

Forschungsprojekt

**Untersuchungen
zur
Tragfähigkeit
von Ankern**

HTW Chur
Munt da Lü 2008



HTW Chur
Hochschule für Technik und Wirtschaft

Fachhochschule Ostschweiz
University of Applied Sciences

Forschungsprojekt

Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Ankern

Chur, 30. Januar 2009

Autoren

Michel Heimgartner
dipl. Bauingenieur ETH

Reto Störi
dipl. Bauingenieur FH

Christoph Paly
dipl. Bauingenieur FH

Forschungsauftrag: A4300.0103 AP1

Auftraggeber: Bundesamt für Umwelt BAFU/ Abteilung Gefahrenprävention



Abstract

Im Sommer 2008 führte die HTW Chur im Auftrag des Bundesamtes für Umwelt, Abteilung Gefahrenprävention, in der Lawinenverbauung Munt da Lü (GR) Zugversuche an je 20 zwanzigjährigen und neu versetzten Zugankern von 4 m Länge durch. Der Baugrund wurde geotechnisch untersucht. Er ist tonig-siltig, kriecht mit 10 – 30 mm/Jahr talwärts und ist wenig tragfähig. Mit den gemessenen Bodenkennwerten wurde ein Traglastmodell entwickelt und mit den Bruchlasten der Prüflinge verglichen.

Die Resultate zeigen:

Siehe Seite/n

- Die Anker der Verbauung haben geringe Traglastreserve; der Sicherheitsfaktor liegt bei 1.4 17
- 15% der Anker sind Ausreisser mit einer Traglast < 50 kN 15 f
- Die Traglast der 20 -jährigen Anker liegt um 27% höher als diejenige der neuen Anker. 35 f
- Die Modellrechnung stimmt gut mit den Versuchsergebnissen überein. 15 f, 32 f
- Der Lasteintrag in den Boden ist nicht linear; er hängt stark von den lokalen Verhältnissen ab .. 52 ff
- Nachinjektionen blieben wirkungslos. 17 ff
- Trotz erheblicher Baumängel ist der Zustand der Anker zufriedenstellend; tragende Teile sind nicht korrodiert. Die innere Traglast war nicht massgebend 27 ff, 67
- Es ist kein Einfluss des Bodenkriechens auf die Tragfähigkeit erkennbar. 45, 67
- Die Resultate zeigen einen Ansatz zur Entwicklung einer vereinfachten Ankerprüfung 68
- Verschiedene Ankerdetails lassen sich dank den Resultaten verbessern 68 f



Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	1
2. Baugrund	2-4
3. Prüfanker	5-8
3.1. Bestehende Anker	5-6
3.2. Neue Anker	6-8
4. Methode	9-14
4.1. Auswahlverfahren	9-10
4.2. Prüfprogramm	11-12
4.3. Messeinrichtung	13-14
5. Messresultate	15-19
5.1. Bruchlasten neue Anker	15-16
5.2. Bruchlasten alte Anker	16
5.3. Bruchlasten neue Anker mit Nachinjektion	17-18
5.4. Bruchlasten Zusatzanker	18
5.5. Zusammenfassung Resultate	19
6. Verankerungskörper	20-30
6.1. Allgemeines zu den Ausgrabungen	20
6.2. Visuelle Aufnahme der ausgegrabenen Anker	20-29
6.3. Besondere Feststellungen an Handstücken	29-30
6.4. Untersuchung der Frostbeständigkeit und der Druckfestigkeit	30
7. Auswertungen/ Interpretationen	31-66
7.1. Einfluss Einbauwinkel	31-38
7.2. Schadensbilder	39-42
7.3. Einfluss Bodenkriechen	43-45
7.4. Einfluss Nachinjektion	46-51
7.5. Traglastmodell	52-62
7.6. Beurteilung Tragverhalten	63-66
8. Synthese und Empfehlungen	67-69
9. Ausblick	70-71
Literaturverzeichnis	72-73



Anhänge (Digital auf CD)

Anhang A

Grundlagen

- Projektablauf
- Ankerliste
- Bohrprotokoll

Anhang B

Ankerdokumentation

- Vermessung Anker
- Anker A Foto
- Anker B Foto
- Anker C Foto

Anhang C

Bruchlasten

- Bruchlasten neue Anker
- Bruchlasten alte Anker
- Plan Bruchlasten

Anhang D

Geologie

- Geologische Aufnahmen Sondierschlitz
- Skizzen Sondierschlitz
- USCS- Klassifikation
- Reibungswinkel Bodenproben
- Kohäsion Bodenproben
- Labor-Daten Geo-Bau-Labor
- Plan Kartierung/ Anker/ Ausgrabungen
- Plan Verschiebevektoren/ Drainageleitungen

Anhang E

DMS

- Offset-Werte Eichung DMS
- Übersicht DMS-Werte
- Zeit-Kraft-Diagramme
- Veränderung der DMS auf jeder Laststufe
- Kraftverteilung nach 15 Minuten der jeweiligen Laststufe
- Bleibende Kräfte nach dem Entlasten
- Kräfte im Boden
- Vergleich der Lasten unter Belastung/ Entlastung
- Kräfte nach 15 Minuten und beim Entlasten
- zeitlicher Kräfteverlauf auf den Prüflasten
- Untersuchungen der inneren Kräfteverläufe



Anhang F	Traglastmodell Traglastmodell Ischebeck
Anhang G	Geometrie Definition Hang- und Ankerneigung Tabellen Hangneigungen Einfluss Hangneigung auf Tragfähigkeit
Anhang H	Fotodokumentation
Anhang I	Prüfprotokolle alte Anker Alte Anker 101-120 Alte Anker 201-207 (verkürzter Ausziehversuch)
Anhang J	Prüfprotokolle neue Anker Neue Anker 001-020 Neue lange Anker 021-024

1. Einleitung

Im Zusammenhang mit der periodischen Kontrolle^[1] und dem Unterhalt der Lawinverbauung Munt da Lü im Val Müstair (Abb. 1.1) wurden im Juni 2006 an den Werkreihen 33 und 37 Schäden am Übergang vom Oberbau zum Unterbau festgestellt. Die in den 60er Jahren erstellten Schneebrücken vom Typ VOEST Alpine F1–16, bei welchen in den Jahren 1988 bis 1991 die bergseitigen Betonfundamente durch Stabanker und Mikropfähle ersetzt wurden, zeigen ein durch unterschiedliches Bodenkriechen verursachtes Schadensbild (Abb. 1.2). Nach detaillierter Überprüfung der gesamten Verbauung durch das Amt für Wald Graubünden (AfW GR), entschied man sich für einen Totalersatz der Werkreihe 33 und einen Teilersatz der Reihe 37. Dadurch wurden ca. 120 Stabanker des Typs Topar-S 500C mit Durchmesser 26 mm frei.

Nach Absprache mit dem AfW GR erstellte die HTW Chur einen Katalog von möglichen Forschungsprojekten und fasste diese im Masterplan „Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Ankern“ vom 16. April 2008 zusammen. Die Eidgenössische Expertenkommission für Lawinen und Steinschlag (EKLS) hat diesen Masterplan geprüft und an der Sitzung vom 22. Mai 2008 beschlossen, das erste Teilprojekt, das Arbeitspaket A1 (AP1), finanziell zu tragen.

Im Vertrag zwischen dem Bundesamt für Umwelt (BAFU) und der HTW Chur sind die innerhalb des Arbeitspaketes A1 zu leistenden Arbeiten wie folgt umschrieben:

1. Aussagen bezüglich der nach 20 Jahren noch vorhandenen Traglast
2. Aussagen bezüglich Traglast von neuen Ankern
3. Aussagen bezüglich Zustand des Materials
4. Einfluss des Bodenkriechens auf die Traglast
5. Einfluss von Nachinjektionen auf die Traglast
6. Modellierung des Tragverhaltens in Funktion der Tiefe

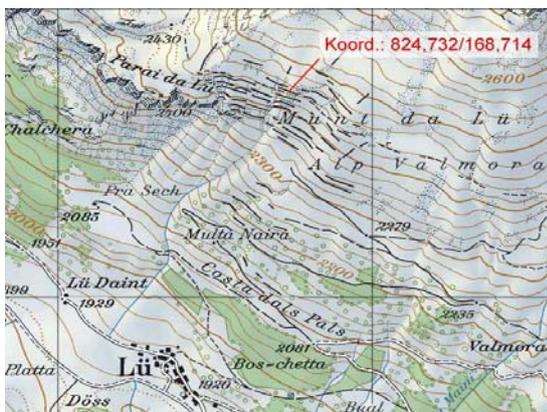


Abb. 1.1: Ausschnitt Landkarte Blatt 1239 St. Maria



Abb. 1.2: Typisches Schadensbild

2. Baugrund

Die Bestimmung von Bodenkennwerten und die Abklärung der hydrologischen und morphologischen Gegebenheiten im Verbauungsgebiet Munt da Lü sind ein essentieller Teil des Projektes. Eine weitere wichtige Grundlage für die Gesamtbeurteilung der Verbauung sind die Kontrollmessungen (Deformationsmessungen), die uns das Amt für Wald Graubünden zur Verfügung stellte.

In der Tektonischen Karte der Schweiz wird das Val Müstair vorwiegend den ostalpinen Decken zugeordnet. Gemäss der geologischen Karte der Landestopographie der Schweiz von 1912 befindet sich das Verbauungsgebiet Munt da Lü im Grenzgebiet zwischen kristallinem und Sedimentgestein. Die Diplomanden fanden während den morphologischen Aufnahmen im untersuchten Gebiet ausschliesslich Gneis (Phyllitgneis) vor. Westlich des Verbauungsgebietes wurde Wettersteindolomit gesichtet.



Abb. 2.1: Geologische Karte der Landestopographie von 1912

Permanente Bewegungen des Baugrundes verursachen Deformationen und Kräfte, die entscheidend für die Lebensdauer der Verbauung sind. Deshalb werden seit dem 20. September 2006 die Hangverschiebungen durch das AfW GR überwacht und periodisch aufgezeichnet. Sie sind in der *Tabelle 2.1* zusammengefasst. Über die letzten zwei Jahre wurde das Maximum der vektoriellen Verschiebungen mit ca. 34 mm beim Punkt 19.2 registriert.

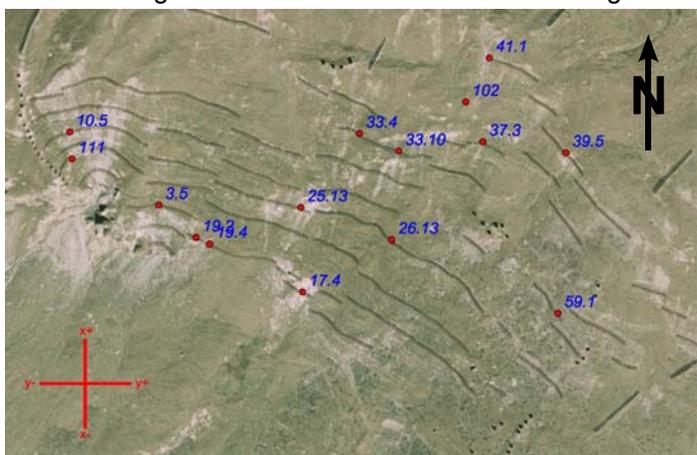


Abb. 2.2: Standorte Messpunkte

Punktnr.	Nullmessung - 1. Kontrollmessung			1.Kontrollmessung - 2.Kontrollmessung			Nullmessung- 2. Kontrollmessung		
	[mm]			[mm]			[mm]		
	ΔY	ΔX	ΔH	ΔY	ΔX	ΔH	ΔY	ΔX	ΔH
3.5	0	-4	-6	-1	-9	1	-1	-13	-5
10.5	0	-6	-4	0	-6	2	0	-12	-2
17.4	-3	-7	-6	-6	-13	-3	-9	-20	-9
19.2	-2	-9	-4	-5	-21	-10	-7	-30	-14
19.4	-3	-9	-5	-7	-18	-8	-10	-27	-13
25.13	-1	-7	-5	0	-10	-7	-1	-17	-12
26.13	-2	-5	-7	-4	-10	-4	-6	-15	-11
33.4	1	-4	-7	-4	-3	-3	-3	-7	-10
33.10	0	-7	-5	-2	-11	-10	-2	-18	-15
37.3	-2	-5	-6	-2	-10	0	-4	-15	-6
39.5	-2	-6	-4	-3	-8	4	-5	-14	0
41.1	-2	-6	0	-4	-13	6	-6	-19	6
59.1	-3	-10	-5	-5	-6	-3	-8	-16	-8

Tabelle. 2.1: Übersicht Kontrollmessungen

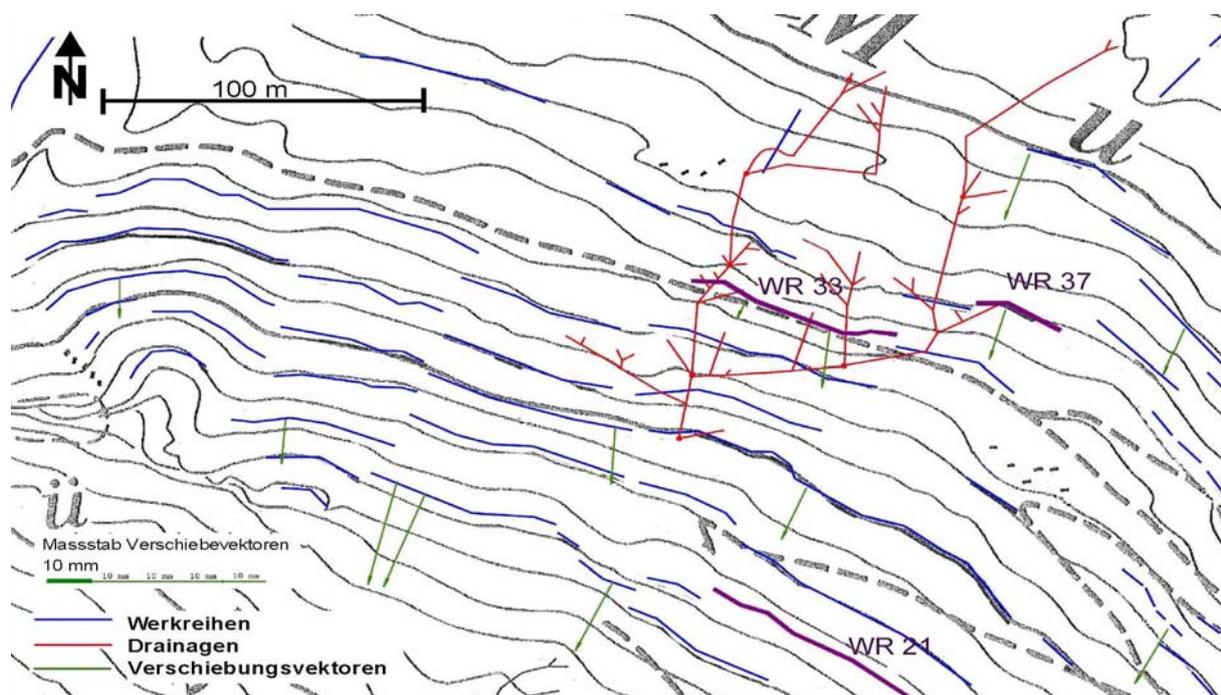


Abb. 2.3: Darstellung der Verschiebungsvektoren und Drainagen

In der *Abbildung 2.3* sind die Verschiebungsvektoren und die Drainagen dargestellt. Die Messpunkte 33.4 und 33.10 sowie 37.4 liegen im Testgelände von AP1. Sie weisen räumliche Deformationen von 12.5 mm bis 23.5 mm auf.

Permafrost kommt im ganzen Verbauungsgebiet nicht vor und kann deshalb als Ursache für das Bodenkriechen ausgeschlossen werden.



Weitere Informationen zum Bodenkriechen und die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit der Anker sind im *Kapitel 7.3* zu finden.

Anhand von 5 Ausgrabungen A bis E (vgl. *Kapitel 6*) und einem Sondierschlitz wurden die Bodenverhältnisse visuell aufgenommen^[2]. Zusätzlich wurden Laboruntersuchungen⁽¹⁾ an 6 Bodenproben P1 bis P6 durchgeführt. Die detaillierten Aussagen über Bodenschichtung (Gehängeschutt, verwitterter Fels, harter Fels), hydrologische Verhältnisse, Korngrößenverteilung^[3], Wassergehalt^[4] und Plastizitätsindex^{[5][6]} sind im *Anhang D* abgelegt.

Zusammenfassend kann ein aus zwei Schichten bestehendes vereinfachtes Bodenprofil erstellt werden, welches für das untersuchte Gebiet repräsentativ ist. Es sieht wie folgt aus:

- OKT bis ca. -0.50 m: Oberboden mit siltigem Sand und wenig Kies oder Blöcken, stark organisch, locker bis mitteldicht gelagert.
- -0.50 m bis -4.50 m: Gehängeschutt mit tonig-siltigem Kies, mitteldicht gelagert mit einzelnen Steinen oder Blöcken oder verwittertem Fels.

Eine Ausnahme bildet die Ausgrabung D (SS4): Sie liegt in einer Mulde und konnte nur bis in eine Tiefe von 2.0 m erstellt werden, da darunter gesunder harter Fels zum Vorschein kam. Dies erklärt auch die stark wasserführende Schicht über dem Felshorizont.

Aus den 6 Bodenproben P1 bis P6 wurden folgende Bodenkennwerte ermittelt:

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Mittelwert
Reibungswinkel φ [°]	37	39	34	34	39	38	37
Kohäsion c [kN/m ²]	8	5	10	10	5	5	7
Dichte ρ [[kg/m ³] ^[7]	2860	2855	2825	2829	2821	2794	2831
USCS Klassifikation ^[8]	GC-GM	GW-GM	SC	SC-SM	GP-GC	GW-GC	
Entnahmetiefe in [m]	ca. 2.0	ca. 1.1	0.5	2.5	1.2	0.8	

Tabelle 2.2: Zusammenfassung Bodenkennwerte

Die USCS Codes lassen sich anhand der *Tabelle 2.3* entschlüsseln

Proben Nr.	USCS-Code	Bezeichnung
P1	GC-GM	schwach toniger, siltiger Kies mit viel Sand
P2	GW-GM	schwach toniger, stark siltiger Kies mit Sand und Blöcken
P3	SC	toniger Sand mit Kies
P4	SC-SM	siltiger bis toniger Sand mit und Steinen
P5	GP-GC	Schlecht abgestufter Kies mit siltigem Ton und Sand
P6	GW-GC	gut abgestufter Kies mit Ton und Sand

Tabelle 2.3: Übersicht USCS Code

⁽¹⁾Laboruntersuchungen der Bodenproben wurde in Zusammenarbeit mit der Firma Geobaulabor in Chur durchgeführt.

3. Prüfanker

Die Ankerprüfungen^[9] umfassten 20 bestehende und 24 neue Anker, von welchen 10 nachinjiziert und 6 mit je 4 DMS^[10] (Dehnungsmessstreifen) ausgestattet wurden. Diese 44 Anker wurden im Ausziehversuch nach SIA-Norm 267/1 Abschnitt 7.1.2 geprüft.

Zudem wurden 7 bestehende Anker in der Werkreihe 21 zerstörungsfrei einem angepassten Ausziehversuch unterzogen.

Die Bezeichnung der Anker erfolgte gemäss folgendem Schema:

Neue Anker:	001 bis 024
Bestehende Anker:	101 bis 120
Anker Reihe 21:	201 bis 207

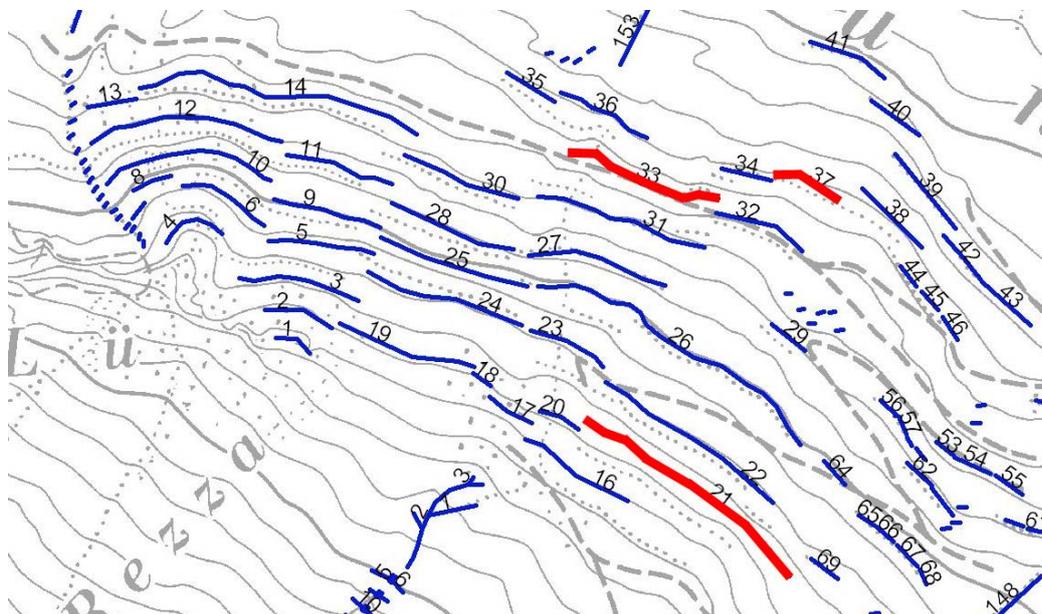


Abb. 3.1: Übersicht der Verbauung LV Munt Lü

3.1 Bestehende Anker

Die bestehenden Schneebrücken des Typs VOEST Alpine F1-16 wurden 1988 wegen Versagens der Betonfundamente neu verankert. In den Werkreihen 33 und 37 wurden die sanierten Werke erneut beschädigt. Deshalb beschloss das AfW GR, sie durch Schneenetze zu ersetzen. Darum konnten die Anker dieser Werkreihen für Versuche genutzt werden.

Bei der Sanierung von 1988 wurden bergseitig die Zugkräfte mit einem Stabanker des Typs Topar-S 500C Ø26 M27 mit einer Länge von 3.7 m aufgenommen. In der Reihe 33 wurden diese Anker unter einem Winkel von 25° zur Horizontalen versetzt, während der Neigungswinkel in der Reihe 37 wegen der steileren Hangneigung 30° betrug. Die Anker wurden mit einem Netzstrumpf des Typs PM15 gelb eingebaut.

Die Druckkräfte wurden über einen Mikropfahl abgetragen, welcher im oberen Bereich mit einem Stahlrohr Ø 70/3-750 verstärkt wurde.

Zuganker und Mikropfahl wurden mit einem Bolzen am unteren Trärgelenk angeschlossen, wie in *Abbildung 3.2* ersichtlich.

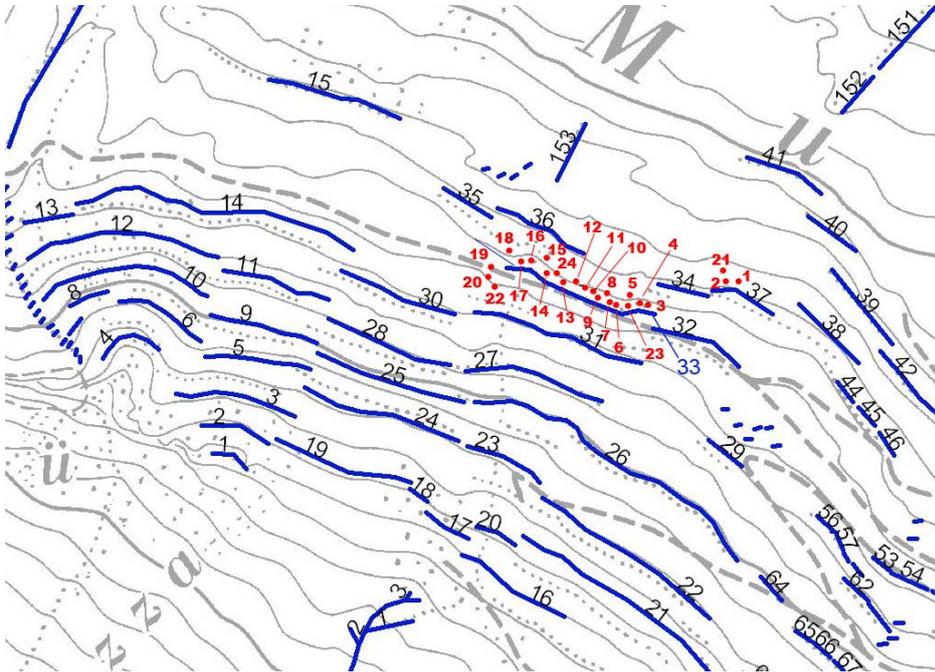


Abb.3.3: Übersicht der neu versetzten Anker

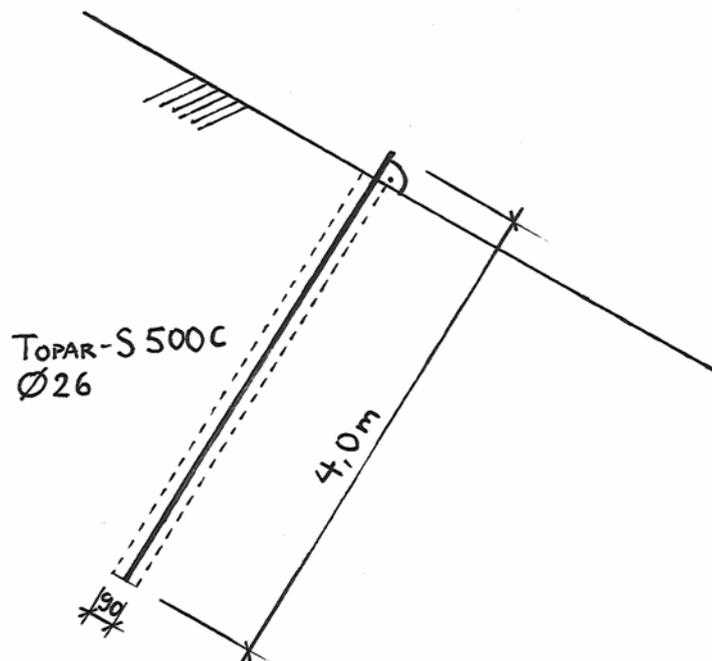


Abb. 3.4: Einbau neue Prüfanker, senkrecht zur Bodenoberfläche



Zusammenstellung der neuversetzten Anker

Angaben gemäss Bohrprotokoll CRESTAGEO vom 05.August 2008

Anker-Nr.	Bohrlochtiefe [m]	Ankermörtel [kg]	Nachinjiziert ja/nein
4 m Anker ohne DMS			
001	4	112	nein
002	4	112	ja
005	4	112	ja
006	4	112	nein
007	4	112	nein
008	4	112	ja
009	4	112	nein
010	4	112	nein
011	4	112	ja
012	4	112	ja
015	4	112	nein
018	4	112	ja
019	4	112	ja
020	4	112	nein
4 m Anker mit DMS			
003	4	112	nein
004	4	112	ja
013	4	112	nein
014	4	112	ja
016	4	112	nein
017	4	112	ja
6 m Anker			
021	6	168	ja
022	6	168	ja
10 m Anker			
023	10	140	ja
024	10	280	ja

Tabelle 3.1: Zusammenstellung der neu versetzten Anker



4. Methode

4.1 Auswahlverfahren

Neue Anker

Die neuen Anker wurden mit Hilfe der folgenden Kriterien geplant und versetzt:

Lage

Um eine näherungsweise repräsentative Aussage über die Tragfähigkeit des Bodens für das ganze Verbauungsgebiet zu erhalten, wurden die Anker über das ganze Testgelände verteilt und oberhalb der abgebauten Werkreihen 33 und 37 versetzt, um eine Störung der alten Anker zu verhindern.

Länge

Die Ankerlänge entspricht mit 4 Metern derjenigen der Anker von 1988. Zusätzlich wurden je zwei 6 m und 10 m-Anker versetzt, um Grundlagen für die Dimensionierung der Anker der neuen Schneesetze zu erhalten.

Winkel

Die Anker wurden zwecks einfacherer und präziserer Messungen senkrecht zum Hang versetzt. Diese Anordnung ist bei Ausziehversuchen üblich. Man erreicht damit am schnellsten unterschiedliche Bodenschichten.

DMS

An der HTW wurden 6 Anker mit DMS^{[1][12]} ausgerüstet. Diese wurden so im Gelände verstreut, dass jeweils 2 DMS-Anker nebeneinander in ähnliche Bodenschichten eingebaut wurden. Zudem achtete man darauf, ein möglichst breites Spektrum von geologischen und terrestrischen Gegebenheiten abzudecken.

Die Anker 003 und 004 befinden sich in einer kleinen Runse, welche rund zehn Meter höher in einem brüchigen Felsen mündet. Der Grund ist mit grossen Steinen versetzt.

Anker 013 befindet sich in Terrain ohne grössere Geländeunebenheiten wie Runsen, Mulden oder Rücken. Anker 014 befindet sich ca. 5 m weiter westlich am Rand einer wasserführenden Runse.

Die Anker 016 und 017 befinden sich an der Flanke einer kleinen Kuppe nahe bei einer Quelle. In unmittelbarer Umgebung ist kein Felsen sichtbar.

Nachinjektion

Jeweils einer der nebeneinander liegenden DMS-Anker wurde nachinjiziert, um den Einfluss der Nachinjektion zu ermitteln.

Sämtliche 6.0 m und 10.0 m Anker wurden nachinjiziert. Man erhoffte sich dadurch eine Steigerung der Traglast und eine Verbesserung des Kriechverhaltens.

Von den verbleibenden 14 neuen 4 m - Ankern wurde die Hälfte nachinjiziert.

Alte Anker

Die alten Anker der Werkreihen 33 und 37 versuchte man so auszuwählen, dass sie das Verbauungsgebiet möglichst gut repräsentieren und sich für eine exakte Messung eignen. Zudem sollten sie möglichst verschiedene Schadensbilder betreffen.



Ausgrabungen

Ursprünglich wurden die Standorte mit dem Ziel gewählt, mit fünf Ausgrabungen möglichst verschiedene Böden zu erfassen. Wegen kritischer Böschungstabilität und schlechter Zugänglichkeit für den Bagger wurden zwei Ausgrabungsorte nachträglich verschoben.

Ein weiteres Kriterium war, Anker mit spezieller oder sehr schlechter Tragfähigkeit zu finden.

Der Standort A wurde so gewählt, dass er neben zwei Ankern mit sehr schlechten Werten zu liegen kam.

Der Standort B lag gerade neben einer Kuppe bei Ankern mit geringer Tragfähigkeit.

Der Standort C lag in gleichmässigem Gelände bei Ankern mit ebenfalls geringer Tragfähigkeit.

Ausgrabung D wurde bewusst in einem feuchteren Abschnitt vorgenommen. Zudem war dieser Anker sehr tragfähig.

Die Ausgrabung E wurde in unmittelbarer Nachbarschaft in feuchtem Untergrund vorgenommen. Die benachbarten Anker waren aber wesentlich weniger tragfähig.

In der *Abbildung 6.1 Kapitel 6 Verankerungskörper* ist eine Situation mit den Ausgrabungen abgebildet.

4.2 Prüfprogramm

Das Prüfprogramm und die Laststufen wurden gemäss Abschnitt 7.1.2 (Ausziehversuche) der SIA-Norm 267/1 festgelegt.

Die Querschnittsfläche eines Topar-S 500C Ø26 beträgt 531 mm²; massgebend ist aber der Spannungsquerschnitt des Gewindes M27 mit 459 mm². Mit der Fließgrenze f_{sk} des Stahls von 500 N/mm² errechnet sich eine Fließlast F_{sk} von 230 kN und eine Prüflast $F_{pv} = 0.9 F_{sk}$ von 207.4 kN.

Bei den Ankern 101 bis 110 wurde mit drei Laststufen geprüft. Damit ergibt sich nach der Norm das Prüfprogramm der *Tabelle 4.1*.

Anfangslast	20.4 kN
1. Laststufe	82.9 kN
2. Laststufe	144.8 kN
3. Laststufe/Prüflast	207.4 kN

Tabelle 4.1: Laststufen für Anker 101 bis 110

Die ersten 10 Messungen zeigten, dass drei Laststufen für eine einwandfreie Bestimmung der Last-Dehnungskurven nicht genügten. Deshalb wurde bei den folgenden Ankern 001 bis 020 und 111 bis 120 die Anzahl der Laststufen auf 6 erhöht, womit sich das Prüfprogramm der *Tabelle 4.2* ergab.

Anfangslast	20.4 kN
1. Laststufe	52.0 kN
2. Laststufe	82.9 kN
3. Laststufe	113.9 kN
4. Laststufe	144.8 kN
5. Laststufe	176.4 kN
6. Laststufe/Prüflast	207.4 kN

Tabelle 4.2: Laststufen für Anker 111 bis 120 sowie Anker 001 bis 020

Die Versuche der Anker 202 bis 207 (ebenfalls Topar Ø26) wurden in einem abgeänderten Verfahren durchgeführt, was zum Prüfprogramm der *Tabelle 4.3* führte. Der Anker 201 wurde direkt auf der Prüflast belastet.

Anfangslast	8.3 kN
1. Laststufe	31.7 kN
2. Laststufe	55.8 kN
3. Laststufe/Prüflast	79.9 kN

Tabelle 4.3: Laststufen für Anker 202 bis 207



Bei den Ankern 021 und 022 wurde ein belswiss Ø32 verwendet und die Anzahl der Laststufen auf 4 festgelegt. Somit ergibt sich das normgerechte Prüfprogramm der *Tabelle 4.4*.

Anfangslast	36.2 kN
1. Laststufe	90.5 kN
2. Laststufe	144.8 kN
3. Laststufe	253.3 kN
4. Laststufe/Prüflast	361.9 kN

Tabelle 4.4: Laststufen für Anker 021 und 022

Bei den Ankern 023 und 024 wurde ein belswiss Ø40 mit einer Fließlast von 628 kN eingebaut. Um die Prüfeinrichtung nicht zu überlasten, wurde die Prüflast auf 450 kN reduziert. Der Versuch wurde mit drei Laststufen durchgeführt, woraus das Prüfprogramm der *Tabelle 4.5* resultiert.

Anfangslast	45.0 kN
1. Laststufe	180.0 kN
2. Laststufe	315.0 kN
3. Laststufe/Prüflast	450.0 kN

Tabelle 4.5: Laststufen für Anker 023 und 024

Auf den jeweiligen Laststufen wurde die Kraft nach Norm über die notwendige Zeitspanne gehalten und die Verformung gemessen.

4.3 Messeinrichtung

Die Messeinrichtung besteht aus folgenden Einzelteilen:

1. 2 Holzwiderlagerplatten
2. 2 Widerlagerböcke
3. 1 Gelenk mit Führungsschienen für Träger
4. 1 Gelenk mit höhenverstellbarer Platte
5. 2 Träger
6. 1 Platte für die Lastübertragung auf die Träger
7. 1 Hydraulikzylinder mit Handpumpe
8. 1 Kraftdose
9. 1 Wegstreckenmesser mit zwei Abstandslasern
10. 1 Kopfmutter
11. 2 Projektionsplatten für Abstandslaser
12. 1 Halterungsvorrichtung für Projektionsplatten
13. 1 Koppelmutter und 1 Ankerverlängerungsstange
14. 1 Laptop
15. 1 Sender-/Empfängerkiste

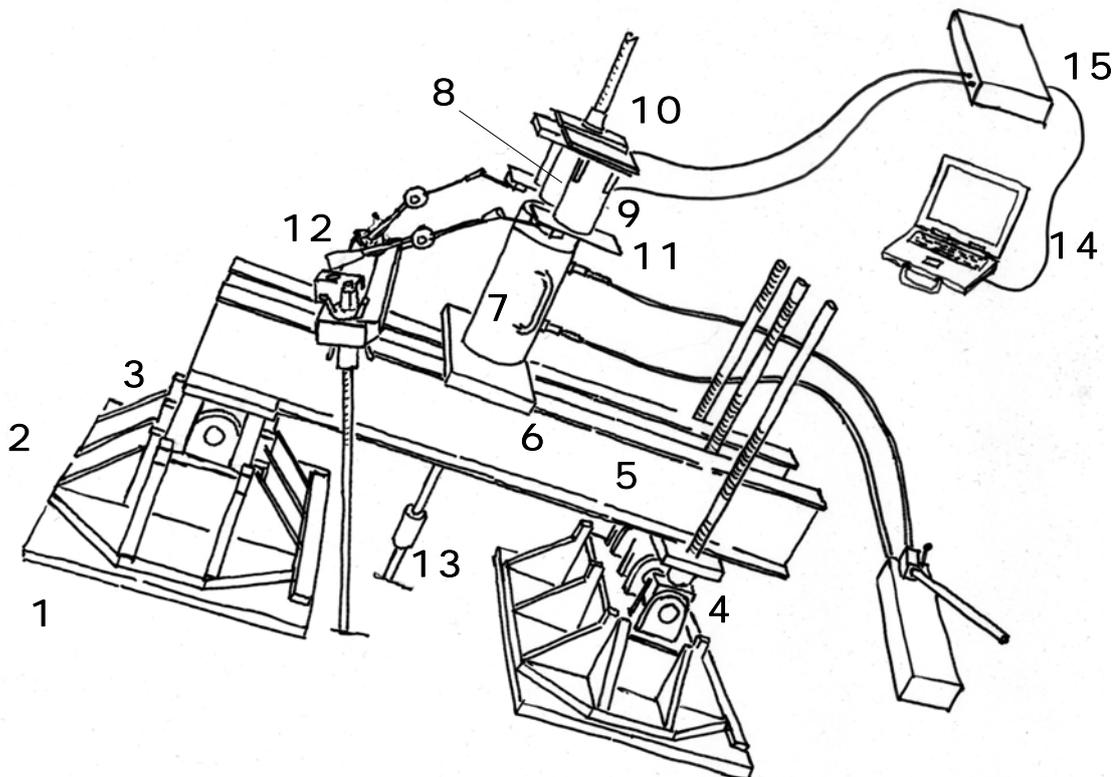


Abb. 4.1: Messeinrichtung



Technische Daten

Prüfzylinder

Typ: LUKAS LZMH 40/200-37
Faktor Kraft/Druck in kN/bar: 0.754

Manometer (an Handpumpe)

Typ: Manometer Keller Picollo
Messgenauigkeit in bar: ± 1.0 (± 0.1 Mpa)
letzte Kalibrierung: 24. Juli 2003

Wegstreckenmesser mit Schnur

Typ: Huggenberger EU 200
Messgenauigkeit in mm: ± 0.10
letzte Kalibrierung: 25. April 2002

Wegstreckenmesser mit Laser

Typ: Micro-Epsilon ILD 1300-50
Messgenauigkeit in mm: ± 0.05
letzte Kalibrierung: 2007, ab Werk

Kraftdose

Typ: Huggenberger PRE 60
Messgenauigkeit in kN: ± 1.0
letzte Kalibrierung: 26. Juni 2008

5. Messresultate

5.1 Bruchlasten neue Anker

Abbildung 5.1 zeigt die Summenverteilung der gemessenen Bruchlasten aller neuen 4 m -Anker.

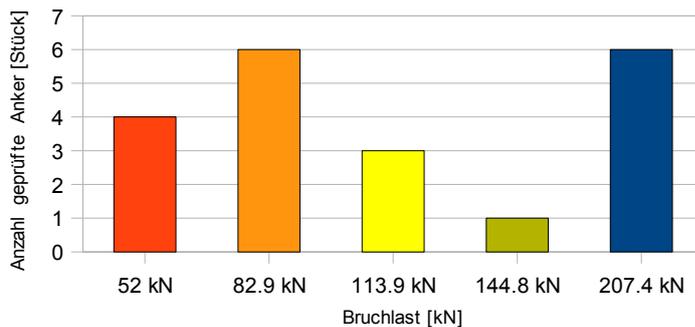


Abb. 5.1: Verteilung der neuen Anker nach Bruchlast

Nr.	Bruchlast [kN]	Fels (ja/nein)	Ausreisser (ja/nein)	Bruchlast ohne Fels/Ausreisser [kN]	Last pro Laufmeter [kN/m]
001	52.0	nein	nein	52.0	13.0
002	52.0	nein	ja		
003	207.4	ja	nein		
004	207.4	ja	nein		
005	52.0	nein	ja		
006	113.9	nein	nein	113.9	28.5
007	82.9	nein	nein	82.9	20.7
008	82.9	nein	nein	82.9	20.7
009	113.9	nein	nein	113.9	28.5
010	207.4	ja	nein		
011	144.8	nein	nein	144.8	36.2
012	52.0	nein	nein	52.0	13.0
013	82.9	nein	nein	82.9	20.7
014	207.4	ja	nein		
015	113.9	nein	nein	113.9	28.5
016	82.9	nein	nein	82.9	20.7
017	207.4	ja	nein		
018	82.9	nein	nein	82.9	20.7
019	207.4	ja	nein		
020	82.9	nein	nein	82.9	20.7
Durchschnitt	121.82			90.6	22.7

Tabelle 5.1: Bruchlasten neue Anker

In der *Tabelle 5.1* sind die Messwerte differenziert aufgelistet. Bei der Mittelwertbildung wurden die unteren und oberen Extrema ausgeklammert. Als Ausreisser (unteres Extremum) gelten Anker mit

einer Bruchlast $F_r \leq 52$ kN. Die Anker mit $F_r \geq 207.4$ kN weisen ein für Lockergesteine atypisches Tragverhalten auf. Sie werden deshalb als Felsanker klassiert (oberer Extremwert).

5.2 Bruchlasten alte Anker

Abbildung 5.2 enthält die Summenverteilung der gemessenen Bruchlasten aller alten 4 m -Anker.

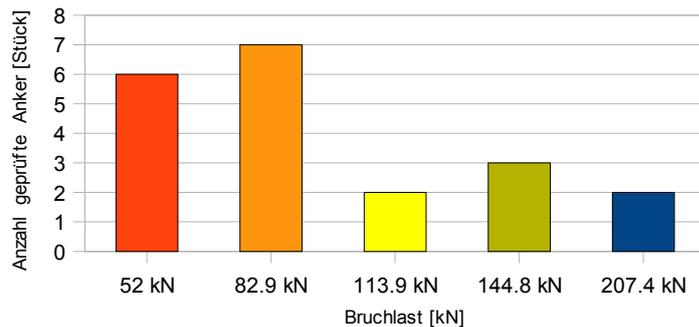


Abb. 5.2: Verteilung der alten Anker nach Bruchlast

Nr.	Bruchlast [kN]	Fels (ja/nein)	Ausreisser (ja/nein)	Bruchlast ohne Fels/Ausreisser [kN]	Last pro Laufmeter [kN/m]
101	144.8	nein	nein	144.8	36.2
102	207.4	nein	nein	207.4	51.9
103	52.0	nein	ja		
104	82.9	nein	nein	82.9	20.7
105	82.9	nein	nein	82.9	20.7
106	144.8	nein	nein	144.8	36.2
107	82.9	nein	nein	82.9	20.7
108	82.9	nein	nein	82.9	20.7
109	20.4	nein	ja		
110	82.9	nein	nein	82.9	20.7
111	52.0	nein	nein	52.0	13.0
112	82.9	nein	nein	82.9	20.7
113	144.8	nein	nein	144.8	36.2
114	207.4	ja	nein		
115	52.0	nein	ja		
116	52.0	nein	nein	52.0	13.0
117	113.9	nein	nein	113.9	28.5
118	113.9	nein	nein	113.9	28.5
119	82.0	nein	nein	82.0	20.7
120	52.0	nein	nein	52.0	13.0
Durchschnitt	96.8			100.5	25.1

Tabelle 5.2: Bruchlasten alte Anker

Die Tabelle 5.2 enthält die Messwerte der 20 geprüften alten Anker. Sie ist nach den gleichen Kriterien aufgebaut wie Tabelle 5.1.

Gemäss Projektierung vom 22.02.1988 wurde eine Zugkraft infolge der Einwirkungen von 71 kN angenommen. Bei den gemessenen Werten ergibt sich gegenüber den Einwirkungen ein Sicherheitsfaktor von 1.4.

5.3 Bruchlast neue Anker mit Nachinjektion

Unterscheidet man die Resultate der Tabelle 5.1 nach dem Kriterium 'Nachinjektion', erhält man die Summenverteilungen der *Abbildungen 5.3* und *5.4*.

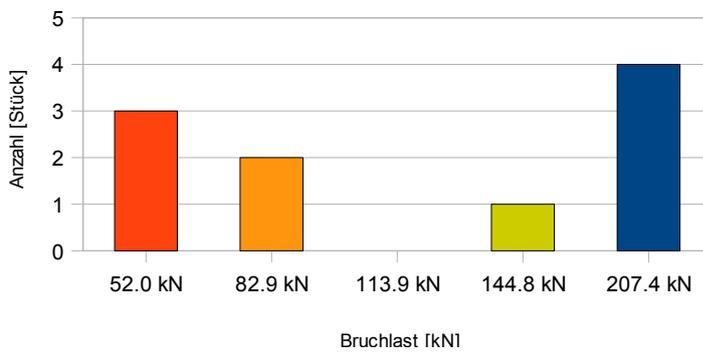


Abb. 5.3: Verteilung der neuen Anker mit Nachinjektion nach Bruchlast

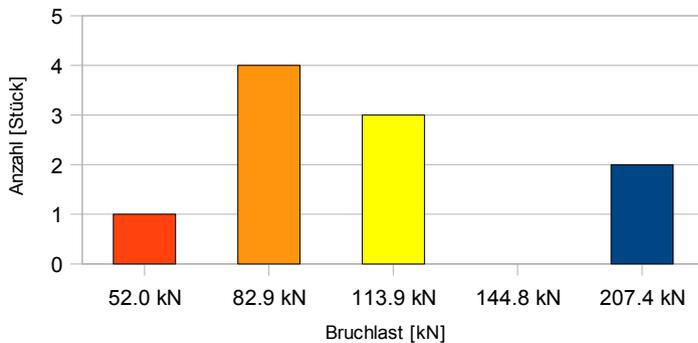


Abb. 5.4: Verteilung der neuen Anker ohne Nachinjektion nach Bruchlast

Wendet man bezüglich Extremwerte die gleichen Kriterien an wie bei den *Tabellen 5.1* und *5.2*, ergibt sich die *Tabelle 5.3*.



Anker-Nr. Injizierdatum Ankermörtel Bruchlast Ausreisser Fels
[kg] [kN] (ja/nein) (ja/nein)

nachinjizierte Anker

002	01.07.2008	112	52.0	ja	nein
004	01.07.2008	112	207.4	nein	ja
005	01.07.2008	112	52.0	ja	nein
008	30.06.2008	112	82.9	nein	nein
011	30.06.2008	112	144.8	nein	nein
012	30.06.2008	112	52.0	nein	nein
014	30.06.2008	112	207.4	nein	ja
017	30.06.2008	112	207.4	nein	ja
018	30.06.2008	112	82.9	nein	nein
019	30.06.2008	112	207.4	nein	ja
Mittel			129.6		

nicht nachinjizierte Anker

001	01.07.2008	112	52.0	nein	nein
003	01.07.2008	112	207.4	nein	ja
006	30.06.2008	112	113.6	nein	nein
007	30.06.2008	112	82.9	nein	nein
009	30.06.2008	112	113.9	nein	nein
010	30.06.2008	112	207.4	nein	ja
013	30.06.2008	112	82.9	nein	nein
015	30.06.2008	112	113.9	nein	nein
016	30.06.2008	112	82.9	nein	nein
020	30.06.2008	112	82.9	nein	nein
Mittel			114.0		

Tabelle 5.3: Übersicht Tragfähigkeit neue Anker mit und ohne Nachinjektion

5.4 Bruchlasten Zusatzanker

Anker-Nr. Bruchlast Last pro
[kN] Laufmeter
[kN]

6 Meter lange Anker

021	361.9	60.32
022	144.8	24.13

253.4 42.23

10 Meter lange Anker

023	315.0	31.5
024	315.0	31.5

315.0 31.5

Tabelle 5.4: Übersicht Tragfähigkeit Zusatzanker



5.5 Zusammenfassung Resultate

Die Tabellen 5.5 und 5.6 fassen die Resultate der Tabellen 5.1 bis 5.4 zusammen.

Berücksichtigte Prüflinge	Bruchlast neue Anker ohne Nachinjektion F_r [kN]	Bruchlast alte Anker F_r [kN]	Bruchlasterhöhung / Abminderung [%]
mit Felsanker und Ausreisser	114	96.8	11.8
ohne Felsanker und Ausreisser	90.6	100.5	-9.9

Tabelle 5.5: Vergleich alte und neue Anker ohne Nachinjektion

Berücksichtigte Prüflinge	Bruchlast neue Anker ohne Nachinjektion F_r [kN]	Bruchlast neue Anker mit Nachinjektion F_r [kN]	Bruchlasterhöhung / Abminderung [%]
mit Felsanker und Ausreisser	114	129.6	13.7
ohne Felsanker und Ausreisser	90.6	90.7	0

Tabelle 5.6: Vergleich neue Anker mit und ohne Nachinjektion

Man erkennt:

Betrachtet man nur die Rohdaten, liegt die Tragkraft der neuen Anker leicht über derjenigen der alten Anker und eine Nachinjektion verbessert das Tragverhalten um rund 14%.

Werden aber die Extremwerte ausgeklammert, verändert sich das Bild: Die alten Anker sind tragfähiger als die neuen und die Nachinjektion ist wirkungslos.

In diesen Überlegungen wurde der Einfluss des Einbauwinkels der Anker nicht berücksichtigt. Dieser wird im Kapitel 7 Interpretationen behandelt.

In den Anhängen I und J sind sämtliche Prüfprotokolle der Ausziehversuche abgelegt.

6. Verankerungskörper

6.1 Allgemeines zu den Ausgrabungen

Die Dokumentation der Ausgrabungen (geologische Aufnahmen und Skizzen) sind im *Geologischen Anhang D* abgelegt.

Während der Ausgrabungen wurden sechs Bodenproben entnommen, welche im Geo-Bau-Labor in Chur untersucht wurden.

Die Ausgrabungen wurden vom 24. bis zum 29. Juli 2008 durch den lokalen Unternehmer Foffa und Conrad AG, Müstair ausgeführt. Für die Aushubarbeit stand ein Bagger Kamo 25 Mobil zur Verfügung, welcher vom 21. bis zum 23. Juli 2008 hochgefahren wurde. Es wurden fünf Anker (A-E) freigelegt; vier davon (A, B, C, E) wurden herausgehoben und für den Abtransport mit dem Helikopter vorbereitet. Dazu hatte man die Anker zuerst grob gesäubert, in Bauplastik eingewickelt und mit Betonband auf Gerüstbrettern fixiert. Die dazugehörigen Handstücke befestigte man ebenfalls an den zum Transport vorbereiteten Ankern.

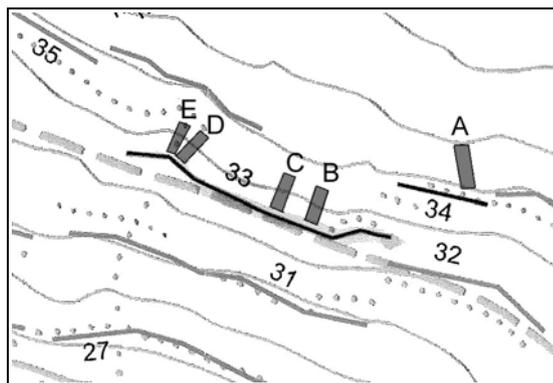


Abb. 6.1: Übersicht Ausgrabungen

6.2 Visuelle Aufnahme der ausgegrabenen Anker

Anker der Ausgrabung A

Am 24. Juli 2008 beginnt die Freilegung. Rund zweieinhalb Meter des Ankers können gut ausgegraben werden. Die Böschung ist stabil und muss nicht abgespriesst werden. Der letzte halbe Meter befindet sich in einem grossen Felsblock mit einer sichtbaren Oberfläche von circa $1/2 \text{ m}^2$; er könnte nur mit extremem Aufwand ausgegraben werden.

Ein Schlag der Baggerschaufel auf den Ankerkörper bewirkte eine einseitige Abplattung des Mörtels auf einer Länge von ca. einem halben Meter. Um den Anker weg zu schneiden, mussten ca. 30 cm des Mörtelkörpers beim Übergang zum Stein weg geschlagen werden. Im Querschnitt wurde die Lage des Ankers sichtbar: Er liegt 2 – 3 cm unterhalb der Mitte. Der Ankerstrumpf liegt unmittelbar am Stab an. Der Ankermörtel ist sehr nass, obwohl er nicht im Hangwasser lag. Stellenweise kamen Poren mit Wassereinschlüssen von bis zu 1 cm Durchmesser zum Vorschein. Der Mörtelkörper mit dem daran haftenden Bodenmaterial weist einen ungefähren Durchmesser von 10 bis 14 cm auf. Stellenweise stehen bis ca. 3 cm grosse Knollen vor. Die ganze Oberfläche ist im lehmigen Bereich ziemlich glatt, erst im Bereich von 2 - 2.5 Metern nimmt die Rauigkeit vor allem auf der Unterseite etwas zu. Der

Mörtel am Ankerkopf fällt ohne fremde Einwirkungen ab, so dass gut 50 cm des Schutzrohres frei liegen.



Abb. 6.2: Ansicht freigelegter Anker A



Abb. 6.3: Relativ hohe Rauigkeit auf der Unterseite bei Position 2.5 m

Anker der Ausgrabung B

Am 28. Juli 2008 beginnt die Ausgrabung B. Beim Graben erweist sich die Böschung als einigermaßen stabil, so dass auch hier nicht abgespriesst werden muss. Der Anker kann auf seiner ganzen Länge freigelegt werden. Der Ankermörtel weist mit dem daran klebenden Boden einen Querschnitt von ca. 11 -15 cm auf. Er ist recht glatt, hat aber auf der oberen Seite kleine vorstehende Mörtelknollen. Beim Herausheben des Ankers bricht der unterste Teil des Mörtels ab. Dieser Mörtel steckte im Hangwasser und führte zu einer starken Korrosion des Ankerendes. Zudem wurde auch dieser Ankermörtel beim Freilegen durch die Baggerschaufel beschädigt, was zu Abplatzungen im Bereich von ca. 2.5 bis 3 Metern führte. Auch hier lag der Strumpf direkt am Stab an, ausser am Ankerfuss. Der Mörtel ist sehr feucht, enthält aber nicht übermässig viele Poren. Der Stab liegt ca. 4 cm exzentrisch im Mörtel. Der Mörtelkörper ist auf der oberen Seite rauer als auf der Unterseite und weist eine durchschnittliche Rauigkeit von ca. 0.8 mm auf.



Abb. 6.4: Durch Baggerschaufel abgeschlagener Ankermörtel



Abb. 6.5: unterster Teil des Mörtelkörpers, der abgebrochen ist

Anker der Ausgrabung C

Ebenfalls am 28. Juli 2008 wurde die Ausgrabung C ausgeführt. Auch dieser Baggerschlitz erforderte keine Abspriessung, trotz grösserem Kiesanteil und geringerer Standfestigkeit. Beim Ausheben des alten Ankers musste ebenfalls ein neuer Anker entfernt werden. Bei diesem Anker (009) haftete der Mörtel schlecht am Stahl und zerfiel bei stärkerer Berührung mit der Baggerschaufel in Brocken. Er wurde daher ohne Mörtel herausgehoben. Der alte Anker konnte auf der ganzen Länge freigelegt und heraus gehievt werden. Beim Ankerfuss fehlt auf eine Länge von 25 cm der Mörtel. Im Übrigen war der Mörtelkörper intakt und wies Durchmesser zwischen 0 cm und 28 cm auf (durchschnittlich ca. 15 cm). Der Mörtelkörper war gut mit dem Grundmaterial verzahnt und rau. Der Ankerfuss lag ebenfalls im Hangwasser und war stark korrodiert. Im Bereich des Schutzrohrs fehlte die Mörtelummantelung vollständig.



Abb. 6.6: Fehlender Mörtel am Ankerfuss



Abb. 6.7: Anker C nach dem Herausheben



Abb. 6.8: neuer Anker 009 ohne Mörtel (Mörtel abgefallen)

Anker der Ausgrabung D

Mit der Ausgrabung D wollte man den Anker 114 freilegen, der in der Prüfung am besten abgeschnitten hat. Der Standort liegt in stark durchnässtem Boden mit Wasseraustritt. Der Baggerschlitz war äusserst instabil und hatte an der nördlichen Böschung einen Wassereintritt von ca. 3 Liter pro Minute. Nach Absprache mit der Unternehmung wurde im talseitigen Teil für eine spätere Stabilisierung des Hanges ein natürlich gewachsener Riegel belassen. Beim weiteren Graben zeigte sich in zwei Meter Tiefe fester Fels, teilweise ohne Verwitterung.

Man entschloss sich wegen der kritischen Hangstabilität, den Eingriff sofort abubrechen und schüttete den Baggerschlitz zu, ohne den Anker herauszunehmen.



Abb. 6.9: Ausgrabung D

Anker der Ausgrabung E

Die Unternehmung begann mit der Ausgrabung E von Hand in der KW 27. Da sich das Ausgraben als sehr schwierig herausstellte, entschloss man sich für eine maschinelle Grabung. Am 29. Juli 2008 wurde diese vorgenommen. Während des Aushubs berührte die Baggerschaufel den Anker, welcher sich bewegte. Der Ankerstab konnte anschliessend von Hand aus dem Mörtel herausgezogen werden. Er war im Mittelteil korrodiert (ab 1.4 m bis 2.8 m) und mit einem Verwitterungsprodukt des Mörtels belegt. Die ganze Oberfläche war mit einer bis heute nicht identifizierten, stellenweise bis zwei Millimeter dicken schwarzen Substanz behaftet, welche die Zwischenräume zwischen den Rippen auffüllte. Dies erklärt den fehlenden Verbund zwischen Anker und Mörtel.



Abb. 6.10: Schwarze Schicht bei Position 3.7 m auf Anker der Ausgrabung E



Abb. 6.11: Korrodierte Mörtelrückstände auf Anker bei Position 1.6 m

Vermessung der ausgegrabenen Anker

Die Anker der Ausgrabungen A, B und C wurden gewaschen, vermessen, und genauer dokumentiert. Die exakten Werte sind im *Anhang B* aufgeführt. Die Fotos sind im *Anhang H* abgebildet. Die Korrosionsgradbeurteilung erfolgt gemäss SIA Norm V9-05/2006 Anhang VII.

Anker A

Die ausgegrabene Länge des Ankers beträgt 2.8m. Es wurden Mörtelproben entnommen und auf Druckfestigkeit und Frostbeständigkeit untersucht (vgl. Kapitel 6.4). Die Oberfläche des Ankers war vor und nach dem Waschen relativ glatt.

Mörtelkörper

Der Durchmesser des Mörtelkörpers liegt durchschnittlich bei 10.5 cm.

Im Abschnitt 250 bis 280 cm ist der Mörtelkörper so stark exzentrisch, dass das Ankernetz auf der Unterseite vollkommen offen am Anker liegt. Hier ist der Stahl auch mit KG 3 oxidiert.



Abb. 6.12: Schutzrohr exzentrisch im Übergang zum Ankermörtel

Schutzrohr

Das Schutzrohr liegt zwischen 25 bis 90 cm am Rand des Mörtelkörpers und ist mit einem KG von 3 korrodiert. Zudem ist das Ankernetz im Abschnitt 60 cm bis 90 cm aufgerissen. Der Mörtel weist am unteren Ende des Rohres einen Riss auf. Da dieser noch keine Korrosion zur Folge hatte, ist er wahrscheinlich erst beim Ausbauen entstanden.

Es sind keine Frostrisse sichtbar.

Anker B

Der Anker der Ausgrabung B konnte in seiner vollen Länge von 3.9 m entnommen werden. Er lieferte ebenfalls Mörtelproben.

Mörtelkörper

Der durchschnittliche Durchmesser des Ankermörtels beträgt 11.6 cm. Im Abschnitt von 240 cm bis 330 cm ist der Mörtelkörper teilweise beschädigt, bedingt durch den Ausbau mit der Baggerschaufel. Auch hier liegt der Mörtelkörper rund 2 cm exzentrisch. Der Stahl liegt damit praktisch am unteren Mörtelrand. Das Ankernetz liegt ebenfalls am Anker an. Der Ankerkopf ist mit einem KG von 2

korrodiert. Im Mörtel zeigen sich bei 90 cm, 100 cm und 260 cm Risse, welche auch erst beim Ausbau entstanden sind.

Die Oberfläche war vor dem Waschen relativ glatt. Nach dem Waschen zeigten sich Kies- und Sandteile, welche am Mörtel klebten.



Abb. 6.13: Ankerstrumpf liegt am Anker an

Schutzrohr

Im Abschnitt 25 bis 60 cm fehlt die Mörtelummantelung. Das Rohr weist Korrosion mit KG 3 auf.

Anker C

Der Anker C konnte komplett ausgegraben werden. Seine Länge beträgt 3.9 m. Er wurde beim Ausbau nicht beschädigt.

Mörtelkörper

Der durchschnittliche Durchmesser des Ankermörtels beträgt 11.6 cm. Im Abschnitt von 360 cm bis 390 cm fehlt der Mörtel. Im Abschnitt 310 cm bis 360 cm ist sichtbar, wie der Mörtel teilweise durch das Ankeretz ausgetreten ist. Der Stab liegt exzentrisch im Mörtel. Bei 90 und 180 cm zeigen sich Risse. Auch diese Risse sind keine Frostrisse und erst beim Ausbau entstanden.

Die Oberfläche war vor dem Waschen relativ rau. Nach dem Waschen zeigten sich Kies und Sand, welche am Mörtel hafteten und eine gute Verzahnung bewirkten.



Abb. 6.14: Ankerkopf mit sichtbarem Ankeretz

Schutzrohr

Im Abschnitt 20 bis 45 cm fehlt der äussere Mörtel. Das Rohr ist mit einem KG von 2 korrodiert.

6.3 Besondere Feststellungen an Handstücken

Für die Untersuchung des Mörtels standen uns bis jetzt vier Handstücke der Ausgrabung A zur Verfügung.

Ausgrabung A Handstück 2

Um gewisse Aussagen über die Verzahnung zu machen, bedienten wir uns der Mörtelprobe der Ausgrabung A Handstück 2. Dieses misst ca. 32 x 18 cm und wiegt im trockenen Zustand ca. 7 kg. Es stammt von der Unterseite des Ankers bei ca. 2.5 m Ankerlänge. Er weist eine starke Exzentrizität bezüglich des Ankers auf und hat nur wenig Poren.



Abb. 6.15: Mörtelprobe Anker A, Handstück 2, vor dem Waschen



Abb. 6.16: Mörtelprobe Anker A, Handstück 2, nach dem Waschen

Die Oberfläche erweist sich als rau. Die Verzahnung mit umliegendem Material ist gut. Vor dem Waschen befand sich viel tonig-siltiges Material am Probekörper und liess die Verzahnung als geringer erscheinen. Nach dem Waschen zeigte sich aber, dass der Kies gut im Körper verankert ist. Der Kies ist nur schwach verwittert. Mit dem Kies entsteht eine Rauigkeit von bis zu 2 cm.

Ausgrabung A Handstück 3

Das Handstück 3 der Ausgrabung A misst ca. 10 x 7cm. Es stammt ca. aus der Position nach 2 m Ankerlänge. Es war beim Ausgraben von der Oberseite des Ankers abgebrochen, sehr nass und wies Poren von bis zu 1 cm Durchmesser auf. Diese Poren waren bis zum Zeitpunkt der Entnahme mit Wasser gefüllt. Die Oberkante der Wasseroberfläche in der Pore war durch ein Auskristallisieren von Mineralien gut sichtbar.



Abb. 6.17: Aufgebrochene, mit Wasser gefüllte Pore auf Handstück 3

6.4 Untersuchung der Frostbeständigkeit und der Druckfestigkeit

Sowohl bei den alten wie auch bei den neuen Ankern wurden Mörtelproben entnommen und weiter untersucht.

Die Proben der alten Anker konnten bei den Ausgrabungen gewonnen werden, während die Proben der neuen Anker nach dem Prüfen aus dem obersten Meter des Mörtelkörpers heraus gebrochen wurden. Alle Proben wurden am 19.09.2008 an der EMPA, Abteilung Beton/ Bauchemie in Dübendorf auf Frostbeständigkeit und Druckfestigkeit geprüft. Im Ganzen wurden je acht Proben von neuen und alten Ankern geprüft. Die Proben der neuen Anker stammen von den Ankern 008, 009, 011, 012 und 020 und die Proben der alten Anker aus den Ausgrabungen A und B.

Die neuen Anker erreichten eine Frostbeständigkeit von 1.3; bei den alten liegt sie bei 1.1. Der Richtwert für hohe Frostbeständigkeit liegt bei 1.5 und für tiefe Frostbeständigkeit bei 1.0. Die Messresultate sind im Anhang aufgeführt.

Bezüglich Druckfestigkeit erreichen die neuen Anker schlechtere Werte als die alten. Die durchschnittliche Rohdichte der alten Anker liegt bei 2233 kg/m^3 und ihre Festigkeit bei 92.0 N/mm^2 . Die entsprechenden Durchschnittswerte der neuen Anker liegen bei 1970 kg/m^3 und 51 N/mm^2 . Die Festigkeit des neuen Ankermörtels ist rund 45% tiefer, was teilweise alterungsbedingt ist.

7. Auswertungen / Interpretationen

7.1 Einfluss Einbauwinkel

Bei den vorangegangenen Betrachtungen wurde der Einfluss des Einbauwinkels α (Winkel zwischen Zuganker und der Waagrechten) auf die Bruchlast eines Ankers vernachlässigt. Dieser Einfluss soll hier näher untersucht werden.

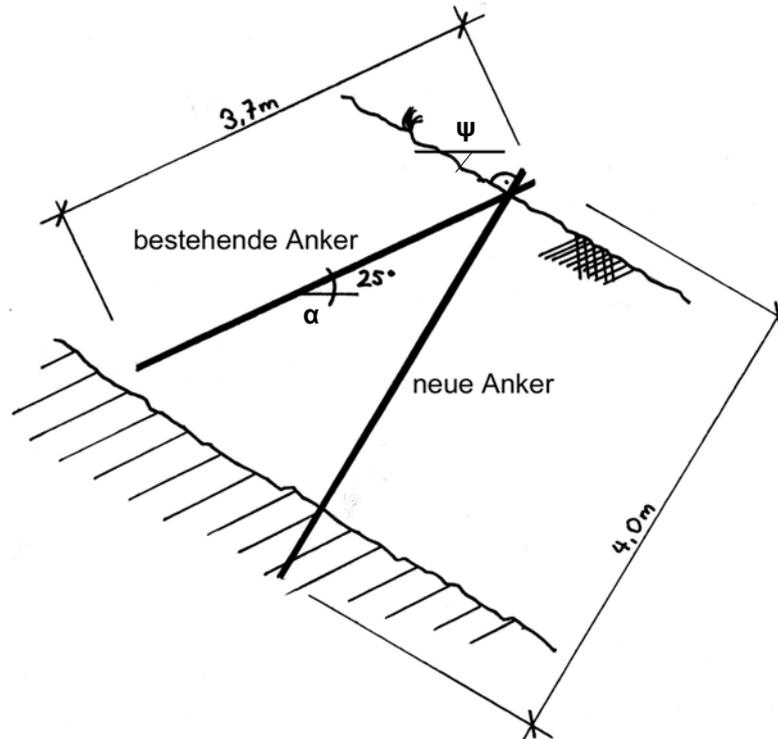


Abb. 7.1.1: Einbauwinkel der bestehenden und neuen Anker

Unter der Annahme, dass die Tragfähigkeit eines Ankers im Gleichgewicht ist mit der über den Umfang der Mörtelsäule wirkenden Scherfestigkeit des Bodens, lässt sich die in der Tiefe z wirkende Scherfestigkeit $\tau_f(z)$ mit dem Gesetz von Coulomb bestimmen zu

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi, \quad (7.1.1)$$

wobei
$$\sigma = z \cdot \gamma \quad (7.1.2)$$

und

τ_f	=	Scherfestigkeit [kN/m ²]
c	=	Kohäsion [kN/m ²]
σ	=	Normalspannung [kN/m ²]
φ	=	Reibungswinkel [°]
z	=	lotrechte Tiefe [m]
γ	=	Raumgewicht [kN/m ³]

Unter Berücksichtigung des Hangwinkels Ψ und der Ankerneigung α erhält man für die Normalspannung in der Tiefe z

$$\sigma = t (\cos(\Psi - \alpha) + \tan \Psi \sin(\Psi - \alpha)) \quad (7.1.3)$$

und damit für die Scherfestigkeit in der Tiefe z

$$\tau_f = c + \tan \varphi t (\cos(\Psi - \alpha) + \tan \Psi \sin(\Psi - \alpha)) \quad (7.1.4)$$

Nach Integration über die Ankerlänge t ergibt sich die totale Traglast F_r zu

$$F_r = d \pi \left(\tau_f \frac{t^2}{2} + c t \right) \quad (7.1.5)$$

Da der Boden im Verbauungsgebiet heterogen ist und somit auch die Bodenkennwerte nicht konstant sind, betrachtet man im Folgenden ein vereinfachtes Bodenmodell mit abschnittsweise konstanten Bodenkennwerten.

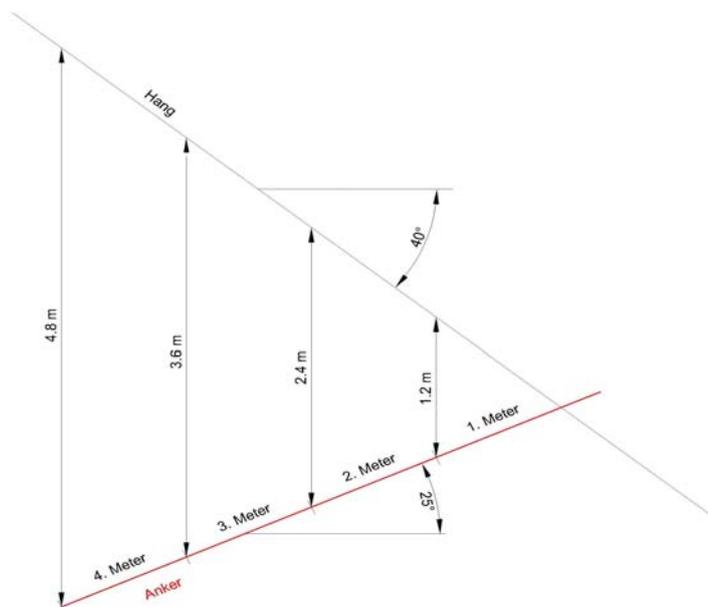


Abb. 7.1.2: vereinfachtes Modell für die Berechnung Bruchlast

Am Beispiel eines 4 m langen Ankers, der in einem 40° steilen Hang unter 25° zur Horizontalen eingebaut ist (Abbildung 7.1.2), werden in Tabelle 7.1.1 die Scherfestigkeiten in Funktion der Tiefe dargestellt. Der Anker wurde in 4 Meter-Abschnitte unterteilt und als Bodenkennwerte werden die im Labor ermittelten Werte der Bodenproben P1 bis P6 (vgl. Anhang D) herangezogen.



	φ [°]	$\tan\varphi$	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]	z1 [m]	τ in z1 [kN/m ²]	z2 [m]	τ in z2 [kN/m ²]	z3 [m]	τ in z3 [kN/m ²]	z4 [m]	τ in z4 [kN/m ²]
P1	37	0.7536	28.6	8	1.2	33.86	2.4	59.72	3.6	85.59	4.8	111.45
P2	39	0.8098	28.55	5	1.2	32.74	2.4	60.49	3.6	88.23	4.8	115.97
P3	34	0.6745	28.25	10	1.2	32.87	2.4	55.73	3.6	78.60	4.8	101.46
P4	34	0.6745	28.29	10	1.2	32.90	2.4	55.80	3.6	78.69	4.8	101.59
P5	39	0.8098	28.21	5	1.2	32.41	2.4	59.83	3.6	87.24	4.8	114.65
P6	38	0.7813	27.94	5	1.2	31.19	2.4	57.39	3.6	83.58	4.8	109.78

Tabelle 7.1.1: Scherfestigkeit in verschiedenen Tiefen

Mit einer mittleren Mörtelsäule von ca. 13 cm Durchmesser (vgl. Kapitel 6) und einem Umfang $U = 0.41$ m errechnet sich eine Traglast von 22.25 bis 24.45 kN pro Laufmeter .

	\varnothing_{τ} 1.Meter [kN/m ²]	\varnothing_{τ} 2.Meter [kN/m ²]	\varnothing_{τ} 3.Meter [kN/m ²]	\varnothing_{τ} 4.Meter [kN/m ²]	Durchschnitt [kN/m ²]	U [m]	Last pro Laufmeter [kN/m]
P1	16.93	46.79	72.65	98.52	58.72	0.41	23.98
P2	16.37	46.61	74.36	102.10	59.86	0.41	24.45
P3	16.43	44.30	67.16	90.03	54.48	0.41	22.25
P4	16.45	44.35	67.25	90.14	54.55	0.41	22.28
P5	16.21	46.12	73.53	100.94	59.20	0.41	24.18
P6	15.60	44.29	70.49	96.68	56.76	0.41	23.18

Tabelle 7.1.2: Traglast pro Laufmeter der sechs Bodenproben

Nachfolgend wird untersucht, wie sich die Werte ändern, wenn die Anker statt mit 25° zur Horizontalen senkrecht zur Hangneigung versetzt werden, d.h. Unter einem Winkel von 40° zur Horizontalen.

In der *Tabelle 7.1.3* werden die prozentualen Unterschiede der Traglasten dieser beiden Einbauarten berechnet.



Anker 25° zur Horizontalen				Anker im Lot zum Hang				
Hangneigung 50°				Ankerneigung 40° zur Horizontalen				
	φ [°]	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Last pro Laufmeter [kN]		Last pro Laufmeter [kN]	Prozentualer Unterschied	
P1	37	28.6	8	29.31		30.25	96.9	
P2	39	28.55	5	30.16		31.17	96.8	
P3	34	28.25	10	26.96		27.79	97.0	
P4	34	28.29	10	27.00		27.82	97.0	
P5	39	28.21	5	29.83	Durchschnitt [kN]	30.82	96.8	Durchschnitt [%]
P6	38	27.94	5	28.58	28.64	29.53	96.8	96.9
Hangneigung 40°				Ankerneigung 50° zur Horizontalen				
P1	37	28.6	8	23.69		25.84	91.7	
P2	39	28.55	5	24.13		26.44	91.3	
P3	34	28.25	10	21.99		23.89	92.0	
P4	34	28.29	10	22.01		23.92	92.0	
P5	39	28.21	5	23.86	Durchschnitt [kN]	26.14	91.3	Durchschnitt [%]
P6	38	27.94	5	22.88	23.09	25.06	91.3	91.6
Hangneigung 30°				Ankerneigung 60° zur Horizontalen				
P1	37	28.6	8	19.51		23.19	84.1	
P2	39	28.55	5	19.65		23.59	83.3	
P3	34	28.25	10	18.30		21.55	84.9	
P4	34	28.29	10	18.32		21.57	84.9	
P5	39	28.21	5	19.44	Durchschnitt [kN]	23.33	83.3	Durchschnitt [%]
P6	38	27.94	5	18.65	18.98	22.38	83.4	84.0
Hangneigung 20°				Ankerneigung 70° zur Horizontalen				
P1	37	28.6	8	16.11		21.59	74.6	
P2	39	28.55	5	16.00		21.88	73.1	
P3	34	28.25	10	15.29		20.14	75.9	
P4	34	28.29	10	15.30		20.16	75.9	
P5	39	28.21	5	15.83	Durchschnitt [kN]	21.64	73.1	Durchschnitt [%]
P6	38	27.94	5	15.20	15.62	20.76	73.2	74.3

Tabelle 7.1.3: Unterschiede der verschiedenen Hangneigungen

Die prozentualen Unterschiede der Bruchlast in Funktion der Hangneigung sind in der *Abbildung 7.1.3* dargestellt.

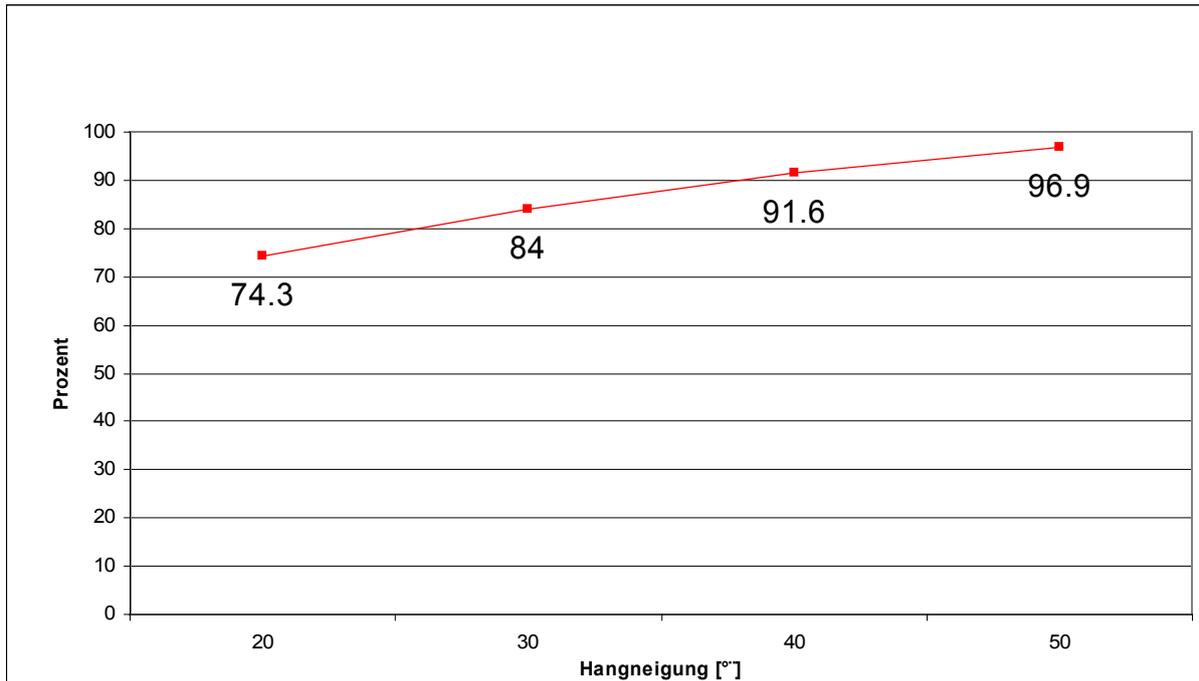


Abb. 7.1.3: Reduktionsfaktor in Prozent bezogen auf die Hangneigung

Zwischen den Stützwerten der Hangneigung wurde linear interpoliert.

Multipliziert man die gemessenen Lasten der neu versetzten Anker mit dem Reduktionsfaktor gemäss *Tabelle 7.1.3*, erhalten wir folgende effektiv vergleichbare Bruchlasten:

Anker Nr.	Hangneigung	Gemessene Bruchlasten [kN]	Ausreisser	Fels	Gemessene Bruchlasten ohne Extrema [kN]	Prozentualer Umrechnungsfaktor	Bruchlast auf 25° zur Horizontalen umgerechnet [kN]
001	29.9	52.0	nein	nein	52.0	83.9	43.6
002	32.5	20.4	ja	nein		85.9	
003	35.9	207.4	nein	ja		88.5	
004	37.3	207.4	nein	ja		89.5	
005	43.9	20.4	ja	nein		93.7	
006	38.7	82.9	nein	nein	113.9	90.6	103.2
007	32	82.9	nein	nein	82.9	85.5	70.9
008	25.4	82.9	nein	nein	82.9	79.5	65.9
009	30.4	113.9	nein	nein	113.9	84.3	96.0
010	28.3	207.4	nein	ja		82.3	
011	36.4	113.9	nein	nein	144.8	88.9	128.7
012	37.8	52.0	nein	nein	52.0	89.9	46.8
013	46.7	82.9	nein	nein	82.9	95.1	78.9
014	37.8	207.4	nein	ja		89.9	
015	26	113.9	nein	nein	113.9	80.1	91.3
016	38.7	82.9	nein	nein	82.9	90.6	75.1
017	42.8	207.4	nein	ja		93.1	
018	34.5	82.9	nein	nein	82.9	87.4	72.5
019	40.4	207.4	nein	ja		91.8	
020	37.3	82.9	nein	nein	82.9	89.5	74.2
					Durchschnitt [kN]	90.7	Durchschnitt [kN]
							78.9

Tabelle 7.1.4: Zusammenstellung der abgeminderten Bruchlasten der neuen Anker

Die durchschnittliche Bruchlast der neuen Anker reduziert sich um 13%. Verglichen mit den alten Anker ergibt sich eine Traglasteinbusse von 27%.

Vergleicht man die theoretischen Werte der *Tabelle 7.1.3*, umgerechnet auf eine Ankerlänge von 3.9 m, mit den im Gelände gemessenen Bruchlasten der *Tabelle 7.1.4*, erhält man die Grafik der *Abbildung 7.1.4*. Die Streuung der gemessenen Werte ist erklärbar durch die Inhomogenität des Bodens.

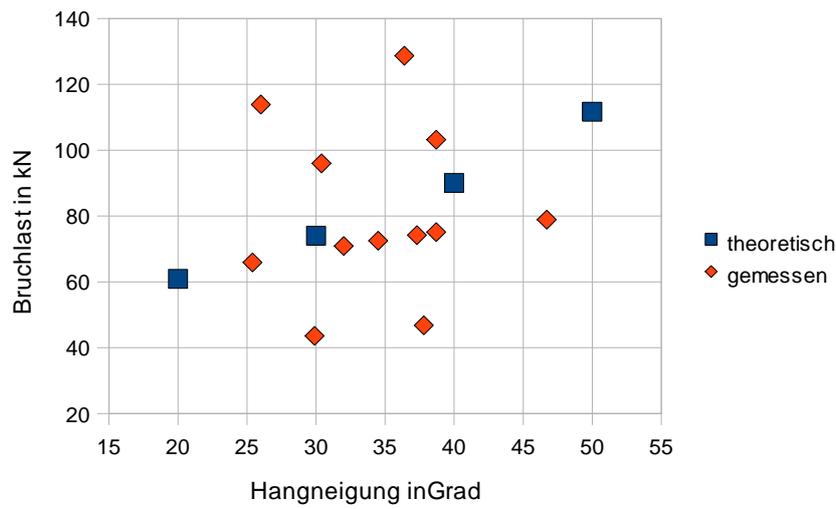


Abb. 7.1.4: Bruchlasten in Funktion der Hangneigung

Mittelt man die Bodenkenwerte der 6 Bodenproben P1 bis P6, erhält man die Grafik der *Abbildung 7.1.5*.

Im *Anhang G* sind die Bruchlasten pro Laufmeter für die Hangneigungen von 0 bis 50 Grad und die Abweichungen des Ankers vom rechten Winkel vom Hang berechnet. Die Werte für negative und positive Ankerneigungen sind aus geometrischen Gründen identisch.

In *Abbildung 7.1.4* sind nun die durchschnittlichen Werte aufgezeichnet. Dabei wird die Abhängigkeit der Last von der Neigung des Hanges und des Ankers ersichtlich.

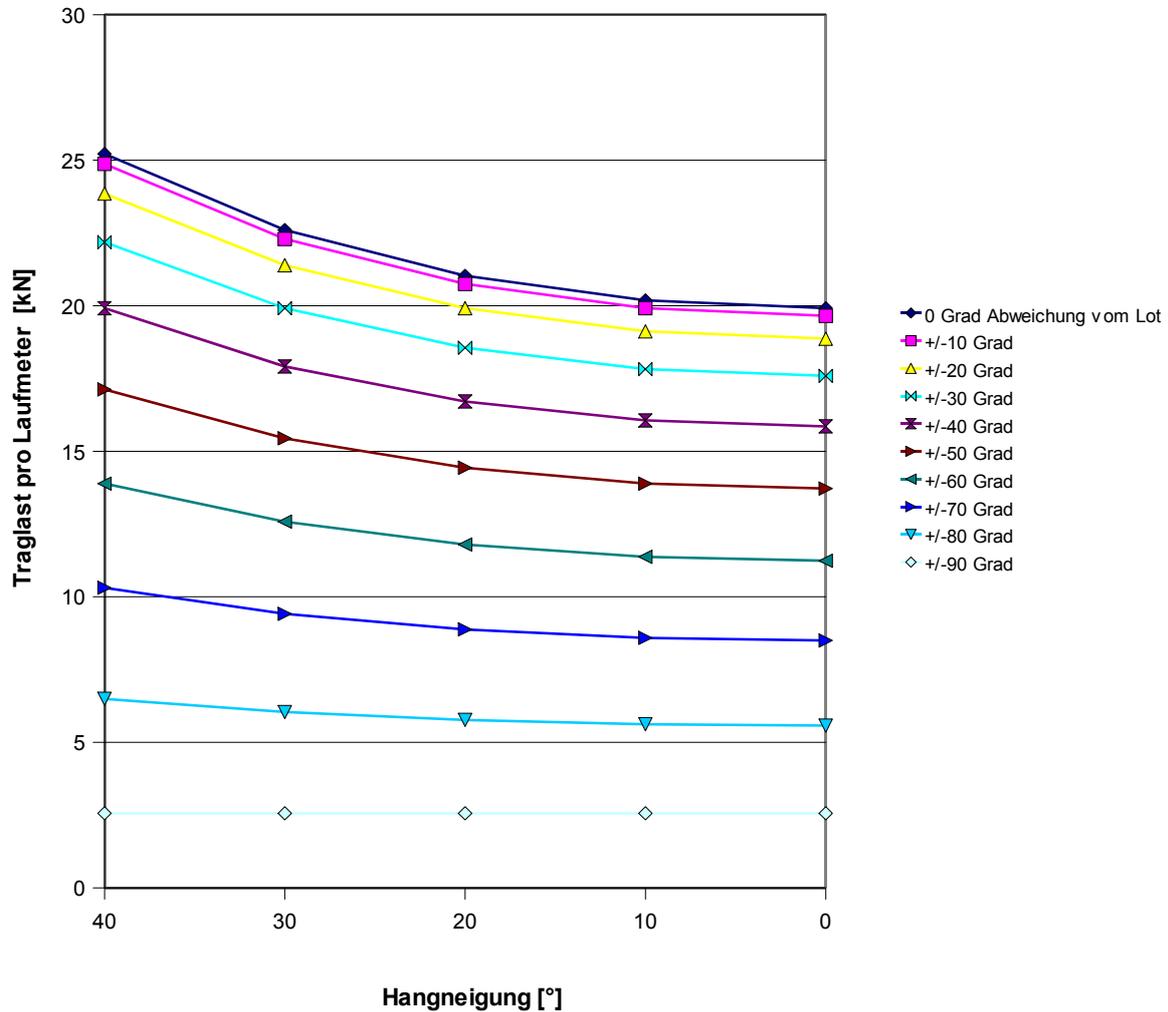


Abb. 7.1.5: Traglast pro Laufmeter in Funktion von Hang- und Ankerneigung

Werden die Traglasten mit dem Referenzwert für $\alpha = 0^\circ$ normiert, ergeben sich die Reduktionsfaktoren der Abbildung 7.1.6.

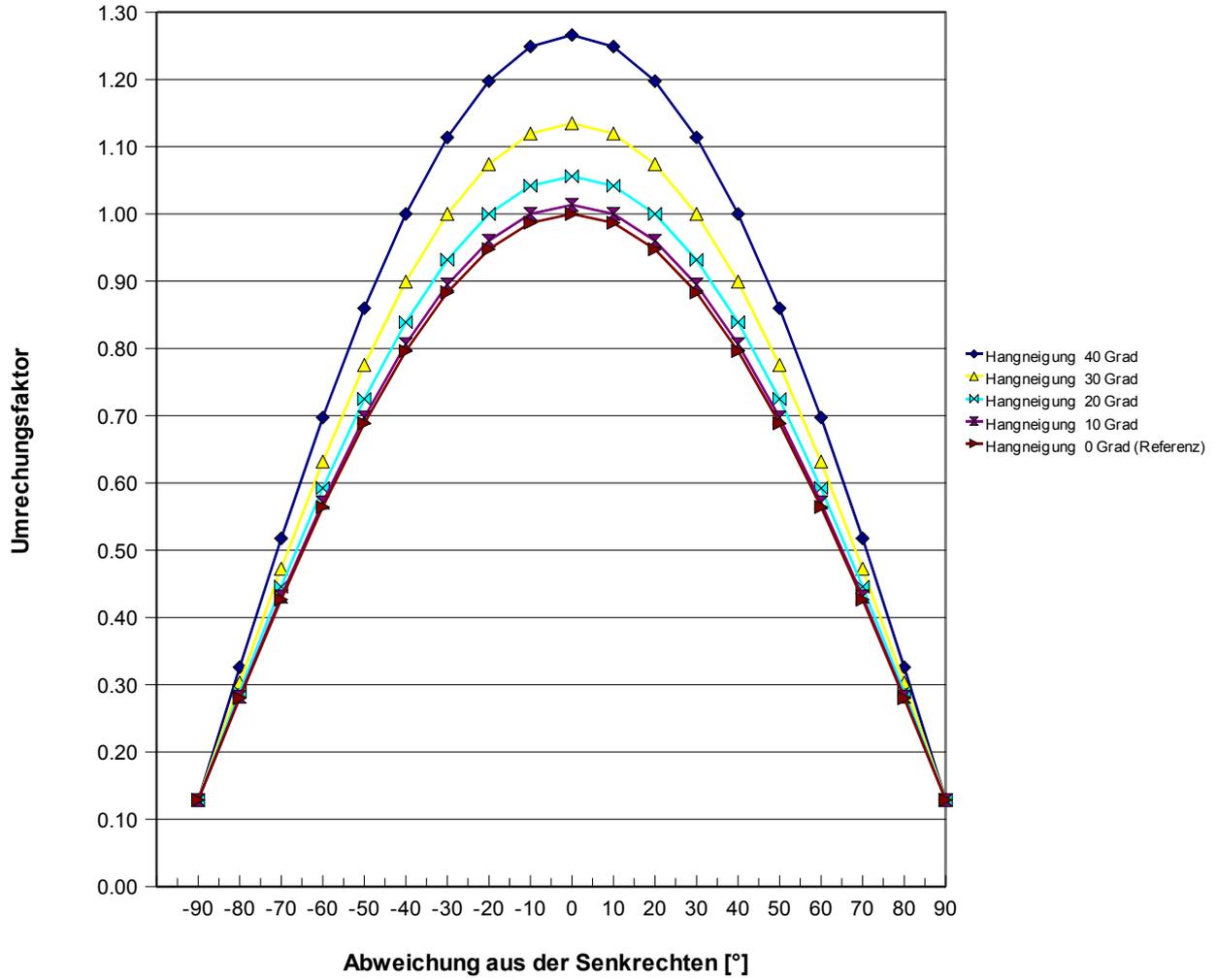


Abb. 7.1.6: Umrechnungsfaktor für die entsprechenden Abweichungen aus der Senkrechten

7.2 Schadensbilder

Die durch die permanenten Kriechbewegungen des Baugrundes verursachten Schäden traten an der bergseitigen Verankerung auf. Folgende fünf Hauptschadensbilder wurden registriert:

- Abreißen der aufgeschraubten Stahlplatte



Abb. 7.2.1: Abgerissene Stahlplatte

- Tendenziell grösserer Überstand der Mikropfahlrohre.



Abb. 7.2.2: Zu grosser Überstand des Mikropfahlrohres der Werkreihe 41

- Abdrehen der Gabel
- Aufrichten des Trägers



Abb. 7.2.3: Abgedrehte Gabel sowie stark aufgerichteter Träger der Werkreihe 41

- Baugrundabsenkung unterhalb des Ankers



Abb.7.2.4: Baugrundabsenkung bei Anker 105 der Werkreihe 33

In *Abbildung 7.2.5* ist die ursprüngliche Geometrie der bergseitigen Verankerung mit Zuganker und Mikropfahl dargestellt. Die 4 Meter langen Zuganker sind mit einem Einbauwinkel α von 25 Grad zur Horizontalen eingebaut. Der Mikropfahl wurde mit einem Winkel β von 5 Grad zur Senkrechten versetzt. Der Träger weist in Längsrichtung einen Winkel von 35 Grad zur Horizontalen auf. Die Gabel liegt in der Wirkungslinie des Zugankers. Der Mikropfahl ist bis zur Kopfplatte des Stahlrohres in den Untergrund fundiert.

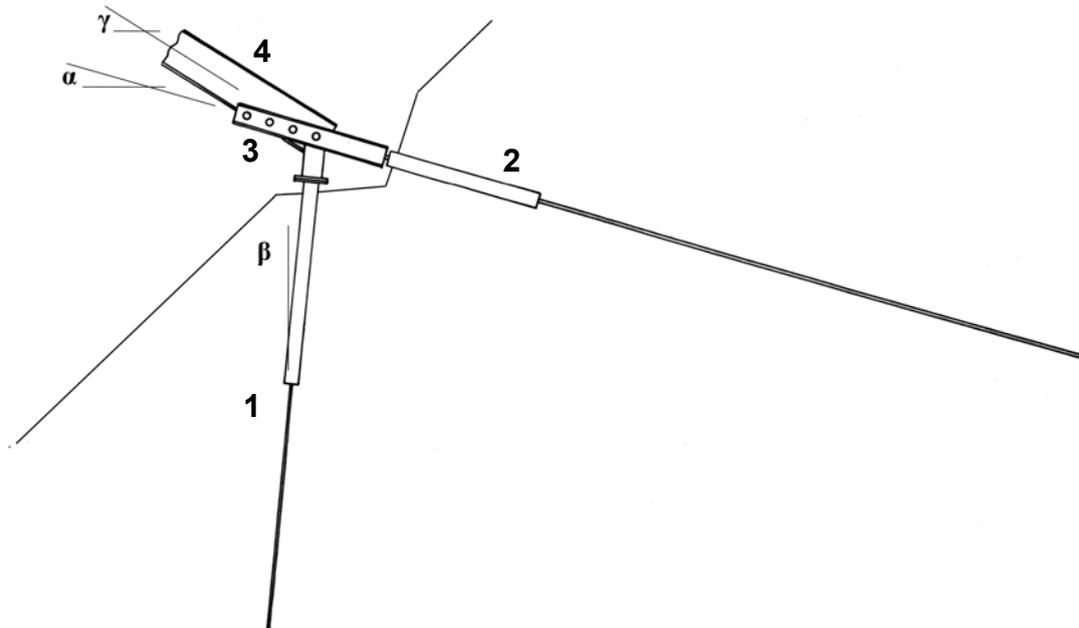


Abb. 7.2.5: Geometrie der bergseitigen Foundation vor dem Schaden

Die einzelnen Bauteile haben aufgrund der Schadensbilder folgende Bewegungen gemacht:

Der Mikropfahl (1) hat sich aufgerichtet und hangabwärts bewegt. Die Gabel (3) hat sich, mit Drehpunkt beim Übergang zum Zuganker (2), nach oben gedreht und ist ebenfalls hangabwärts gewandert. Der Träger (4) hat sich tendenziell aufgerichtet und ist gleichzeitig nach unten gewandert.

Anhand der vorgefundenen Schäden kann das Verhalten der bergseitigen Verankerung wie folgt beschrieben werden:

Durch das Kriechen des Bodens bewegt sich der Mikropfahl (1) talwärts. Er macht eine hangparallele Bewegung und setzt sich gleichzeitig. Zudem hat er sich durch das ungleichmässige Kriechen des Gehängeschuttes verdreht. Der Zuganker (2) hat die Bewegungen des Hanges nicht mitgemacht. In der Tiefe, in die der Zuganker reicht, macht der Hang nur noch kleine oder gar keine Bewegungen. Somit ist der Ankerfuss gegen die Kriechbewegungen in den oberen Schichten gehalten. Dies führt zu einer leichten Durchbiegung und Verdrehung gegen den Ankerkopf hin. Die oberen Bodenschichten fliessen um den Ankerkopf herum. Unterhalb des Zugankers setzt sich das Material ab. Das zentrale Verbindungsstück, die Gabel (3) wird nun vom Mikropfahl einerseits nach unten gezogen aber gleichzeitig am Zuganker gehalten. Dies führt wiederum zu einer zusätzlichen Verdrehung. Der Mikropfahl kann, weil er durch die Gabel gehalten ist, nicht die ganze Bewegung des Hanges mitmachen. Er wird somit aus dem Boden gezogen. Durch diesen Mechanismus entstehen grosse Zwängungen in der Kopfplatte, die durch die Verbindung nicht mehr aufgenommen werden können. Daraus resultiert entweder ein Versagen der Schweißnähte zwischen Kopfplatte und Stahlrohr oder ein Versagen des Grundwerkstoffes (Ausreissen des Grundmaterials).

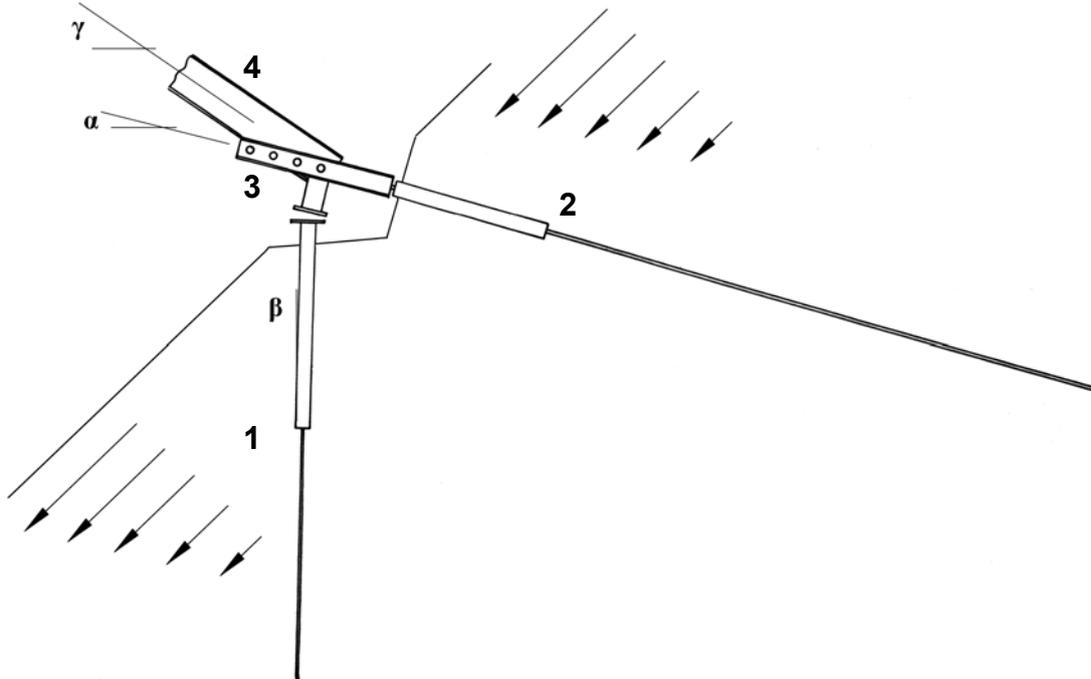


Abb. 7.2.6: Zustand nach der Zerstörung

Zur Veranschaulichung der Vorgänge ist in der *Abbildung 7.2.7* das Schadensbild rot eingezeichnet und dem ursprünglichen Zustand überlagert. Man erkennt die verschiedenen Bewegungen der Fundation.

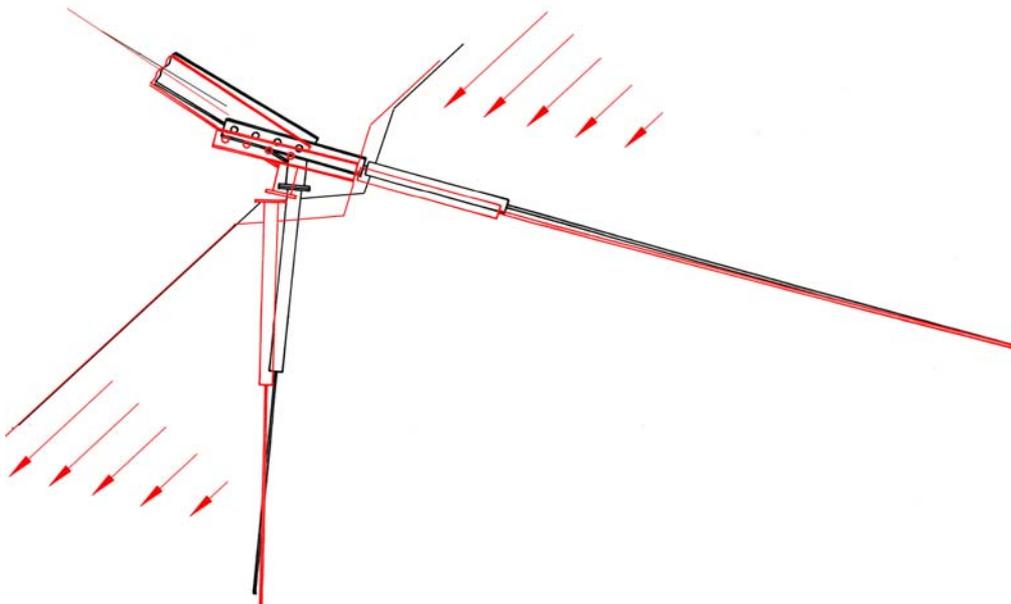


Abb.7.2.7: ursprünglicher Zustand und rot heutiger Zustand



7.3 Einfluss Bodenkriechen

Wie die Verschiebevektoren der Kontrollmessungen zeigen, bewegt sich der Hang im Bereich der Werkreihen (siehe *Kap. 2 Baugrund*).

Die *Tabelle 7.3.1* fasst die in der Zeitspanne vom 20. September 2006 bis 27. Juni 2008 gemessenen Verschiebungen der Kontrollpunkte zusammen. Die Werte stellen den Betrag der Bewegung in x-y-Ebene und im Raum dar.

Messpunkt	Verschiebung planar [mm]	Verschiebung räumlich [mm]
3.5	13.0	14.0
10.5	12.0	12.2
17.4	21.9	23.7
19.2	30.8	33.8
19.4	28.8	31.6
25.13	17.0	20.8
26.13	16.2	19.5
33.4	7.6	12.6
33.10	18.1	23.5
37.3	15.5	16.6
39.5	14.9	14.9
41.1	19.9	20.8
59.1	17.9	19.6

Tabelle 7.3.1: Werte der Verschiebungen der Messpunkte

Es wird ersichtlich, dass die Verschiebungen sehr unterschiedlich sind. An den zwei Messpunkten 19.2 und 19.4 der Werkreihe 19 ist die Bewegung maximal. Es wurden Verschiebungen von über 30 mm gemessen. Bei der Werkreihe 33 wurden wesentlich geringere Verschiebungen registriert, vor allem im westlichen Teil beim Messpunkt 33.4 mit einer Verschiebung von 12.6 mm. Exakt in diesem Bereich beobachtet man die grössten Schäden an den Schneebrücken.

Vergleicht man die Verschiebungen der 1. Messung vom 25. Mai 2007 mit der 2. Messung vom 27. Juli 2008, zeigen sich Unterschiede. Zwischen der ersten Kontrollmessung und der Nullmessung sind rund 248 Tage vergangen, während zwischen der ersten und der zweiten Kontrollmessung 418 Tage verstrichen. Rechnen wir die Verschiebungen zwischen erster Kontrollmessung und Nullmessung auf die Zeitspanne zwischen zweiter Kontrollmessung und erster Kontrollmessung um, erhalten wir *Tabelle 7.3.2*.

Messung Nr.	418 Tage	248 Tage	Umrechnung 248 auf 418 Tage	Veränderung in [%]
3.5	9.1	7.2	12.2	-25.0
10.5	6.3	7.2	12.2	-48.0
17.4	14.6	9.7	16.3	-10.5
19.2	23.8	10.0	16.9	40.5
19.4	20.9	10.7	18.1	15.7
25.13	12.2	8.7	14.6	-16.4
26.13	11.5	8.8	14.9	-22.8
33.4	5.8	8.1	13.7	-57.4
33.10	15.0	8.6	14.5	3.5
37.3	10.2	8.1	13.6	-25.0
39.5	9.4	7.5	12.6	-25.2
41.1	14.9	6.3	10.7	39.5
59.1	8.4	11.6	19.5	-57.1

Tabelle 7.3.2: Vergleich der Verschiebung zwischen erster und zweiter Kontrollmessung, respektive erster Kontrollmessung und Nullmessung

Betrachtet man die Veränderungen genauer, zeigt sich folgendes Bild:

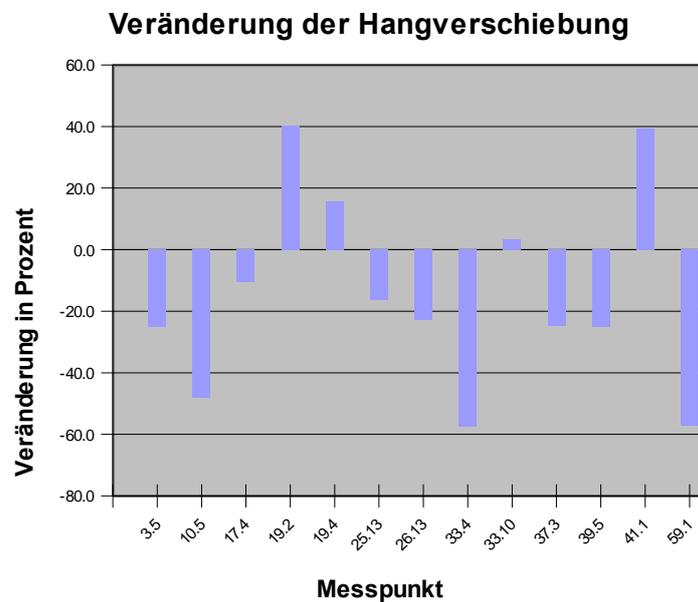


Abb. 7.3.1: Geschwindigkeitsänderung der Messpunkte gemäss Tabelle 7.3.2

Übers Ganze gesehen, verlangsamt sich die Bewegung des Bodens. Es gilt aber zu beachten, dass diese Daten jahreszeitliche Schwankungen enthalten. Die grössten Verschiebungen haben sehr wahrscheinlich im Frühjahr statt gefunden, während der Schneeschmelze.



Da die Bedingungen sich jedes Jahr ändern und nur wenige Daten vorliegen, ist eine Prognose über die Entwicklung der Hangbewegungen nicht möglich.

Geht man davon aus, dass sich das Gelände im Bereich der Werkreihe 33 über die nächsten 20 Jahre weiterhin mit ca. 10 mm pro Jahr bewegt, dann muss mit weiteren Verformungen von 20 cm gerechnet werden.

Sucht man einen Zusammenhang zwischen den Bewegungen der drei Messpunkte 33.4, 33.10, 37.3 in den Werkreihen 33 und 37 und der Bruchlast der nahe liegenden Anker 104, 105, 113 und 120 erhält man das Bild der *Tabelle 7.3.3* :

Messpunkt Nr.	Kriechverformungen Nullmessung- 2.Kontrollmessung [mm]	Prüfanker Nr.	Bruchlast [kN]
33.4	12.6	113	144.8
33.10	23.5	104	82.9
		105	82.9
37.3	16.6	120	52.0

Tabelle 7.3.3: Übersicht Kriechverformungen

Die Bruchlasten der Anker 104 und 105 im Bereich hoher Verschiebungen sind wohl tiefer als jene von Anker 113 mit geringeren Bodenverformungen, aber deutlich höher als jene von Anker 120 mit ebenfalls geringeren Bewegungen.

Es kann daher nicht schlüssig bewiesen werden, dass das Kriechen des Bodens im untersuchten Gebiet einen negativen Einfluss auf die Bruchlast der Anker ausübt.

Generell kann davon ausgegangen werden, dass das Kriechen auf die äussere Tragfähigkeit der Anker, wenn überhaupt, dann nur einen geringen Einfluss hat.

Diese Aussage wird durch die Feststellung untermauert, dass die Bruchlasten der alten Anker nicht tiefer sind als diejenigen der neuen.

Das unterschiedliche Kriechen hat jedoch einen Einfluss auf die starren Verbindungen des Oberbaus (vgl. Kapitel 7.2).

Genauere Aussagen sind nicht möglich, da beim Vergleichen der Messungen der Reihe 21 und 33 davon ausgegangen wurde, dass die Reihe 21 ausserhalb der Kriechzone liegt. In der Nähe befindet sich aber der Kontrollpunkt 17.4 mit einem räumlichen Verschiebungsvektor von fast 24 mm Länge (vgl. Tabelle 7.3.1). Es ist daher möglich, dass sich auch die Reihe 21 bewegt, aber vermutlich auf einer Gleitfläche, welche unterhalb des oberen Zugankers liegt, was das Ausbleiben von Schäden erklären würde.

7.4 Einfluss Nachinjektion

Allgemein wird die Meinung vertreten, eine Nachinjektion erhöhe die Traglast eines Ankers um bis zu 50 %

Entscheidend für eine wirkungsvolle Nachinjektion sind Faktoren wie Verpressdruck, Zeitpunkt der Nachinjektion und Konsistenz des Ankermörtels. Dem gegenüber steht der Baugrund der abhängig von Bodentyp und Wassergehalt, sich gut oder schlecht für eine Nachinjektion eignet.

In *Tabelle 5.6* wurden die nachinjizierten Ankern mit den ohne Nachinjektion verglichen. Je nach Betrachtungsweise erzielte die Nachinjektion eine Erhöhung der Bruchlast um rund 14 % oder blieb wirkungslos (siehe *Tabelle 5.6*).

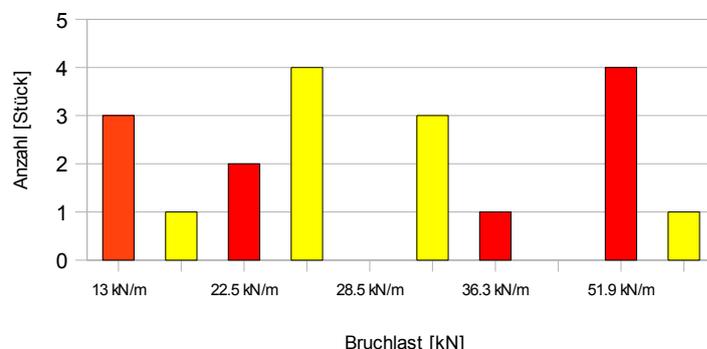


Abb. 7.4.1: Erreichte Bruchlasten pro Laufmeter mit und ohne Nachinjektion, Rot sind Anker mit Nachinjektion

Gemäss Bohrprotokoll der Firma CRESTAGEO AG, Chur, liessen sich nur sehr kleine Mengen an Nachinjektionsgut verpressen. Es wurden insgesamt 8 Säcke zu 25 kg Zement mit 60 bar injiziert. Teilt man diese Menge durch die Anzahl aller Manschetten, ergibt sich eine durchschnittliche Nachinjektionsmenge von 5.6 kg Zement pro Manschette oder 11.1 kg pro 4 m-Anker.

Nachfolgend wird anhand eines Modells der Einfluss der effektiv verpressten Mörtelmengen auf die Bruchlast untersucht:

Unter Annahme eines w/z-Faktors von 0.5 und einer Ergiebigkeit von 0.5 Liter Injektionsgut pro kg Zement erhält man für 5.6 kg Zement 2.8 Liter Injektionsmörtel. Nimmt man weiter die Dicke des Mörtelkörpers zu 15 cm an, errechnet sich der Umfang zu 47.1 cm. Bei einer angenommenen Wirkungslänge der Nachinjektion von 0.5 m pro Manschette vergrössert sich der Radius des Mörtelkörpers von 7.5 cm auf 8.6 cm. Der Umfang erweitert sich dadurch von 47.1 cm auf 54.1 cm und die gesamte Mörteloberfläche wächst von 18850 cm² auf 19545 cm².

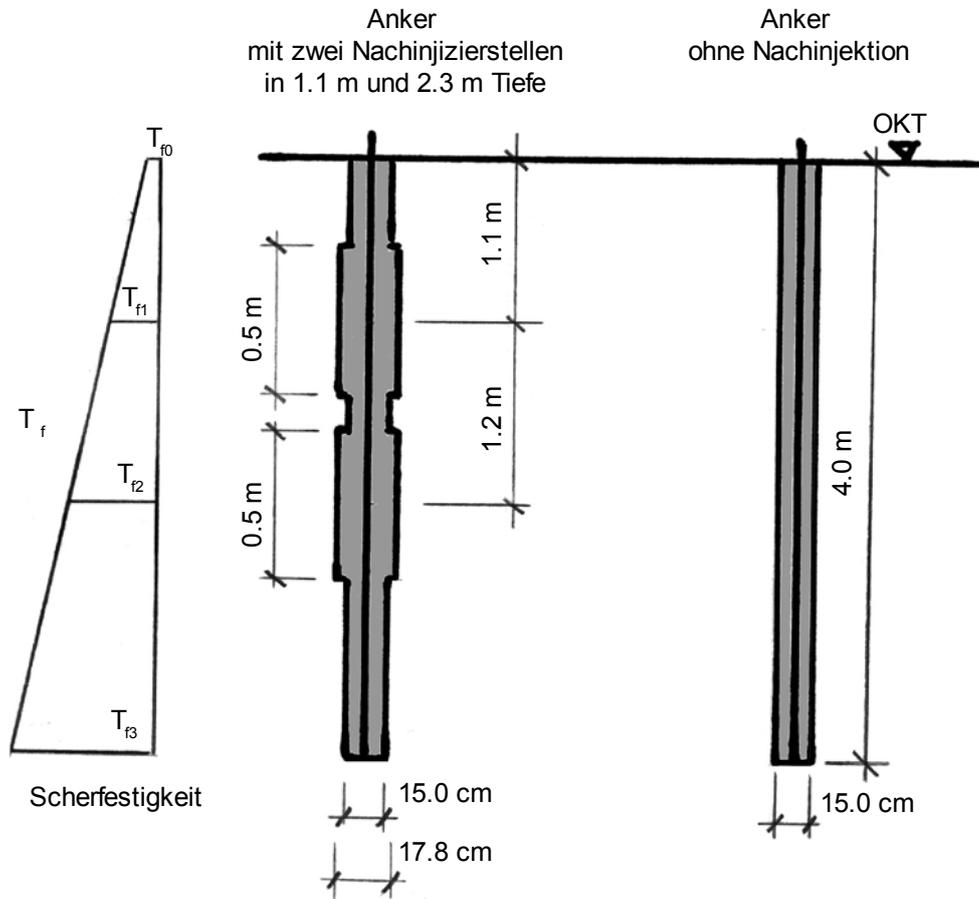


Abb. 7.4.2: Schnitt Ankermodell mit und ohne Nachinjektion

Der Boden sei homogen, horizontal und habe die Kennwerte der Probe P3 (d.h. $\varphi = 34^\circ$ und $c = 10 \text{ kN/m}^2$). Der Anker sei lotrecht versetzt. Für die verschiedenen Tiefenlagen erhält man die Scherfestigkeiten der *Tabelle 7.4.1*:

Tiefe [m]	τ [kN/m ²]	Bemerkung
0.0	10.00 (= c)	Ankerkopf
1.1	30.96	Manschette 1
2.3	53.83	Manschette 2
4.0	86.22	Ankerfuss

Tabelle 7.4.1: Scherfestigkeiten

Die maximal mögliche Zugkraft, die der Anker ohne Nachinjektion aufnehmen kann, berechnet sich zu :

$$\frac{(T_{f3} + T_{f0})}{2} \cdot l \cdot U = \frac{(86.22 + 10)}{2} \cdot 4 \cdot 0.471 = 90.6 \text{ kN} \quad (7.4.1)$$

Die zusätzliche Zugkraft, die der Anker durch die Nachinjektion aufnehmen kann, ist:

$$\frac{(T_{f2} + T_{fl})}{2} \cdot l \cdot \Delta U = \frac{(53.86 + 30.96)}{2} \cdot 1 \cdot 0.070 = 2.9 \text{ kN} \quad (7.4.2)$$

Sofern die Verzahnung zwischen Mörtelkörper und Untergrund die volle Last übertragen kann, hält der nachinjizierte Anker max. 93.5 kN. Dies stellt eine Steigerung gegenüber dem nicht nachinjizierten Anker von lediglich 3.2 % dar.

Nimmt man einen tragfähigeren Boden mit den Kennwerten der Probe P2 ($\varphi = 34^\circ$ und $c = 10 \text{ kN/m}^2$), ergibt sich das gleiche Resultat.

Nun rechnet man rückwärts: Man möchte durch die Nachinjektion eine Verbesserung des Tragwiderstandes von 200 % erreichen. Ausgehend von einer Traglast von 96 kN sucht man die Zementmilchmenge, welche für einen Widerstand von 192 kN nötig ist. Die Einfluslänge der Nachinjektion habe sich gesamthaft auf 1.4 m verlängert.

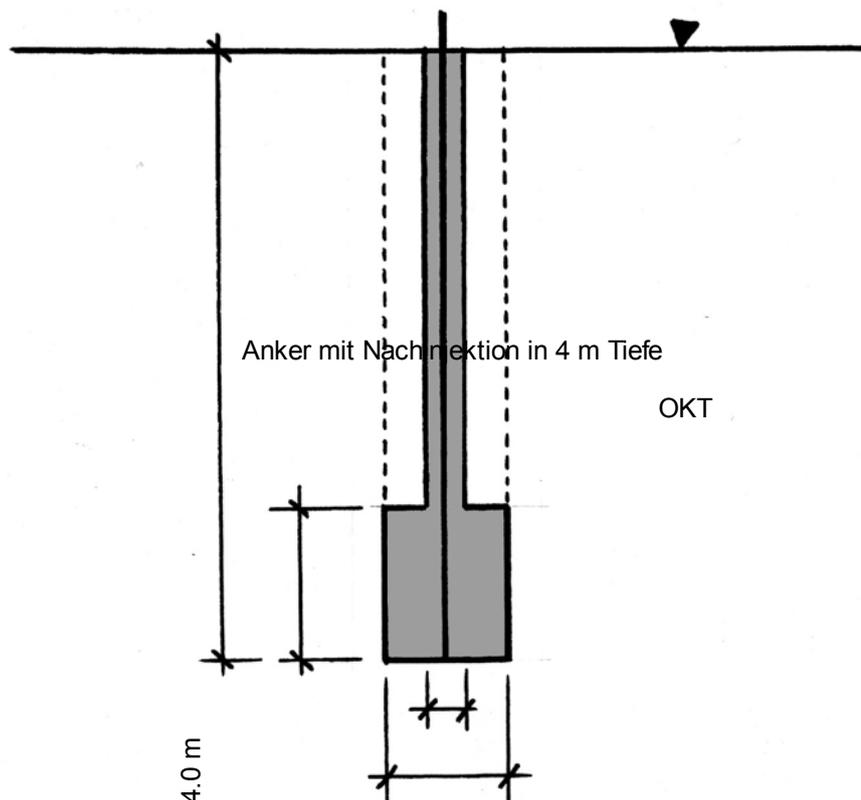
Zuerst berechnen wir die Vergrößerung des entsprechenden Umfangs:

$$\frac{(T_{f2} + T_{fl})}{2} \cdot l \cdot \Delta U = F \Rightarrow \Delta U = \frac{2 F}{(T_{f2} + T_{fl}) \cdot l} = \frac{2 \cdot 192}{(53.83 + 30.96) \cdot 1.4} = 3.23 \text{ m} \quad (7.4.3)$$

Der Gesamtumfang ist $0.471 \text{ m} + 3.23 \text{ m} = 3.71 \text{ m}$

Das entsprechende Injektionsvolumen ist:

$$V = l \cdot \pi \left(\left(\frac{U_1}{2 \cdot \pi} \right)^2 - r_0^2 \right) = 1.4 \cdot \pi \left(\left(\frac{3.71}{2 \cdot \pi} \right)^2 - 0.075^2 \right) = 1.51 \text{ m}^3 \quad (7.4.4)$$



von 4 m
n, wie in



Tiefe [m]	τ [kN/m ²]	Bemerkung
0.0	5.00 (= c)	Ankerkopf
3.5	85.07	Manschette
4.0	96.51	Ankerfuss

Tabelle 7.4.2: Scherfestigkeiten

Man sucht den Umfang für eine Steigerung der Traglast von 200%:

$$\frac{(T_{f\beta} + T_{f0})}{2} \cdot l \cdot U = 2 \cdot F \Rightarrow U = \frac{F \cdot 2 \cdot 2}{(T_{f\beta} + T_{f0}) \cdot l} = \frac{95.6 \cdot 2 \cdot 2}{(96.51 + 5) \cdot 4} = 0.942 \text{ m} \quad (7.4.5)$$

Der Durchmesser liegt bei 0.30 m und das Volumen des Nachinjektionskörpers errechnet sich zu:

$$\left(\left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \pi - r_0^2 \cdot \pi\right) \cdot h = \left(\left(\frac{0.942}{2}\right)^2 \cdot \pi - 0.075^2 \cdot \pi\right) \cdot 1 = 0.679 \text{ m}^3 \quad (7.4.6)$$

Daraus ergibt sich eine Zementmenge von rund 1360 kg!

Auch dieser Wert lässt sich kaum realisieren.

Die Beispiele zeigen, dass sich im vorhandenen Baugrund der Tragwiderstand durch Nachinjektionen kaum steigern lässt. Trotzdem stellt sich die Frage, wieso sich bei einem Injektionsdruck von 60 bar nur derart bescheidene Mengen an Zementmilch verpressen liessen.

Wie aber hat sich die Nachinjektion auf das Verformungsverhalten der Anker ausgewirkt?

Zur Beantwortung dieser Frage geht man von den Verschiebungen auf den einzelnen Laststufen aus. Die Anker, welche eine Nachinjektion erfuhren, sind rot eingefärbt.

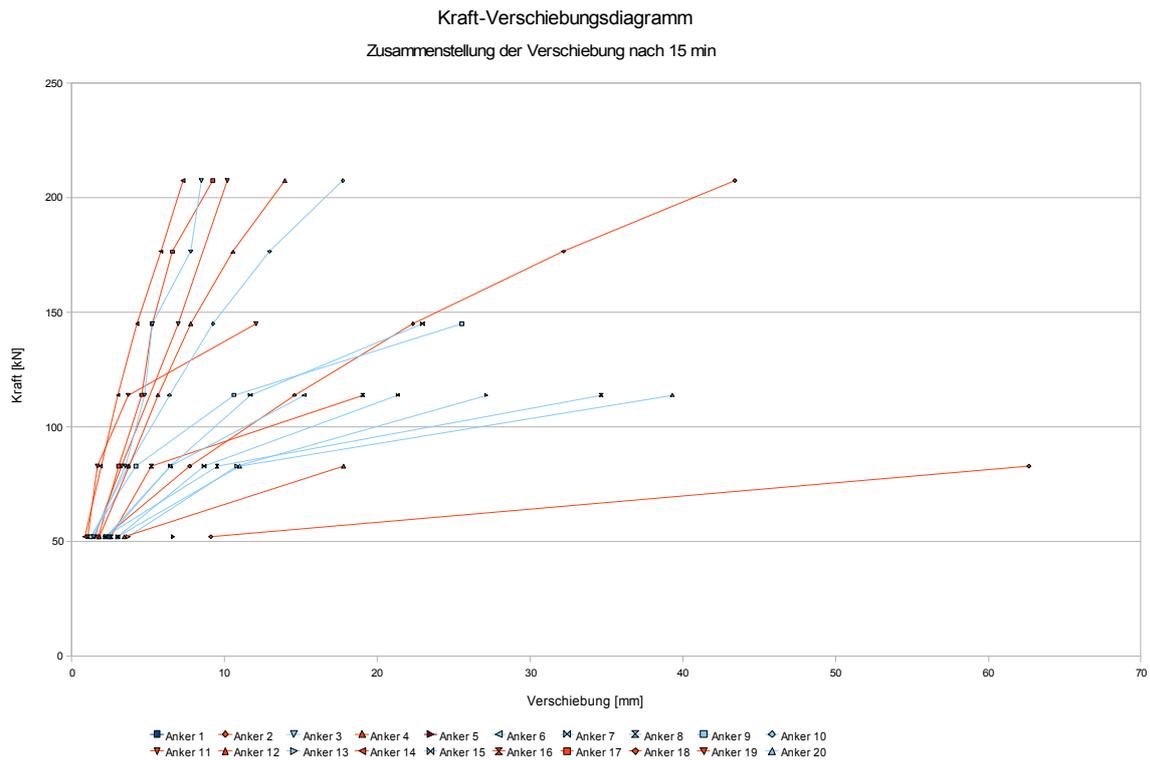


Abb: 7.4.4: Kraft- Verschiebungsdiagramm der neuen Anker nach 15 min unter konstanter Last

Die *Abbildung 7.4.4* zeigt ein sehr heterogenes Bild:

Einerseits erreichen 4 nachinjizierte Anker die Prüflast F_{pv} (Anker 004, 014, 017 und 019; aber alle in Fels!) und andererseits zeigen die Anker 002, 005 und 012 das schlechteste Verhalten der zwanzig installierten Anker.

Es lässt sich somit bezüglich Verformungsverhalten keine stichhaltige Aussage machen.

Weiter wird untersucht, ob die Nachinjektion vielleicht eine positive Wirkung auf das Kriechverhalten des Ankers hat. In *Abbildung 7.4.5* sind die bleibenden Verschiebungen am Ende einer Laststufe aufgetragen. Dabei ist zu beachten, dass die zeitliche Dauer der Laststufe verschieden war und die Kraft folglich unterschiedlich lange auf die Anker wirkte. Auch hier sind die Anker mit Nachinjektion rot eingefärbt.

Bleibende Verschiebung auf jeder erreichten Laststufe

Achtung: die zeitliche Dauer der Laststufen ist verschieden!!!

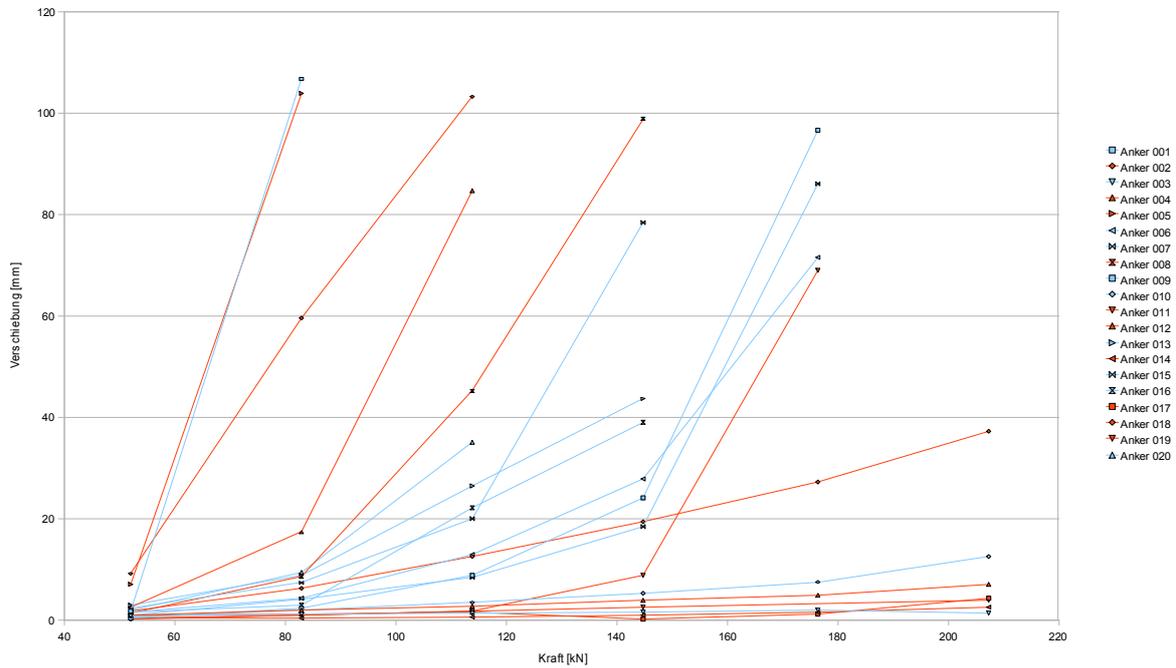


Abb.7.4.5: Bleibende Verschiebung der neuen Anker unter konstanter Last

Es ergibt sich das gleiche heterogene Bild. Bei den Ankern mit gutem Tragverhalten handelt es sich wiederum um die in Fels eingebundenen Anker 004, 014, 017 und 019. Auch bezüglich Kriechverhalten lässt sich keine eindeutige Aussage machen.

7.5 Traglastmodell

Kraftabtragung in den Untergrund

Vier typische Tragmodelle^[13] für Verankerungen mit Bodennägeln (ungespannte Anker) sind in den folgenden *Abbildungen 7.5.1 bis 7.5.3* dargestellt. Die gelb eingefärbte Fläche entspricht der Kraft im Stahlanker. Die blaue Farbe kennzeichne die Kraft, welche vom Verankerungskörper in den Boden abgetragen wird.

Modell 1:

Lastabtrag für einen guten Boden (z.B. Fels oder sehr kompaktes Lockergestein):

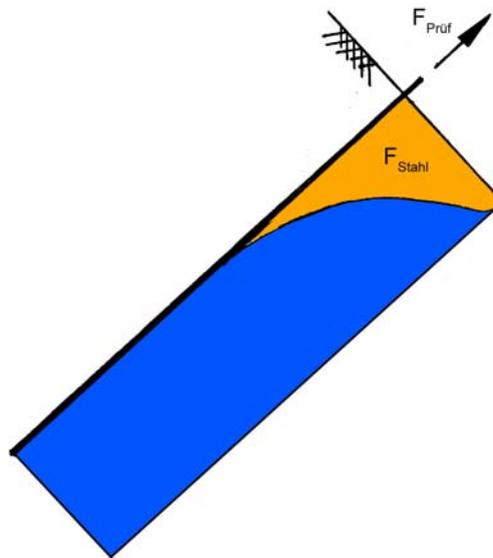


Abb. 7.5.1: Lastabtrag Anker -Boden

Bei sehr harten oberflächennahen Bodenschichten (z.B. Fels) gibt der Anker die Kraft rasch an den Untergrund weiter.

Modell 2:

Lastabtrag für einen schlechten Boden (z.B. verwitterter Fels, siltig-toniges Material)

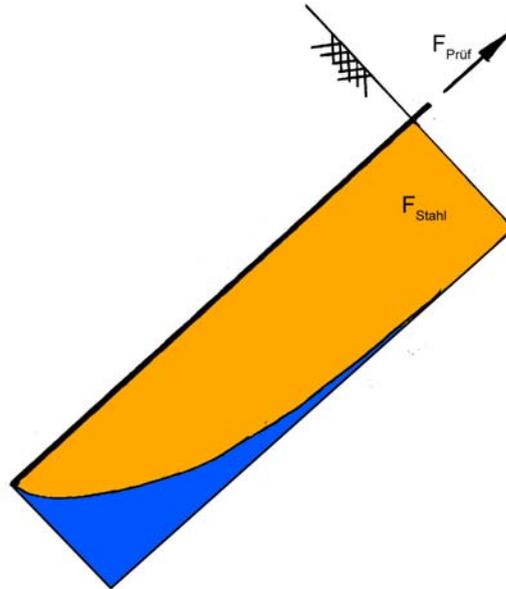


Abb. 7.6.2: Lastabtrag Anker -Boden

Bei einem schlechten Boden nimmt der Untergrund anfänglich nur wenig Last auf. Erst in einer gewissen Tiefe kann er aufgrund des höheren Überlagerungsdruckes (auch bei unveränderten Bodenkennwerten) mehr Last annehmen. Oft ist die Lastabgabe linear.

Modell 3:

Lastabtrag für einen schlechten Boden mit Felsblock am Ankerfuss

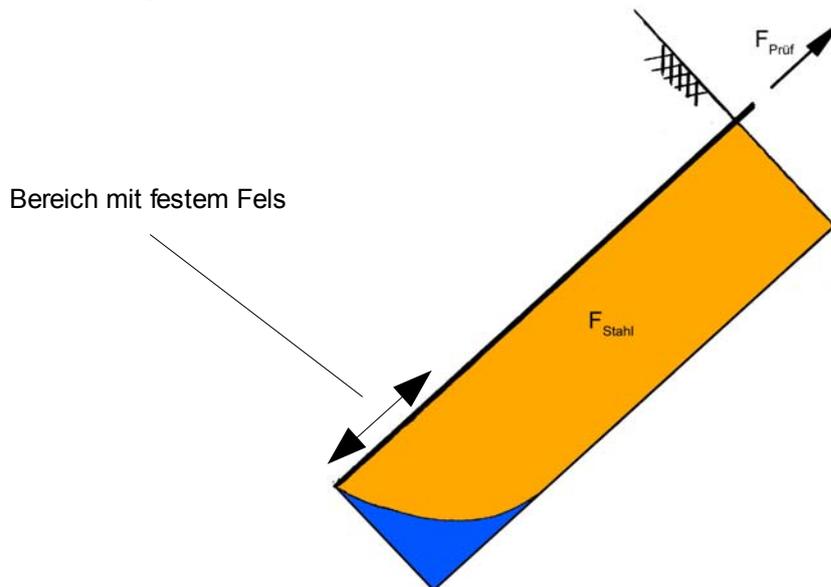


Abb. 7.6.3: Lastabtrag Anker -Boden

Hier erfolgt die Lasteintrag ausschliesslich in dem Bereich, in welchem der Anker im Fels eingebunden ist. Oberhalb wird praktisch keine Last abgegeben.

Das gleiche Modell gilt auch, wenn der Anker im mittleren Bereich in Fels eingebunden ist, beispielsweise in einem grossen Block. Ober- und unterhalb des Blocks wird keine Last weitergegeben.

Modell 4:

Lastabtrag für einen schlechten Boden mit Nachinjektion in zwei Manschetten

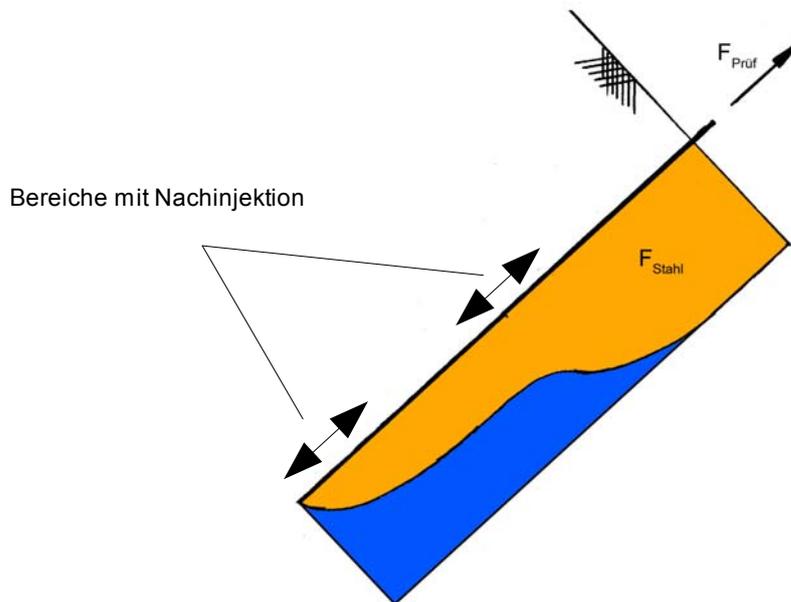


Abb. 7.5.4: Lastabtrag Anker -Boden

Bei einem nachinjizierten Anker entstehen im Bereich der Manschetten Kraftsprünge. Der Grossteil der Kraft wird an diesen Stellen übertragen.

Bei den geprüften Ankern der Werkreihe 33 zeigt sich keines der typischen Traglastmodelle. Jedoch erkennt man, dass die Kraft hauptsächlich im untersten Meter abgebaut wird, wie es am ehesten beim Modell 2 (schlechte Böden) zutrifft. Der Anker 017 zeigt dieses Verhalten ausgeprägt, obwohl er nachinjiziert wurde.

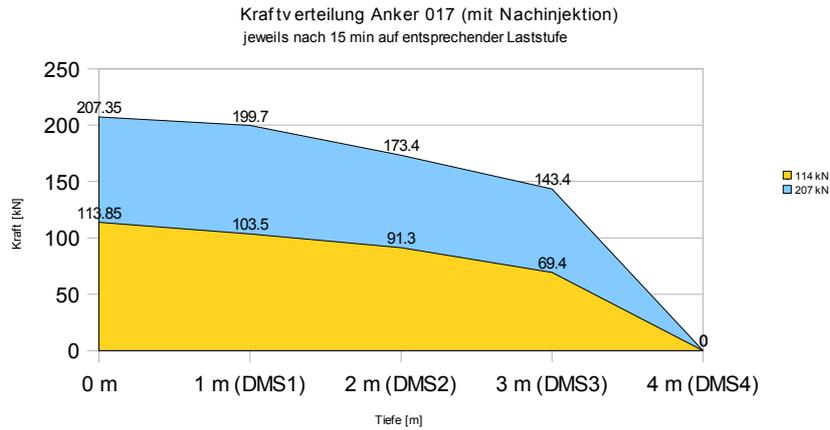


Abb. 7.5.5: Kraftverlauf im Anker 017 nach 15 min für die Laststufen 114 kN und 207 kN

Der Kraftübergang in den Boden ist in den beiden *Abbildungen 7.5.5 und 7.5.6* grafisch dargestellt. *Abbildung 7.5.5* zeigt den Kraftverlauf am Anker 017 und *Abbildung 7.5.6* die vom Boden aufgenommene Kraft am Anker 004. In beiden Abbildungen fällt der Kraftübergang im untersten Meter auf. Einzelheiten zu den DMS-Ankern 003, 004, 013, 017 sind im *Anhang E* zu finden.

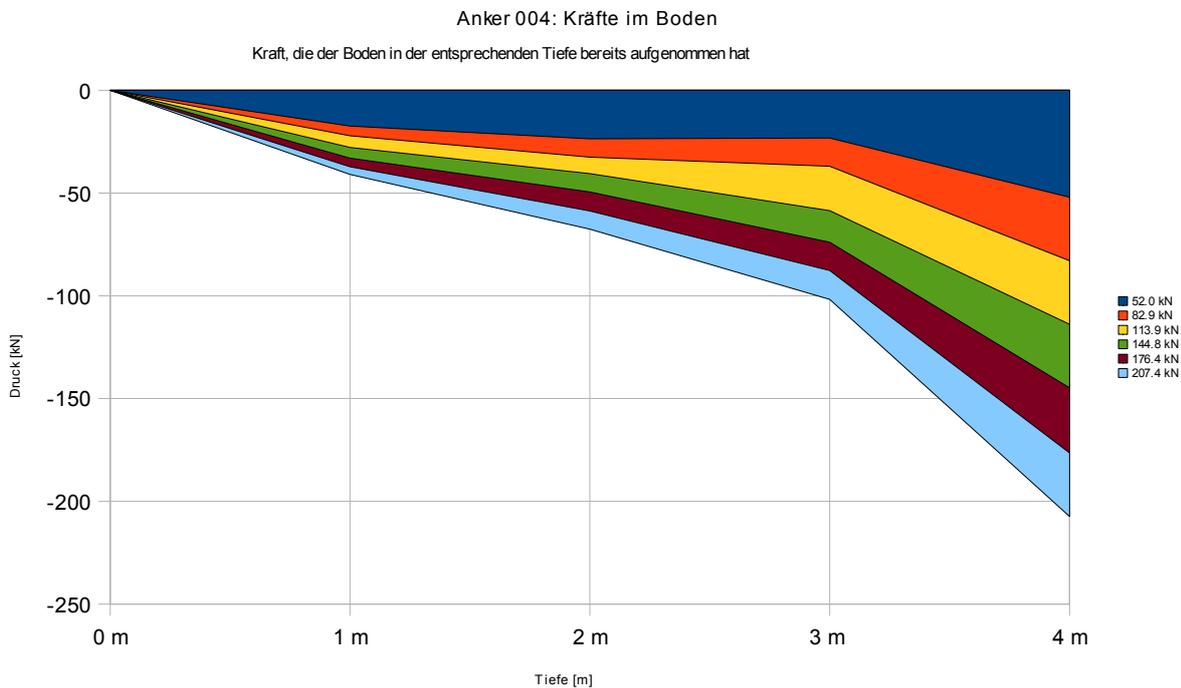


Abb. 7.5.6: Lastabtragung Anker - Boden

Veränderungen der gemessenen Kräfte

In *Abbildung 7.5.7* sind die DMS-Kräfte 1-3 des Ankers 003 aufgetragen. Die DMS wurden wie folgt am Anker positioniert: DMS 1 in 1 m, DMS 2 in 2 m, DMS 3 in 3 m Tiefe. Die Kurven stellen den Kraftverlauf nach 15 min auf jeder Laststufe dar. Blau hinterlegt ist die Kraft am Ankerkopf.

Daraus wird ersichtlich, dass die Kraft bei der 1. Laststufe oberhalb des 1. Meters in den Boden abgetragen wird. Bei der zweiten Laststufe ist die Kraft zu einem grossen Teil bei den DMS 1 und 2 angelangt. Jetzt beginnt auch der Lastübergang beim DMS 3. Die DMS erfahren danach eine lineare Zunahme der Kraft.

Sichtbar sind auch die bleibenden Spannungen nach dem Entlasten, welche ab der dritten Laststufe grösser sind als die Last am Ankerkopf.

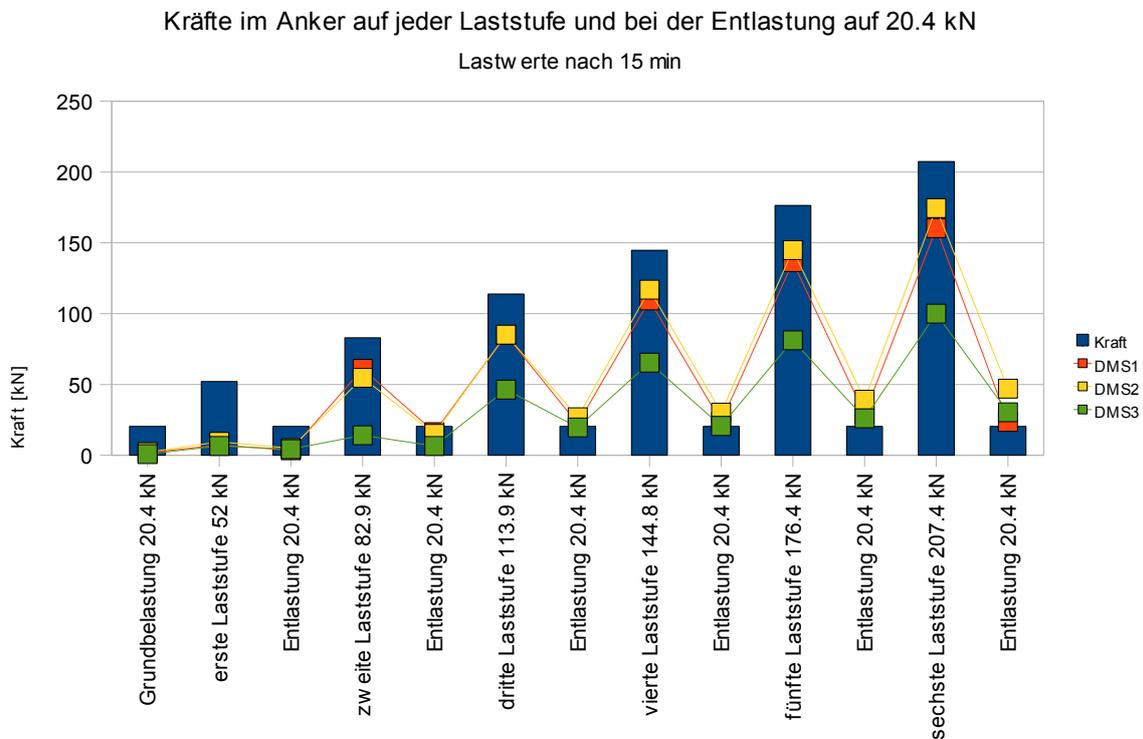


Abb. 7.5.7: Kräfte der DMS während der Laststufen und beim Entlasten.

Man erkennt, wie die Last bei jeder Mehrbelastung nach unten wandert. Anfänglich ist der Einfluss der aufgebrauchten Last im unteren Teil des Ankers gering. Mit zunehmender Belastung werden auch die unteren DMS mobilisiert. Interessanterweise misst man auch nach dem Entlasten immer höhere Restlasten am Anker. Die gleiche Beobachtung gilt für den Anker 003 in *Abbildung 7.5.8*.

Anker 003: Bleibende Kraft nach jeder Belastungsstufe

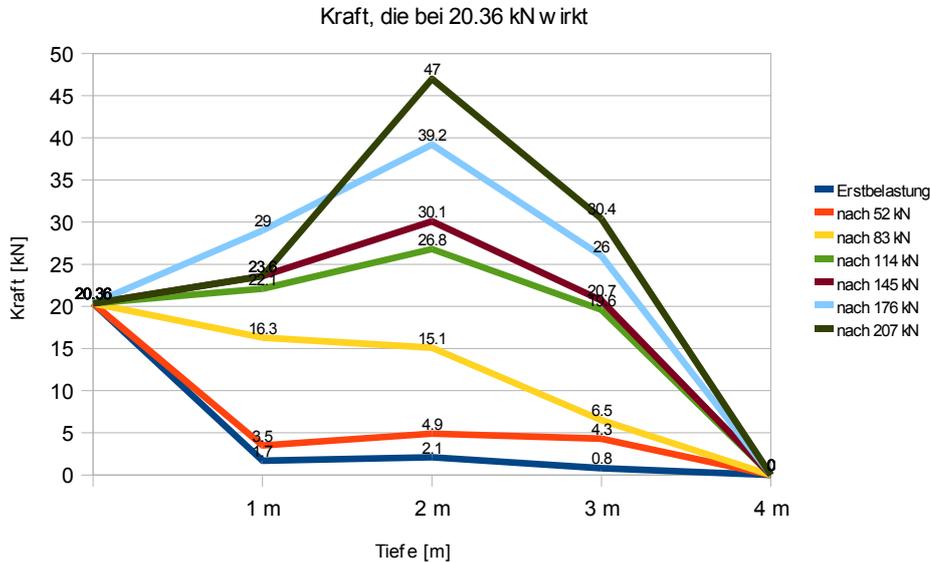


Abb. 7.5.8: Restkraft nach dem Entlasten

Nach *Abbildung 7.5.8* ist die Restlast nach Entlastung von 207 auf 21 kN in der Mitte des Ankers, also bei 2 m, mit 47 kN maximal. Eine mögliche Erklärung liefert der folgende Ansatz: Der Anker wurde belastet und erfuhr damit eine grosse Längenänderung. Diese bewirkte im oberen Bereich eine Verschiebung zwischen Mörtelkörper und Untergrund, bis sich der Mörtel erneut mit dem Grundmaterial verzahnte. Diese Verschiebung blieb nach der Entlastung erhalten, weil die Restlast zur Lösung der Verzahnung nicht ausreichte. Sie führte zu einer Vorspannung des unteren Ankerteils. Dieser Vorgang ist in den *Abbildungen 7.5.9 und 7.5.10* dargestellt.

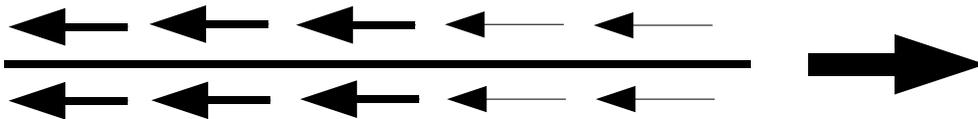


Abb. 7.5.9: Anker bei grosser Belastung mit entsprechenden Reaktionen aus dem Untergrund

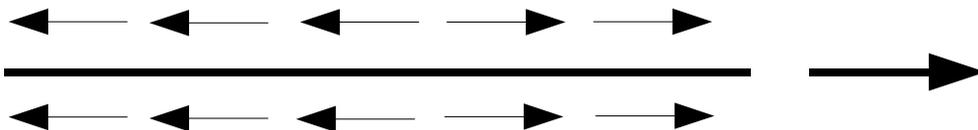


Abb. 7.5.10 Anker mit kleiner Restlast nach Entlastung und der durch die Verschiebung des Mörtels verursachten Vorspannung

Auch innerhalb einer Laststufe veränderte sich die Belastung; nicht so ausgeprägt wie zwischen den Laststufen, aber doch sichtbar. Als Beispiel hierfür betrachten wir den Anker 003 mit dem DMS 3 in *Abbildung 7.5.11*.

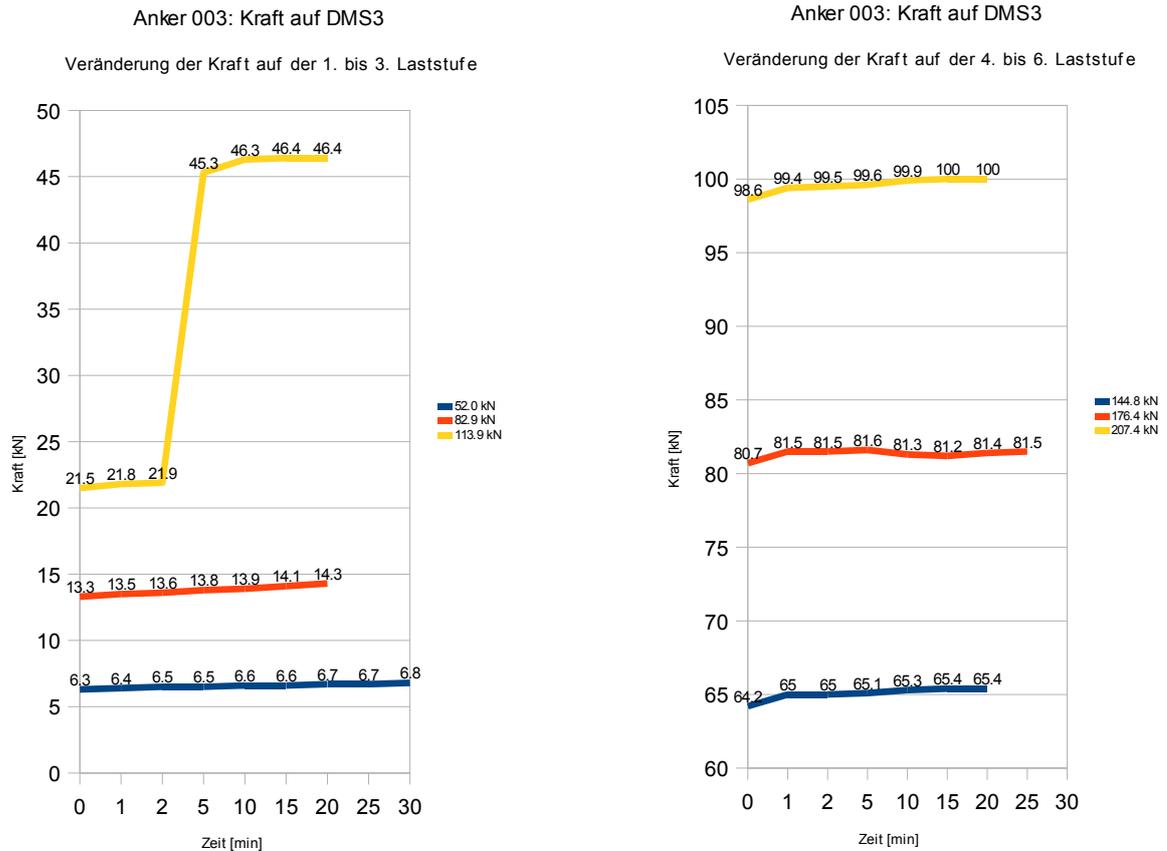


Abb. 7.5.11: Veränderung der Kraft auf der 1. bis 3. Laststufe, bzw. der 4. bis 6. Laststufe

Diese Variationen lassen sich durch eine Umorganisation des tragenden Skelettes im Boden erklären. Sie nehmen daher im Verlauf der Zeit auch ab.

Auffällig ist der Sprung der Kraft bei der Last von 113.9 kN. Wahrscheinlich löste sich nach rund zwei Minuten zwischen dem DMS 2 und DMS 3, also in einer Tiefe von 2 - 3 Meter, schlagartig ein Verbund. Zum Beispiel ein grösserer Stein, welcher unter der Last von ca. 22 kN plötzlich versagte und ausfiel. Dieser Ausfall musste weiter unten kompensiert werden; daher stieg die Kraft im DMS 3 an.

Vergleicht man die Lastverteilung im Boden unter den Laststufen von 114 kN und 207 kN mit den Restkräften nach dem Entlasten, ist keine über alle Anker gültige Korrelation erkennbar, d.h. es gibt kein allgemein gültiges Muster für Kraftumlagerungen zwischen Voll- und Restlast. Diese hängen vielmehr nur von lokalen Faktoren ab.

Nur die Anker 003 und 004 weisen ein ähnliches Verhalten auf. Als Beispiel soll hierfür der Anker 004 in *Abbildung 7.5.12 und 7.5.13* gelten. Weiteren Beispiele sind in *Anhang E* zu finden.

Anker 004: Vergleich Lasten (abgetragen/bleibend)

In den Untergrund abgegebene Lasten pro Abschnitt bei Last v von 113.9 kN und der bleibenden Vorspannung nach Entlastung auf 20.4

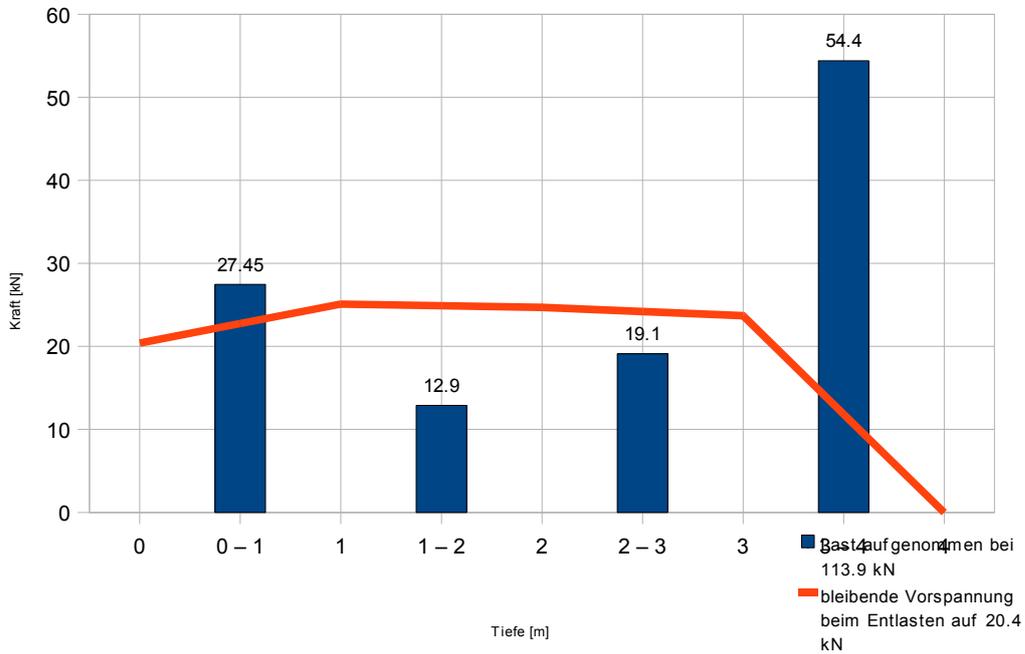


Abb. 7.5.12: Vergleich der abgetragenen und der bleibenden Lasten

Anker 004: Vergleich Lasten (abgetragen/bleibend)

In den Untergrund abgegebene Lasten pro Abschnitt bei Prüflast von 207.4 kN und der bleibenden Vorspannung nach Entlastung auf 20.4 kN

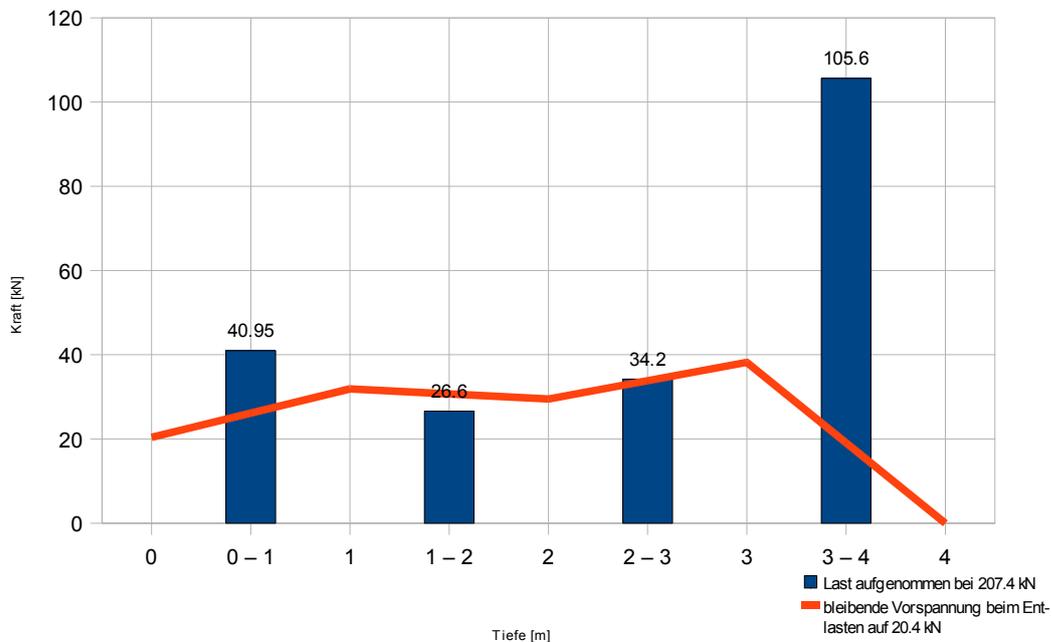


Abb. 7.5.13: Vergleich der abgetragenen und der bleibenden Lasten

Beim Anker 004 sieht man, dass er im ersten Meter bei der Prüflast von 207.4 kN rund 41 kN aufnehmen konnte. Beim Entlasten auf 20.4 kN wird ersichtlich, dass die Differenz vom DMS 1 mit 31.9 kN zur aufgebrauchten Last von 20.4 kN, also 11.5 kN, in die entgegengesetzte Richtung wirkt. Es werden also rund 28.1 % der Tragfähigkeit des entsprechenden Abschnittes auf dem Anker in umgekehrter Richtung aufgebracht. Untersucht man die Verhältnisse an der gleichen Stelle bei der Last von 113.9 kN, so ergibt sich eine Kraft von 17.1 % der ursprünglichen Kraft, welche nun umgekehrt wirkt.

Nachfolgend wird ein Modell für die Berechnung der Verbundlösung beschrieben. Aus der Praxis ist bekannt, dass in vielen Fällen das Kriterium der Verbundlösung ≤ 1 m nach der Norm SIA 267/1 Abschnitt 7.1.4.3 nicht erfüllt werden kann.

Eine erste Erklärung sind Böden, die sich elastisch verformen können. In *Abbildung 7.5.14* ist sichtbar, wie sich der Boden beim Belasten verformt und zusammen mit dem Anker eine Bewegung nach oben mitmacht. Beim Entlasten bewegt sich der Anker mit den einzelnen Bodenschichten wieder nach unten in die anfänglich Position.

Erfahrungsgemäss können dies Böden mit starker Schichtung (plattiger Fels), aber auch rollige Böden sein (Blockschutt, Geröllhalden).

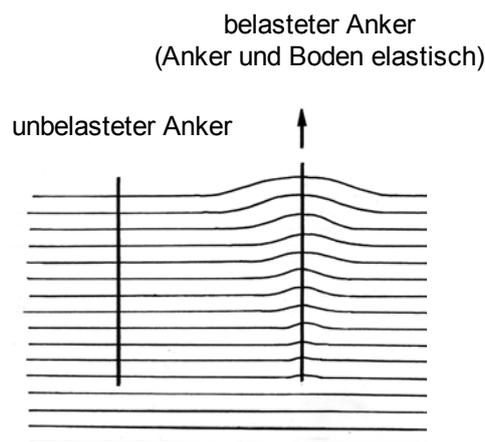


Abb.7.5.14: *Elastizität des Untergrundes*

Eine zweite Erklärung liegt darin, dass das Modell der Norm den tatsächlichen Kraftverlauf im Boden nicht widerspiegelt.

Am Beispiel des Ankers 004 berechnen wir die Verbundlösung einerseits über die Formel nach SIA267/1, Abschnitt 7.1.4.3 und andererseits über ein zweites Modell.

$$l_{fr}(F_p) = \frac{\Delta l_{el}}{F_p - F_a} \cdot A_s \cdot E_s \quad (\text{Rechnerische freie Ankerlänge}) \quad (7.5.1)$$

$$\frac{7.15 [mm]}{207000 [N] - 20700 [N]} \cdot 531 [mm^2] \cdot 210000 [N/mm^2] = 4279 [mm]$$

Δl_{el} = Elastische Verformung

$\Delta l_{el} = 7.15 [mm]$ (Wert aus Anhang J)

l_f = Überstand ab Terrain [mm]

$l_f = 1240 [mm]$ (Wert aus Anhang J)

$l_{fr}(F_p) - l_f$ = Verbundlösung [mm]

$4279 [mm] - 1240 [mm] = 3039 [mm]$

Gemäss diesem Ansatz verhält sich der Anker bis in eine Tiefe von 3.039 m elastisch. Der Lastabtrag in den Boden würde erst unterhalb dieser Tiefe erfolgen, was offensichtlich nicht der Realität entspricht.

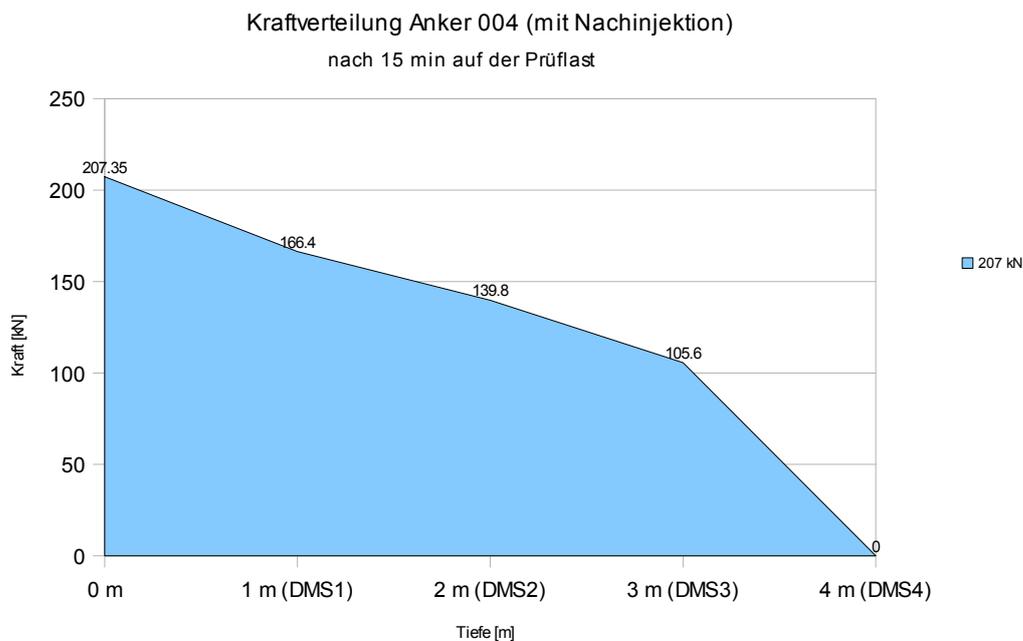


Abb. 7.5.15 : Kraft auf Anker bei 207 kN Prüflast

Im zweiten Ansatz betrachten wir die Kraftverteilung im Ankerstahl, *Abbildung 7.5.15*. Diese zeigt deutlich, dass 50 % der Zugkraft (207.4 kN bis 105.6 kN) zwischen 0 m und 3 m in den Boden abgetragen wird. Die restlichen 50 % der Kraft (105.6 kN bis 0.0 kN) werden im untersten Meter zwischen 3 m und 4 m in den Boden eingeleitet.

Dieser Kraftverlauf wird schematisiert in die Berechnung der Verbundlösung eingeführt.

Übernommen werden ausserdem Messwerte aus der Prüfung von Anker 004 (*Versuch 43*, vgl. *Anhang J*) mit $\Delta l_{el} = 7.15$ mm (elastische Verformung) und $l_f = 1240$ mm (Überstand ab Terrain).



1. Betrachtung:

Der Verbund zwischen Mörtel und Anker sowie der Mörtel selber führt zu keiner zusätzlichen elastischen Bewegung. Die Kraft auf dem Anker wird linear abgebaut. So kommt man über das Hooke'sche Gesetz zu einer elastischen Verformung von:

$$\frac{N}{(A \cdot E)} \cdot l = \Delta l = \frac{207 \cdot 10^3}{(531 \cdot 210 \cdot 10^3)} \cdot 4 \cdot 10^3 = 3.7 \text{ mm} \quad (7.5.2)$$

2. Betrachtung:

Die Kraft wird unterhalb des Ankers in den Untergrund abgetragen (Anker wird auf der ganzen Länge mit 207 kN belastet):

$$\frac{N}{(A \cdot E)} \cdot l = \Delta l = \frac{207 \cdot 10^3}{(531 \cdot 210 \cdot 10^3)} \cdot 4 \cdot 10^3 = 7.4 \text{ mm} \quad (7.5.3)$$

3. Betrachtung:

Die tatsächliche elastische Verformung des Ankers 004 müsste irgendwo dazwischen liegen. Dabei wird eine lineare Abtragung der Kraft in den Bereichen von 0 bis 3 Meter (mittlere Kraft N_1) und 3 bis 4 Meter (mittlere Kraft N_2) angenommen. Die Berechnung lautet:

$$\begin{aligned} \frac{N_1}{(A \cdot E)} \cdot l_1 + \frac{N_2}{(A \cdot E)} \cdot l_2 &= \Delta l = \frac{156.5 \cdot 10^3}{(531 \cdot 210 \cdot 10^3)} \cdot 3 \cdot 10^3 + \frac{52.8 \cdot 10^3}{(531 \cdot 210 \cdot 10^3)} \cdot 1 \cdot 10^3 = 4.7 \text{ mm} \\ N_1 &= \frac{(207.4 + 105.6)}{2} = 156.5 \text{ kN} \\ N_2 &= \frac{(105.6)}{2} = 52.8 \text{ kN} \\ l_1 &= 3 \text{ m} \\ l_2 &= 1 \text{ m} \end{aligned} \quad (7.5.4)$$

Die elastische Verformung Δl von 4.7 mm enthält die Dehnung des Überstandes (Teil des Ankers zwischen Bodenoberfläche und Kraftmessdose) nicht. Diese beträgt in unserem Fall 2.3 mm und summiert sich zu einer elastischen Gesamtdehnung von 7.0 mm.

Daraus berechnet sich die Verbundlösung neu zu 2950 mm.

Beide Modelle bestätigen das Tragverhalten des Ankers von *Abbildung 7.5.15* nicht. Unsere Resultate lassen den Schluss zu, dass die Verbundlösung kein relevantes Kriterium zur Beurteilung der Tragfähigkeit eines Ankers im Lawinen- und Steinschlagverbau ist.

7.6 Beurteilung Tragverhalten

Versuch einer Differenzierung zwischen Lockergesteins- und Festgesteinsankern

Eine exakte Unterscheidung zwischen Ankern, welche bis in festen Fels reichen und solchen, die nur im lockeren Material eingebaut sind, ist ohne Ausgrabung nicht möglich. Da der Untergrund lokal sehr unterschiedlich ist, reichen die fünf Ausgrabungen die man vorgenommen hatte, dafür nicht aus. Dennoch können auf Grund des Tragverhaltens Aussagen über den Untergrund gemacht werden. Dazu betrachten wir zuerst die Verschiebungen, welche nach 15 min auf den einzelnen Laststufen gemessen wurden. In *Abbildung 7.6.1* sind diese Verschiebungen der neuen Anker in Abhängigkeit der Kraft dargestellt.

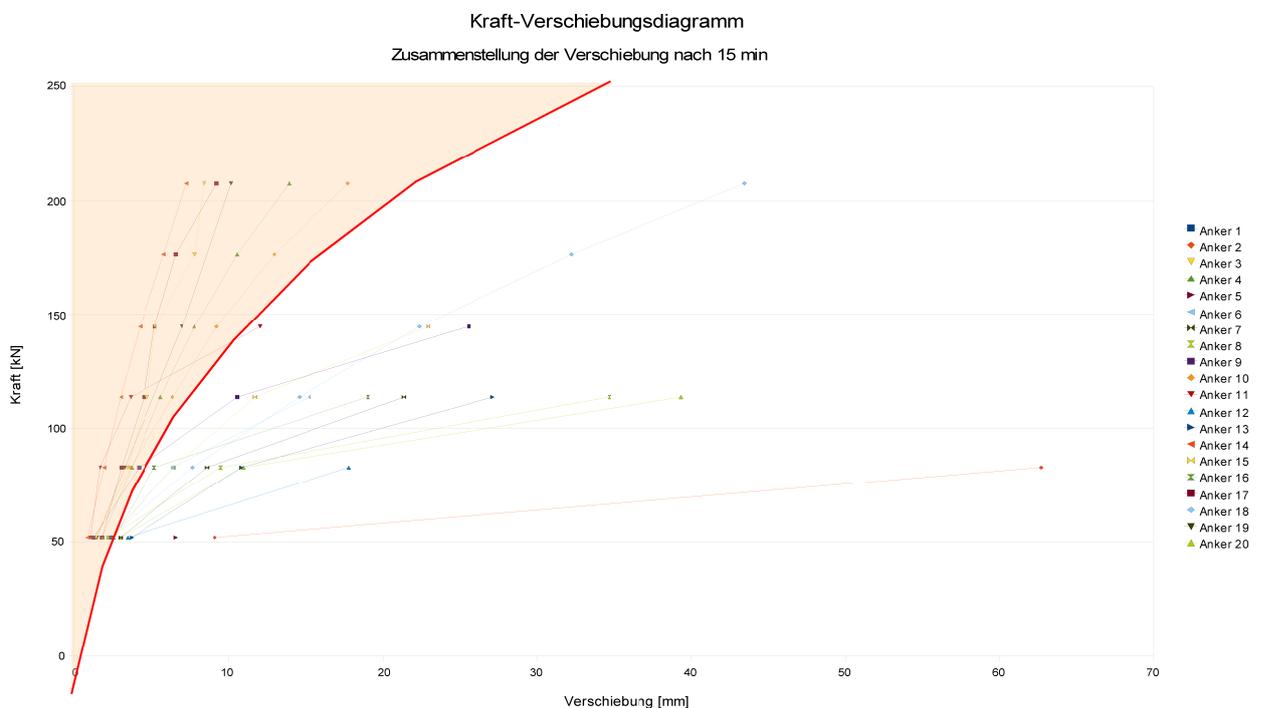


Abb. 7.6.1: Verschiebungen, welche die neuen Anker auf jeder Laststufe nach 15 min erfahren haben.

Das Kraft-Verschiebungsdiagramm zeigt, dass die neuen Anker sich mit einer Ausnahme in zwei Gruppen unterteilen lassen. Die erste Gruppe umfasst Anker mit geringen Anfangsverschiebungen und langsamer Verschiebungszunahme, während die zweite Gruppe diejenigen Anker enthält, die sich nach grossen Anfangsverschiebungen rasch verformen. Zwischen diesen Gruppen kann eine Parabel als Grenze gesetzt werden. Sämtliche Anker zwischen dieser Parabel und der x-Achse werden die Prüflast nicht erreichen, auch wenn sie die unteren Laststufen noch erfüllt haben.

Bei den Ankern, welche sich bis auf die Prüflast im roten Bereich zwischen der Parabel und der y-Achse befinden, kann davon ausgegangen werden, dass sie sich in tragfähigerem Material befinden als die Anker ausserhalb. Die zwei Anker 009 und Anker 011 durchschneiden die Grenzlinie. Bei diesen Ankern bremste vermutlich ein Stein oder Block die anfänglichen Verformungen.

In *Abbildung 7.6.2* wurden die entsprechenden Verformungen für die alten Anker eingetragen. Zusätzlich sind die Anker der Werkreihe 21 eingezeichnet, bei welchen reduzierte Ausziehversuche bis 80 kN gemacht wurden.

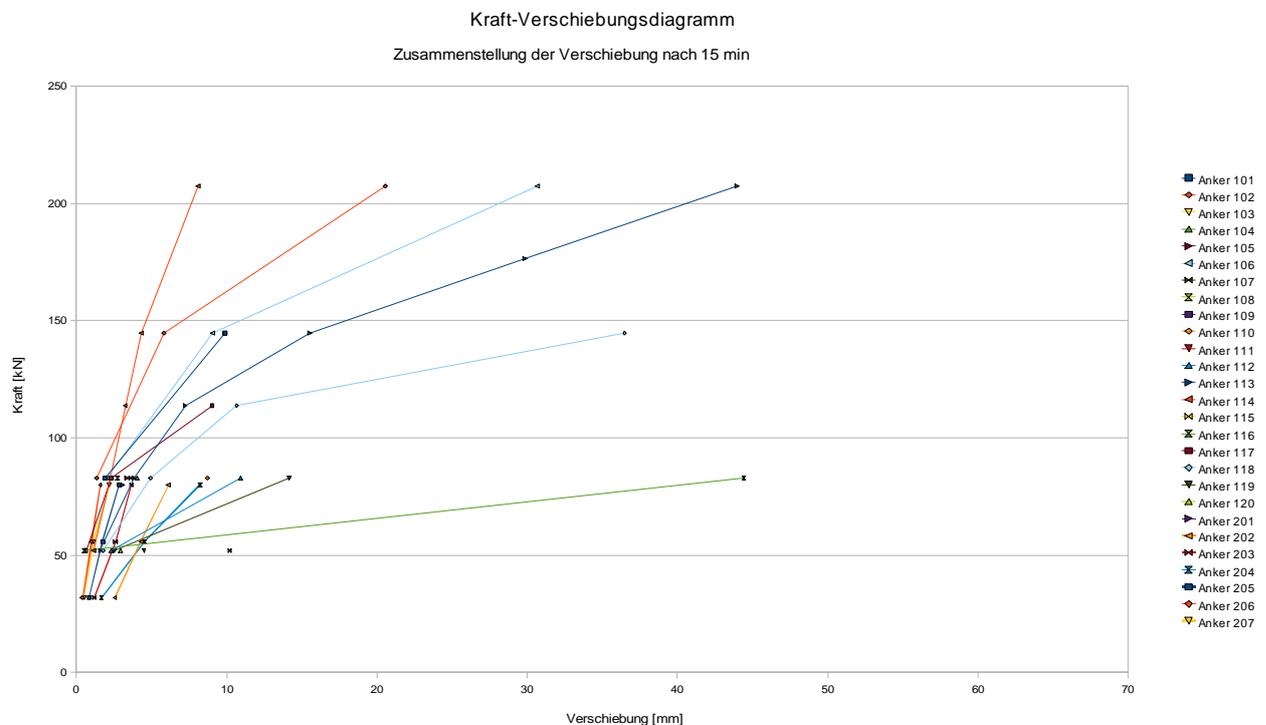


Abb. 7.6.2: Verschiebungen, welche die alten Anker auf jeder Laststufe nach 15 min erfahren haben. Überlagert sind die Verschiebungen in der Werkreihe 21.

Bei diesen Ankern ist eine Gruppeneinteilung nicht möglich. Einzig der Anker 114 erfüllt die Vorgaben von 207.4 kN. Er wurde bei den Ausgrabungen teilweise freigelegt. Es zeigte sich, dass er tatsächlich hälftig im Fels eingebunden war. Der Graf zeigt bei den übrigen Ankern eine sehr grosse Streubreite und allgemein grosse Verformungen auf. Daher liegen diese Anker vermutlich im Lockergestein. Die Verformungen des Ankers 102 wurden wahrscheinlich am Anfang ebenfalls durch einen Stein abgebremst.

Die Werkreihe 21 verhält sich ähnlich wie die Werkreihe 33. Es ist schwierig, aus den Verformungen bei 80 kN die Traglast zu extrapolieren. Lässt man in der Reihe 21 die Verformungen der ersten Laststufe von 31.7 kN weg, können die Verformungen der zweiten Laststufe von 55.8 kN mit den Verformungen der ersten Laststufe von 52 kN der Werkreihe 33 verglichen werden, da nun beide ungefähr die Erstbelastung darstellen. In *Abbildung 7.6.3* sieht man das Ergebnis:

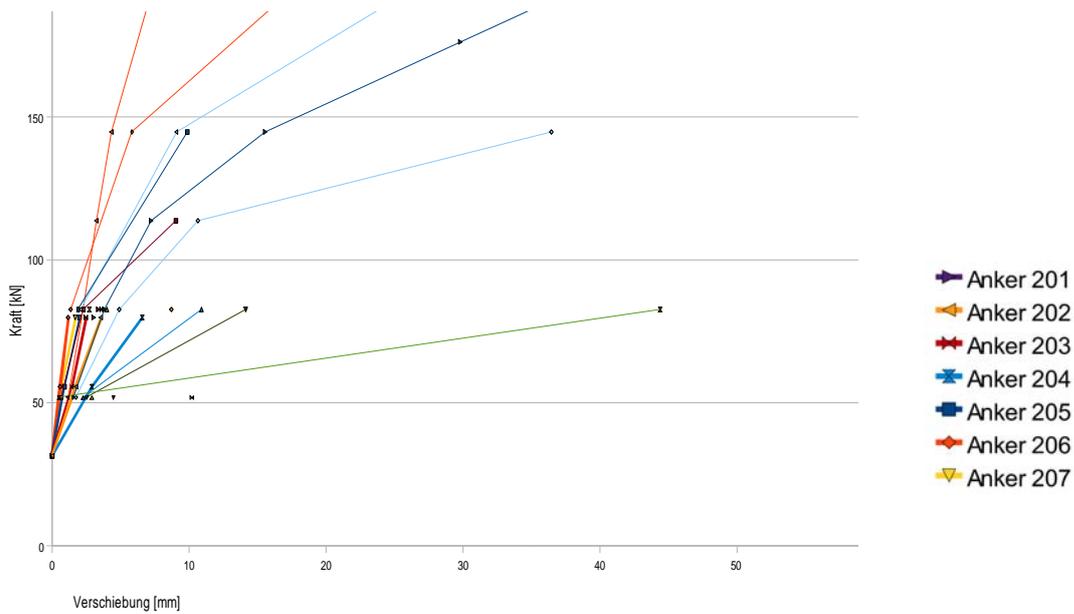


Abb. 7.6.3: Überlagerung der Verschiebungen der Anker der Werkreihe 21 (ohne erste Belastungsstufe) in den Graf der Verschiebung auf den Laststufen nach 15 min der alten Anker.

Die Grafen der Werkreihe 21 korrelieren gut mit jenen der Werkreihe 33. Damit lässt sich herauslesen, dass der Anker 204 die Prüflast sicher nicht erreichen wird. Das Gleiche gilt vermutlich auch für die Anker 202 und 203. Die Bruchlast der Anker 205, 206 und 207 wird sicher höher sein, aber es ist fraglich, ob sie die Prüflast erreichen. Über Anker 201 kann nichts ausgesagt werden, weil er anders geprüft wurde.

Vergleicht man die bleibenden Verformungen nach Entlastung der Anker 101 bis 120 mit jenen der Anker 202 bis 207, so kann mit relativ guter Sicherheit gesagt werden, wie sich diese bei einer weiteren Erhöhung der Belastung verhalten würden.

In *Abbildung 7.6.4* sind diese bleibenden Verformungen dargestellt. Die Anker 101 bis 120 sind farblich der Bruchlast zugeordnet: 207.4 kN = grün, 144.8 kN = hell grün, 113.9 kN = orange, unter 113.9 kN = rot.

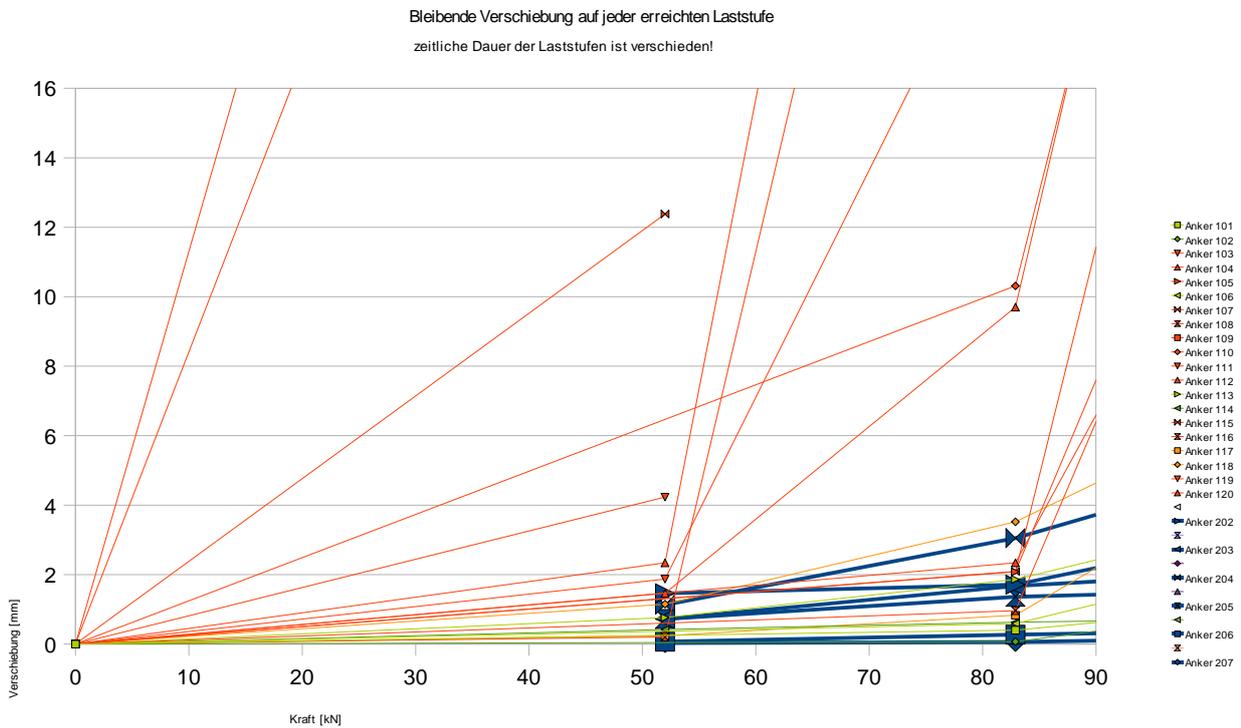


Abb. 7.6.4: Bleibende Verformungen nach dem Entlasten der Anker der Werkreihe 33 und 21

Gemäss dieser Abbildung würden die Anker 205, 206 und 207 mindestens eine Bruchlast von 144.8 kN aufweisen. Die Bruchlast des Ankers 203 würde tendenziell im Bereich von 113.9 kN liegen, während jene der Anker 202 und 204 die 113.9 kN nicht erreichen würden.



8. Synthese und Empfehlungen

Im Rückblick auf die umfangreichen Arbeiten, welche im Rahmen des Forschungsprojektes AP1 Lü geleistet wurden, ergeben sich zu den eingangs aufgelisteten Fragen folgende Antworten:

Traglast nach Einsatzdauer von 20 Jahren

Die äussere Traglast war für alle Anker ausser Anker 114 massgebend.

Grundsätzlich sind die Tragreserven der Anker in der Lawinenverbauung Lü bescheiden. Die mittlere rechnerische Sicherheit liegt bei rund 1.4. Bei rund 15% aller Anker liegt die Tragfähigkeit weit unter der rechnerischen Gebrauchslast (Ausreisser). Schäden an den Ankern dürften daher auch in Zukunft nicht ausbleiben.

Überträgt man sie in die Grafik der Abbildung 42 (Seite 95) der aktuellen Richtlinien für den Lawinenverbau RL 04/07, liegen sie tiefer als die untere Grenze des Streubereichs!

Die Messdaten geben keine Hinweise auf eine altersbedingte Reduktion der Traglast. Berücksichtigt man die unterschiedlichen Einbauwinkel der alten und neuen Anker, stehen die alten Anker um rund 27% besser da. Die Zeit scheint somit einen günstigen Einfluss auf die Entwicklung der Traglast zu haben. Möglicherweise wird oberhalb der Anker das talwärts kriechende Bodenmaterial gestaut und verdichtet - ähnlich wie bei Seilen, welche eine kriechende Schneedecke abbremsen. Dies würde die Scherfestigkeit und damit die Traglast erhöhen.

Traglast der neuen Anker

Die äussere Traglast war für alle Anker ausser Anker 003, 004, 014 und 019 massgebend.

Der Einsatz einer spezialisierten Unternehmung mit moderneren Arbeitsgeräten hat die Tragfähigkeit der neuen Anker nicht verbessert. Der Anteil der Ausreisser liegt bei rund 10%.

Erstaunlich ist die beobachtete schlechte Haftung des Mörtels am Stahl bei Anker 009. Verunreinigungen und Zunder reduzieren das Haftvermögen; nötigenfalls sind die Ankerstäbe vor dem Einbau zu reinigen.

Einfluss des Bodenkriechens auf die Traglast

Es konnte keine Verminderung der Traglast durch das Kriechen des Hanges nachgewiesen werden.

Hingegen sind die unterschiedlichen Verschiebungsraten an der Oberfläche und in der Tiefe der Hauptgrund für die aufgetretenen Schäden.

Wird der Ankerfuss in der Tiefe festgehalten oder gebremst, kann der Anker den oberflächlichen Hangbewegungen nicht folgen. Der Oberbau, welcher mit der Hangoberfläche mitschwimmend will, wird am Verankerungspunkt ebenfalls festgehalten. Ist er nachgiebig, werden unterschiedliche Verschiebungen durch Verformung oder Verdrehung von Bauteilen kompensiert, beispielsweise bei Schneenetzen. Starre Stützwerke erfahren Zusatzbeanspruchungen mit möglichen Schäden.

Nachgiebige Stützwerke sind daher in zum Kriechen neigenden Hängen vorzuziehen.



Einfluss der Nachinjektionen auf die Traglast

Entgegen den Erwartungen blieben die Nachinjektionen wirkungslos. Die geringen Mengen an Zementmilch, welche trotz hohem Injektionsdruck verpresst wurden, deuten darauf hin, dass das Problem in der Bodenbeschaffenheit liegt und möglicherweise mit dem hohen Lehmanteil und dem Wassergehalt im Lehm zusammenhängt.

Zum besseren Verständnis der Frage empfehlen sich weitergehende Untersuchungen.

Traglastmodelle

Die Modellierung der Traglast anhand der im Labor bestimmten Bodenkennwerte brachte eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Bruchlasten. Die Messwerte der DMS erlaubten, den Lasteintrag in den Boden differenziert zu betrachten und Kraftumlagerungen während des Prüfvorgangs zu beobachten. Im obersten Meter wird wenig Kraft an den Boden abgegeben. Zur Verbesserung des Korrosionsschutzes ist es denkbar, den Mörtelverbund in diesem Bereich künstlich zu lösen (beispielsweise mit einem Schrumpfschlauch), damit keine Kraft in den Boden geleitet wird und der Mörtel nicht reißt. Er dient somit nur als Schutz für den Stahl und verhindert das Eindringen von Wasser.

Der Anker brach in der Regel bei einer Hebung von ca. 20 mm. Hinweise auf den späteren Bruch liessen sich bereits bei Verformungen von 5 bis 10 mm zuverlässig erkennen. Diese Tatsache kann zur Entwicklung einer vereinfachten Ankerprüfung genutzt werden, welche die zerstörungsfreie Untersuchung bestehender Anker erlaubt.

Zustand der Anker

Die Ausgrabungen brachten erhebliche Einbaumängel zu Tage:

- So fehlten die Zentrierungen der Anker, was zu exzentrischer Lage der Stahlstäbe und damit erhöhtem Korrosionsangriff führte.
- Die Netzstrümpfe lagen über weite Strecken dicht am Anker und waren damit wirkungslos. Zum Teil wurden sie beim Einbau aufgeschnitten und bildeten Pfropfen, welche den Mörtelfluss behinderten und die Überdeckung der Ankerstäbe beeinträchtigte.
- Die Ummörtelung der Schutzrohre ist ungenügend und das Haftvermögen schlecht; der Mörtel platzte über weite Strecken ab; starke Korrosion der Schutzrohre war die Folge.

Diese Baumängel reduzieren die Schutzwirkung des Mörtels und führen daher langfristig zu erhöhter Korrosion der Ankerstähle.

Zum heutigen Zeitpunkt beobachtet man aber kaum Risse im Mörtel und die Ankerstäbe bleiben weitestgehend intakt, d.h. die Korrosion der Anker ist momentan kein Problem, sie muss aber im Auge behalten werden.

Es wurde bisher angenommen, die Werkreihe 21 sei keinem Hangkriechen ausgesetzt, da sie keine Schäden aufweist. In der Nachbarschaft liegen aber die Kontrollpunkte mit den maximalen Verschiebungsvektoren. Möglicherweise bewegen sich die Werke aber auf einer Gleitschicht, welche so tief liegt, dass auch die bergseitigen Zuganker mitrutschen.



Es empfiehlt sich daher, in dieser Reihe einen zusätzlichen Kontrollpunkt einzurichten.

Empfehlungen für die Praxis

•Die Beschaffenheit des Baugrundes ist die wichtigste Unbekannte im Steinschlag- und Lawinenverbau. Wenn Schutzbauten nachhaltig sein sollen, müssen die geologischen Gegebenheiten in die Dimensionierung der Verankerung einfließen, d.h. Bodenuntersuchungen und Ausziehversuche sind zwingend einzuplanen. Sie sind zeitlich so anzusetzen, dass genügend Spielraum zur Ausführung der Feldarbeiten samt nachfolgender Ankerbemessung bleibt. Sie werden daher am sinnvollsten im Herbst vor dem eigentlichen Baubeginn durchgeführt. Man beachte die Möglichkeit von Projektierungskrediten des Bundes!

•Wenn man verhindern will, dass Baumängel die Lebensdauer der Verankerungen herabsetzt, müssen das Versetzen der Anker und die Injektion kontrolliert werden.

•Glatte Schutzrohre neigen zu Mörtelabplatzungen mit rascher Korrosion. Hier müssen konstruktive Verbesserungen in die Wege geleitet werden.



9. Ausblick

Die heutige Situation in Zusammenhang mit Anker für Schutzbauten wird aus unserer Sicht wie folgt beurteilt:

Die äussere Tragsicherheit der Anker eines Schutzbauwerkes ist und bleibt schwierig zu beurteilen. Sie ist diejenige Komponente, welche mit der grössten Unsicherheit behaftet ist. Exakte Angaben von Auszieh Widerständen $R_{a,k}$ über ein ganzes Verbauungsgebiet sind nicht möglich. Die verantwortlichen Personen müssen trotzdem in jedem Fall eine Entscheidung über die jeweilige Einbindetiefe der Anker fällen.

Die Erfahrung zeigt, dass beim Erstellen neuer Schutzbauwerke oft Ausziehversuche zum falschen Zeitpunkt und an nicht aussagekräftigen Standorten angesetzt werden.

An den bestehenden Verbauungen werden periodische Kontrollen durchgeführt, die sich aber auf den Oberbau und meist visuelle Betrachtung beschränken. Aussagen über Schäden und noch vorhandenen Tragreserven des Unterbaus (Foundationen, speziell Anker) sind daher nicht möglich.

Nur mit umfassenden Aufnahmen an Ober- und Unterbau kann ein Zustandsbild erstellt werden, welches für die Planung der erforderlichen Instandsetzungsmassnahmen zwingend notwendig ist.

Anhand unseren Untersuchungen konnten einige wesentliche Fragestellungen beantwortet werden. Trotzdem braucht es für einzelne untersuchte Themen noch zusätzliche Arbeiten, damit diese abschliessend beantwortet werden können. Aus unserer Sicht sind diese zusätzlichen Arbeiten in den nachfolgend beschriebenen Arbeitspaketen A2, A3, A1_1 und A1_2 abgedeckt, welche der EKLS in Form von Projektskizzen unterbreitet werden:

Arbeitspaket A2: Weiterentwicklung einer geeigneten Prüfeinrichtung für schwieriges Gelände
Entwicklung eines vereinfachten Prüfverfahrens für Ausziehversuche und Zugproben.
Insbesondere soll die Zugprobe in Abweichung zur Norm SIA 267/1 Abschnitt 7.1.4 (Qualitätsprüfung) auf die spezifischen Anforderungen eines Schutzbauwerkes geprüft und eventuell angepasst werden.
Optimierung von Prüfvorrichtung und Prüfverfahren soll laufend im Rahmen von Verbauungsprojekten in anderen Gebieten erfolgen.
Parallel soll ein Leitfaden verfasst werden, der die Anordnung von Prüfanke n vorschlägt

Arbeitspaket A3_/ 1: Detaillierte Laboruntersuchungen an den ausgegrabenen 20-jährigen Ankern:
Bestimmung Korrosionsgrad Stahlkorrosion – Querschnittsverlust
Bestimmung schwarze Beschichtung auf Stahloberfläche
Generelle Bestimmung des inneren Tragwiderstandes und der noch vorhandenen Sicherheit



- Arbeitspakete A1_1: Untersuchung der genauen Ursache der Ausreisser (ca.15%).
Anhand von weiteren Zugproben an bestehenden Verbauungen (ganze Schweiz) Überprüfung unserer Resultate bezüglich äussere Tragfähigkeit.
An 100 best. Anker an 10 verschiedenen Verbauungen / Bodentypen Zugproben durchführen
- Arbeitspakete A1_2: Untersuchung von Nachinjektion in verschiedenen Bodentypen (lehmig/kiesig, wassergesättigt/trocken) etc.
18 Prüfanke (3 mit Nachinjektion / 3 ohne Nachinjektion) alle mit je 3 DMS an 3 verschiedenen Verbauungen / Bodentypen
Einbau, Prüfung und Bericht



Literaturverzeichnis

- [1] *Daten AfW (div. Unterlagen zur Erstellung und Sanierung LV Munt da Lü)*
AfW Graubünden, Region Südbünden, 1958 – 1990
- [2] *Geotechnische Erkundung und Untersuchung: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden*
Teil 1: *Benennung und Beschreibung – SN 670 004-1a – EN ISO 14688-1: 2002*
Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, 2006
- [3] *Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen*
Teil 1: *Bestimmung der Korngrößenverteilung – Siebverfahren – EN 933-1*
Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, 2001
- [4] *Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen Teil 5: Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung – EN 1097-5*
Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, 2001
- [5] *Mineralische Baustoffe, Schlämmanalyse nach der Aräometermethode – SN 670 816 a*
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, 1990
- [6] *Konsistenzgrenzen – SN 670 345 a*
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, 1990
- [7] *Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen*
Teil 6: *Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme – EN 1097-6*
Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, 2000
- [8] *Geotechnische Erkundung und Untersuchung: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden*
Teil 2: *Grundlagen von Bodenklassifizierung – SN 670 004-2a – EN ISO 14688-2: 2004*
Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, 2006
- [9] *SIA Normen (SIA 260, SIA 261, SIA 267 und SIA 267/1)*
Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003
- [10] *Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmessstreifen*
Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Karl Hoffmann, 1987
- [11] *Die Messung elementarer Belastungsfälle mit Dehnungsmessstreifen*
Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Karl Hoffmann, 1986
- [12] *Elektrische Messtechnik*
Carl Hanser Verlag, Rainer Felderhoff, 1982
- [13] *RUWA Ischebeck TITAN*
Fachtagung, Mikropfahl- und Passivanker, 2008



Abbildungsverzeichnis

Seite 1 – Abb. 1.1: *Ausschnitt Swiss Map*

Landestopografie der Schweiz/ Swisstopo, 3084 Wabern, 2005- 2007

Seite 2 – Abb. 2.1: *Geologische Karte*

Landestopographie Schweiz, um 1912

Seite 2 – Abb. 2.2: *Übersicht Messpunkte im Verbauungsgebiet*

Ingenieurbüro Darnuzer, Davos Platz, 2008

Seite 3 – Abb. 2.3: *Übersicht LV Munt Lü*

Amt für Wald Graubünden Region Südbünden

Seite 6 – Abb. 3.2: *Detail des hangseitigen Auflagers*

Uffici forestal dal circol 26, 1988

