

**Geotechnische Untersuchungen,  
satellitengestützte (GPS) Bewegungsanalysen und  
Standsicherheitsüberlegungen an einem  
Kriechhang in EBNIT, Vorarlberg**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines  
Doktors der Naturwissenschaften  
an der Fakultät für Bio- und Geowissenschaften  
der Universität Karlsruhe (TH)  
genehmigte

DISSERTATION

von  
Dipl.-Geol. Ulrike Schneider  
aus Karlsruhe

Karlsruhe 1999

Tag der Prüfung: 16. Juni 1999  
Referent: Prof. Dr. Dr. K. Czurda, Universität Karlsruhe (TH)  
Korreferent: Prof. Dr. J.-F. Wagner, Universität Trier

Anschrift der Autorin:

Diplom Geologin Ulrike Schneider  
Lehrstuhl für Angewandte Geologie  
Universität Karlsruhe (TH)  
Kaiserstraße 12  
D-76128 Karlsruhe  
Privat:  
Adlerstraße 57  
76137 Karlsruhe

---

**Kurzfassung**

Massenbewegungen können schnell als schlagende Katastrophen (Bergsturz, Rutschung, Mure, Lahar) oder langsam als schleichende Katastrophen (Talzuschub, Erd- und Schuttstrom oder Kriechen) erfolgen. Langsame Kriechbewegungen von Rutschmassen wurden bis heute wenig untersucht, obwohl solche Bewegungen als Initialstadium von schnelleren Bewegungen gedeutet werden können und somit eine latente Gefahr darstellen.

Im Modellgebiet Ebnit, im Vorarlberger Helvetikum, wurden Hangschuttmassen mit dem Ziel untersucht, die Kinematik der Bewegungen, speziell der Kriechbewegungen im Teilgebiet *Heumöser Hang*, zu erfassen. Das Gebiet rund um Ebnit wurde geologisch und geotechnisch aufgenommen. Kernbohrungen, Inklinometer- und Piezometermessungen ermöglichten die Beobachtung des Hangwasserspiegels und die Bewegung der Hangmassen in der Tiefe. Es wurden erstmals oberflächliche Bewegungsanalysen durch Kombination von GPS-Messungen und terrestrischen geodätischen Vermessungen durchgeführt. Mit den satellitengestützten GPS-Deformationsanalysen konnten alle Bewegungen in Ebnit festgestellt und speziell die Kriechbewegungen am *Heumöser Hang* flächenhaft erfaßt werden. Darüber hinaus wurden hydrologische Parameter registriert und Bodenfeuchtemessungen durchgeführt. Durch Scherversuche im Labor wurden die Rutschmassen auf ihre Scherfestigkeit hin untersucht. Dabei stand die Ermittlung der Restscherfestigkeit durch Kreisringscherversuche im Vordergrund. Mit Hilfe dieser Parameter wird die Standsicherheit des *Heumöser Hanges* bewertet.

Im Bereich Ortsmitte zeigen die Untersuchungen ein bruchhaftes Versagen der Massen nach dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium entlang eng begrenzter Gleitflächen. Am *Heumöser Hang* dagegen zeigen die Hangmassen eine plastische, diskontinuierlich bruchlose Verformung von der Oberfläche bis an die Grenze zum fest anstehenden Untergrund, die räumlich und zeitlich nicht gleichförmig ist.

**Danksagung**

Die vorliegende Dissertation entstand im Rahmen eines DFG-Projektes „Hydrologische und kinematische Prozesse bei Großhangbewegungen in bindigen Sedimenten“ am Lehrstuhl für Angewandte Geologie der Universität (TH) Karlsruhe. Mein besonderer Dank gilt meinem verehrten Lehrer Prof. Dr. Dr. Kurt Czurda für die Vergabe des Themas, seine Unterstützung und Förderung, seine wertvollen Anregungen und steten Diskussionen und die mir gewährte Freiheit. Seiner Heimatverbundenheit verdanke ich die Arbeit in Vorarlberg, die trotz Schwierigkeiten sehr viel Freude bereitet hat.

Herrn Prof. Dr. Frank Wagner, Universität Trier, Fachbereich Geologie danke ich sehr für die Übernahme des Korreferates, den moralischen Beistand während meines gesamten Studiums, seine Gastfreundschaft und die Möglichkeit der Laboruntersuchungen in Trier sowie für die freundliche Übernahme des Korreferates.

Allen Einwohnern von Ebnit danke ich, daß sie mich vier Jahre ertragen haben, in jeder Hinsicht unterstützt und den Fortgang der Arbeit stets mit Interesse verfolgt haben. Ohne die Hilfe aller wären die Geländearbeiten weitaus schwieriger und nicht so erfolgreich gewesen. Einen besonderen Dank richte ich an Wolfgang und Rosmarie Peter, Franz Brandl, Egon, Anne, Kurt und Norbert Peter, Wolfgang Wäger, Walter Peter und Wilfried Peter sowie deren Familien. Ohne die kleinen Hilfen für mein leibliches Wohl, für engagierte Hilfeleistungen während der Messungen und die zahlreichen Diskussionen wäre ich nicht über die Runden gekommen.

Allen Ämtern in Österreich danke ich für die Zusammenarbeit, die unbürokratische Unterstützung und das stete Interesse. Speziell allen Mitarbeitern vom Amt der Wildbach- und Lawinenverbauung, Gebietsbauleitung Bregenz und deren Chefs Herrn Andreas Reiterer, Herrn Hermann Hyden und Herrn Gerhard Prenner danke ich für den logistischen, materiellen und persönlichen Einsatz sowie die großzügige Bereitstellung der Unterkünfte. Die Hilfe vom Bauhof der WLV, von Willy, Richard, Michl und Hubert war außergewöhnlich. Hierfür herzlichen Dank.

Allen Mitarbeitern von der Vorarlberger Naturschau, speziell Frau Margit Schmitt, Herrn Klaus Zimmermann und Herrn Georg Friebe, danke ich für die finanzielle Förderung, die unbürokratische Hilfe bei der Datenbeschaffung und das stete Interesse am Projekt Ebnit.

Der Stadt Dornbirn, Herrn Wolfgang Rusch, dem Raumplanungsamt, Herrn Weiss, dem Forstamt, Herrn Machnik und dem Landeswasserbauamt Bregenz, Herrn Wirth und Herrn Grabher sowie dem Gemeindeamt Fraxern danke ich für die unbürokratische Zusammenarbeit.

Auch folgenden Mitarbeitern des Lehrstuhls danke ich für die moralische Unterstützung: Joachim, Wolfgang, Wolf, Detlef, Nico, Alex, Tomas, Andrea, Christiane, Carmen, Dorothee und allen, die nicht namentlich erwähnt werden. Matthias Schwenk danke ich für seine großartige Arbeit im Gelände, Joachim Rohn und Wolfgang Breh für die wertvollen Korrekturen.

Udo Lächler und Herrn Ihringer vom Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Herrn Schmitt, Michael Illner, Johannes Hotz, Jochen und Nelly Howind und allen Hiwis des geodätischen Institutes der Universität Karlsruhe danke ich für die tolle Gemeinschaftsarbeit am DFG-Projekt.

Meinem Mann Volker, meinen Freunden Annette, Tina, Andreas, Petra, Thomas, Daniel, Christine, Frank, Sabine, meinen Eltern und meiner gesamten Familie danke ich vor allem für Geduld, Toleranz, Unterstützung und Beistand. Sabine und Volker danke ich besonders für die Durchsicht des Manuskriptes, Jutta und Michael danke ich sehr für die tollen Bilder.

Kurzfassung	
Danksagung	
Inhaltsverzeichnis	Seite
1. Einleitung und Aufgabenstellung .....	1
2. Theoretische Grundlagen von Massenbewegungen.....	1
3. Das Modellgebiet Ebnit .....	6
3.1. Geographische Lage .....	6
3.2. Geologischer Rahmen .....	7
3.2.1. Überblick.....	7
3.2.2. Stratigraphie .....	7
3.2.2.1. Kreide .....	7
3.2.2.2. Quartär.....	9
3.2.3. Tektonik .....	9
3.3. Hangbewegungen in Ebnit.....	11
4. Geländeuntersuchungen.....	13
4.1. Geotechnische Kartierungen.....	13
4.1.1. Ortsmitte.....	13
4.1.2. Heumöser Hang .....	15
4.2. Bohrlochmessungen .....	17
4.2.1. Kernbohrungen (KB).....	17
4.2.2. Inklinometermessungen.....	20
4.2.2.1. Methodik .....	20
4.2.2.2. Ergebnisse .....	21
4.2.3. Piezometermessungen .....	28
4.2.3.1. Methodik .....	28
4.2.3.2. Ergebnisse .....	29
4.2.4. Temperaturmessungen.....	32
4.3. Deformationsanalysen .....	32
4.3.1. Global Positioning System (GPS) .....	32
4.3.1.1. Referenzpunktmessung.....	33
4.3.1.2. Objektpunktmessung .....	34
4.3.2. Ergänzende terrestrische Vermessung.....	36
4.3.3. Ergebnisse .....	37
4.3.3.1. Heumöser Hang.....	38
4.3.3.2. Terrestrische Ergänzungsmessung.....	44
4.3.3.3. Sportplatz.....	46
4.3.3.4. Waldheim .....	48
4.3.3.5. Mönchstor.....	50
4.3.3.6. Hackwald.....	50
4.3.4. Bewertung der GPS-Deformationsmessungen .....	50
4.4. Meteorologische Beobachtungen .....	51
4.4.1. Niederschlag .....	52
4.4.2. Wetterstation am Heumöser Hang.....	53
4.5. Bodenfeuchtemessungen .....	56
5. Laboruntersuchungen .....	59
5.1. Bodenphysikalische Parameter.....	61
5.1.1. Methodik .....	61
5.1.2. Ergebnisse .....	61
5.2. Scherparameter.....	64
5.2.1. Maximale Scherfestigkeit.....	64
5.2.2. Restscherfestigkeit.....	66
6. Bewertungen des Heumöser Hanges .....	70
6.1. Standsicherheitsberechnungen.....	70
6.1.1. Grundlagen aus DIN 4084 und DIN V 4084-100 .....	70
6.1.2. Berechnungen am Heumöser Hang .....	73
6.2. Kinematische Betrachtungen.....	76
7. Literatur .....	78
8. Abbildungs- und Tabellenverzeichnis .....	81
Anhang	



## 1. Einleitung und Aufgabenstellung

Die Alpen sind ein Gebiet, in dem sich häufig katastrophale Massenbewegungsprozesse wie Berg- und Felsstürze, Rutschungen, Muren oder Lawinen ereignen. Zahlreiche Lawinen sind auf die Rodung von Wäldern zurückzuführen, ungeeignete Bewirtschaftungsformen lösen Bodenabtrag und Hochwasser aus. Gegenwärtig nimmt, neben der Lawinengefahr, die Gefahr von Verklausungen und den daraus entstehenden Muren und Flutwellen durch Verwilderung wieder zu. Die Naturkatastrophen der letzten Jahrzehnte sind als naturräumliche Prozesse in der Regel nicht stärker als frühere Ereignisse, aber der von ihnen verursachte Schaden ist um ein Vielfaches größer, weil man den bekannten Gefahren nicht mehr ausweicht, sondern den technischen Schutzmaßnahmen vertraut und gefährdete Zonen verbaut.

Weniger im Interesse der Öffentlichkeit sind langsame Bewegungen von Massen, die über einen längeren Zeitraum zu Tale kriechen und meist nur geringe Schäden für die Bewohner verursachen. Mit der Kenntnis, daß Kriechbewegungen die Scherfestigkeit von Lockergesteinsmassen herabsetzen, kann allgemein gesagt werden, daß von solchen Hängen eine latente Gefahr für schnellere Massenbewegungen ausgeht. Ziel der vorliegenden Arbeit war die Erkundung der Bewegungsmechanismen von unterschiedlich aufgebauten Hängen in einem Rutschgebiet in Vorarlberg. Für Sanierungsmaßnahmen zur Stabilisierung der im Kriechen befindlichen Hänge ist es notwendig, alle auslösenden Faktoren festzustellen und zu bewerten.

Die Hänge wurden durch ingenieurgeologische Detailaufnahmen erkundet. In Bohrlöchern erfolgten Neigungs Sondierungen und Piezometermessungen. An ausgewählten Proben wurden bodenmechanische Laborversuche durchgeführt, die für Standsicherheitsberechnungen wichtig sind. Um die Bewegungen an der Oberfläche räumlich und zeitlich zu erfassen, wurden erstmals kostengünstige, satellitengestützte, geodätische Bewegungsmessungen mittels GPS durchgeführt und auf ihre Aussagefähigkeit hin überprüft, um sie künftig für Deformationsanalysen in ähnlich großen Rutschgebieten einzusetzen.

## 2. Theoretische Grundlagen von Massenbewegungen

Massenbewegungen werden allgemein auf Grundlage der Unterscheidung von Fels- und Lockermassen, der wirksamen Mechanismen und der Morphologie ihrer Oberfläche klassifiziert. Die in der westlichen Literatur am häufigsten verwendete Klassifikation von VARNES (1978) verwendet als Hauptunterscheidungskriterien die petrographische Zusammensetzung der bewegten Massen und die Art ihrer Bewegung. Auch die Geschwindigkeit der Bewegungen wird berücksichtigt. Die Klassifikation wurde durch Beiträge von ZISCHINSKY (1966), ZARUBA & MENCL (1969), SKEMPTON & HUTCHINSON (1969) und NEMCOK ET AL. (1972) ergänzt (MOSER & ÜBLAGGER, 1984).

VARNES (1978) gliedert die Massenbewegungen nach den Begriffen Stürzen, Gleiten (Rutschen), Fließen (inklusive Kriechen) sowie nach ihrer lateralen Verbreitung (Tab. 2.1). Die komplexen Massenbewegungen setzen sich aus mehreren Bewegungstypen zusammen.

Stürze sind vorwärts gerichtete Bewegungen einer oder mehrerer Gesteins- oder Bodeneinheiten um einen Drehpunkt unterhalb einer Schicht. Rotations- und Translationsrutschungen werden unter dem Begriff Gleiten zusammengefaßt. Rotationsrutschungen sind scherspannungskontrollierte Bewegungen entlang einer oder mehreren Flächen, bevorzugt in homogenen Lockermassen. Die häufigste Form ist die Abwärtsbewegung von kleinen deformierten Gleitkörpern entlang einer konkaven Gleitfläche. Bei Gleitungen erfolgt die Rotationsbewegung mehr oder weniger um eine Achse, die parallel zum Hang liegt. Die Gleitfläche ist meist schaufelförmig ausgebildet. Bei einer Translationsrutschung bewegt sich die gleitende Masse entlang einer oder mehreren geraden (oder leicht wellenförmigen) vorgegebenen Trennflächen abwärts. Die Massen rotieren dabei nur wenig oder gar nicht. Fließen tritt in nicht konsolidiertem Material auf, das naß oder trocken sein kann und sich mehr oder weniger schnell bewegt.

Seit TERZAGHI (1950) unterscheidet man zwischen Mantelfließen und Massenfließen. Ersteres ist eine saisonale Bewegung wie beispielsweise das Kriechen von Lockergesteinen und Böden. Das zweite resultiert nur aus Gravitationskräften, besitzt konstante aber nicht unmittelbar wahrnehmbare Geschwindigkeiten und reicht in große Tiefen hinab. Zum Mantelfließen gehören Erd- und Schuttkriechen mit Hakenschlagen der Gesteinsschichten des festen Untergrundes und Erdfließen (langsame Bewegungen von Gesteinsschutt oder Bodenmaterial unter Einfluß der Gravitation oder infolge einer langzeit-plastischen Deformation). Hier ist keine Gleitfläche ausgebildet, sondern es tritt eine zerrüttete Zone auf, innerhalb derer viele kurze Teilbewegungen stattfinden. Die Bewegung ist meist auf die Oberflächenlagen beschränkt (LAATSCH & GROTTENTHALER, 1972). Bewegen sich größere plastische Massen unmerklich langsam gletscherähnlich oder stromartig hangabwärts, bezeichnet man sie als Kriechströme, beziehungsweise als Erd- und Schuttstromkriechen.

Tab. 2.1: Bewegungsarten nach Varnes (1978), vereinfacht

Bewegungsart	Felsgestein	vorwiegend nichtbindiges Lockergestein	vorwiegend bindiges Lockergestein
<b>Stürze (falls)</b>	Steinschlag Felssturz Bergsturz	Lockergesteinsabsturz	
<b>Kippen (topples)</b>	Felskipfung	Lockergesteinskipfung	
<b>Gleiten (rotational slump)</b>	Felsgleitung ohne vorgezeichnete Gleitfläche	Rotationsrutschung	
<b>Gleiten (translational slide)</b>	Felsgleitung mit vorgezeichneter Gleitfläche	Translationsrutschung	Translationsrutschung Blattanbruch
<b>Fließen (flow)</b>	Talzusub	Mure Bodenfließen (Solifluktion) Lockergesteinskriechen	Schuttstrom Schlammstrom Lockergesteinskriechen
<b>Blockdeformation (lateral spreading)</b>	Blockgleitung in Fels	Blockgleitung in Lockergestein	
<b>Zusammengesetzte Rutschungen</b>	Felskipfung mit Muschelanbruch	Lockergesteinskipfung mit Mure	Rotationsanbruch mit Schuttstrom

Unter einer Mure versteht man ein durch Starkniederschlagsereignisse oder große Schneeschmelze hervorgerufenen plötzliches Hangabwärtsbewegen einer breiigen Masse aus Wasser, Erde und Grob- bis Feinschutt. Der Brei verhält sich wie ein einheitliches disperses System und stellt einen Gravitationsstrom dar. Als Solifluktion definiert man Kriech- und relativ langsame Fließbewegungen von Erd- und Schuttmassen unter der Herrschaft eines Kaltklimas. Der Frostwechsel und das Abgleiten der aufgetauten und erweichten Massen auf dem noch gefrorenen Untergrund (Permafrostboden) spielen bei der Solifluktion eine große Rolle.

Für Hangbewegungen lassen sich vielfältige Ursachen anführen.

Beispiele für permanent wirkende Faktoren sind:

- Veränderung der Neigung und Höhe eines Hanges
- Wegnahme des Widerlagers am Hangfuß, Unterschneidung, Talvertiefung durch Erosion
- Auflockerung des Hanges durch chemische und physikalische Verwitterung
- Auflockerung und Entfestigung des Gebirges infolge des Eigengewichts

Beispiele für episodisch wirkende Faktoren sind:

- Veränderung des Bergwasserstandes oder hohe Durchfeuchtung, verursacht durch anormale Niederschläge, Frost oder Schnee sowie anthropogen verursacht durch defekte Dränagen, Wasserleitungen oder Aufstau
- Erschütterungen, verursacht durch Erdbeben oder anthropogen verursacht durch Sprengungen, Bohrungen oder Schwerlastverkehr
- Spannungsänderungen, verursacht durch anormale Niederschläge, Frost oder Schnee oder anthropogen verursacht durch Aufschüttungen, Kippen, Halden, Bauwerke
- Änderung der äußeren Form, verursacht durch Unterspülung oder anthropogen verursacht durch Hangeinschnitte

Die einzelnen Faktoren treten in der Regel weder unabhängig voneinander noch einzeln auf. Oftmals wird der Einfluß eines Faktors bestimmend, man spricht dann vom auslösenden Moment. Das heißt, eine gewisse Rutschungsgefahr besteht bereits und die Veränderung des Einzelfaktors bestimmt lediglich den Zeitpunkt einer Rutschung.

Bewegungen, die sehr langsam sind, werden von vielen Autoren ohne Berücksichtigung der Mechanik des Vorganges als Kriechen bezeichnet. Man versteht in der Materialwissenschaft unter einem Kriechen ein plastisches Verformungsverhalten unterschiedlichster Werkstoffe (Metalle, Granit, Phyllit, Glimmerschiefer, Salz, Eis) gegenüber einer Beanspruchung. Geotechnisch wird der Begriff Kriechen allgemein für eine langsame zeitabhängige Verformung benutzt. Man versteht darunter eine langzeitige Bewegung in Locker- und Festgesteinen mit Bewegungsraten von wenigen Millimetern bis Zentimetern pro Jahr. Die resultierenden Erscheinungsformen sind:

- Felskriechen und Blockkriechen und -gleiten
- Schuttkriechen
- Bodenkriechen (Solifluktion)
- Talzuschub

STINY (1941) prägte den Begriff Talzuschub. Man versteht darunter das ganz langsame Eingleiten steiler Bergflanken gegen die Mitte des Tales. Die Geschwindigkeit ist dabei meist so gering, daß die Pflanzendecke nicht zerreißt und am Rande der Schubmasse keine offenen Risse auftreten. Der Begriff ist eine rein phänomenologische Beschreibung von Massen, die sich im Kriechen befinden. Er sagt nichts über die Kinematik von Kriechbewegungen aus. In alpinen Räumen kann man zwischen dem vorwiegend gleitenden und dem sackenden Talzuschub unterscheiden (LAATSCH & GROTTENTHALER, 1972).

Gleitender Talzuschub setzt sich aus der Bergzerreißung nach AMPFERER (1939) und dem Talzuschub im Sinne von STINY (1941) zusammen. Danach ist der Talzuschub ein unmerklich langsames Niedergehen bzw. Kriechen mehr oder weniger geschlossener Hangpartien in meist übertieften Talfurchen. Die Hauptbewegung entspricht einer langsamen, großräumigen meist tiefgreifenden Kriechbewegung von Gesteinsmassen auf einer präformierten Gleitfläche. Die abgescherte Masse bewegt sich unter dem Einfluß von Schwerkraft und Eigengewicht langsam zu Tale. Nicht selten ist ein gleitender Talzuschub als Initialstadium einer schnellen Translationsrutschung zu sehen.

Sackender Talzuschub ist eine Bewegungskombination aus langsamer Abscherung an listrischen Gleitflächen bzw. Bewegungsbahnen am Oberhang und bruchloser plastischer Kriechverformung in tieferen Hangbereichen. Die Scherflächen enden hoch oben am Hang blind im Gestein. Im unteren Teil wird die Bewegung bruchlos weitergeführt, wobei der Hang dann allmählich das Tal zuschiebt. Ein sackender Talzuschub verursacht am Oberhang Abrißerscheinungen und plastische Verformung am Unterhang. Bruchhaftes Verformen oben und bruchloses, plastisches Versagen in der Schubspannungszone sind hier also miteinander kombiniert. Diese plastische Verformung bezeichnen LAATSCH & GROTTENTHALER (1972) als Felskriechen. Sie benutzen, in Anlehnung an die Rheologie, den Begriff Kriechen als unmerklich langsame, nichtelastische innere Verformung eines beliebigen Materials.

Allgemeine Auslöser von Rutschungen sind zum Beispiel hangabwärts gerichtete Schwerkräfte, Strukturveränderungen, Änderungen des Porenwasserdruckes im Hang, Erschütterungen oder Spannungsumlagerungen infolge Ent- oder Belastungen. Ein wichtiger, auslösender Faktor von Talzuschüben ist der Rückzug der Gletscher nach der letzten Vereisung. Durch den Rückzug der Eismassen wurde den Talflanken das stützende Hangwiderlager entzogen, die U-förmigen Talflanken konnten nur bei sehr standfesten Gesteinen erhalten bleiben, nicht aber in weicheren oder veränderlich festen Gesteinen.

Als bewegungsverursachende Kräfte können beim Talzuschub neben der hangabwärts gerichteten Schwerkraft auch Entlastungsspannungen eine Rolle spielen. Sie bewirken eine Querdehnung der durch Talerosion und postdiluviale Gletscherschmelze entlasteten Felsmassen (LAATSCH & GROTTENTHALER, 1972). Das labile Gleichgewicht der kriechenden Massen besteht auf der einen Seite zwischen den hangabwärts gerichteten Kräften (Gewichtskraft und Auflast) und auf der anderen Seite den haltenden Kräften in der Masse (Kohäsion und innere Reibung). Wenn durch Wasserzutritt die Plastizität und das Gewicht der Masse zunehmen und die Kohäsion abnimmt, kann das Verhältnis der abschiebenden zu den haltenden Momenten in einem Hang (Standicherheit der Böschung) den Wert 1 unterschreiten (Kap. 6.1). Es kommt zu einer Bewegung der Massen in Richtung Tal.

Die gut untersuchten Kriechbewegungen von Schnee und Eis übertrug HAEFELI (1954, 1967) auf Schutthalden, Rutsch- und Lockermassen. Auf seinen Beobachtungen basiert die Definition von Kriechen in Gesteinsmassen nach der Kinematik. Er gliedert das Kriechen nach der Zeit, dem Raum und der Verformung (Abb. 2.1).

Zeitlich wird zwischen stationärem und instationärem Kriechen unterschieden. Stationärer Kriechvorgang liegt dann vor, wenn die Kriechgeschwindigkeiten zeitlich konstant sind und weder eine Volumen- noch eine Formänderung des kriechenden Körpers stattfindet. Der stationäre Kriechvorgang ist in der Natur eine seltene Ausnahme. Instationäres Kriechen heißt, daß hier die Kriechgeschwindigkeit über die Zeit nicht konstant ist und mit einer Volumenänderung der kriechenden Masse verbunden ist.

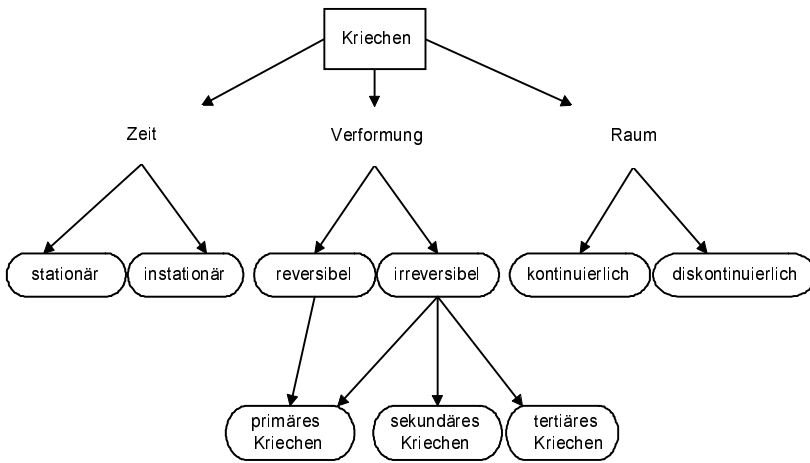


Abb. 2.1: Einteilung des Kriechens nach Zeit, Verformung und Raum (nach HAEFELI, 1954)

Räumlich können im wesentlichen drei Arten von Kriechen unterschieden werden, die schematisch in Form von Kriechprofilen in Abbildung 2.2 dargestellt sind.

Beim Kriechvorgang werden meist die gesamten Lockermassen verformt, wohingegen beim Bruch nur das Material innerhalb einer oder mehrerer eng begrenzter Scherflächen bewegt wird. Der Bewegungsablauf hängt, neben dem Ort und der Zeit der Bewegung, vor allem

von der Tatsache ab, daß sich die Kriechgeschwindigkeit sowohl in der Tiefenerstreckung wie auch in der Längs- und Querrichtung der Bewegungsmasse ändern kann.

Beim kontinuierlichen Kriechen (Abb. 2.2) nimmt die Kriechgeschwindigkeit im Massenkörper von der Oberfläche bis hin zum unbewegten Teil des Massenkörpers kontinuierlich ab. Beim diskontinuierlichen Kriechen ist ebenfalls eine Abnahme der Kriechgeschwindigkeit im Massenkörper mit zunehmender Tiefe festzustellen, doch bleibt hier ein gewisser Bewegungsbetrag an der unteren Gleitfläche bestehen; das Kriechen ist hier mit einem Gleitvorgang kombiniert. Translatorisches Gleiten tritt ein, wenn Gleitbewegungen mit gleichförmiger Geschwindigkeit über die gesamte Tiefe der Gleitmasse verteilt sind.

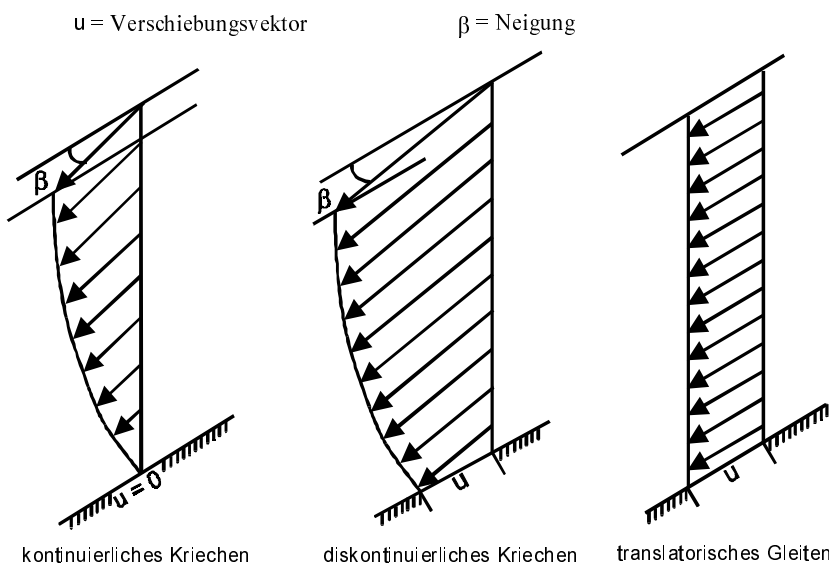


Abb. 2.2: Schematisierte Kriechprofile von Lockergesteinsmassen (HAEFELI, 1954)

Unter dem Aspekt der Verformung zeigt das Kriechverhalten von Stoffen in Abhängigkeit von der Höhe der aufbrachten konstanten Spannung und der verstrichenen Zeit einen in drei Phasen gegliederten charakteristischen Kriechverlauf (HAEFELI, 1967, MOSER & GLUMAC, 1983, HÖWING, 1984). Die Kriechgeschwindigkeit kann bei konstanter Belastung durch Verfestigung abklingen (primäres Kriechen), konstant bleiben (sekundäres Kriechen) oder zunehmen und zum Bruch im engeren Sinne führen (tertiäres Kriechen).

Die primäre Kriechphase stellt sich nach einer sofortigen elastischen Anfangsverformung  $\epsilon_0$  unter konstanter Spannung ein. Die Kriechgeschwindigkeit verlangsamt sich mit der Zeit, da in dieser Phase die Strukturverfestigung gegenüber der Strukturaufweichung überwiegt. Ist die aufbrachte Spannung gering, so führt die Strukturverfestigung nach einer gewissen Zeit zu einem Abklingen der Kriechverformung. Bei höheren Spannungen geht die primäre Kriechphase in eine sekundäre über. In der sekundären Phase erfolgt ein Kriechen mit konstanter Kriechgeschwindigkeit und kontinuierlich zunehmender Verformung. Das sekundäre Kriechen ist stets mit einer irreversiblen Verformung verbunden. Es halten sich hier die Strukturverfestigung und die Strukturaufweichung die Waage, so daß zwar eine konstante Verformung erfolgt, ein Bruch aber ausgeschlossen ist. Beim tertiären Kriechen überwiegt die Strukturaufweichung. Dies bewirkt eine zunehmende Beschleunigung der Kriechgeschwindigkeit und führt letztlich zum Bruch. Die tertiäre Kriechphase kann sich an die sekundäre Kriechphase anschließen, sie kann aber auch direkt im Anschluß an die primäre Kriechphase einsetzen. Viele Materialien besitzen keine sekundäre Kriechphase, da die Verformung während der primäre Kriechphase oft die Hangeometrie verändert.

Die primäre Kriechphase stellt sich nach einer sofortigen elastischen Anfangsverformung  $\epsilon_0$  unter konstanter Spannung ein. Die Kriechgeschwindigkeit verlangsamt sich mit der Zeit, da in dieser Phase die Strukturverfestigung gegenüber der Strukturaufweichung überwiegt. Ist die aufbrachte Spannung gering, so führt die Strukturverfestigung nach einer gewissen Zeit zu einem Abklingen der Kriechverformung. Bei höheren Spannungen geht die primäre Kriechphase in eine sekundäre über. In der sekundären Phase erfolgt ein Kriechen mit konstanter Kriechgeschwindigkeit und kontinuierlich zunehmender Verformung. Das sekundäre Kriechen ist stets mit einer irreversiblen Verformung verbunden. Es halten sich hier die Strukturverfestigung und die Strukturaufweichung die Waage, so daß zwar eine konstante Verformung erfolgt, ein Bruch aber ausgeschlossen ist. Beim tertiären Kriechen überwiegt die Strukturaufweichung. Dies bewirkt eine zunehmende Beschleunigung der Kriechgeschwindigkeit und führt letztlich zum Bruch. Die tertiäre Kriechphase kann sich an die sekundäre Kriechphase anschließen, sie kann aber auch direkt im Anschluß an die primäre Kriechphase einsetzen. Viele Materialien besitzen keine sekundäre Kriechphase, da die Verformung während der primäre Kriechphase oft die Hangeometrie verändert.

Die Gesamtdeformation einer Kriechbewegung setzt sich zusammen aus einer elastischen Verzerrung und aus zeitabhängigen, reversiblen und irreversiblen Verformungen, die schließlich zu Bruchverformungen führen. Dabei muß beachtet werden, daß den verschiedenen Modellen Vereinfachungen zugrunde liegen, die den natürlichen Gegebenheiten oft widersprechen (HÖWING, 1984):

- konstante Mächtigkeit der in Kriechbewegung befindlichen Schicht
- homogener Aufbau der Schicht bzw. des Gesteinskörpers
- kontinuierliche Kriechbewegungen und Deformationen
- gleichmäßig geneigte Böschungen
- bekannter Spannungszustand

Was die Untersuchung von Kriechphänomenen für die Praxis so interessant macht, ist die Tatsache, daß Kriechen meist als Initialstadium von Rutschungen eintritt. Bei Scherspannungen unterhalb der Bruchfestigkeit kann die fortschreitende Kriechdeformation zu einer Auflockerung des Bodenkörpers und damit zu einer Verringerung der Scherfestigkeit führen (SKEMPTON, 1964, 1985; KENNY, 1967 (A,B); OLSON, 1974, BUCHER, 1975; MÜLLER-VONMOOS & LOKEN 1989; SONDEREGGER, 1985; GIBO, 1987). Hierbei können Massen schon vor Erreichen ihrer Bruchfestigkeit versagen (Abb. 2.3).

Für Rutschmassen werden im Labor bei verschiedenen Normalspannungen Scherversuche durchgeführt, aus denen die Bruch- und Restscherfestigkeiten ermittelt werden (Kap. 5.2). Diese Festigkeitswerte werden anschließend mit den entsprechenden Normalspannungen in ein  $\tau/\sigma$ -Diagramm übertragen und durch Geraden miteinander verbunden (Abb. 2.4). Aus der jeweiligen Geradensteigung wird der Reibungswinkel und aus dem Ordinatenabschnitt die Kohäsion bestimmt.

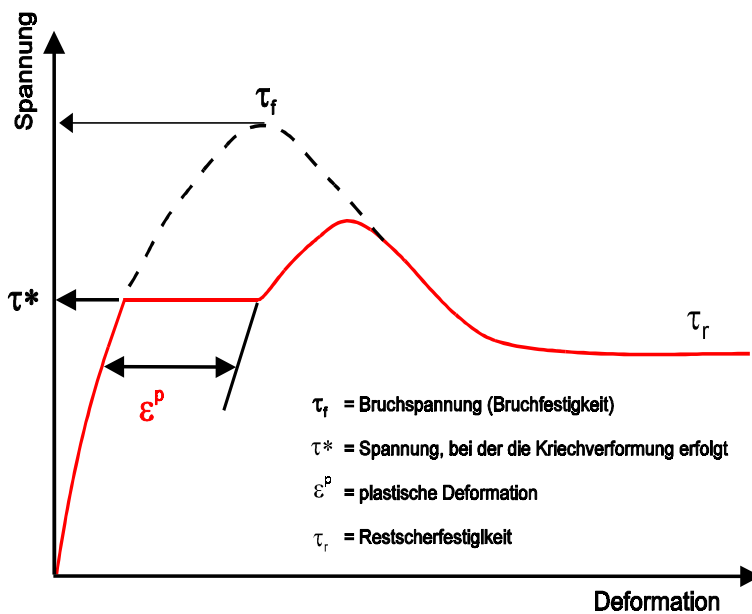


Abb. 2.3: Schematischer Verlauf einer Kriechkurve

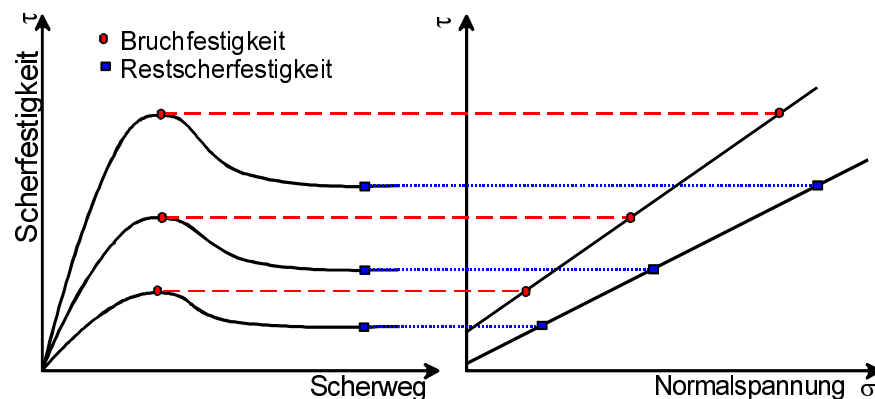


Abb. 2.4: Schematische Scherkurven, aus denen die Reibungswinkel und Kohäsionen der Rutschmassen ermittelt werden

### 3. Das Modellgebiet Ebnit

#### 3.1. Geographische Lage

Das Untersuchungsgebiet Ebnit liegt im vorderen Bregenzer Wald im Bundesland Vorarlberg in Österreich, rund 20 km südlich von Bregenz (Abb. 3.1). Erreichbar ist das Ebniter Tal über eine Straße, die von Dornbirn aus nach Süden entlang der Rappenloch- und Alplochschlucht führt.

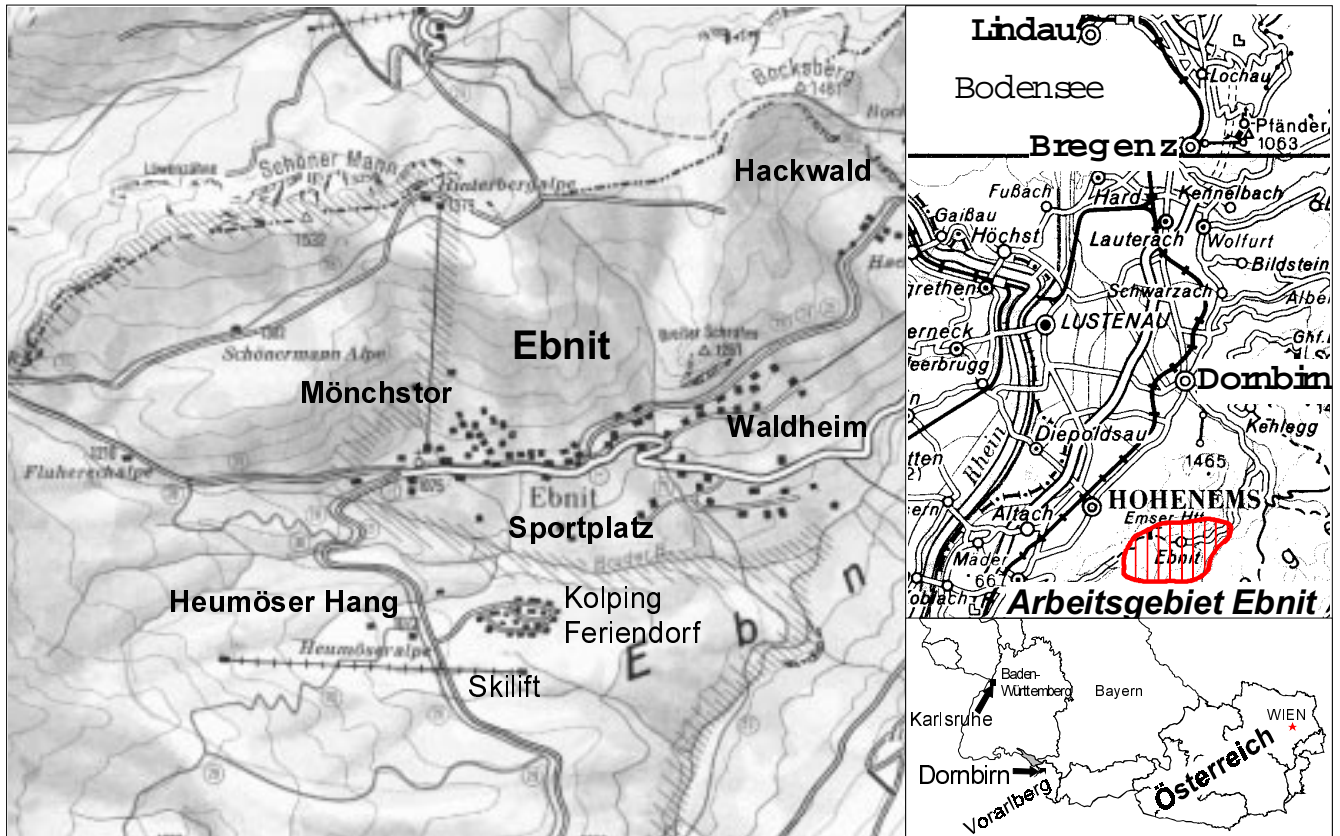


Abb. 3.1: Lage des Arbeitsgebietes. Rechts: Straßenkarte Vorarlberg mit der Landkarte Österreichs. Links: Lageplan Ebnit (Auszug aus Wanderkarte Dornbirn) mit den Bereichen Heumöser Hang, Mönchstor, Sportplatz, Waldheim und Hackwald

Die ehemals selbständige Gemeinde gehört seit 1932 zur Gemeinde Dornbirn, umfaßt 21,6 km<sup>2</sup> und grenzt an Mellau, Damüls, Laterns, Viktorsberg, Fraxern und Hohenems. Umrandet wird das Tal von Berggipfeln. Die bekanntesten sind der Hohe Freschen (2004 m) im Süden, der Alpkopf (1788 m) und die Sattelspitze (1562 m) im Südosten, die Hohe Kugel (1645 m) im Südwesten, der Schöne Mann (1532 m) im Nordwesten und der Bocksberg (1461 m) im Norden.

Das Dorf umfaßt heute 115 Einwohner und 93 Häuser, wovon 30 ganzjährig bewohnt sind. Das Tal wird von Süd nach Nord von der Ebniter Ach durchflossen, die am Hohen Freschen entspringt. Der eigentliche Ebniter Bach ist der *Bruderbach*, der von West nach Ost das Tal durchfließt und im Osten in die *Ebniter Ache* mündet. Nördlich des Bruderbaches liegt das Ortszentrum von Ebnit, südlich davon befindet sich der Bereich Heumöser, dessen Ausdehnung sich von West nach Ost bis zur Ebniter Ache erstreckt (Abb. 3.2). In der Mitte des Hanges liegt die Feriensiedlung des Deutschen und Österreichischen Kolpingwerkes mit 27 Häusern. Auf dem oberen Teil des Hanges wird ein kleiner Skilift betrieben. Einen Kilometer nordöstlich vom Ortszentrum entfernt befindet sich die Parzelle Hackwald, die am Fuße des Bocksberges liegt.

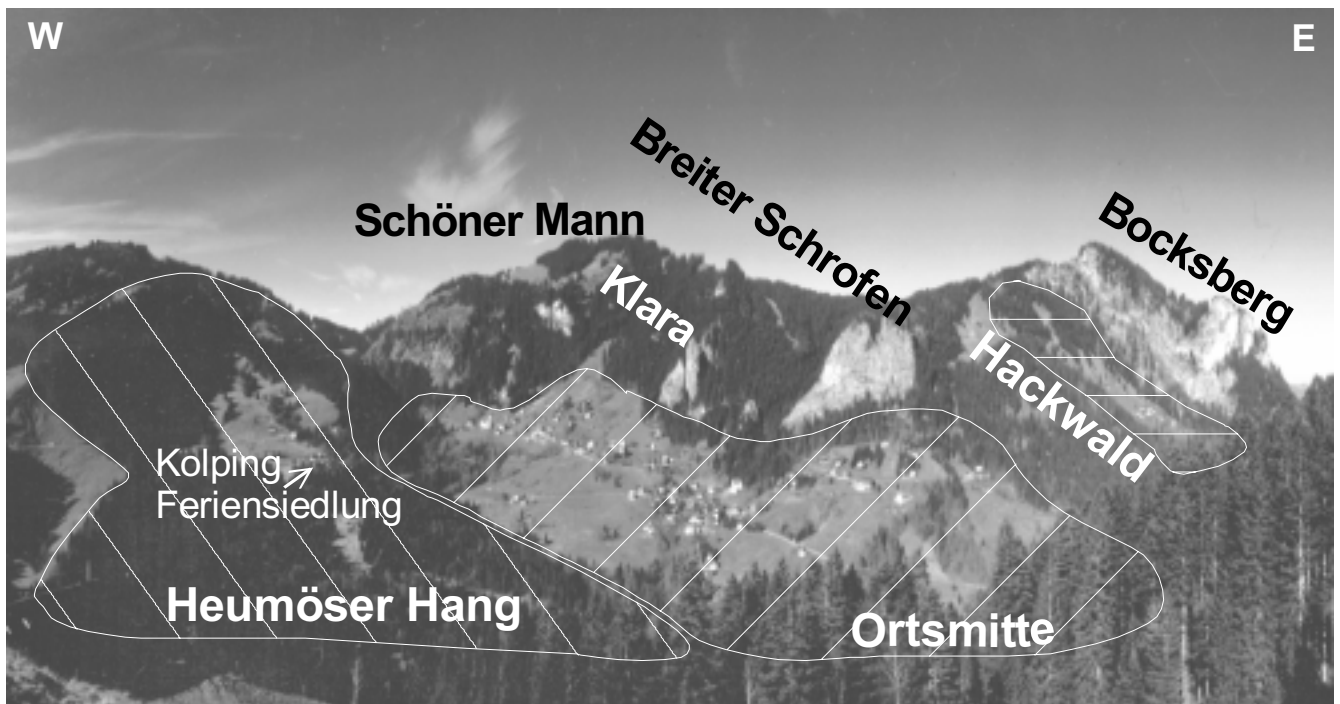


Abb. 3.2: Panoramablick auf das Bergdorf Ebnit (Blickrichtung Norden). Links erkennt man den bewaldeten Bereich Heumöser Hang mit dem Kolping-Ferisiedlung. Nördlich der Ortsumitte ragen die Schratenkalkfelsen Klara und Breiter Schrofen heraus. Rechts befindet sich die Parzelle Hackwald, die am Fuße des Bocksberges liegt

Der Name des Dorfes „Ebnit“ kommt im deutschen Sprachgebiet häufig als Flur- und Ortsname (auch: Ebnat, Ebnet, Imne) vor. Er ist vom althochdeutschen ebanoti abzuleiten, die alte Bezeichnung für „ebenes Land, ebene Fläche“. Er muß wohl ursprünglich ein Flurname gewesen sein, mit dem die ehemaligen Siedler den Kirchplatz bezeichnet haben. Er wurde dann zum offiziellen Namen der Gemeinde, die außer dem Sportplatz keine ebene Fläche aufweist. Die Bezeichnung „Heumöser“ stammt von der Mehrzahl zu Moos, das altdeutsche Wort für Sumpf oder Sumpfwiese, was noch heute den Zustand des gesamten Hanges trefflich beschreibt (DORNBIERNER SCHRIFTEN, 1992).

### 3.2. Geologischer Rahmen

#### 3.2.1. Überblick

Das Helvetikum besteht vor allem aus Sedimentgesteinen des Mesozoikums und Alttertiärs, die auf dem Kontinentalschelf im Süden Europas abgelagert wurden. Es liegt heute im Deckenstapel der Alpen unter Penninikum und Ostalpin, wurde aber einige km nach Norden über den Molassetrog geschoben. Das Helvetikum baut große Teile der nördlichen Schweizer Alpen und der Vorarlberger Alpen auf.

Ebnit liegt geologisch gesehen im Vorarlberger Helvetikum, das die östliche Fortsetzung der helvetischen Säntis-Decke der Ostschweiz darstellt (OBERHAUSER, 1980; TRÜMPY, 1992; WYSSLING, 1985, 1986). Es handelt sich dabei um Ablagerungen des südlichen europäischen Schelfs, dessen Nordteil durch Transgression und Regression der Tethys beeinflusst wurde und deshalb geringe Sedimentmächtigkeiten bis hin zu Schichtlücken aufweist. Der Südteil des labilen Schelfs ist gekennzeichnet durch immer mächtiger werdende Sedimentpakete. Das Untersuchungsgebiet Ebnit liegt im Nordhelvetikum, wo Riffbildungen in einem flachen, tropisch-warmen Meer gegenüber Tiefwassersedimente vorherrschen. Im Mittel- bis Südhelvetikum nehmen die mergeligen Gesteine immer mehr zu und im Südhelvetikum ist so gut wie alles vermergelt.

Die helvetische Schichtenfolge in Ebnit reicht von den unterkretazischen Valangienkalken bis zu den oberkretazischen Wangschichten beziehungsweise Leismergeln (Tab. 3.1). Als quartäre Sedimente findet man im wesentlichen Moräne, fluvioglaziale Ablagerungen (Seetone), Hangschutt und Felssturzmaterial vor.

#### 3.2.2. Stratigraphie

##### 3.2.2.1. Kreide

Mit SCHAAD (1926) und SAX (1925) wird die in der Churfürsten Gruppe der Schweiz festgelegte stratigraphische Nomenklatur im Vorarlberger Helvetikum eingeführt. Die lithostatigraphische Nomenklatur in der heutigen Zeit stützt sich auf die

Arbeit von HEIM & BAUMBERGER (1933) und OBERHAUSER (1951). Die Schichtenfolge im Gebiet Ebnit reicht von den unterkretazischen Valangenschichten (Palfris-, Oerfla- und Betlis Formation) bis zu den oberkretazischen Amdener Schichten. Die Schichtenfolge ist schematisch in Tabelle 3.1 wiedergegeben.

Tab. 3.1: *Stratigraphische Tabelle des Vorarlberger Helvetikums (ergänzt nach RICHTER, 1969, OBERHAUSER, 1980 UND WYSSLING, 1986)*

Stratigraphie	Zeitalter bzw. Stufe
Leimern Schichten	Maastrich-Paläozän
Wangschichten	Obercampan-Obermaastricht
Amdener Schichten	Coniac-Untercampan
Seewerkalk	Cenoman-Turon
Garschella-Formation	Apt-Cenoman
Schrattenkalk	Barrême-Unterapt
Drusbergschichten	Barrême-Unterapt
Kieselkalk	Hauterive
Valangenschichten (Palfris-, Oerfla- und Betlis Formation)	Unter-Obervalangien

Bei den Valangenschichten handelt es sich um fossilreiche gut gebankte, karbonatreiche Kalke und Kieselkalke mit zwischengeschalteten Mergellagen.

Die folgenden Drusbergschichten (benannt nach dem Druesberg im Siehltal bei Schwyz) zeichnen sich durch ihren Wechsel von dünnbankigen Kalkmergelbänken mit blättrig-tonreichen, geschiefertem Mergeln aus. Die Mergel besitzen eine dunkelgraue Farbe und sind nur gering tonhaltig. Die verwitterungsanfälligen Mergel bilden wasserundurchlässige Schichten und können somit die Funktion eines Gleithorizontes übernehmen. Im Hangenden der Drusbergschichten setzen sich dann immer mehr die Kalkmergel zu Lasten der Mergelschichten durch, bis sie zum Schrattenkalk überleiten. Stellenweise kommt es zu einer Verzahnung beider Schichtglieder, die anhand der Lithologie nicht mehr unterschieden werden können. Einen solchen Verzahnungsbereich stellen der Grat des *Breiten Schrofens* und die Felswände oberhalb der Kirche (*Mönchstor*) dar.

Beim Schrattenkalk handelt es sich um einen gut gebankten, zum Teil auch massig ausgebildeten, oft grobkörnigen grauen Kalk. Er weist eine Mächtigkeit von bis zu 130 m auf. Die Felstürme nördlich von Ebnit werden aus Schrattenkalk aufgebaut. Der Kalk ist sehr verkarstungsfähig, was an verschiedenen Stellen im Untersuchungsgebiet zur Ausbildung von Karren (Schratten) und Höhlen unterschiedlichster Größe geführt hat (*Mönchshöhle, Rinderhöhle*).

Die Garschella Formation (nach dem Garschella-Plateau im östlichen Churfürstentum-Gebiet in der Schweiz) ist lithologisch als massiver, glaukonitreicher kalkiger Sandstein mit grünlicher Farbe anzusprechen, der bis zu 25 m mächtig werden kann. Da die Grünsande die auffälligsten Bildungen der Garschella Formation sind, hat man in früheren Arbeiten diese Schichtenfolge als „Gault-Grünsandstein“ bezeichnet. In der Geologischen Karte in Abbildung 3.3 werden nach der Definition von OBERHAUSER (1991) zu der Garschella Formation alle über dem Schrattenkalk beziehungsweise direkt über den Drusbergschichten folgenden Einheiten zusammengefaßt, die sich aufgrund einer Kalkarmut und einer Führung von Glaukonit, Quarzsand und fossilreichen Phosphoritknollen unterscheiden.

Der Seewerkalk (nach der Ortschaft Seewen bei Schwyz) ist ein grauer, dichter, harter, mikritischer Kalk mit charakteristischem splittrig-muscheligen Bruch und kann bis 25 m mächtig werden (FÖLLMI, 1981, 1986; FESSLER ET AL., 1992). Der Seewerkalk neigt ebenso wie der Schrattenkalk zur Verkarstung und ist im Untersuchungsgebiet nur nördlich des *Schönen Mannes* aufgeschlossen.

Die Amdener Schichten (nach der Ostschweizer Ortschaft Amden am Walensee) stellen eine Zusammenfassung von verschiedenen Schichtgliedern dar, die sich lithologisch oft nicht trennen lassen (FESSLER ET AL., 1992). Im Gebiet um Amden in der Schweiz wird die Formation gegliedert in die Leiboden-Mergel und die Leistmergel (HEIERLI, 1984). Die Amdener Schichten können 150-200 m mächtig werden. Die im Untersuchungsgebiet auftretenden Amdener Mergel bestehen aus einer monotonen Abfolge von sandig-schluffig-tonigen Mergeln mit charakteristischen dunklen Flecken, die durch Bioturbation entstanden sind. Ebenso wie die Drusbergschichten sind die oberkretazischen Amdener Schichten sehr verwitterungsempfindlich. Sie fungieren als Wasserstauer und stellen dadurch potentielle Gleithorizonte dar.



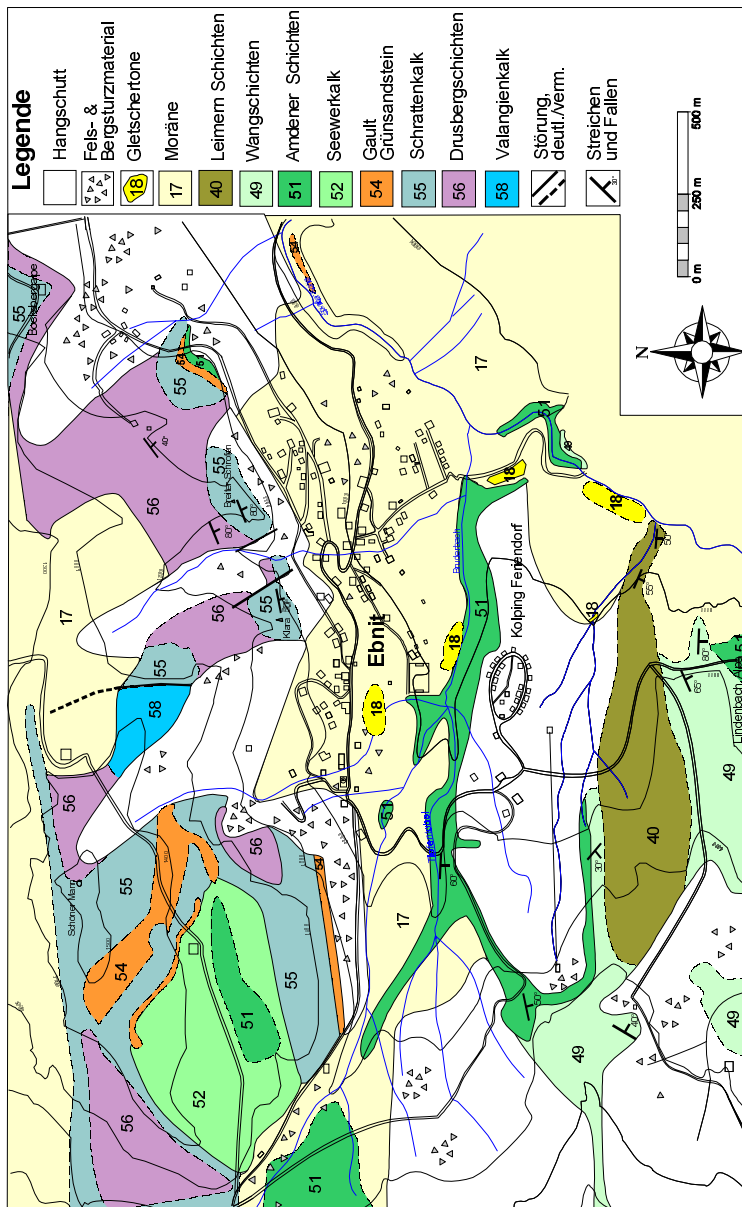


Abb. 3.3: Ausschnitt aus der Geologischen Karte, Dornbirn Süd (nach OBERHAUSER, 1982)

Die Wangschichten (nach der Wangfluh im Siehltal bei Einsiedeln, SE des Zürichsees) gehen kontinuierlich und konkordant aus den Amdener Schichten hervor. Es sind sandige, hellgraue schiefrige Mergel bis hin zu massigen grauen Kalken, die gelblich und grünlich angewittert sind. Diese Mergel sind allgemein fester als die Amdener Mergel und es schalten sich sandige, glaukonithaltige Zwischenlagen ein. Im Untersuchungsgebiet stehen sie südwestlich des *Heumöser Hanges* an.

Bei den Leimern Schichten (nach dem Ort Leimern bei Interlaken, Kanton Bern) handelt es sich um Teile der ultrahelvetischen Decken, die über den Amdener Schichten der Vorarlberger Säntis-Decke liegen. Durch ihre Faltung während der alpidischen Orogenese wurden sie stark verschuppt und in zahlreiche Teildecken zerlegt (RICHTER, 1969; FESSLER ET AL., 1992). In Ebnet findet man die Leimern Schichten als Schuppenrest südlich des *Heumöser Hanges*.

### 3.2.2.2. Quartär

Das Ebnet Tal ist weiträumig von eiszeitlichen Ablagerungen bedeckt, wobei es sich überwiegend um Grundmoräne handelt (DEGRAAFF & DEJONG, 1995). Im Quartär wurde der gesamte Bregenzer Wald mehrmals durch die Bewegung bedeutender Eismassen überprägt. Im Westen war es der große Rheingletscher, der in der Würm-Eiszeit Abzweigungen ins Ebnet Tal bildete (RICHTER, 1969, DEGRAAFF & DEJONG, 1995). Am Ende der Würm

Eiszeit, aber auch schon interstadial, wurden durch Gletscherreste und Moräne Eisrandtaseen aufgestaut, in denen feinkörnige Sedimente als Gletschertone abgelagert wurden. Diese Seetonablagerungen zeigen stellenweise eine Bänderung. In Ebnet sind sie im Bereich der *Ortsmitte*, unterhalb des *Sportplatzes* und am untersten *Heumöser Hang* aufgeschlossen (Abb. 3.3).

Durch die Erosion des Gletschereises bildeten sich übersteilte Talflanken, die seit dem Rückzug der Würmvereisung instabil sind. Es ereigneten sich zahlreiche Berg- und Felsstürze. Die Bergsturzmassen bestehen hauptsächlich aus Schratenkalk und Drusbergsschichten und liegen auf Grundmoräne. Sie ereigneten sich also nach der Würmeiszeit. Kommen die Schuttmassen über den stark verwitterten Drusbergsschichten, den Amdener Mergeln oder den plastischen Gletschertonen zum liegen, so werden großräumige Kriechbewegungen in Gang gesetzt, die bis in die heutige Zeit anhalten. Die jüngsten, unverwitterten Felssturzmassen in Ebnet findet man im *Hackwald*.

In manchen Abschnitten der Ebnet Ache fand im Holozän Sedimentation statt, so daß junge Talböden entstehen konnten. Ein Beispiel hierfür ist der Bereich des *Unteren Hackwaldes*.

### 3.2.3. Tektonik

Im Zuge der alpidischen Gebirgsbildung am Ende der Oberkreide vor rund 100 Millionen Jahren wurde das Helvetikum intensiv gefaltet, verschuppt, in Decken übereinander gestapelt und nach Norden verfrachtet. Westlich der Rheintaldepresion werden die südwest-nordost streichenden Ostschweizer Kreidedecken (Säntis-Churfürsten-Decke und Axen-Decke) entlang von Brüchen ins Rheintal heruntergestaffelt von denen das Churer Lineament am bedeutendsten ist (CZURDA, 1989).

Östlich des Rheintales, im tieferliegenden Vorarlberg, steigen die ost-west streichenden Kreidedecken erneut steil gegen Nordosten an (WYSSLING, 1986).

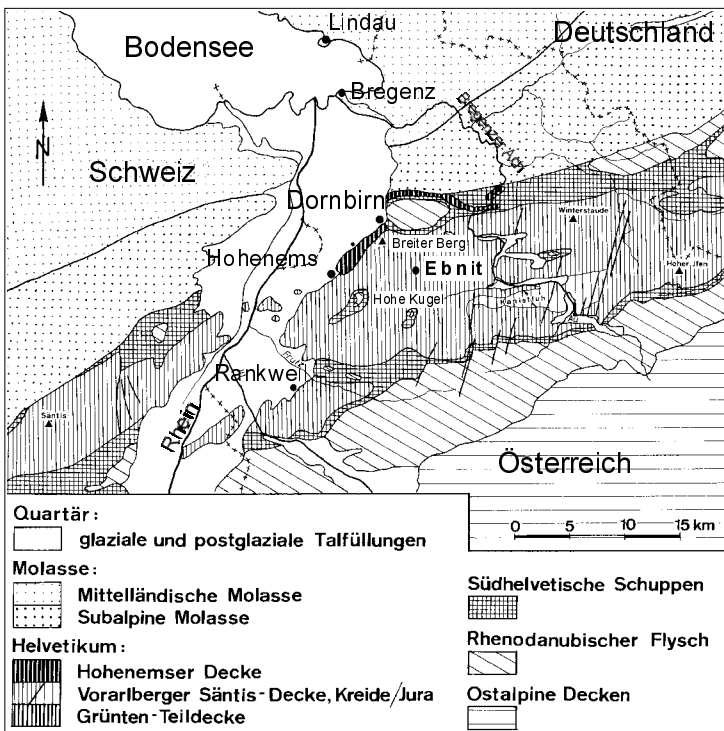


Abb. 3.4: Tektonische Übersichtskarte der helvetischen Zone in Vorarlberg und im Allgäu (WYSSLING, 1985)

Die Nordgrenze des Helvetikums (Abb. 3.4) gegen die steil stehende Subalpine Molasse wird durch eine Störung markiert (ZACHER, 1983). Ultrahelvetische Reste der Liebensteiner- sowie der nordpenninischen Feuerstätter-Decke sind unter gegenseitiger Verschuppung auf die Vorarlberger Säntis-Decke aufgeschoben und stellenweise eingefaltet worden (Leimern Schichten, Hohe Kugel-Schichten) (BOLLINGER, 1988). Gegen Süden taucht das Vorarlberger Helvetikum, überdeckt von der südhelvetischen Schuppenzone unter die höheren tektonischen Einheiten des Wildflysch und des rhenodanubischen Flyschs ab (OBERHAUSER, 1951; WYSSLING, 1986). Gegen Osten wird das Helvetikum halbfensterartig von den penninischen Flysch-Decken umgeben. Die steilen nordvergenten Faltschenkel des Helvetikums bewirken, daß die Schichten nach Süden bzw. Südosten hin einfallen (Kap. 3.2.3).

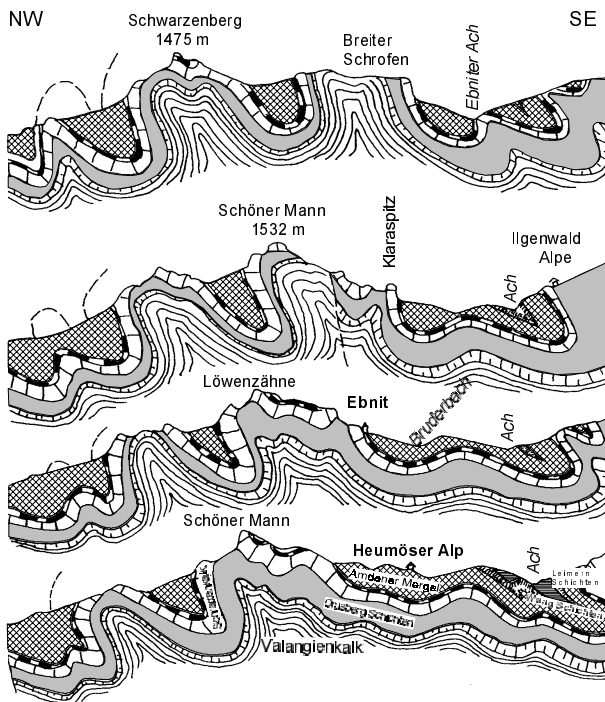


Abb. 3.5: Verschiedene Profilschnitte durch das Untersuchungsgebiet Ebnit (Lage der Profile siehe OBERHAUSER, 1983)

Durch die Faltung entwickelten sich durch den Wechsel von kompetenten (Schrattenkalk) und inkompetenten Schichten (Drusbergschichten und Amdener Mergel) Biegescherfalten. Bei den kompetenten Kalken kommt es nur zur Ausbildung von Großfalten, da sie weniger faltungsfreudig sind und eher brechen als sich zu biegen. Durch die Einengung zeigen die mächtigen Kalkschichten senkrechte und waagrechte Verwerfungen, Störungen und Klüfte. Im Gegensatz dazu trifft man bei den inkompetenten Mergelschichten auf Kleinfältelungen.

Die Falten der Vorarlberger Säntis-Decke sind deutlich nordwestvergent mit steilen oder überkippten Nordschenkeln (OBERHAUSER, 1982, 1983, 1991). Die Faltenachsen streichen in etwa Ost-West und tauchen in Richtung SW und NE ab (Abb. 3.5).

Die Hauptantiklinale wird vom Schönen Mann-Bocksberggewölbe gebildet (SMIT SIBINGA-LOKKER, 1965, OBERHAUSER, 1983). Der durch das Abtauchen der Faltenachsen in beide Richtungen entstandene Kulminationsbereich liegt im

Gebiet des Schönen Mannes, wo der unterkretazische Valangienkalk durch eine Störung zum Vorschein kommt (Abb. 3.4).

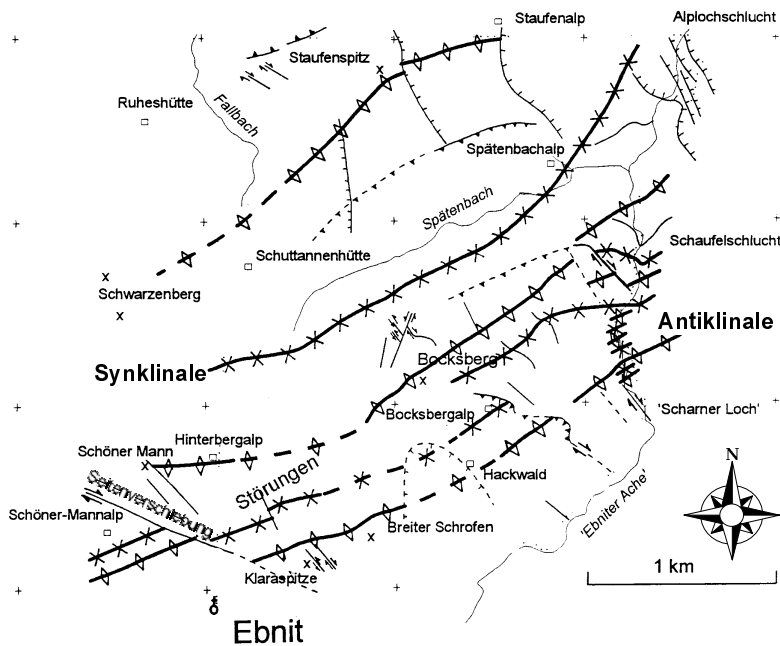


Abb. 3.6: Tektonische Strukturkarte nördlich von Ebnit (KNAB, 1996)

Eine zweite Antiklinale verläuft vom *Hohen Knopf* über die *Klaraspitze* und dem *Breiten Schrofen* bis zum *Hackwald*. Der Kulminationspunkt liegt beim *Breiten Schrofen*. Diese beiden Antiklinalen sind durch eine Synklinale verbunden, die im Gelände unterhalb der *Schönen Mann Alpe* gut zu verfolgen ist. Die Faltschenkel der Sättel sind oft ausgedünnt.

Im Bereich um den *Schönen Mann* findet man viele NW-SE verlaufende dextrale Seitenverschiebungen, die die Faltenachsen gegeneinander versetzen. Bei den jüngeren Störungen handelt es sich um Abschiebungen. Die Hauptsynklinale von *Fraxern-Bizau* durchläuft von West nach Ost des Untersuchungsgebietes. Im Synklinalkern sind die oberkretazischen Amdener Schichten und Wangschichten erhalten

geblieben. Die Störungen verlaufen im allgemeinen NW-SE. Die durchgeführten Kluftrmessungen ergaben, daß im wesentlichen zwei Kluftsysteme vorherrschen. Das eine Kluftsystem verläuft parallel zu den großen Störungen und streicht mit ca.  $140^{\circ}$ - $160^{\circ}$  in NW-SE Richtung. Das zweite Kluftsystem liegt mit  $90^{\circ}$ - $100^{\circ}$  in W-E Richtung. Senkrecht zu diesen beiden Streichrichtungen findet man untergeordnete Klüfte, die mit  $175^{\circ}$  in N-S bzw. mit  $65^{\circ}$  nach NE-SW verlaufen. Allgemein fallen die Schichten entsprechend dem Faltenbau nach SE ein. Die mit ca.  $30^{\circ}$  bis  $60^{\circ}$  einfallenden verwitterten Drusbergschichten und Amdener Schichten bilden die Unterlage der quartären Sedimente.

### 3.3. Hangbewegungen in Ebnit

Ebnit ist seit Jahrzehnten ein bekanntes rutschungsgefährdetes Gebiet und war in der Vergangenheit mehrmals Gegenstand von Untersuchungen. Bereits 1965 wurde die Gegend um Ebnit von SMIT SIBINGA-LOKKER geomorphologisch und glaziologisch untersucht. Im Auftrag des Forsttechnischen Dienstes der Wildbach- und Lawinerverbauung führte BUNZA im Jahre 1992 eine Abschätzung der Felssturzgefahr durch. NESENHORN erarbeitete 1993 eine geologische und geomorphologische Karte, mit dem Ziel die tiefgreifenden Kriechbewegungen zu erfassen.

All diese Arbeiten sind nur beschreibender Natur und haben die Massenbewegungen weder meßtechnisch erfaßt noch wurden Aussagen über die Bewegungsmechanismen getroffen.

Sichtbare Spuren bzw. Auswirkungen von Kriech- und Rutschbewegungen in Ebnit trifft man in der *Ortsmitte* und am *Heumöser Hang* überall an. Im Bereich *Ortsmitte* findet man zahlreiche Rutschbewegungen, die meist an kleineren Abrißkanten im südlichen Ortsteil in Form von Rotationsrutschungen in Richtung Bruderbach zu Tale gleiten. Bis heute sind schiefstehende Häuser, Risse in Hausmauern, Abreißen unterirdischer Kabel, Rohre und Versorgungsleitungen, das Absinken von Straßenteilen sowie Kriech- und Fließwülste deutliche Indizien anhaltender Bewegungen.

Felsstürze kamen und kommen in Ebnit bis heute vor. Der größte Felssturz in jüngster Zeit mit ca.  $3,5 \text{ m}^3$  fand im Juni 1983 im Bereich *Mönchstor* oberhalb der Kirche statt. Die Stirnfronten der nördlich von Ebnit verlaufenden Felszüge (Abb. 3.2) fallen saiger bis steil nach Süden ein und lösen sich zum Teil in Wandpfeilern und Türmen auf, von denen immer wieder Gesteinstrümmer unterschiedlicher Größe abgleiten und zu Tale stürzen. In den hinteren Felsbereichen bilden sich Klüfte mit unterschiedlichen Öffnungsweiten.

Im gesamten Gebiet *Heumöser* trifft man auf bruchhafte und bruchlose Verformung.

Im oberen *Heumöser Hangbereich* findet man Abrißkanten im Festgestein, die die Lockermassen von den fest anstehenden Gesteinen abgrenzen (Abb. 3.7 ①).

Im mittleren *Heumöser Hangbereich* findet man Schäden an Gebäuden und Straßen, die eine konstante Bewegung des Untergrundes kennzeichnen und sich aufgrund bruchloser Verformung der Lockergesteinsmassen einstellen (Abb. 3.7 ③ und ④). Deutliche Schäden an Gebäuden findet man an der *Heumöser Alm*, am Gasthaus *Heumöser Stüble* und an den Ferienhäusern im *Kolping Feriendorf*. In den Häusern der Feriensiedlung reißen in regelmäßigen Abständen Stromkabel aus den Verteilerdosen und Wasserrohre auseinander. Auch eine Kippung der Häuser wird registriert.

Im unteren *Heumöser* Hangbereich sind die Rutschmassen fast ganzjährig durchfeuchtet und man erkennt neben zahlreichen Kriechwülsten, flachen Rotations- und Translationsanbrüchen auch Spalten und Risse an der Oberfläche (Abb. 3.7 ©). Am Rutschungsfuß erkennt man tiefgreifende Rotationsanbrüche, an denen sehr viel Material in Richtung *Ebniter Ache* abgleitet (Abb. 3.7 ©). Dieser Hangfuß wird durch die *Ebniter Ache* immer wieder erodiert.

Uferanbrüche unterschiedlicher Tiefen, findet man in fast jedem Bereich der Bachläufe. Der Bruderbach und sein Nebenbach, der Tiefentobel schneiden sich tief in die anstehenden Amdener Mergel ein und legen die stark zur Verwitterung neigenden Schichten frei (Abb. 3.7 ©).

Im Bereich *Hackwald* wurden keine Kriech- und Rutschbewegungen festgestellt. Hier ist die Gefahr von Muren sehr hoch, die durch die laufenden Maßnahmen der Wildbachverbauung abgemildert werden sollen. Am 28.10.1992 ereignete sich ein Murgang im Hackwald. Dabei gelangte die Mure bis zu den bewohnten Gebieten. Vermurungen, auch im Gebiet *Ortsmitte*, sind schon in den Jahren 1953, 1960, 1965, 1975 und 1991 aufgetreten.

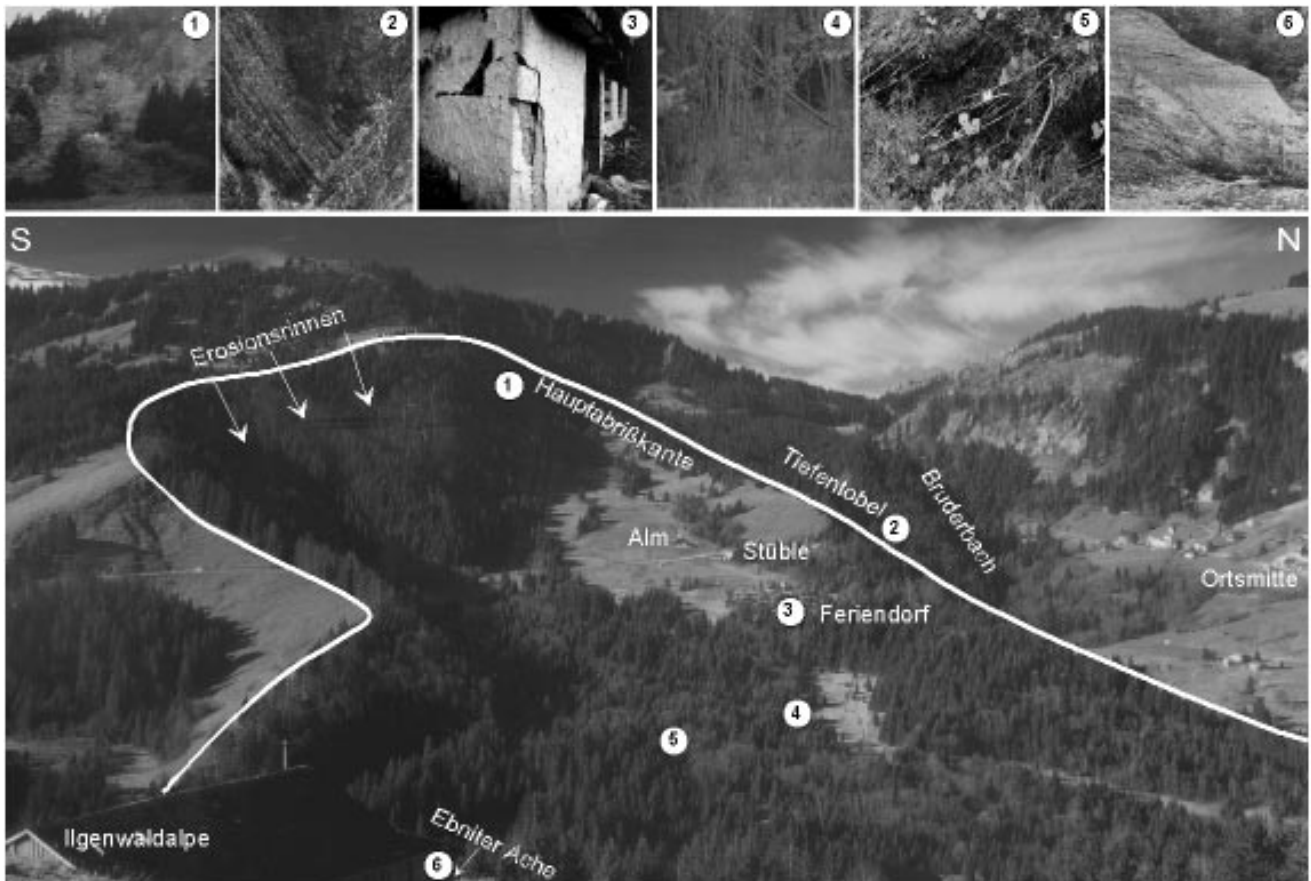


Abb. 3.7: Panoramablick von Osten auf den Heumöser Hang mit Ausschnitten einiger markanter Punkte (Beschreibung siehe Text)

## 4. Geländeuntersuchungen

### 4.1. Geotechnische Kartierungen

#### 4.1.1. Ortsmitte

Ein großer Flächenanteil des Arbeitsgebietes wird vom Schratzenkalk und Amdener Mergel sowie deren Verwitterungsprodukten eingenommen. Die Stirnfronten der nördlich von Ebnit verlaufenden Felszüge (Abb. 3.2) werden aus Schratzenkalk und Drusbergmergel aufgebaut und fallen saiger bis steil nach Süden ein. Die Kalke sind sehr verkarstungsfähig und lösen sich stellenweise in Wandpfeilern und Türmen auf, von denen immer wieder Gesteinstrümmer unterschiedlicher Größe abgleiten und zu Tale stürzen. Vereinzelt Felssturzböcke mit einem Volumen von über 20 m<sup>3</sup> liegen auf der Hangoberfläche und sind stumme Zeugen solcher Felssturzeignisse.



Abb. 4.1: Blick auf den Hang nördlich der Ebniter Kirche. Eingezeichnet ist der vermutete Verlauf der Abrißkante im Festgestein sowie die drei GPS-Punkte 17, 18 und 19 (Profil Mönchstor)

Nördlich von Ebnit erkennt man zwei zusammenhängende Abrißkanten im Festgestein, welche die Lockergesteinsmassen gegen das anstehende Gebirge abgrenzen (Abb. A1). Eine Abrißkante verläuft nördlich der Kirche und wird im Westteil aus steilen Felswänden des Schratzenkalkes gebildet (Abb. 4.1). Der im Foto dargestellte obere Hangbereich ist relativ stabil (Kap. 4.3) und zeigt keine tiefgreifenden Anbruchformen.

Die zweite große Abrißkante im Festgestein liegt nördlich des *Hackwaldes*, deren Ostteil durch die steile Felswand des *Bocksberggewölbes* gekennzeichnet ist (Abb. 4.5). Die Felssturzmassen des *Hackwaldes* sind standfest (Kap. 4.3) und werden nicht von Moräne oder fluvioglazialen Seetonen unterlagert. Der Bereich Hackwald ist stark murgefährdet (Kap. 3.3).

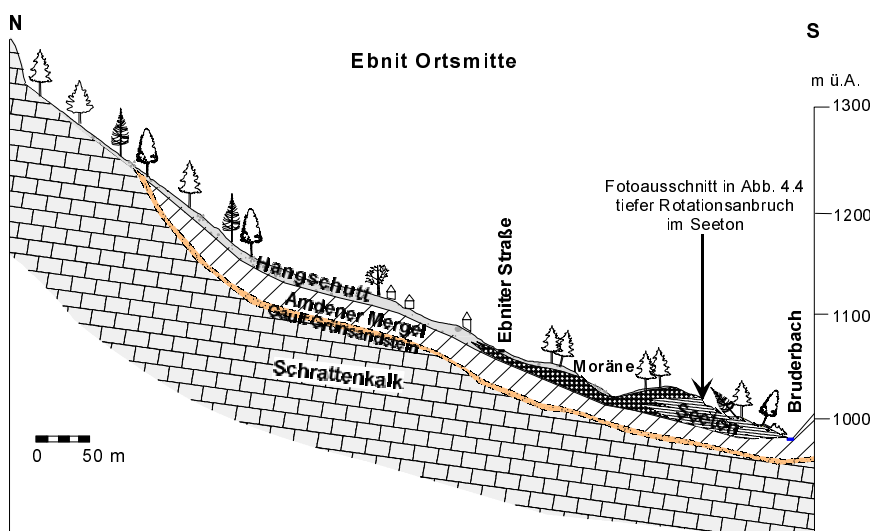
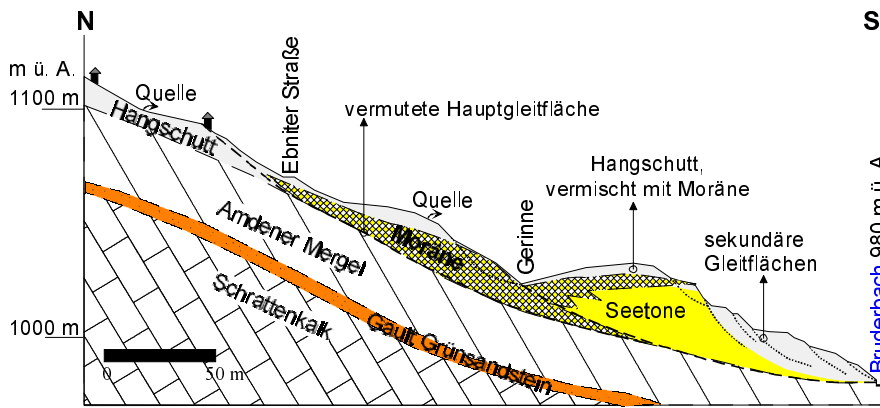


Abb. 4.2: Geotechnisches Längsprofil im Bereich Ortsmitte (Lage des Profils siehe Abb.A1)

Die Hänge am Fuße der Felswände im Bereich *Ortsmitte* werden durch Fels- und Bergsturzmateriale gebildet (Abb. 4.2) und bestehen hauptsächlich aus Schratzenkalk, Amdener- und Drusbergmergel. Sie werden in den unteren Bereichen von eiszeitlichen Sedimenten unterlagert. Dadurch, daß die Hänge in vielen Bereichen sehr wasserdurchlässig sind, verwittern die Schuttmassen sehr tiefgreifend, verlieren dabei ihr karbonathaltiges Bindemittel und reichern

dementsprechend pelitisches Material an. Dieser Verwitterungslehm kann, wie die Kernbohrung KB2 in Abbildung 4.10 zeigt, bis 5 m unter GOK reichen und besitzt aufgrund seines hohen Ton- und Wassergehaltes hohe plastische Eigenschaften.





S Abb. 4.3: Ausschnitt des unteren Hangbereiches aus dem geotechnischen Längsprofil Ortsmitte in Abbildung 4.2

Bruderbach selbst ist fast bis an die Basis der anstehenden Amdener Mergel eingetieft. Dadurch kommt es an seine Nordufer zu großen Anbrüchen, bei denen viel Material abgleitet und vom Bach abtransportiert wird. Ein Beispiel hierfür ist der Bereich unterhalb des Sportplatzes (Abb. 4.4).

Durch die Erosion verliert der gesamte Hang das Widerlager, und es bilden sich bis weit in die hinteren Hangbereiche hinein neue Anbrüche aus. Ein Beispiel für das Zurückverlegen von Anbrüchen ist der zusammenhängende tiefgreifende Rotationsanbruch südlich der Kirche, parallel zum Bruderbach, bis hinter das Wohnhaus Nr. 13. Hier ist das Hangschuttmaterial an einer tiefgreifenden Gleitfläche in Richtung Tal abgeglitten (Abb. A1). Die Hauptursachen sind die oben genannte ständige Erosion des Hangfußes, die plastischen Eigenschaften der verwitterten, wassergesättigten Hangmassen sowie die zum Teil inhomogene Wasserdurchlässigkeit der unterlagernden Moräne im unteren Hangbereich. Diese Situation macht den unteren Hangbereich bis weit in den Oberhang hinein instabil und anfällig für rotationsförmige Anbrüche (Abb. 4.3).

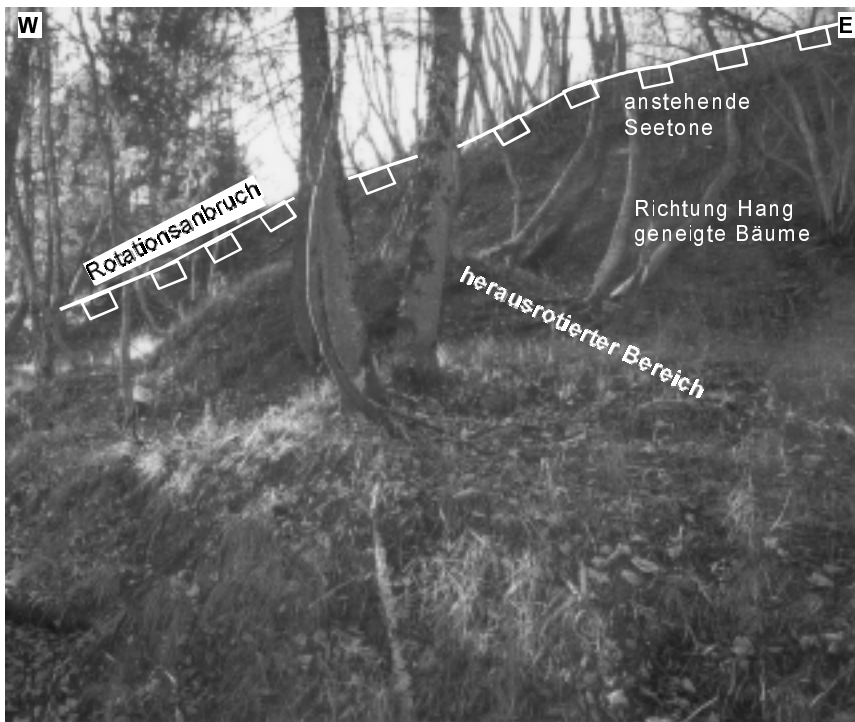


Abb. 4.4: Tiefer Rotationsanbruch im Seeton, nordwestlich des Sportplatzes (Lage siehe Abb.A1)

Untergeordnet findet man in Ebnet weitere mehr oder weniger tiefe Rotationsanbrüche, vor allem in den Bereichen Waldheim und Hinterebnit.

Im Hackwald findet keine Bewegung des Untergrundes statt (Kap. 4.3). Hier sind die Hangschuttmassen nur leicht verwittert und man findet Blöcke von bis zu 6 m<sup>3</sup> Größe und Baumstämme in einer Tiefe von 2 m unter Geländeoberkante (Abb. 4.6). Die Hangmassen sind relativ wasserdurchlässig und werden nicht von Moräne oder fluvioglazialen Seetonen unterlagert. Direkt am Fuße der steilen Felskante des Bocksberggewölbes sind die jüngsten Felssturzmassen zu finden (Abb. 4.5).

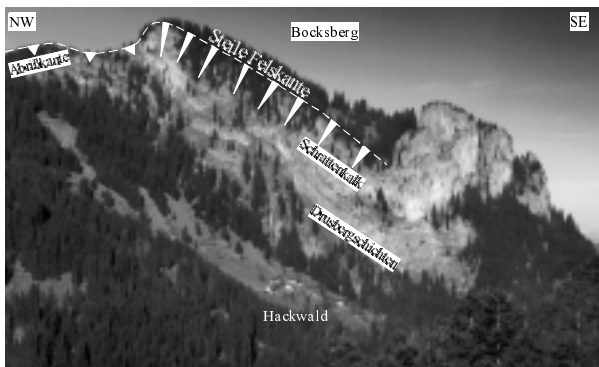


Abb. 4.5: Blick auf das Bocksberggewölbe und den Bereich des Berg- und Felssturzhanges des Hackwaldes

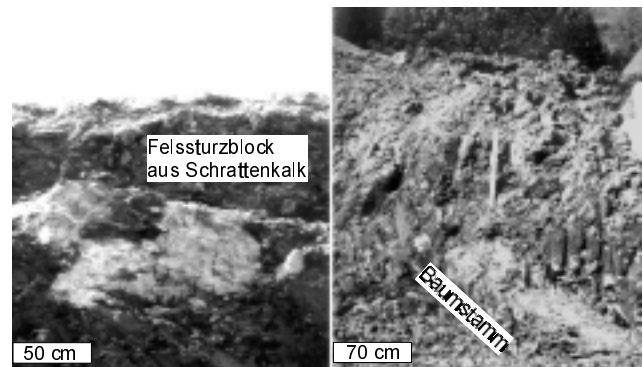


Abb. 4.6: Eine Baugrube im Hackwald legt einen Felssturzblock (links) und einen Baumstamm (rechts) in 2 m Tiefe frei

#### 4.1.2. Heumöser Hang

Der *Heumöser Hang* erstreckt sich von West (1240 m ü. A.) nach Ost (930 m ü. A.) mit einer Länge von rund 1700 m und einer Breite von 700 m. Die *Ebniter Ache* begrenzt den *Heumöser Hang* im Osten. Die Hangschuttmassen bauen sich überwiegend aus Amdener-, Leimern-, und Wangschichten auf, die tief in den Hang verwittert sind. Im unteren Bereich findet man zusätzlich Moräne und Seetone (Kap. 3.2). Die Bewegungen der Massen sind von Westen und Süden her auf die Mitte des Hanges gerichtet. Dies führt zur Akkumulation von Lockermaterial entlang der West-Ost Achse des Hanges. Die Mächtigkeit des Lockergesteins ist entlang dieser Achse am größten und nimmt von West nach Ost zu (Abb. A3).

Die Kluftrichtungen im Gebiet Ebnit in den Amdener- und Wangschichten (Kap. 3.2.3) ergeben zwei orthogonale Klufsysteme, die mit der Raumlage der Abrißkanten und der Hanggeometrie identisch sind. Die erste Hauptkluftrichtung verläuft in etwa W-E, die zweite in etwa NW-SE. Die Schnittkanten des Klufsystems stellen Schwächezonen dar, die ein mechanisches Versagen der Gesteinsverbände zulassen und ein Abgleiten von Blöcken in Form von Rutschungen und Felsstürzen ermöglichen. Dabei bildet die einfallende Kluffläche die Abrißfläche der Rutschmassen. Die Streichrichtungen der Klüfte erzeugen somit eine Instabilität des gesamten *Heumöser Hanges*. Auch die Bäche des *Heumöser Hanges* sowie der *Bruderbach* im Norden erstrecken sich von West nach Ost und zeichnen diese Schwächezonen nach.

Dagegen fördert die Streich- und Einfallrichtung der Schichten eine Stabilität der steilen nordexponierten Hänge. Mit einem Streichen von 60°- 80° liegen sie nahezu parallel zur Hangtopographie und fallen mit 30°- 60° in den Hang nach Süden ein. Dies ermöglicht eine hohe Standfestigkeit und läßt stellenweise auch sehr steile Hangböschungen von bis zu 60° zu.

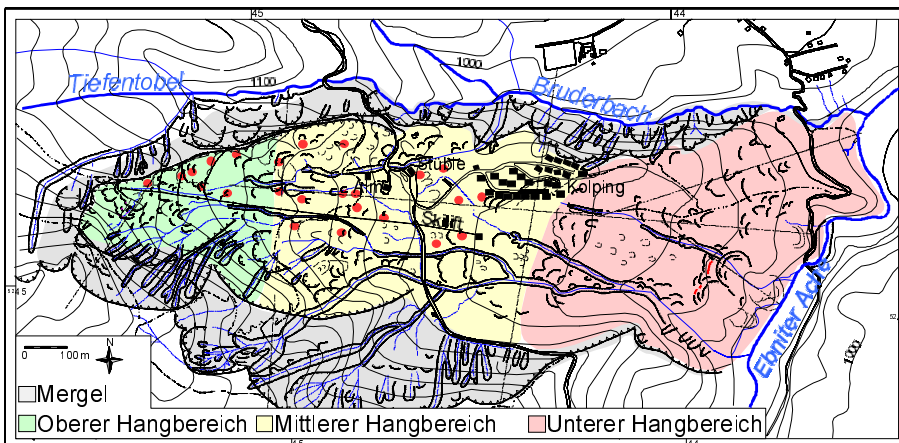


Abb. 4.7: Einteilung der drei Bereiche am Heumöser Hang und den anstehenden Mergeln (Ausführliche Legende der geotechnischen Karte siehe Abb. A2)

Die Hangschuttmassen des *Heumöser Hanges* werden durch ein System von Abrißkanten gegen das anstehende Festgestein abgegrenzt (Abb. A2). Im nördlichen Hangbereich in Richtung *Bruderbach* verläuft eine mit bis zu 60° nach Norden einfallende Abrißkante von

West nach Ost. Im westlichen Hangbereich verlaufen die Abrißkanten von Nord nach Süd mit einer Neigung bis 30°. Der südliche Hangbereich wird durch drei von West nach Ost verlaufende Abrißkanten begrenzt, die in den Amdener- und Leimern Schichten liegen (Kap. 3.2) und mit ca. 30° nach Norden einfallen. Entlang dieser südlichen Begrenzung treten eine Reihe von Rinnenanbrüchen auf, die eine Länge von bis zu 300 m besitzen. Ihre Breite liegt bei 10-20 m, ihre Einschnittstiefe zwischen 2 und 15 m (Abb. A2).

Durch rückschreitende Erosion schneiden die Rinnenanbrüche die Abrißkanten an. Die anstehenden Wangschichten bilden innerhalb der Erosionsrinnen Verengungen und markante Steilstufen. Sie liefern den Rinnen Lockermaterial in Form von Blöcken und Steinen, die ein Potential für Murabgänge darstellen. Der Schutttransport, selbst in kleineren Bächen, ist bei großen Niederschlagsereignissen beträchtlich. Dieser südliche Hangbereich stellt ein Liefergebiet für den Hangschutt des *Heumöser Hanges* dar (Abb. A3).

Aufgrund der geotechnischen Untersuchungen (Abb. A2) wird der *Heumöser Hang* in folgende drei Bereiche eingeteilt, in denen unterschiedliche Bewegungen registriert werden. Diese drei Bereiche werden auch für die GPS-Messungen (Kap. 4.3) und für die Standsicherheitsberechnungen (Kap. 6.1) beibehalten.

#### 1. Oberer Hangbereich:

Dieser Hangbereich umfaßt den westlichen Teil des Hanges. Er verläuft von der westlichen Abrißkante nach Osten bis ungefähr zum zweiten Querprofil (Abb. 4.7). Er baut sich überwiegend aus grobem Hangschuttmaterial auf und ist mit einer Neigung von bis zu  $19^\circ$  recht steil. Die Mächtigkeit der Hangschuttmassen liegt bei 1-12 m. Man erkennt tiefe Anbrüche im Lockergestein mit Versatzbeträgen von 5 bis 8 m (Abb. A2). Die Anbrüche markieren eine Dehnung des Oberhanges.

#### 2. Mittlerer Hangbereich:

Dieser Bereich schließt sich an den oberen Hangbereich an und reicht bis zur *Kolping Feriensiedlung* (Abb. 4.7). Der Hang ist fast ganzjährig durchfeuchtet, besitzt ein Gefälle von durchschnittlich  $12^\circ$  und eine Hangschuttmächtigkeit von bis zu 25 m (Kap. 4.2.1). Unterhalb des Gasthauses *Heumöser Stüble* und der Skiliftstation findet man Stellen, die einen sumpfigen Charakter besitzen. Im Hang sind meist flache Rotationsanbrüche mit Versatzbeträgen kleiner 3 m zu erkennen. Zwei tiefere Rotationsanbrüche (Abb. A2) neben der Alm und neben der Talstation des Skiliftes sind anthropogenen Ursprungs. Die Bauwerke in diesem Hangabschnitt zeigen alle deutliche Schäden, speziell die *Heumöser Alm*, das Gasthaus *Heumöser Stüble* und einige *Kolping Ferienhäuser* (Kap. 3.3).

#### 3. Unterer Hangbereich:

Er umfaßt den Bereich von der *Kolping Feriensiedlung* bis zur *Ebniter Ache* im Osten (Abb. 4.7). Hier findet man zahlreiche Kriech- und Fließwülste mit einer maximalen Größe von 5 x 10 m und flachen Rotations- und Translationanbrüchen. In diesem Bereich tiefen sich die Bäche und oberflächlichen Abwassergerinne des Kolping Feriendorfes sehr schnell ein und zeigen zahlreiche Uferanbrüche. Der Hang ist ganzjährig durchfeuchtet, und es finden sich immer wieder Stellen, die versumpft sind. Südlich der *Feriensiedlung* erkennt man Rotationsanbrüche mit einem Versatz von 3 m. Am Hangfuß, entlang der *Ebniter Ache*, existieren einige große Systeme von tiefen Rotationsanbrüchen, an denen immer wieder größere Massen abgleiten. Diese Anbrüche legen die Moräne und die Seetone des unteren Hangbereiches frei (Abb. 3.7 ©). Hinter diesen Hauptanbrüchen sind eine Reihe von Spalten und flachen Rotationsanbrüchen erkennbar, an denen sich das Material bereits absenkt hat und die ein Zurückverlegen von Abrißkanten im Lockergestein darstellen (Abb. 3.7 © und A2).



## 4.2. Bohrlochmessungen

### 4.2.1. Kernbohrungen (KB)

In Ebnit wurden drei Kernbohrungen mittels Rotationsbohrung lotrecht und trocken mit durchgehender Kerngewinnung niedergebracht (Abb. 4.8). Je nach Festigkeit des Bohrguts wurden Einfach- und Doppelkernrohre eingesetzt. Die Bohrkern wurden nach DIN 4022 aufgenommen und sind in Abbildung 4.9 bis 4.12 als Bohrprofile dargestellt.

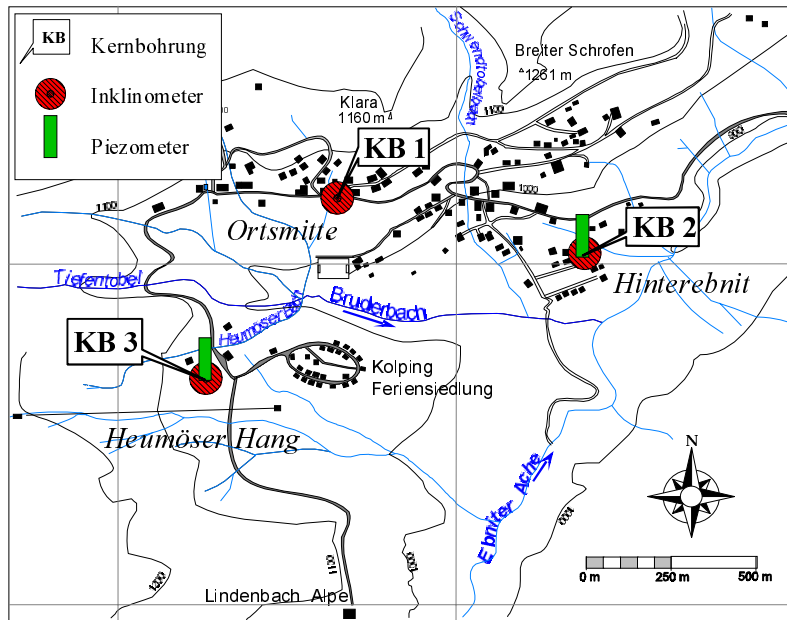


Abb. 4.8: Lage der Kernbohrungen KB1-3 in Ebnit

- KB1 liegt 20 m südlich des Wohnhauses Ebnit 13 unterhalb der Straße (Rechtswert: 3556438,36 ; Hochwert: 5246397,52)
- KB2 liegt im Bereich Hinterebnit auf einer Weide (Rechtswert: 3557106,59; Hochwert: 5246241,85).
- KB3 liegt direkt neben der Heumöser Alm (Rechtswert: 3556054,90; Hochwert: 5245862,41)

Alle drei Kernbohrungen wurden zu Inklinometermeßstellen ausgebaut (Kap. 4.2.2). Direkt neben den Kernbohrungen KB2 und KB3 wurden zusätzlich Bohrungen ohne Kerngewinnung abgeteuft, in denen Piezometer in unterschiedlichen Tiefen eingebaut wurden

(Kap. 4.2.3). Bei KB2 ist außerdem ein Temperatugeber mit eingebaut (Kap. 4.2.4). Einen Überblick über die Einbautiefen der einzelnen Bohrlochmessungen gibt Tabelle 4.1.

Tab. 4.1: Überblick über die Einbautiefen aller Bohrlochmessungen

Kernbohrung	Inklinometertiefe [m]	Tiefe der Piezometer [m unter GOK]	Temperatugeber [m]
KB1	18	-	-
KB2	17	6; 10 und 13,7	13,7
KB3	23,5	5,5 und 12	-

Die Bohrung KB 1 (Ortsmitte) weist unter dem Bodenhorizont bis in eine Tiefe von 7,0 m Hangschuttmaterial auf (Abb. 4.9). Es besteht aus bis zu 10 cm großen, eckigen Mergel-, Kalk-, Kalkmergel- und Sandsteinbruchstücken in einer Matrix aus Sand, Schluff und Ton in wechselnden Anteilen. Der Kalkgehalt ist hoch, die Farbe meist hellbraun. Die Lagerung ist locker und der Bohrvorgang war dementsprechend gut. Bei 3 m und 5,7 m schalten sich Lagen von größeren Mergelbruchstücken ein, die fast kein Bindemittel aufweisen und sehr trocken sind. Ab einer Tiefe von 7,2 m bis zum anstehenden Amdener Mergel bei 12 m findet man Moräne, bestehend aus kantengerundeten bis gut gerundeten Mergel-, Kalk- und Sandsteinbruchstücken mit gekritztem Geschiebe. Die Matrix ist meist schluffig-tonig mit wechselndem Sandgehalt. Die Konsistenz ist halbfest bis fest. In der Moräne findet man in unterschiedlichen Tiefen Horizonte, die fast nur sandiges Bindemittel aufweisen und wasserführend sein können. Der Übergang von Moräne zu kompaktem Fels ist durch eine 0,5 m mächtige verwitterte Übergangszone gekennzeichnet, die sehr feucht ist. Nach dem Bohrvorgang hat sich im Bohrloch ein Ruhewasserspiegel von 2,5 m unter GOK (Geländeoberkante) eingestellt.

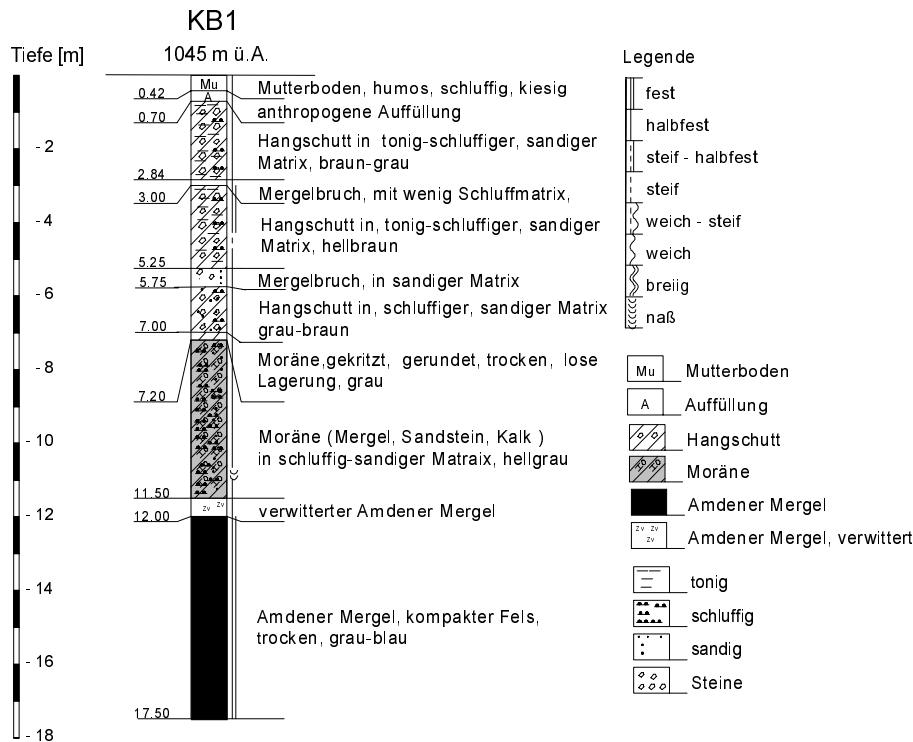


Abb. 4.9: Bohrprofil der Kernbohrung KB1

Die Kernbohrung KB2 (Hinterebnit) weist unter dem Bodenhorizont bis in eine Tiefe von 5,1 m Hanglehm auf (Abb. 4.10). Im Hanglehm, bestehend aus Ton, Schluff und Sand, sind bis zu 4 cm große Bruchstücke von Mergel-, Kalk- und Sandsteinen eingeschlossen. Der Hanglehm ist feucht und sein Verwitterungsgrad hoch. Die Massen sind kalkhaltig, sehr plastisch, die Konsistenz ist weich und die Farbe meist grau. Zwischen 5,1 und 13,1 m findet man Moräne, die von oben nach unten immer weniger schluffig-toniges Bindemittel aufweist (Abb. 4.11). Die kantengerundeten und z.T. gekritzten Bruchstücke aus Mergeln, Kalke

und Sandsteinen werden nach unten hin größer, die Lagerung ist dicht bis locker. Wasserführende Schichten wurden bei 10,3 und 13,7 m Tiefe angebohrt. Beim Bohrvorgang hat sich ein Ruhewasserspiegel von 2,7 m unter GOK eingestellt.

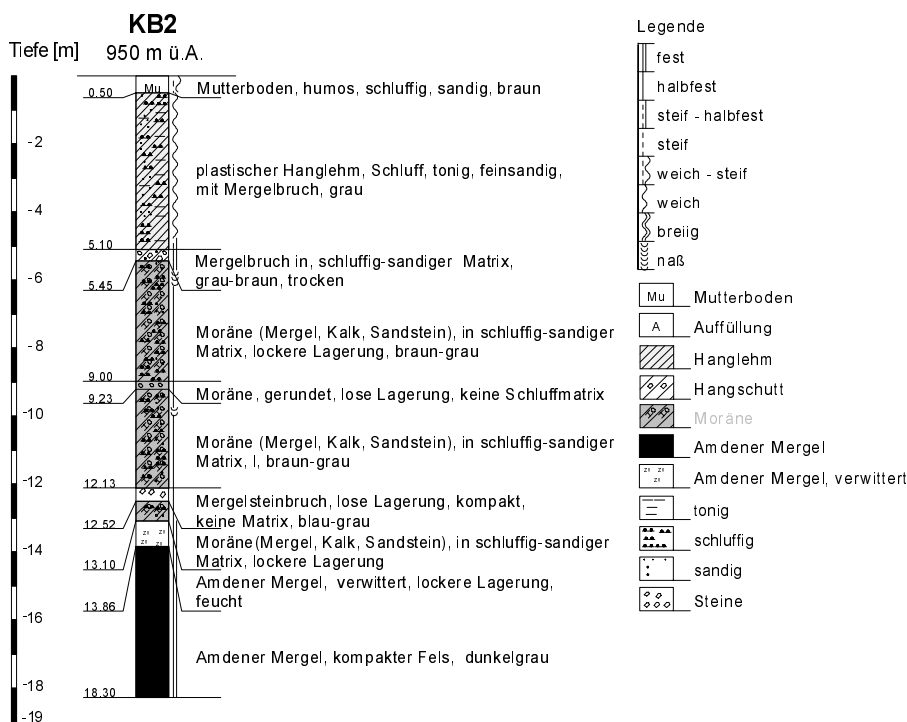


Abb. 4.10: Bohrprofil der Kernbohrung KB2

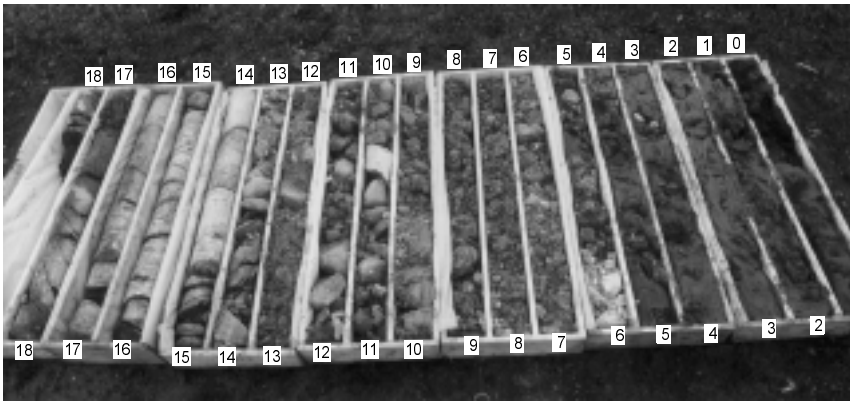


Abb. 4.11: Bohrkerne der Bohrung KB2

Bei der Bohrung KB3 (Heumöser Hang) steht bis in eine Tiefe von 9,8 m plastischer Hanglehm an, der lokal durch Hangschuttmaterial ersetzt wird (Abb. 4.12). Der Hanglehm besteht aus Schluff, Ton und Sand in unterschiedlichen Anteilen. Der Verwitterungsgrad ist sehr hoch. Vereinzelt sind bis zu 2 cm große Mergel- und Kalkmergelbruchstücke im Lehm vorhanden. Ab 9,8 m bis 19,0 m Tiefe trifft man auf Moräne, bestehend aus gerundeten und zum Teil gekritzten Mergel-, Kalk- und Sandsteinbruchstücken in einer schluffig-tonigen Matrix.

19,0 m Tiefe trifft man auf Moräne, bestehend aus gerundeten und zum Teil gekritzten Mergel-, Kalk- und Sandsteinbruchstücken in einer schluffig-tonigen Matrix.

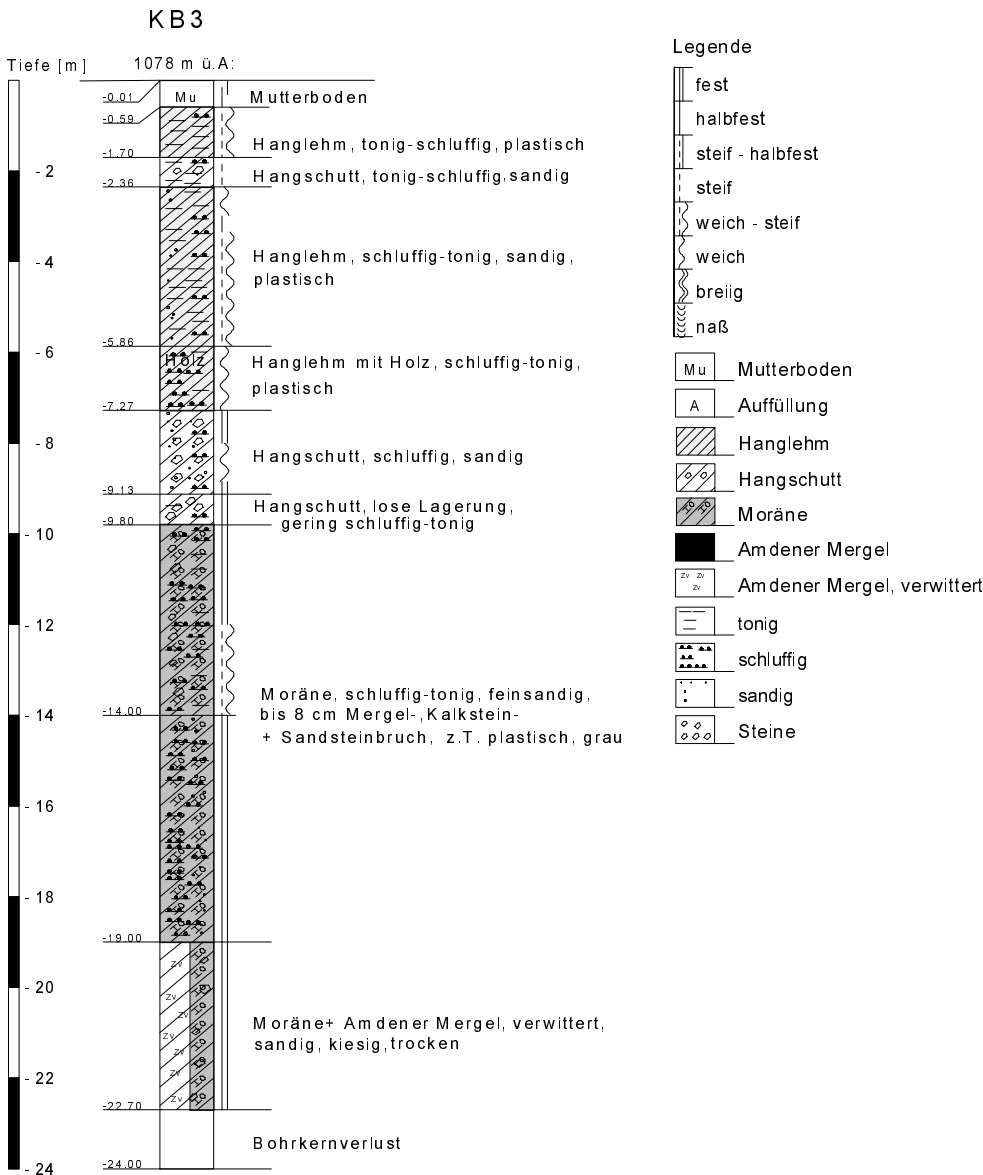


Abb. 4.12: Bohrprofil der Kernbohrung KB3

Zwischen 19 und 22,7 m befindet sich Moräne vermengt mit Bruchstücken von verwittertem Amdener Mergel. Der feste Amdener Mergel wurde nicht angebohrt. Die Bohrung konnte aufgrund technischer Probleme nicht bis in den anstehenden Amdener Mergel niedergebracht werden. Nach dem Bohrvorgang stellt sich ein Ruhewasserspiegel von 3,5 m unter GOK ein.

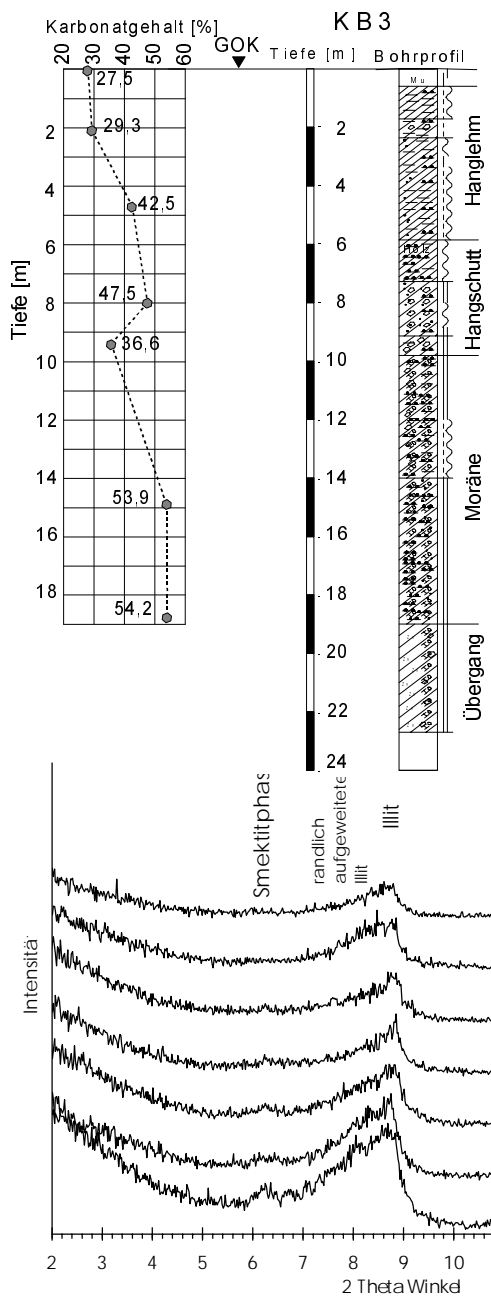


Abb. 4.13: Karbonatgehalt in unterschiedlichen Horizonten bei KB3 (Legende zum Bohrprofil siehe Abb. 4.12)

Nachträglich wurden von den Bohrkernproben aus KB3 der Karbonatgehalt nach DIN 18129 in unterschiedlichen Horizonten bestimmt. In Abbildung 4.13 zeigt sich, daß an der Oberfläche und in 9,5 m Tiefe relativ zu den anderen Horizonten der Karbonatgehalt geringer ist. Der Kalkgehalt reduziert sich von unten nach oben von 54 % auf 30 %. Durch die Auswaschung der Karbonatanteile reichern sich relativ zum Ausgangsmaterial mehr Tonminerale an, welche dann intensiven Verwitterungsvorgängen ausgesetzt sind. Die unverwitterten Gesteinsproben der Amdener Mergel besitzen einen Karbonatgehalt von 43 bis 75 %, die Moränenproben am *Heumöser Hang* zeigen Karbonatgehalte von bis zu 50 % auf (SCHWENK, 1999).

Trifft man in größeren Tiefen auf tonreiche Horizonte, muß davon ausgegangen werden, daß dort die Tonminerale durch eine Erhöhung des Druckes eingeregelt werden, was die Bewegung an eng begrenzten Gleitzonen begünstigt. Eine Erhöhung des Druckes kann zum Beispiel durch beginnende Hangbewegungen eintreten.

Abb. 4.14: Textur-Röntgendiffraktogramme der Bohrkernproben aus KB3 (Versuchsdurchführung siehe Kap. 5)

Die Textur-Röntgendiffraktogramme der Proben aus unterschiedlichen Horizonten bei KB3 weisen signifikante Unterschiede auf (Abb. 4.14). Beispielsweise ist der Illitpeak bei einem 2 Theta Winkel von  $8,8^{\circ}$ - $8,9^{\circ}$  bei den Proben aus großen Tiefen noch relativ symmetrisch ausgebildet. Je intensiver ein Illit verwittert, randlich aufweitet oder sogar Wechsellagerungsminerale mit Smektitphasen bildet, desto unsymmetrischer

wird sein Peak. Dabei verschiebt sich die linke Schulter in Richtung kleinere Beugungswinkel (JASMUND & LAGALY 1993). Diese Asymmetrie der Illitpeaks ist verstärkt an den Proben aus geringeren Tiefen zu erkennen. Darüber hinaus wird eine Zunahme der reinen Smektitphasen von der Tiefe bis zur Oberfläche registriert. Die Probe aus 18,8 m Tiefe zeigt bei einem 2 Theta Winkel von  $6,2^{\circ}$ - $6,3^{\circ}$  keinen Smektitpeak, hingegen weisen die Proben aus 1, 2, 4 und 8 m Tiefe an dieser Stelle einen deutlichen Peak auf.

Reine Smektitphasen, randlich aufgeweiteter Illit und Illit/Smektit Wechsellagerungsminerale besitzen eine höhere Quellfähigkeit und erhöhen somit die plastischen Eigenschaften der Probe. Die Tonminerale werden demnach im Hanglehm nicht nur durch Entkalkung angereichert, sondern verändern auch durch Verwitterung ihre Eigenschaften.

## 4.2.2. Inklinometermessungen

### 4.2.2.1. Methodik

Die Inklinometer-Meßeinrichtung besteht aus der NMG-Neigungsmeßsonde der Fa. GLÖTZL, einem Kabel mit Tiefenangabe und einer akkubetriebenen Maßeinheit mit Anzeige. Die 0,5 m lange Metallsonde ist mit einer aufnahmefähigen, hochsensiblen Neigungsmeßeinrichtung ausgestattet. Gemessen wird die vertikale Neigung der Sonde im Inklinometerrohr in zwei senkrecht zueinander stehenden Richtungen (A<sup>+</sup>-A<sup>-</sup> und B<sup>+</sup>-B<sup>-</sup> Richtung). Die Sonde wird dabei mittels federbelas-

teten Rollen in das eingebaute genutete Führungsrohr der Bohrung eingebracht. Die Rollen an der Sonde verlaufen in der Nut des Rohres, damit eine exakte räumliche Orientierung der Sonde gewährleistet ist.

Die Sonde wird bis zum Fußpunkt der Bohrung niedergebracht und in 0,5 m Abständen nach oben geführt. Es folgen vier Messungen, wobei zuerst die empfindlichere A-Achse der Sonde in Hauptbewegungsrichtung ( $A^+$ -Richtung) und dann um  $180^\circ$  gedreht nach hinten ( $A^-$ -Richtung) gemessen wird. Entsprechend verhält es sich bei der senkrecht zur A-Richtung stehenden  $B^+$ - $B^-$  Messung (ROHN, 1991). Der Neigungswert ist die Differenz der  $A^+A^-$  bzw.  $B^+B^-$  Richtungen.

Die Erstmessung dient dazu, die räumliche Lage des Führungsrohres zu ermitteln. Bei den Folgemessungen errechnet man die Abweichung zur Erstmessung durch Differenzbildung. Die Differenzen der Neigung werden als Summenkurve dargestellt. Hierbei werden die gemessenen Differenzen in den jeweiligen Tiefen vom Fußpunkt bis zur Geländeoberkante addiert.

Die Meßgenauigkeit der Inklinometersonde liegt in Richtung der A-Achse bei  $\pm 0,1$  mm pro Sondenlänge. Bei einem 24 m tiefen Bohrloch können sich somit Fehler von bis zu  $\pm 4,8$  mm Horizontalabweichung einstellen. Bei einer Sondenlänge reduziert sich der Fehler auf 2,4 mm. In Richtung B-Achse ist der Sondenfehler noch größer. Deshalb werden die 4 Richtungen immer nur mit der A-Achse des Gerätes gemessen.

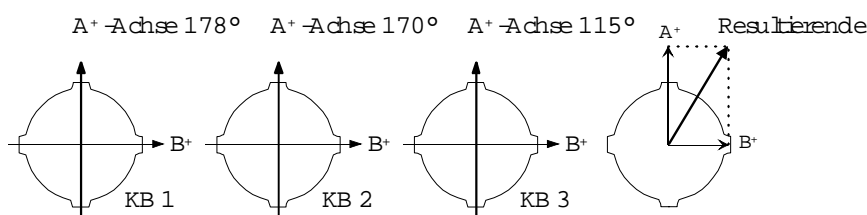


Abb. 4.15: Inklinometerrohr (Aufsicht) mit Richtungsangabe der  $A^+$ - und  $B^+$ -Achsen. Rechts die Richtung der Resultierenden ermittelt durch Vektoraddition von A und B.

Meßfehler können auch durch die Temperaturabhängigkeit des inneren Widerstandes in der Elektronik entstehen.

Nach Herstellerangaben ergibt sich eine Abweichung von  $\pm 0,005$  % pro  $^\circ\text{C}$ . Diese Ungenauigkeit kann gemindert werden, indem man die Sonde vor Beginn der Messung 5 Minuten in das wassergefüllte Nutrohr stellt. Das Anzeigergerät sollte auch vor direkter Sonneneinstrahlung und zu tiefen Außentemperaturen geschützt werden. Weitere Fehler können durch abgenutzte Schleifkontakte an der Kabeltrommel, durch dejustierte Führungsrollen an der Sonde und durch die Verschmutzung des Nutrohres entstehen. Eine ausführliche Beschreibung von Funktion und Einsatz der Inklinometersonde ist bei BRÄUTIGAM ET AL. (1989) und im Werkskatalog der Fa. GLÖTZL nachzulesen.

Die Inklinometerrohre sind unten mit einer Fußkappe versehen, oben am Bohrkopf einen Meter tief einbetoniert und stehen mit der A-Achse parallel zur vermuteten Hauptbewegungsrichtung. Die Richtungen der A-Achsen aller drei Bohrungen sind in Abbildung 4.15 eingezeichnet. Das 0,7 m über Geländeoberkante herausragende Rohr wird anschließend mit einem Schutzrohr mit abschließender Sebakappe geschützt. Der Ringraum ist mit auf 0,3 mm Größe gebrochenem Schotter ausgefüllt.

#### 4.2.2.2. Ergebnisse

Die Nullmessung aller Inklinometermessungen fand am 14.12.1996 statt. Die Inklinometerrohre bei KB1 und KB2 stehen 5 bzw. 4 m tief im unbewegten, festen Untergrund. Bei KB3 konnte die Bohrung aus bohrtechnischen Gründen nicht bis in den anstehenden festen Fels niedergebracht werden, und der Fußpunkt ist demnach dort nicht fest verankert.

Wie die Summenkurven in Abbildung 4.16 zeigen, findet bei KB1 eine Bewegung der Rutschmasse an einer scharf definierten Gleitfläche bei 11,5 bis 12 m Tiefe statt. Die Gesamtbewegung in der  $A^+$ -Richtung liegt nach 17 Monaten Meßzeit bei 50 mm. Die letzte Messung wurde am 15.5.1998 durchgeführt. Danach konnte die Sonde nicht mehr in das Inklinometerrohr eingebracht werden, das Rohr ist kurze Zeit nach dem 15.5.98 abgeschert. In der  $B^+$ -Richtung, die senkrecht zur Hauptbewegungsrichtung liegt, werden Bewegungen von nahezu 10 mm nach 17 Monaten beobachtet. Diese Verbiegung ist im Vergleich zur A-Richtung dagegen minimal.

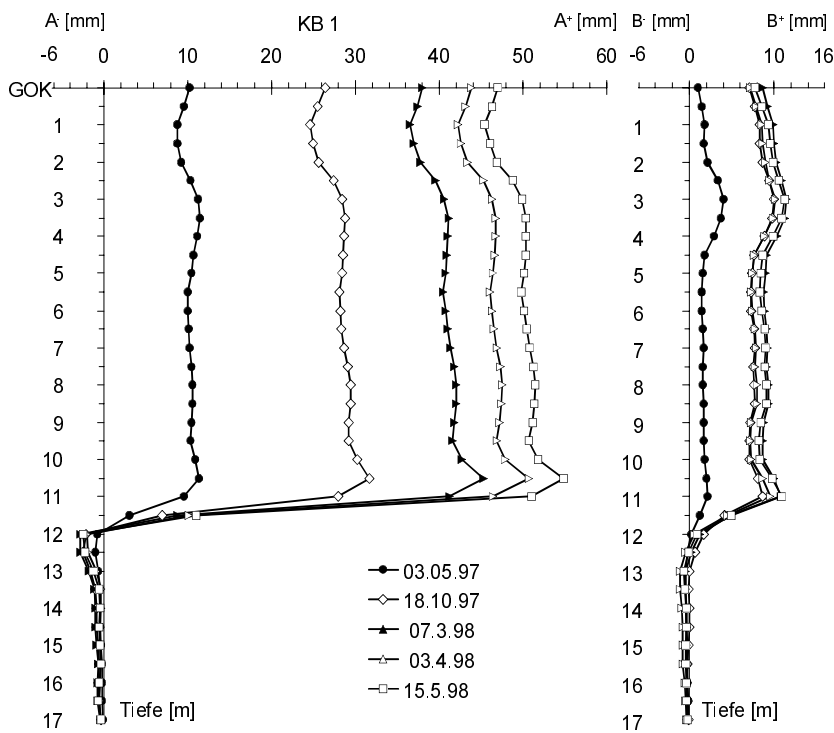


Abb. 4.16: Inklinometersummenkurve bei KB1

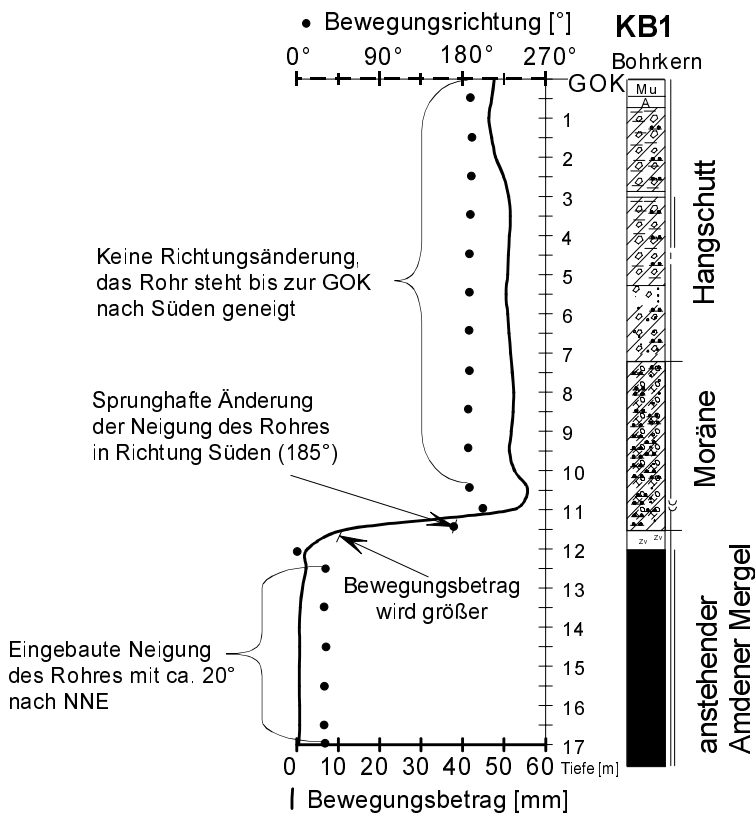


Abb. 4.17: Resultierender Bewegungsbetrag und -richtung bei KB1 aus Vektoraddition der A- und B-Richtung nach 17 Monaten (die ausführliche Legende des Bohrprofils siehe Abb. 4.9)

Mit den gemessenen Bewegungen und den dazugehörigen eingemessenen Nutrichtungen des Inklinometerrohres kann man durch Vektoraddition die resultierenden Beträge und Richtungen des Rohres bestimmen (Abb. 4.15). Dabei wurde das Rohr mit einer Neigung von 20° nach NNE in das Bohrloch eingebaut, da ein exakter vertikaler Einbau nicht möglich war. Vom Fußpunkt bis in eine Tiefe von 11,5 m steht das Rohr bei KB1 unverändert nach 20° geneigt (Abb. 4.17). Ab einer Tiefe von 12,5 bis 11 m verbiegt sich das Rohr nach Süden (185°) mit einem Bewegungsbetrag von insgesamt 53 mm. Zwischen der Geländeoberkante bis in 11 m Tiefe ist keine weitere Verbiegung des Rohres zu erkennen, es steht in Richtung Süden

geneigt. Durch die Verformung im Bereich einer scharf begrenzten Zone ist eine eindeutige Gleitfläche beim Übergang der Moräne zum anstehenden Amdener Mergel nachgewiesen.

Tab. 4.2: *Bewegungsbeträge in mm pro 30 Tage der Inklinometermessung KB1 nach jeder Messung. Die Nullmessung erfolgte am 14.12.1996*

Datum der Messung	Jahreszeit (Tage)	Geschwindigkeit [mm/30 Tage]	Niederschlagssummen [mm] (Form des Niederschlags)
03.05.1997	Winter (139 Tage) Dez. 96 - April 97	2,4	580 (bis Feb. Schnee, dann Regen)
18.10.1997	Sommer (168Tage) Mai 97 - Okt. 97	3,4	1107 (Regen)
07.03.1998	Winter (139 Tage) Nov. 97 - Feb. 98	2,4	504 (im Nov. Regen, dann Schnee)
03.04.1998	Frühjahr (26 Tage) März 98	4,9	249 (überwiegend Schnee)
15.05.1998	Frühjahr (46 Tage) April 98 - Mai 98	4,3	207 (Regen)

Aus der geotechnischen Karte im Bereich um KB1 (Abb. A1) ist erkennbar, daß die Bohrung auf einer Rotationsgleit-scholle liegt. Die dazugehörige Abrißkante verläuft oberhalb der Bohrung und reicht bis unterhalb der Ebniter Kirche. Entlang dieser Abrißkante bewegt sich die gesamte Lockersedimentdecke mit durchschnittlich 20-30 mm pro Jahr in Richtung Süden (Richtung *Bruderbach*). Diese Bewegungen werden von den Bewohnern schon seit Jahrzehnten wahrge-nommen und können auch durch Beschädigungen an Gebäuden (speziell am Haus Nr. 13) registriert werden.

Die errechneten Geschwindigkeiten von Messung zu Messung sind nicht gleichförmig (Tab. 4.2). Vergleicht man die einzelnen Bewegungsbeträge pro 30 Tage mit den dazwischen liegenden Monaten bzw. Jahreszeiten und den gemessen Niederschlägen aus Abbildung 4.55, kann man folgende Beziehungen herstellen:

- Die langsameren Bewegungen werden jeweils nach den Wintermonaten mit 2,4 mm/30 Tage registriert. Während des ersten Winters sind die Niederschläge nur an 26 von 139 Tagen als Regen niedergegangen. Dabei wurde zweimal eine geschlossene Schneedecke abgeschmolzen. Im zweiten Winter 1997/98 waren es 35 von 139 Tagen. Hier trat Ende Ja-nuar und Anfang Februar zweimal eine Schneeschmelze ein.
- Die Bewegungen während der Sommermonate 1997 sind mit 3,4 mm pro 30 Tage schneller als die Bewegungen in den Wintermonaten. Während dieser Zeit fielen 1107 mm Regen, mehr als die Hälfte des durchschnittlichen Jahresnieder-schlags (2100 mm).
- Die beiden letzten Messungen im Frühjahr 1998 zeigen schnellere Bewegungen, wobei das Rohr sich im März mit 5 mm verbogen hat. Im März war eine durchgehende Schneedecke vorhanden, nur an 5 von 26 Tagen fiel Regen. Eine Woche vor dem 3.4.98 ist die Schneedecke abgeschmolzen. Von April bis Mai 98 lag nur an 10 Tagen eine 13 cm ho-he Schneedecke, die Ende April abschmolz.

Wichtig für die Wassermenge im Untergrund ist einmal die Form des Niederschlages und zum anderen die Schneeschmel-ze. Je mehr Wasser von außen in den Hang eindringen kann, desto geringer werden die haltenden Kräfte innerhalb der Massen und an der Gleitfläche in 12 m Tiefe. Die Folge ist höchstwahrscheinlich eine Beschleunigung der Bewegung. Am 15. März 1998 verursachten 70 mm Niederschlag eine Erhöhung der vorhandenen Schneedecke auf 67 cm. Diese Schnee-decke ist ab dem 24.3. binnen 6 Tagen abgeschmolzen. Dieses große Wasserangebot dürfte vermutlich eine Ursache für die schnelleren Bewegungen gewesen sein, die am 3.4. registriert wurden.

Bei KB2 ist in den Summenkurven in Abbildung 4.18 eine Deformation zwischen 5-4,5 m Tiefe zu erkennen. Die Bereiche darunter, die noch aus Moräne und Hangschutt aufgebaut sind, bleiben stabil. Die Verbiegung des Rohres beträgt nach 22,5 Monaten in A<sup>+</sup>-Richtung insgesamt 53 mm (Richtung 170°) und in B<sup>+</sup>-Richtung 20 mm (Richtung 80°). Der oberste Bo-denhorizont zeigt in seiner A-Richtung bis in ein Meter Tiefe um 5 mm größere Bewegungen als die darunterliegenden Bereiche. Bei 13 m Tiefe ist eine leichte Bewegung in beide Richtungen erkennbar, die mit dem Übergang von fest anste-hendem Amdener Mergel zur Lockersedimentdecke korreliert.

Betrachtet man bei KB2 die resultierende Verbiegung des Rohres durch Vektoraddition der A- und B-Richtung (Abb. 4.19), so erkennt man in zwei Horizonten ein Umbiegen des Rohres nach Süden. Das Rohr ist mit ca. 15° in Richtung NNE eingebaut worden und neigt sich bis in eine Tiefe von 14,5 bis 14 m unverändert in diese Richtung. Die Umbiegung bei

13,5 m Tiefe in Richtung Süden (192°) korreliert mit dem Übergang Moräne zu fest anstehendem Amdener Mergel und ist mit 0,7 mm nach 22,5 Monaten relativ gering.

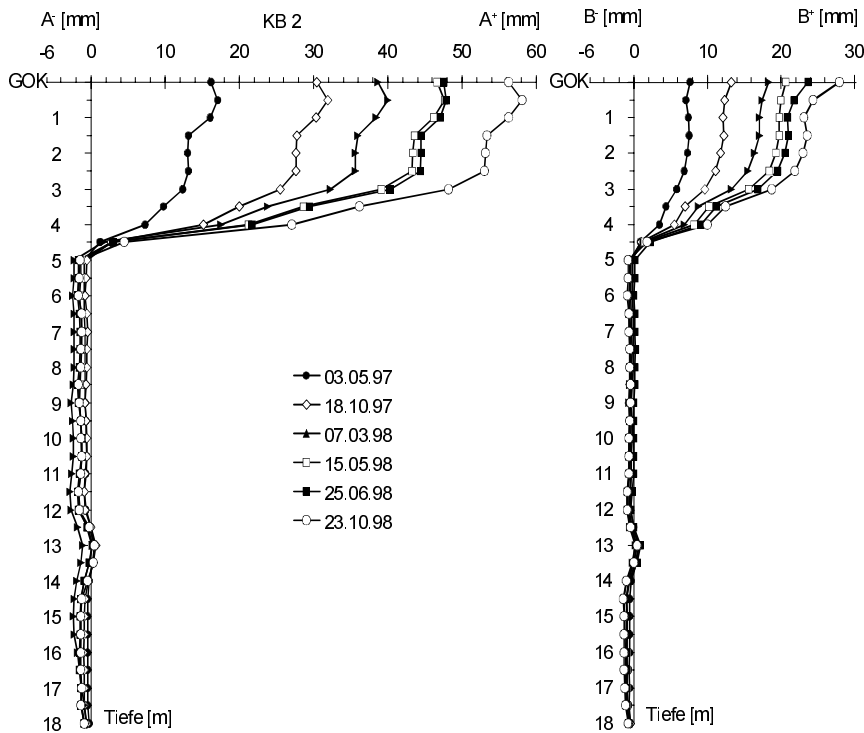


Abb. 4.18: Inclinometersummenkurve bei KB2

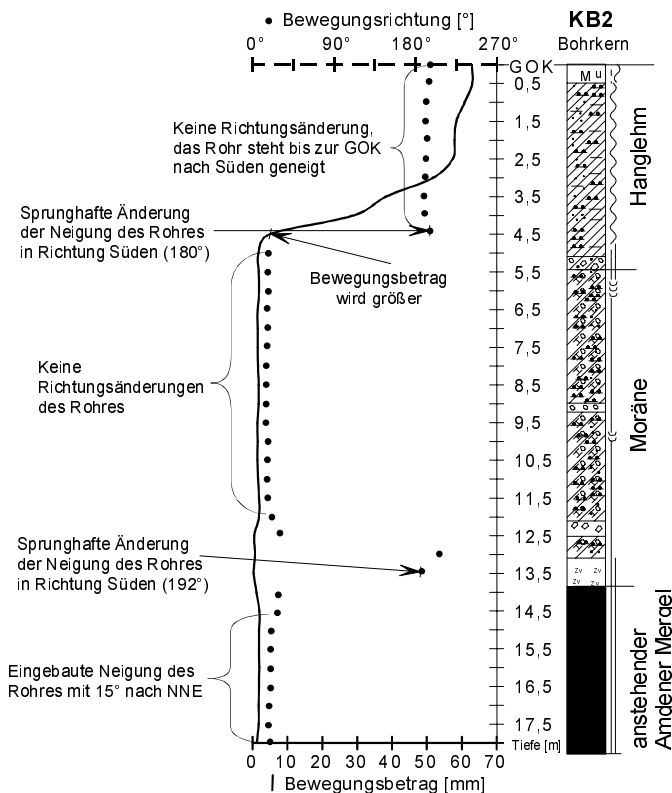


Abb. 4.19: Resultierender Bewegungsbetrag und -richtung bei KB2 aus Vektoraddition der A- und B-Richtung nach 22,5 Monaten (die ausführliche Legende des Bohrprofils siehe Abb. 4.10)

Die größere Verbiegung registriert man bei rund 4,5 m mit einem Betrag von 57 mm nach 22,5 Monaten und einer Richtung von 192° nach Süden. Zwischen 5 und 13 m werden keine weiteren Verbiegungen gemessen. Das Rohr steht mit 15° nach NNE unverändert wie es eingebaut wurde. Hier scheint die Moräne stabil zu sein.



Die errechneten Geschwindigkeiten von Messung zu Messung sind, wie auch bei KB1 bereits beobachtet wurde, nicht gleichbleibend (Tab. 4.3). Allgemein sind die Bewegungen jedoch langsamer als bei KB1. Langsamere Bewegungen wurden hier nach dem Winter 1997/98 und nach dem Sommer 98 gemessen. Von Mai bis Juni 1998 sind die Bewegungen mit 1,5 mm/30 Tage gering. Bis Oktober 1997 sind die Bewegungen mit 2,8 mm/30 Tagen konstant. Im Frühjahr werden die schnellsten Bewegungen innerhalb 72 Tagen mit 3,3 mm/30 Tage erfaßt. Zu vermuten ist, daß diese Bewegungen, entsprechend den Werten bei KB1, durch die Schneeschmelze Ende März beeinflußt wurden. Die Bewegungen bei KB1 von März bis Mai 1998 mit 4,2 mm/30 Tage sind um ca. 25 % schneller.

Tab. 4.3: *Bewegungsbeträge in mm pro 30 Tage der Inklinometermessung KB2 nach jeder Messung. Die Nullmessung erfolgte am 14.12.1996*

Datum der Messung	Jahreszeit (Tage)	Geschwindigkeit [mm/30 Tage]	Niederschlagssummen [mm] (Form des Niederschlags)
03.05.1997	Winter (139 Tage) Dez. 96 - April 97	2,8	580 (bis Feb. Schnee, dann Regen)
18.10.1997	Sommer (168 Tage) Mai - Okt. 97	2,8	1107 (Regen)
07.03.1998	Winter (139 Tage) Nov. 97 - Feb. 98	1,7	504 (im Nov. Regen, dann Schnee)
15.05.1998	Frühjahr (72 Tage) März - Mai 98	3,3	456 (Regen)
25.06.1998	Sommer (41 Tage) Mai - Juni 98	1,5	300 (Regen)
23.10.1998	Sommer (120 Tage) Juli - Oktober 98	2,0	736 (Regen)

Die deutliche Verbiegung bei 4,5 m Tiefe von insgesamt 57 mm innerhalb 22,5 Monaten zeigt die Existenz einer Gleitfläche an, die mit der Grenze plastischer Hanglehm zu Moräne gut korreliert (Abb. 4.10). Die Moräne scheint hier, verglichen mit dem Hanglehm oder sogar mit der Moräne bei KB1, standfester zu sein und geringe plastische Eigenschaften aufzuweisen. Vermutlich ist die Durchlässigkeit der Moräne in diesem Hangbereich größer und/oder an der Grenze zum anstehenden Amdener Mergel ist keine tonreiche Verwitterungsschicht ausgebildet, an der die Standfestigkeit herabgesetzt ist. Der höhere Wasser-, Tonmineral- und geringere Kalkgehalt des Hanglehms im Vergleich zur Moräne führen zu höheren plastischen Eigenschaften der Massen, die in eine Tiefe von 4,5 m mit durchschnittlich 3 cm pro Jahr in Richtung *Bruderbach* abgleiten.

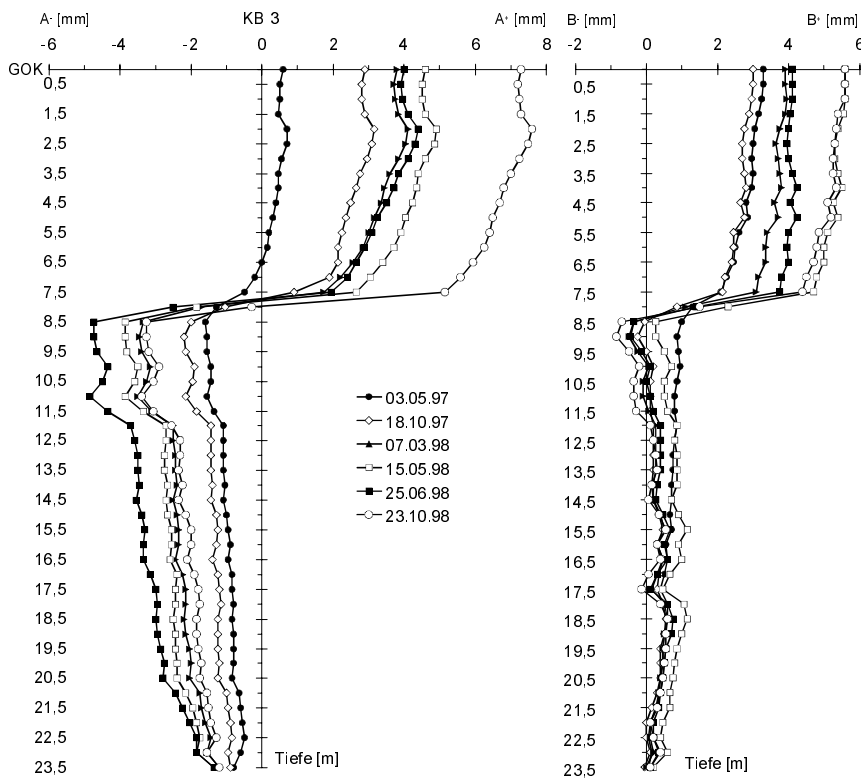


Abb. 4.20: Inclinometersummenkurve bei KB3

Bei der Inclinometermessung KB3 ist der Fuß des Rohres nicht im stabilen Fels verankert, was eine Interpretation der Meßergebnisse in bezug auf Bewegungshorizonte erschwert. Das Rohrende bei 23,5 m liegt allerdings schon im Übergangsbereich Moräne zu festem Amdener Mergel (Abb. 4.12).

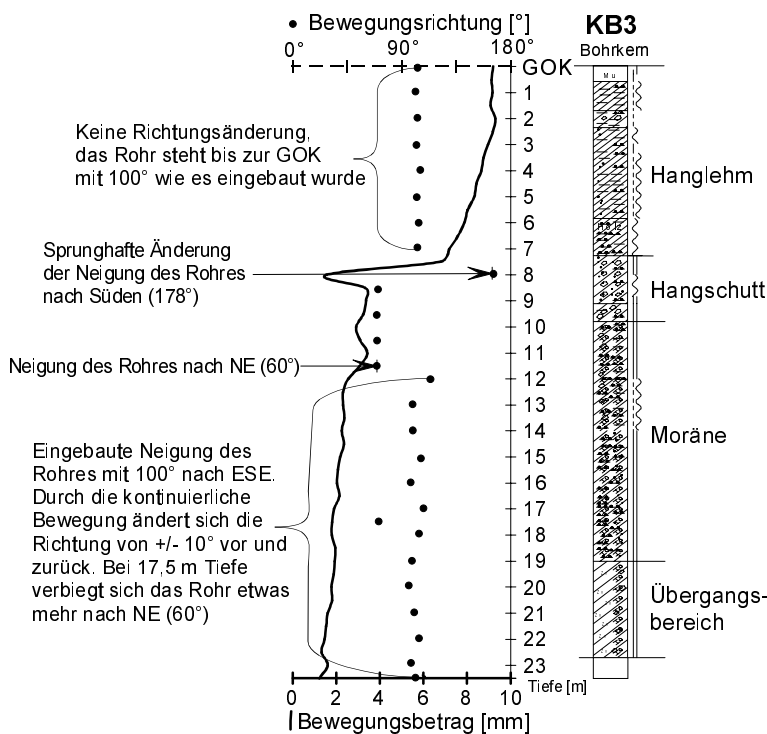


Abb. 4.21: Resultierender Bewegungsbetrag und -richtung bei KB3 aus Vektoraddition der A- und B-Richtung nach 22,5 Monaten (die ausführliche Legende des Bohrprofils siehe Abb. 4.12)

Vom Bohrende bei 23,5 m bis hinauf zu 8,5 m sieht man in Abbildung 4.20 eine kontinuierliche Zunahme der vertikalen Verbiegung des Rohres von bis zu 5 mm in A-Richtung (hangaufwärts). Addiert man zu diesen 15 m den bereits erwähnten

Sondenfehler von 0,1 mm pro Sondenlänge, so liegen die gemessenen Verbiegungen von 5 mm sehr nahe an der addierten Fehlerungenaugigkeit von 3 mm. Trotzdem ist der Verlauf einer kontinuierlichen Zunahme der Verbiegung unverkennbar.

Zwischen 8,5 und 7,5 m Tiefe zeigt das Rohr eine leichte Verbiegung mit 7 mm in A<sup>+</sup>-Richtung (115°) und 5 mm in B<sup>+</sup>-Richtung. Mit der Information, daß in diesen Horizonten im Bohrprofil Holzreste gefunden wurden kann die Auflocke-  
 rungszone hier durch plötzliche Sturzereignisse von größeren Massen oder durch Murereignisse erklärt werden. Durch Umlagern der abgestürzten Massen ist im Vergleich zu den unteren Bereichen die Festigkeit herabgesetzt, die Wasserweg-  
 samkeit wird erleichtert und im Übergangsbereich kann es zu schnelleren Deformationen kommen.

Bei der Betrachtung der resultierenden Verbiegung des Rohres durch Vektoraddition der A- und B-Richtung (Abb. 4.21) bei KB3 muß beachtet werden, daß hier das Rohr in Richtung 100° nach ESE eingebaut wurde. Vom Fußpunkt der Boh-  
 rung bis in eine Tiefe von 8,5 m erkennt man eine unruhige Abweichung der Richtung von ± 10°, verursacht durch eine kontinuierliche Bewegung des Rohres über diese Mächtigkeit. In zwei Horizonten, bei 17 m und zwischen 11,5 bis 8,5 m  
 Tiefe, erkennt man ein deutliches Umbiegen des Rohres nach Nordosten (60°). Bei 8 m Tiefe neigt sich das Rohr nach Süden (180°). Ab einer Tiefe von 7 m bis zur Geländeoberkante steht das Rohr unverändert mit 100° nach ESE, so wie es  
 eingebaut wurde.

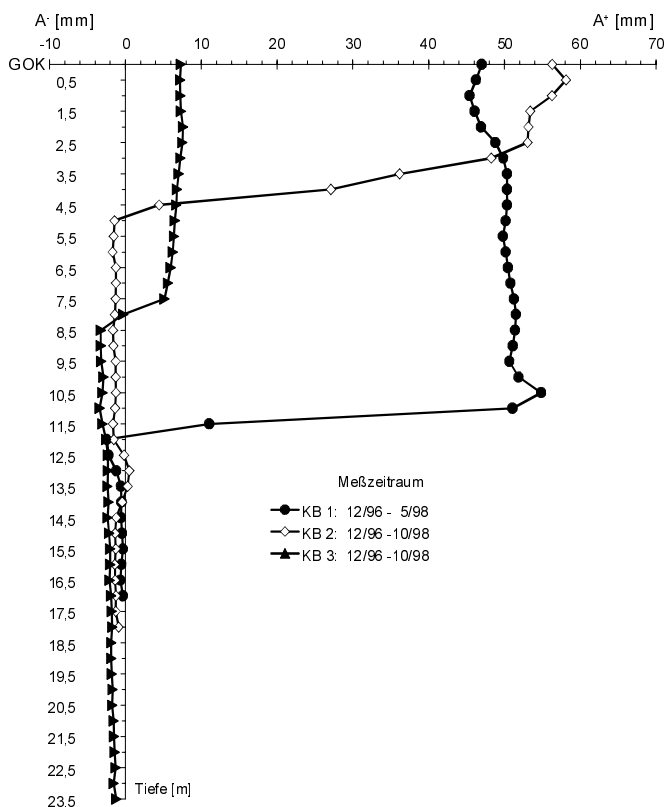


Abb. 4.22: Inklinometerkurven der A-Richtung aller drei Kernbohrungen

Die Bewegungsbeträge nehmen von unten bis in 8 m Tiefe kontinuierlich auf 3 mm zu. Bei 8 bis 7,5 m werden die Bewegungen sprunghaft größer und steigen ab 7,5 m wieder kontinuierlich bis zur Geländeoberfläche auf rund 10 mm an. Für die Interpretation der Bewegungen muß allerdings berücksichtigt werden, daß das Rohrende nicht im festen Untergrund steht.

Die GPS-Bewegungsmessungen an der Geländeoberfläche am *Heumöser Hang* (Kap. 4.3) lassen vermuten, daß ein Verschiebungsbetrag an der Grenzfläche Moräne zum anstehenden Amdener Mergel vorhanden ist. Dort bewegen sich die GPS-Punkte 5, 6 und 7, die in der Umgebung von KB3 liegen, um 25 bis 60 mm/Jahr mit durchschnittlich 90° in Richtung Osten. Somit ist vermutlich eine Verschiebung am Übergang anstehender Fels zu Lockersedimentdecke vorhanden. Ein Nachweis hierfür konnte durch die Inklinometermessung nicht erbracht werden.

Vergleicht man die drei Inklinometermessungen in ihrer Hauptbewegungsrichtung, erkennt man die Unterschiede der Bewegungen (Abb. 4.22). KB1 und KB2 zeigen nach fast eineinhalb bzw. zwei Jahren Meßzeit eine deutliche

Gleitfläche, an dieser der Hang in Richtung Tal abgleitet. Dies entspricht einer bruchhaften Verformung von Massen die ihre Bruchfestigkeit überschritten haben. Bei KB3 ist nach fast zwei Jahren eine beginnende Gleitfläche angedeutet. Hier wird vermutet, daß die Massen durch Umlagerung (Murereignis oder plötzliches Abgleiten einer Rutschungsscholle) ihre ursprüngliche Festigkeit verloren haben. Abgesehen von dieser beginnenden Gleitfläche wird eine diskontinuierliche Bewegung über die gesamte Mächtigkeit des *Heumöser Hanges* bis an die Oberfläche vermutet. Ein Verschiebungsbetrag zwischen dem anstehenden Amdener Mergel und den darüber liegenden Lockersedimenten wird vermutet. Auf die Bewegungsarten am *Heumöser Hang* wird in Kapitel 6.2 näher eingegangen.

### 4.2.3. Piezometermessungen

#### 4.2.3.1. Methodik

Die hier benutzten Piezometerdrucksonden der Fa. Solexperts sind piezoelektrische Druckaufnehmer mit automatischer Datenerfassung. Ändert sich der Porenwasserdruck im Hang, so komprimiert oder vergrößert die im Inneren der Sonde liegende, druckempfindliche Membran einen mit Luft gefüllten Hohlraum. Diese Volumensänderung wird als elektrischer Impuls registriert und weitergegeben. Ein Databuskabel verbindet die Sensoren in der Tiefe mit einem Datalogger (Fa. Seba) am Bohrlochkopf. Die verwendeten Sensoren haben einen Meßwertausgang von 4-20 mA (= 0-3 bar). Das Signal wird durch Eichfaktoren unmittelbar in Druckhöhe ausgegeben und anschließend als Meter Wasserstand unter GOK umgerechnet (Abb. 4.23).

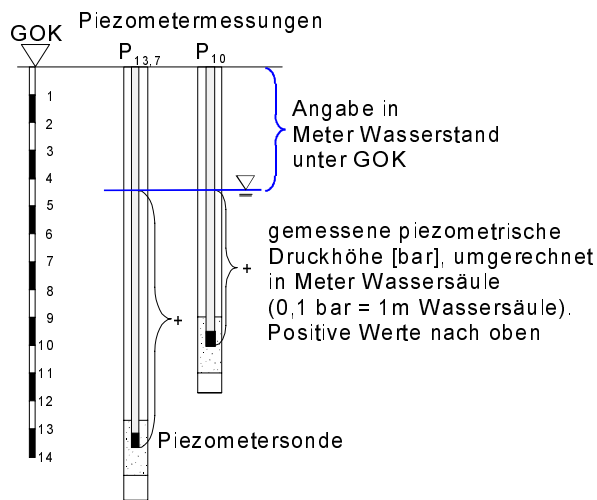


Abb. 4.23: Skizze über die Umrechnung der piezometrischen Druckhöhen in Meter Wasserstand unter GOK

Die Fehlerungenauigkeiten der Drucksonden liegen laut Hersteller bei ca.  $\pm 0,1\%$  des gemessenen Porenwasserdruckes ( $\pm 3$  cm Wasserstand), kleinere Druckintervalle werden nicht mehr aufgelöst. PATTON (1984) weist darauf hin, daß bei einem inhomogenen, geringdurchlässigen Boden der Porenwasserdruck im engeren Sinne nur die Porenwasserdruckschwankungen der wasserdurchlässigen Schicht, die mit der Filterstrecke in Kontakt steht, wiedergibt. Daher sollte das Verhältnis aus der Druckhöhe zur Länge der Filterstrecke möglichst klein gehalten werden. Weitere Fehler beruhen auf der Vernachlässigung der Fließgeschwindigkeit des Hangwassers. Bei den geringen Wasserdurchlässigkeiten des Hanglehms liegen diese Fehler jedoch noch unterhalb

des methodischen Meßfehlers der Drucksonden (CARSTENSEN & POHL, 1997).

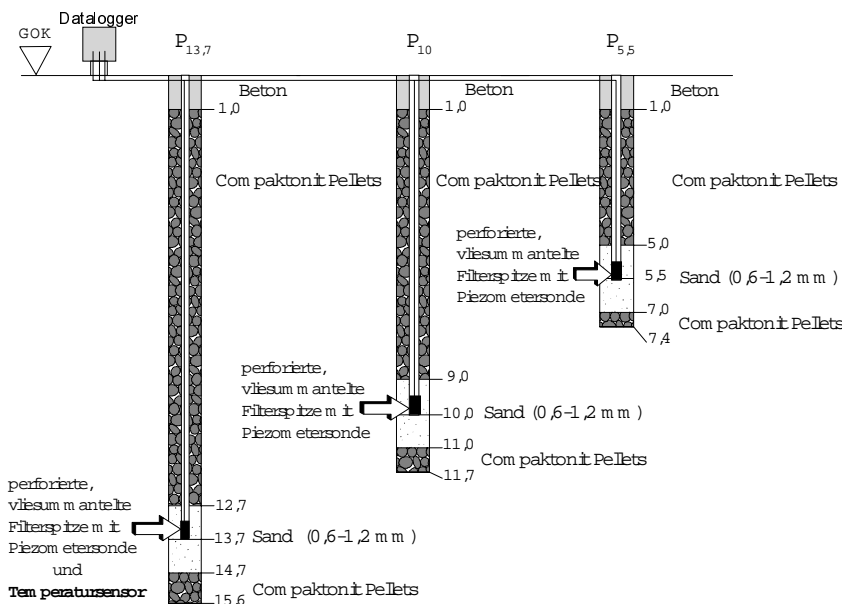


Abb. 4.24: Einbauskizze der Piezometer bei KB2

Bei KB2 wurden im Abstand von jeweils einem Meter 3 Bohrungen abgeteuft und die Piezometer eingebaut (Abb. 4.24). Die Meßrohre mit einem Durchmesser von 28,3 mm sind mit Verbindungsmuffen zusammengeklebt und in das jeweilige Bohrloch eingebracht. In den Tiefen 13,7 m, 10 m und 5,5 m ist ein 0,5 m langes, gelochtes vliesummanteltes Filterstück eingesetzt. In diesem Filterstück stecken die Piezometersonden. Das Datenkabel verläuft in einem dünnen Plastikrohr bis zur Geländeoberkante und mündet in den Datalogger Typ MDS III der Fa. Seba. Den oberen Meter bildet ein einbetoniertes

Abschlußrohr aus Stahl. Die Ringraumfüllung aus quellfähigen Tonkugeln (Compactonit Pellets) dichtet die Piezometer gegeneinander ab.

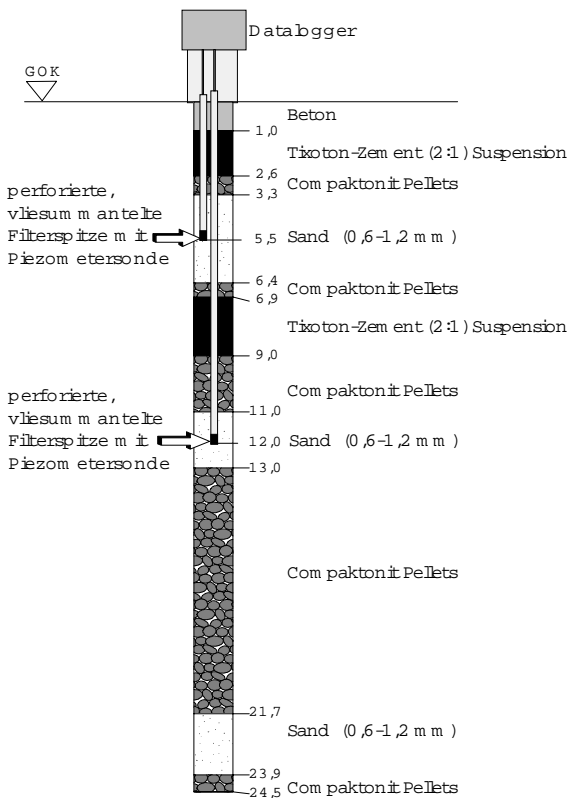


Abb. 4.25: Einbauskizze der Piezometer bei KB3

Bei KB3 sind, ebenfalls direkt neben der Kernbohrung in einer 24,5 m tiefen Bohrung zwei Piezometer in unterschiedlichen Horizonten eingebaut und sowohl mit Compactonit Pellets als auch mit einer Tixoton-Zement Suspension gegeneinander abgedichtet (Abb. 4.25). Der geplante dritte Piezometer bei 23 m (Sandhorizont in Abb. 4.25) konnte aus technischen Gründen nicht in Betrieb genommen werden.

#### 4.2.3.2. Ergebnisse

Die Änderung des Wasserstandes im Hang ist hauptsächlich von der Durchlässigkeit bzw. vom Fließwiderstand der Hangschuttmassen abhängig. Die Durchlässigkeit kann jedoch aufgrund der heterogenen Zusammensetzung der Moräne und des Hangschuttes sehr unterschiedlich sein. Wasserstandsänderungen in gering durchlässigem, pelitischem Material reagieren verzögert bzw. gedämpft.

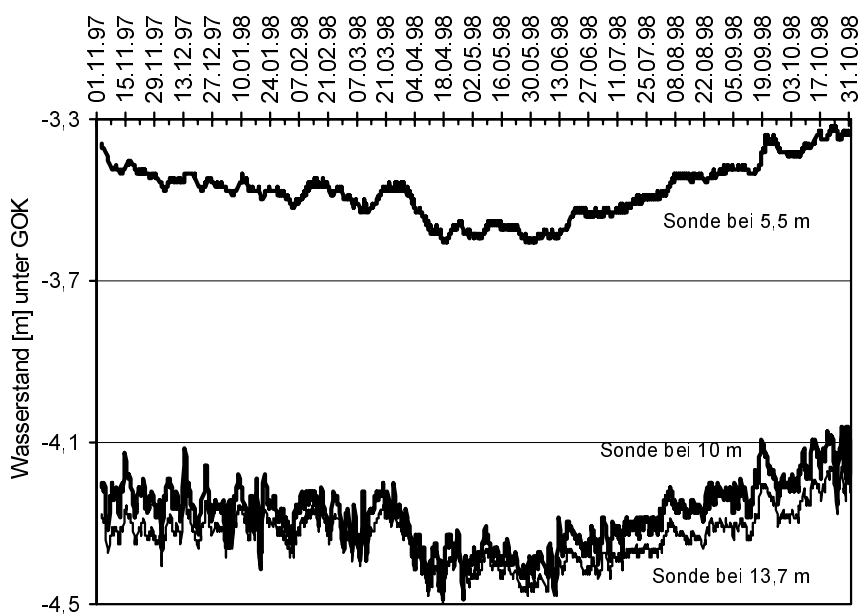


Abb. 4.26: Wasserstand der Piezometersonden bei KB2

Im Bohrloch KB2 steckt ein Piezometer im verwitterten Hanglehm (5,5 m), einer in der Moräne (10 m) und der tiefste im Übergangsbereich von Moräne zu anstehendem Amdener Mergel (13,7 m). Wie die registrierten Wasserstandsmessungen über ein gesamtes Jahr zeigen (Abb. 4.26), reagiert die Sonde in 5,5 m Tiefe gedämpft und weist einen Schwankungsbereich von 0,3 m auf. Die tieferen Sonden in 10 und 13,7 m reagieren unruhiger, erkennbar an den größeren Druckspitzen, und weisen einen Schwankungsbereich von 0,4 m auf. Beide Sonden zeigen in etwa den gleichen Wasserstand unter GOK an. Da sich die Sonden in getrennten Bohrlöchern befinden, kann eine hydraulische

gleichen Wasserstand unter GOK an. Da sich die Sonden in getrennten Bohrlöchern befinden, kann eine hydraulische

Umläufigkeit ausgeschlossen werden. Dem Anschein nach registrieren beide Sonden einen zusammenhängenden Hangwasserkörper. Alle drei Sonden zeigen den tiefsten Wasserstand während des Frühjahrs in den Monaten April bis Juni. Höhere Wasserstände werden im September und Oktober registriert.

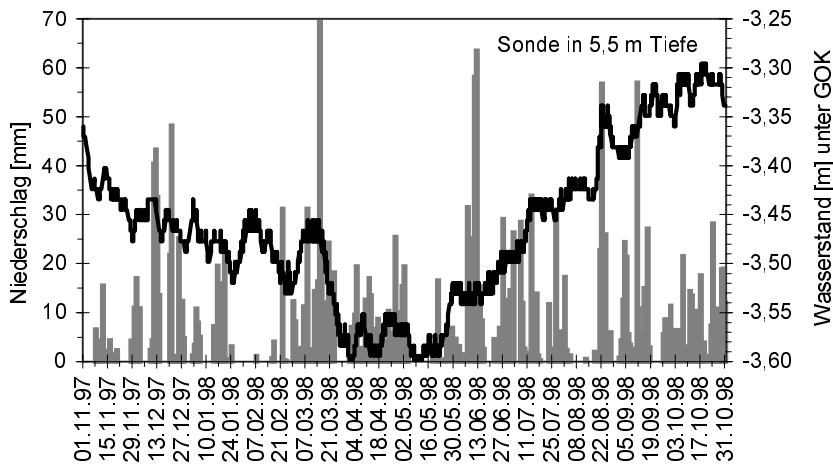


Abb. 4.27: Wasserstand bei KB2 in 5,5 m Tiefe und Tagesniederschlag der Station Ebnit/Kirche

Wird der Wasserstand in 5,5 m Tiefe mit dem Niederschlag verglichen, so wird nach stärkeren Niederschlägen oft ein Anstieg des Wasserstandes deutlich (Abb. 4.27). Eine direkte Korrelation kann nicht gemacht werden, da der registrierte Niederschlag nicht um die Evaporation oder dem oberirdischen Abfluß korrigiert werden konnte. Weitere Faktoren, die den Hangwasserspiegel beeinflussen, sind die Schneeschmelze, die vielen defekten Drainagen im Hang

und die unabgedichteten, oberflächlichen Abwassergerinne. Diese Wässer gelangen ungehindert in den Hang und beeinflussen den Wasserstand. Das könnte den oftmals unabhängig vom Niederschlag gemessenen Anstieg des Hangwassers erklären.

Bei den Sonden in 10 und 13,7 m Tiefe ist der Zusammenhang zwischen Niederschlagshöhe und Wasserstand deutlicher (Abb. 4.28). Unmittelbar nach einem größeren Niederschlagsereignis reagiert der Wasserstand mit einer Erhöhung und bei ausbleibendem Niederschlag fällt er ab. Auch bei geringeren Niederschlagshöhen über mehrere Tage steigt der Wasserstand deutlich an. Die schnelle Reaktion des Hangwassers in 4 bis 4,4 m Tiefe läßt vermuten, daß nicht nur Wasser von oben in tiefere Schichten des Hanges einsickert, sondern daß auch Wasser vom Rand der Rutschung sehr schnell in wasserführende Horizonte des Hanges gelangt.

Bei KB3 sitzt der Piezometer bei 5,5 m im plastischen Hanglehm, der bei 12 m in der Moräne (Abb. 4.25). Im November 1997 trat durch Blitzschlag eine Überspannung im Datalogger auf, die durch Einbau von Schutzvorrichtungen behoben wurde. Im Oktober schlug abermals ein Blitz in das Gerät ein, die Blitzschutzvorrichtung war unwirksam. Bedingt durch diese äußeren Einflüsse liegen leider keine Daten über ein gesamtes Jahr vor.

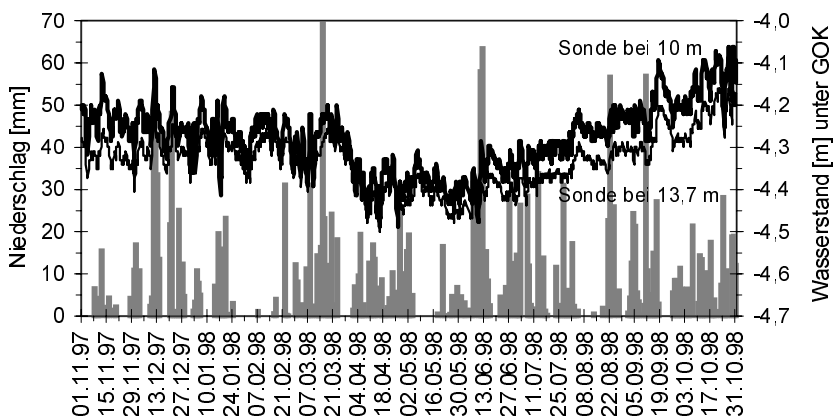


Abb. 4.28: Wasserstand bei KB2 in 10 und 13,7 m Tiefe und Tagesniederschlag der Station Ebnit/Kirche

Die 5,5 m tiefe Sonde registriert einen Wasserstand von 2,5 bis 4 m unter GOK (Abb. 4.29). Sie reagiert allgemein empfindlich auf Änderungen und zeigt Schwankungen von insgesamt rund 1,5 m. Der Vergleich mit dem Niederschlag zeigt (Abb. 4.30), daß Starkniederschlagshöhen erst nach 3 bis 6 Tagen eine Erhöhung des Wasserstandes verursachen. Hier muß ebenfalls wie bei

KB2 beachtet werden, daß die Niederschlagshöhen den Gesamtniederschlag angeben, der auf die Erdoberfläche auftrifft, und nicht um den Teil des Oberflächenabflusses und der Evaporation abgemindert wurden. Niedrige Wasserstände werden in den Monaten Juni, Juli und August registriert. Hohe Wasserstände zeigen die Monate Februar und März.

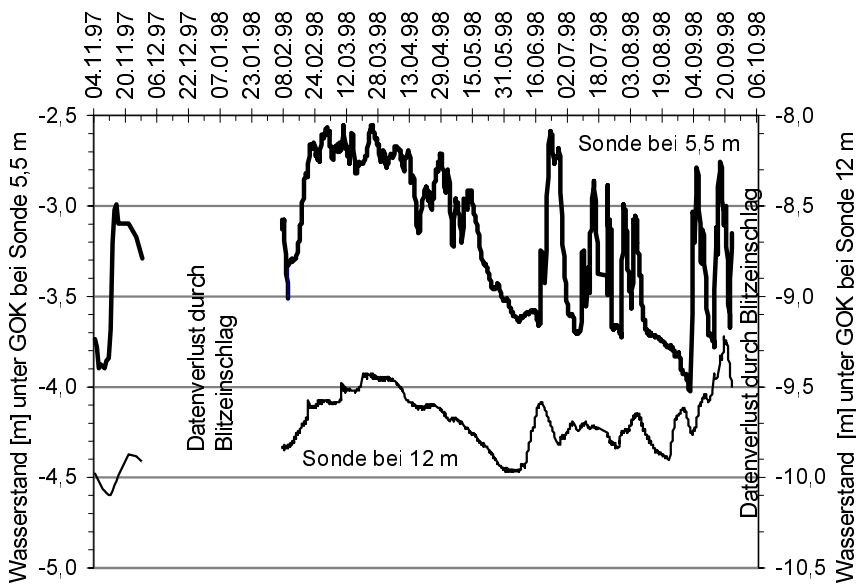


Abb. 4.29: Wasserstand der Piezometersonden bei KB3

Die Sonde in 12 m Tiefe (Abb. 4.29) registriert einen Wasserstand von rund 9,7 m unter GOK und weist einen Schwankungsbereich von 0,75 m auf. Die Monate Juni, Juli und August zeigen niedrige und die Monate März und September hohe Wasserstände an. Wasserstandsänderungen werden hier, im Gegensatz zur Sonde in 5,5 m Tiefe, gedämpfter registriert, wie die schwächer ausgebildeten Peaks zeigen. Ein Grund könnte sein, daß hier wohl ein tieferer Hangwasserspiegel gemessen wird, der offensichtlich in weniger durchlässigeren Horizonten liegt als das Hangwasser in 2,5 bis 4 m Tiefe. Die Tatsache, daß ein Wasserstandsabfall in der oberen Sonde größer ist als hier bei der Sonde in 12 m Tiefe, bestätigt diese Vermutung.

Die Sonde zeigt im Vergleich zum Niederschlag einen Anstieg des Hangwasserspiegels bereits nach einem Tag Verzögerung (Abb. 4.30), sie registriert also schneller als die Sonde in 5,5 m Tiefe.

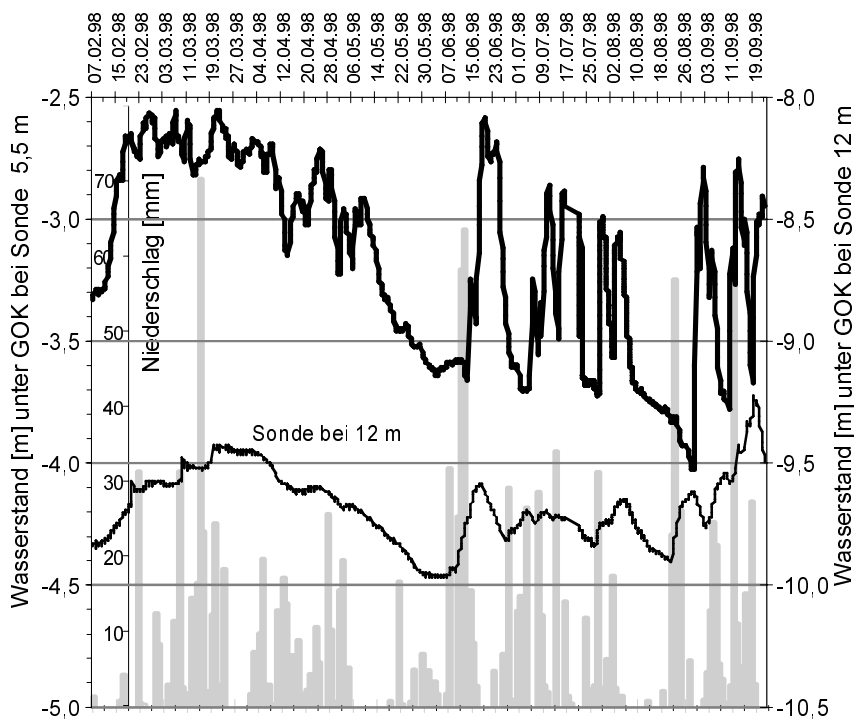


Abb. 4.30: Wasserstand bei KB3 vom 7.2.-23.9.98 und Tagesniederschlag Station Ebnet/Kirche

#### 4.2.4. Temperaturmessungen

Im Bohrloch KB2 ist in einer Tiefe von 13,7 m zusammen mit der Drucksonde eine Temperatursonde eingebaut. Verwendet wird der Sensor Typ Platin Meßwiderstand Pt 100 (100 Ohm bei 0 °C). Die Meßgenauigkeit liegt bei  $\pm 0,1$  °C. Über ein Databuskabel werden die gemessenen Widerstände im Datalogger am Bohrlochkopf gespeichert und durch Eichfaktoren in Grad Celsius umgerechnet.

Der Wärmetransport in Böden geschieht durch Wärmestrahlung, Konvektion und Konduktion. Der Einfluß des natürlichen Wärmestroms in der Erdkruste ist sehr gering und kann mit diesem Meßsystem nicht erfaßt werden. Nach MILITZER ET AL. (1986) lassen sich mit Temperaturebern in größeren Tiefen (größer 1 m) nur noch jahreszeitliche Schwankungen bestimmen. Die kurzfristigen Temperaturänderungen, beeinflusst durch die Lufttemperatur, treten ab 1 m Tiefe zurück und nehmen mit der Tiefe unter zunehmender zeitlicher Verschiebung der Maxima und Minima ab (KAPPELMEYER & HAENEL, 1976). Die Temperaturschwankungen nehmen „im Betrag mit der Tiefe exponentiell ab und weisen eine Phasenverschiebung proportional zur Tiefe auf“ (MILITZER ET AL., 1986). Das eindringende Niederschlagswasser hat unterschiedliche Temperaturen. Je schneller das Grundwasser erreicht wird und je mehr Wasser eindringt, desto mehr wird die Temperatur im Untergrund beeinflusst. Anders liegen die Verhältnisse, wenn die Verweilzeit des eindringenden Niederschlages im Untergrund vor Erreichen des Grundwassers sehr lange ist (MATTHEB, 1994).

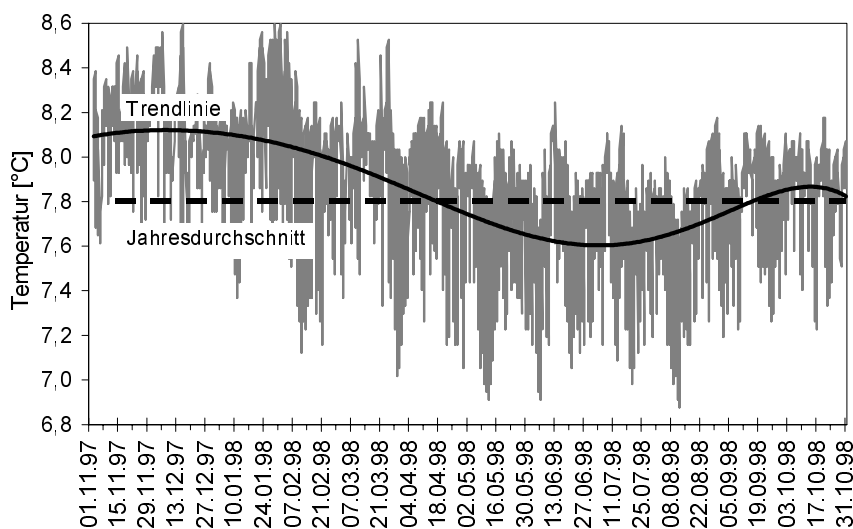


Abb. 4.31: Wassertemperatur in 13 m Tiefe bei KB2

Die gemessene Jahresdurchschnittstemperatur in 13,7 m Tiefe liegt bei 7,8 °C. Wie die Trendlinie der Temperaturkurve in Abbildung 4.31 zeigt, liegt die Temperatur von April bis Oktober meist unter dem Durchschnitt, im restlichen Zeitraum liegt sie darüber. Dieser Effekt kann darin begründet sein, daß das neugebildete Grundwasser durch die Schneeschmelze im Frühjahr kühlere Temperaturen in 13,7 m Tiefe hervorrufen.

Tägliche Schwankungen der Niederschläge beeinflussen die Temperatur in 13,7 m Tiefe, die Gesamtschwankung beträgt rund 2° C. Aufgrund dieser Schwankung kann allgemein gesagt werden, daß stärkere Niederschläge nicht lange im Hang verweilen, schnell in 13,7 m Tiefe ankommen und dort die Temperatur beeinflussen. Eine andere Wärmequelle stellen die Reibungswärme beim Fließvorgang und die undichten Abwassergerinne im Hang dar. Dieses eindringende, wärmere Wasser kann unabhängig vom Niederschlag schnell in den Untergrund gelangen.

### 4.3. Deformationsanalysen

#### 4.3.1. Global Positioning System (GPS)

Das hier benutzte NAVSTAR-GPS ist ein vom amerikanischen Verteidigungsministerium für militärische Zwecke entwickeltes Satellitennavigationssystem. NAVigation System with Time And Ranging-Global Positioning System heißt, daß es zu jedem Zeitpunkt möglich ist, die dreidimensionale Position von Objekten hochgenau, weltweit, in Echtzeit und in einem einheitlichen Koordinatensystem zu bestimmen.

Gemessen werden die vom Satelliten ausgesendeten, codierten elektromagnetischen Wellen (Abb. 4.32). Diese werden von Antennen auf den Beobachtungspunkten registriert und entschlüsselt. Aus den Laufzeiten der Wellen ergibt sich die Entfernung zwischen Satellit und Beobachtungspunkt ( $R_{1,3}$ ). Da man die Position der Satelliten ( $S_{1,3}$ ) kennt, kann man die Position des Beobachtungspunktes (Ortsvektor  $X_B$ ) auf der Erde bestimmen.

Das Herzstück der GPS-Vermessung besteht aus den Satelliten (Raumsegment). Sie wiegen 850 kg, besitzen eine Flughöhe von rund 20200 km und eine Umlaufzeit von 12 Stunden Sternzeit. Im Augenblick befinden sich 27 funktionstüchtige Satelliten auf 6 Umlaufbahnen, die in der Äquatorebene um jeweils 60° gegeneinander verschoben sind, wobei jede Bahnebene selbst mit Satelliten gleichmäßig bestückt ist. Die Bahnebenen sind gegenüber der Äquatorebene um 55° geneigt



(Inklination). Diese Konstellation gewährleistet, daß zu jedem Zeitpunkt an jedem Ort der Erde mindestens vier Satelliten gleichzeitig über dem Horizont sind.

Das NAVSTAR-System besteht neben dem Raumsegment und dem Nutzersegment (Empfängern) aus einem Kontrollsegment. Dieses Kontrollsegment umfaßt zur Zeit 9 Bodenstationen in Europa und 9 in den USA, die alle GPS-Signale der 27 Satelliten rund um die Uhr empfangen. Aus den bekannten Positionen der Empfänger und den Beobachtungsdaten werden dort die Satellitenbahnen sowie die Korrekturwerte für die in den Satelliten eingebauten Atomuhren täglich dreimal vorausberechnet. Diese Navigationsnachricht wird dann in die Kernspeicher der Satelliten übertragen.

Um eine Positionsbestimmung nicht nur auf 30-100 m genau zu erhalten, wie es beim Einsatz nur eines Empfängers der Fall wäre, setzt man mehrere Empfänger pro Meßkampagne ein. Je länger die Meßzeit auf einem Punkt ist, desto geringer werden die Ungenauigkeiten. Die Online-Positionsbestimmung eines Punktes auf der Erdoberfläche erhält man dadurch auf 1-2 cm genau. Durch eine Nachkorrektur der Meßwerte (post processing) erhält man eine Genauigkeit unter einem Zentimeter. Ungenauigkeiten können durch Ablenkung der elektromagnetischen Wellen in der Ionosphäre und Troposphäre auftreten. Auch die fehlende Übereinstimmung der Uhren in Satellit und Beobachtungsstation können eine große Ungenauigkeit verursachen. In der Geodäsie gibt es eine Reihe von rechnerischen Korrekturmethode, die eine exakte Entfernungsmessung zwischen Satellit und Empfänger erlauben und somit die Positionsbestimmung in unserem Fall auf weniger als 1 cm ermöglicht (BAUER, 1997). Dabei ist die Bestimmung der Lage um den Faktor zwei genauer als die der Höhe.

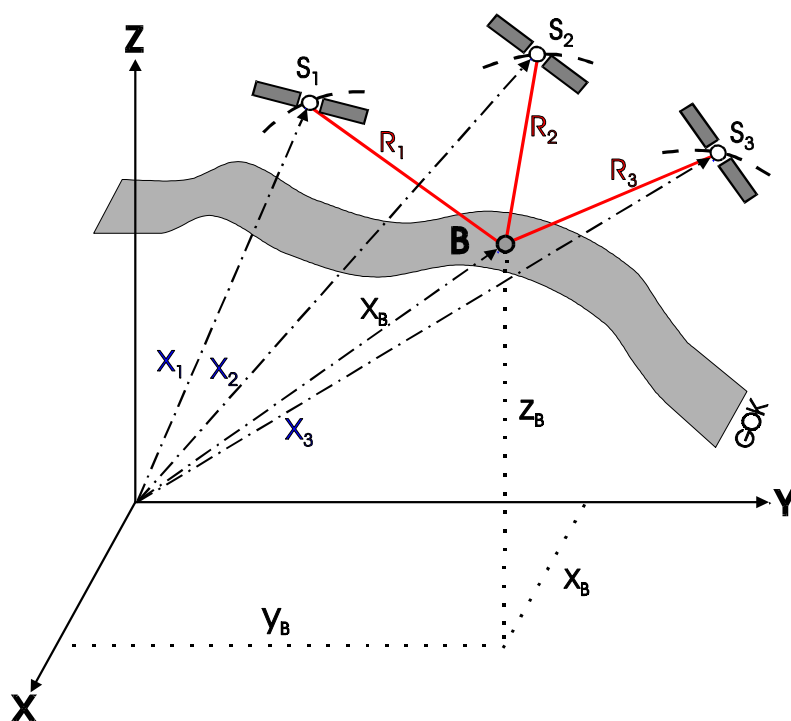


Abb. 4.32: Geometrisches Prinzip der Positionsbestimmung bei GPS-Messungen.  $S_{1,2,3}$ : Satelliten;  $R_{1,2,3}$ : Elektromagnetische Wellen;  $X_{1,2,3}$ : Ortsvektoren der Satelliten;  $X_B$ : Ortsvektor der Beobachtungsstation;  $B$ : Beobachtungsstation auf der Erdoberfläche (GOK);  $X_B, Y_B, Z_B$ : Koordinaten der Beobachtungsstation (ILLNER, 1995)

Für die Nullmessung im Untersuchungsgebiet Ebnit ist im Mai 1995 im Rahmen einer Diplomarbeit am Geodätischen Institut der Universität Karlsruhe unter Leitung von Prof. G. Schmitt ein Meßnetz von fünf Stützpunkten (Referenzpunkte) aufgebaut worden, von denen aus bei jeder Folgemessung die in der Rutschmasse angebrachten 30 bzw. 43 Objektpunkte vermessen werden (KELLER, 1995). Aus den Punktkoordinaten werden die Verschiebungen der Objektpunkte abgeleitet. Für Bewegungsmessungen in Ebnit stehen pro Meßkampagne bis zu fünf GPS-Empfänger der Firma Leica (Heerbrugg) zur Verfügung.

#### 4.3.1.1. Referenzpunktmessung

Für die Referenzpunktmessung wird das statische Verfahren (Absolutmodell), die genaueste GPS-Beobachtungstechnik, angewendet (Abb. 4.33). Dabei werden Referenzpunkte außerhalb der Rutschung ausgewählt, die aus ingenieurgeologischer Sicht auf lagestabilen Bereichen liegen. Die Referenzpunkte sollen aus geodätischer Sicht einen Rahmen um die in der Rutschmasse liegenden Objektpunkte bilden. Die Bewegungen der Objektpunkte innerhalb der Rutschung werden in Bezug auf die äußeren Referenzpunkte bestimmt. Durch die aus der Messung resultierenden Punktkoordinaten ist es möglich, die Verschiebung der Objektpunkte relativ zu den Referenzpunkten zu bestimmen.

Während einer Folgemessung werden zuerst die Referenzpunkte auf ihre Stabilität hin überprüft, danach bestimmt man die Punktkoordinaten der Objektpunkte. Als Referenzpunkte dienen die trigonometrischen Punkte der österreichischen Landesvermessung auf 5 Berggipfeln rund um das Ebniter Tal (Abb. 4.33). Auf zwei Gipfeln mußten Klinkerplatten neu gesetzt und exakt markiert werden.

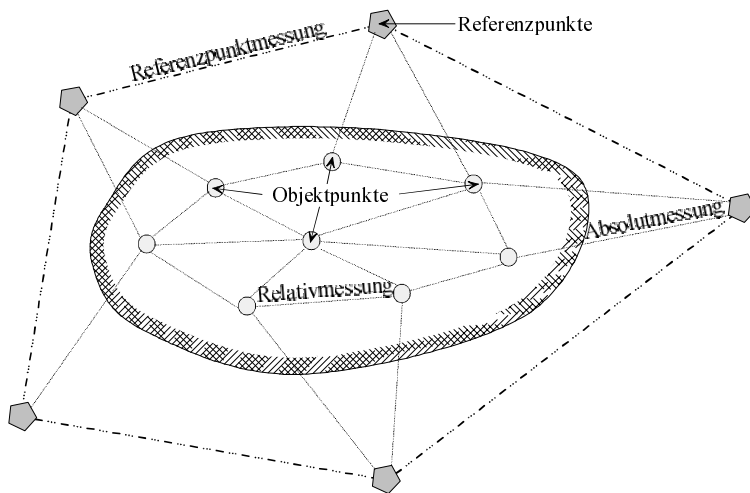


Abb. 4.33: Überwachungsnetz in der Ingenieurvermessung als Beispiel für ein Absolutmodell (NIEMEIER, 1982)

Mit der Einschränkung, daß die Referenzpunkte auf unbewegtem Gebiet liegen, daß sie mit Fahrzeugen gut erreichbar sind und daß sie nicht allzu weit voneinander entfernt liegen, fiel die Auswahl auf folgende Punkte (Abb. 4.34):

- Gipfelpunkt Hohe Kugel
- Hangrücken Kühboden
- Gipfelpunkt Langenegg (neu gesetzt)
- Hangrippe Nähe Lindenbach (neu gesetzt)
- Gipfelpunkt Schöner Mann

Die Koordinaten aller Referenzpunkte werden in einer Messung zwei mal zwei Stunden lang gleichzeitig bestimmt. Die Satellitenempfänger werden dazu mit Hilfe eines Stativs über die fest im Erdreich verankerten Vermessungspunkte zentriert und horizontalisiert. Parallel zur folgenden Objektpunktmessung werden zwei Referenzpunkte gemessen. Während der Messung sind die Satellitensignale online am Controller zu verfolgen. Die Meßanordnung der Referenzmessung entspricht der Objektpunktmessung in Abbildung 4.37.

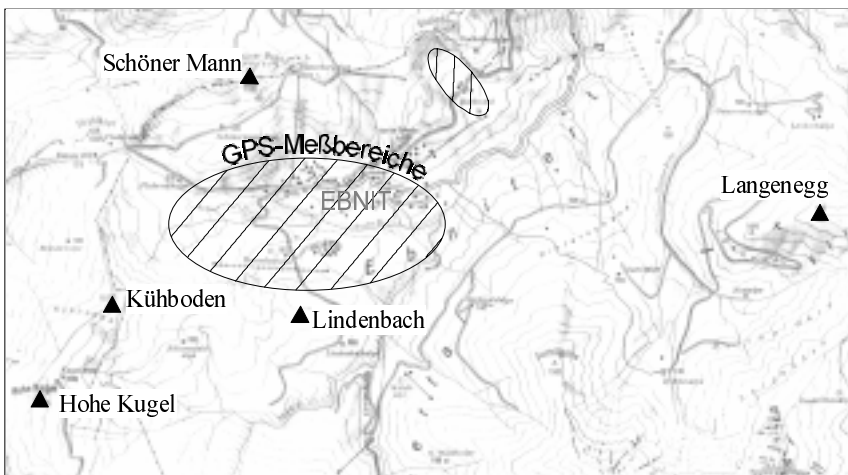


Abb. 4.34: Lage der 5 Referenzpunkte rund um die Rutschgebiete in Ebnet. Die Punkte Langenegg und Lindenbach wurden neu gesetzt

#### 4.3.1.2. Objektpunktmessung

Im Mai 1995 wurden 30 Objektpunkte innerhalb der Rutschmassen vermarktet und in 5 Profile aufgeteilt (Tab. 4.4, Abb. 4.35). Die Lage und Auswahl der Punkte stützt sich auf die vorangegangenen geologischen und geotechnischen Beobachtungen. Als Objektpunkte dienen natürliche Felssturzböcke, die in

der Rutschmasse ausreichend tief verankert sind (Abb. 4.36). Als Zentrierpunkt dient ein einzementierter Metallbolzen. In den Bereichen, in denen natürliche Felsblöcke fehlen, wurden Grenzsteine aus Granit gesetzt, die in die Rutschmasse eingegraben und ebenfalls mit Metallbolzen versehen wurden.

Die Empfänger werden jeweils auf ein Stativ (Abb. 4.37 und 4.38) oder einen Reflektorstab geschraubt, der auf eine vorher festgelegte Höhe ausgefahren ist, Akku und Controller finden in einer eigens dafür konstruierten Tasche Platz. Über die Softwaresteuerung (Controller) wird die jeweilige Messung zuvor programmiert, damit nach dem Anschalten im Gelände sofort gemessen werden kann.

Im Mai 1998 sind im Bereich *Heumöser Hang* noch 13 weitere Punkte installiert worden (Nr. 50-62). Die 50er Punkte liegen im nördlichen Hangbereich, die 60er Punkte begrenzen den Hang nach Süden (Abb. 4.35). Zusammen mit den in Fallrichtung des Hanges gesetzten Punkten 1-11 sind erste flächenhafte Bewegungsbeobachtungen im Jahr 1998 möglich.

Tab. 4.4: Punktnummern der GPS-Objektpunkte, eingeteilt in 5 Profile

Profilname	Punkt Nummer
Heumöser Hang	11 Punkte (Nr. 1-11, seit 1995) 13 Punkte (Nr. 50-62, seit 1998)
Sportplatz	5 Punkte (Nr. 12-16)
Mönchstor	3 Punkte (Nr. 17-19)
Waldheim	4 Punkte (Nr. 20-23)
Hackwald	7 Punkte (Nr. 24-30)

Für die Messung der Objektpunkte wird das „Stop and Go“-Verfahren angewendet (HECK & ILLNER, 1995). Bei diesem Verfahren genügt es, auf den Objektpunkten des jeweiligen Profils („Stop and Go“-Kette) kurze Zeit, hier 1 Minute, zu verweilen. Der erste Punkt einer Kette muß 10 Minuten beobachtet werden (KELLER, 1995). Beim Transport zum nächsten Punkt wird darauf geachtet, daß der Signalempfang von mindestens 4 Satelliten nicht unterbrochen wird. Mit diesem Schema werden die 5 Profile jeweils drei mal durchgemessen. Nach jedem Meßtag werden die auf den Speicherkarten des Empfängers registrierten Beobachtungsdaten auf einen Laptop überspielt.

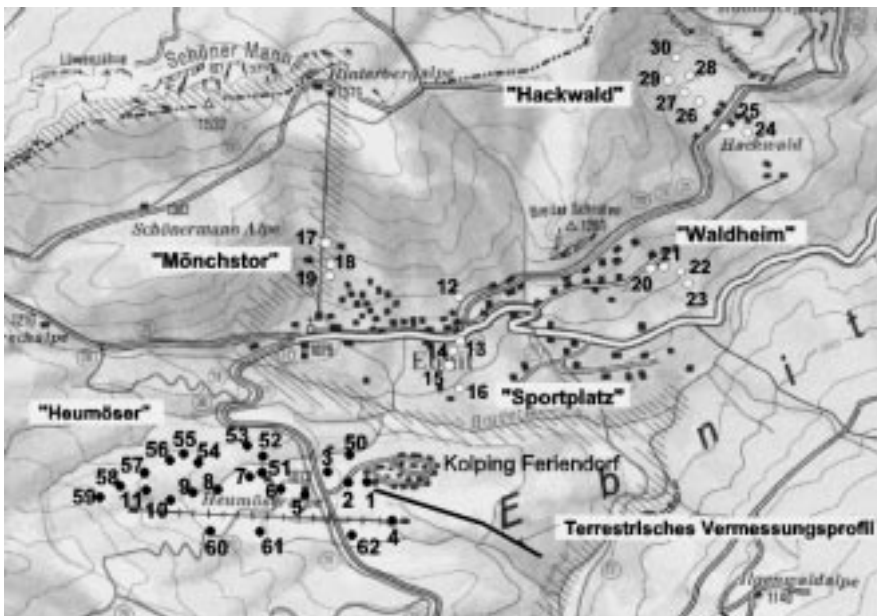


Abb. 4.35: Übersicht über die Lage der GPS-Objektpunkte in Ebnetal. Eingezeichnet ist das terrestrische Vermessungsprofil (Kap. 4.3.2)

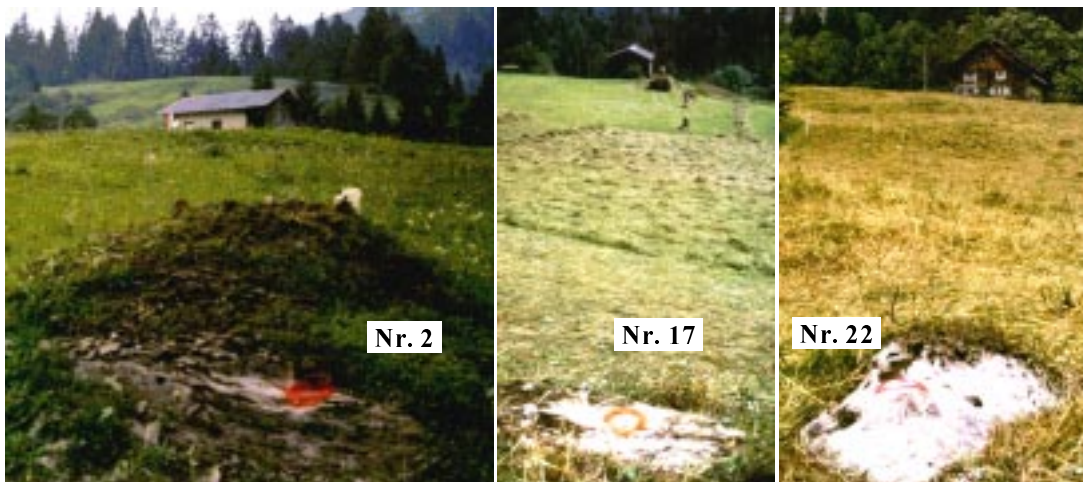


Abb. 4.36: Vermarkte natürliche Felsblöcke in der Rutschmasse als GPS-Objektpunkte (Nr.2: Heumöser Hang, Nr.17: Mönchstor, Nr.22: Waldheim)

Damit die Koordinaten der jeweiligen Folgemessungen und die der Nullmessung das gleiche Bezugssystem haben und somit vergleichbar sind, wurden für den Referenzpunkt *Hohe Kugel* die endgültigen dreidimensionalen WGS84-Koordinaten der Nullmessung eingegeben. Danach erhält man für jede Messung dreidimensionale Koordinaten  $(x,y,z)_{\text{WGS84}}$  und die dazugehörige Varianz-Kovarianzmatrix  $Q_{x,y,z}$  im ASCII-Format, die anschließend mit dem Programm SKISETRA umgewandelt werden.

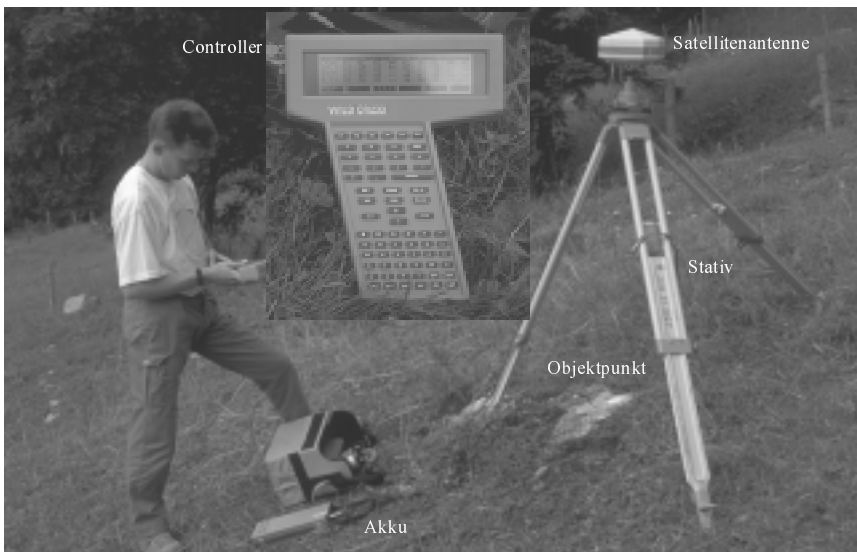


Abb. 4.37: Vermessungsanordnung der GPS-Messung in Ebnit mit Stativ (Objektpunkt Nr. 24, Profil Hackwald)

Um ein zusammenhängendes dreidimensionales Netz zu erhalten, werden die registrierten Koordinaten mit dem Programm NETZ3D frei ausgeglichen.

Um eine Deformationsanalyse durchführen zu können, müssen die beobachteten dreidimensionalen Koordinaten in zwei- und eindimensionale Koordinaten aufgespalten werden, da im Moment das Deformationsanalyseprogramm CODEKA 3D für dreidimensionale Koordinaten an der Universität Karlsruhe sich noch in der Entwicklungsphase

befindet. Das Programm TRAVAR transformiert geozentrische Koordinaten  $(X,Y,Z)$  über geographische Koordinaten  $(\varphi,\lambda,h)$  in zweidimensionale Koordinaten  $(R, H)$  und ellipsoidische Höhen mit strenger Fehlerfortpflanzung (Tab. A1). Eingabedateien sind die aus dem Programm SKISETRA gewonnenen Daten, als Ausgabedateien erhält man für die Programme NETZ2D und HEIDI sowie für jede Session zwei Varianz-Kovarianzmatrizen geeignete Daten. NETZ2D ist ein am Geodätischen Institut der Universität Karlsruhe entwickeltes FORTRAN77-Programm zur Ausglichen und Analyse zweidimensionaler Netze nach dem Modell der vermittelnden Ausglichen. Das Programm HEIDI ermöglicht die eindimensionale Netzplanung und Netzausglichen für angeschlossene und freie GPS-Netze oder klassische Höhennetze. Die Überführung ellipsoidischer GPS-Höhen in Gebrauchshöhen von Landesnetzen wird in HEIDI durch die Wahl eines geeigneten Integrationsansatzes realisiert (OPPEN & JÄGER, 1991).



Abb. 4.38: Mobile GPS-Anordnung auf einem Reflektorstab zur GPS-Objektpunktmessung bei Punkt Nr. 52 (Heumöser Hang)

Die Genauigkeiten der Objektpunkte mit 5-9 mm liegen in den Genauigkeitsbereichen von „Stop and Go“-Verfahren aus der Literatur (HECK & ILLNER, 1995). Mit dem „Static“-Verfahren, das bei der Referenznetzmessung angewendet wird, wird eine Genauigkeit kleiner 5 mm erreicht. Die Deformationsanalyse der Höhe bzw. der Lage wird mit den Computerprogramm CODEKA1D bzw. CODEKA2D nach dem Karlsruher Verfahren durchgeführt (ILLNER ET AL., 1996).

#### 4.3.2. Ergänzende terrestrische Vermessung

Im untersten Bereich des *Heumöser Hanges* kann aufgrund starker Abschattung durch Bäume keine GPS-Messung durchgeführt werden. Die Deformationsmessungen werden hier ab dem GPS-Punkt 1 mit Hilfe terrestrischer Vermessung durchgeführt (Lage siehe Abb.4.35).

Gemessen wird mit elektrooptischen Tachymetern. Der Polygonzug wird in 2 Vollsätzen gemessen, die Strecken und Höhenunterschiede jeweils zweimal in Lage 1 und Lage 2 im Hin- und Rückweg (KAHMEN, 1993).

Ein großes Problem war die Auswahl der Vermessungspunkte. Der unterste Hangbereich ist nahezu ganzjährig durchfeuchtet und man kann keine Punkte absolut stabil in der Rutschmasse verankern. Die Wahl fiel auf 1 m lange Eisenstangen, die am oberen Ende mit einer Zentrierkappe versehen sind. Die Stangen besitzen den Vorteil, daß sie einfach zu setzen sind und ausreichend tief in der Rutschmasse verankert werden können.

Der Polygonzug aus 16 Punkten (PP 1-16) kann weder richtungsmäßig noch koordinatenmäßig abgeschlossen werden, somit besteht keine Kontrollmöglichkeit am Ende des Polygonzuges. Obwohl bei einem sogenannten toten Polygonzug die Punkte schnell durch die Fortpflanzung der Meßungenauigkeiten einen Lagefehler von einigen Zentimetern haben, und die trigonometrische Höhenübertragung genauso problematisch ist, wird trotzdem ein Polygonzug gemessen, da die erwarteten Bewegungen größer sind als die Punktlageungenauigkeiten.

Um eine Abschätzung des Punktlagefehlers zu erhalten, wurden die gemessenen Richtungen und Strecken sowie die stochastischen Anschlußpunkte 1, 3, 10 in NETZ2D eingeführt. Pauschal wurden für alle gemessenen Richtungen Genauigkeiten berechnet: absoluter Teil = 0,001 Neugrad (gon), streckenabhängiger Teil = 0,001 m. Mit diesen Werten erhält man für den letzten Polygonpunkt (PP 16) allein für die Lage eine Ungenauigkeit von 6,7 cm. Die Koordinaten mit ihrem Lagefehler ( $m_p$ ) und Höhenfehler ( $m_h$ ) sind in Tabelle 4.5 aufgelistet. Die Höhen der Polygonpunkte erhält man, indem man die gemittelten, trigonometrisch bestimmten Höhenunterschiede zu der endgültigen Höhe des Anschlußpunktes 1 addiert. Die Höhenfehler werden ebenfalls mit Hilfe des Fehlerfortpflanzungsgesetzes berechnet.

Die terrestrisch vermessenen Punkte wurden während der ersten GPS-Folgemessung am 5.6.1996 installiert und die Nullmessung durchgeführt. Sie werden bei jeder folgenden GPS-Meßkampagne (Tab. 4.6) nachgemessen.

Tab. 4.5: Rechts- und Hochwerte, Lage- und Höhengenaugigkeiten ( $m_p$ ;  $m_h$ ) der terrestrischen Vermessungspunkte am Heumöser Hang

Punkt	Rechtswert	Hochwert	Ellipsoidische Höhe	$m_p$ [cm]	$m_h$ [cm]
PP 1	3556346,64	5245830,49	1082,68	0,7	0,9
PP 2	3556428,54	5245809,11	1079,14	1,0	1,9
PP 3	3556450,58	5245821,16	1078,28	1,1	2,0
PP 4	3556505,04	5245759,37	1070,74	1,5	2,2
PP 5	3556535,77	5245753,11	1065,99	1,7	2,5
PP 6	3556553,96	5245734,17	1063,03	1,9	2,5
PP 7	3556574,38	5245716,33	1058,07	2,2	2,7
PP 8	3556606,00	5245723,13	1057,06	2,4	2,9
PP 9	3556622,86	5245706,34	1054,00	2,7	3,0
PP 10	3556647,48	5245705,06	1052,01	3,0	3,0
PP 11	3556674,26	5245704,96	1047,86	3,3	3,1
PP 12	3556693,95	5245706,25	1046,11	3,6	3,1
PP 13	3556724,15	5245682,66	1042,04	4,2	3,2
PP 14	3556757,96	5245681,21	1037,86	4,7	3,4
PP 15	3556811,87	5245647,10	1027,20	5,9	3,9
PP 16	3556843,15	5245621,13	1017,00	6,7	4,2

#### 4.3.3. Ergebnisse

In der Tabelle 4.6 sind die Null- und Folgemessungen der Punkte 1-30 und 50-62 aufgelistet. Es werden nicht alle Profile bei jeder Folgemessung gemessen. Die geringer bewegten Profile Hackwald, Mönchstor und Waldheim wurden 1998 nur im Mai gemessen und werden erst wieder im Frühjahr 1999 nachgemessen.

Einige Probleme bei der 3. Folgemessung am 3.5.1997 verhinderten eine korrekte Auswertung und es konnten keine aussagekräftigen Ergebnisse gewonnen werden.

In der Tabelle A1 im Anhang sind die Rechts- und Hochwerte sowie die Höhenangaben ü. A. aller Punkte aufgeführt. Die Angaben wurden aus der vierten Folgemessung bestimmt.

Tab. 4.6: GPS-Null- und Folgemessungen der 43 GPS-Objektpunkte und 16 terrestrischen Vermessungspunkte in Ebnet

		1. Folge- messung	2. Folge- messung	3. Folge- messung	4. Folge- messung	5. Folge- messung	6. Folge- messung
Datum	Nullmessung 1-30 7.8.1995	5.6.96 10 Monate	1.11.96 15 Monate	3.5.97 21 Monate	29.5.98 33 Monate	1.8.98 36 Monate	4.11.98 39 Monate
Zeitraum		Herbst 95 – Frühjahr 96	Frühjahr 96 – Herbst 96		Herbst 96 – Frühjahr 98	Frühjahr – Sommer 98	Sommer – Herbst 98
Punkt Nr.		1-30	1-30		1-30	1-16, 20-23	1-16

Zusätzliche Punkte Nr.50-62 Heumöser Hang		1. Folge- messung	2. Folge- messung
Nullmessung am 29.5.98		1.8.98 2 Monate	4.11.98 5 Monate

Terrestrische Vermessung unterster Heumöser Hang PPI-PP16		1. Folge- messung	2. Folge- messung	3. Folge- messung	4. Folge- messung	5. Folge- messung
Nullmessung am 5.6.96		1.11.96 5 Monate	3.5.97 11 Monate	29.5.98 23 Monate	1.8.98 26 Monate	4.11.98 29 Monate

Die gewonnenen Ergebnisse aus den Deformationsanalysen sind Bewegungsraten, die zum einen als Vektoren (Betrag und Richtung) graphisch dargestellt und zum anderen als Lage- und Höhendeformationswert mit Bewegungsrichtung wiedergegeben werden können (Tab. A2-A4 im Anhang). Die Richtungen in den Tabellen werden, wie in der Geodäsie allgemein üblich, in der Einheit Neugrad (gon) angegeben, wobei 400 gon 360° (Altgrad) entsprechen. Im Text werden dagegen die für uns Geologen gebräuchlichen Altgrad angegeben.

Die Bewegungswerte im Anhang sind nicht alle als signifikant einzustufen. Für die Deutung, ob sich ein Punkt eindeutig bewegt hat, ist seine Konfidenzellipse (Fehlerellipse) maßgebend. Sie zeigt die Ungenauigkeiten der Messungen für den betrachteten Punkt an. Liegen die Bewegungen innerhalb dieser Ungenauigkeit, so kann man den Punkt als unbewegt ansehen, obwohl ein geringer Bewegungsbetrag gemessen wird. Zieht man nun auch die Bewegungsrichtung in die Interpretation mit ein, so erkennt man bei den als unbewegt definierten Punkten oft eine uneinheitliche Verschiebungsrichtung. In den Tabellen A2 bis A4 im Anhang sind die als signifikant, d.h. mit 95 %-iger Wahrscheinlichkeit, bewegten Meßwerte grau hinterlegt.

### 4.3.3.1. Heumöser Hang

Ein Überblick aller GPS-Punkte am *Heumöser Hang* gibt Abbildung 4.39. Dabei ist zu beachten, daß die Punkte 50-62 erst seit dem 29.5.98 beobachtet werden. Wie die Punktmessungen 11-1 (Punkte in Fallinie) am *Heumöser Hang* nach **39 Monaten** zeigen, bewegt sich der gesamte Hang horizontal durchschnittlich um **14,4 cm** mit 97° (Altgrad) in Richtung *Ebniter Ache* nach Osten. Im Durchschnitt ist das eine Bewegungsrate von **4,8 cm pro Jahr**.

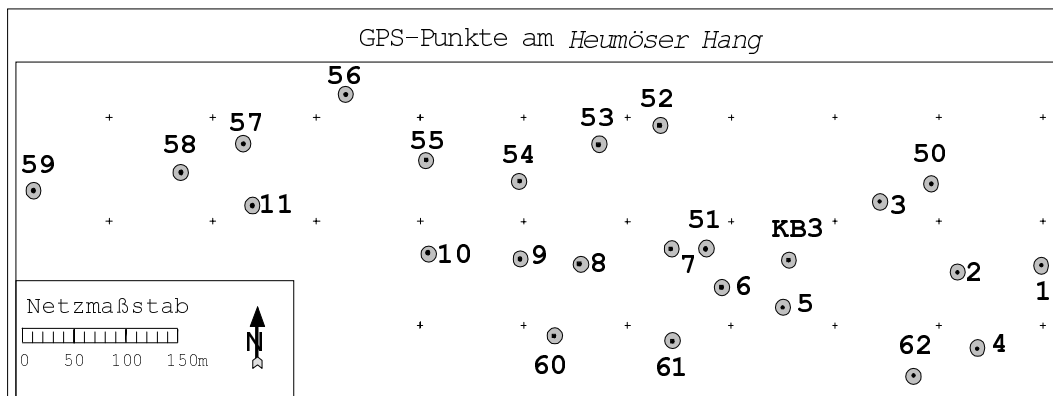


Abb. 4.39: Überblick über die GPS-Punkte am Heumöser Hang. Der Punkt Nr. 59 liegt westlich am Top des Hanges, Nr. 1 liegt unten, am östlichen Ende des Hanges, neben der Kolping Feriensiedlung. Die Punkte 56 bis 52 liegen im nördlichen und 60-62 im südlichen Hangbereich



Aus den Lagedeformationen der jeweiligen Folgemessungen (Tab. A2 und A3 im Anhang) erkennt man, daß im oberen Hangbereich schnellere Bewegungen registriert werden als im unteren. Dies ist darin begründet, daß der obere Hangabschnitt anthropogen verändert wurde bzw. durch Schuttauffüllung verflacht wurde. Auf dieser Auffüllung liegen die Punkte 10 + 11, die mit 24,1 bzw. 23,6 cm innerhalb 39 Monaten die größten Bewegungen zeigen (Abb. 4.40).

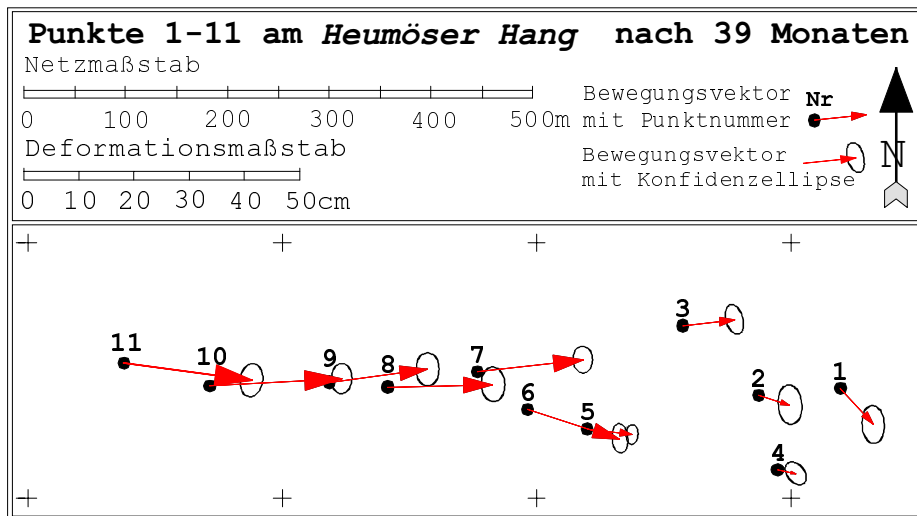


Abb. 4.40: Bewegungskvektoren der GPS-Punkte 1-11 am Heumöser Hang nach 39 Monaten

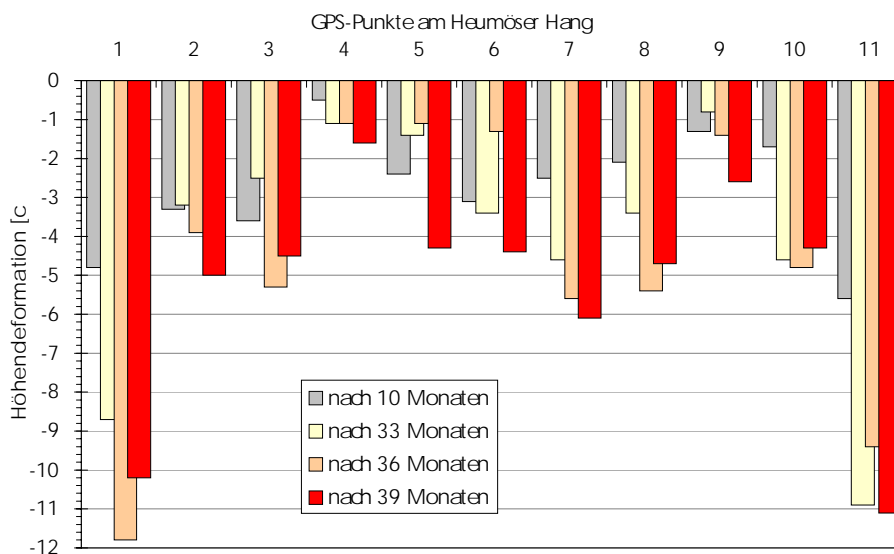


Abb. 4.41: Höhendeformation der GPS-Punkte 1-11 nach der 1., 4., 5. und 6. Folgemessung. Die 2. Folgemessung ist hier nicht dargestellt

Die GPS-Punkte 9, 8, 7 und 6, die im oberen Hangabschnitt liegen, bewegen sich in der Lage nach 39 Monaten fast doppelt so schnell mit 17,7 bis 19,4 cm wie die Punkte 5, 4, 3, 2, und 1 im mittleren Hangabschnitt mit 3,4 bis 9,6 cm. Der Punkt 4 liegt in der durch Schotter aufgefüllten Liftspur und zeigt nach 39 Monaten eine Bewegungsrate von nur 3,4 cm.

Die vertikale Bewegung der Punkte ist im wesentlichen abhängig von der Steilheit des Geländes und der horizontalen Bewegung (Tab. A3 im Anhang). Bei einem Punkt mit gleicher horizontalen Bewegung ist die vertikale Bewegungskomponente im flachen Gelände kleiner als im steilen. In Abbildung 4.41 ist zu erkennen, daß sich die Punkte 7 und 11 in der Höhe am meisten bewegt haben. Diese beiden Punkte liegen auf einem relativ steilen Teilabschnitt des Hanges. Der Punkt 1, neben der *Kolping Feriensiedlung*, bildet eine Ausnahme. Dieser Punkt liegt relativ flach und zeigt eine vertikale Setzung von 10,2 cm nach 39 Monaten. Dieser Punkt ist einer dieser oben genannten gesetzten Grenzsteine und die gemessene Bewegung ist vermutlich eine Nachsetzung. Ein Indiz dafür ist, daß sich der Punkt 1 bereits nach der 1. und 2. Folgemessung (nach 15 Monaten) vertikale Bewegungen von 9,1 cm zeigt. Für die flächenhafte Betrachtung aller Punkte auf dem *Heumöser Hang* kann man nur Verschiebungsvektoren mit gleichen Zeitabständen gegenüberstellen. Bei den 1998 gesetzten Punkten 50-62 wurde Ende Mai die Nullmessung durchgeführt und nach 2 Monaten (5. Folgemessung) bzw. 3 Monaten (6. Folgemessung) nachgemessen (Tab. 4.6). Der Betrachtungszeitraum ist hier mit insgesamt 5 Monaten relativ kurz. Um einen ausreichend großen Deformationsmaßstab wählen zu können, wird zunächst der gemessene *Heumöser Hang* in einen oberen, mittleren und unteren Hang eingeteilt und die entsprechenden Verschiebungsvektoren in drei Abbildungen (4.42, 4.43 und 4.44) dargestellt. Ein Gesamtüberblick der Vektorzüge aller Punkte gibt Abbildung 4.45.

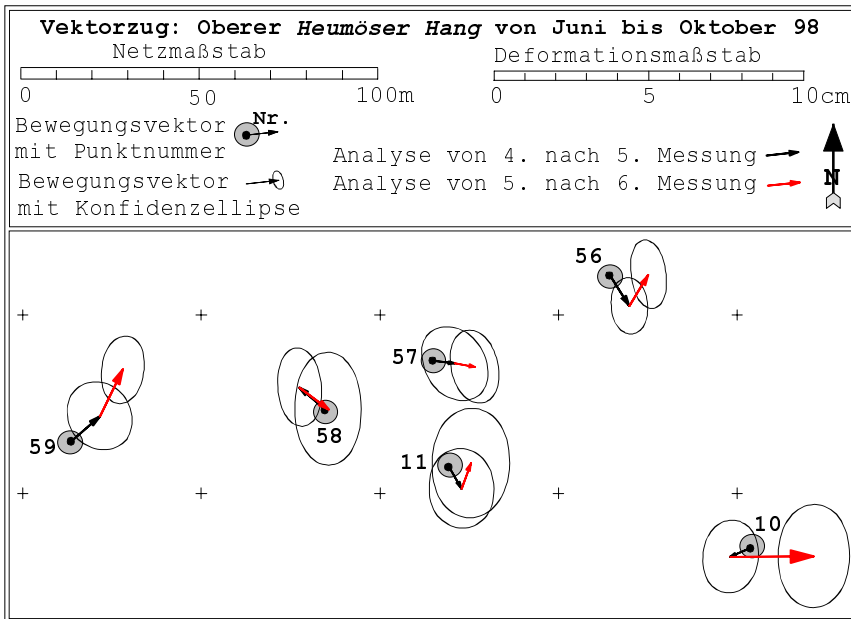


Abb. 4.42: Bewegungsvektoren der GPS-Punkte am oberen Heumöser Hang nach 5 Monaten ( 29.5.-4.11.98)

Die Punkte, deren Vektorzug nach 5 Monaten (d.h. Vektoraddition aus 5. und 6. Folgemessung) innerhalb der Konfidenzellipsen liegen, kann man als unbewegt ansehen. Liegt der Vektorzug deutlich außerhalb der Ellipsen, kann man mit 95 %-iger Wahrscheinlichkeit den Punkt als bewegt angeben. Sowohl die Einzel- wie auch die Gesamtvektoren liegen bei über der Hälfte der Punkte innerhalb der Konfidenzellipsen (Abb. 4.42). Aus diesem Grunde ist die flächenhafte Betrachtung aller Punkte am Heumöser Hang unsicher. Dennoch wird versucht, erste Tendenzen aus diesen

Meßwerten abzuleiten. Gesicherte Aussagen über Bewegungsbeträge und -richtungen sowie eine Korrelation mit Wetterdaten können erst nach einem vollständig beobachteten Zeitraum von mindestens einem Jahr gemacht werden.

Von den eindeutig bewegten Punkten im oberen Hangabschnitt (Abb. 4.42) zeigen die Punkte 59, 57 und 56 Bewegungen in ihrer Lage von insgesamt 3,0 bis 1,2 cm. Punkt 10 zeigt nur nach der 6. Folgemessung eine Bewegung von 2,7 cm in Richtung in 99° (Osten). Die Bewegungen der Punkte 58 und 11 werden als nicht signifikant eingestuft. Dies zeigt sich daran, daß die Vektorzüge innerhalb ihrer Konfidenzellipsen liegen.

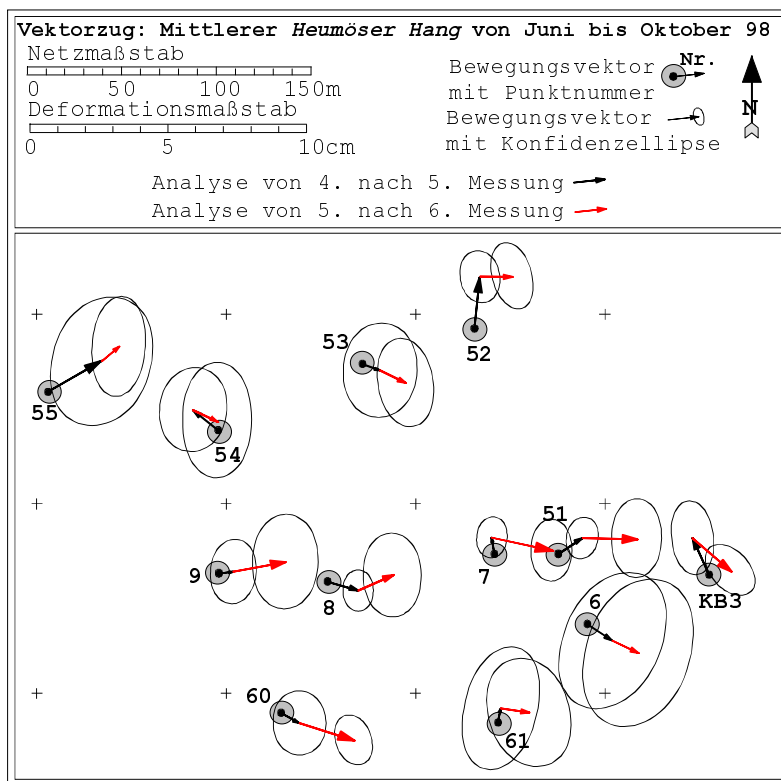


Abb. 4.43: Bewegungsvektoren der GPS-Punkte am mittleren Heumöser Hang nach 5 Monaten (29.5.-4.11.98)



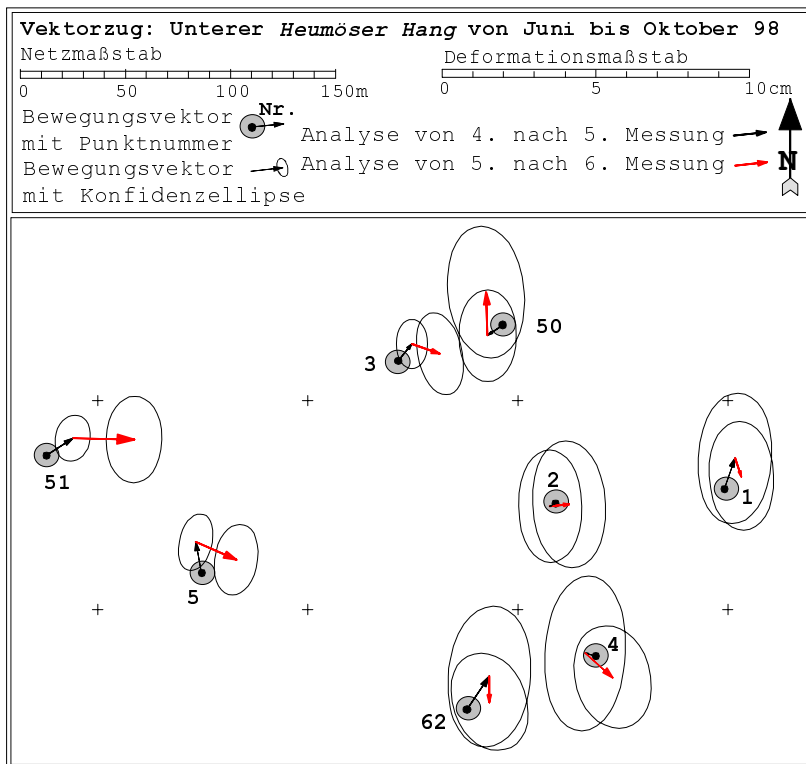


Abb. 4.44: Bewegungsvektoren der GPS-Punkte am unteren Heumöser Hang nach 5 Monaten ( 29.5.-4.11.98)

Im mittleren Hangbereich zeigen alle bewegten Punkte Lagedeformationen größer 2 cm innerhalb der betrachteten 5 Monate (Abb. 4.43). Die Punkte 55 und 52 bewegen sich nur nach den ersten 2 Monaten mit 2,5 bzw. 1,9 cm. Die Punkte 51, 60, 9, 8, und 7 zeigen dagegen nur in den letzten 3 Monaten signifikante Lagedeformationen (Tab. A3 im Anhang). Die Punkte 54, 53, 61 und 6 weisen keine signifikanten Deformationen auf. Die Bewegung des Bohrkopfes von KB3 mit 1,5 und 1,9 cm nach der 5. und 6. Folgemessung ergibt bei der Vektoraddition nach 5 Monaten keine signifikante Bewegung.

Die im unteren Hangbereich gelegenen Punkte 51, 5 und 3 bewegen sich sowohl nach jeder Folgemessung als auch nach den gesamten 5 Monaten signifikant in Richtung 80-100° nach Osten (Abb. 4.44). Die Punkte 50, 62, 4, 2 und 1 unterhalb des Heumöser Stüble bis zum Kolping Feriendorf zeigen keine Bewegungen.

Betrachtet man die als bewegt gemessenen Punkte am Heumöser Hang im Hinblick auf ihre relative Lage in der Rutschmasse, so erkennt man bereits innerhalb der betrachteten 5 Monaten 1998, daß sich mehr Punkte in Falllinie des Hanges bewegen als Punkte am Rande des Hanges. Die größte Bewegung zeigt dabei der Punkt 52.

Vektorzüge am Heumöser Hang mit Bewegungsvektoren von Juni bis Oktober 98

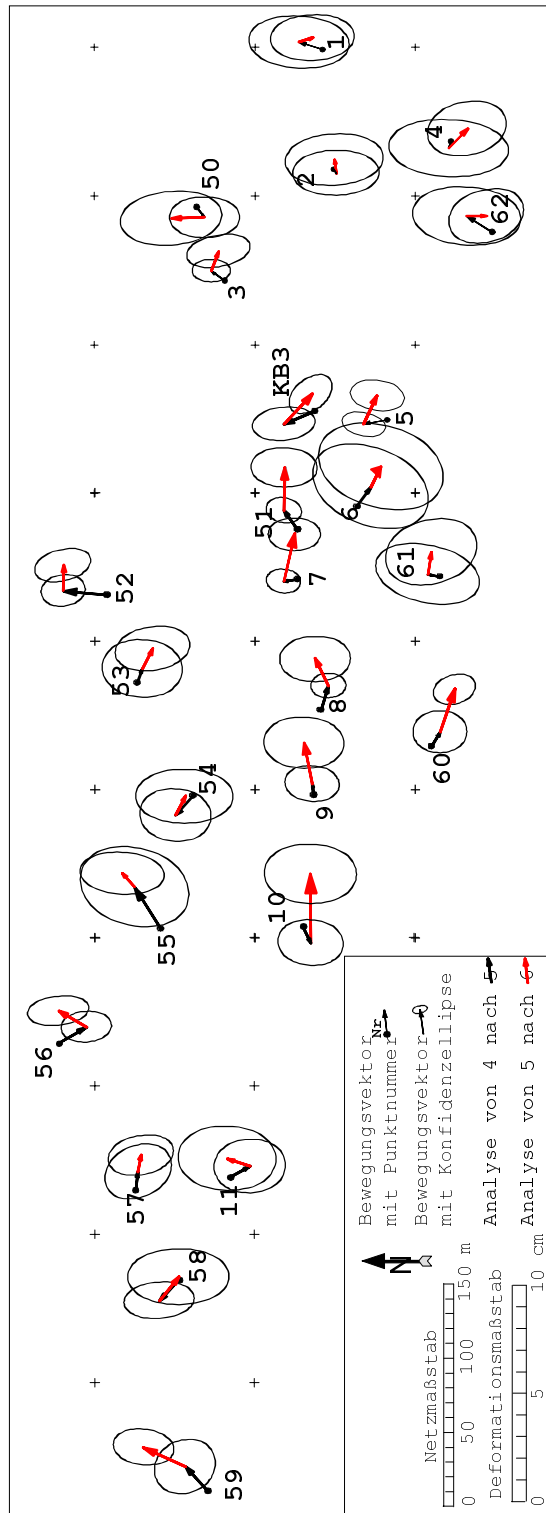


Abb. 4.45: Gesamtdarstellung der Vektorzüge aus der 5. und 6. Nachmessung am Heumöser Hang nach 5 Monaten (29.5.-4.11.98)

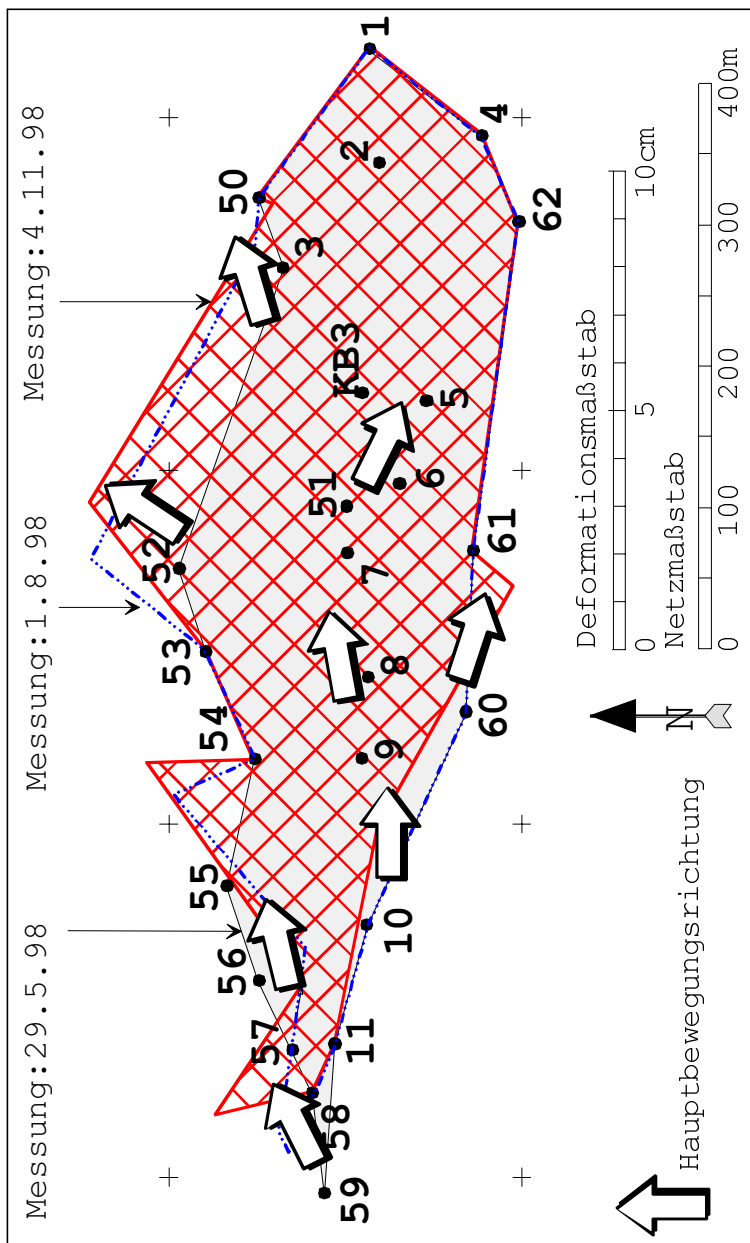


Abb. 4.46: Darstellung der Bewegungsvektoren am Heumöser Hang nach 5 Monaten als Netzflächen (Erklärung siehe Text)

Für die räumliche Darstellung werden die Bewegungsvektoren innerhalb der 5 Monate in ein Flächennetz eingezeichnet (Abb. 4.46). Die 4. Folgemessung am 29.5.1998 wird als hellgraue Netzebene dargestellt, die 5. Folgemessung am 1.8.1998 wird durch die unausgefüllte Fläche begrenzt und die karierte Netzebene ist die Deformation nach der 6. Folgemessung am 4.11.1998. Bei dieser Form der Darstellung wird vorausgesetzt, daß sich die Bereiche um einen GPS-Punkt ähnlich bewegen wie der Punkt selbst. Nur dann kann man von einer punktuellen Bewegung auf eine flächenhafte Deformation schließen. Darüber hinaus muß beachtet werden, daß die Messungen in einem sehr kurzen Zeitraum durchgeführt wurden, innerhalb dessen sich die Hälfte der Punkte nicht signifikant bewegt haben.

Werden zu den Deformationen noch die entsprechenden Bewegungsrichtungen betrachtet, erkennt man, daß der Hang im oberen Teil mit  $75^\circ$  und im mittleren Teil mit  $100^\circ$  nach Osten (ESE) in Richtung *Ebniter Ache* rutscht. Grobe Ausnahmen bilden dabei die Punkte 52 und 59. Sie liegen relativ am Rande der Rutschung und zeigen Bewegungen in Richtung  $30^\circ$  bzw.  $33^\circ$  nach Nordosten. Ob sich der gesamte nördliche Hangbereich flächenhaft nach Nordosten bewegt, muß erst durch Folgemessungen bestätigt werden.

Die Höhendeformationen der Punkte liegen alle innerhalb ihrer Konfidenzbereiche (Tab. A4 im Anhang). Ausnahmen bilden der Punkt 55, der eine Setzung von 6,1 cm nach der 5. Folgemessung zeigt und der Punkt 5 mit 3,8 cm Setzung. Betrachtet man die Gesamtsetzung aller Punkte, so werden Punkt 3 und 5 mit 1,4 bzw. 2,4 cm Setzung als signifikant ausgewiesen.

**4.3.3.2. Terrestrische Ergänzungsmessung**

Für die Betrachtung der Bewegungen des gesamten *Heumöser Hanges* werden zusätzlich terrestrische Vermessungen im *untersten Heumöser Hang* zwischen *Kolping Feriensiedlung* und *Ebniter Ache* durchgeführt. (Abb. 4.35). Die Durchführung der Messungen wurde bereits im Kap. 4.3.2 näher beschrieben.

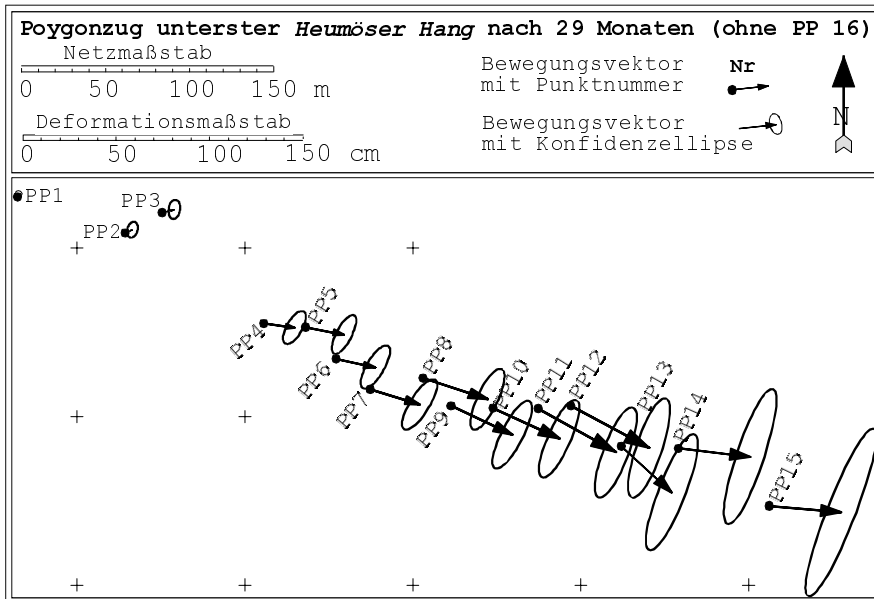


Abb. 4.47: Bewegungsvektoren der terrestrischen Polygonpunkte am untersten Heumöser Hang nach 29 Monaten. Hier wurde die Bewegung des unteren Punktes **PP16** mit **601 cm** nicht dargestellt

Die Lageverschiebung der Punkte kann hier ebenfalls als Vektor (Betrag und Richtung) und als Höhendeformationswert angegeben werden. Analog zu der 3. GPS-Messung am 3.5.97 gab es bei der 2. terrestrischen Folgemessung Probleme mit der Messung und Auswertung, wodurch keine aussagekräftigen Ergebnisse gewonnen werden konnten. Die Ergebnisse dieser 2. Folgemessung werden nicht interpretiert.

Die Vektoren der Lageverschiebung der Polygonpunkte (PP) liegen ab dem Punkt PP6 deutlich außerhalb der sehr großen Meßungenauigkeiten, illustriert durch die Lage des Vektors außerhalb der Konfidenzellipsen in Abbildung 4.47. Diese gemessenen Punkte können aufgrund ihrer sehr großen Verschiebungsbeträge als eindeutig bewegt angesehen werden (in Tab.4.7 als Zahl). Der Punkt PP1 liegt nach 29 Monaten mit Bewegungen von 1,9 cm in seiner Lage sowie mit - 1,3 cm in seiner Höhe innerhalb der Meßungenauigkeit und wird als unbewegt gedeutet.

Tab. 4.7: Lage- und Höhendeformation ( $\Delta s$  und  $\Delta h$ ) der terrestrischen Vermessungspunkte am unterster Heumöser Hang. Die Nullmessung erfolgte am 5.6.96. Nur bei den als signifikant gemessenen Punkten steht eine Zahl

Punkt	1.Folgemessung vom 5.6.96-1.11.96	3.Folgemessung vom 1.11.96-29.5.98	4.Folgemessung vom 29.5.98-1.8.98	5.Folgemessung vom 1.8.98-4.11.98	Gesamtdeformation nach 29 Monaten 5.6.96-4.11.98	
	$\Delta s$ [cm]	$\Delta s$ [cm]	$\Delta s$ [cm]	$\Delta s$ [cm]	$\Delta s$ [cm]	$\Delta h$ [cm]
PP 1	-	-	0,8	0,4	-	-
PP 2	-	-	2,7	0,3	4,4	-4,6
PP 3	-	-	3,3	0,9	6,7	-7,9
PP 4	3,6	8,0	4,5	2,2	14,4	-6,3
PP 5	4,7	12,6	5,6	3,0	21,4	-6,5
PP 6	4,9	12,5	6,2	4,0	21,8	-5,0
PP 7	5,5	16,6	7,6	5,3	28,1	-6,5
PP 8	7,0	21,3	9,5	6,4	36,7	-7,2
PP 9	6,6	20,1	10,8	6,3	36,3	-6,5
PP 10	8,4	20,5	12,9	7,0	39,4	-5,8
PP 11	10,5	25,3	15,3	8,4	48,2	-12,5
PP 12	11,0	25,0	16,8	9,1	47,9	-11,7
PP 13	9,8	16,3	19,0	9,8	36,8	-6,7
PP 14	8,2	27,2	21,1	13,7	39,0	-15,7
PP 15	7,9	29,2	26,3	17,5	39,2	-10,3
PP 16	50,8	367,8	61,8	143,6	601,0	-365,0

Die Höhendeformationen sind nach jeder Folgemessung meist als nicht signifikant einzustufen. Der Grund liegt in den relativ geringen Beträgen innerhalb des kurzen Zeitraumes. Erst zwischen der Null- und der 6. Folgemessung werden signifikante Deformationen ausgewiesen.

Nach 29 Monaten zeigen die unteren Punkte PP 10-16 die größten Bewegungen (Tab. 4.7). Der Punkt 16 liegt auf der abgeglittenen Scholle, direkt unterhalb eines tiefen Rotationsanbruchs (Abb. A2) und bewegt sich mit 601 cm in der Lage und mit - 365 cm in der Höhe am meisten. Die registrierten Bewegungsbeträge werden von oben nach unten betrachtet immer größer und bestätigen eindrucksvoll folgende Theorie:

*Der hier auftretende tiefgreifende Rotationsanbruch verursacht ein Abgleiten der Massen in Richtung Ebniter Ache. Die Ebniter Ache erodiert das Material, dem Hangfuß wird ständig das Widerlager entzogen, was die Stabilität des gesamten Hanges ungünstig beeinflusst. Die Entlastung des Hangfußes verursacht tiefe Rotationsanbrüche, die sich immer mehr nach hinten verlagern. Vorhandene Spalten, an denen sich Material absenkt und gespannte Baumwurzeln sind Zeichen eines solchen Zurückverlegens von Abrißkanten (Abb. A3 und Abb. 3.7).*

Berechnet man aus allen dargestellten Bewegungswerten für den gesamten Heumöser Hang Lagegeschwindigkeiten in Millimeter pro 60 Tage, so kann man aus Tabelle 4.8 folgende drei Aussagen zusammenfassen:

1. Das Profil 1-11 in Falllinie des Hanges bewegt sich nach den Wintermonaten 1995/96 geringfügig schneller als in den Sommermonaten 96, wobei sich Punkt 1 und 3 im Winter fast doppelt so schnell bewegen. Zwischen Herbst 1996 und Frühjahr 1998 sind die Geschwindigkeiten in mm/60 Tage gering, sie liegen sogar unter der Gesamtdurchschnittsgeschwindigkeit nach 39 Monaten. Hierbei ist Punkt 11 mit 7 mm/60Tage nach der 4. Folgemessung im Vergleich zu den vorhergehenden Monaten sehr langsam. Betrachtet man das Jahr 1998, so erkennt man, daß sich mehr Punkte innerhalb der Sommermonate Juni und Juli bewegt haben als in den Monaten August bis Oktober.
2. Die später gesetzten Punkt 50-62 zeigen in den Sommermonaten Juni und Juli 1998 etwas schnellere Geschwindigkeiten als in den folgenden August bis Oktober 1998. Punkt 52 und 56 bewegen sich dabei fast doppelt so schnell. Betrachtet man die durchschnittliche Geschwindigkeit in mm/60 Tage für 1998, so erkennt man, daß die Punkte sich nicht deutlich schneller oder langsamer bewegen als die entsprechenden Punkte des Profils 1-11. Dabei ist zu beachten, daß man die Punkte vergleicht, die in unmittelbarer Nachbarschaft zueinander liegen.
3. Die Punkte des Polygonzuges PP1-16 bewegen sich im Sommer 1996 schneller als in den folgenden Monaten bis Frühjahr 1998. Ab PP11 liegen die Geschwindigkeiten fast doppelt so hoch nach der 1. Folgemessung als in der 2. Folgemessung. Betrachtet man die Geschwindigkeiten des Jahres 1998, so erkennt man, daß im Juni und Juli fast dreimal schnellere Geschwindigkeiten pro 60 Tage ermittelt werden als in den folgenden Monaten August bis Oktober. Sie liegen sogar bis zu fünfmal höher als die Gesamtdurchschnittsgeschwindigkeit nach 29 Monaten. PP 16 zeigt nach jeder Folgemessung eine Beschleunigung seiner Geschwindigkeit in Millimeter pro 60 Tage.

Tab. 4.8: Lagedeformation [mm/60 Tage] der Punkte 1-62 am Heumöser Hang nach den jeweiligen Folgemessungen (Datum siehe Tab. 4.6). Nur bei den als signifikant gemessenen Punkten steht eine Zahl

Punkt	1.Messung nach 10 Monaten [mm/60 Tage]		2.Messung nach 5 Monaten [mm/60 Tage]		4.Messung nach 19 Monaten [mm/60 Tage]		5.Messung nach 2 Monaten [mm/60 Tage]		6.Messung nach 3 Monaten [mm/60 Tage]		Durchschnittsgeschwindigkeit nach 39 Monaten [mm/60 Tage]				
1		13		6		-		-		-	5				
2		6		8		-		-		-	3				
3	Herbst 95- Frühjahr 96	11	Frühjahr 96- Herbst 96	5	Herbst 96- Frühjahr 98	1	Frühjahr 98- Sommer 98	7	Sommer 98- Herbst 98	7	5				
4		4		8		-		-		-	2				
5		7		4		3		10		9	4				
6		12		11		7		-		-	9				
7		12		12		9		-		15	10				
8		12		12		8		12		9	10				
9		11		10		8		-		13	9				
10		16		15		11		-		18	12				
11		21		22		7		-		-	12				
<b>nach 5 Monaten [mm/60 Tage]</b>															
50		Nullmessung								-		-	-	-	
51								10		13	12				
52								19		8	10				
53								-		-	-	-			
54								-		-	-	-			
55								23		-	12	-			
56								12		8	5	-			
57								-		-	5	-			
58								11		-	-	-			
59								12		11	12	-			
60								-		-	14	11			
61								-		-	-	-			
62								-		-	-	-			
<b>nach 29 Monaten [mm/60 Tage]</b>															
PP1	Nullmessung		Frühjahr 96- Herbst 96	-	Herbst 96- Frühjahr 98	-	Frühjahr 98- Sommer 98	8	Sommer 98- Herbst 98	-	-				
PP2				-		-		27		-	3				
PP3				-		-		33		-	5				
PP4				14		8		45		-	10				
PP5				19		13		56		-	15				
PP6				20		13		62		27	15				
PP7				22		17		76		35	19				
PP8				28		22		95		43	25				
PP9				26		21		108		42	25				
PP10				34		22		129		47	27				
PP11				42		27		153		56	33				
PP12				44		26		168		61	33				
PP13				39		17		190		65	25				
PP14				33		29		211		91	27				
PP15				32		31		263		117	27				
PP16				203		387		618		957	414				

4.3.3.3. Sportplatz

Der Bereich *Sportplatz* bewegt sich mit durchschnittlich 8,7 cm horizontal und 6,9 cm vertikal innerhalb von 39 Monaten in Richtung *Bruderbach* (160°) (Tab. A2, A3 und A4 im Anhang). Der erste Punkt der Meßkette, Punkt 12, liegt oberhalb einer tiefgreifenden Rotationsrutschung hinter dem *Haus Nr.13*, zeigt Bewegungen, die im Bereich der Meßungenauigkeiten liegen, und ist somit als stabil anzusehen (Kap. 4.1.1).

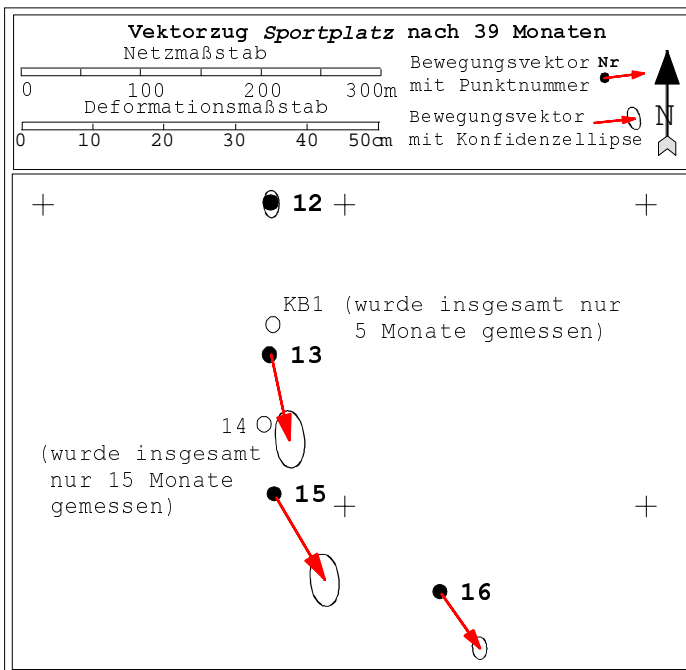


Abb. 4.48: Bewegungsvektoren am Profil Sportplatz nach 39 Monaten

Die Punkte 13-16 liegen auf der in Richtung *Bruderbach* abgleitenden Scholle. Der Punkt 14 war zur 4. Folgemessung nicht mehr auffindbar und wurde vermutlich zerstört. Die Punkte 13, 15 und 16 südlich der *Ebniter Hauptstraße* zeigen Bewegungen in der Lage von 12,1; 13,2 und 9,2 cm innerhalb der 39 Monate (Abb. 4.48).

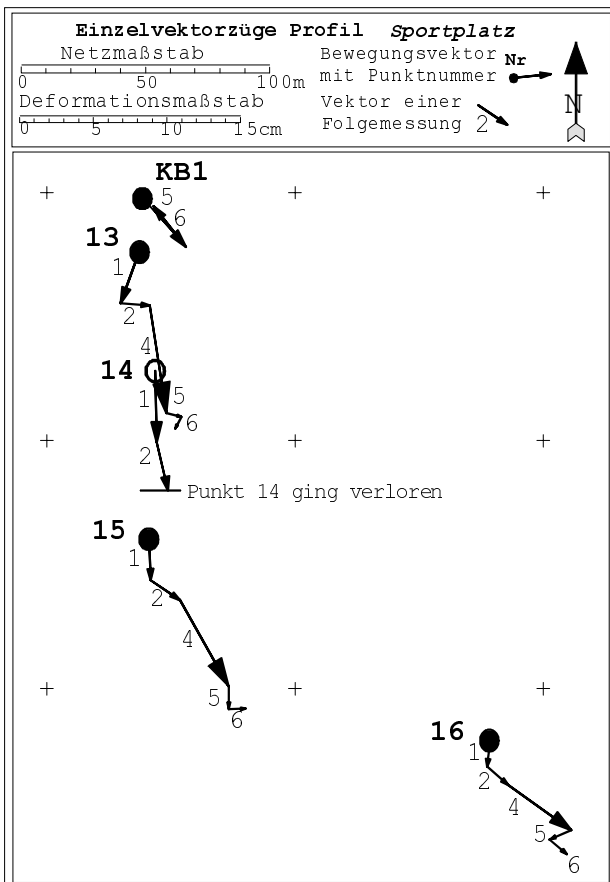


Abb. 4.49: Einzelvektorzüge nach der 1.,2.,4.,5. und 6. Folgemessung am Profil Sportplatz

Betrachtet man die Einzelvektoren der Punkte in Abbildung 4.49, so erkennt man, daß bereits nach 33 Monaten (4. Nachmessung) große Bewegungen auftreten. In dieser Abbildung wurde Punkt 12 als unbewegter Punkt weggelassen, damit der Deformationsmaßstab ausreichend groß gewählt werden kann.

Liegen die Bewegungsbeträge einer Folgemessung innerhalb oder knapp über der Meßgenauigkeit, wie es beispielsweise für Punkt 15 nach der 6. Folgemessung und für Punkt 16 nach der 5. Folgemessung der Fall ist, erkennt man die von der Hauptbewegungsrichtung abweichende Bewegungsrichtung (Tab. A3 im Anhang).

Errechnet man die Lagegeschwindigkeiten der bewegten Punkte pro 60 Tage, so erkennt man für jeden Punkt etwas schnellere Bewegungen während der Monate Juni bis Oktober 1996 (2. Messung) und zwischen Juni und Juli 1998 (5. Messung). Im Zeitraum von November 1996 bis Mai 1997 (4. Folgemessung) sowie während der Monate August bis Oktober 1998 (6. Messung) sind geringere Geschwindigkeiten registriert worden. Zwischen der 5. und 6. Folgemessung haben sich die Punkte 13 und 14 nicht signifikant bewegt. Die Durchschnittsgeschwindigkeit der bewegten Punkte kann man mit 5-7 mm /60 Tage angeben.

Tab. 4.9 Lagegeschwindigkeit in mm pro 60 Tage (gerundet) der bewegten Punkte 13-16 am Profil Sportplatz nach den jeweiligen Folgemessungen (Datum siehe Tab. 4.6). Nur bei den als signifikant gemessenen Punkten steht eine Zahl

Punkt	1.Messung nach 10 Monaten [mm/60 Tage]	2.Messung nach 5 Monaten [mm/60 Tage]	4.Messung nach 19 Monaten [mm/60 Tage]	5.Messung nach 2 Monaten [mm/60 Tage]	6.Messung nach 3 Monaten [mm/60 Tage]	Durchschnitts- geschwindigkeit nach 39 Monaten [mm/60 Tage]
13	8	8	8	11	-	6
14	10	14	Fehlt			
15	6	10	7	15	-	7
16	4	8	6	16	11	5

Die Höhendeformationen der Punkte zeigen, daß sich Punkt 16 fast 10 cm innerhalb von 39 Monaten gesenkt hat (Abb. 4.50). Dieser Punkt liegt direkt auf einem Moränenwallhügel östlich des Sportplatzes. Eine Deformation der Lage von 9,2 cm verursacht hier eine sehr große Senkung. Die Punkte 15 und 13 liegen in flacheren Hangbereichen und ihre Lagedeformationen sind demnach größer als ihre Höhendeformationen (Tab. A3 und A4 im Anhang).

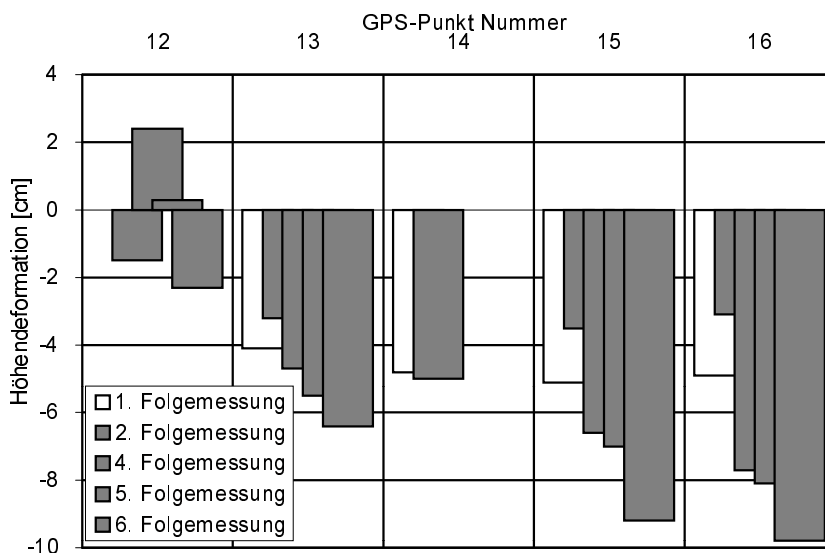


Abb. 4.50: Höhendeformation der Punkte am Sportplatz nach den jeweiligen Folgemessungen

Wie die Bewegung der Strecke 13-16 zeigt, gleitet der Hangbereich mit durchschnittlich 2 bis 2,7 cm und einer Richtung von 160° hangabwärts. Oberhalb des Punktes 13 wurde im Zuge der Kernbohrung KB1 eine mächtige Lockersedimentschicht bis in eine Tiefe von 12 m angebohrt (Kap. 4.2). Die Inklinometerergebnisse weisen auf eine scharfe Gleitfläche in einer Tiefe von 12 m hin. Die Ergebnisse aus geotechnischer Kartierung und den Bohrlochmessungen werden durch die an der Oberfläche gemessenen Bewegungen mittels GPS bestätigt.

#### 4.3.3.4. Waldheim

Die Punkte 20-24 im Gebiet Waldheim bewegen sich nach 36 Monaten mit 7,1 bis 8,6 cm horizontal in Richtung 140-150° (Tab. A3 im Anhang). Die Bewegungen liegen über den gemessenen Ungenauigkeiten (Abb. 4.51 und 4.52). Dieser Bereich wird durch tiefe Rotationsanbrüche zur Seite hin begrenzt (Abb. A1 im Anhang). An diesen Abrißkanten bewegt sich die Lockergesteinsdecke mit durchschnittlich 2,3 bis 2,8 cm pro Jahr nach Südosten auf die Ebener Hauptstraße zu. In der Höhendeformation kann man nur Punkt 20 mit -2,8 cm als signifikant ausweisen (Tab. A4 im Anhang).



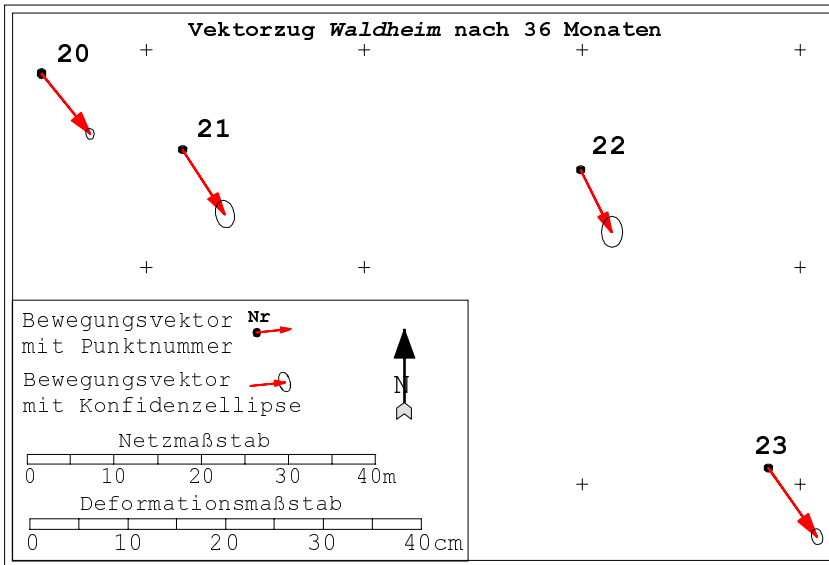


Abb. 4.51: Bewegungsvektoren am Profil Waldheim nach 36 Monaten

Tab. 4.10: Lagegeschwindigkeit in mm pro 60 Tage (gerundet) der bewegten Punkte 20-23 am Profil Waldheim nach den jeweiligen Folgemessungen (Datum siehe Tab. 4.6). Nur bei den als signifikant gemessenen Punkten steht eine Zahl

Punkt	1.Messung nach 10 Monaten [mm/60 Tage]	2.Messung nach 5 Monaten [mm/60 Tage]	4.Messung nach 19 Monaten [mm/60 Tage]	5.Messung nach 2 Monaten [mm/60 Tage]	6.Messung nach 3 Monaten [mm/60 Tage]	Durchschnittsgeschwindigkeit nach 36 Monaten [mm/60 Tage]
20	3	8	6	36	Keine Nachmessung	4
21	-	10	3	33		4
22	-	9	3	-		4
23	3	11	6	15		5

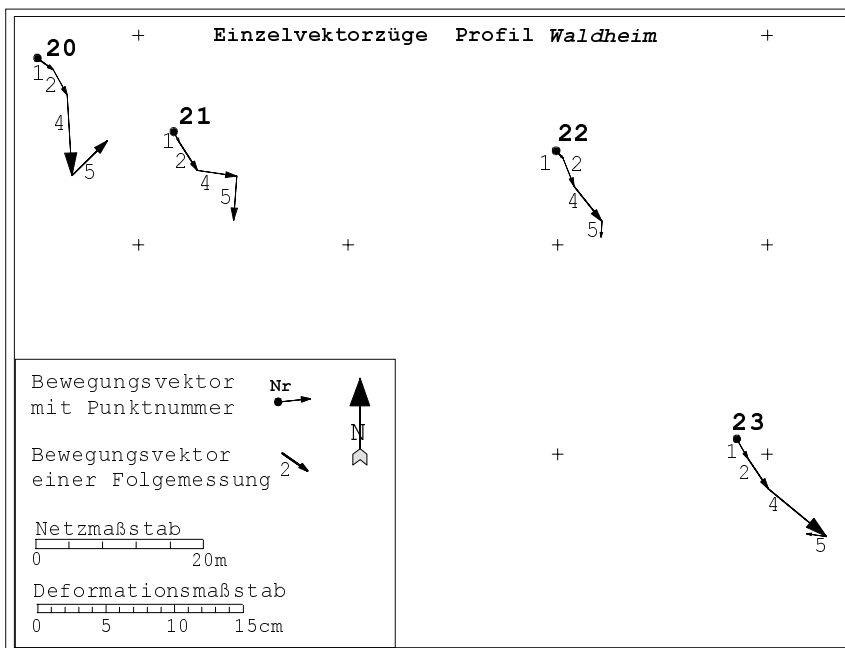


Abb. 4.52: Einzelvektorzüge nach der 1., 2., 4. und 5. Folgemessung am Profil Waldheim

Dieser Hangbereich ist, neben dem Bereich Sportplatz, ebenfalls in Bewegung. Betrachtet man die errechneten Geschwindigkeiten pro 60 Tage (Tab. 4.10), so erkennt man eine Beschleunigung in den Monaten Juni bis Juli 1998. Dort hat sich die Geschwindigkeit der Punkte 20 und 21 von rund 6-3 mm/60 Tage in den Vormonaten auf 36-33 mm/60 Tage fast versechsfacht. Auch in den Monaten Juni bis Oktober 1996 (2. Folgemessung) ergeben sich fast doppelt so schnelle Bewegungen pro 60 Tage als die Durchschnittsgeschwindigkeit nach 36 Monaten. Die Geschwindigkeiten während der Monate November 1996 bis Juni 1998 (4. Folgemessung) sind im Vergleich zu den Folgemonaten gering. Ob diese Geschwindigkeiten weiter zunehmen, ist erst nach der nächsten Folgemessung im Mai 1999 zu sehen.

Ob diese Geschwindigkeiten weiter zunehmen, ist erst nach der nächsten Folgemessung im Mai 1999 zu sehen.

#### 4.3.3.5. Mönchstor

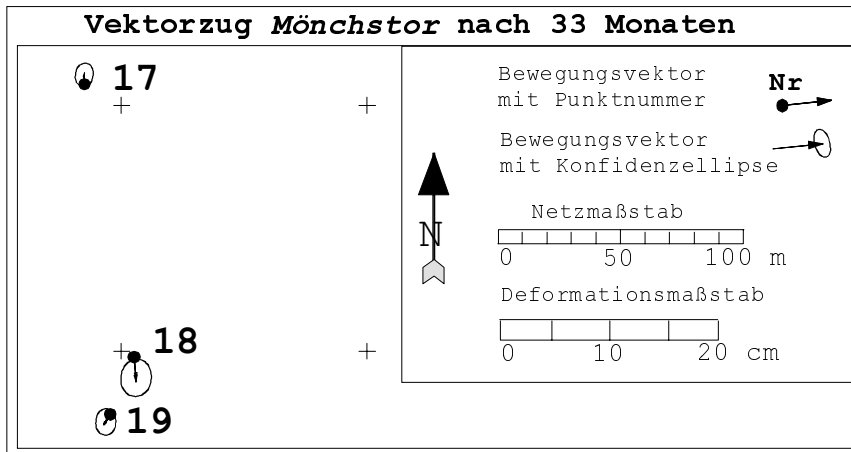


Abb. 4.53: Bewegungsvektoren am Profil Mönchstor nach 33 Monaten

Das Profil *Mönchstor* mit den Punkten 17-19 zeigt Bewegungsbeträge, die nach 33 Monaten Beobachtungszeit mit Ausnahme des Punkte 18 innerhalb der gemessenen Ungenauigkeiten liegen (Abb. 4.53). Punkt 18 liegt mit 1,9 cm nach 33 Monaten jedoch nur knapp außerhalb der Konfidenzellipse. Dadurch, daß sich die Punkte hinter der *Ebniter Kirche* auf einem relativ steilen Gelände befinden, sind die vertikalen

Bewegungen nach der 2. Folgemessung mit - 4,0 bis - 4,8 cm als signifikant einzustufen (Tab. A4 im Anhang). Betrachtet man jedoch in der Tabelle A im Anhang die Gesamthöhendeformation nach 33 Monaten, so werden die Höhenbewegungen mit 0,3 bis 1,2 cm als nicht signifikant ausgewiesen. Dieser Hangbereich kann als relativ unbewegt angesehen werden.

#### 4.3.3.6. Hackwald

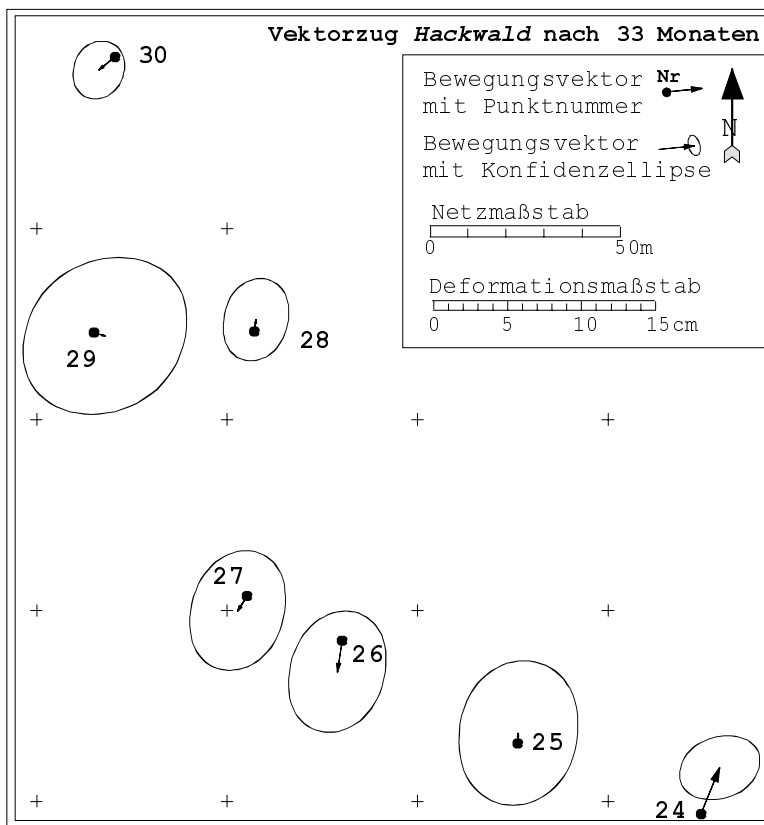


Abb. 4.54: Bewegungsvektoren am Profil Hackwald nach 33 Monaten

Das Gebiet *Hackwald* ist nicht rutschgefährdet, wurde deshalb nur bis zur 4. Folgemessung beobachtet und die Punkte zeigen sich nach 33 Monaten sowohl in der Lage als auch in der Höhe als nicht signifikant bewegt (Tab. A3 und A4 im Anhang). Hier liegen die meisten Vektorzüge innerhalb der Konfidenzellipsen (Abb. 4.54). Eine Ausnahme bildet der unterste Profilpunkt Nr. 24. Er liegt mit 3,4 cm/33 Monaten deutlich außerhalb seiner Konfidenzellipse. Seine Bewegungsrichtung zeigt mit 22° nach Nordosten. Dieser Punkt liegt auf einem steileren Abschnitt auf einer Wiese. Seine Bewegungen sind signifikant, aber als nicht sehr groß. Trotz dieses bewegten Punktes kann man sagen, daß das Gebiet *Hackwald* als stabil anzusehen ist.

#### 4.3.4. Bewertung der GPS-Deformationsmessungen

Der Einsatz satellitengestützter GPS-Messungen in einem großen Rutschgebiet erweist sich als sehr geeignet um Bewegungen nachzuweisen. Hätte man die Bewegungen aller Rutschbereiche in Ebnit mittels terrestrischer Messung durchführen müssen, so wäre der zeitliche und damit auch finanzielle Aufwand unverhältnismäßig viel größer gewesen.

Bewertet man die gesamten GPS-Meßkampagnen in Ebnit über den Zeitraum von 39 Monaten, kann man folgende Aussagen zusammenfassen:

- Die GPS-Messungen sind nahezu wetterunabhängig, man kann sie im Nebel, Schnee oder bei großer Hitze durchführen.

- Die Messungen waren mit 5 Empfängern und 8 Personen in zwei Tagen durchführbar. Zum Vergleich: die Messung der 30 GPS Punkte dauerte genauso lange wie die der 16 terrestrischen Polygonpunkte. Dadurch wird es möglich, viele Punkte ohne großen Mehraufwand zu beobachten, um einen Hang flächenhaft zu beobachten.
- Es besteht die Möglichkeit die GPS-Messungen mit terrestrische Vermessungen zu kombinieren.
- Die Koordinatenbestimmung, Deformationsanalyse und Nachkorrektur jeder Messung war für eine Person innerhalb von zwei Wochen realisierbar.
- Die Felssturzböcke in der Rutschmasse haben sich als Objektpunkte sehr gut bewährt, sie zeigen keine Frosthebungen und sind nach mehr als 3 Jahren in der Rutschmasse noch fest verankert. Die aufgrund der geotechnischen Kartierung als stabil angenommenen Punkte haben sich als stabil erwiesen.
- Die Lagedeformation der bewegten Punkte korreliert mit der entsprechenden Höhendeformation. Die Bewegungsrichtungen der Punkte entsprechen den Falllinien der Hänge.

Die GPS-Vermessungen erfordern eine freie Sicht zur südlichen Hemisphäre und können nur mit Mehraufwand in dicht bewaldeten Gebieten, in engen Tälern oder in unmittelbarer Nähe von Wohnhäusern, Hochspannungsmasten oder ähnliches durchgeführt werden. Voraussetzung ist weiterhin eine ausreichend große Bewegung der Massen. Für die Feststellung einer Korrelation der Bewegungen mit äußeren Witterungseinflüssen, wie beispielsweise Starkregen oder Schneeschmelze, sollten die Messungen in sehr kurzen Zeitabständen erfolgen. Die hier untersuchten langsamen Bewegungen am *Heumöser Hang* im Jahre 1998 kleiner 5 mm innerhalb von 2 Monaten waren bereits an der Grenze des Auflösbaren. Ein geringerer Meßabstand als zwei Monate ist dann nur möglich, wenn die Bewegungen bei allen Punkten größer sind als die Meßungenauigkeiten. Eine Verbesserung der Genauigkeit kann erreicht werden, indem man die Beobachtungszeiten pro Punkt erhöht.

#### 4.4. Meteorologische Beobachtungen

Es ist bereits eine gut untersuchte Tatsache, daß für viele Massenbewegungen das Wasser als episodisch wirkender Faktor das auslösende Moment darstellt. Die klassische Bodenmechanik untersucht den Einfluß des Wassers auf die Stabilität von Hängen und Böschungen meistens durch die Wirkung des positiven Porenwasserdruckes auf den Bodenkörper. Maßgebend für diese Untersuchung ist die Höhe des Grundwasserspiegels und dessen Neigung (BISHOP, 1955; BISHOP & BLIGHT, 1963; JANBU, 1973, CHOWDHURY ET AL., 1987; ALONSO ET AL., 1990; EDER, 1983). Die Bewegung und Verteilung des Wassers in einem natürlichen Hang ist ein sehr komplexes System mit vielen unbekanntem Parametern (ANDERSON & LLOYD, 1991; FREUDLUND & RAHARDJO, 1993). Ist das Wasser der allein auslösende Faktor für Hangbewegungen, läßt sich bei genauer Kenntnis der einzelnen Parameter der Zeitpunkt für das Versagen eines Hanges oder dessen Bewegungsgeschwindigkeit vorhersagen (FUKUOKA, 1992). Dies trifft nur auf kleine Hänge oder auf künstlich aufgeschüttete Böschungen zu, bei denen alle bodenphysikalische Parameter bekannt sind. In natürlichen Hängen kann meistens nur die Wirkung des Wassers und dessen Einfluß auf die Stabilität quantifiziert werden. Konkrete Aussagen über den Einfluß jedes hydrologischen Teilprozesses auf die Veränderung der Stabilität können oft nicht gemacht werden.

KRAUTER (1987) mißt dem Wasser in den meisten Fällen die Rolle des auslösenden und geschwindigkeitsbestimmenden Momentes zu. Durch die Veränderung des Grundwasserstandes, der Porenwasserdrücke und der Fließgeschwindigkeit ändern sich die im Boden angreifenden Kräfte und wirksamen Spannungszustände. Durchfeuchtung oder auch Austrocknung führen zu Veränderungen der Scherparameter. Die Wirkung des Wassers im Hang kann nach VEDER (1979) folgendermaßen eingeteilt werden (THEISEN, 1998):

- Wasser als zusätzliche Gewichtskomponente  
Es verstärkt die vertikale Kraft auf die Gleitfläche einer Rutschung. Durch die inhomogene Verteilung des Wassers im Hang verändert sich das Gewicht eines stabilen Gleitkörpers. Spielt in der Praxis meist eine untergeordnete und vernachlässigbare Rolle.
- Wasser als zusätzliche Kraftkomponente  
Erreicht der Anteil des Porenwassers den Sättigungspunkt, wirkt der positive Porenwasserdruck als Auftrieb der Gewichtskraft entgegen und verringert die Stabilität eines Hanges.
- Wasser als beeinflussende Größe der Bodeneigenschaften  
Wasser führt zu einer Veränderung der Gefügestruktur und kann die Konsistenz von tonhaltigen Böden nachteilig beeinflussen. Seit den sechziger Jahren wird die Zustandsform eines Bodens als vom Wasser abhängige Größe beschrieben. Auch bei sehr kleinen Gleitzonen kann die Wirkung des Wassers die Kohäsion des Bodens und damit seine Haftreibungskräfte erheblich verringern. Dies tritt auch bei Scherzonen auf, die zu einem zurückliegenden Zeitpunkt entstanden sind und später dem Hangwasser als dünne Gleitfläche dienen.

Bei der Frage nach dem Zusammenhang zwischen Massenbewegungen und hydrologischen Einflußgrößen steht die Betrachtung des Niederschlages am Anfang der zu untersuchenden Ursachen. THEISEN (1998) hat die wichtigsten in der Literatur vorhandenen Korrelationen zwischen Hangrutschungen und Niederschlagshöhe dargestellt. In den verschiedenen Modellen wird versucht, kritische Niederschlagshöhen, -intensitäten, und -koeffizienten für ein Gebiet abzuschätzen. Danach sind diejenigen Niederschlagsereignisse als kritisch einzustufen, die einen hohen Grundwasserstand im Hang hervorrufen (CARTIER & POUGET, 1987; KEEFER ET AL., 1987; FELL ET AL., 1988).

Um eine Korrelation zwischen Niederschlagshöhe und Hangbewegungen am *Heumöser Hang* herzustellen, muß eine vollständige Wasserhaushaltsbilanzierung durchgeführt werden. Zu diesem Zweck muß die Niederschlagshöhe um den Anteil der oberirdischen Abflüsse am Hang, der Evapotranspiration, der Interzeption und der Zwischenspeicherung im Oberboden abgemindert werden. Bei Böden in Hanglage muß auch der laterale Zufluß ins Gebiet beachtet werden. Dieser kann sowohl oberirdisch durch Bäche und Flüsse als auch unterirdisch, zum Beispiel auf Schichtgrenzen, erfolgen. Auch der Zustand des Bodens (Vorsättigung, Austrocknungsgrad, Gefrierzustand, Makroporenanteil etc.) sowie die Form des Niederschlages hat Einfluß auf die einsickernde Niederschlagsmenge in den Hang und muß mit berücksichtigt werden.

Seit 1896 werden in Ebnit Niederschlagshöhen, Lufttemperatur und Schneehöhen registriert. Die Niederschlagsstation befindet sich neben der Kirche in ein Meter Höhe und wird einmal am Tag ausgelesen. Diese Daten reichen für eine Wasserhaushaltsbilanzierung jedoch nicht aus, weshalb am *Heumöser Hang*, 200 m westlich der *Heumöser Alm*, im August 1998 eine Wetterstation errichtet wurde. Zusätzlich wird an drei Bächen der oberirdische Abfluß durch Stauwehre ermittelt. Leider konnte die Wetterstation nicht wie vorgesehen in Betrieb genommen werden. Trotz großer Lieferverzögerungen von Februar bis Juni waren die Module bei Auslieferung zuerst nicht kalibrierbar und später der Datalogger nicht meßbereit. Es dauerte bis Mitte Oktober bis alle Mängel behoben waren, weshalb erst ab diesem Zeitpunkt Meßwerte vorliegen. Darüber hinaus konnte aus Versorgungsgründen die Wetterstation erst im Dezember auf Heizbetrieb umgestellt werden. Infolgedessen werden in Kapitel 4.4.2 nur die Geräte kurz beschrieben und die ersten Messungen dargestellt. Eine Bilanzierung des Wasserhaushaltes am *Heumöser Hang* kann im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt werden, da neben den Verzögerungen durch den außergewöhnlich großen Schneereichtum in den Monaten Oktober 1998 bis April 1999 der oberirdische Abfluß nicht meßbar war.

#### 4.4.1. Niederschlag

Klimatisch gesehen ist das Gebiet um Ebnit kontinental geprägt und zeichnet sich durch ein feuchtkaltes Klima aus. Betrachtet man die Niederschlagshöhen, so muß beachtet werden, daß in den Wintermonaten die Niederschläge überwiegend als Schnee fallen, dessen Abtauen im Frühjahr einen wichtigen zusätzlichen Wasserlieferanten darstellt.

Der Jahresdurchschnitt der Niederschlagshöhen seit 1894 beträgt rund 2100 mm. Davon fallen 36,8 % im Sommer, je 22,8 % im Frühjahr und Herbst und 17,6 % im Winter. Die durchschnittliche Jahresniederschlagshöhe der vergangenen 30 Jahre betrug 2093 mm. Aus den Monatsniederschlagshöhen der letzten 30 Jahre und der letzten drei Jahre (Abb. 4.55) erkennt man, daß die Monate Oktober bis März niederschlagsärmer sind als die Sommermonate Juni bis August.

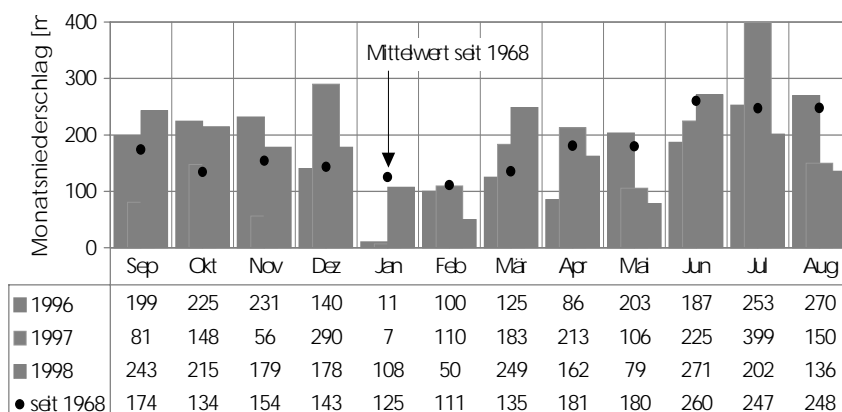


Abb. 4.55: Monatsniederschlagshöhen der letzten drei Jahre in Ebnit im Vergleich zum Monatsdurchschnitt der letzten 30 Jahre (QUELLE: HYDROLOGISCHES JAHRBUCH & LANDESWASSERBAUAMT BREGENZ)

Werden die Monatsniederschlagshöhen der letzten 40 Jahre in Dekaden zusammengefaßt und miteinander verglichen, so weisen die Monatssummen der letzten 10 Jahre keine wesentlichen Änderungen auf, abgesehen von der Tatsache, daß die Monate Januar, Mai und August der letzten 10 Jahre im Vergleich zu den

vorangegangenen Jahrzehnten niederschlagsärmer sind (Abb. 4.56). Es gab immer wieder trockene bzw. niederschlagsreiche Monate, speziell in den Jahren von 1969-1978. Hier waren es die Monate Dezember, Januar und März, die sehr niederschlagsarm waren. Extrem hohe Niederschlagshöhen erbrachten die Jahre 1970 und 1981, extrem niedrige zeigten die Jahre 1971, 1976 und 1992. Diese Gegenüberstellung macht deutlich, daß die Zeiträume der GPS-Bewegungsanalysen (Kap. 4.3) von 1995-1998 im Bezug auf die Niederschlagssummen repräsentativ sind und nicht in extrem trockenen oder feuchten Jahren ausgeführt wurden.

In Abbildung 4.57 sind die Niederschlagshöhen der Monate aufgeführt, in denen die GPS- Bewegungsmessungen durchgeführt wurden. Zwischen der 1. und 2. Folgemessung gab es relativ viel Niederschlag (im Durchschnitt 227 mm pro Monat), im Januar 1996 und 1997 waren die Niederschlagshöhen mit 11 bzw. 7 mm sehr gering. Zwischen der 2. und 4. Folgemessung gab es extreme Schwankungen mit einer durchschnittlichen Niederschlagshöhe von 157 mm pro Monat. Nach der 4. Folgemessung bis zur 5. bzw. 6. Folgemessung waren es im Durchschnitt 236 bzw. 200 mm Niederschlag pro Monat.

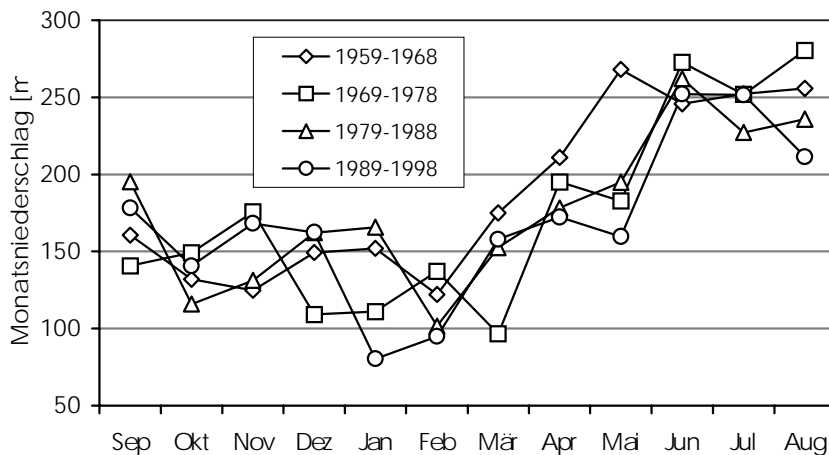


Abb. 4.56: Monatsniederschlagshöhen der letzten 40 Jahre zusammengefaßt in Dekaden

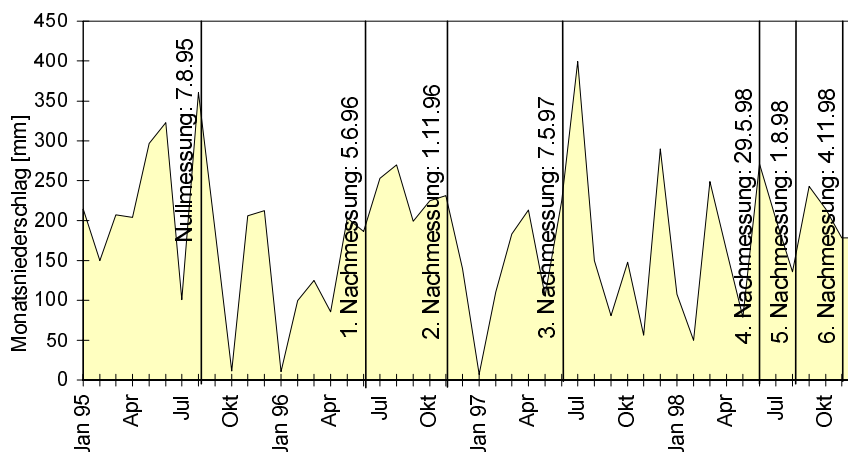


Abb. 4.57: Niederschlagshöhen während den GPS-Messungen

#### 4.4.2. Wetterstation am Heumöser Hang

Im Oktober 1998 wurde direkt am *Heumöser Hang*, 200 m westlich der *Heumöser Alm*, eine Wetterstation installiert. Die Meßgeräte, Module und Speicheranlagen stammen von der Firma IMKO Mikromodultechnik aus Ettlingen und wurden zusammen mit dem Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe aufgestellt. An der Station werden folgende Parameter erfaßt:

- Niederschlagshöhe
- Lufttemperatur
- Luftfeuchtigkeit
- Globalstrahlung
- Windrichtung
- Windgeschwindigkeit

Der Niederschlagsschreiber nach Hellmann steht in ein Meter Höhe und funktioniert nach dem Kippwagenprinzip. Dabei bringen 0,1 mm Niederschlagshöhe eine Wippe im Meßgerät zum Kippen, wobei ein elektrischer Impuls an einen Datalogger weitergeleitet und abgespeichert wird. Die Anzahl der Impulse wird in 10 Minuten Abständen aufgezeichnet. Der Niederschlagsschreiber ist seit Dezember 1998 mit einer Heizung ausgestattet.

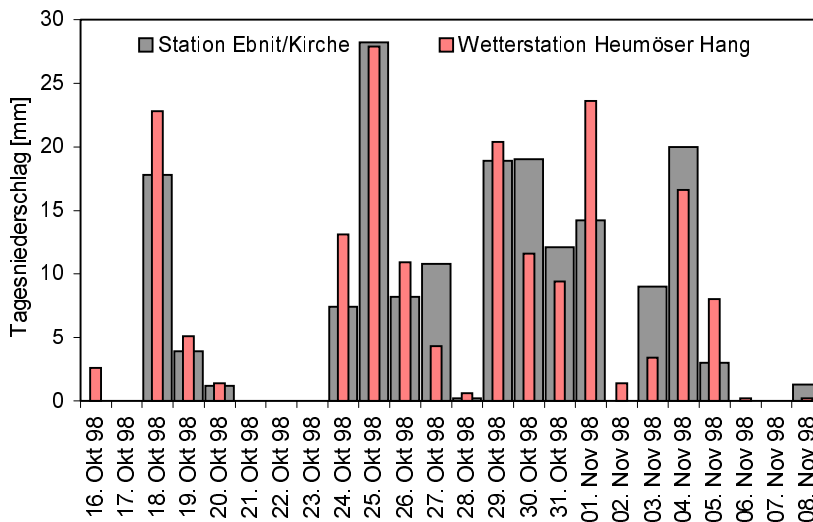


Abb. 4.58: Tagesniederschlagshöhen der Wetterstation am Heumöser Hang im Vergleich zur Station Ebnit/Kirche

Die Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit werden in zwei Meter Höhe gemessen. Die Globalstrahlung wird mit einem Pyranometer in drei Meter Höhe registriert. Windgeschwindigkeit und Windrichtung werden mit einem beheizten Schalenkreuzanemometer und einer Windfahne in zwei Meter Höhe gemessen. Alle Meßwerte werden über 10 Minuten gemittelt und im Datalogger abgespeichert.

Vergleicht man die bis heute vorliegenden Niederschlagsdaten am *Heumöser Hang* mit denen der Station *Ebnit/Kirche* (Abb. 4.58), erkennt man etwas größere Niederschlagshöhen. Die Station *Ebnit/Kirche* registrierte an 15 von 22 Tagen eine Niederschlagssumme von 174 mm, die Station *Heumöser Hang* an 17 Tagen 183 mm. Somit liegen die Niederschlagshöhen an der Kirche im Durchschnitt um ca. 5,4 % niedriger als am *Heumöser Hang*. Ein linearer Zusammenhang besteht dabei nicht.

Die vorherrschende Windrichtung am *Heumöser Hang* ist Westen ( $270^\circ$ ) und untergeordnet auch Osten (Abb. 4.59). Ostwinde sind meist dann gegeben, wenn sich die Windgeschwindigkeiten erhöhen (Abb. 4.60). Die Windrichtungen erklären sich aus der West-Ost Erstreckung des Hanges. Von beiden Richtungen kann ungehindert der Wind durch das Tal wehen. Nördlich schattet der *Schöne Mann* den *Heumöser Hang* ab (Abb. 3.2), Südwinde treten nur untergeordnet auf.

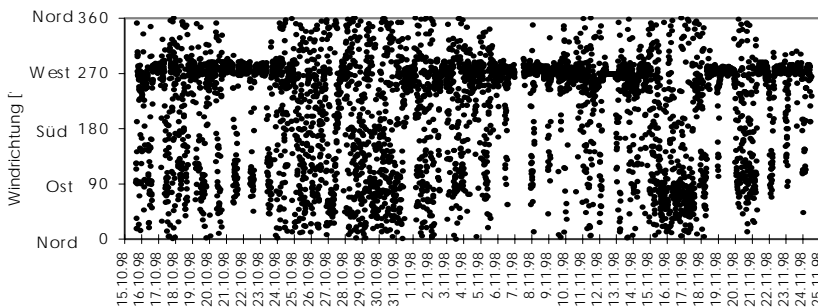


Abb. 4.59: Windrichtung am Heumöser Hang

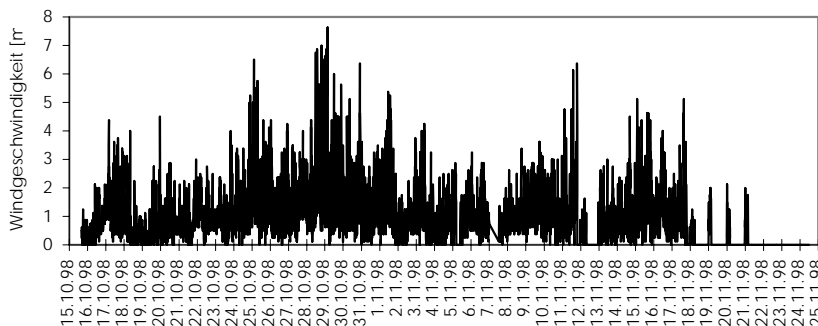


Abb. 4.60: Windgeschwindigkeit am Heumöser Hang

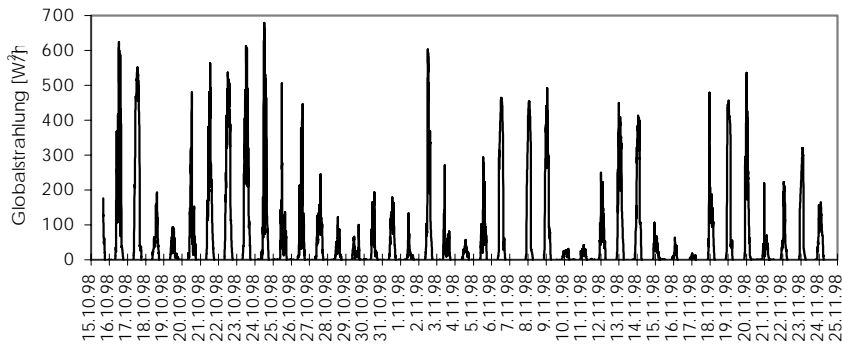


Abb. 4.61: Globalstrahlung am Heumöser Hang

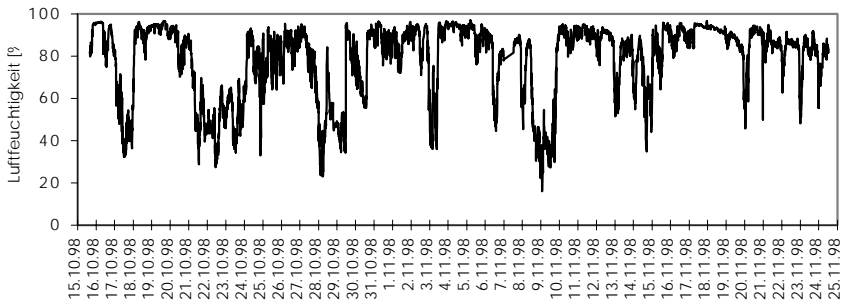


Abb. 4.62: Luftfeuchtigkeit am Heumöser Hang

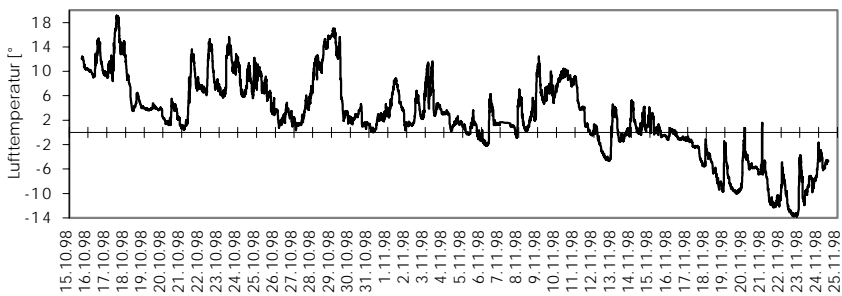


Abb. 4.63: Lufttemperatur am Heumöser Hang

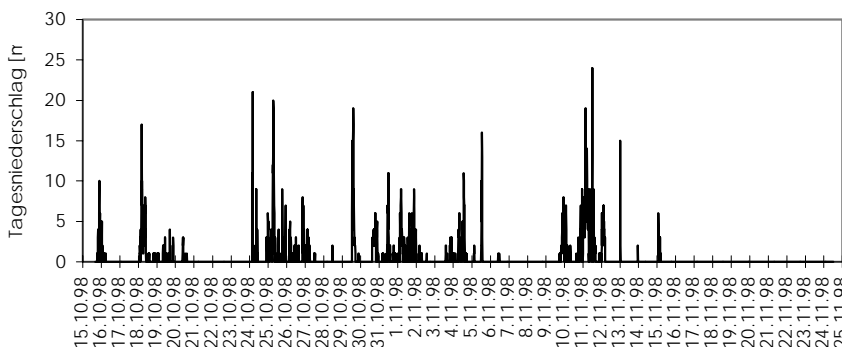


Abb. 4.64: Tagesniederschlagshöhe am Heumöser Hang

Die Globalstrahlung wird in erster Linie von der Strahlungsintensität und indirekt von der Bewölkung gesteuert. Bei klarem Himmel erreicht sie zur Mittagszeit meist bis zu  $600 \text{ W/m}^2$  (Abb. 4.61). Die Luftfeuchtigkeit schwankt, je nach Lufttemperatur und Niederschlagshöhe zwischen 20 und 98 % (Abb. 4.62). Bei den registrierten Niederschlagshöhen (Abb. 4.64) muß beachtet werden, daß ab dem 16.11.1998 die Lufttemperatur negativ wurde (Abb. 4.63) und der Niederschlag als Schnee niederging. An der Wetterstation wurde der Niederschlagsschreiber aber erst im Dezember 1998 mit Heizung ausgerüstet, weshalb in Abbildung 4.64 in der Zeit vor Dezember 1998 keine Schneeniederschlagshöhen registriert werden konnten. Mit den Daten der Wetterstation können prinzipiell Wasserhaushaltsbilanzierungen durchgeführt werden

(DVWK, 1996, DIN 19 685). Im Rahmen dieser Arbeit waren der Meßzeitraum jedoch zu kurz und die vorliegenden Daten zu unvollständig, um vorläufige Berechnungen durchzuführen.

#### 4.5. Bodenfeuchtemessungen

Die Bodenfeuchte wird direkt neben der Wetterstation, 200 m westlich der Heumöser Alm zwischen GPS-Objektpunkt 7 und 51 (Abb. 4.35), ermittelt. In einem Schürfschlitz werden in Tiefen von 30, 60 und 90 cm jeweils zwei Sonden eingebaut (Abb. 4.65). Die Sonden sind erst Mitte Oktober 1998 installiert worden und zeigen bis zum Dezember 1998 in Abhängigkeit ihrer Tiefe unterschiedliche Wassergehalte an.

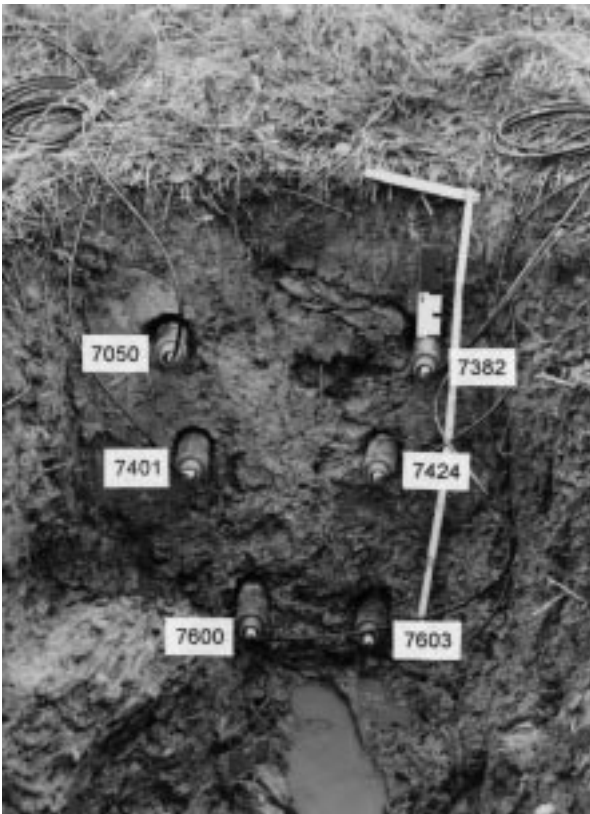


Abb. 4.65: Anordnung der TDR-Sonden in zwei Profilreihen in unterschiedlichen Horizonten am Heumöser Hang

Die eingesetzte Bodenfeuchtemessinstrumente arbeiten nach dem Time-Domain-Reflectometry-Prinzip (TDR-Verfahren). Dabei wird ein Spannungsimpuls in einen elektrischen Leiter geschickt, um den sich ein elektromagnetisches Wellenfeld bildet. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit  $c$  der Welle hängt von den elektrischen und magnetischen Eigenschaften des Leiters und des umgebenden Materials ab, da die Feldlinien sich konzentrisch um den Leiter ausbilden. Bei der TDR-Messung befindet sich die elektromagnetische Welle zunächst vollständig in einer Koaxialleitung (STACHEDER, 1996).

Erst beim Eintritt in die Sondenstäbe (Meßstäbe) verändert sich durch das umgebende Bodenmaterial und das Bodenwasser das elektromagnetische Feld. Ab diesem Zeitpunkt wird die Geschwindigkeit der am Stabende reflektierten Welle gemessen. Die Geschwindigkeit  $c$  der reflektierten Welle errechnet sich zu:

$$c = \frac{c_0}{\sqrt{\varepsilon_r \cdot \mu_r}} \quad \text{und} \quad c = \frac{2l}{t} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_r = \left( \frac{c_0 \cdot t}{2l} \right)^2 \quad \text{für } \mu_r=1 \quad (\text{Gl. 4.1})$$

$c$ :	Ausbreitungsgeschwindigkeit	[m/s]
$l$ :	Länge des Leiters	[m]
$t$ :	Laufzeit	[s]
$c_0$ :	Lichtgeschwindigkeit im Vakuum	[m/s]
$\varepsilon_r$ :	relative Dielektrizitätskonstante des Materials	[-]
$\mu_r$ :	magnetische Permeabilität des Materials	[-]



Die Ausbreitungsgeschwindigkeit ist nur von der relativen Dielektrizitätskonstante  $\epsilon_r$  abhängig, da die magnetische Permeabilität in nichtmagnetischen Medien (hier Boden) zu  $\mu_r = 1$  gesetzt werden kann. Sie ist außerdem eine Funktion der (bekannten) Länge des Leiters, von dessen Ende die Welle reflektiert wird. Aufgrund der großen Differenz der Dielektrizitätszahlen des Wassers ( $\epsilon_r = 81$  bei 20°C) und des Bodens ( $\epsilon < 5$ ) kann somit auf den Wassergehalt des Bodens, gemittelt über die Stablänge, geschlossen werden.

TOPP ET AL. (1980) haben für verschiedene Bodenarten von sandig-lehmig bis rein tonig folgende Kalibrierungsfunktion ermittelt:

$$w_{\text{vol}} = -0,053 + 0,29 \cdot \epsilon_r - 5,5 \cdot 10^{-4} \cdot \epsilon_r^2 + 4,3 \cdot 10^{-6} \cdot \epsilon_r^3 \quad [\text{Vol.-%}] \quad (\text{Gl.4.2})$$

$w_{\text{vol}}$ : volumetrischer Wassergehalt des Bodens [Vol.-%]

Aus den Gleichungen 4.1 und 4.2 kann der volumetrische Wassergehalt errechnet werden.

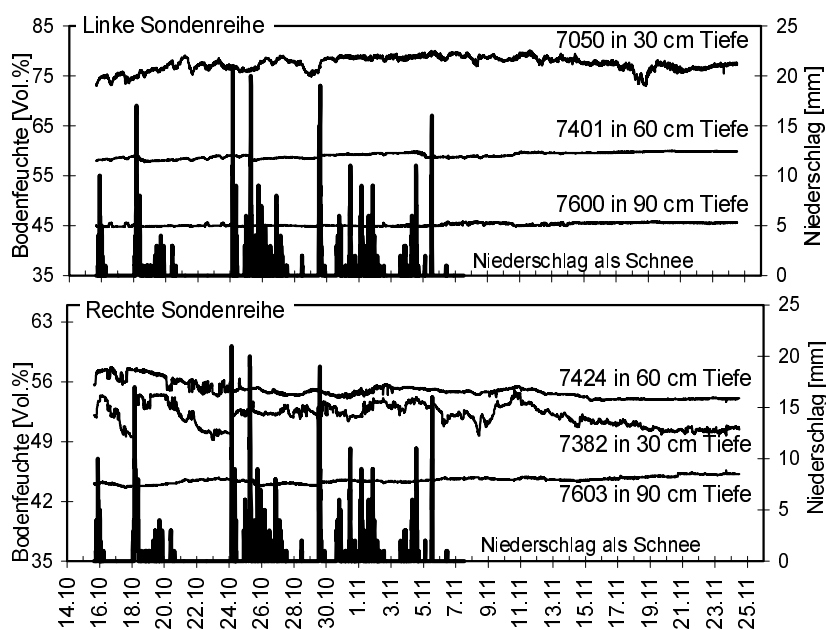


Abb. 4.66: Bodenfeuchte am Heumöser Hang in 30, 60 und 90 cm Tiefe

Die beiden Sonden in 30 cm Tiefe zeigen sehr unterschiedliche Bodenwassergehalte (Abb. 4.66). Bei Sonde 7050 schwankt er innerhalb des betrachteten Zeitraumes zwischen 73 und 80 Vol.-%, bei Sonde 7382 zwischen 49 und 55 Vol.-% (Tab. 4.11). Beide Sonden zeigen große Schwankungen von  $\pm 8$  Vol.-% an und reagieren auf Wassergehaltsänderungen und Niederschlägen ausgeprägter als die tiefer liegenden Sonden bei 60 und 90 cm. Die hohen Wassergehalte können in erster Linie durch einen Aufstau des Bodenwassers in oberflächennahen Horizonten erklärt werden. Die Sonden 7401 und 7424 in

60 cm Tiefe zeigen einen Bodenwassergehalt von 55-60 Vol.-%. Beide Sonden reagieren gedämpfter als die Sonden bei 30 cm und pendeln sich ab dem 6.11.98 auf einen nahezu konstanten Wert von 60 bzw. 54 Vol.-% ein (Abb. 4.66). Die unteren Sonden 7600 und 7603 in 90 cm Tiefe zeigen kaum Schwankungen und der Bodenwassergehalt liegt bei ca. 45 Vol.-% (Abb. 4.66). In diesem Horizont werden die geringsten Wassergehalte registriert.

Tab. 4.11: Lagerungsdichte und Bodenfeuchte der 6 TDR-Sondenproben

Sonden Nr.	Entnahmetiefe [cm]	Lagerungsdichte [ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]	Bodenfeuchte [Vol.-%]		nach Gl. 4.3 umgerechnete Bodenfeuchte [Gew.-%]
			am 15.10.98	am 24.11.98	
linke Sondenreihe					
7050	30	1,07	73	77	70
7401	60	1,12	58	60	53
7600	90	1,40	44	45	31
rechte Sondenreihe					
7382	30	0,96	52	50	53
7424	60	1,20	56	54	46
7603	90	1,42	45	45	32

Die mit den TDR Sonden gemessenen volumetrischen Wassergehalte ( $w_{\text{vol}}$ ) in Tabelle 4.11 können nach Gleichung 4.3 in gravimetrische Wassergehalte ( $w_{\text{grav}}$ ) umgerechnet werden. Dazu wird die Lagerungsdichte des Bodens nach DIN 19 683 mittels Stechzylinderproben bestimmt.

$$w_{\text{vol}} = w_{\text{grav}} \cdot \frac{\rho_{\text{B}}}{\rho_{\text{W}}} \quad [\text{Vol.-%}] \quad (\text{Gl. 4.3})$$

$\rho_{\text{B}}$  : Lagerungsdichte des Bodens [g/cm<sup>3</sup>]  
 $\rho_{\text{W}}$  : Dichte des Wassers [g/cm<sup>3</sup>]

Vergleicht man die gravimetrischen Wassergehalte mit den im Labor ermittelten Fließgrenzen (Kap. 5), erkennt man, daß bereits die Sondenproben mit den geringsten Feuchtwerten innerhalb der Fließgrenzen liegen und der Boden eine breiige bis flüssige Konsistenz besitzt.

In 90 cm Tiefe ist der Boden mit 1,4 g/cm<sup>3</sup> deutlich dichter als in darüber liegenden Horizonten und dementsprechend werden dort geringere Bodenfeuchtwerte gemessen. Daß die hohen Wassergehalte in 30 cm Tiefe stark verzögert in tieferen Horizonten eintreffen, ist einerseits durch die größere Lagerungsdichte aufgrund des größer werdenden Überlagerungsdruckes und andererseits auf die schlechtere Durchlässigkeit der unteren Horizonte aufgrund des fehlenden Makroporenraumes und des zum Teil höheren Feinstkornanteil erklärbar.

Um den Einfluß des Niederschlages auf die Bodenfeuchte und die Sickergeschwindigkeit des Wassers im Boden abzuleiten, fehlen bis zum heutigen Zeitpunkt noch entscheidende Informationen über Evaporation, oberflächlichen Abfluß, Vorsättigung, Makroporenraum und ähnliches. Im Rahmen dieser Arbeit wird deshalb nur die Bodenfeuchte als Differenzganglinie dargestellt, um eine Änderung der Bodenfeuchte in unterschiedlichen Tiefen miteinander zu vergleichen. Dabei werden Wasserzufuhr und Wasserentzug zwischen zwei aufeinander folgenden Meßwerten registriert (BOHLEBER, 1992). Die 6 Ganglinien in drei unterschiedlichen Tiefen werden in zwei Tiefenprofilen dargestellt (Abb. 4.65). Dabei bilden die Sonden 7050, 7401 und 7600 die linke Profilverihe und die Sonden 7382, 7424 und 7603 die rechte Profilverihe.

Für die Darstellung der Differenzganglinien in Abbildung 4.67 und 4.68 wird die jeweilige Bodenfeuchte vom vorangegangenen Feuchtwert subtrahiert. Um die so erhaltenen Ganglinien über den betrachteten Zeitraum in einem Diagramm darstellen zu können, werden die Daten von einem konstanten Wert subtrahiert und so gegeneinander abgesetzt. Dazu bietet sich die zugehörige Bodentiefe in Zentimeter an. Werden die so gewonnenen Ganglinien grafisch dargestellt, ist jede Ganglinie einer entsprechenden Bodentiefe zugeordnet. Dabei entsprechen bei allen Ganglinien 30 cm Bodentiefe auf der Ordinate 3 Vol.-% Bodenfeuchteänderungen. Diese Darstellung veranschaulicht den Anstieg bzw. Abfall der Bodenfeuchte in unterschiedlichen Tiefen (BOHLEBER, 1992).

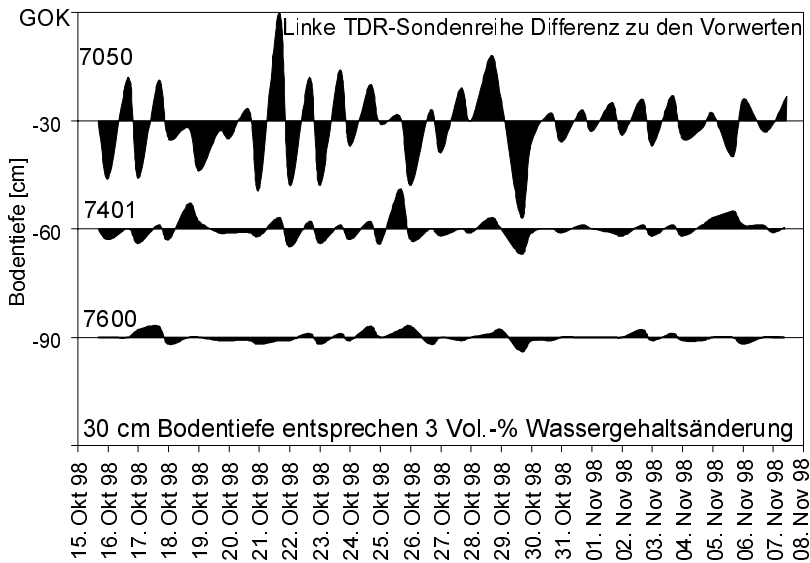


Abb. 4.67: Bodenfeuchteänderungen der TDR Sonden 7050, 7401 und 7600 als Differenzganglinien zu den jeweiligen Vorwerten

Die Bodenfeuchteschwankungen der linken Sondenreihe in Abbildung 4.67 zeigen, daß die meisten Änderungen in 30 cm Tiefe (7050) stark abgeschwächt auch in 60 und 90 cm zu verfolgen sind. Deutlich ist dies an der Feuchteabnahme vom 29.10. auf den 30.10.1998 oder am 11.11.1998 zu erkennen. Vom 15.10. bis 4.11.1998 reagieren die Impulse der Bodenfeuchte in 30 cm fast täglich mit Schwankungen bis zu  $\pm 5$  Vol.-%, die versetzt oder sogar gegenläufig im Untergrund zu verfolgen sind. Da die Sonde 7050 hohe Wassergehalte bis zu 80 Vol.-% aufzeigt, kann man davon ausgehen, daß die

Sonde nicht richtig in den Verwitterungslehm eingebaut wurde und irregulär wassergefüllte Hohlräume mißt. Ab dem 16.11.1998 sind die Schwankungen in 30 cm nur noch schwach oder gar nicht mehr in 60 bzw. 90 cm verfolgen. Ein Grund hierfür ist sicherlich die Tatsache, daß der Niederschlag ab diesem Zeitpunkt als Schnee gefallen ist und offensichtlich das Wasser im oberen Horizont angestaut wird und nicht mehr nach unten abfließt.

Die Differenzganglinien des rechten Sondenprofils (Abb. 4.68) zeigen ebenfalls, daß die positiven und negativen Impulse der Bodenfeuchteänderungen in 30 cm Tiefe stark gedämpft auch in 60 und 90 cm weiter zu verfolgen sind. Die Schwankungen im oberen Horizont treten meist erst nach ein paar Tagen auf. Die Schwankungen in 90 cm betragen nur noch maximal 1 Vol.-%.

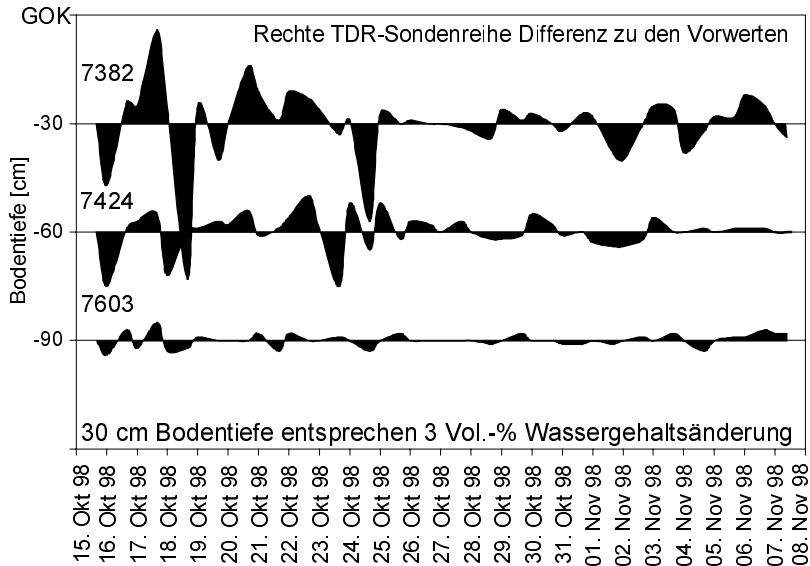


Abb. 4.68: Bodenfeuchteänderungen der TDR Sonden 7382, 7424 und 7603 als Differenzganglinien zu den jeweiligen Vorwerten

Die Wasserbewegung in bindigen Sedimenten hängt in erster Linie von der Korngröße und -verteilung, vom Porenvolumen und von der Bindungsart des Wassers ab. Die Wasserteilchen werden durch Adsorptionskräfte an die Bodenpartikel gebunden. Zwischen den Wassermolekülen wirken vor allem Van-der-Waalsche Kräfte und Wasserstoffbindungen. Über diese Kräfte hinaus wirken durch Grenzflächenspannungen zwischen freiem Wasser und den Bodenpartikeln verursachte Kapillarkräfte, die vom Sättigungsgrad der Poren abhängig sind. Treten in

größeren Tiefen Inhomogenitäten in der Kornzusammensetzung auf, kann die Wasserwegsamkeit dort erhöht sein und der Wassergehalt steigt lokal stark an.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die oberste Verwitterungsschicht von Oktober bis Dezember 1998 wassergesättigt ist. Schon in 90 cm Tiefe liegt der Wassergehalt nahe der Fließgrenze (Kap. 5). Je weniger Wasser im Hang vorhanden ist, desto höher ist der bodenfeuchteabhängige Kohäsionsanteil der Scherkraft, und die Wahrscheinlichkeit eines Versagens wird geringer. Zu beachten ist dabei, daß nicht nur Wasser von oben in den Hang langsam in tiefere Schichten einsickern kann, sondern auch vom Rande der Rutschmassen schnell in untere Schichten gelangen kann und dort die Standsicherheit herabsetzt.

## 5. Laboruntersuchungen

Für die Beurteilung des Zustandes, zur Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit und zur Berechnung der Standsicherheit werden Proben vom Verwitterungslehm aus unterschiedlichen Bereichen des *Heumöser Hanges* untersucht (Abb. 5.1). Die Proben aus dem mittleren Hangabschnitt (V1), im Bereich der GPS Punkte 1, 3 und 5, sind aus Schürfschlitzten in 2 m Tiefe entnommen (Tab. 5.1). Die Probenserie V2 sind verwitterte Hanglehmproben aus dem unteren Hangbereich.

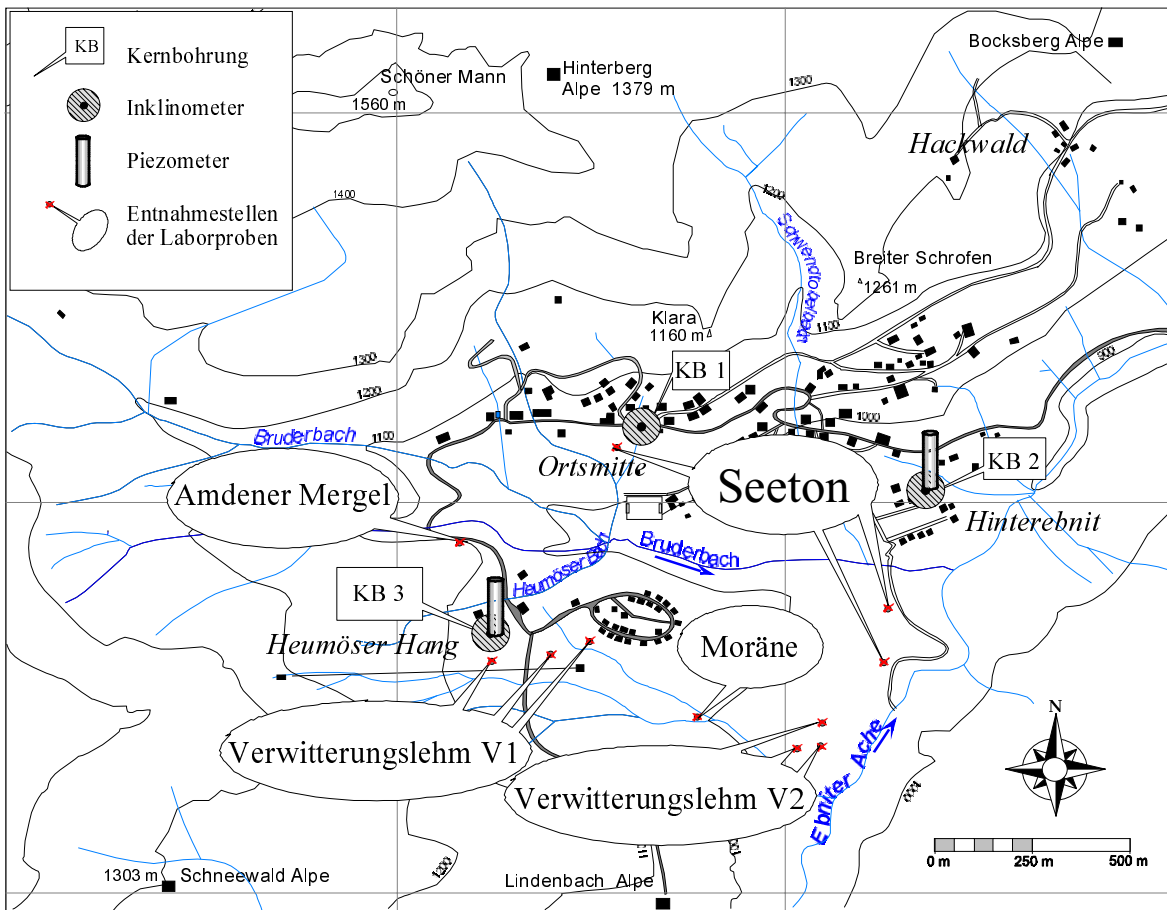


Abb. 5.1: Übersicht der Probenentnahmestellen für Laboruntersuchungen

Tab. 5.1: Herkunft der Laborproben

Probe	Entnahmebereich	Entnahmetiefe unter GOK
V1	Mittlerer Heumöser Hang, neben GPS-Punkt 1	2 m
V2	Unterer Heumöser Hang, am Ende der terrestrischen Vermessung	1,5 m
Seetone	Ortsmitte und unterster Heumöser Hang	2 m
Moräne	mittlerer Heumöser Hang	1 m
Amdener Mergel	nördlicher Heumöser Hang	0 m

Die Seetonproben kommen aus dem Bereich Ortsmitte unterhalb der Abrißkante und aus dem untersten Hangbereich des *Heumöser Hanges*. Zusätzlich werden einige bodenmechanische Parameter der Moräne und der Amdener Mergel ermittelt. Die Moränenproben stammen aus dem mittleren *Heumöser Hang* aus ein Meter Tiefe, die Amdener Mergel aus dem nördlichen Heumöser Hangbereich.

Von jeder Probenserie werden drei Proben untersucht und jeweils Parallelversuche durchgeführt.

## 5.1. Bodenphysikalische Parameter

### 5.1.1. Methodik

Um eine Übersicht über die mineralogische Zusammensetzung zu erhalten, werden die Proben röntgenographisch untersucht. Details und Grundlagen zur Röntgendiffraktometrie finden sich in THOREZ (1975), BRINDLEY & BROWN (1989), WHISTON & PRICHARD (1987) und KIRSCHNER (1987). Der quellfähige Tonmineralanteil, bestehend aus reinen Smektitphasen, aus randlich aufgeweitetem Illit bis hin zu Illit/Smektit-Wechselagerungsmineralen wird durch die Methylenblau-Adsorptionsmethode (OUTHWAITE & MORGAN, 1972) und unter Zuhilfenahme der mit Ethylenglykol bedampften Röntgenproben abgeschätzt. Der nichtquellfähige Tonmineralanteil Illit und Kaolinit wird aus den Röntgendiffraktogrammen ermittelt (JASMUND & LAGALY, 1993). Die Gehalte an Chlorit ergeben sich aus den geglähten Textur-Röntgendiffraktogrammen. Der Quarzgehalt erfolgt röntgenographisch über Eichkurven. Der Organikgehalt wird nach DIN 18 128 und der Kalkgehalt nach DIN 18 129 bestimmt.

Darüber hinaus werden folgende bodenmechanische Parameter ermittelt:

- Korngrößenverteilung nach DIN 18 123
- Natürlicher Wassergehalt nach DIN 18 121 Teil 1
- Konsistenzgrenzen nach DIN 18 122 Teil 1

Die Werte, ausgedrückt in Prozent Wassergehalt, sind bodenphysikalische Kenngrößen zur Beschreibung der Plastizität eines Bodens. Die Plastizitätsgrenzen sind kein absolutes Maß für den inneren Widerstand eines Tones bei mechanischer Beanspruchung. Man erhält keine physikalisch umrechenbare Größe, sondern nur Relativwerte, die sich auf einen willkürlich festgelegten Fließvorgang beziehen (JESSBERGER 1961).

### 5.1.2. Ergebnisse

Die Probenserie V1 (Verwitterungslehm aus dem mittleren Hangbereich) besteht hauptsächlich aus Quarz, Calcit, Illit/Muskovit, Kaolinit, Chlorit und quellfähigen Tonmineralphasen sowie aus Spuren von Feldspat (Abb. A4). Der Gesamtgehalt an Illit, Chlorit und Kaolinit liegt bei keiner Probe über 12 %, der quellfähige Tonmineralanteil liegt zwischen 10-20 % (Abb. A5). Der Quarzgehalt liegt zwischen 25-35 %. Der Organikgehalt ist mit 10-17 % sehr hoch. Der Kalkgehalt schwankt zwischen 10 und 40 %. Der Feldspatanteil konnte nur in sehr geringen Mengen von 1-3 % nachgewiesen werden (Abb. 5.2). Bei den Proben V1 handelt es sich um mittelplastische Tone mit einer Fließgrenze bis 32 % und einer Plastizitätszahl um 20 % (Tab. 5.2). Der natürliche Wassergehalt ist abhängig von den Witterungsbedingungen zum Zeitpunkt der Probennahme und schwankt zwischen 20 und 30 %.

Die Probenserie V2 (Verwitterungslehm aus dem unteren Hangbereich) zeigt etwas geringere Gehalte an Quarz (bis zu 28 %), Illit/Muskovit, Chlorit und Kaolinit und hat deutlich höhere Anteile an quellfähigen Tonmineralen (bis zu 50 %), die überwiegend aus reinen Smektitphasen bestehen. Der randlich ausgeweitete Illit tritt im Röntgendiffraktogramm stark zurück (Abb. A6). Die Proben sind mit einem Kalkgehalt von maximal 5-10 % ohne Ausnahme wesentlich kalkärmer als die Proben V1 (Abb. A4). Der Organikgehalt liegt bei 5 %. Die Probenserie V2 besitzt eine Fließgrenze über 40 %, ihre Plastizitätszahl liegt zwischen 20 und 37 % (Tab. 5.2). Die Konsistenzen liegen im breiigen Bereich.

Die Proben V1 und V2 weisen ein Körnungsspektrum auf, welches überwiegend im Schluffbereich liegt. In Abbildung 5.3 sind sie zusammen als Kornsummenband dargestellt.

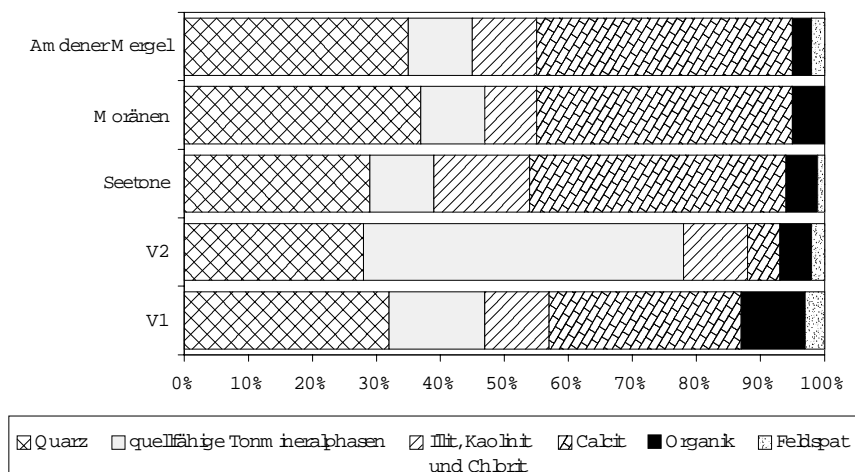


Abb. 5.2: Semiquantitativer Mineralbestand aus jeweils drei Proben des Verwitterungslehmes V1 und V2, der Moräne, der Seetone und des verwitterten Amdener Mergels

Die Seetonproben schwanken je nach Korngröße stark in ihrer mineralogischen Zusammensetzung. Neben Quarz (bis 30 %) und Feldspat (1 %) besitzen sie einen Tonmineralgehalt von insgesamt 5-30 %, der Kalkgehalt liegt bei 30-55 %, der Organikgehalt bleibt unter 5 %. Die Seetonproben zeigen ein breites Korngrößenspektrum, welches von der

Feinkies- bis zur Schlufffraktion reicht und im wesentlichen im Feinsandbereich liegt (Abb. 5.3). Die Seetone sind sehr heterogen und weisen eine unregelmäßige Bänderung auf. Die Feinkieslagen zeigen nur geringe Gehalte an Feinstkorn, die Schlufflagen weisen oft größere Kieskörner auf. Die Fließgrenze liegt bei 22-25 %, die Plastizitätszahl bei 6-8 % (Tab. 5.2).

Die Moränenproben bestehen hauptsächlich aus Quarz (bis 40 %), Calcit (40 %), Illit/Muskovit, Kaolinit, Spuren von Chlorit, randlich aufgeweitetem Illit bis hin zu Illit/Smektit-Wechselagerungsminerale sowie aus Spuren von Feldspat. Der Gesamttonmineralgehalt übersteigt bei keiner Probe 18 %. Ihr Karbonatgehalt liegt zwischen 30-40 %, der Organikgehalt liegt unter 5 %. Auch die Moränenproben variieren in ihrer Kornzusammensetzung, zeigt jedoch für eine Moräne eine typische Zusammensetzung (Abb. 5.4). Im Durchschnitt weisen sie einen Kiesanteil von 33 %, einen Sandanteil von 37 % und einen Schluff- bzw. Tonanteil von 17 bzw. 8 % auf. Der Feinanteil der Moräne besitzt mit 27-39 % eine relativ hohe Fließgrenze (Tab. 5.2). Die Konsistenzen liegen im breiigen Bereich.

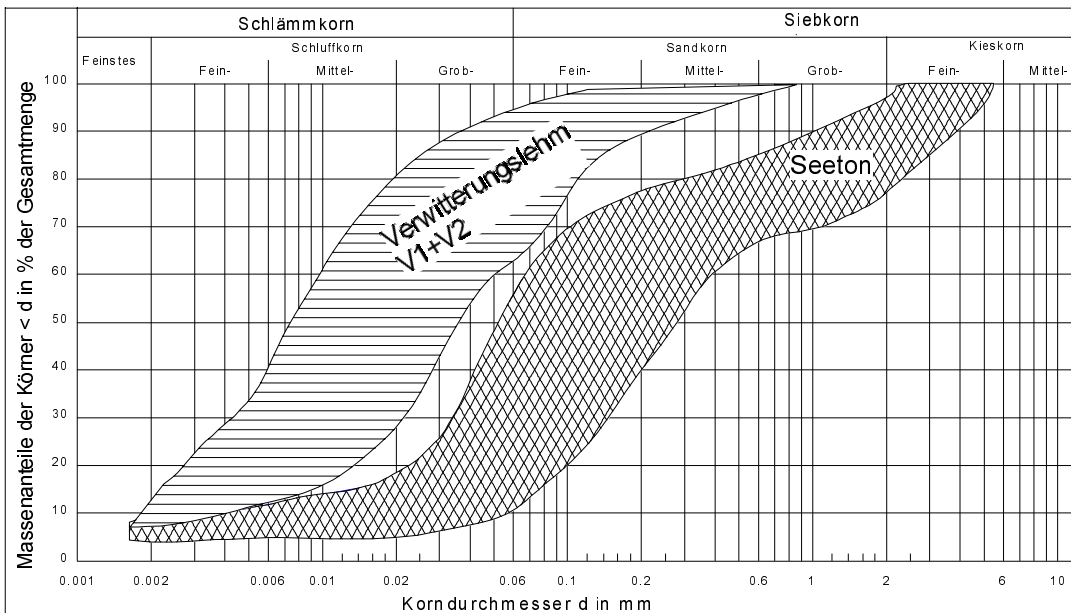


Abb. 5.3: Kornsummenband der Verwitterungslehm- und Seetonproben

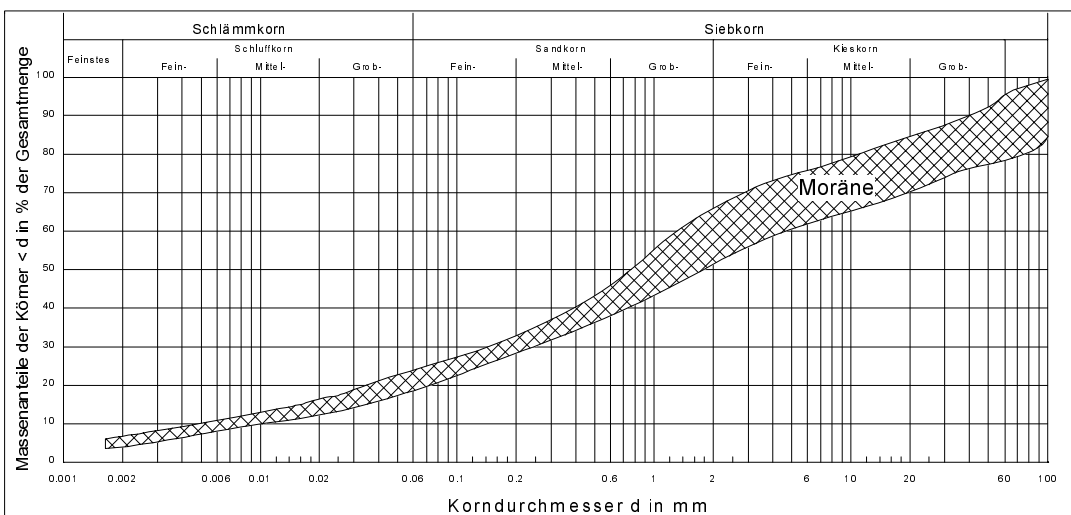


Abb. 5.4: Kornsummenband der Moränenproben

Die Amdener Mergelproben besteht hauptsächlich aus Quarz (35 %), Calcit (40 %), Illit/Muskovit, Kaolinit, Chlorit, reinen Smektitphasen sowie aus Spuren von Feldspat. Der Gesamttonmineralgehalt übersteigt bei keiner Probe 25 %. Der Organikgehalt liegt bei rund 4 %.

Betrachtet man die unterschiedlichen Zustandsformen der einzelnen Proben miteinander, so erkennt man, daß die Proben aus dem unteren *Heumöser Hang* (V2) geringe Konsistenzzahlen aufweisen, die nahe der flüssigen Zustandsform liegen (Abb. 5.5). Die Zustandsformen der restlichen Proben liegen im breiigen bis weichen Bereich. Bindige Böden ändern mit

dem Wassergehalt ihre Zustandsform. Sie sind bei hohen Wassergehalten breiig und gehen mit abnehmendem Wassergehalt in plastische und schließlich in halb feste bis feste Zustandsformen über. Dieser starke Einfluß des Wassergehaltes erklärt sich aus den Oberflächenkräften der hygrokopischen Wasserhüllen, die die Körner umgeben und die unter Druck stehen. Bei geringen Wassergehalten werden die Körner von den freien Oberflächenkräften aneinander gezogen, im Zustand der Fließgrenze sind die Oberflächenkräfte durch die Wasseraufnahme vollständig gebunden. Es wirken dann zwischen den mit Wasser umhüllten Bodenteilchen nur noch geringe Reibungskräfte, so daß der wassergesättigte Boden auseinanderfließt. Die Haftfestigkeit bindiger Böden nimmt also mit zunehmendem Wassergehalt ab.

Tab. 5.2: Fließgrenzen nach DIN 18 122

	V1	V2	Seetone	Moräne
natürlicher Wassergehalt:	20-30 %	20-40 %	20-23 %	24-30 %
Fließgrenze $w_L$ :	25-32 %	40-44 %	22-25 %	27-39 %
Ausrollgrenze $w_p$ :	17-26 %	20-30 %	16-19 %	20-23 %
Plastizitätszahl $I_p$ :	13-20 %	20-37 %	6-8 %	20-30 %
Konsistenzzahl $I_C$ :	0,1-0,5	0,03-0,3	0,4-0,5	0,4-0,6

Im Plastizitätsdiagramm werden die Fließgrenzen gegen die Plastizitätszahl aufgetragen (Abb. 5.5). Die Plastizitätszahl ist ein Maß für die Plastizität eines Bodens und dient im Plastizitätsdiagramm zur Unterscheidung von Schluff oder Ton. Demnach sind die Proben V2 als mittelplastische Tone, die Proben V1 als leicht plastische Tone und die Seetonproben als Sand-Ton Gemische zu bezeichnen. Der Feinanteil der Moräne besitzt leicht bis mittelplastische Eigenschaften.

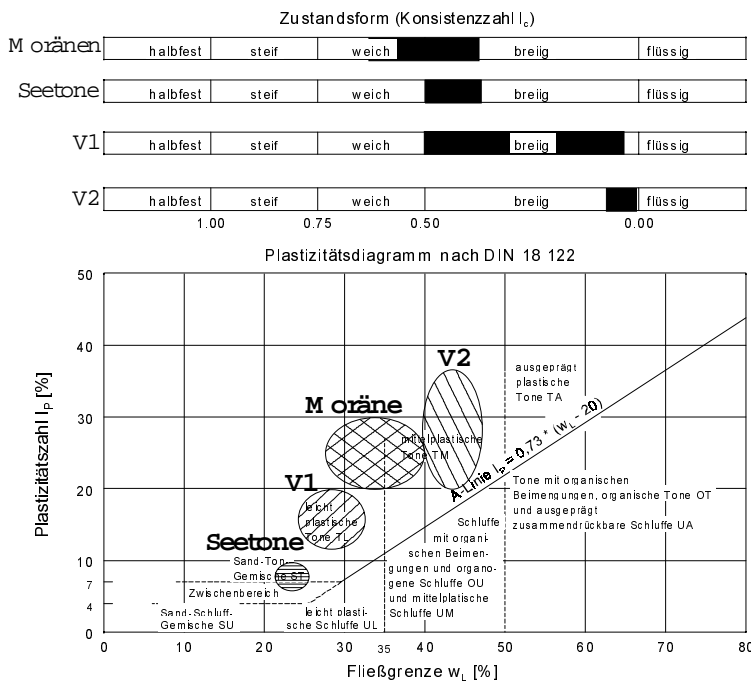


Abb. 5.5: Zustandsform und Plastizitätsdiagramm

Beim Vergleich der Amdener Mergel mit Proben aus den Verwitterungsmassen am Heumöser Hang erkennt man, daß im Zuge der Verwitterung durch Auswaschungsvorgänge die Proben rasch entkalken. Dadurch steigt der Tonmineralgehalt in den verwitterten Hangschuttmassen relativ zum Ausgangsgestein an. Dies ist bei der Probenserie V2 erkennbar. Der untere Heumöser Hang ist fast ganzjährig durchfeuchtet und die Proben V2 zeigen dementsprechend wesentlich geringere Kalkgehalte und höhere Tonmineralanteile auf. Dadurch besitzen sie höhere plastische Eigenschaften als die Probenserie V1 oder die Moräne. Die Seetone besitzen nur eine sehr geringe Plastizität und werden auf Wasserzutritt schneller mit Kohäsionsverlust reagieren als die plastischeren Proben

## 5.2. Scherparameter

Zur rechnerischen Erfassung von Problemen in der Ingenieurgeologie und im Grundbau, für Stabilitäts-, Tragfähigkeits- und Erddruckprobleme, bilden die Scherfestigkeiten des Untergrundes eine wesentliche bodenmechanische Grundlage. Die maximalen Scherfestigkeiten  $\tau_f$  werden dabei ausgedrückt durch die effektive Kohäsion  $c'$  und den effektiven Reibungswinkel  $\varphi'$  der inneren Reibung in Abhängigkeit von der effektiven Normalspannung  $\sigma$  nach den Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingungen.

$$\tau_f = c' + \sigma \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 5.1})$$

Bereits HAEFELI (1938) und später CASAGRANDE (1949) erkannten, daß neben der maximalen Bruchfestigkeit auch die Größe des Scherwiderstandes nach dem eigentlichen Bruch von großer praktischer Bedeutung sein kann. HAEFELI führte den Begriff Restscherspannung (*engl. residual stress*) ein und bezeichnet damit den Endwert, den die Scherspannung nach dem Bruch erreicht. CASAGRANDE benutzte den Begriff Restscherfestigkeit (*engl. residual strength*) und definierte damit die Scherfestigkeit des Bodens nach dem Bruch, während er den maximalen Wert „Scherfestigkeit beim Bruch“ nannte. Erst durch die 4. Rankine Lecture von SKEMPTON (1964) wurde der Terminus maximale Scherfestigkeit (*engl. peak strength*) eingeführt, von welchem dann ein Abfall auf einen im weiteren Verlauf konstant bleibenden Wert der Restscherfestigkeit (*engl. residual strength*) erfolgt. Die Größe des Abfalls der Scherfestigkeit auf die Restscherfestigkeit wird durch den Index  $I_b$  (*engl. brittleness index = Sprödigkeitsindex*) erfaßt.

$$I_b [\%] = \frac{\tau_f - \tau_r}{\tau_f} \cdot 100 \quad (\text{Gl. 5.2})$$

$\tau_f$ : maximale Scherfestigkeit  
 $\tau_r$ : Restscherfestigkeit (bei unveränderter Normalspannung)

Fällt die Scherfestigkeit bei einer Probe nicht ab, so liegt  $I_b$  bei Null Prozent, bei einem vollkommenen Scherfestigkeitsverlust wird  $I_b$  den Wert 100 % annehmen (BUCHER, 1975).

Die maximale Scherfestigkeit dient zur Berechnung der Standsicherheit bei Stabilitätsproblemen, sofern die maximale Scherfestigkeit des Materials in der Scherzone nicht schon früher überschritten wurde. Dabei ist die Deformation bis zum Bruch eine Grundlage für die Beurteilung, ob die maximale Scherfestigkeit bereits überschritten wurde. Im Falle einer vollständigen Reduktion der Scherfestigkeit auf einen minimalen Wert wird die Standsicherheit eines Hanges gegen Bruch durch den Betrag der Restscherfestigkeit bestimmt (BUCHER, 1975).

### 5.2.1. Maximale Scherfestigkeit

Für die Ermittlung der Scherfestigkeiten während des Bruches werden Direkt-Scherversuche mit einem Rahmenschergerät (DIN 18137 T1) durchgeführt. Das hier benutzte Kastenschergerät der Firma Wille Geotechnik ist ein EDV-gesteuertes Gerät mit digitaler Datenaufzeichnung. Die Scherparameter werden mit dem Computerprogramm BODEMA der Firma Wille Geotechnik ausgewertet (Abb. 5.6).

Die Proben sind im Labor nachträglich aufbereitet worden, indem die großen Mergelbruchstücke im Verwitterungslehm entfernt wurden. Die Versuche werden dräniert (D-Versuche) durchgeführt. Dabei werden die gestörten Proben mit einem Wassergehalt von 30-40 % eingebaut und anschließend langsam vorkonsolidiert. Durch das offene Porenwasserdrucksystem ist eine Änderung des Wassergehaltes der Probe jederzeit möglich. Bei dieser Versuchsanordnung werden die wirksamen Scherparameter  $c'$  und  $\varphi'$  unmittelbar bestimmt. Die totalen Spannungen sind gleich den wirksamen Spannungen (SIMMER, 1987). Die Abschergeschwindigkeit beträgt 0,06 mm/min.

Von jeder Probenserie werden drei Proben untersucht und jeweils Parallelversuche durchgeführt. Die in der Tabelle 5.3 aufgeführten Ergebnisse sind die minimal bzw. maximal gemessenen Werte der jeweiligen Versuche pro Serie. Es werden repräsentativ die Ergebnisse einer Probe graphisch dargestellt, welche die durchschnittlichen Parameter aufweist. Die restlichen Ergebnisse stimmen im Verlauf mit den dargestellten Kurven überein.



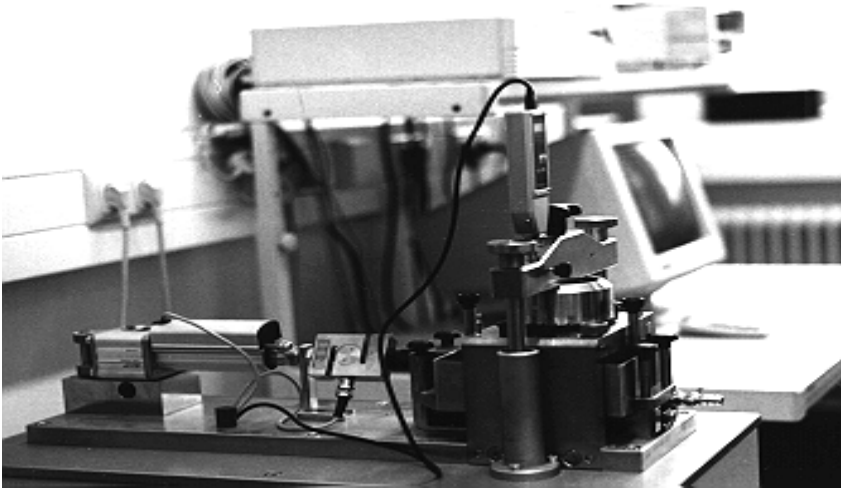


Abb. 5.6: Einfaches Kastenschervergerät der Fa. Wille Geotechnik an der Universität Trier, Fachbereich VI Geologie

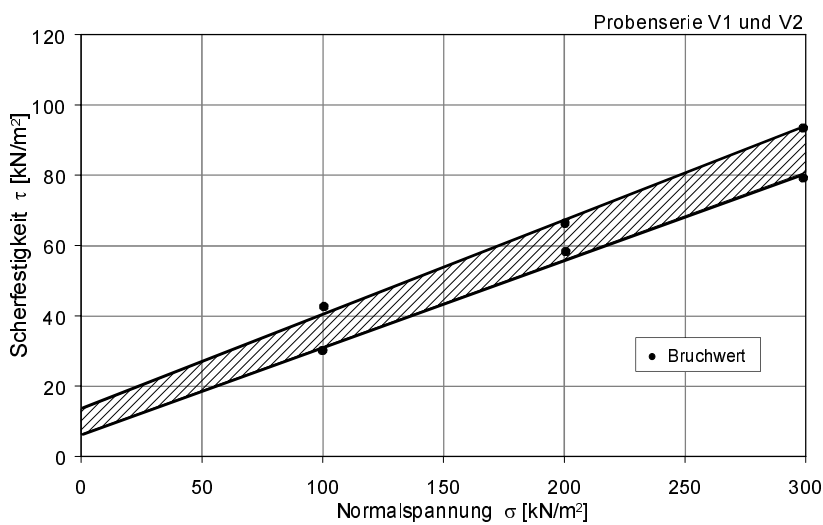


Abb. 5.7:  $\tau/\sigma$ -Diagramm zur Ermittlung der Kohäsion und des Reibungswinkels der Probenserie V1 und V2

Tab. 5.3: Kohäsion und Reibungswinkel aus Rahmenscherversuchen

	Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel
V1	6 - 10	22 - 24°
V2	3 - 7	20 - 24°
Seetone	8 - 15	16 - 19°

Die Proben V1 und V2 zeigen eine Kohäsion von maximal 3-10 kN/m<sup>2</sup> und einen Reibungswinkel von 20-24° (Tab. 5.3). Die Kohäsionen der Probenserie V1 sind etwas größer als bei V2, die gemessenen Reibungswinkel kann man als nahezu gleich betrachten. In Abbildung 5.7 sind die Bruchwerte in das  $\tau/\sigma$ -Diagramm als Bereich eingezeichnet, da die Werte relativ nahe beieinander liegen. Aus der Steigung der Ausgleichsgeraden errechnet sich der Reibungswinkel, der Ordinatenwert zeigt die Kohäsion.

Die Seetonproben zeigen Kohäsionswerte von 8-15 kN/m<sup>2</sup> und Reibungswinkel zwischen 16-19°. Die jeweiligen Schergeraden bei Normalspannungen von 100, 200 und 300 kN/m<sup>2</sup> mit den Setzungsbeträgen werden in Abbildung 5.8 für eine repräsentative Probe dargestellt. Das zugehörige  $\tau/\sigma$ -Diagramm liefert die Kohäsion und den Reibungswinkel (Abb. 5.9). Die ermittelten Werte dieser Probe entsprechen dem Durchschnitt aller gemessenen Seetonproben. Die Kohäsionswerte der Seetonproben liegen etwas höher als bei den Proben V1 und V2. Der Reibungswinkel hingegen ist bei den Seetonproben deutlich geringer.

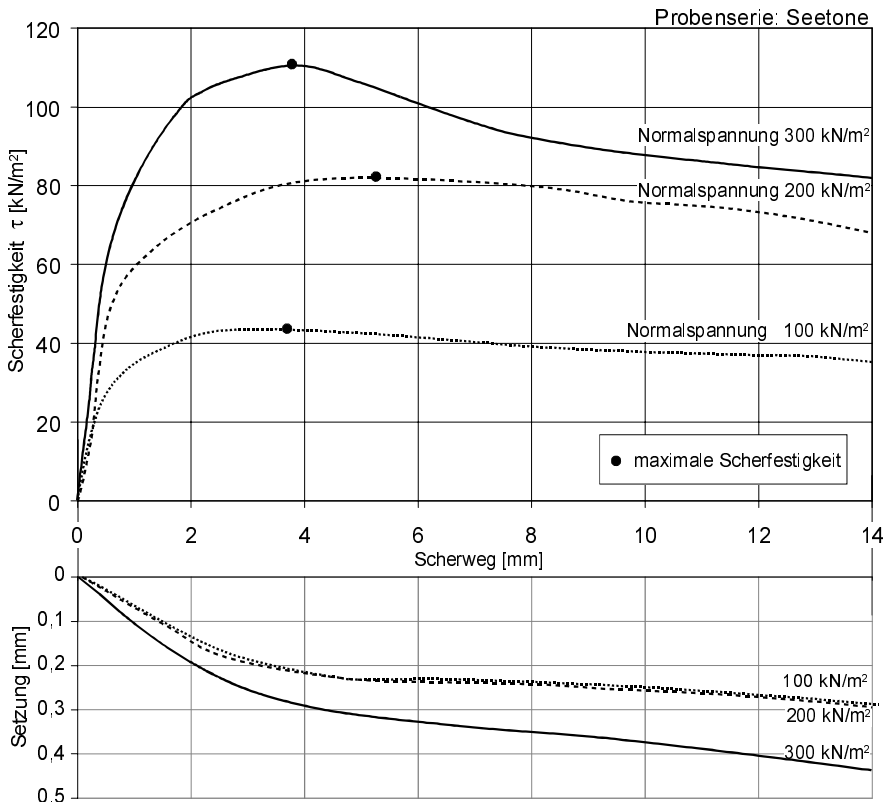


Abb. 5.8: Scherdiagramm einer Seetonprobe

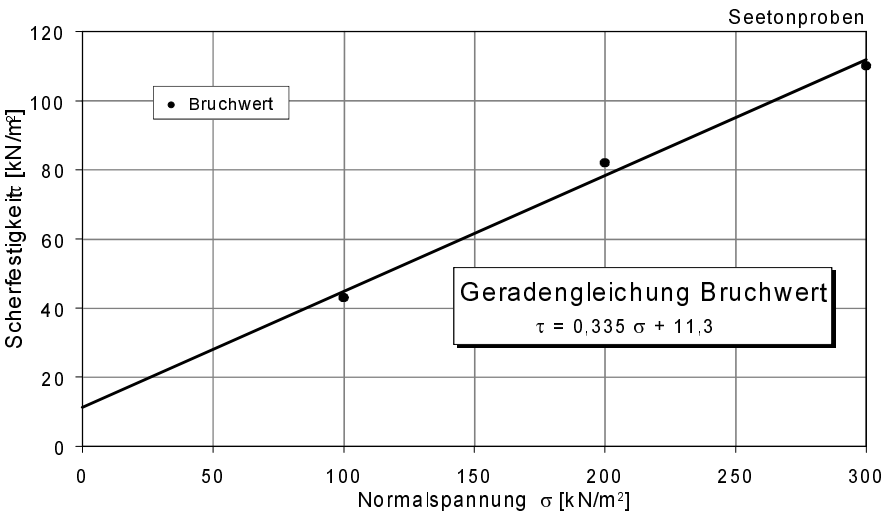


Abb. 5.9:  $\tau/\sigma$ -Diagramm zur Ermittlung der Kohäsion und des Reibungswinkels der Seetonprobe

### 5.2.2. Restscherfestigkeit

Wie bei den Rahmenscherversuchen werden auch hier bei den Kreisringscherversuchen von jeder Probenserie aus dem mittleren (V1) und unteren (V2) *Heumöser Hang* drei unterschiedliche Proben untersucht und jeweils Parallelversuche durchgeführt. Die in der Tabelle 5.4 aufgeführten Ergebnisse sind die minimal beziehungsweise maximal gemessenen Werte der sechs Versuchsreihen.

Auf die graphische Darstellung aller gemessenen Ergebnisse wird hier verzichtet, und es werden repräsentativ die Ergebniskurven einer Probe je Serie mit ihrem Parallelversuch dargestellt. Die restlichen Ergebnisse stimmen im Verlauf mit den dargestellten Kurven überein.

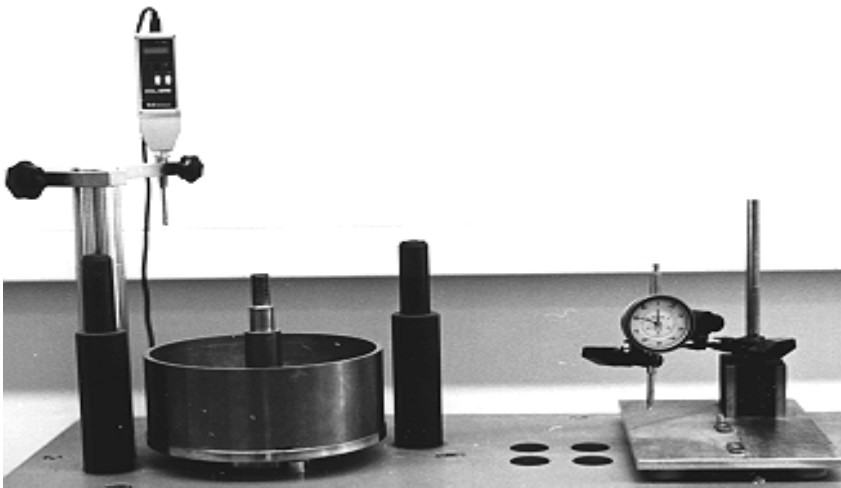


Abb. 5.10: Kreisringschergerät der Fa. Wille Geotechnik, an der Universität Trier, Fachbereich VI Geologie

Zur Ermittlung der Restscherfestigkeit von Böden eignen sich die Direktscher- und Triaxialversuche nicht, da hier der Scherweg begrenzt werden muß. Der Kreisringscherversuch ermöglicht einen unbegrenzten Scherweg bei gleichbleibender Richtung der Scherung, indem die kreisförmigen Scherboxen beliebig lange gegeneinander geschert werden können (Abb. 5.10). Die Scherfläche entspricht immer dem gesamten Probenquerschnitt.

Der Versuch wird mit einem starren oberen und unteren Probenring durchgeführt, zwischen dem sich auch die Scherfläche ausbildet. Durch die Öffnung der Probenringe kann Materialverlust entstehen, was die Volumenänderung während der Messung verfälschen kann. Damit sind die Nachteile, die auch beim Direktscherversuch vorhanden sind, hier nicht eliminiert worden. Ein großer Nachteil beim Kreisringscherversuch ist, daß die Scherwege über den Probenquerschnitt sehr unterschiedlich sind. Mit den unterschiedlichen Scherwegen variieren auch die Scherspannungen in der Probe. Als Folge wird im Versuch die maximale Scherfestigkeit unterschätzt. Die Restscherfestigkeit hingegen kann sehr gut ermittelt werden (BUCHER, 1975).

Die Konsolidierung erfolgt mit unterschiedlichen Spannungen und wird bei allen Versuchen nach 75 Minuten beendet. Porenwasserdruckmessungen können im Kreisringschergerät nicht kontrolliert werden (MÜLLER-VONMOOS ET AL., 1985). Um zu gewährleisten, daß die effektiven Spannungen gemessen werden, muß die Schergeschwindigkeit sehr klein gewählt werden. Dadurch werden Porenwasserdrücke praktisch vermieden. Durch die Öffnung der Probenringe auf Höhe der Scherflächen ergeben sich an der Ober- und Unterseite der Probe zusätzliche Drainagemöglichkeiten.

Die Abschergeschwindigkeit beträgt bei allen Versuchen 0,0098 mm/min, wobei ein maximaler Scherweg von 200 mm aus Zeitgründen vorgegeben ist. Dieser Scherweg von 20 cm reicht in der Regel aus, um den Abfall der Scherfestigkeit auf einen konstanten Wert (Restscherfestigkeit) zu erkennen (BUCHER, 1975). Die Probenfläche des Kreisringschergerätes liegt konstant bei 50 cm<sup>2</sup>, die Probenhöhe beträgt 18 mm.

Tab. 5.4: Versuchsdaten und Resultate der Kreisringscherversuche

Probe	Wassergehalt [%]		Dichte [g/cm <sup>3</sup> ]	maximale Scherfestigkeit		Restscherfestigkeit		I <sub>b</sub> [%]
	Einbau w <sub>E</sub>	Ausbau w <sub>A</sub>	Einbau-Ausbau	Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel	Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel	
V1	32-34	29-30	1,8-2,1	19-21	23-24°	17-19	18-19°	17-23
V2	36-37	29-30	1,9-2,2	32-34	17-18°	24-25	15-16°	11-27

Die im Kreisringscherversuch gemessenen Werte sind in Tabelle 5.4 gemeinsam mit den Ein- und Ausbaudaten der Materialien zusammengestellt. Der Verlauf der Scherfestigkeiten bezüglich des Scherweges und der Normalspannung ist in Abbildung 5.11 für die Probenserie V1 und in Abbildung 5.13 für die Probenserie V2 dargestellt. Bei der Darstellung der Scherfestigkeiten gegenüber den Normalspannungen errechnen sich die Kohäsion und der Reibungswinkel der Proben aus den Geradengleichungen (Abb. 5.12 und 5.14) in Anlehnung an das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium (Gl.5.1).

#### Probenserie V1:

Die Versuchsdauer beträgt ca. 170 Stunden, bei einer Schergeschwindigkeit von ca. 0,0098 mm/min. Nach Erreichen der Bruchfestigkeit fällt der Scherwiderstand rasch ab (Abb. 5.11). Nach einem Scherweg von 10 mm sind 50 % des Abfalls eingetreten, nach 100 mm ist der Abfall voll ausgebildet und der Scherwiderstand bleibt konstant. Der Sprödigkeitsindex I<sub>b</sub> liegt zwischen 17-23 % und ist bei einer Normalspannung von 150 kN/m<sup>2</sup> am größten. Beim Bruch (Bruchwert) ergibt sich eine Kohäsion von 19-21 kN/m<sup>2</sup> und ein Reibungswinkel von 23-24°, nach dem Bruch (Gleitwert) ergibt sich eine Kohäsi-

on von 17-19 kN/m<sup>2</sup> und ein Reibungswinkel von 18-19°. Das Volumenverhalten der Proben ist kontraktiv, es tritt während des Schervorgangs eine Volumenabnahme ein (Abb. 5.11). Bei der größten aufgetragenen Normalspannung ist die Gesamtsetzung 1,7 mm.

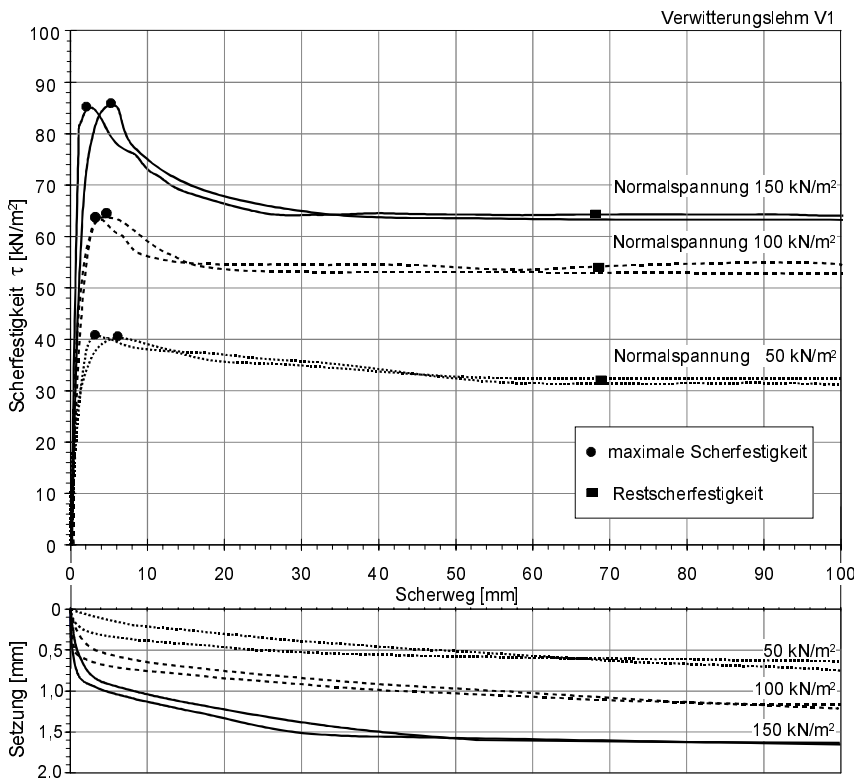


Abb. 5.11: Ergebnisse der Kreisringscherversuche einer Probe der Serie V1

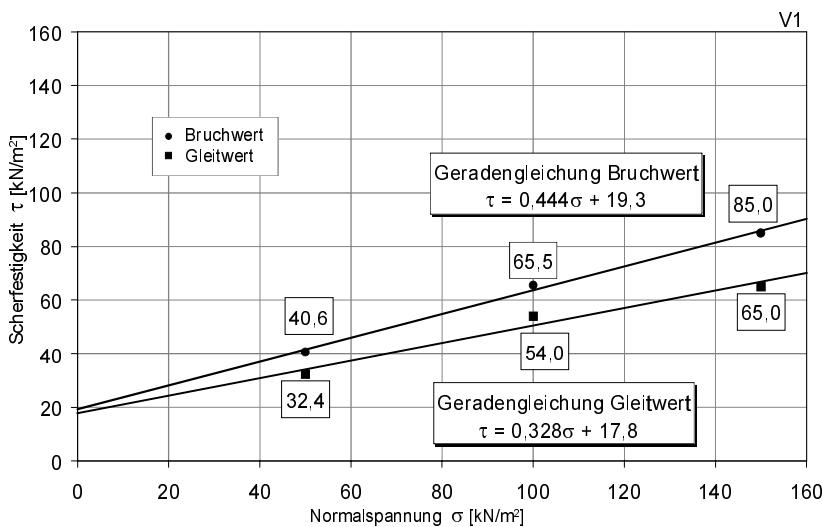


Abb. 5.12: Kohäsion und Reibungswinkel einer Probe der Serie V1

Probenserie V2:

Die Versuchsdauer beträgt ca. 330 Stunden, bei einer Schergeschwindigkeit von ca. 0,0098 mm/min. Nach Erreichen der Bruchfestigkeit fällt der Scherwiderstand rasch ab (Abb. 5.13).

Nach einem Scherweg von 10 mm sind 50 % des Abfalls erreicht, nach 200 mm ist der Abfall voll ausgebildet und der Scherwiderstand bleibt konstant. Der Sprödigkeitsindex  $I_b$  liegt bei 11-27 % und ist bei einer Normalspannung von 50 kN/m<sup>2</sup> am größten. Beim Bruch (Bruchwert) ergibt sich eine Kohäsion von 32-34 kN/m<sup>2</sup> und ein Reibungswinkel von 17-18°, nach dem Bruch (Gleitwert) beträgt die Kohäsion 24-25 kN/m<sup>2</sup> und der Reibungswinkel 15-16° (Abb. 5.14). Die Scherkurven in Abbildung 5.13 zeigen einen etwas unregelmäßigen Verlauf, dessen Begründung in der Existenz kleinerer Sandkörner liegt, die die Scherfestigkeit kurzfristig erhöhen und die Kurve demnach etwas ansteigen lassen. Das Volumen-

verhalten der Proben ist kontraktiv, es tritt während des Schervorgangs eine Volumenabnahme ein. Bei der größten aufgebrauchten Normalspannung ergibt sich eine Gesamtsetzung von 1,5 mm.

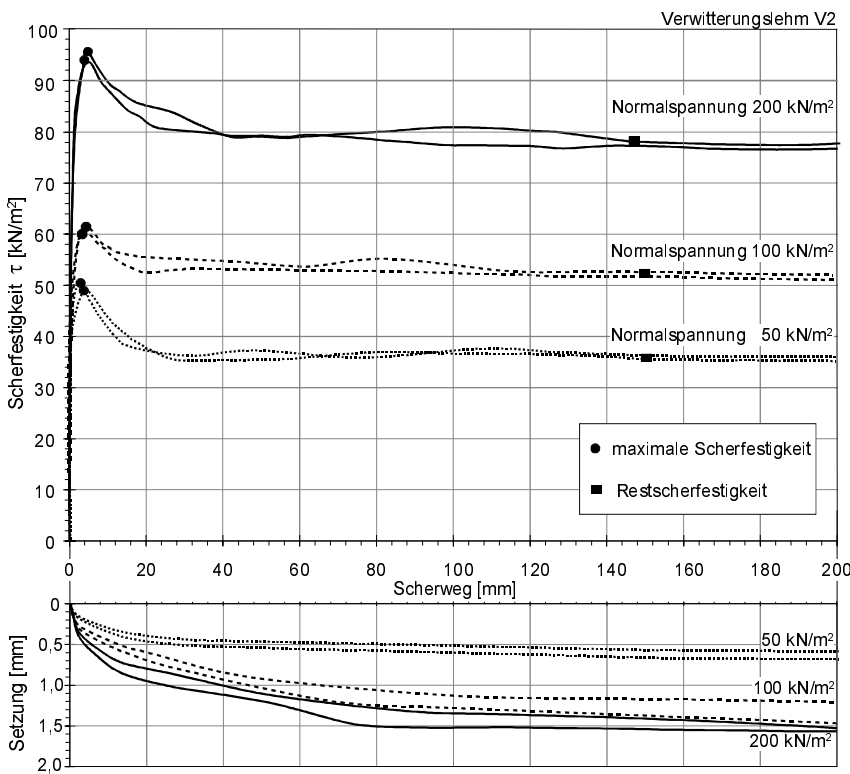


Abb. 5.13: Ergebnis der Kreisringscherversuche einer Probe der Serie V2 bei unterschiedlichen Normalspannungen

Vergleicht man die durch den Kreisringscherversuch ermittelten Parameter der maximalen Scherfestigkeiten mit den Parametern der Restscherfestigkeiten, so erkennt man, daß die Reibungswinkel der Restscherfestigkeit bei den beiden Proben V1 und V2 geringer sind. Bei V2 liegen sie mit 15-16° deutlich unter den Werten von V1 (Tab. 5.5). Die Kohäsionen aus den Restscherfestigkeiten liegen etwas unter den Kohäsionen der maximalen Scherfestigkeit. Der Abfall auf die Restscherfestigkeit, ausgedrückt durch den Sprödigkeitsindex ist bei beiden Proben ungefähr gleich.

Stellt man die ermittelten Ergebnisse aus den Rahmenscherversuchen zusammen, so beobachtet man an den Proben aus

dem mittleren Hangbereich des Heumöser Hanges größere Kohäsionen und etwa gleiche Reibungswinkel als bei den Proben aus dem unteren Heumöser Hang. Die Seetonproben weisen dagegen höhere Kohäsionen und geringere Reibungswinkel auf als die Proben des Verwitterungslehms V1 und V2.

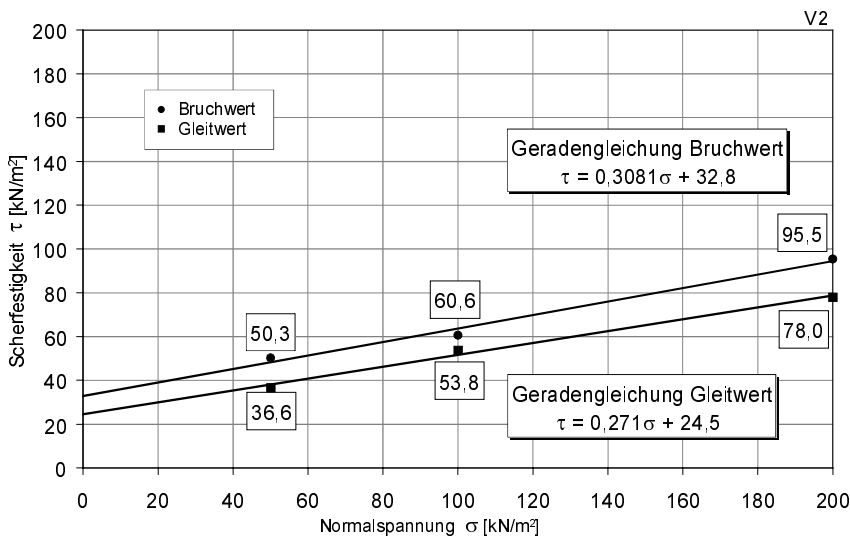


Abb. 5.14: Kohäsion und Reibungswinkel einer Probe der Serie V2

Vergleicht man die maximalen Scherfestigkeiten, jeweils ermittelt aus den Rahmenscherversuchen, und aus den Kreisringscherversuchen, so kann man die deutlich höheren Kohäsionen beim Kreisringscherversuch erkennen. Hier werden die Proben mit rund 0,01 mm/min abgeschert, und die Proben haben mehr Zeit zu entwässern, wodurch sich nahezu kein Porenwasserüberdruck ausbilden kann. Beim Rahmenscherversuch ist die Abschergeschwindigkeit mit 0,06 mm/min höher, und es baut sich

vermutlich durch die kurze Vorkonsolidationszeit ein Porenwasserdruck auf, der die Kohäsion der Probe deutlich herabsetzt. Die Reibungswinkel aus beiden Versuchen sind bei V1 vergleichbar, bei der Probenserie V2 liegen die Reibungswinkel aus den Kreisringscherversuchen deutlich niedriger.

Tab. 5.5: Vergleich von Kohäsion und Reibungswinkel aus den Rahmen- und Kreisringscherversuchen

	Rahmenscherversuche		Kreisringscherversuche			
	maximale Scherfestigkeit		maximale Scherfestigkeit		Restscherfestigkeiten	
	Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel	Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel	Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel
V1	6-10	22-24°	19-21	23-24°	17-19	18-19°
V2	3-7	20-24°	32-34	17-18°	24-25	15-16°
Seetone	8-15	16-19°	-	-	-	-

## 6. Bewertungen des Heumöser Hanges

### 6.1. Standsicherheitsberechnungen

Zur Abschätzung der momentanen Standsicherheit des gesamten *Heumöser Hanges* werden alle gebräuchlichen mathematischen Berechnungsmethoden herangezogen, die meist in den entsprechenden deutschen Industrienormen standardisiert sind. Dabei wird von einem bruchhaften Versagen an einer eng definierten Gleitfläche ausgegangen und die Stabilität für diesen Fall betrachtet. Da der Einfluß des Hangwassers auf die Sicherheit des Hanges wesentlich ist, wird die Berechnung mit variierendem Hangwasserspiegel durchgeführt. Wie aus den geotechnischen Beobachtungen bereits bekannt ist, sind drei Bereiche abgrenzbar, in denen der Bewegungsmechanismus unterschiedlich ist. Für die Betrachtung der Standsicherheit wird der Hang in einen oberen, mittleren und unteren Hangbereich eingeteilt und diese drei Bereiche getrennt voneinander auf ihre Standsicherheit betrachtet.

#### 6.1.1. Grundlagen aus DIN 4084 und DIN V 4084-100

Eine übliche Methode zur Bestimmung der Sicherheit eines natürlichen Hanges ist die Grenzgleichgewichtsmethode nach dem Lamellenverfahren (DIN 4084), die auf Berechnungen von JANBU (1954) basiert. Der Vorteil des Verfahrens nach JANBU ist, daß nicht nur die übliche kreisförmige Gleitfläche, sondern eine ungleichmäßig geformte Gleitfläche betrachtet werden kann. Dies ist besonders wichtig für die Standsicherheitsuntersuchungen von natürlichen Hängen im Lockergestein, bei denen die Gleitfläche oft von dem geologischen Aufbau und dem Verlauf der Schichten abhängig ist. Dies führt meist zu einer unregelmäßigen Geometrie der Gleitfläche.

Bei der Berechnung wird der Hang in lotrechte Lamellen möglichst gleicher Breite eingeteilt und die an der Gleitfläche jeder Lamelle angreifende rückhaltende Kraft ins Verhältnis zur antreibenden Kraft gesetzt (Gl. 6.1). Unter der Gültigkeit der Mohr-Coulomb'schen Bruchgleichung (Gl. 5.1), und der Vernachlässigung zusätzlicher Kräfte wie Lamellenscherkräfte, Kräfte von Ankern, Pfählen, Stützkonstruktionen, Klüften etc. oder Erdbeben errechnet sich der Standsicherheitsgrad nach JANBU (1954) wie folgt:

$$\eta = \frac{\sum T_i}{\sum G_i \cdot \tan \vartheta} \quad (\text{Gl. 6.1})$$

$$\text{mit } T_i = \frac{(G_i - (u_i + \Delta u) \cdot b_i) \tan \varphi + c_i \cdot b_i}{\cos^2 \vartheta_i \cdot \left(1 + \frac{1}{\eta} \cdot \tan \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i\right)}$$

$\eta$ :	Standsicherheit des Hanges	[-]
$G_i$ :	Eigenlast der einzelnen Lamellen	[kN/m]
$T_i$ :	Tangential angreifende Kraft in der Scherfläche	[kN/m]
$\vartheta_i$ :	Tangentenwinkel der Lamelle zur Waagrechten	[°]
$b_i$ :	Breite der Lamelle	[m]
$\varphi_i$ :	der für die einzelne Lamelle gültige Reibungswinkel	[°]
$c_i$ :	die für die einzelne Lamelle gültige Kohäsion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$u_i$ :	der für die einzelne Lamelle gültige Porenwasserdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\Delta u_i$ :	Porenwasserüberdruck infolge Konsolidierung	[kN/m <sup>2</sup> ]

Für diese Betrachtungsweise der Standsicherheit wird die Summe aller Momente im Hang bezüglich des Gleitkreismittelpunktes gleich Null gesetzt.

Die Berechnung der Sicherheit mit dem Lamellenverfahren für Hänge kann sowohl nach DIN 4084 (1981) als auch nach der Vornorm DIN V 4084-100 (1996) durchgeführt werden. Der Unterschied in der Anwendung besteht allerdings in der Annahme der Bemessungsgrößen und der erforderlichen Sicherheitsbeiwerte.

Die Bemessung nach DIN 4084 erfolgt über einen Gesamtsicherheitsbeiwert, der abhängig von verschiedenen Lastfällen (LF) einen Grenzwert nicht überschreiten darf (DIN 1054, 1976). Die maßgeblichen Parameter für die Kohäsion  $c'$  und den Reibungswinkel  $\varphi'$  werden zuvor festgelegt und nicht weiter abgemindert (Tab. 6.1). Der in Gleichung 6.1 geschätzte Wert der Standsicherheit  $\eta$  wird durch Iteration dem errechneten angenähert.

Tab. 6.1: Sicherheitsfaktor  $SF_{\text{grenz}}$  nach DIN 4084 (1981)

Lastfälle nach DIN 1054 (1976)	$SF_{\text{grenz}}$
LF1: Ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten	1,4
LF2: Lasten aus LF1 und gleichzeitig, nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten, die nur während der Bauzeit auftreten	1,3
LF3: Lasten aus LF2 und gleichzeitig außerplanmäßige Lasten	1,2

Die Bemessung nach DIN V 4084-100 geht ebenfalls von charakteristischen Größen für Kohäsion und Reibungswinkel aus. Allerdings werden die Parameter zunächst durch die Teilsicherheitsbeiwerte abgemindert. Daraus ergeben sich Bemessungsgrößen, die in die Gleichungen 6.2 und 6.3 eingesetzt werden und aus denen man die Sicherheit ermittelt. Der errechnete Wert darf nicht kleiner als  $SF_{\text{grenz}} = 1$  werden.

Die Definition der Lastfälle richtet sich nach den möglichen Einwirkungskombinationen (EK) und nach den Sicherheitsklassen aus DIN 1054-100 (1996). Die EK werden aufgegliedert nach Ursache, Größe, Richtung und Häufigkeit der gleichzeitig auftretenden Einwirkungen.

#### **Einwirkungskombinationen (EK):**

- EK1: Regelkombination:  
Ständige, sowie während der Funktionszeit des Bauwerkes regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen
- EK2: Seltene Kombination:  
Außer den EK1 seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen
- EK3: Außergewöhnliche Kombination:  
Außer den unter EK1 und EK2 mögliche außergewöhnliche Einwirkungen insbesondere bei Katastrophen oder Unfällen

#### **Sicherheitsklassen (SK):**

- SK1: Zustände der Sicherheitsklasse 1:  
Auf die Funktionszeit des Bauwerkes angelegte Zustände
- SK2: Zustände der Sicherheitsklasse 2:  
Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerkes und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk
- SK3: Zustände der Sicherheitsklasse 3:  
Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände

Tab. 6.2: Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c$  für Kohäsion und  $\gamma_{\tan\varphi}$  für Reibungswinkel nach DIN V 4084-100 (1996)

Lastfälle nach DIN V 1054-100	$\gamma_c$	$\gamma_{\tan\varphi}$
LF1: Regelkombination EK1 + Sicherheitsklasse SK1	1,6	1,25
LF2: Seltene Kombination EK2 + Sicherheitsklasse SK1 oder Regelkombination EK1 + Sicherheitsklasse SK2	1,5	1,15
LF3: Außergewöhnliche Kombination EK3 + Sicherheitsklasse SK2 oder Seltene Kombination EK2 + Sicherheitsklasse SK3	1,4	1,10

Nach DIN V 4084-100 werden die Gleichungen 6.2 und 6.3 nicht mit dem Standsicherheitsfaktor  $\eta$  ausgedrückt, sondern es werden die resultierenden Einwirkungen aus Lasten  $S$  den resultierenden Widerständen der wirkenden Scherkräfte  $R$  und Ausnutzungsgrad des Bemessungswiderstandes  $1/f$  gegenübergestellt. Damit wird die Standsicherheit eines Hanges mit böschungspareller Gleitfläche folgendermaßen ausgedrückt:

$$S = \sum (G_i \cdot \tan \vartheta_i) \quad (\text{Gl. 6.2})$$

$$R = \sum \frac{(G_i - (u_i + \Delta u) \cdot b_i) \tan \varphi + c_i \cdot b_i}{\cos^2 \vartheta_i \cdot \left(1 + \frac{1}{f} \cdot \tan \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i\right)} \quad (\text{Gl. 6.3})$$

1/f:	Ausnutzungsgrad des Bemessungswiderstandes	[-]
$G_i$ :	Eigenlast der einzelnen Lamellen	[kN/m]
$S$ :	resultierende Einwirkung aus Lasten	[kN/m]
$R$ :	resultierender Widerstand der in der Gleitfläche wirkenden Scherkräfte	[kN/m]
$\vartheta_i$ :	Tangentenwinkel der Lamelle zur Waagrechten	[°]
$b_i$ :	Breite der Lamelle	[m]
$\varphi_i$ :	der für die einzelne Lamelle gültigen Reibungswinkel	[°]
$c_i$ :	die für die einzelne Lamelle gültige Kohäsion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$u_i$ :	der für die einzelne Lamelle gültige Porenwasserdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\Delta u_i$ :	Porenwasserüberdruck infolge Konsolidierung	[kN/m <sup>2</sup> ]

In Gleichung 6.2 und 6.3 werden wie auch in Gleichung 6.1 aus der älteren DIN, die zusätzlichen Kräfte von Ankern, Pfählen, Stützkonstruktionen oder ähnliches vernachlässigt. Auch die Summe aller Momente im Hang bezüglich des Gleitkreismittelpunktes wird gleich Null gesetzt. Der geschätzte Wert des Ausnutzungsgrades wird durch Iteration dem errechneten Wert angenähert.

Liegt der Grenzzustand der Sicherheit über 1,0 so ist der Hang als stabil anzusehen, liegt er unter 1,0 so überwiegen die antreibenden Kräfte und der Hang wird instabil. Beträgt der Grenzzustand der Sicherheit = 1, so befindet sich der Hang im Grenzgleichgewicht und minimale Kräfteänderungen, wie beispielsweise die Gewichtskraft, die Scherfestigkeit oder die Reduktion der haltenden Kräfte am Hangfuß, können zu einem schnellen Versagen des Hanges führen.

*Die Gesamtstandsicherheit eines Hanges*

$$R-S \text{ muß } \geq 0 \text{ sein,}$$

*der Grenzzustand der Sicherheit (in Anlehnung an die alte DIN 4084) darf auch in der Schreibweise*

$$\frac{R}{S} = f \geq 1$$

*oder ausgedrückt als Ausnutzungsgrad*

$$\frac{S}{R} = \frac{1}{f}$$

*verwendet werden.*



### 6.1.2. Berechnungen am Heumöser Hang

Für die Ermittlung der Standsicherheit des *Heumöser Hanges* wird der Hang in Lamellen unterteilt, deren Breite entsprechend der Schichtung und der Geländeform gewählt wird (Abb. 6.1). Der obere Bereich wird in 6, der mittlere in 8 und der untere Hangbereich in 6 Lamellen eingeteilt.

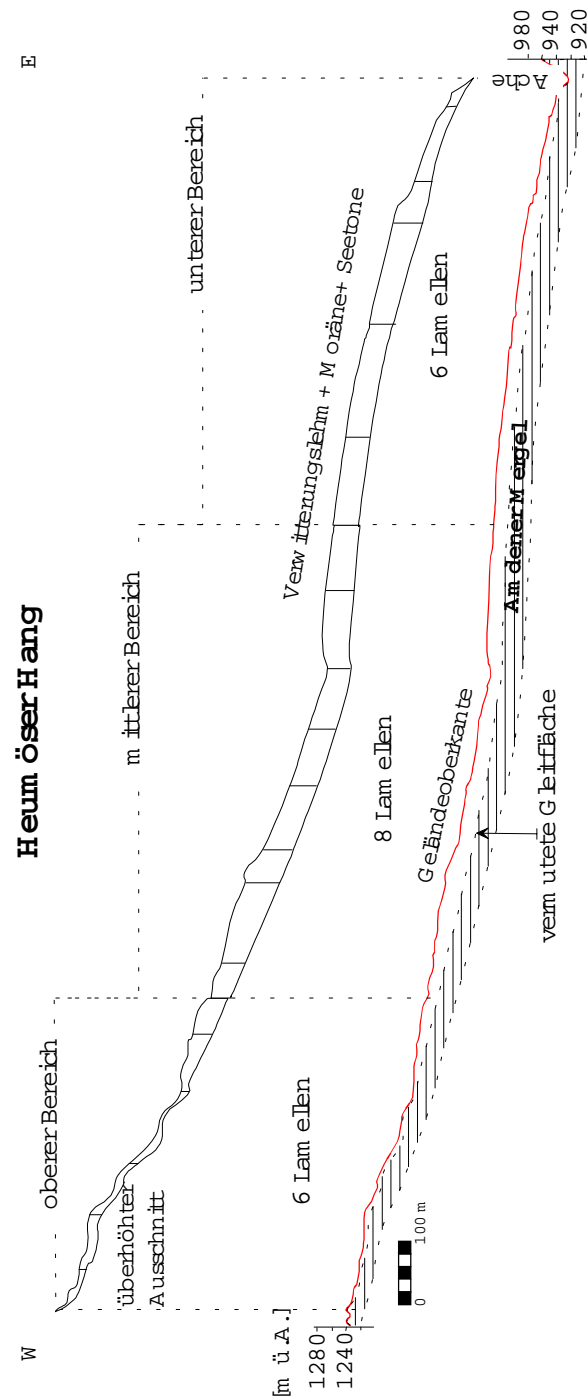


Abb. 6.1: Geotechnisches Längsprofil am Heumöser Hang, eingeteilt in drei Bereiche mit eingezeichneten Lamellen zur Standsicherheitsberechnung

Zuerst wird die Standsicherheit für jede Lamelle eines Hangbereiches errechnet, danach ergibt nach Gl. 6.1 die Summe der Kräfte der Einzellamellen die Standsicherheit des Hangbereiches. Später werden die Standsicherheiten in Abhängigkeit des Reibungswinkels und des Porenwasserdruckes untersucht. Durch Kriechbewegungen kann sich der Reibungswinkel verringern, und der Porenwasserdruck ist abhängig vom Wasserangebot am Hang.

Die gemessene Kohäsion und der Reibungswinkel der Restscherfestigkeit liegen bei der Probe V1 (mittlerer Hangbereich) bei 17-19 kN/m<sup>2</sup> und 18-19°, bei der Probe V 2 (mittlerer und unterer Hangbereich) bei 24-25 kN/m<sup>2</sup> und 15-16° und die

Bruchfestigkeit der Probe Seeton (unterer Hangbereich) liegt bei 11-13 kN/m<sup>2</sup> und 12-18° (Kap. 5.2.1). Die Kohäsionen und Reibungswinkel für den oberen Hangbereich wurden aus der Literatur mit 13-18 kN/m<sup>2</sup> und 24-29° angenommen. Der Wasserstand wird mit 2-3 m unter GOK aus den Piezometermessungen bei KB3 abgeleitet (Kap. 4.2.3).

Nach DIN 4084 ist es zulässig, den Porenwasserdruck  $u$  bei vorwiegend horizontalen Strömungsverhältnissen vereinfacht aus dem Grundwasserstand  $h_w$  über der Gleitfläche multipliziert mit der Wichte des Wassers  $\gamma_w$  zu errechnen (Gl. 6.4 und Abb. 6.2). Dabei entspricht vereinfacht die Strömungsrichtung des Grundwassers der Böschungsoberfläche.

$$u = \gamma_w \cdot h_w \tag{Gl. 6.4}$$

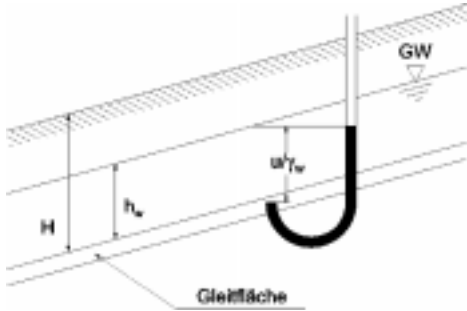


Abb.6.2: Vereinfachte Skizze zur Ermittlung des Porenwasserdruckes aus der Wasserstandsmessungen.  $H$  = Mächtigkeit der Bodenschicht über der Gleitfläche [m],  $h_w$  = Wasserstand [m],  $u$  = Porenwasserdruck [kN/m<sup>2</sup>] (aus: ANGELI ET AL., 1996)

Betrachtet man mit den ermittelten Laborwerten die errechnete Standfestigkeiten der einzelnen Hangbereiche, so ist der obere Hang mit  $\eta = 1,54$  stabil, der mittlere Hang befindet sich mit  $\eta = 1,09$  nahe dem Grenzgleichgewicht und der untere Hangbereich ist mit  $\eta = 0,92$  als instabil einzustufen (Abb. 6.3).

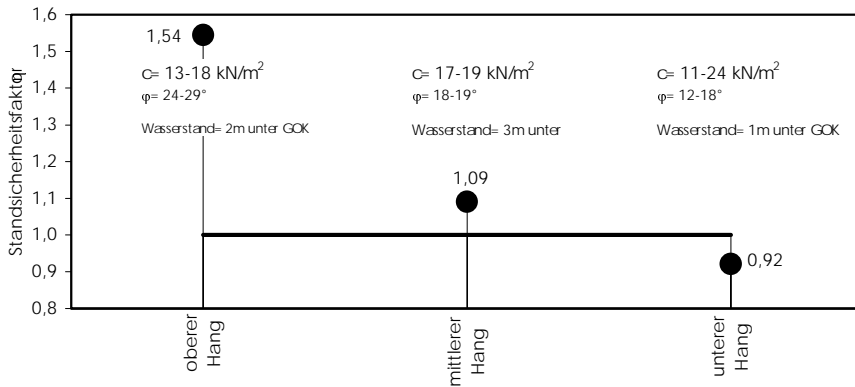


Abb. 6.3: Standstichheit der drei Bereiche am Heumöser Hang nach DIN 4084 (1981)

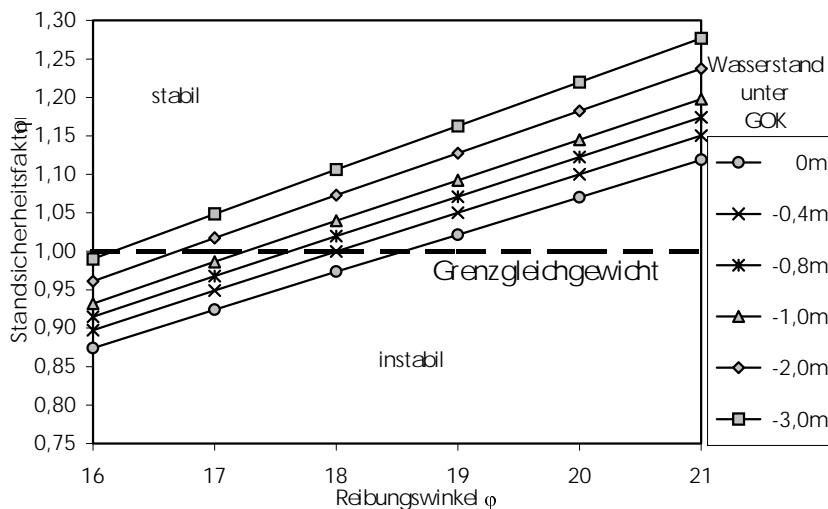


Abb. 6.4: Standstichheit am mittleren Hangbereich in Abhängigkeit vom Wasserstand unter GOK (Kohäsion=17-19 kN/m<sup>2</sup>)

Da die genauen Bergwasserspiegel der einzelnen Hangbereiche unbekannt sind, werden für realistische Reibungswinkel die Grenzgleichgewichte berechnet. Aus den Berechnungen wird für die einzelnen  $\phi$  jeweils der zugehörigen Bergwasserspiegel ermittelt, bei dem die Standstichheit = 1 ist.

Das Ergebnis im oberen Hangbereich ergibt bei einem realistischen Reibungswinkel von  $> 13^\circ$  unabhängig vom

Hangwasserstand einen stabilen Zustand, der Standstichheitsfaktor ist deutlich größer 1. Fällt der Reibungswinkel unter  $10^\circ$  kann die Standstichheit unter 1 fallen. Dies ist jedoch für das Hangschuttmaterial im oberen Heumöser Hang ein unwahrscheinlicher Reibungswert.

Im mittleren Hangbereich erkennt man die Abhängigkeit der Standsicherheit von dem sich ändernden Hangwasserspiegel (Abb. 6.4). Bei den im Labor ermittelten Reibungswinkeln um  $18^\circ$  ist der Hang bei einem Wasserstand von 0,4 m unter GOK instabil. Würde man den Wasserspiegel um 0,4-0,8 m senken, wäre die Standsicherheit deutlich größer. Eine Standsicherheit unabhängig vom Wasserstand wird erst bei einem Reibungswinkel größer  $19^\circ$  erreicht.

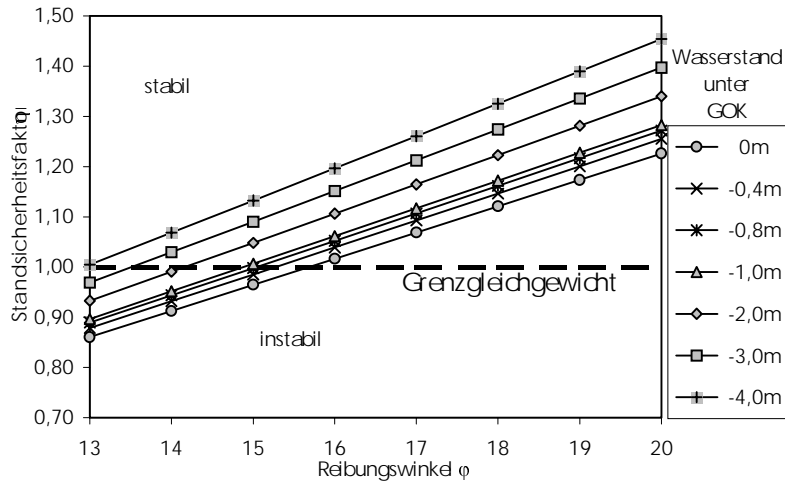


Abb. 6.5: Standsicherheit am unteren Hangbereich in Abhängigkeit vom Wasserstand unter GOK (Kohäsion =  $11-24 \text{ kN/m}^2$ )

Die Standsicherheit des unteren Hanges bei einem im Labor gemessenen Reibungswinkel von  $12-15^\circ$  ist bei einem 1 m unter GOK liegenden Hangwasserspiegel kleiner 1. Der Hang befindet sich in einem instabilen Zustand. Senkt sich der Hangwasserspiegel unter 4 m ab, so wird der Hang unabhängig von seinem Reibungswinkel stabil. Ab einem Reibungswinkel größer  $16^\circ$  ist der Hang unabhängig vom Hangwasserspiegel ausreichend stabil. Dieser Hangbereich ist aber nach der terrestrischen Vermessung (Kap.

4.3) stark in Bewegung, und demnach wird sich bei fortschreitender Bewegung mit der Zeit der Reibungswinkel verringern. Diese Situation macht die Standsicherheit des Hanges im Hinblick auf steigende Wasserspiegel immer empfindlicher. Errechnet man die Gesamtsicherheit  $R-S$  [kN/m] der jeweiligen Teilbereiche nach DIN 4084-100 (1996), mit einem geschätzten Ausnutzungsgrad von 1 im Nenner der Gleichung 6.3, so erhält man die in Tabelle 6.3 aufgelisteten Werte für die resultierenden Einwirkungen  $S$  und die Widerstände  $R$  der Kräfte.

Tab. 6.3: Gesamtsicherheit  $R-S$  der Teilbereiche des Heumöser Hanges, ermittelt nach DIN V 4084-100 (1996)

Hangbereich	Gesamtsicherheit $R-S$ [kN/m]	Grenzzustand der Sicherheit $f = R/S$
oberer	$29761,5 - 19971,0 = 9790,5 \text{ kN/m}$	1,49
mittlerer	$73421,6 - 67405,5 = 6016,1 \text{ kN/m}$	1,03
unterer	$28694,2 - 31752,8 = -3058,6 \text{ kN/m}$	0,91

Daraus ist ersichtlich, daß auch nach der neuen DIN die Standsicherheit für den oberen und mittleren Hang gegeben ist, ausgedrückt durch die positiven Werte von  $R-S$ . Der untere Hang zeigt eine negative Sicherheit und ist somit nicht standfest. Die Grenzzustände der Sicherheit  $R/S$  entsprechen ungefähr den Standsicherheitsfaktoren nach der alten DIN 4084.

Unter der Voraussetzung, daß

- die Bewegung an einer Scherzone zwischen anstehendem Amdener Mergel und der Lockersedimentdecke liegt, in der eine Wassersättigung vorherrscht,
- die Scherzone eine Neigung besitzt, die der Geländeoberkante entspricht,
- am Hangfuß die haltenden Kräfte immer geringer werden,
- die im Labor ermittelten bodenmechanischen Parameter aus den Kreisringscherversuchen uneingeschränkt auch an der Scherzone Gültigkeit haben,

kann festgestellt werden, daß der untere Hang eine Standsicherheit kleiner 1 aufweist und sich in einer instabilen Lage befindet. Bei einer Senkung des Hangwasserspiegels verringert sich der Auftrieb und die Reibungskräfte in den Hangmassen werden dadurch vergrößert.

## 6.2. Kinematische Betrachtungen

Tatsache ist, daß seit Jahrzehnten Bewegungen am *Heumöser Hang* festzustellen sind. Die Kriech- und Gleitbewegungen sind nur auf die Lockergesteinsmassen beschränkt. Eine Bewegung der Talflanken wurde nicht registriert. Die umgebenden Festgesteine aus Mergel dienen lediglich als Liefergebiet der Hangschuttmassen. Die beobachteten Bewegungen sind sehr unterschiedlich. Die Deformation der Rutschmassen geht von einer bruchhaften Verformung am Oberhang immer mehr in eine bruchlose, plastische Deformation am Unterhang über. Im westlichen und südlichen Abrißgebiet findet man Felsstürze, Erosionsrinnen, oberflächliche Translationsanbrüche sowie Rotationsbewegungen an eng definierten Gleitflächen, die das Material in die Mitte des Hanges transportieren. Die Gleitflächen enden meist blind im Hang. Alle Beobachtungen lassen den Schluß zu, daß sich die Gleitflächen am Oberhang nicht bis in den Hangfuß durchgehend verfolgen lassen. Im Akkumulationsgebiet werden die Massen unter Einfluß der Gravitation und/oder infolge lang anhaltender plastischer Deformationen kriechend nach unten bewegt. Dabei sind die Bewegungen in der Hangmitte talwärts gerichtet, die Bewegung der Massen am Rande verlaufen in Richtung Hangmitte (Kap. 4.3). Die Massen fließen diskontinuierlich über den Untergrund hinweg und zeigen dort geringere Gleitbeträge an. Diese Bewegungen sind über den 1700 m langen *Heumöser Hang* nicht gleichmäßig. Die Kriech- und Fließwülste am Unterhang belegen solche unterschiedlichen Bewegungsraten. Bereiche mit größeren Bewegungen führen in Bereichen mit geringeren Bewegungen zum Aufstau und zur Massenakkumulation.

Daß der Hang als Ganzes in Bewegung ist, wurde durch Bewegungsmessungen festgestellt (Kap. 4.3). Die Bewegungen verursachen eine Auflockerung und dadurch eine bessere Wasserwegsamkeit durch die gesamte Mächtigkeit der Hangmassen bis an die Grenzfläche zum anstehenden Amdener Mergel im Untergrund. Das Wasser setzt die wirksamen Scherfestigkeiten und somit auch die Standsicherheit in unterschiedlichen Bereichen herab. Die Hangmassen werden bis an ihre Basis bewegt. Die Geschwindigkeit der Bewegung ist nicht gleichförmig. Zuerst werden die Massen verformt, ohne eine Bruchfläche auszubilden. Bei relativ flachen Hängen wird durch diese Bewegungen der Schwerpunkt nach hinten verlagert, und es kommt für kurze Zeit zu einer Verlangsamung oder sogar zu einem Stillstand der Gleitbewegungen. Durch eine Erhöhung der Porenwasserdrücke infolge von Starkniederschlägen oder Schneeschmelze werden die haltenden Kräfte in den Rutschmassen wieder verringert, die Folge ist ein abermals schnelleres Gleiten der Massen in Richtung Tal. Im unteren Hangbereich wird darüber hinaus immer wieder Material durch Rotationsanbrüche abgleiten und dadurch den Hangfuß destabilisieren, was die Kräfte auch im Oberhang nachteilig verändert. Die Änderungen des Gleichgewichtes zwischen treibenden und haltenden Kräften im Hang verursachen ein zyklisches Hangabwärtsgleiten der Massen. KEEFER & JOHNSON (1983) weisen darauf hin, daß bei Schuttströmen über längere Zeiträume hinweg die beobachteten Bewegungen bei genauerer Auflösung manchmal aus vielen ruckartigen Einzelbewegungen zusammengesetzt sind. Dieses Verhalten kann als „Stick-Slipe-Effekt“ bezeichnet werden, also als eine periodisch wiederkehrende kurzzeitige Bewegung nach Überschreitung der Restscherfestigkeit mit einer nachfolgenden kurzen Ruhephase, bis die Restscherfestigkeit abermals überschritten wird. Diese wellenförmigen Bewegungsphasen konnten auch am *Heumöser Hang* beobachtet werden (Kap. 4.3). Das viskose Verformungsverhalten einzelner Hangbereiche wird im wesentlichen durch das freie Porenwasser und das Adsorptionswasser um die Kornaggregate gesteuert. Steigt der Wassergehalt in tonigen Massen an, so werden die Korn-zu-Korn-Kontakte durch die Wasserhüllen schwächer, der Kornverband geht verloren und die Massen verhalten sich immer flüssigkeitsähnlicher (ROHN, 1991). Übersteigt der Wassergehalt die Fließgrenze, so verhält sich der Boden wie eine Flüssigkeit (KAZARNOVSKY, 1984). Im Gegensatz dazu können in manchen Bereichen die Korn-zu-Korn-Kontakte durch zunehmende Kompaktion mit der Tiefe größer werden, das Porenwasser wird ausgepreßt und die Rutschmassen stabilisieren sich.

Die Messungen an der Oberfläche (Kap. 4.3) und in die Tiefe (Kap. 4.2.2) verdeutlichen diskontinuierliche Bewegungen des Hanges. Sie resultieren wahrscheinlich aus Gleitungen an der Grenzfläche von festem zu veränderlichem Gestein. Die kriechende Bewegung innerhalb der Rutschmasse geht ohne diskrete Scherfläche vonstatten. Beim diskontinuierlichen Kriechen ist eine Abnahme der Kriechgeschwindigkeit im Massenkörper mit zunehmender Tiefe festzustellen, doch bleibt ein gewisser Bewegungsbetrag an der unteren Gleitfläche bestehen; das Kriechen ist hier mit einem Gleitvorgang kombiniert.

Die Bewegungen sind abhängig von äußeren Faktoren, vom Kräftegleichgewicht innerhalb der Massen, aber auch von der Neigung des Untergrundes. Beim Kriechen unter Einfluß eines langsamen Gleitvorganges können folgende drei Ursachen getrennt voneinander oder gemeinsam auftreten:

1. Räumlich kontinuierliches Kriechen infolge Überschreitung einer kritischen Schubspannung, die kleiner ist als die Restscherfestigkeit. Dabei werden die Massen von der unbewegten Basis bis zur Oberfläche kontinuierlich verformt.
2. Räumlich diskontinuierliches, gleitendes Kriechen auf einer oder mehreren Gleitflächen infolge Überschreitung der Restscherfestigkeit. Die Deformation der Massen kann zu einer Strukturaufweichung führen und den Kornverband auflockern.

3. Inneres Kriechen der Massen infolge eines Näherrückens der Körner. Verursacht werden kann dies durch Nachsetzungen und tiefgreifende Verwitterung der Hangmassen.

Durch fortschreitende Bewegungen des Hanges ändern sich die Spannungszustände ständig, und damit erfahren auch die Festigkeitsbedingungen zeitliche Veränderungen, weshalb am *Heumöser Hang* unterschiedliche Bewegungsphasen registriert werden. Die Standsicherheit des unteren Hanges ist im jetzigen Zustand nicht mehr gewährleistet. Ob und wann sich ein Versagen durch bruchhafte Verformung einstellt, ist abhängig von der Entlastung am Hangfuß und von der angebotenen Wassermenge in der Rutschmasse. Es ist zu vermuten, daß sich die Standsicherheit des Hanges bei ausreichend großen Wassermengen an der Gleitfläche weiter verringert, die Massen werden mehr und mehr Richtung Tal bewegt. Die Wahrscheinlichkeit, daß der Hang als Ganzes plötzlich versagt, ist aufgrund der geotechnischen Ergebnisse relativ unwahrscheinlich. Wahrscheinlicher ist, daß sich bei ungünstigen äußeren Bedingungen Teilmassen entlang oberflächlicher, rotationsförmiger Abrißkanten abrutschen. Eine Beschleunigung der Bewegungen kann nur dann einsetzen, wenn der Porenwasserdruck in den Gleitflächen außergewöhnlich hoch wird. Flache Rotationsrutschungen sind im unteren Hangbereich (Abb. A2) bereits zahlreich vorhanden. Die Materialverluste an den Rotationsanbrüchen am untersten Hang verursachen durch die Entlastung des Hangfußes eine Verschiebung der Kräfte bis in den mittleren Hangbereich hinein.

## 7. Literatur

- ALONSO, E. E., GENS, A. & JOSA, A. (1990): A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique* 40, No. 3, p. 405-430.
- AMPFERER, O. (1939): Über einige Formen der Bergzerreißung. *Sitz.-Berg. Akad. d. Wiss.* 149 S., Wien.
- ANDERSON, M. G. & LLOYD, D. M. (1991): Using a combined slope hydrology-stability model to develop cut slope design charts. *Proc. Instn. Civ. Eng. Part 2*, p. 91 ff.
- ANGELI, M.-G., GASPARETTO, P., MENOTTI, R. M., PASUTON, A. & SILVANO, S. (1996): A visco-plastic model for slope analysis applied to a mudslide in Cortina d'Ampezzo, Italy. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 29, S 233-240.
- BAUER, M. (1997): *Vermessung und Ortung mit Satelliten*. 4. Auflage, Wichmann Verlag, Heidelberg.
- BISHOP, A. W. & BLIGHT, G.E. (1963): Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils, *Geotechnique* 8, p. 177-197.
- BISHOP, A. W. (1955): The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, *Geotechnique* 5, p. 7-17.
- BOHLEBER, A. (1992): Quantifizierung von Bodenwasserbewegungen unter kombiniertem Einsatz von Neutronen- und Gamma-Gamma-Sonden. *Schr.Angew. Geol. Univ. Karlsruhe*, Bd. 18.
- BOLLINGER, D. (1988): Die Entwicklung des distalen osthelvetischen Schelfs im Barremian und Früh-Aptian. *Diss. Univ. Zürich*.
- BRÄUTIGAM, F., LINDSTEDT, H. & PRINZ, H. (1989): Meßtechnische Beobachtung eines Rutschhanges am Nordportal des Schickenbergtunnels der Neubaustrecke Hannover-Würzburg der Deutschen Bundesbahn. *7. Nat.Tag. Ing. Geol. Bensheim*, S. 23-31.
- BRINDLEY, G.B. & BROWN, G. (1989): Crystal structures of clay minerals and their x-ray diffraction. *Min. Soc., London*.
- BUCHER, F. (1975): Die Restscherfestigkeit natürlicher Böden, ihre Einflußgrößen und Beziehungen als Ergebnis experimenteller Untersuchungen. *Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich*, Nr. 103.
- BUNZA, G. (1992): Untersuchungen zur Felssturzgefahr auf den Südhängen des Bergzuges „Schöner Mann-Bocksberg“, nördlich der Gemeinde Ebnit, Bezirk Dornbirn, Vorarlberg. *Unveröff. Gutachten der Wildbach- und Lawinenverbauung, Gebietsbauleitung Bregenz*.
- CARSTENSEN, A. & POHL, W. (1997): Porenwasserdruckmessungen an einer Innenkippe des Braunkohlentagebaues Zwenkau/Leipzig als Beitrag für eine Prognose der Langzeitsicherheit. *Geotechnik, Sonderheft 11. Int. Tagung für Ingenieurgeologie, Würzburg*.
- CARTIER, G. & POUGET, P. (1987): Corrélation entre la pluviométrie et les déplacements de pentes instables. *Proc. 9<sup>th</sup> Europ. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin*.
- CASAGRANDE, A. (1949): Discussion of excavation slopes in the Panama Canal. *Proc. AASCE Transactions*, Vol. 114.
- CHOWDHURY, R. N., TANG, W. H. & SIDL, I. (1987): Reliability model of progressive slope failure. *Geotechnique* 4, p. 467-481.
- CZURDA, K. (1989): Prozesse und Parameter der Tonquellung. *Oberrhein. geol. Abh.*, Nr. 35, S. 149-155
- DEGRAAFF, L. W. S. & DEJONG, M. G. G. (1995): Notes on the Alpine Rhine glacier and the chronostratigraphy of the Upper Würm. *Meded. Rijks Geol. Dienst*, Nr. 52, p. 317-330.
- DIN 1054 (1976): Baugrund: Zulässige Belastung des Baugrundes.
- DIN 18 121 T1 (1976): Baugrund: Untersuchungen von Bodenproben. Wassergehaltsbestimmung durch Ofentrocknung.
- DIN 18 122 T1 (1976): Baugrund: Untersuchungen von Bodenproben. Zustandsgrenzen. Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze.
- DIN 18 123 (1983): Baugrund: Untersuchungen von Bodenproben. Bestimmung der Kornverteilung.
- DIN 18 137 T1 (1990): Baugrund: Untersuchungen von Bodenproben. Bestimmung der Scherfestigkeit. Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.
- DIN 18128 (ENTWURF 1989): Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte. Bestimmung des Glühverlustes.
- DIN 18129 (ENTWURF 1989): Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte. Kalkgehaltsbestimmung.
- DIN 19 683 (1983): Baugrund: Untersuchungen von Bodenproben. Ermittlung der Lagerungsdichte mittels Stechzylinder.
- DIN 19 685 (1997): Klimatologische Standortuntersuchung: Ermittlung der meteorologischen Größen.
- DIN 4022 (1982): Baugrund und Grundwasser: Benennen und Beschreibung von Boden und Fels.
- DIN 4084 (1981): Baugrund: Gelände- und Böschungsbruchberechnungen, Teil 1 und 2.
- DIN V 1054-100 (1996): Sicherheitsnachweis im Erd- und Grundbau - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten.
- DIN V 4084-100 (1996): Baugrund: Böschungs- und Geländebruchberechnungen - Teil 100: Berechnung mit Teilsicherheitsbeiwerten.
- DORNBIRNER SCHRIFTEN (1992): Beiträge zur Stadtkunde Ebnit. *Sonderheft, Nr. 1, Archiv der Stadt Dornbirn*.
- DVWK (1996): Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen, *Merkblätter zur Wasserwirtschaft*, Nr. 238, Bonn.
- EDER, F. (1983): Erläuterung des statistischen Sicherheitskonzepts am Beispiel einer Rutschung. *Mitt.Inst.f.Bodenm.,H.6,Univ. Graz*.
- FELL, R., MOSTYN, MAGUIRE, P. & KEEFE, L. (1988): Assessment of the probability of rain induced landsliding. *5<sup>th</sup> Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Sydney*, p. 72-77.
- FESSLER, U.; KIESSLING, T., RISCH, H. & ZACHER, W. (1992): Die vorquartäre Geologie im Andelsbacher Becken (Vorarlberg). *Jb. Geol. B.-A., Wien*, Bd. 135, Heft 4, S. 825-843.
- FÖLLMI, K.B. (1981): Sedimentäre Hinweise auf oberkretazische Tektonik im Vorarlberger Helvetikum. *Eclogae geol. Helv.*, Vol. 74/1, S. 175-187.

- FÖLLMI, K.B. (1986): Die Garschella- und Seewer Kalk-Formation im Vorarlberger Helvetikum und Ultrahelvetikum. Diss.Univ.Zürich.
- FREUDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1993): Soil mechanics for unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, No. 18, p. 440-448.
- FUKUOKA, M. (1992): Mechanism of landslide caused by rainfall. *Proc. of Speciality Conf. on Stability and Performance of Slope and Embankments. Geot. Spec. Publ. No. 31 ASCE*, p. 342-357.
- GIBO, S. (1987): Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan. *Can. Geotech. J.*, No. 24, p. 456-461.
- HAEFELI, R. (1938): Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen. *Schweizerische Bauzeichnung*, Heft 3, S. 1-17.
- HAEFELI, R. (1954): Kriechprobleme in Boden, Schnee und Eis. Sonderdruck aus *Wasser und Energiewirtschaft*, Nr.3, ETH Zürich.
- HAEFELI, R. (1967): Kriechen und progressiver Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis. *Schweizerische Bauzeitung*, Heft 1, S.1-9.
- HECK, B. & ILLNER, M. (RED.) (1995): GPS-Leistungsbilanz. Beiträge zum 34. DVW-Seminar vom 5. bis 7. Oktober 1994 am Geodätischen Institut der Universität Karlsruhe. Schriftenreihe des DVW, Bd. 18, Wittwer Verlag, Stuttgart.
- HEIERLI, H. (1984): Die Ostschweizer Alpen und ihr Vorland. Sammlung geol. Führer, Borntraeger Verlag, Berlin, Stuttgart.
- HEIM, A. & BAUMBERGER, E. (1933): Jura und Unterkreide in den helvetischen Alpen beiderseits des Rheines. *Denkschrift Schweiz. Nat. Ges.*, 68/2, S. 155-220.
- HÖWING, K. D. (1984): Kriechverhalten gefüllter Gesteinstrennflächen. *Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen*, Springer Verlag, Berlin, S.526-540.
- ILLNER, M. (1995): GPS-Systembeschreibung. In: HECK, B & ILLNER, M. (1995): *GPS-Leistungsbilanz*, Schriftenreihe des DVW, Bd. 18, Wittwer Verlag, Stuttgart.
- ILLNER, M., JÄGER, R. UND NKUITE, G. (1996): Koordinatenbezogene Deformations- und Sensitivitätsanalyse im Vergleich und im Profil der Software CODEKA-1D/2D. Geodät. Inst., Univ. Karlsruhe, unveröffentlicht.
- JANBU, N. (1954): Application of composite slip surface for stability analysis. *Proc. Europ. Conf. Stability of Earth Slopes*, Vol. 3, Stockholm.
- JANBU, N. (1973): Slope stability computations. In: HIRSCHFIELD & POULOS (EDS.): *Embankment Dam Engineering, Casagrande Memorial Volume*. John Wiley Verlag, p. 47-86.
- JASMUND, K. & LAGALY, G. (HRSG.) (1993): *Tonminerale und Tone: Struktur, Eigenschaften, Anwendungen und Einsatz in Industrie und Umwelt*. Steinkopff Verlag, Darmstadt.
- JESSBERGER, H. L. (1961): Die Flüssigkeitsaufnahme von Tonen und die Bildsamkeit und Sedimentationsstabilität von Ton-Wasser-Gemischen. *Die Bautechnik*, Heft 9, S. 299-305.
- KAHMEN, H. (1993): *Vermessungskunde*. De Gruyter Verlag.
- KAPPELMEYER, O. & HAENEL, R. (1976): *Geothermics with special reference to application*. Borntraeger Verlag, Berlin, 238 pp.
- KAZARNOVSKI, (1984): Rheological aspects of the mechanism of sliding phenomena in clay soils. 5<sup>th</sup> Int. Symp. on landslides, Toronto, Vol. 2, p. 441-444, Balkema Verlag.
- KEEFER, D. K. ET AL. (1987): Real-time landslide warning during heavy rainfall, *Science*, Vol. 238, p. 921-925.
- Keefer, D. K. & Johnson, A.M. (1983): *Earth flow. Morphology, mobilisation and movement*. USGS Prof. Pap., 1264, 53 pp. Washington.
- KELLER, H. (1995): Planung, Messung und Auswertung eines GPS-Netzes zum Nachweis von Hangrutschungen. Unveröff. Diplomarbeit, Geodätisches Institut, Univ. Karlsruhe.
- KENNY, T. C. (1967 A): The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils. *Proc. Geotechnical Conf. Oslo*, Nr. 1, p. 123-129.
- KENNY, T. C. (1967 B): Shear strength of soft clays. *Proc. Geotechnical Conf. Oslo*, Nr. 2, p. 49-55.
- KIRSCHNER, H. (1987): *Einführung in die Röntgenfeinstrukturanalyse*. 3. Auflage, Vieweg & Sohn, Braunschweig.
- KNAB, M. (1996): *Diplomkartierung des Bocksberges und der Staufenspitze zwischen Dornbirn und Ebnit in Vorarlberg, Österreich*. Unveröff. Dipl. Arbeit, Univ. Tübingen.
- KRAUTER, E. (1987): *Phänomenologie natürlicher Böschungen und ihrer Massenbewegungen*. Grundbau Taschenbuch, Teil 3, S. 1-46.
- LAATSCH, W & GROTTENTHALER, W. (1972): Typen der Massenverlagerung in den Alpen und ihre Klassifikation. *Forstw. Cbl.*, 91, S. 309-339.
- MATTHEB, G. (1994): *Lehrbuch der Hydrologie Band 2: Die Beschaffenheit des Grundwassers*. Borntraeger Verlag, Berlin, Stuttgart.
- MILITZER, H.; SCHÖN, J. & STÖTZNER, U. (1986): *Angewandte Geophysik im Ingenieur- und Bergbau*. Enke Verlag, Stuttgart, 419 S.
- MOSER, M. & GLUMAC, S. (1983): Geotechnische Untersuchungen zum Massenkriechen in Fels am Beispiel des Talzuschubes Gradenbach (Kärnten). *Verh. Geol. B.-A.*, Heft 3, S. 209-241.
- MOSER, M. & ÜBLAGGER, G. (1984): Vorschläge zur Erstellung von geotechnischen Karten und Erhebungen im Rahmen von Gefahrenzonenplanung in Hangbereichen. *Int. Sym. Interprevent II, Villach*.
- MÜLLER-VONMOOS, M. & LOKEN, T. (1989): The shearing behavior of clays. *App. Clay Minerals*, No. 29, p. 205-213.
- MÜLLER-VONMOOS, M., HONOLD, P. & KAHR, G. (1985): Das Scherverhalten reiner Tone. *Mitt. des Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik*, ETH Zürich, Nr. 128.
- NEMCOK, A., PASEK, J. & RYBAR, J. (1972): Classification of landslides and other mass movements. *Rock Mechanics*, 4, p. 71-78.
- NESENHORN, H. (1993): Bericht zur geologischen und geomorphologischen Kartierung im Bereich Ebnit. Unveröff. Gutachten der Wildbach- und Lawinenverbauung, GBL Bregenz.
- NIEMEIER, W. (1982): Deformationsanalyse. In: PELZER, H.: *Geodätische Netze in Landes- und Vermessungswesen II*, S. 559-619, Konrad Wittwer Verlag, Stuttgart.

- OBERHAUSER, R. (1951): Zur Geologie des Gebietes zwischen Kanisfluh und Hohem Ifen (Bregenzer Wald). Diss. Univ. Innsbruck.
- OBERHAUSER, R. (1980): Molasse-Untergrund, Helvetikum, Flysch und Klippenzone in Vorarlberg. In: OBERHAUSER, R.: Der geologische Aufbau Österreichs. Geol. B. A., Wien, Springer Verlag.
- OBERHAUSER, R. (1982): Geologische Karte der Republik Österreich 1:25000, Blatt St. Gallen und Dornbirn Süd. Geol. B.-A., Wien.
- OBERHAUSER, R. (1983): Zur geologischen Eigenart. Hohenems, Natur und Wirtschaft, Bd. 3 der Gesamtdarstellung, Hohenems.
- OBERHAUSER, R. (1991): Erläuterungen zu Blatt St. Gallen Süd und Dornbirn Süd 1:25000. Geol. B.-A., Wien.
- OLSON, R. E. (1974): Shearing strength of kaolinite, illite and montmorillonite. J. of Geotechn. Engin. Division GT11, p. 1215-1229.
- OPPEN, S. UND JÄGER, R. (1991): Aspekte der Planung von GPS-Projekten. Sonderheft: GPS und Integration von GPS in bestehende geodätische Netze. DVW-Mitteilungen Baden-Württemberg, Stuttgart.
- OUTHWAITE, J. G. & MORGAN, A. D. (1972): Methylene-blue test for determination of active clay content in a green moulding sand. Foundry Tr. J. 133/2907, p. 203-209, London.
- PATTON, F. D. (1984): Climate, groundwater, pressures and stability analyses of landslides. IV ISL, No. 3, p. 43-59, Toronto.
- RICHTER, M. (1969): Vorarlberger Alpen. Sammlung geol. Führer, Bd. 49, Borntraeger Verlag, Berlin.
- ROHN, J. (1991): Geotechnische Untersuchungen an einer Großhangbewegung in Bad Goisern, Oberösterreich. Schr. Angew. Geol. Univ. Karlsruhe, Bd. 14, 193 S., Karlsruhe.
- SAX, H. G. J. (1925): Geologische Untersuchungen zwischen Bregenzer Ach und Hohem Freschen. Diss. Univ. Zürich.
- SCHAAD, H. W. (1926): Geologische Untersuchungen in der südlichen Vorarlberger Kreide-Flyschzone zwischen Feldkirch und Hochfreschen. Diss. Univ. Zürich, Druck A. Peter, Pfäffikon, Zürich.
- SCHWENK, M. (1999): Geologische, ingenieurgeologische und hydrologische Untersuchungen der Massenbewegung am Heumöser Hang in Ebnit, Vorarlberg, Österreich. Unveröff. Dipl. Arbeit, Angew. Geol. Univ. Karlsruhe.
- SIMMER, K. (1987): Grundbau, Teil 1: Bodenmechanische und erdstatische Berechnungen. Teubner Verlag, Stuttgart.
- SKEMPTON, A. W. (1964): Long term stability of clay slopes. Geotechnique, No. 14(2), p. 77-101, London.
- SKEMPTON, A. W. (1985): Residual strength of clay in landslides, filled strata and the laboratory. Geotechnique, No. 35(1), p. 3-18, London.
- SKEMPTON, A. W. & HUTCHINSON, J. (1969): Stability of natural slope and embankment foundation. Proc. 7<sup>th</sup> ICSMFE, 4, Mexico City.
- SMIT SIBINGA-LOKKER, C. (1965): Beiträge zur Geomorphologie und Glazialgeologie des Einzugsgebietes der Dornbirner Ache. Geomorph. Laboratorium, Univ. Amsterdam.
- SONDEREGGER, U. C. (1985): Das Scherverhalten von Kaolinit, Illit und Montmorillonit. Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich, Nr. 108.
- STACHEDER, M. (1996): Die Time Domain Reflectometry in der Geotechnik. Schr. Angew. Geol. Univ. Karlsruhe, Bd. 40, 170 S.
- STINY, (1941): Unsere Täler wachsen zu. Geologie und Bauwesen, Bd. 13, S. 7-79.
- TERZAGHI, (1950): Mechanism of landslides. In: Application of geology to engineering practice. Geol. Soc. Amer. Berkey Vol., p. 83-123, New York.
- THEISEN, H.-W. (1998): Der Einfluß der Bodenfeuchte auf die Sicherheit rutschungsgefährdeter Hänge in schwach bindigen Böden. Mitt. des Instit. f. Hydrologie und Wasserwirtschaft, Univ. Karlsruhe, Heft 62.
- THOREZ, J. (1975): Phyllosilicates and Clay Minerals, A Laboratory Handbook for their X-Ray Diffraction Analyses. Edition G. Lebotte.
- TOPP, G. C., DAVI, J.L. & ANNAN, A.P. (1980): Electromagnetic determination of soil water content: Measurements in coaxial transmission lines. Wat. Resour. Res., Vol. 16, No. 3, p. 672-678.
- TRÜMPY, R. (1992): Ostalpen und Westalpen. Verbindendes und Trennendes. Jb. Geol. B.-A., Wien, Nr. 135, S. 875-882.
- VARNES, D. J. (1978): Slope movement and types and processes. In: SCHUSTER, R.L. & KRIZEK, R.J. (HRSG.): Landslides - Analysis and Control. Transp. Res. Board, Nat. Akad. Sci. Spec. Rep., Washington, D.C., 176, p.11-33.
- VEDER, CH. (1979): Rutschungen und ihre Sanierung, Springer Verlag.
- WHISTON, C. & PRICHARD, E. (1987): X-Ray Methods, Analytical Chemistry by Open Learning, Verlag Wiley & Sons.
- WYSSLING, G. (1985): Paläospastische Abwicklung der helvetischen Decken von Vorarlberg und Allgäu. Jb. Geol. B.-A. Wien, Bd. 127, S.701-706.
- WYSSLING, G. (1986): Der frühkretazische helvetische Schelf in Vorarlberg und im Allgäu. Jb. Geol. B.-A. Wien, Bd. 129, H. 1.
- ZACHER, W. (1983): Helvetikum im Bregenzer Wald. Jber. Mitt. Oberrhein. Geol. Ver., N.F. 65, S. 113-125.
- ZARUBA, Q. & MENCL, V. (1969): Landslides and their control. Elsevier, New York, 205 pp.
- ZISCHINSKY, U. (1966): On the deformation of high slopes. Proc. 1<sup>st</sup> Congr. Int. Soc. Rock Mechanics, 2, p. 179-185.



**8. Abbildungs- und Tabellenverzeichnis**

## ABBILDUNGEN

Seite

Abb. 2.1:	Einteilung des Kriechens nach Zeit, Verformung und Raum .....	4
Abb. 2.2:	Schematisierte Kriechprofile von Lockergesteinsmassen .....	4
Abb. 2.3:	Schematischer Verlauf einer Kriechkurve .....	5
Abb. 2.4:	Schematische Scherkurven, aus denen die Reibungswinkel und Kohäsionen der Rutschmassen ermittelt werden .....	5
Abb. 3.1:	Lage des Arbeitsgebietes .....	6
Abb. 3.2:	Panoramablick auf das Bergdorf Ebnit .....	7
Abb. 3.3:	Ausschnitt aus der Geologischen Karte, Dornbirn Süd .....	9
Abb. 3.4:	Tektonische Übersichtskarte der helvetischen Zone in Vorarlberg und im Allgäu .....	10
Abb. 3.5:	Verschiedene Profilschnitte durch das Untersuchungsgebiet Ebnit .....	10
Abb. 3.6:	Tektonische Strukturkarte nördlich von Ebnit .....	11
Abb. 3.7:	Panoramablick von Osten auf den Heumöser Hang .....	24
Abb. 4.1:	Blick auf den Hang nördlich der Ebniter Kirche .....	13
Abb. 4.2:	Geotechnisches Längsprofil im Bereich Ortsmitte .....	13
Abb. 4.3:	Ausschnitt des unteren Hangbereiches aus dem geotechnischen Längsprofil Ortsmitte .....	14
Abb. 4.4:	Tiefer Rotationsanbruch im Seeton, nordwestlich des Sportplatzes .....	14
Abb. 4.5:	Blick auf das Bocksberggewölbe und den Bereich des Berg- und Felssturzhangs des Hackwaldes .....	15
Abb. 4.6:	Eine Baugrube im Hackwald legt einen Felssturzblock (links) und einen Baumstamm (rechts) in 2 m Tiefe frei .....	15
Abb. 4.7:	Einteilung der drei Bereiche am Heumöser Hang und den anstehenden Mergeln .....	15
Abb. 4.8:	Lage der Kernbohrungen KB1-3 in Ebnit .....	17
Abb. 4.9:	Bohrprofil der Kernbohrung KB1 .....	18
Abb. 4.10:	Bohrprofil der Kernbohrung KB2 .....	18
Abb. 4.11:	Bohrkerne der Bohrung KB2 .....	19
Abb. 4.12:	Bohrprofil der Kernbohrung KB3 .....	19
Abb. 4.13:	Karbonatgehalt in unterschiedlichen Horizonten bei KB3 .....	20
Abb. 4.14:	Textur-Röntgendiffraktogramme der Bohrkernproben aus KB3 .....	20
Abb. 4.15:	Inklinometernutrohr (Aufsicht) mit Richtungsangabe der A <sup>+</sup> - und B <sup>+</sup> -Achsen .....	21
Abb. 4.16:	Inklinometersummenkurve bei KB1 .....	22
Abb. 4.17:	Resultierender Bewegungsbetrag und -richtung bei KB1 aus Vektoraddition der A- und B-Richtung nach 17 Mon. ....	22
Abb. 4.18:	Inklinometersummenkurve bei KB2 .....	24
Abb. 4.19:	Resultierender Bewegungsbetrag und -richtung bei KB2 aus Vektoraddition der A- und B-Richtung nach 22,5 Mon. ....	24
Abb. 4.20:	Inklinometersummenkurve bei KB3 .....	26
Abb. 4.21:	Resultierender Bewegungsbetrag und -richtung bei KB3 aus Vektoraddition der A- und B-Richtung nach 22,5 Mon. ....	26
Abb. 4.22:	Inklinometerkurven der A-Richtung aller drei Kernbohrungen .....	27
Abb. 4.23:	Skizze über die Umrechnung der piezometrischen Druckhöhen in Meter Wasserstand unter GOK .....	28
Abb. 4.24:	Einbauskizze der Piezometer bei KB2 .....	28
Abb. 4.25:	Einbauskizze der Piezometer bei KB3 .....	29
Abb. 4.26:	Wasserstand der Piezometersonden bei KB2 .....	29
Abb. 4.27:	Wasserstand bei KB2 in 5,5 m Tiefe und Tagesniederschlag der Station Ebnit/Kirche .....	30
Abb. 4.28:	Wasserstand bei KB2 in 10 und 13,7 m Tiefe und Tagesniederschlag der Station Ebnit/Kirche .....	30
Abb. 4.29:	Wasserstand der Piezometersonden bei KB3 .....	31
Abb. 4.30:	Wasserstand bei KB3 vom 7.2.-23.9.98 und Tagesniederschlag Station Ebnit/Kirche .....	31
Abb. 4.31:	Wassertemperatur in 13 m Tiefe bei KB2 .....	32
Abb. 4.32:	Geometrisches Prinzip der Positionsbestimmung bei GPS-Messungen .....	33
Abb. 4.33:	Überwachungsnetz in der Ingenieurvermessung als Beispiel für ein Absolutmodell .....	34
Abb. 4.34:	Lage der 5 Referenzpunkte rund um die Rutschgebiete in Ebnit .....	34
Abb. 4.35:	Übersicht über die Lage der GPS-Objektpunkte in Ebnit. Eingezeichnet ist auch das terrestrische Vermessungsprofil .....	35
Abb. 4.36:	Vermarkte natürliche Felsblöcke in der Rutschmasse als GPS-Objektpunkte .....	35
Abb. 4.37:	Vermessungsanordnung der GPS-Messung in Ebnit mit Stativ .....	36
Abb. 4.38:	Mobile GPS-Anordnung auf einem Reflektorstab zur GPS-Objektpunktmessung bei Punkt Nr. 52 (Heumöser Hang) .....	36
Abb. 4.39:	Überblick über die GPS-Punkte am Heumöser Hang .....	38
Abb. 4.40:	Bewegungsvektoren der GPS-Punkte 1-11 am Heumöser Hang nach 39 Monaten .....	39

Abb. 4.41:	Höhendeformation der GPS-Punkte 1-11 nach der 1., 4., 5. und 6. Folgemessung .....	39
Abb. 4.42:	Bewegungsvektoren der GPS-Punkte am oberen Heumöser Hang nach 5 Monaten ( 29.5.-4.11.98).....	40
Abb. 4.43:	Bewegungsvektoren der GPS-Punkte am mittleren Heumöser Hang nach 5 Monaten (29.5.-4.11.98) .....	40
Abb. 4.44:	Bewegungsvektoren der GPS-Punkte am unteren Heumöser Hang nach 5 Monaten ( 29.5.-4.11.98).....	41
Abb. 4.45:	Gesamtdarstellung der Vektorzüge aus der 5. und 6. Nachmessung am Heumöser Hang nach 5 Monaten .....	42
Abb. 4.46:	Darstellung der Bewegungsvektoren am Heumöser Hang nach 5 Monaten als Netzflächen .....	43
Abb. 4.47:	Bewegungsvektoren der terrestrischen Polygonpunkte am untersten Heumöser Hang nach 29 Monaten .....	44
Abb. 4.48:	Bewegungsvektoren am Profil Sportplatz nach 39 Monaten .....	47
Abb. 4.49:	Einzelvektorzüge nach der 1.,2.,4.,5. und 6. Folgemessung am Profil Sportplatz .....	47
Abb. 4.50:	Höhendeformation der Punkte am Sportplatz nach den jeweiligen Folgemessungen .....	48
Abb. 4.51:	Bewegungsvektoren am Profil Waldheim nach 36 Monaten .....	49
Abb. 4.52:	Einzelvektorzüge nach der 1.,2.,4. und 5. Folgemessung am Profil Waldheim .....	49
Abb. 4.53:	Bewegungsvektoren am Profil Mönchstor nach 33 Monaten .....	50
Abb. 4.54:	Bewegungsvektoren am Profil Hackwald nach 33 Monaten.....	50
Abb. 4.55:	Monatsniederschlagshöhen der letzten drei Jahre in Ebnit im Vergleich zum Monatsdurchschnitt der letzten 30 Jahre .....	52
Abb. 4.56:	Monatsniederschlagshöhen der letzten 40 Jahre zusammengefaßt in Dekaden .....	53
Abb. 4.57:	Niederschlagshöhen während den GPS-Messungen .....	53
Abb. 4.58:	Tagesniederschlagshöhen der Wetterstation am Heumöser Hang im Vergleich zur Station Ebnit/Kirche .....	54
Abb. 4.59:	Windrichtung am Heumöser Hang .....	54
Abb. 4.60:	Windgeschwindigkeit am Heumöser Hang.....	54
Abb. 4.61:	Globalstrahlung am Heumöser Hang .....	55
Abb. 4.62:	Luftfeuchtigkeit am Heumöser Hang.....	55
Abb. 4.63:	Lufttemperatur am Heumöser Hang .....	55
Abb. 4.64:	Tagesniederschlagshöhe am Heumöser Hang .....	55
Abb. 4.65:	Anordnung der TDR-Sonden in zwei Profilvereihen in unterschiedlichen Horizonten am Heumöser Hang .....	56
Abb. 4.66:	Bodenfeuchte am Heumöser Hang in 30, 60 und 90 cm Tiefe.....	57
Abb. 4.67:	Bodenfeuchteänderungen der TDR Sonden 7050, 7401 und 7600 als Differenzganglinien .....	59
Abb. 4.68:	Bodenfeuchteänderungen der TDR Sonden 7382, 7424 und 7603 als Differenzganglinien .....	59
Abb. 5.1:	Übersicht der Probenentnahmestellen für Laboruntersuchungen .....	60
Abb. 5.2:	Semiquantitativer Mineralbestand aus jeweils drei Proben des Verwitterungslehmes V1 und V2, der Moräne, der Seetone und des verwitterten Amdener Mergels.....	61
Abb. 5.3:	Kornsummenband der Verwitterungslehm- und Seetonproben nach DIN 18 123 .....	62
Abb. 5.4:	Kornsummenband der Moränenproben nach DIN 18 123 .....	62
Abb. 5.5:	Zustandsform und Plastizitätsdiagramm nach DIN 18 122.....	63
Abb. 5.6:	Einfaches Kastenschergerät der Fa. Wille Geotechnik an der Universität Trier, Fachbereich VI Geologie .....	65
Abb. 5.7:	$\tau/\sigma$ -Diagramm zur Ermittlung der Kohäsion und des Reibungswinkels der Probenserie V1 und V2.....	65
Abb. 5.8:	Scherdiagramm einer Seetonprobe .....	66
Abb. 5.9:	$\tau/\sigma$ -Diagramm zur Ermittlung der Kohäsion und des Reibungswinkels der Seetonprobe .....	66
Abb. 5.10:	Kreisringschergerät der Fa. Wille Geotechnik, an der Universität Trier, Fachbereich VI Geologie .....	67
Abb. 5.11:	Ergebnisse der Kreisringscherversuche einer Probe der Serie V1 .....	68
Abb. 5.12:	Kohäsion und Reibungswinkel einer Probe der Serie V1 .....	68
Abb. 5.13:	Ergebnis der Kreisringscherversuche einer Probe der Serie V2 bei unterschiedlichen Normalspannungen .....	69
Abb. 5.14:	Kohäsion und Reibungswinkel einer Probe der Serie V2 .....	69
Abb. 6.1:	Geotechnisches Längsprofil am Heumöser Hang, eingeteilt in drei Bereiche mit eingezeichneten Lamellen zur Standsicherheitsberechnung.....	73
Abb. 6.2:	Vereinfachte Skizze zur Ermittlung des Porenwasserdruckes aus der Wasserstandsmessungen .....	74
Abb. 6.3:	Standsicherheit der drei Bereiche am Heumöser Hang nach DIN 4084.....	74
Abb. 6.4:	Standsicherheit am mittleren Hangbereich in Abhängigkeit vom Wasserstand unter GOK (Kohäsion=17-19 kN/m <sup>2</sup> ) .....	74
Abb. 6.5:	Standsicherheit am unteren Hangbereich in Abhängigkeit vom Wasserstand unter GOK (Kohäsion = 11-24 kN/m <sup>2</sup> ).....	75

Tab. 2.1:	Bewegungsarten nach Varnes (1978).....	2
Tab. 3.1:	Stratigraphische Tabelle des Vorarlberger Helvetikums.....	8
Tab. 4.1:	Überblick über die Einbautiefen aller Bohrlochmessungen .....	17
Tab. 4.2:	Bewegungsbeträge in mm pro 30 Tage der Inklinometermessung KB1 .....	23
Tab. 4.3:	Bewegungsbeträge in mm pro 30 Tage der Inklinometermessung KB2 .....	25
Tab. 4.4:	Punktnummern der GPS-Objektpunkte, eingeteilt in 5 Profile .....	35
Tab. 4.5:	Rechts- und Hochwerte, Lage- und Höhengenaugigkeiten der terrestrischen Vermessungspunkte am untersten Heumöser Hang .....	37
Tab. 4.6:	GPS-Null- und Folgemessungen der 43 GPS-Objektpunkte und 16 terrestrischen Vermessungspunkte in Ebnit.....	38
Tab. 4.7:	Lage- und Höhendeformation ( $\Delta s$ und $\Delta h$ ) der terrestrischen Vermessungspunkte am unterster Heumöser Hang.....	44
Tab. 4.8:	Lagedeformation der Punkte 1-62 am Heumöser Hang nach den jeweiligen Folgemessungen .....	46
Tab. 4.9:	Lagegeschwindigkeit in mm pro 60 Tage (gerundet) der bewegten Punkte 13-16 am Profil Sportplatz .....	48
Tab. 4.10:	Lagegeschwindigkeit in mm pro 60 Tage (gerundet) der bewegten Punkte 20-23 am Profil Waldheim .....	49
Tab. 4.11:	Lagerungsdichte und Bodenfeuchte der 6 TDR-Sondenproben.....	57
Tab. 5.1:	Herkunft der Laborproben .....	60
Tab. 5.2:	Fließgrenzen nach DIN 18 122 .....	63
Tab. 5.3:	Kohäsion und Reibungswinkel aus Rahmenscherversuchen.....	66
Tab. 5.4:	Versuchsdaten und Resultate der Kreisringscherversuche .....	67
Tab. 5.5:	Vergleich von Kohäsion und Reibungswinkel aus den Rahmen- und Kreisringscherversuchen .....	70
Tab. 6.1:	Sicherheitsfaktor $SF_{\text{grenz}}$ nach DIN 4084 (1981) .....	71
Tab. 6.2:	Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_c$ für Kohäsion und $\gamma_{\tan\phi}$ für Reibungswinkel .....	72
Tab. 6.3:	Gesamtsicherheit R-S der Teilbereiche des Heumöser Hanges .....	75

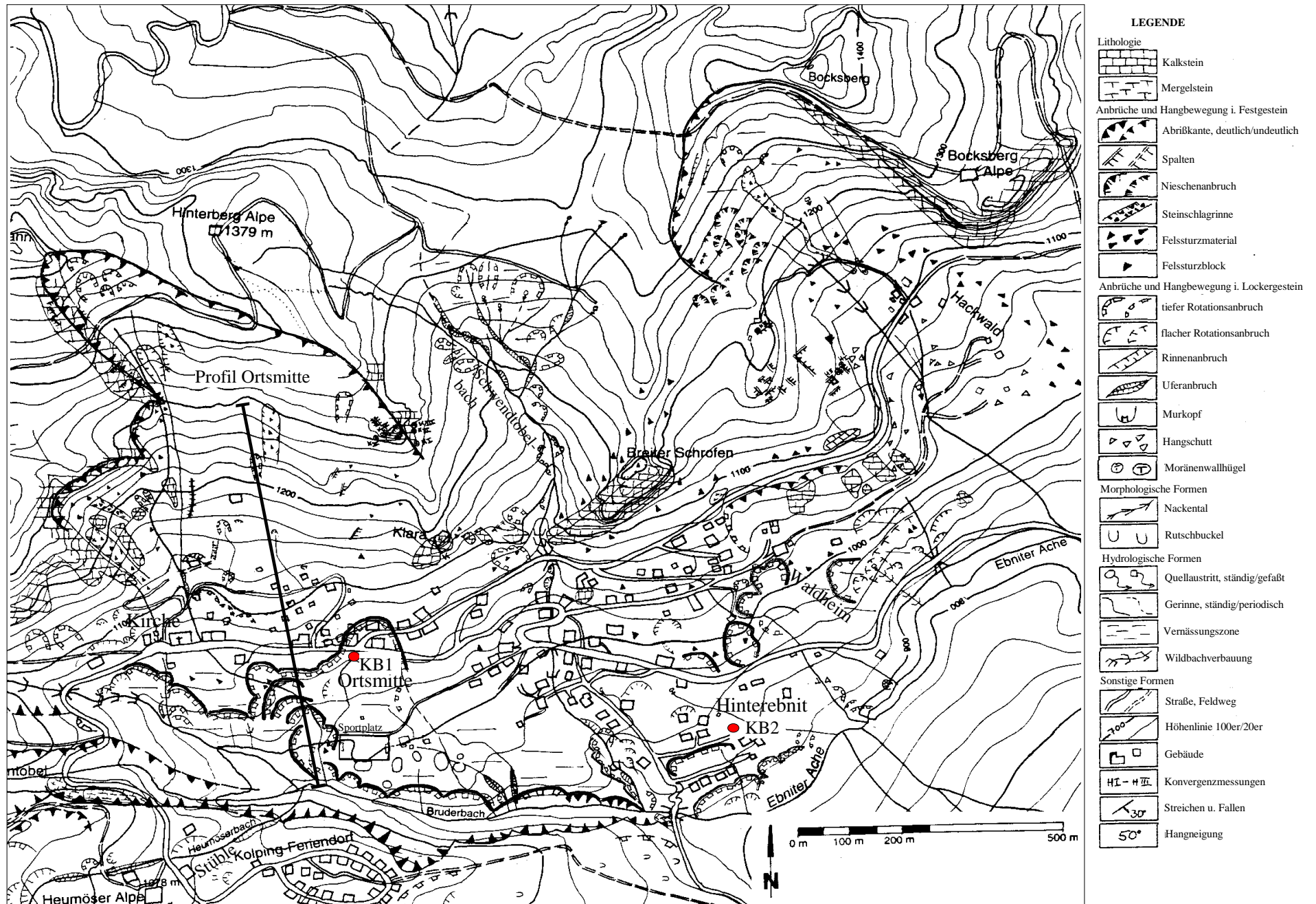
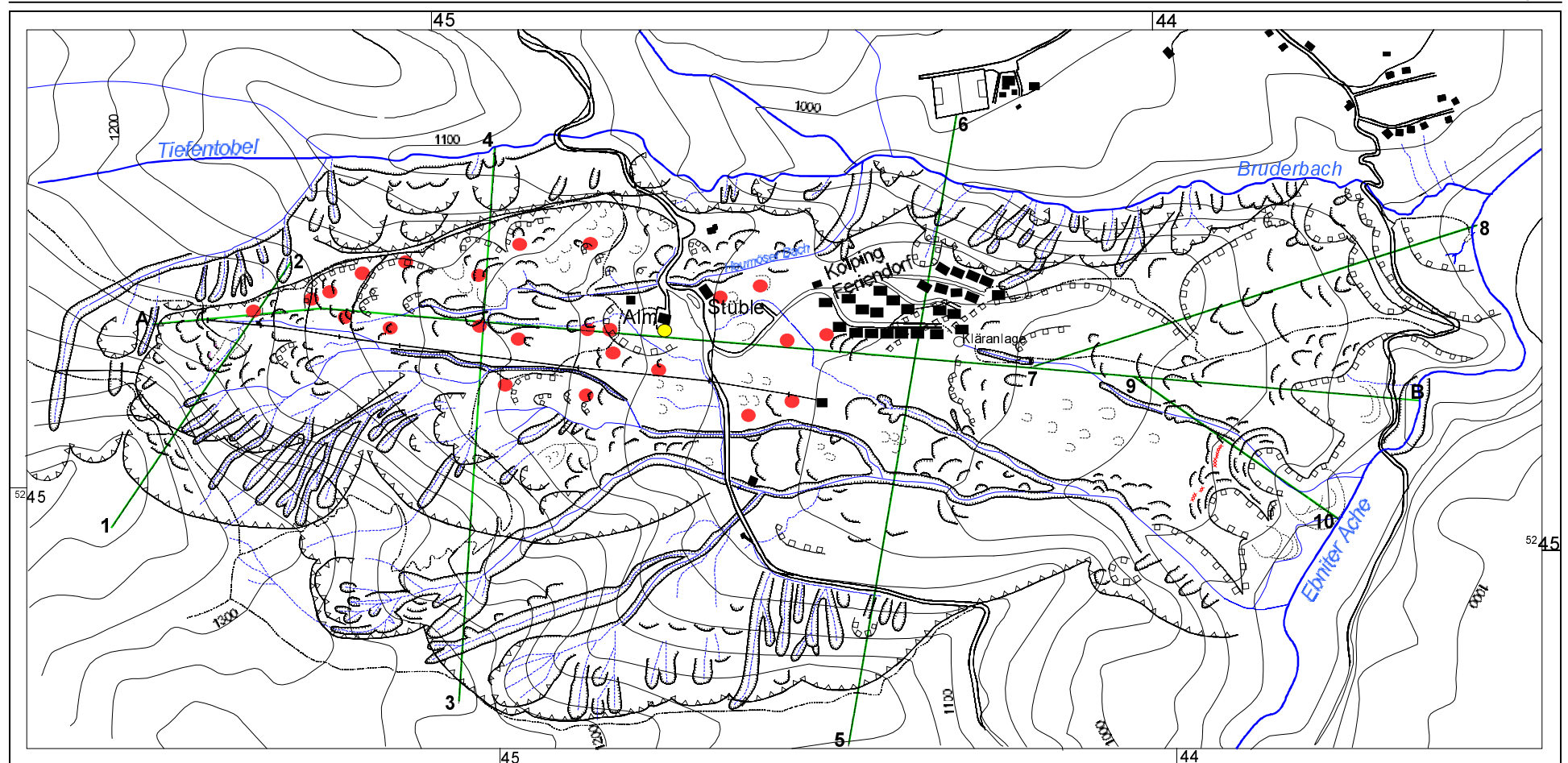


Abb. A1: Geotechnische Karte von Ebnet, Bereich Ortsumgebung



**LEGENDE**

**Anbruchformen und Hangbewegungen**

- |                       |                          |
|-----------------------|--------------------------|
| <i>im Festgestein</i> | <i>im Lockergestein</i>  |
| Abrißkante            | tiefer Rotationsanbruch  |
| Rinnenanbruch         | flacher Rotationsanbruch |
|                       | Uferanbruch              |
|                       | Spalten                  |
|                       | Rutschmasse              |

**Sonstige Zeichen**

- |                                   |                  |
|-----------------------------------|------------------|
| GPS-Vrmessungspunkte              | Gebäude          |
| Kernbohrung KB3                   | Wanderweg        |
| Gerinne, ständig wasserführend    | Profilinie       |
| Gerinne, periodisch wasserführend | 20er Höhenlinien |

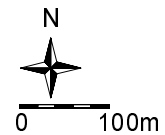


Abb. A2: Geotechnische Karte, Bereich Heumöser Hang

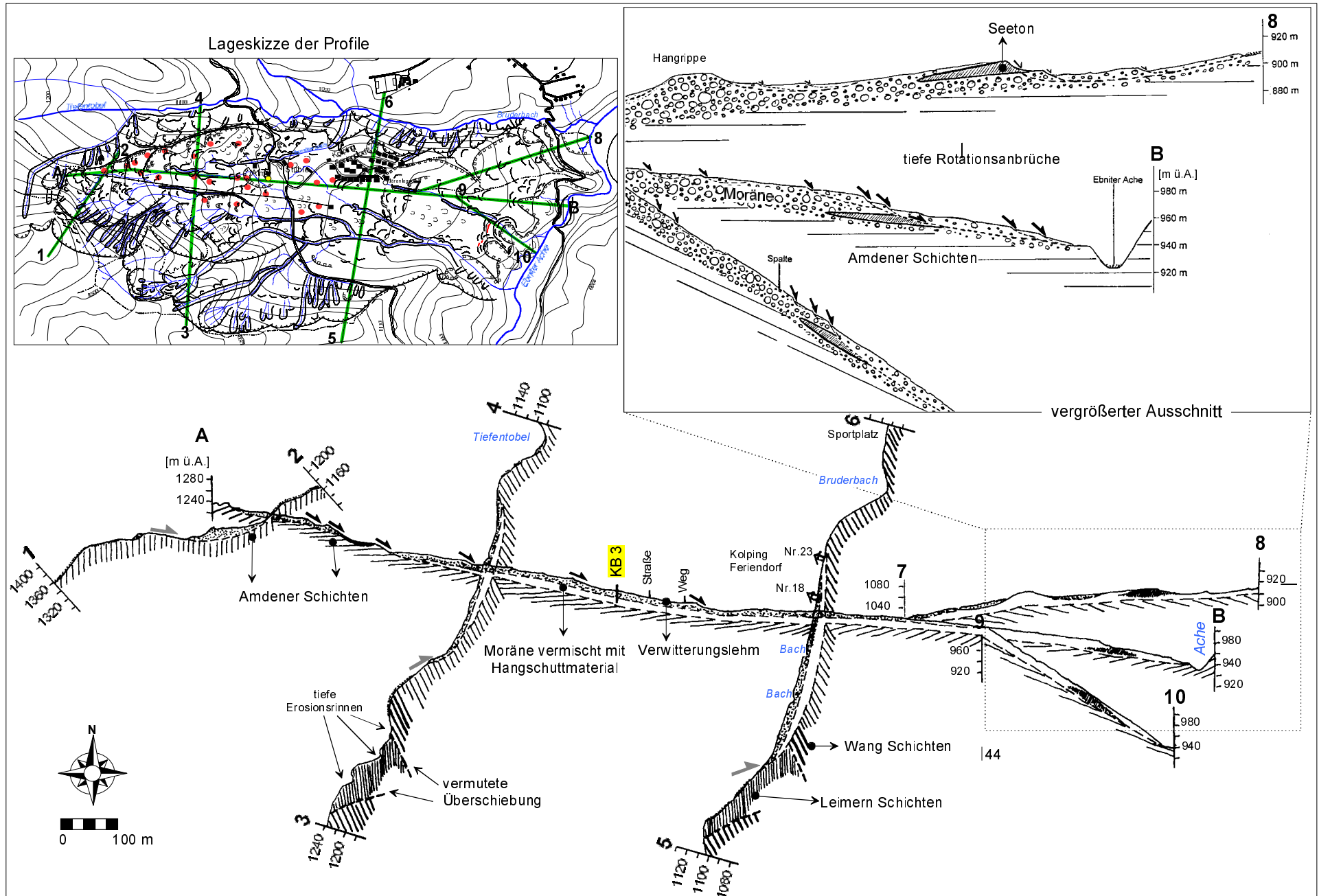


Abb. A3: Geotechnische Profile, Bereich Heumöser Hang

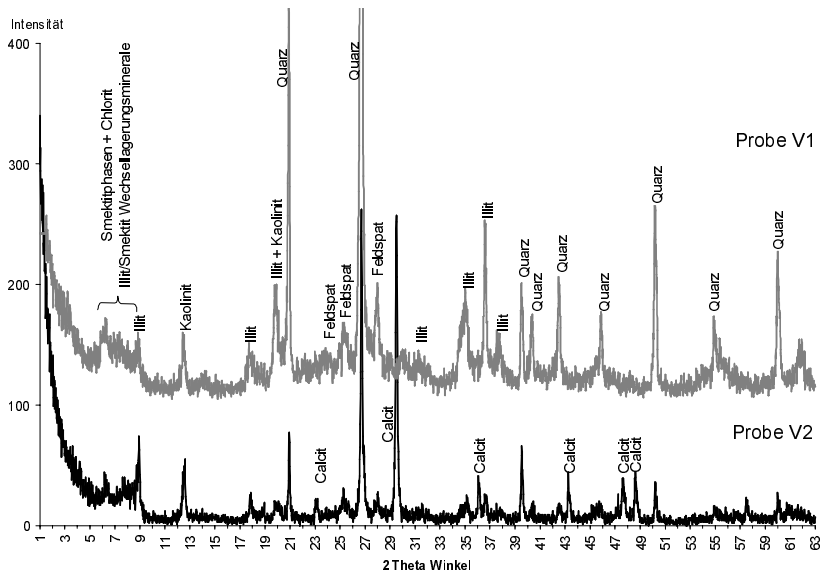


Abb. A4: Pulver-Röntgendiffraktogramme der Probenreihe V1 (obere Kurve) und V2 (untere Kurve)

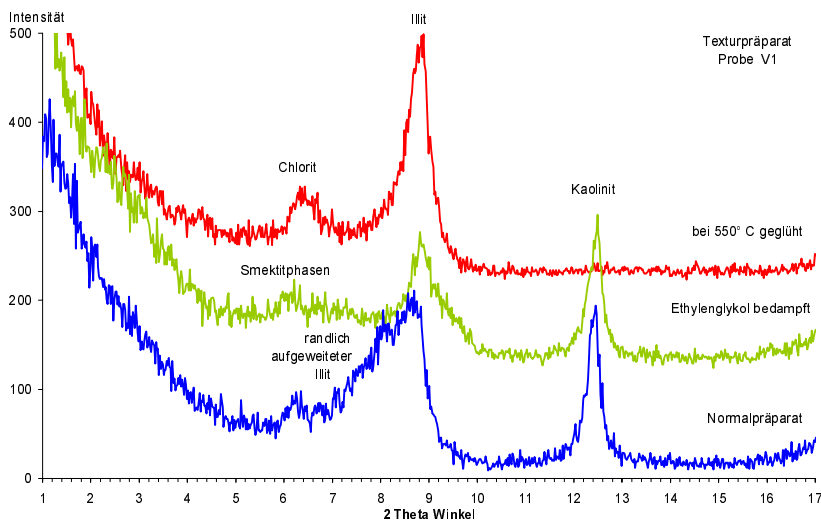


Abb. A5: Textur-Röntgendiffraktogramm der Proben V1

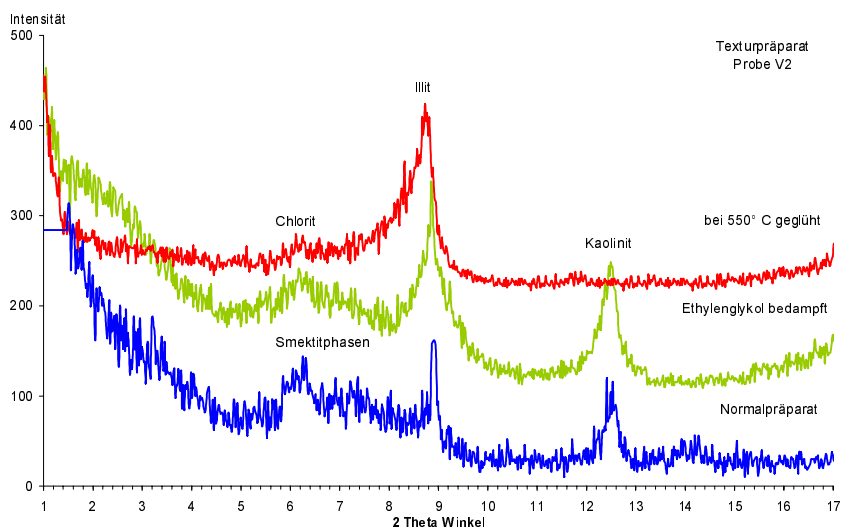


Abb. A6: Textur-Röntgendiffraktogramm der Proben V2

Tab. A1: Rechts- und Hochwerte sowie Höhenangaben der GPS Punkte, bestimmt aus der 4. Folgemessung am 29.5.1998

Punkt Nr.	Rechtswert	Hochwert	Höhe ü. A.
1	3556298,28370	5245857,82480	1039,5630
2	3556217,80550	5245850,80100	1044,7196
3	3556143,04130	5245918,97050	1055,7112
4	3556236,77070	5245777,77530	1040,0398
5	3556049,33240	5245817,53620	1072,3226
6	3555990,51220	5245836,55900	1088,1994
7	3555941,42230	5245873,50680	1099,7609
8	3555853,37360	5245858,97940	1116,7629
9	3555796,08720	5245863,38250	1123,4731
10	3555678,38510	5245859,59890	1147,5869
11	3555593,99250	5245882,39720	1167,7672
12	3556438,77420	5246502,04530	1080,1448
13	3556437,28500	5246376,12240	1040,7652
15	3556441,07910	5246260,27590	1009,6080
16	3556578,38520	5246179,16190	993,7056
17	3556184,74770	5246608,66770	1138,5569
18	3556205,21350	5246497,45520	1111,8599
19	3556195,48190	5246474,30540	1099,6654
20	3557212,95090	5246622,25230	1022,5838
21	3557229,16850	5246613,49430	1017,6156
22	3557274,84730	5246611,18580	999,8644
23	3557296,37490	5246576,84190	992,2918
24	3557449,38840	5247096,58820	1081,3103
25	3557401,34040	5247115,03140	1098,6869
26	3557355,17880	5247141,92800	1111,3572
27	3557330,26870	5247153,79580	1120,3829
28	3557332,08520	5247222,94140	1135,7766
29	3557290,16050	5247222,68120	1149,2312
30	3557295,53480	5247294,87980	1168,6866
50	3556192,65211	5245936,31477	1047,8427
51	3555975,33156	5245873,62579	1092,1848
52	3555931,22378	5245992,36162	1112,4775
53	3555871,85218	5245973,68500	1116,7673
54	3555795,79196	5245938,80676	1121,9373
55	3555705,98951	5245958,78033	1145,2091
56	3555639,10474	5245936,15986	1159,5944
57	3555589,67883	5245912,25129	1169,6133
58	3555559,44287	5245898,45688	1183,5644
59	3555488,33252	5245889,60266	1209,3664
60	3555829,07196	5245789,73925	1118,9389
61	3555943,44432	5245784,58799	1093,9671
62	3556175,80236	5245752,05217	1048,6828
KB1	3556438,36750	5246397,52460	1046,8872
KB2	3557106,59230	5246241,85000	947,6093
KB3	3556054,90590	5245862,41700	1072,9998
76 Hohe Kugel	3554105,14390	5244753,10580	1645,2300
78 Lindenbach	3556343,62080	5245368,78700	1151,5248
79 Kühboden	3554663,13090	5245468,44980	1571,7800
86 Schöner Mann	3555730,18630	5247205,26360	1532,3100
99 Langenegg	3560298,77380	5246252,34150	1551,3452



Tab. A2: *Lagedeformation  $\Delta s$  [cm] und Bewegungsrichtung [gon] aller GPS- Punkte nach der 1. + 2. und 4. Folgemessung. Die als eindeutig bewegten Punkte sind grau hinterlegt*

Punkt r.	1. Folgemessung 8/95-5/96		2. Folgemessung 5/96-11/96		Gesamtbewegung nach 15 Monaten 8/95-11/96		4. Folgemessung 11/96-6/98		Gesamtbewegung nach 33 Monaten 8/95-6/98		Profilname
	$\Delta s$ [cm]	Richtung [gon]	$\Delta s$ [cm]	Richtung [gon]	$\Delta s$ [cm]	Richtung [gon]	$\Delta s$ [cm]	Richtung [gon]	$\Delta s$ [cm]	Richtung [gon]	
1	6,4	164,2	1,5	109,6	7,4	154,4	1,7	177,2	8,8	160,1	Heimöser Hang
2	3,0	148,2	2,0	91,9	4,6	125,9	1,0	108,6	5,2	123,2	
3	5,6	93,0	1,3	112,9	6,8	96,7	1,3	91,8	7,8	94,4	
4	1,8	157,8	2,1	3,0	1,4	68,1	0,8	34,9	2,3	104,7	
5	3,7	118,4	1,0	95,8	4,7	113,5	2,6	114,1	7,0	113,5	
6	5,9	120,3	2,7	110,6	8,5	117,3	7,1	119,9	15,3	118,5	
7	5,9	104,2	3,1	78,8	8,8	95,6	8,3	90,6	16,8	92,7	
8	6,0	114,0	3,1	79,8	8,8	102,4	7,9	98,1	16,4	100,0	
9	5,4	92,6	2,6	121,5	7,8	101,9	7,8	84,3	15,2	92,6	
10	7,8	102,6	3,7	93,7	11,5	99,8	10,5	91,8	21,7	95,6	
11	10,5	113,6	5,5	107,7	15,9	111,6	7,0	105,0	22,5	109,5	
50					-	-			-	-	Heimöser Hang
51					-	-	Installation der Punkte und Nullmessung		-	-	
52					-	-			-	-	
53					-	-			-	-	
54					-	-			-	-	
55					-	-			-	-	
56					-	-			-	-	
57					-	-			-	-	
58					-	-			-	-	
59					-	-			-	-	
60					-	-			-	-	
61					-	-			-	-	
62					-	-			-	-	
12	0,6	54,4	1,3	276,7	0,7	297,0		0,9	195,8	1,2	255,6
13	3,8	221,8	2,0	105,5	3,8	188,4	7,4	190,2	11,1	191,2	
14	4,9	198,2	3,4	185,6	8,2	193,1		fehlt		fehlt	
15	2,8	197,2	2,4	137,7	4,7	170,2	6,7	167,2	11,2	169,5	
16	1,9	207,5	1,9	145,2	3,3	176,5	5,3	139,5	8,0	155,0	
17	0,8	111,4	1,5	281,8	0,9	252,8	1,6	40,0	0,8	399,6	Mönchstor
18	0,8	196,5	1,6	350,7	1,1	320,3	2,8	163,5	1,9	194,8	
19	1,2	193,4	1,2	374,5	0,4	279,2	0,7	182,7	0,9	234,5	
20	1,4	139,5	2,1	167,6	3,5	156,5	5,9	196,4	8,8	183,8	Waldheim
21	0,8	165,5	2,5	164,2	3,3	164,5	2,9	108,9	5,3	140,1	
22	0,7	151,2	2,2	175,9	2,9	169,9	3,2	157,7	5,9	165,8	
23	1,6	166,6	2,7	162,1	4,3	163,8	5,5	144,0	9,4	153,9	Hackwald
24	1,7	67,5	1,2	299,6	0,9	19,1	2,6	34,0	3,4	24,5	
25	0,6	317,8	0,6	57,3	0,6	392,9	0,4	89,7	0,7	2,3	
26	0,6	31,3	0,7	188,0	0,5	128,5	2,0	213,9	2,1	210,0	
27	0,7	117,0	0,3	188,6	0,9	136,6	1,2	265,4	1,2	235,7	
28	1,2	59,6	0,7	317,4	0,9	20,7	0,2	144,1	0,8	11,3	
29	0,3	239,6	0,1	246,1	0,4	240,3	1,3	98,4	0,8	116,6	
30	0,7	372,1	1,1	237,0	1,0	277,5	0,6	183,3	1,4	256,7	

Tab. A3: Lagedeformation  $\Delta s$  [cm] und Bewegungsrichtung [gon] aller GPS- Punkte nach der 5. und 6. Folgemessung. Die als eindeutig bewegten Punkte sind grau hinterlegt

Punkt Nr.	5. Folgemessung 6/98-8/98		Gesamtbewegung nach 36 Monaten 8/95-8/98		6. Folgemessung 8/98-11/98		Gesamtbewegung nach 5 Monaten 5. und 6. Folgemessung 6/98-11/98		Gesamtbewegung nach 39 Monaten 8/95-11/98		Profilname	
	As [cm]	Richtung [gon]	As [cm]	Richtung [gon]	As [cm]	Richtung [gon]	As [cm]	Richtung [gon]	As [cm]	Richtung [gon]		
1	1,1	21,4	8,6	153,2	0,6	179,6	0,7	47,8	9,0	152,5	Heimöcker Hang	
2	0,2	265,8	5,4	126,4	0,6	92,9	0,4	82,4	6,0	119,1		
3	0,7	42,6	8,5	92,5	1,0	122,1	1,4	81,7	9,6	93,5		
4	0,3	317,7	2,2	108,1	1,2	146,5	0,8	151,5	3,4	114,4		
5	1,0	388,2	6,9	106,2	1,4	126,7	1,2	69,1	8,4	107,0		
6	1,1	137,2	16,6	10,2	1,0	127,9	2,0	128,9	17,7	119,3		
7	0,6	390,4	17,0	91,3	2,3	113,7	2,1	91,8	19,4	92,9		
8	1,2	117,7	17,4	101,9	1,4	73,3	2,4	89,0	19,2	98,8		
9	0,5	93,7	15,9	93,6	1,9	88,3	2,5	85,1	18,1	91,9		
10	0,7	273,7	21,2	97,0	2,7	99,7	2,1	100,4	24,1	96,4		
11	0,8	167,3	23,2	111,7	0,9	22,1	0,7	73,9	23,6	108,4		
50	0,6	259,8	-	-	1,4	397,9	1,3	372,1	-	-		
51	1,0	63,3	-	-	2,0	101,4	2,9	85,0	-	-		
52	1,9	6,7	-	-	1,2	101,3	2,4	37,4	-	-		
53	0,7	122,1	-	-	1,0	128,4	1,6	121,2	-	-		
54	1,2	343,3	-	-	1,0	128,5	0,5	394,5	-	-		
55	2,3	66,7	-	-	0,8	55,2	3,1	60,6	-	-		
56	1,2	164,0	-	-	1,2	35,2	1,2	92,9	-	-		
57	0,7	107,3	-	-	0,7	110,9	1,3	102,2	-	-		
58	1,1	345,8	-	-	1,2	141,1	0,2	26,8	-	-		
59	1,2	54,7	-	-	1,7	29,4	3,0	37,3	-	-		
60	0,8	132,9	-	-	2,1	119,6	2,8	120,2	-	-		
61	0,5	12,3	-	-	1,0	108,7	1,2	71,8	-	-		
62	1,3	37,7	-	-	0,9	200,3	0,8	67,4	-	-		
12	0,2	152,7	1,3	233,2	0,7	45,5	0,8	47,3	0,2	193,0		
13	1,1	115,1	11,7	184,9	0,9	232,2	1,0	163,7	12,1	186,7		
14	Fehlt		Fehlt		Fehlt		Fehlt		Fehlt			Sportplatz
15	1,5	200,4	12,9	172,7	1,2	99,2	1,7	154,7	13,2	166,1		
16	1,6	274,4	7,9	167,5	1,6	144,1	1,5	213,9	9,2	161,4		
17			-	-			-	-	-	-		Mönchstor
18	Keine Nachmessung		-	-	Keine Nachmessung		-	-	-	-		
19			-	-			-	-	-	-		
20	3,6	50,3	7,9	156,4			-	-	-	-	Waldheim	
21	3,3	204,8	7,9	163,4	Keine Nachmessung		-	-	-	-		
22	1,1	203,5	7,1	170,7			-	-	-	-		
23	1,5	309,3	8,6	160,8			-	-	-	-		
24			-	-			-	-	-	-	Hackwald	
25			-	-			-	-	-	-		
26			-	-			-	-	-	-		
27	Keine Nachmessung		-	-	Keine Nachmessung		-	-	-	-		
28			-	-			-	-	-	-		
29			-	-			-	-	-	-		
30			-	-			-	-	-	-		

Tab. A4: Gesamthöhendeformation  $\Delta h$  [cm] der GPS-Punkte. Jeder Folgemessung bezieht sich auf die Nullmessung. Die als eindeutig bewegten Punkte sind grau hinterlegt

Punkt Nr.	Nach 1. Folgemessung 8/95-5/96	Nach 2. Folgemessung 8/95-11/96	Nach 3. Folgemessung 8/95-5/97	Nach 4. Folgemessung 8/95-6/98	Nach 5. Folgemessung 8/95-8/98	Gesamthöhendeformation nach 6. Folgemessung (39 Monaten), für die Punkte 50-62 nach 5 Monaten $\Delta h$ [cm]	Profilname
	$\Delta h$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	$\Delta h$ [cm]		
1	-4,8	-9,1		-8,7	-11,8	-10,2	Heumiser Hang
2	-3,3	-9,0		-3,2	-3,9	-5,0	
3	-3,6	-10,0		-2,5	-5,3	-4,5	
4	-0,5	-7,5		-1,1	-1,1	-1,6	
5	-2,4	-8,5		-1,4	-1,1	-4,3	
6	-3,1	-9,4		-3,4	-1,3	-4,4	
7	-2,5	-10,6		-4,6	-5,6	-6,1	
8	-2,1	-8,3		-3,4	-5,4	-4,7	
9	-1,3	-5,5		-0,8	-1,4	-2,6	
10	-1,7	-8,5		-4,6	-4,8	-4,3	
11	-5,6	-15,1		-10,9	-9,4	-11,1	
50			Messung konnte nicht aussagekräftig ausgewertet werden	-0,8	1,3	0,4	Heumiser Hang
51				1,8	-2,6	-0,9	
52				0,3	0,2	0,5	
53				2,1	-0,8	0,7	
54				-0,9	2,3	1,3	
55				6,1	-1,7	3,4	
56				-1,3	-0,1	-0,7	
57				0,9	-0,5	0,4	
58				0,3	-0,5	-1,9	
59				-0,4	0	-1,3	
60				2,4	-1,5	-0,4	
61				0,4	-2,9	-2,9	
62				1,1	-1,6	-0,8	
12	0	-1,5		2,4	0,3	-2,3	Sportplatz
13	-4,1	-3,2		-4,7	-5,5	-6,4	
14	-4,8	-5		-	-	-	
15	-5,1	-3,5		-6,6	-7,0	-9,2	
16	-4,9	-3,1		-7,7	-8,1	-9,8	
17	-1,3	-4,0		-1,2		-	Mönchstor
18	0,9	-4,3		-1,0	Keine Nachmessung	-	
19	-0,4	-4,8		-0,3		-	
20	-3,3	-4,8		-0,3	-2,8	-	Waldheim
21	-2,1	-3,4		2,4	-1,8	-	
22	-1,5	-2,8		-2,5	-1,5	-	
23	-1,8	-2,4		-1,2	-1,6	-	
24	-2,3	-1,6		1,8		-	Hackwald
25	-0,2	-1,2		1,0		-	
26	-1,4	-1,2		0,8		-	
27	0,2	-2,5		0,3	Keine Nachmessung	-	
28	-4,2	-3,4		0		-	
29	-1,6	-1,4		-2,9		-	
30	-2,7	-3,4		-0,2		-	