die Kräfte in den Geogittern:

Tabelle 35: Vergleich der Maximalkräfte der Geogitter 1 - 28

Lage	Länge	Maximalkraft [kN/m]	
		homogene Felsaufstandsfläche	Änderung der Steifigkeiten
1	5	12,63	10,32
2	5	21,36	17,31
3	5	22,50	18,40
4	8	23,05	16,50
5	8	23,71	16,48
6	8	22,85	16,48
7	10	26,75	27,08
8	10	22,10	19,88
9	10	20,86	19,20
10	12	20,81	23,65
11	12	20,27	17,25
12	12	18,75	17,04
13	14	17,64	16,04
14	14	17,91	15,76
15	14	18,17	15,34
16	15	16,34	14,21
17	15	15,86	13,81
18	15	15,84	13,76
19	15	16,33	12,76
20	15	14,71	12,66
21	15	14,82	12,75
22	15	14,35	12,83
23	15	12,87	11,42
24	15	12,98	11,38
25	15	12,91	11,31
26	15	11,79	10,31
27	15	11,83	10,28
28	15	12,21	10,20

Im weicheren Bereich (Bereich 1: Geogitterlagen 1-6) haben die Geogitter deutlich geringere Kräfte, während sich im steifere Bereich (Bereich 2: Geogitterlagen 7-19) die Kräfte nur geringfügig ändern.

Sicherheitsberechnung:

$$\eta = 1,172$$

Zusammenfassung:

Tabelle 36: Zusammenfassung der ermittelten Werte

	Ausgangs- querschnitt	Reduktion in Bereich 1	Reduktion in Bereich 2	Erhöhung in Bereich 1	Erhöhung in Bereich 2	
η	1,179	1,179	1,175	1,172	1,176	1,172
Max. Gesamtsetzung	31,4	32,2	33,8	33,2	30,6	31,5
Max. Verschiebung	23,4	24,6	24,3	25,3	23,6	25,5

Wie die Tabelle zeigt, ergeben sich nur geringfügige Unterschiede, die sich vor allem im Setzungsbereich äußern. Für die Kräfte in den Geogittern ergeben sich bei den Simulationen 1 – 4 keine maßgeblichen Unterschiede. Für die 5. Simulation ändern sich die Kräfte im vorderen Drittel der Aufstandsfläche.

Bei den inkrementellen Scherdehnungen sind Unterschiede zu erkennen. Diese äußern sich jedoch nur, wenn der mittlere Bereich, d.h. Bereich 2, verändert wird.

Die Maximalverschiebungen (horizontale Verschiebungen, Setzungen) hängen hauptsächlich von der Bewehrten Erde ab, der Einfluss der Felsaufstandsfläche ist geringer.

7 Konventionelle Berechnung

Analytische Berechnungsverfahren stellen eine Alternative zu den numerischen Berechnungsmethoden dar und können zur Lösung von geotechnischen Problemstellungen verwendet werden. Die meisten konventionellen Berechnungsverfahren beruhen auf einer Gleichgewichtsbetrachtung. Neben der Gleichgewichtsbetrachtung müssen auch vereinfachte Annahmen getroffen werden, sodass das statische System lösbar wird, sowie entstehende, systemunverträgliche Verformungen nicht berücksichtigt werden. Das Ergebnis der Berechnung entspricht der Sicherheit und ist somit immer gleich oder kleiner als die tatsächliche Lösung (lower bound Verfahren). Damit sind die Resultate abhängig vom Berechnungsaufwand stets auf der sicheren Seite. In der Geotechnik hingegen stellt dieses Berechnungsverfahren aus sicherheitstechnischen Gründen ein upper-bound-Verfahren dar, da die benötigten Parameter (z.B. Bodenkennwerte) nicht immer ausreichend bekannt sind. Upper-bound-Verfahren nähern sich der Sicherheit von der „unsicheren Seite“ aus. (Hörtkorn, 2011)

Bei dieser konventionellen Berechnung werden die beiden Querschnitte MQ1 und MQ2 mit den Lamellenverfahren nach Bishop und nach Janbu berechnet. Für die Berechnung wurde die Software GGU – Stability verwendet.

Die Bemessungskraft der Zugkraft in den Geogittern wurde mit $F_d = 30,0 \text{ kN/m}$ bestimmt gemäß dem Datenblatt vom verwendeten Geogitter der Firma Huesker Synthetics GmbH.

Die theoretischen Grundlagen der Verfahren werden in den Unterkapiteln erläutert.

Die Profile wurden mit dem Globalsicherheitskonzept berechnet, um die Vergleichbarkeit mit der Finite Elemente Berechnung zu gewährleisten.

7.1 Berechnungsverfahren nach Bishop

Das Berechnungsverfahren nach Bishop ist ein vereinfachtes Verfahren zur Standsicherheitsanalyse von Böschungen und Dämmen. Bei diesem Verfahren wird in die Böschung eine Kreisgleitfläche gelegt und in senkrechte Lamellen unterteilt. An jeder Lamelle muss das Gleichgewicht bestehen: neben dem Eigengewicht müssen an der Lamelle noch zusätzliche Lasten, wie Verkehrslasten, Scherkräfte in der Gleitebene und Erddruckkräfte an den Lamellenflanken berücksichtigt werden. Diese Erddruckkräfte werden als horizontal wirkende Kräfte angenommen.

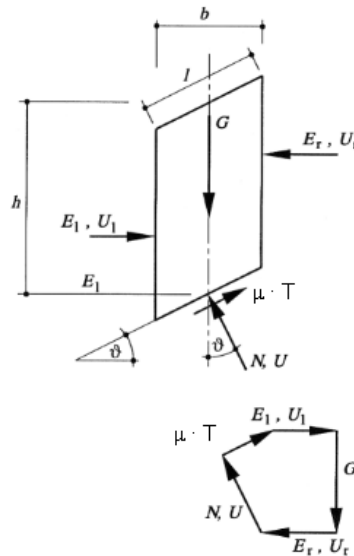


Abbildung 114: Kräfte und Kräfteplan an der Einzellaquelle

Für die Berechnung benötigt man neben dem Kräftegleichgewicht in vertikaler sowie tangentialer Richtung an der Einzellaquelle, das Momentengleichgewicht.

Die Sicherheit wird durch die Division der haltenden Momente durch die treibenden Momente ausgedrückt:

$$\mu = \frac{1}{\eta}$$

mit

$$\eta = \frac{r * \Sigma T_i + \Sigma M_s}{r * \Sigma G_i * \sin \vartheta_i + \Sigma M}$$

und

$$T_i = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) * b_i] * \tan \varphi + c_i * b_i}{\cos \vartheta_i + \frac{1}{\eta} \tan \varphi_i * \sin \vartheta_i}$$

μ	Ausnutzungsgrad
η	Böschungsbruchsicherheit
G_i	Eigenlast der einzelnen Lamelle in kN/m unter Beachtung der Bodenwichten
M	Momente der in G_i nicht enthaltenen Lasten und Kräfte um den Mittelpunkt des Gleitkreises in kNm/m, positiv wenn sie treibend wirken
M_s	Momente um den Mittelpunkt des Gleitkreises in kNm/m aus äußeren Kräften
T_i	für die einzelne Lamelle vorhandene widerstehende tangentielle Kraft des Bodens in der Gleitfläche in kN/m
ϑ_i	Tangentenwinkel der betreffenden Lamelle zur Waagrechten in Grad, der beim Kreis gleich der Polarkoordinaten ist
r	Radius des Gleitkreises in m
b_i	Breite der Lamelle in m
φ_i	der für die einzelne Lamelle maßgebende Reibungswinkel in Grad
c_i	die für die einzelne Lamelle maßgebende Kohäsion in kN/m ²
u_i	der für die einzelne Lamelle maßgebende Porenwasserdruck in kN/m ²
Δu_i	der für die einzelne Lamelle maßgebende Porenwasserüberdruck in kN/m ² infolge Konsolidieren des Bodens

Die Formel ausdrücke zeigen, dass der treibenden Gewichtskomponente in Gleitflächenneigung die Reibungs- sowie die Kohäsionskraft entgegenwirkt.

7.1.1 Ergebnisse für den Messquerschnitt MQ1

Nach dem Globalkonzept

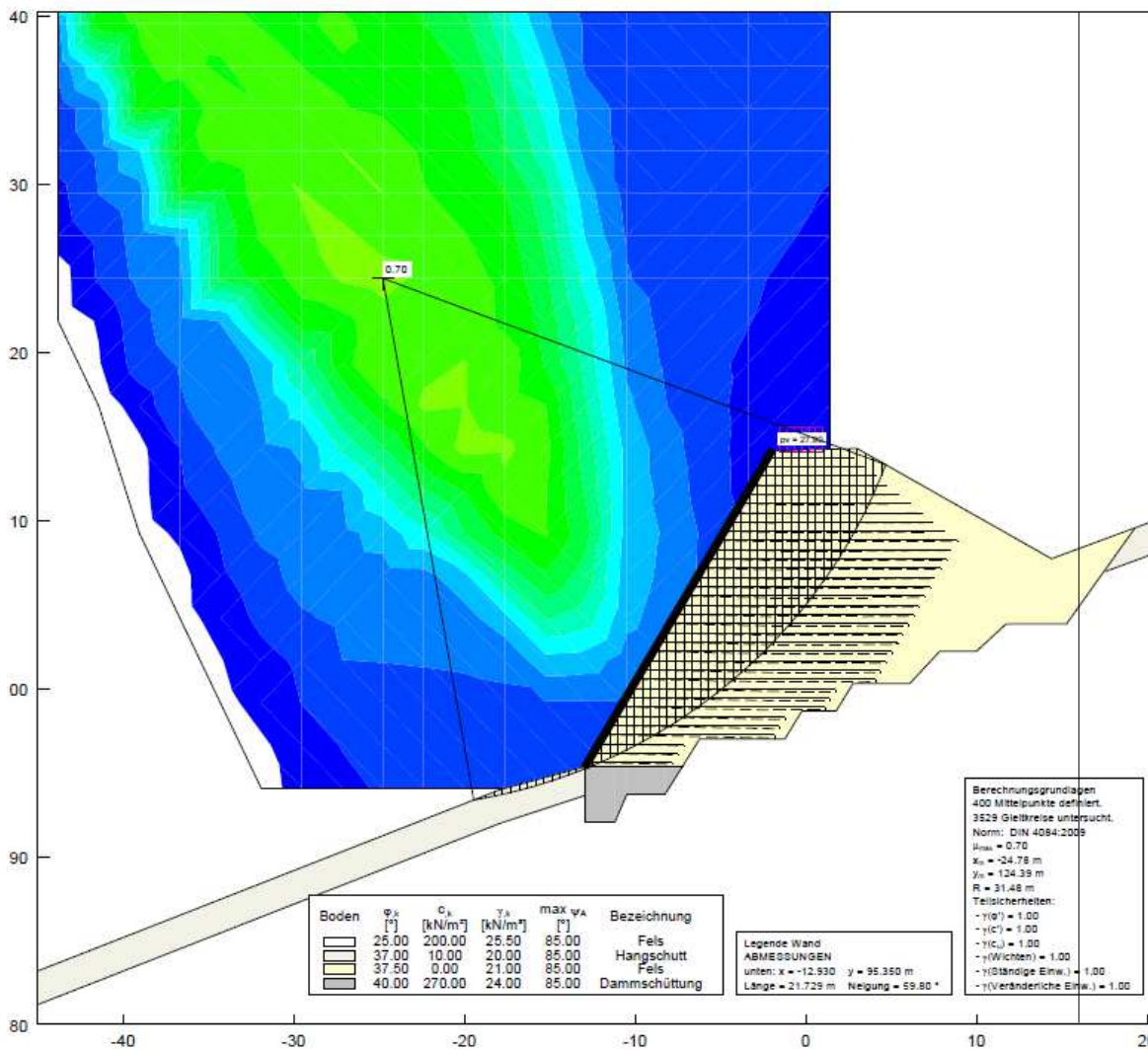


Abbildung 115: Berechnungsergebnisse für MQ1 nach Bishop aus dem GGU (Globalsicherheitskonzept)

Die Grafik zeigt den maßgebenden Gleitkreis und einen Ausnutzungsgrad von 70 %. Dies entspricht einer Sicherheit von $\eta=1,43$.

7.1.2 Ergebnisse für den Messquerschnitt MQ2:

Nach dem Globalsicherheitskonzept:

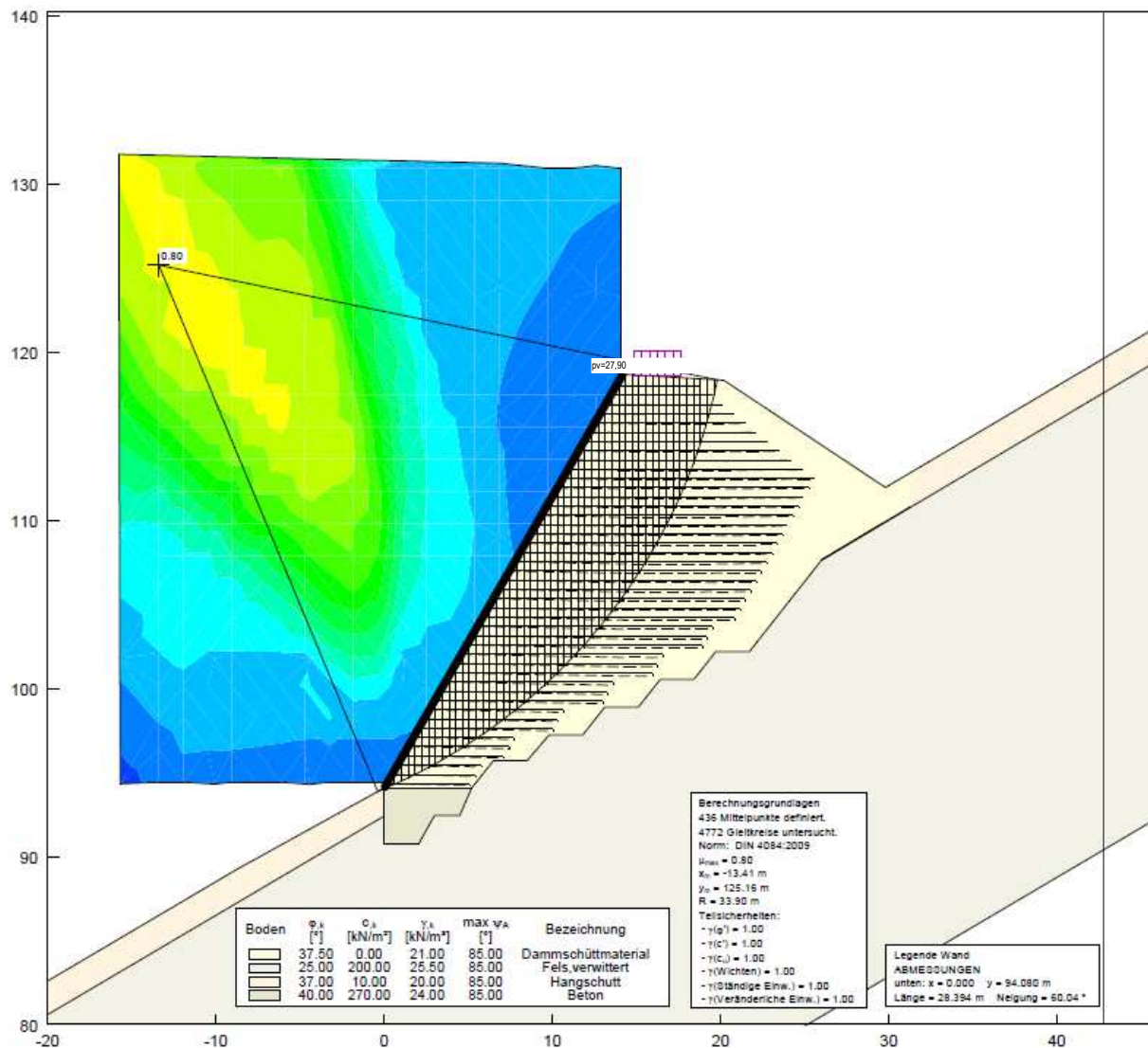


Abbildung 116: Berechnungsergebnisse für MQ2 nach Bishop aus dem GGU (Globalsicherheitskonzept)

Die Grafik zeigt wiederum den maßgebenden Gleitkreis und den dazugehörigen Ausnutzungsgrad von 80%. Dies entspricht einer Sicherheit von $\eta=1,25$

7.2 Berechnungsverfahren nach Janbu

Das Berechnungsverfahren nach Janbu ist ebenfalls ein vereinfachtes Verfahren zur Standsicherheitsanalyse. Im Gegensatz zum Verfahren nach Bishop verwendet dieses Verfahren polygonale Gleitflächen. Neben dem Gleichgewicht aller vertikalen Kräfte wird hier nicht das Momentengleichgewicht gebildet, sondern das Gleichgewicht aller horizontalen Kräfte. Für den Ausnutzungsgrad gilt wiederum:

$$\mu = \frac{1}{\eta}$$

$$\eta = \frac{\Sigma T_i + \Sigma H_s}{\Sigma G_i * \tan \vartheta_i + \Sigma H}$$

und

$$T_i = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) * b_i] * \tan \varphi_i + c_i * b_i}{\cos^2 \vartheta_i * (1 + \frac{1}{\eta} \tan \varphi_i * \tan \vartheta_i)}$$

7.2.1 Ergebnisse des Messquerschnitts MQ1:

Nach dem Globalsicherheitskonzept:

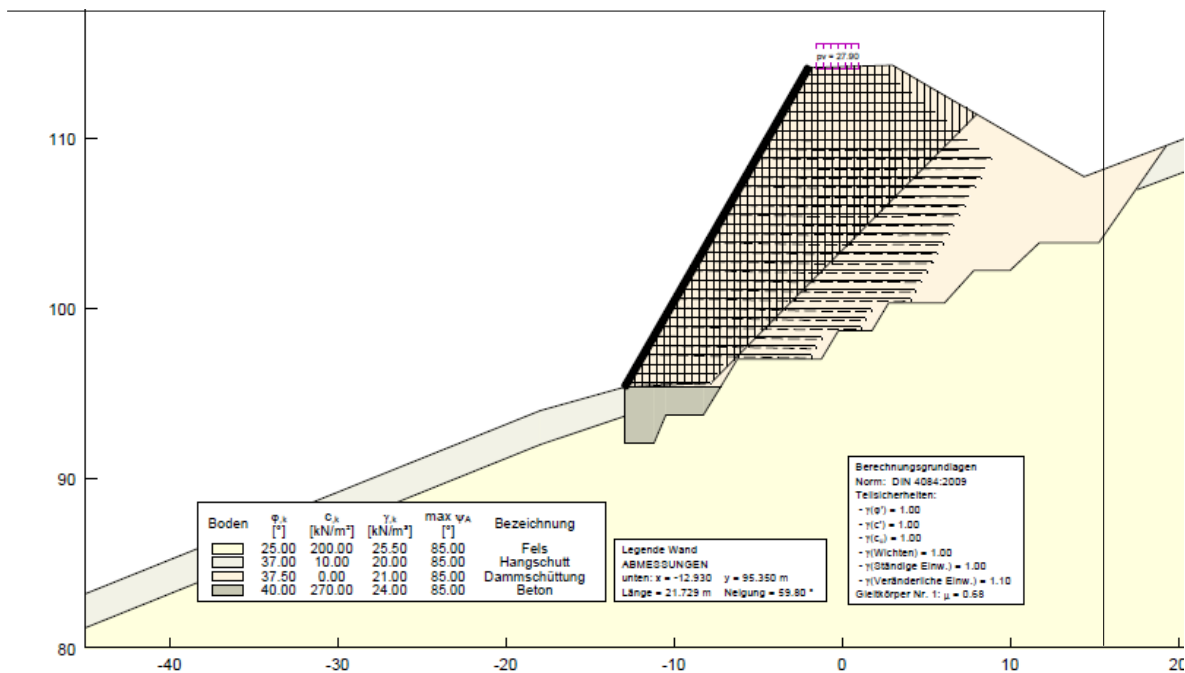


Abbildung 117: Berechnungsergebnisse nach Janbu für MQ1

Die Grafik zeigt die maßgebende polygonale Gleitfläche im Damm. Der Ausnutzungsgrad der Berechnung beträgt 68% ($\eta=1,47$). Vergleicht man die Berechnung mit dem Verfahren nach Bishop ($\mu=0,70$ bzw. $\eta=1,43$) kann eine gute Übereinstimmung festgestellt werden.

7.2.2 Ergebnisse für den Messquerschnitt MQ2

Nach dem Globalsicherheitskonzept:

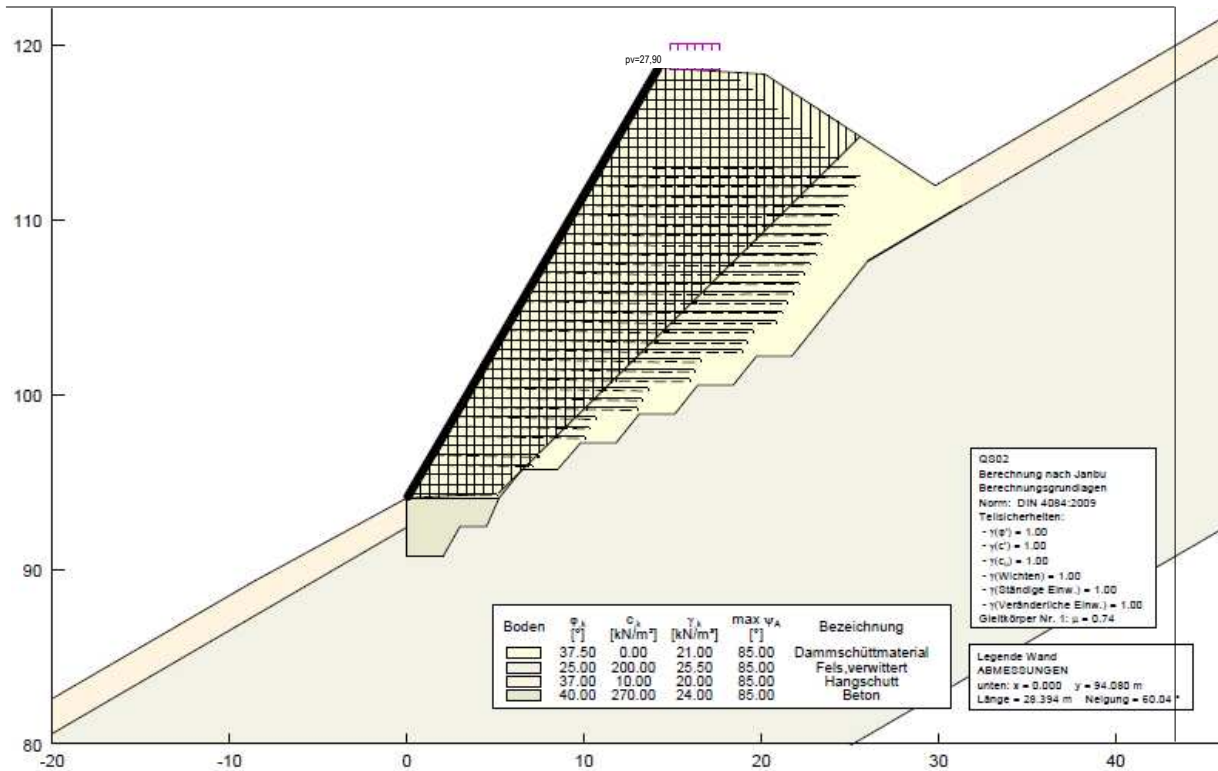


Abbildung 118: Berechnungsergebnisse nach Janbu für MQ2

Bei dieser Berechnung zeigt das Verfahren nach Janbu eine Ausnutzung von $\mu=0,74$ und ist damit höher als beim Verfahren nach Bishop.

7.3 Gegenüberstellung numerischer und analytischer Berechnung

Tabelle 37: Ausnutzungsgrade im Vergleich für den Messquerschnitt MQ1

	FEM (Berechnung ohne Kohäsion)	Verfahren nach Bishop	Verfahren nach Janbu
Ausnutzungsgrad	0,63	0,70	0,68

Tabelle 38: Sicherheiten im Vergleich für den Messquerschnitt MQ2

	FEM (Berechnung ohne Kohäsion)	Verfahren nach Bishop	Verfahren nach Janbu
Ausnutzungsgrad	0,85	0,80	0,74

Während bei der FEM der Kraftverlauf über das gesamte Geogitter berechnet wird, besitzen die Geogitter bei der konventionellen Berechnung einen letztlich vorgegebenen konstanten Kraftverlauf. Für die Standsicherheitsberechnung wird die Gleichgewichtsbedingung an der kritischen Gleitfuge untersucht.

Die Größe der widerstehenden Bewehrungskräfte bei der konventionellen Berechnung wird durch die Summe der Bemessungswerte der geschnittenen Bewehrungslagen unter Berücksichtigung der Herausziehwiderstände bestimmt.

Der Herausziehwiderstand berechnet sich durch die Integration der Spannung über die Verankerungslänge der Bewehrung (Länge hinter der Gleitfuge).

Für die Gleichgewichtsbedingung ergibt sich:

Die Summe der einwirkenden Kräfte muss kleiner sein als das Minimum aus der Summe der Herausziehwiderstände bzw. der Summe der Bemessungswiderstände der Geogitter:

$$\Sigma E_d < \min (\Sigma R_{B,d}; \Sigma R_{A,d})$$

$R_{B,d}$... Bemessungswiderstand

$R_{A,d}$... Herausziehwiderstand

Dieses Berechnungsverfahren unterscheidet sich sehr zum numerischen Verfahren, die Vergleichbarkeit der Auslastungen ist daher kritisch zu betrachten.

7.4 Berechnung des Grundbruchs

Der Nachweis gegen Grundbruch ist für ein Bauwerk, das auf Fels gegründet ist, nicht notwendig. Für diese Berechnung hier wird daher der Fels durch Lockermaterial ersetzt. Die Berechnung erfolgt numerisch und konventionell. Bei der konventionellen Berechnung wird die Kohäsion des Lockermaterials dabei so lange vergrößert, bis der Nachweis gegen Grundbruch erfüllt wird.

7.4.1 Numerische Berechnung des Grundbruchs

Bei dieser Berechnung wird der Fels durch das Hangschuttmaterial ersetzt.

Das Hangschuttmaterial weist folgende Parameter auf:

$$\varphi = 37^\circ$$

$$c = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

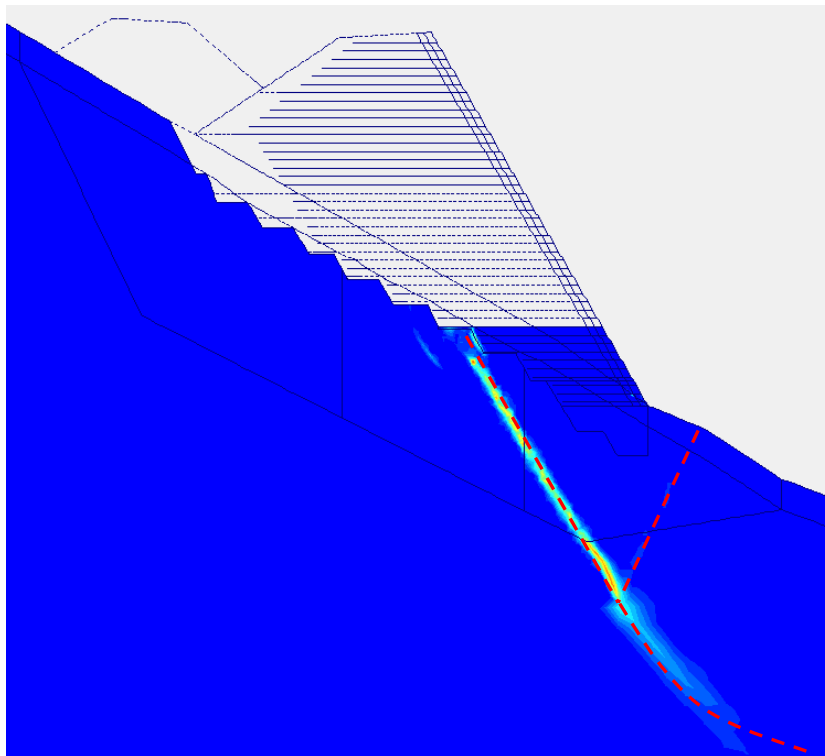


Abbildung 119: Grundbruchsversagen bei numerischer Berechnung

Wie Abbildung 119 zeigt kommt es bereits bei der 9. Lage der Bewehrten Erde zu einem Grundbruchsversagen. Für eine ausreichende Sicherheit gegen Grundbruch ist eine Gründung auf Fels notwendig.

7.4.2 Konventionelle Berechnung des Grundbruchs

Bei dieser Berechnung werden folgende Materialkennwerte für das Lockermaterial gewählt:

$$\text{Wichte } \gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Reibungswinkel } \varphi = 40^\circ$$

Der Nachweis wird mit dem Programm GGU-Footing geführt. Die dafür notwendigen Lasten auf Gründungsniveau werden aus Plaxis entnommen:

$$F_N = 2.650 \text{ kN}$$

$$F_H = 1.221,25 \text{ kN}$$

Die angegebenen Lasten sind bereits mit der Einflussbreite des Baggerschlitzes multipliziert worden. Der Achsabstand der Baggerschlitzte variiert zwischen 2,0 m und 2,5 m, die Berechnung wurde mit der Einflussbreite von 2,0 m durchgeführt.

Mit dem Programm GGU – Footing ergibt sich eine rechnerische Fundamentbreite von 2,06 m. Die erforderliche Kohäsion, um eine ausreichende Grundbruchsicherheit nachweisen zu können, liegt bei 270 kN/m². Dies entspricht der Kohäsion von einem Festgestein. Daraus resultiert die Notwendigkeit der Gründung auf Fels und/oder eine entsprechende Rückverankerung des Dammfußes für solche Konstruktionen unter den gegebenen Randbedingungen. Jedenfalls wird die detaillierte Untersuchung der Grundbruchversagen bei derartigen Konstruktionen dringend empfohlen.

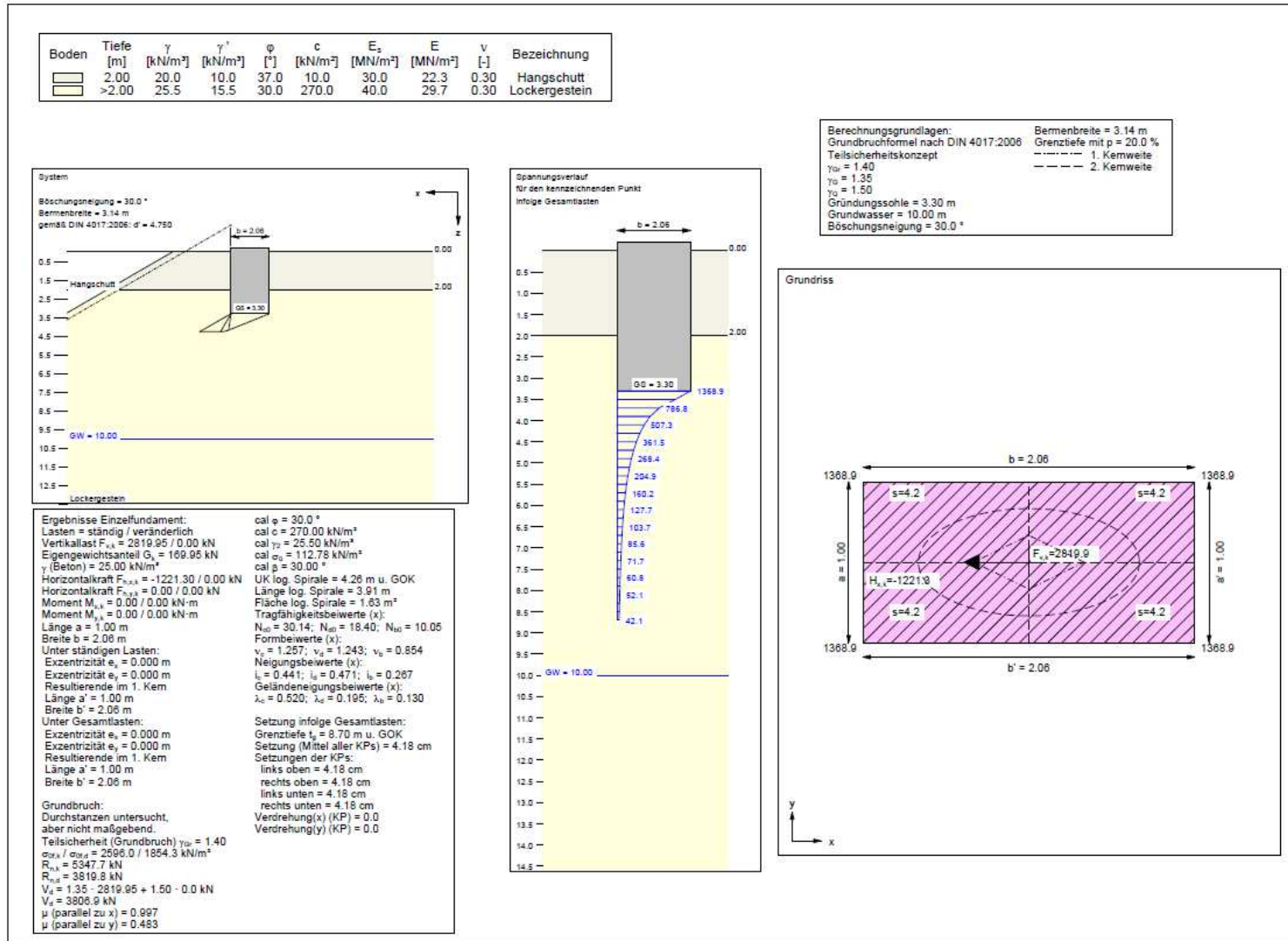


Abbildung 120: Berechnung des Grundbruchs (Ausdruck aus dem GGU)

8 Messtechnische Überwachung während der Ausführung

In diesem Kapitel erfolgt die Dokumentation der messtechnischen Überwachung während dem Bau der Bewehrte-Erde-Konstruktionen. Zudem werden die ersten Messungen, die an den Querschnitten MQ1 und MQ2 durchgeführt wurden, ausgewertet.

Die messtechnische Überwachung erfolgt mit geodätischen und faseroptischen Messungen. Für die geodätische Messung wird nach dem Einbau einer Messlage an der Dammaußenseite ein Spiegelreflektor eingebaut und ins lokale Koordinatensystem eingemessen. Dieser Messpunkt wird bei den wöchentlichen Kontrollmessungen im Longsgraben mitgemessen.

Die faseroptische Messung erfolgt unmittelbar nach dem Einbau einer Messlage, nach der Verdichtung sowie jeweils nach dem Einbau der nächsten Lage.

8.1 Dokumentation der Einbauarbeiten des faseroptischen Systems



Abbildung 121: Blick auf die Bewehrte Erde Konstruktion mit den Messquerschnitten

Im Bild sieht man den Einbau der faseroptischen Messungen. Links befindet sich der Messquerschnitt MQ1 und rechts der Messquerschnitt MQ2.



Abbildung 122: links: Anbringen des Schutzes für die Glasfaser im vorderen Bereich der Bewehrte-Erde; rechts: Montage des Prismas für die geodätische Überwachung



Abbildung 123: links: Anbringen Blick auf die Wandfläche; rechts: Kabelkasten zur Sammlung aller Leitungen eines Querschnitts

Die sehr sensible Glasfaser muss vor äußeren Einwirkungen entsprechend geschützt werden. Dies erfolgt einerseits durch Kabelkanäle in den Messbereichen und andererseits durch Kunststoffrohre im vorderen Bereich.

An der Dammaußenseite müssen die Glasfasern vor herabfallenden Steinen geschützt werden. Dazu werden kleine

Kabelkästen eingebaut (*Abbildung 123* – links), die die gesammelten Leitungen vor äußeren Einflüssen, wie z.B. Witterung schützen.

8.2 Erste Vergleichsmessungen

Am 3. September 2013 wurde mit den Einbauarbeiten an den Messquerschnitten begonnen. Es wurde versucht, die Arbeiten an den Messquerschnitten MQ1 und MQ2 parallel durchzuführen, so dass an einem Tag stets zwei FOS-Ebenen, jeweils eine am MQ1 und MQ2, eingebaut werden konnten.

Die Auswertung der faseroptischen Messungen erfolgt in Kombination mit den geodätischen Messungen, die im Zuge der wöchentlichen Kontrollmessungen im Longsgraben durchgeführt wurden. Es werden einerseits die gemessenen geodätischen Verschiebungen mit den Verschiebungen aus Plaxis verglichen, andererseits erfolgt eine Auswertung der gemessenen Dehnungen mittels faseroptischen Sensoren und der Vergleich zu den berechneten Dehnungen, die ebenfalls mit Hilfe des Programms Plaxis ermittelt wurden.

Für die Dehnungen liegen bisher die Ergebnisse bis zur vierten Messebene vor. Die geodätischen Daten liegen noch nicht vor.

8.2.1 Messquerschnitt MQ1:

Die vor Ort angetroffenen Bodenbeschaffenheiten zeigten lokale Differenzen zum prognostizierten Modell. Die Längen der Geogitter wurden daher vor Ort angepasst und entsprachen nicht immer dem Modell des Berechnungsquerschnitts. Im unteren Bereich des Modells (Geogitterlage 1-3) mussten die Geogitter verlängert werden, da der anstehende Fels in einer tieferen Ebene als angenommen angetroffen wurde. Die Geogitter waren rund 2 m länger.

Die ersten gemessenen Dehnungen sind jene Dehnungen, die nach dem Verdichten bzw. dem Einbau der darauffolgenden Lage Bewehrte Erde gemessen wurden.

- Messebene 1:

Die erste Messebene befindet sich auf der 3. Lage der Bewehrten Erde Konstruktion. Dies entspricht einer Höhe von 1,10 m über der Dammaufstandsfläche.

Tabelle 39: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 1

			Bereich1	Bereich2	Bereich3
Datum des Einbaus	Berechnungsabschnitte nach Plaxis	Länge der Bereiche [m]	1,10	1,10	1,10
03.09.13	Abschnitt 1	berechnete Dehnungen	0,00%	-0,01%	-0,03%
		gemessene Dehnungen	0,20%	0,10%	0,00%
06.09.13	Abschnitt 3	berechnete Dehnungen	0,25%	0,05%	-0,03%
		gemessene Dehnungen	0,40%	0,10%	0,10%
20.09.13	Abschnitt 5	berechnete Dehnungen	0,64%	0,24%	0,03%
		gemessene Dehnungen	0,40%	0,10%	0,10%
08.10.13	Abschnitt 6	berechnete Dehnungen	1,03%	0,58%	0,11%
		gemessene Dehnungen	0,40%	0,10%	0,20%
18.10.13	Abschnitt 7	berechnete Dehnungen	1,52%	0,77%	0,30%
		gemessene Dehnungen	0,50%	0,20%	0,20%
	Betriebsphase	berechnete Dehnungen			
		gemessene Dehnungen			

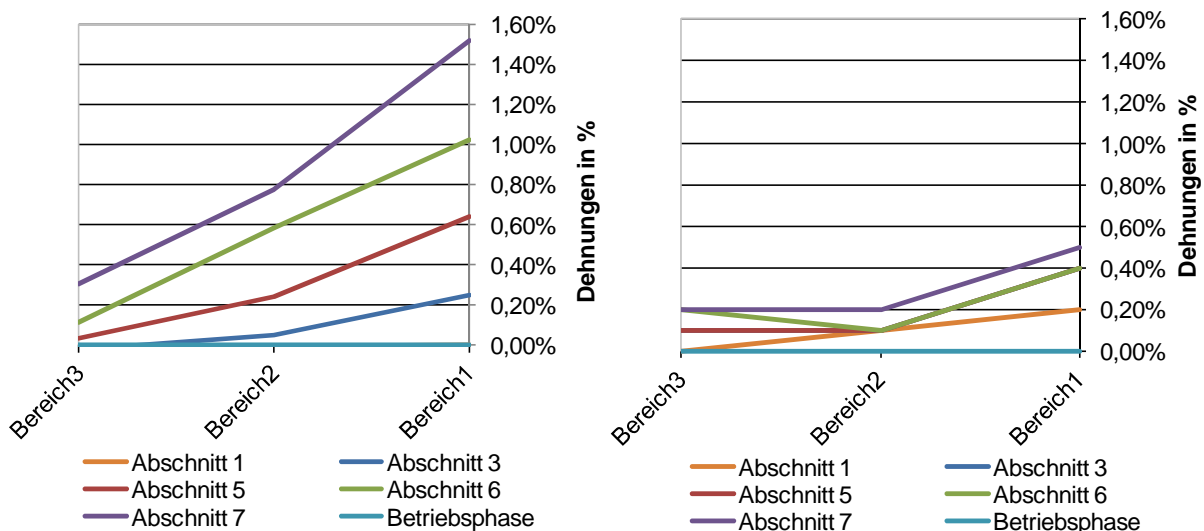


Abbildung 124: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen

Das Geogitter dieser Lage wurde nicht mit einer Länge von 5,0 m ausgeführt, sondern mit 7,0 m, da der anstehende Fels im hinteren Bereich erst in größeren Tiefen angetroffen wurde. Aufgrund der vergrößerten Länge der Geogitter konnten vier Messbereiche eingebaut werden. Die Auswertung erfolgt aber nur für die ersten 3 Bereiche, die sich mit dem Modell decken.

- Messebene 2:

Die Messebene 2 befindet sich auf einer Höhe von 4,40 m über der Gründungssohle und entspricht der 9. Lage Bewehrter Erde.

Tabelle 40: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 2

			Bereich1	Bereich2	Bereich3	Bereich4	Bereich5
Datum des Einbaus	Berechnungsabschnitte nach Plaxis	Länge der Bereiche [m]	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
06.09.13	Abschnitt 3	berechnete Dehnungen	0,08%	0,04%	0,00%	-0,03%	-0,01%
		gemessene Dehnungen	0,10%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
20.09.13	Abschnitt 5	berechnete Dehnungen	0,45%	0,28%	0,08%	-0,01%	-0,01%
		gemessene Dehnungen	0,30%	0,10%	0,10%	0,00%	0,00%
08.10.13	Abschnitt 6	berechnete Dehnungen	0,82%	0,67%	0,29%	0,05%	0,01%
		gemessene Dehnungen	0,30%	0,10%	0,10%	0,10%	0,00%
18.10.13	Abschnitt 7	berechnete Dehnungen	1,15%	1,14%	0,51%	0,19%	0,06%
		gemessene Dehnungen	0,30%	0,10%	0,20%	0,10%	0,10%
	Betriebsphase	berechnete Dehnungen					
		gemessene Dehnungen					

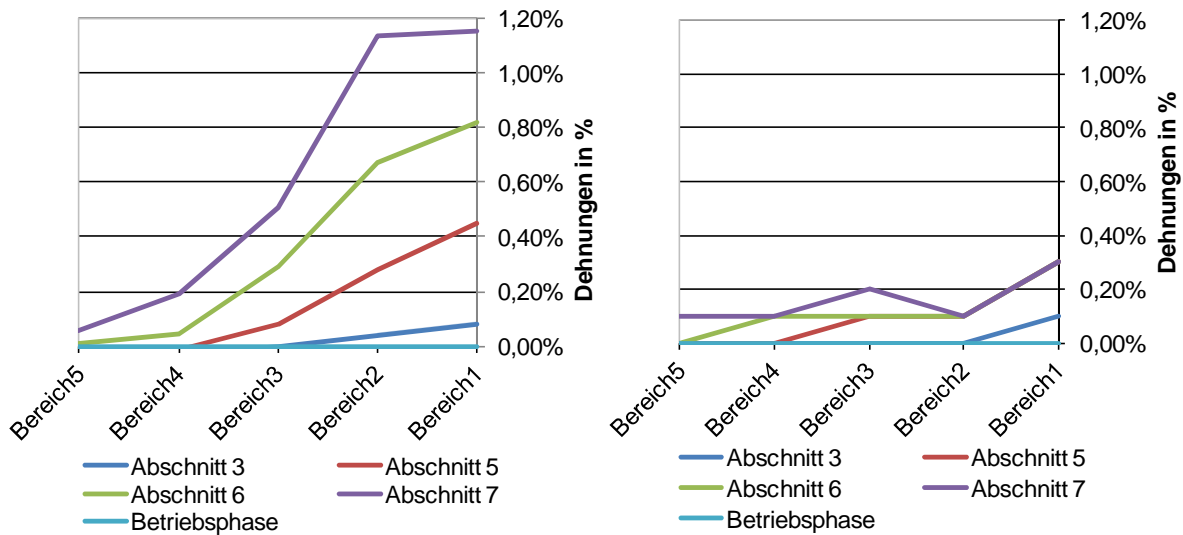


Abbildung 125: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen

Die oben abgebildete Grafik zeigt klare Unterschiede. Die tatsächlich gemessenen Dehnungen sind deutlich geringer als die berechneten Dehnungen. Der Unterschied ist vor allem in den vorderen Bereichen, d.h. in der Nähe der Dammaußenkante ersichtlich.

- Messebene 3:

Die Messebene 3 befindet sich auf einer Höhe von 7,70 m über der Gründungsfläche. Diese Ebene entspricht der 15. Geogitterlage.

Tabelle 41: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 3

			Bereich1	Bereich2	Bereich3	Bereich4	Bereich5	Bereich6	Bereich7
Datum des Einbaus	Berechnungsabschnitte nach Plaxis	Länge der Bereiche [m]	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65		
20.09.13	Abschnitt 5	berechnete Dehnungen	0,20%	0,23%	0,13%	0,05%	0,02%	0,03%	0,03%
		gemessene Dehnungen	0,00%	0,00%	0,10%	0,10%	0,00%	-0,10%	0,00%
08.10.13	Abschnitt 6	berechnete Dehnungen	0,55%	0,59%	0,39%	0,17%	0,07%	0,05%	0,04%
		gemessene Dehnungen	0,00%	0,00%	0,10%	0,10%	0,00%	0,00%	0,00%
18.10.13	Abschnitt 7	berechnete Dehnungen	0,94%	1,08%	0,73%	0,37%	0,16%	0,11%	0,07%
		gemessene Dehnungen	0,00%	0,00%	0,10%	0,20%	0,00%	0,00%	0,00%
	Betriebsphase	berechnete Dehnungen							
		gemessene Dehnungen							

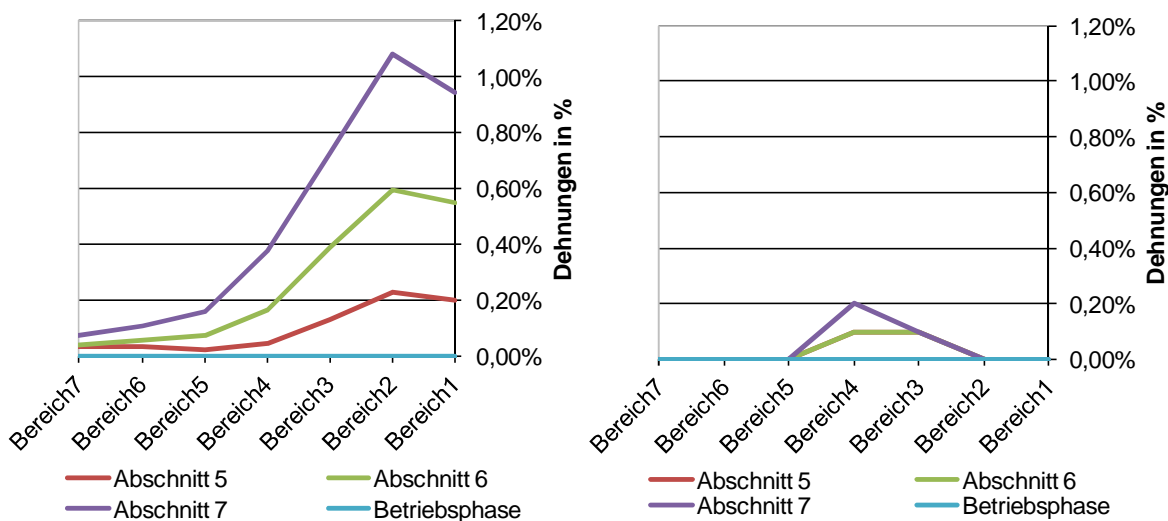


Abbildung 126: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen

Die Dehnungen traten laut Messung beim Verdichten auf, anschließend kam es zu keinen zusätzlichen Dehnungen. Auch weitere Folgemessungen, die im Zuge der Einbauarbeiten am MQ2 durchgeführt werden, ergaben keine zusätzlichen Deformationen. Der Verlauf der beiden Grafiken unterscheidet sich sehr. Im vorderen Bereich wurden keine Dehnungen gemessen

- Messebene 4:

Bei der vierten Messebene wurde ein neues Verdichtungskonzept getestet. Die Walze verdichtet das eingebrachte Schüttmaterial nicht quer zum verlegten Sensorkabel, sondern in Richtung des Kabels. Die Walze bewegt sich vom hinteren Bereich aus mit stetigen Vor- und Rückwärtsbewegungen in Richtung Dammaußenkante. Mit diesem modifizierten Verdichtungsvorgang wird versucht, dass Geogitter vorzuspannen. (Lackner, 2012)

Tabelle 42: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 4

Datum des Einbaus	Berechnungsabschnitte nach Plaxis	Länge der Bereiche [m]	Bereich1	Bereich2	Bereich3	Bereich4	Bereich5	Bereich6	Bereich7
08.10.13	Abschnitt 6	berechnete Dehnungen	0,21%	0,37%	0,37%	0,25%	0,17%	0,10%	0,06%
		gemessene Dehnungen	0,30%	0,10%	0,00%	-0,10%	0,00%	0,00%	0,10%
18.10.13	Abschnitt 7	berechnete Dehnungen	0,57%	0,78%	0,71%	0,46%	0,32%	0,18%	0,12%
		gemessene Dehnungen	0,40%	0,20%	0,00%	-0,10%	0,10%	0,00%	0,10%
	Betriebsphase	berechnete Dehnungen							
		gemessene Dehnungen							

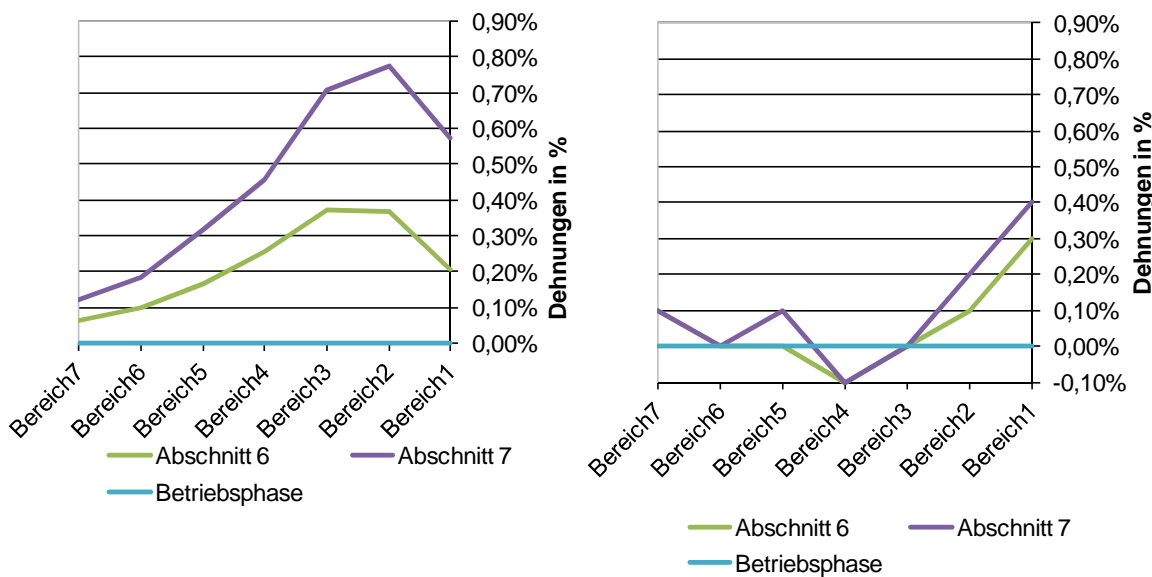


Abbildung 127: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen

Der Verdichtungsprozess hat Auswirkungen auf den Verlauf der Kurve. Die Dehnung im Anfangsbereich werden erstmals größere Dehnungen im vorderen Bereich sichtbar. In den mittleren Bereichen kommt es zu einer Stauchung des Sensorkabels.

8.2.2 Messquerschnitt MQ2:

Die angetroffenen Bodenverhältnisse weichen bei diesem Messquerschnitt stärker von den prognostizierten Verhältnissen ab, als beim Messquerschnitt 1. In den ersten Lagen der Bewehrte-Erde-Konstruktion wurde der anstehende Fels in oberflächennah angetroffen. Da der Fels kompakt und tragsicher war, wurde auf einen Abtrag verzichtet und stattdessen die Länge der Geogitter auf rund 3,0 m reduziert. Die Berechnungen sind somit in einigen Lagen nicht direkt vergleichbar.

- Messebene 1

Die erste Messebene befindet sich 1,10 m über der Dammaufstandsfläche.

Tabelle 43: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 1

			Bereich1	Bereich2
Datum des Einbaus	Berechnungsabschnitte nach Plaxis	Länge der Bereiche [m]	1,10	1,10
06.09.13	Abschnitt 1	berechnete Dehnungen	0,01%	0,00%
		gemessene Dehnungen	0,00%	0,00%
16.09.13	Abschnitt 4	berechnete Dehnungen	0,57%	0,25%
		gemessene Dehnungen	0,10%	0,10%
25.09.13	Abschnitt 7	berechnete Dehnungen	1,00%	0,58%
		gemessene Dehnungen	0,10%	0,20%
03.10.13	Abschnitt 9	berechnete Dehnungen	1,94%	1,62%
		gemessene Dehnungen	0,20%	0,20%
18.10.13	Abschnitt 11	berechnete Dehnungen	2,50%	1,94%
		gemessene Dehnungen	0,20%	0,30%
	Betriebsphase	berechnete Dehnungen		
		gemessene Dehnungen		

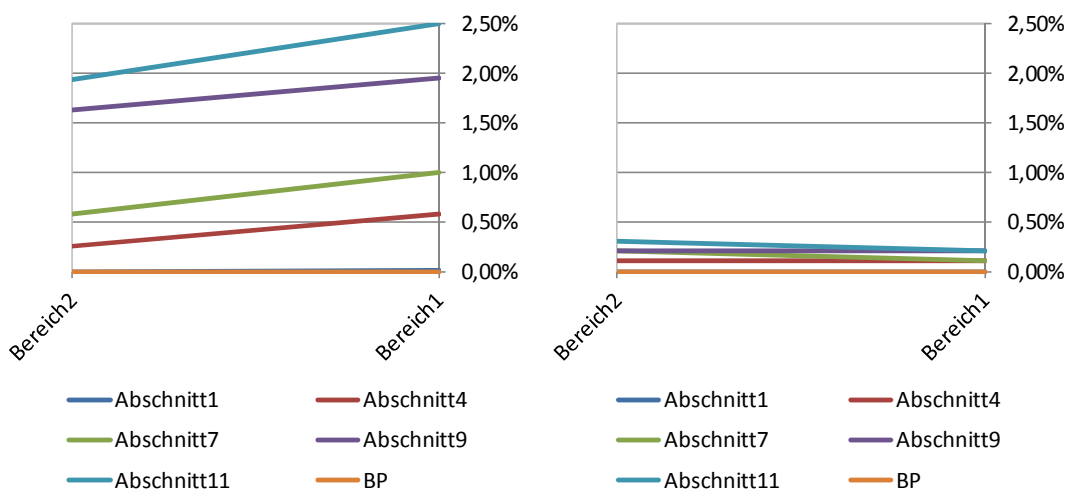


Abbildung 128: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen

Gemäß den Berechnungen wurden für diese Lage sehr große Kräfte und damit auch Dehnungen prognostiziert. Die Messungen bestätigen diese Theorie nicht. Der anstehende Fels könnte eine Ursache für die geringen Dehnungen sein, da dieser die Kräfte für die Lastabtragung aufnimmt und die Geogitter damit kaum eine Belastung erfahren.

- Messebene 2:

Die zweite Messebene befindet sich auf einer Höhe von 6,05 m über der Dammaufstandsfläche. Dies entspricht der 12. Lage Bewehrter Erde.

Tabelle 44: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 2

			Bereich1	Bereich2	Bereich3	Bereich4
Datum des Einbaus	Berechnungsabschnitte nach Plaxis	Länge der Bereiche [m]	1,20	1,20	1,20	1,20
16.09.13	Abschnitt 4	berechnete Dehnungen	0,10%	0,17%	0,17%	0,17%
		gemessene Dehnungen	0,00%	0,20%	0,00%	0,00%
25.09.13	Abschnitt 7	berechnete Dehnungen	0,77%	0,81%	0,74%	0,62%
		gemessene Dehnungen	0,20%	0,30%	0,30%	0,10%
03.10.13	Abschnitt 9	berechnete Dehnungen	1,51%	1,78%	1,67%	1,81%
		gemessene Dehnungen	0,30%	0,40%	0,40%	0,20%
18.10.13	Abschnitt 11	berechnete Dehnungen	1,88%	2,19%	2,08%	2,33%
		gemessene Dehnungen	0,40%	0,50%	0,50%	0,40%
	Betriebsphase	berechnete Dehnungen				
		gemessene Dehnungen				

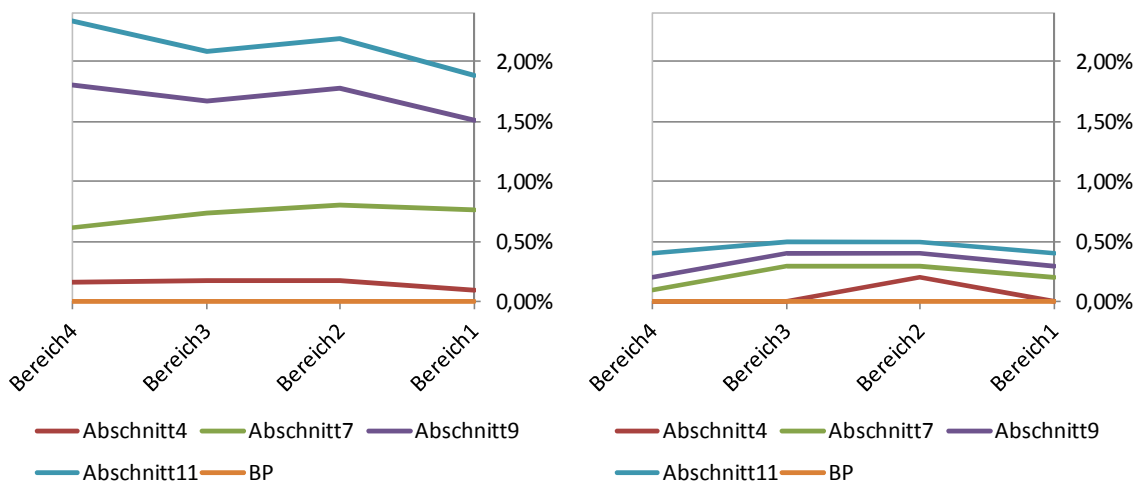


Abbildung 129: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen

Die gemessenen Dehnungen sind wiederum deutlich geringer.

- Messebene 3:

Die dritte Messebene befindet sich 12,10 m über der Dammaufstandsfläche und liegt auf der 21. Lage Bewehrter Erde.

Tabelle 45: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 3

			Bereich1	Bereich2	Bereich3	Bereich4	Bereich5	Bereich6
Datum des Einbaus	Berechnungsabschnitte nach Plaxis	Länge der Bereiche [m]	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
25.09.13	Abschnitt 7	berechnete Dehnungen	0,17%	0,30%	0,35%	0,34%	0,31%	0,27%
		gemessene Dehnungen	0,10%	0,10%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
03.10.13	Abschnitt 9	berechnete Dehnungen	0,88%	1,06%	1,04%	0,92%	0,74%	0,56%
		gemessene Dehnungen	0,30%	0,10%	0,10%	0,10%	0,10%	0,00%
18.10.13	Abschnitt 11	berechnete Dehnungen	1,57%	1,82%	1,95%	1,88%	1,73%	1,27%
		gemessene Dehnungen	0,30%	0,20%	0,20%	0,10%	0,20%	0,10%
	Betriebsphase	berechnete Dehnungen						
		gemessene Dehnungen						

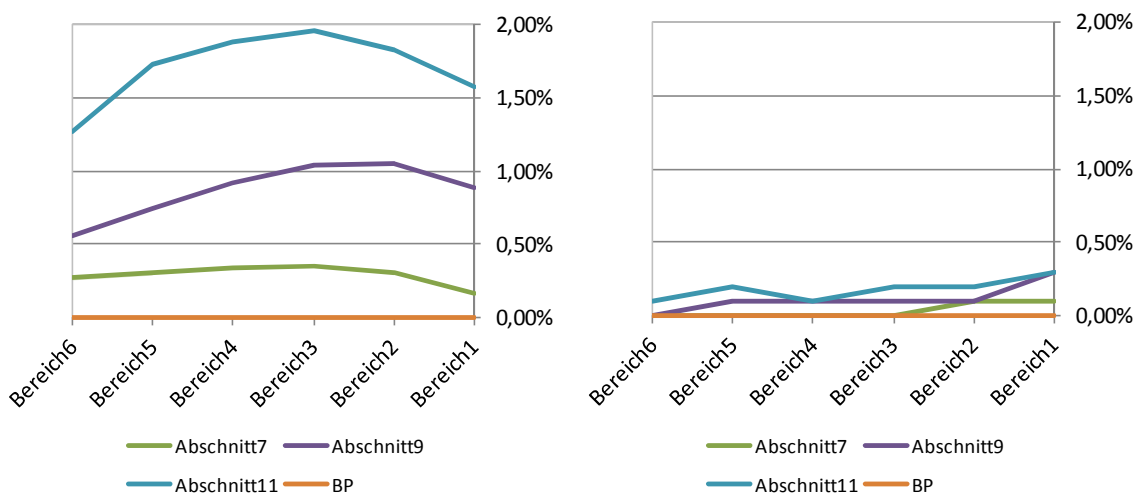


Abbildung 130: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen

In diesem Geogitter sind gemäß der Berechnung geringe Dehnungen zu erwarten. Die Messungen zeigen vor allem im vorderen Bereich eine Annäherung an die berechneten Größen.

- Messebene 4:

Die vierte Messebene befindet sich auf der 30. Lage der Bewehrten Erde, rund 16,0 m über der Dammaufstandsfläche.

Tabelle 46: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 4

			Bereich1	Bereich2	Bereich3	Bereich4	Bereich5	Bereich6	Bereich7
Datum des Einbaus	Berechnungsabschnitte nach Plaxis	Länge der Bereiche [m]	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
03.10.13	Abschnitt 9	berechnete Dehnungen	0,75%	0,85%	0,83%	0,85%	0,72%	0,69%	0,53%
		gemessene Dehnungen	0,20%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
18.10.13	Abschnitt 11	berechnete Dehnungen	1,17%	1,35%	1,46%	1,54%	1,34%	1,27%	0,90%
		gemessene Dehnungen	0,30%	0,00%	0,10%	0,00%	0,10%	0,10%	0,00%
	Betriebsphase	berechnete Dehnungen							
		gemessene Dehnungen							

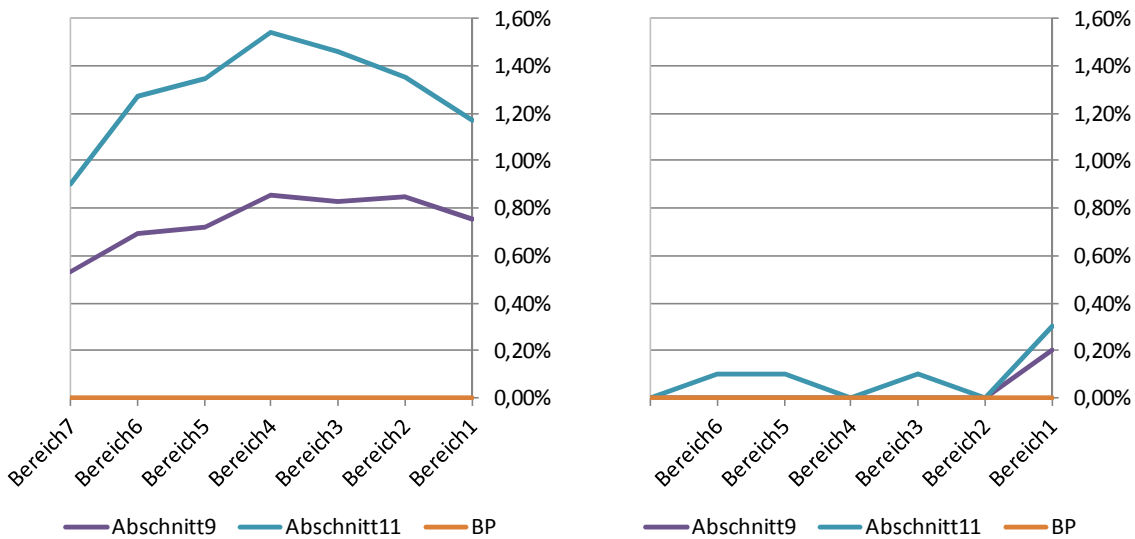


Abbildung 131: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen

Auch bei dieser Messebene treten nur sehr geringe Dehnungen auf.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Die Simulation der Bewehrte-Erde-Konstruktionen zeigte die zu erwartenden Versagensmechanismen des Böschungs- bzw. Grundbruchs auf. Im Falle einer Dammaufstandsfläche auf Fels ist vor allem der Böschungsbruch der kritische Versagensmechanismus für die Standsicherheit dieser Bauwerke. Dabei beeinflussen vor allem die Faktoren

- Höhe der Gesamtkonstruktion
- Bemessungsfestigkeit der Geogitter
- Dammschüttmaterial (Reibungswinkel φ , Kohäsion c)
- Böschungswinkel
- Höhe einer Lage Bewehrter Erde (Abstand zwischen zwei Geogittern)

die Sicherheit dieser Konstruktion.

Die numerische Simulation zeigte verhältnismäßig hohe Kräfte und hohe Dehnungen, die bislang in den Messungen nicht bestätigt wurden. Die Dehnungen in den Geogittern werden über diese Arbeit hinaus weiter beobachtet.

Die Gründe für die sehr kleinen Dehnungen können vielseitig sein:

Ein maßgeblicher Faktor könnte das Schüttmaterial sein. Das Schüttmaterial wurde direkt vor Ort entnommen und wieder eingebaut. Die tatsächlichen Bodenkennwerte könnten von den angenommenen Kennwerten abweichen (höherer Reibungswinkel, höhere Kohäsion).

Desweiteren könnte der Verdichtungsprozess eine wesentliche Rolle spielen. Durch die Verdichtung könnte eine hohe Lagerungsdichte des Schüttmaterials entstanden sein, dass zunächst nur geringe Verformungen auftreten können.

Neben dem Schüttmaterial und dem Verdichtungsprozess könnten auch die Geogitter selbst entscheidend für dieses Ergebnis sein. Dabei könnte vor allem die Vorspannung einen Einfluss haben. Die Geogitter wurden nur in einer Messebene mit einem speziellen Verdichtungsprozess vorgespannt. Die Ergebnisse bzw. die Auswirkungen liegen noch nicht vor.

Ein weiterer Faktor könnte die relativ hohe Langzeitfestigkeit bzw. Bemessungsfestigkeit sein. Es wäre denkbar, dass Geogitter mit einer niedrigeren Festigkeit ausreichen könnten.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Messungen erst über einen kurzen Zeitraum erfolgten. Es empfiehlt sich die Messungen fortzusetzen, um den weiteren Trend der Dehnungen festzuhalten. Interessant könnten vor allem die Messungen im Frühjahr bzw. Herbst sein, um den Frost-Tau-Wechsel in diesem alpinen Gebiet zu berücksichtigen.

Für eine ausreichende Sicherheit gegen Grundbruch ist die Dammaufstandsfläche der entscheidende Faktor. Für derartige Konstruktionen ist die Gründung auf Fels und/oder die Errichtung von Tiefgründungsmaßnahmen, wie z.B. ausbetonierte Baggerschlitze, mit eventueller Rückverankerung (vor allem bei einer Gründung im geneigten Gelände und in Lockergestein) unumgänglich. Wichtig in der Planung ist jedenfalls eine kritische Prüfung nicht nur der Böschungssicherheit, sondern auch eines möglichen Grundbruchversagens.

II. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Übersichtsplan mit Portalbaustelle und Zwischenangriffen (ÖBB - Infrastruktur AG, 2013).....	11
Abbildung 2: Übersichtsplan des Bauabschnitts 2 (ÖBB - Infrastruktur AG, 2013).....	12
Abbildung 3: links: Longsgraben im ursprünglichen Zustand; rechts: Longsgraben im verfüllten Zustand vor der Rekultivierung (Quelle: RaumUmwelt)	13
Abbildung 4: Longsgraben nach den Rodungsarbeiten (Quelle: zepp-cam / ÖBB)	13
Abbildung 5: Blick in den Longsgraben (Stand: 1.August 2013) (Quelle: ÖBB / Franz Zwickl).....	14
Abbildung 6: Lageplan der Deponie Longsgraben (Ingenieurgesellschaft Bilek und Krischner ZT GmbH, 2010).....	14
Abbildung 7: Schema der Bewehrten Erde bei QP 8 [Auszug aus den Plänen].....	18
Abbildung 8: Schema der Bewehrten Erde bei QP 10 [Auszug aus den Plänen].....	18
Abbildung 9: Verlegung der Geo- und Bewehrungsgitter sowie des Vlieses in der Deponie Longsgraben	19
Abbildung 10: Stufenförmiger Aufbau einer Lage nach Schüttung und Verdichten des Dammmaterials (Deponie Longsgraben).....	19
Abbildung 11: Einteilung der Geokunststoffe (Oberreiter, 2012).....	20
Abbildung 12: Zusammenhang zwischen Scherwiderstand und Scherverformung eines verdichteten Füllbodens für Bewehrte-Erde-Konstruktionen (Schema für den Einbauzustand) (Brandl, 2001, S. 581).....	22
Abbildung 13: typischer Kraft-Dehnungs-Bereich von Polyester (PET) (EBGEO, 2010)	23
Abbildung 14: grafische Darstellung einer Glasfaser und deren Abmessungen	27
Abbildung 15: Totalreflexion des Lichts im Kern der Glasfaser.....	28
Abbildung 16: Frequenzspektrum der Rückstreuprozesse in Glasfasern	29
Abbildung 17: Lageplan der Bauzufahrt mit den Messquerschnitten MQ1 und MQ2.....	31
Abbildung 18: grafische Darstellung des Einbaus der optischen Faser im Querschnitt	32
Abbildung 19: Herstellung des Planums der Messebene.....	32
Abbildung 20: links: Verfüllen der Sensorkünette; rechts: Verdichtung des kiesigen Sands.....	32
Abbildung 21: links: Ankerplatte mit Abmessungen; rechts: Verlegen des Geogitters	33
Abbildung 22: links: Auslegen des Sensorkabels; rechts: Befestigung des Geogitters an der letzten Ankerplatte.....	33
Abbildung 23: links: Kabelkanal zum Schutz für die optische Faser; Schutz der Faser im vorderen Bereich (Dammaußenseite)	33
Abbildung 24: Überschüttung des eingebauten Sensor	34
Abbildung 25: Eindrücke der Testinstallation beim Messquerschnitt MQ0 (Quelle:(Insitu Geotechnik ZT GmbH)	34
Abbildung 26: links: Versuchsaufbau; rechts oben: obere Klemmplatte mit Ankerplatte; rechts unten: untere Klemmplatte mit Ankerplatte und Wegaufnehmer.....	36
Abbildung 27: ausgewertete Spannungs-Dehnungs-Beziehung	38
Abbildung 28: Spannungs-Dehnungsbeziehung des Geogitters 50/50 T25.....	38

Abbildung 29: Vergleich der Versuche 1 und 2	39
Abbildung 30: Vergleich der Versuche 1 und 2	40
Abbildung 31: Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus dem Versuch.....	40
Abbildung 32: Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Faser	42
Abbildung 33: Modell des Messquerschnitts MQ1	44
Abbildung 34: Modellierung der Messquerschnitte MQ2 (links) und MQ2 (rechts)	45
Abbildung 35: deformed mesh (Deformationen 20mal vergrößert)	49
Abbildung 36: horizontale Verschiebungen im Damm.....	49
Abbildung 37: Setzungen im Damm und in der Aufstandsfläche	50
Abbildung 38: incremental shear strains	51
Abbildung 39: Dehnungsentwicklung im 3. Geogitter, nahe dem Dammfuß	54
Abbildung 40: Kraftentwicklung im 3. Geogitter	54
Abbildung 41: Dehnungsentwicklung in der 9. Lage der Bewehrten Erde	55
Abbildung 42: links: Kraftentwicklung in der 9. Lage der Bewehrten Erde	55
Abbildung 43: Dehnungsentwicklung im 15. Geogitter.....	56
<i>Abbildung 44: links: Kraftentwicklung im Geotextil Nr. 15.....</i>	<i>56</i>
Abbildung 45: Dehnungsentwicklung in der vierten Messebene	57
<i>Abbildung 46: Kraftentwicklung in der vierten Messebene.....</i>	<i>57</i>
Abbildung 47: Dehnungsentwicklung im 27. Geogitter.....	58
Abbildung 48: Kraftentwicklung im 27. Geogitter	58
Abbildung 49: links: Schüttmaterial ohne Kohäsion; rechts: Schüttmaterial mit Kohäsion	59
Abbildung 50: links: Schüttmaterial ohne Kohäsion; rechts: Schüttmaterial mit Kohäsion	60
Abbildung 51: links: Schüttmaterial ohne Kohäsion; rechts: Schüttmaterial mit Kohäsion	60
Abbildung 52: Vergleich der Kräfte nach Fertigstellung	61
Abbildung 53: Vergleich der Dehnungen nach Fertigstellung des Damms	61
Abbildung 54: Vergleich der Kräfte in den Geogittern mit und ohne Kohäsion	62
Abbildung 55: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion	62
Abbildung 56: Vergleich der Kräfte mit und ohne Kohäsion	63
Abbildung 57: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion.....	63
Abbildung 58: Vergleich der Kräfte mit und ohne Kohäsion	64
Abbildung 59: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion	64
<i>Abbildung 60: Vergleich der Kräfte mit und ohne Kohäsion</i>	<i>65</i>
Abbildung 61: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion.....	65
Abbildung 62: Verformungsfigur des Querschnitts mit einem Böschungswinkel von 70°	66
Abbildung 63: horizontale Verschiebungen bei links: Böschung mit 60° und rechts: Böschung mit 70°	67
Abbildung 64: Setzungen bei links: Böschung mit 60° und rechts: Böschung mit 70°	67
Abbildung 65: inkrementelle Scherdehnungen bei links: Böschungen mit 60° und rechts: Böschung mit 70°	68

Abbildung 66: deformed mesh (20mal vergrößert).....	70
Abbildung 67: horizontale Verschiebungen im Damm.....	70
Abbildung 68: vertikale Verschiebungen im Damm.....	71
Abbildung 69: inkrementelle Scherdehnungen nach Fertigstellung des Damms	72
Abbildung 70: inkrementelle Scherdehnungen nach Aufbringen der Verkehrslast.....	72
Abbildung 71: Lage der maximalen Kraft in den Geotextilien.....	74
<i>Abbildung 72: grafische Darstellung der Kraftverläufe in den Lagen 2-8.....</i>	<i>74</i>
Abbildung 73: Verlauf der Kräfte in der 3. Lage	76
Abbildung 74: Verlauf der Dehnungen in der 3. Lage	76
Abbildung 75: Kräfte im Geogitter Nr. 12	77
Abbildung 76: Dehnungen im Geogitter Nr. 12	77
<i>Abbildung 77: : Kraftentwicklung im 21. Geogitter.....</i>	<i>78</i>
Abbildung 78: Dehnungen in der 21. Lage der Geogitter	78
Abbildung 79: Kraftentwicklung in der 30. Lage der Geogitter	79
Abbildung 80: Dehnungsentwicklung in der 30. Lage der Geotextilien	79
Abbildung 81: Kraftentwicklung im 39. Geogitter	80
Abbildung 82: Dehnungen im 39. Geogitter	80
Abbildung 83: horizontale Verschiebungen links: ohne Kohäsion; rechts: mit Kohäsion	81
Abbildung 84: vertikale Setzungen: links: Schüttmaterial ohne Kohäsion cm); rechts: Schüttmaterial mit Kohäsion.....	82
Abbildung 85: Scherdehnungen vor dem Aufbringen der Verkehrslast; links: ohne Kohäsion, rechts: mit Kohäsion	82
Abbildung 86: inkrementelle Scherdehnungen nach Aufbringen der Verkehrslast: links: ohne Kohäsion, rechts mit Kohäsion	83
Abbildung 87: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.3 mit und ohne Kohäsion.....	85
Abbildung 88: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr. 3 mit und ohne Kohäsion.....	85
Abbildung 89: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.12 mit und ohne Kohäsion.....	86
Abbildung 90: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr. 12 mit und ohne Kohäsion.....	86
Abbildung 91: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.21 mit und ohne Kohäsion.....	87
Abbildung 92: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr.21 mit und ohne Kohäsion.....	87
Abbildung 93: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.30 mit und ohne Kohäsion.....	88
Abbildung 94: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr.30 mit und ohne Kohäsion.....	88
Abbildung 95: Vergleich der Kräfte im Geogitter Nr.39 mit und ohne Kohäsion.....	89
Abbildung 96: Vergleich der Dehnungen im Geogitter Nr.39 mit und ohne Kohäsion.....	89
Abbildung 97: Unterteilung der Felsaufstandsfläche.....	90
Abbildung 98: Setzungen links: bei homogener Felsaufstandsfläche; rechts bei Reduktion der Steifigkeit im Bereich 1 ...	91
Abbildung 99: horizontale Verschiebungen bei links: homogener Felsaufstandsfläche; rechts: der Steifigkeit im vorderen Bereich	92
Abbildung 100: incremental strains: links: homogene-; rechts: inhomogene Felsaufstandsfläche.....	92

Abbildung 101: Setzungen bei links: homogener Felsaufstandsfläche ($E_1 = E_2 = 100.000 \text{ kN/m}^2$); rechts: bei Reduktion der Steifigkeit in Bereich 1 ($E_1 = 100.000 \text{ kN/m}^2$, $E_2 = 33.333 \text{ kN/m}^2$)	93
Abbildung 102: horizontale Verschiebungen bei links: homogener Felsaufstandsfläche; rechts: Reduktion der Steifigkeit im vorderen Bereich	93
Abbildung 103: inkrementelle Scherdehnungen: links: bei homogener Felsaufstandsfläche, rechts bei reduzierter Steifigkeit der mittleren Felsaufstandsfläche	94
Abbildung 104: Setzungen links: bei homogener Felsaufstandsfläche ($E_1 = E_2 = 100.000 \text{ kN/m}^2$); rechts: Erhöhung der Steifigkeit in Bereich 1	95
Abbildung 105: horizontale Verschiebungen bei links: homogener Felsaufstandsfläche, rechts: Erhöhung der Steifigkeit im vorderen Bereich	95
Abbildung 106: inkrementelle Scherdehnungen: links: homogene Felsaufstandsfläche; rechts: erhöhte Steifigkeit des vorderen Bereichs der Felsaufstandsfläche	96
Abbildung 107: Setzungen bei links: homogene Steifigkeit; rechts bei Erhöhte Steifigkeit in Bereich 1	96
Abbildung 108: horizontale Verschiebungen bei homogener Felsaufstandsfläche; rechts: Erhöhung der Steifigkeit im mittlerem Bereich	97
Abbildung 109: inkrementelle Scherdehnungen: links: bei homogener Felsaufstandsfläche; rechts: bei erhöhter Steifigkeit im mittleren Bereich	97
Abbildung 110: Modell ohne Baggerschlitz	98
Abbildung 111: grafische Darstellung der Setzungen: links: homogener Fels; rechts: Variation der Felsaufstandsfläche ..	98
Abbildung 112: grafische Darstellung der horizontalen Verschiebungen: links: homogener Fels; rechts: Variation der Felsaufstandsfläche	99
Abbildung 113: Inkrementelle Scherdehnungen: links: homogener Fels; rechts: Variation der Felsaufstandsfläche.....	99
Abbildung 114: Kräfte und Kräfteplan an der Einzellamelle	103
Abbildung 115: Berechnungsergebnisse für MQ1 nach Bishop aus dem GGU (Globalsicherheitskonzept).....	105
Abbildung 116: Berechnungsergebnisse für MQ2 nach Bishop aus dem GGU (Globalsicherheitskonzept).....	106
Abbildung 117: Berechnungsergebnisse nach Janbu für MQ1	107
Abbildung 118: Berechnungsergebnisse nach Janbu für MQ2	108
Abbildung 119: Grundbruchsversagen bei numerischer Berechnung	110
Abbildung 120: Berechnung des Grundbruchs (Ausdruck aus dem GGU)	112
Abbildung 121: Blick auf die Bewehrte Erde Konstruktion mit den Messquerschnitten.....	113
Abbildung 122: links: Anbringen des Schutzes für die Glasfaser im vorderen Bereich der Bewehrte-Erde; rechts: Montage des Prismas für die geodätische Überwachung	114
Abbildung 123: links: Anbringen Blick auf die Wandfläche; rechts: Kabelkasten zur Sammlung aller Leitungen eines Querschnitts An der Dammaußenseite müssen die Glasfasern vor herabfallenden Steinen geschützt werden. Dazu werden kleine Kabelkästen eingebaut (Abbildung 123 – links), die die gesammelten Leitungen vor äußeren Einflüssen, wie z.B. Witterung schützen	114
Abbildung 124	Fehler! Textmarke nicht definiert.

Abbildung 125: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen	116
Abbildung 126: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen	117
Abbildung 127: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen	118
Abbildung 128: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen	119
Abbildung 129: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen	120
Abbildung 130: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen	121
Abbildung 131: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen	122
Abbildung 132: grafische Darstellung der Dehnungen: links: Berechnung; rechts: Messungen	123

III. Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Zyklen der Versuchsdurchführung.....	37
Tabelle 2: Vergleich der Dehnungen bei 2% und 3%.....	39
Tabelle 3: Vergleich der Dehnungen.....	41
Tabelle 4: Bodenkennwerte – Teil 1.....	45
Tabelle 5: Bodenkennwerte – Teil 2.....	46
Tabelle 6: Materialkennwerte für den Baggerschlitz.....	46
Tabelle 7: Herstellerangaben für das Geotextil.....	47
Tabelle 8: Materialkennwerte für das Geogitter Huesker Fortrac ® 80/80 T25.....	47
Tabelle 9: Berechnungsschritte für MQ1.....	48
Tabelle 10: Tabelle mit den Maximalkräften in den Geogittern des QS01.....	52
Tabelle 11: Dehnungen im Geogitter Nr. 3.....	54
Tabelle 12: Dehnungen im Geogitter Nr. 9.....	55
Tabelle 13: Dehnungen im Geotextil Nr. 15.....	56
Tabelle 14: Dehnungen im Geotextil Nr. 21.....	57
Tabelle 15: Dehnungen im Geotextil Nr. 27.....	58
Tabelle 16: Vergleich der Dehnungen.....	61
Tabelle 17: Vergleich der Dehnungen:.....	62
Tabelle 18: Vergleich der Dehnungen.....	63
Tabelle 19: Vergleich der Dehnungen.....	64
Tabelle 20: Vergleich der Dehnungen.....	65
Tabelle 21: Kalkulationsschritte.....	69
Tabelle 22: Maximalkräfte in den Geogittern.....	73
Tabelle 23: Dehnungen im Geogitter Nr. 3.....	76
Tabelle 24: Dehnungen im Geogitter Nr. 12.....	77
Tabelle 25: Dehnungen im Geotextil Nr. 9.....	78
Tabelle 26: Dehnungen im Geotextil Nr. 15.....	79
Tabelle 27: Dehnungen im Geotextil Nr. 39.....	80
Tabelle 28: Maximalkräfte in den Geotextilien beim Vorhandensein einer Kohäsion.....	84
Tabelle 29: Vergleich der Dehnungen mit und ohne Kohäsion.....	85
Tabelle 30: Vergleich der Dehnungen.....	86
Tabelle 31: Vergleich der Dehnungen.....	87
Tabelle 32: Vergleich der Dehnungen.....	88
Tabelle 33: Vergleich der Dehnungen.....	89

Tabelle 34: ursprüngliche Kennwerte des Felses	90
Tabelle 35: Vergleich der Maximalkräfte der Geogitter 1 - 28	100
Tabelle 36: Zusammenfassung der ermittelten Werte.....	101
Tabelle 37: Ausnutzungsgrade im Vergleich für den Messquerschnitt MQ1	108
Tabelle 38: Sicherheiten im Vergleich für den Messquerschnitt MQ2.....	109
Tabelle 39: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 1	116
<i>Tabelle 40: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 2</i>	<i>117</i>
Tabelle 41: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 3	118
Tabelle 42: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 4	119
Tabelle 43: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 1	120
Tabelle 44: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 2	121
Tabelle 45: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 3	122
Tabelle 46: Vergleich der berechneten mit den gemessenen Dehnungen in Messebene 4	123

IV. Quellenverzeichnis

- 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH. (2010). *Geologisch hydrogeologische Standortbestimmung Deponie Longsgraben*. Plannr.: 5510 EB 5000 AL, Graz.
- Adam, D., & Waibel, C. P. (2012). Böschungen und konstruktive Hangsicherungen, Baugruben. In C. Boley, & D. Adam, *Handbuch Geotechnik* (S. 690-779). Wiesbaden: Vieweg + Teubner.
- Brandl, H. (2001). Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen. In U. Smoltczyk, *Grundbau-Taschenbuch Teil 3: Gründungen* (S. 495-651). Berlin: Ernst & Sohn.
- Brunner, & Leiter. (28. 08 2013). Abgerufen am 28. 08 2013 von <http://www.brunner-leiter.com/tiefbau/bewehrte-erde>
- DATAKOM Buchverlag GmbH. (2013). *www.itwissen.info*. Abgerufen am 25. 10 2013 von IT Wissen: <http://www.itwissen.info/definition/lexikon/Interferenz-I-interference.html>
- EBGEO. (2010). *Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO*. Berlin: Ernst & Sohn.
- Frank, T. (28. 08 2013). *www.frank-gmbh.de*. Abgerufen am 28. 08 2013 von <http://www.frank-gmbh.de/Deutsch/produkte/Geobaustoffe/bewehren.php>
- Hörtkorn, F. (01 2011). Wirksamkeit von flexiblen stabförmigen Elementen bei Böschungsstabilisierungen. In H.-G. Kempfert, *Schriftenreihe Geotechnik - Universität Kassel Heft 24*. Kassel.
- Huesker. (2013). *www.huesker.de*. Abgerufen am 28. 08 2013 von www.huesker.de
- Huesker Synthetics GmbH. (2011). *Bestimmung der Bemessungsfestigkeiten von FORTRAC® t gEOGITTERN*.
- Ingenieurgesellschaft Bilek und Krischner ZT GmbH. (2010). *Deponietechnischer Bericht*. Graz.
- Insitu Geotechnik ZT GmbH. (2012). *Semmering Basistunnel NEU - Ausschreibungsprojekt - Baulos SBT2.3 Baustraßen und Vorarbeiten Longsgraben*. Graz.
- Lackner, C. (2012). *Dissertation: Vorgespannte Bewehrte Erde - Konzept, Untersuchungen und Empfehlungen*. Graz.
- Lienhart, W. (2012). *Vorlesungsunterlagen zu Messtechnik*. Institut für Ingenieurgedäsie und Messsysteme.
- Marte, R., Scharinger, F., & Paulus-Grill, M. (2012). Geotechnische Messverfahren. In C. Boley, & D. Adam, *Handbuch Geotechnik* (S. 925-963). Wiesbaden: Vieweg + Teubner.

-
- Moser, F. (2013). *Anforderungen an den Einbau und den Betrieb eines verteilten faseroptischen Messsystems*. Graz: TU Graz.
- Moser, F., & Fleckl, J. (2012). *Anforderungen an den Einbau und den Betrieb eines verteilten faseroptischen Messsystems an der Deponie Longsgraben*. Graz: TU Graz.
- ÖBB - Infrastruktur AG. (2013). Abgerufen am 17. Juni 2013 von www.oebb.at: http://www.oebb.at/infrastruktur/de/5_0_fuer_Generationen/5_4_Wir_bauen_fuer_Generationen/5_4_1_Schiene_ninfrastruktur/Pontebbanaachse_Suedbahn/Semmering_Basistunnel/
- ÖBB - Infrastruktur AG. (2013). www.oebb.at. Abgerufen am 17. Juni 2013 von http://www.oebb.at/infrastruktur/de/5_0_fuer_Generationen/5_4_Wir_bauen_fuer_Generationen/5_4_1_Schiene_ninfrastruktur/Pontebbanaachse_Suedbahn/Semmering_Basistunnel/Das_Vorhaben/index.jsp
- Oberreiter, K. (22. 10 2012). Vorlesungsfolien zum Thema Geokunststoffe. Graz: TU Graz.
- Saathoff, F., & Zitscher, F.-F. (2001). Geokunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau. In U. Smolczyk, *Grunbau Taschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren* (S. 673-746). Berlin: Ernst & Sohn.
- TenCate Geotechnics GmbH. (2013). www.tencate.com. Abgerufen am 03. 10 2013 von <http://www.tencate.com/de/emea/geosynthetics/Anwendungen/Erdstutzkonstruktion/default.aspx>
- Wikipedia. (2005). Abgerufen am 29. 08 2013 von <http://de.wikipedia.org/wiki/Semmeringbahn>
- Wikipedia. (05. 08 2013). Abgerufen am 29. 08 2013 von <http://de.wikipedia.org/wiki/Semmering-Basistunnel>
- Wosniok, A. (2013). *Untersuchungen zur Unterscheidung der Einflussgrößen Temperatur und Dehnung bei Anwendung der verteilten Brillouin-Sensorik in der Bauwerksüberwachung*. TU Berlin.

V. Anhang

Produktdatenblatt Fortrac® Typ R 80/80 - 25 T



Produktbeschreibung

1. Hersteller:	HUESKER Synthetic GmbH
2. Produktbezeichnung:	Fortrac[®], Typ R 80/80-25 T
3. Art des Produktes:	dehnsteifes, kriecharmes, formstabilen, flexibles Geogitter mit hoher Festigkeit der Kreuzungspunkte
4. Angaben zum verwendeten Rohstoff:	
Massenanteile:	Kette: 100 % PET Schuß: 100 % PET
Faserart:	Kette: Multifilament Schuß: Multifilament
Art der Schutzschicht:	Polymer-Schutzummantelung
5. Farbe:	schwarz
6. Umweltbedeutung:	unbedenklich
7. Produktkennwerte:	s. Datenblatt



Datenblatt

Fortrac[®], Typ R 80/80-25 T

01. Masse je Flächeneinheit (DIN EN ISO 9864)		g/m ²	≅ 445
02. Maschenweite		mm	25 x 25
03. Zugfestigkeit (DIN EN ISO 10319)	längs quer	kN/m kN/m	≥ 80 ≥ 80
04. Dehnung bei Nennkraft (DIN EN ISO 10319)	längs quer	% %	< 10,5 < 10,5
05. Zugkraft bei 2 % Dehnung (DIN EN ISO 10319)	längs quer	kN/m kN/m	≥ 14 ≥ 14
06. Zugkraft bei 3 % Dehnung (DIN EN ISO 10319)	längs quer	kN/m kN/m	≥ 18 ≥ 18
07. Zugkraft bei 5 % Dehnung (DIN EN ISO 10319)	längs quer	kN/m kN/m	≥ 33 ≥ 33
08. Witterungsbeständigkeit (DIN EN 12224)		1 Monat Freiliegedauer	
09. Beständigkeit (DIN EN 13249ff Anhang B)		mehr als 25 Jahre in Böden mit einem pH-Wert > 4 und < 9,5 und einer Bodentemperatur < 25° C	
10. Scherverhalten (DIN EN ISO 12957-1/-2)		Reibungsbeiwert ≥ 0,9 (Sand)	
11. Zugkriechverhalten (DIN EN ISO 13431)		Zeitstandfestigkeit 66 % der Zugfestigkeit für 120 Jahre Belastungsdauer	
12. Konstruktionsdehnung	längs quer	% %	0 0
13. Standardrollenabmessungen (Breite x Länge)		m x m	5,00 x 100

HUESKER Synthetic GmbH

Fabrikstraße 15-15, D-48712 Gescher
Tel.: +49 (0) 25 42 / 701 - 0
Fax: +49 (0) 25 42 / 701 - 480
E-Mail: vertrieb@HUESKER.de
Internet: www.HUESKER.com



Fortrac[®] ist eine registrierte Marke der HUESKER Synthetic GmbH.
Alle Werte entsprechen einem Vertrauensbereich von 95 %.
Das Recht auf Produktänderung ohne Ankündigung ist vorbehalten.

Stand: 04/2013