

04
|
07

> Lawinenverbau im Anbruchgebiet

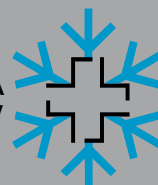
Technische Richtlinie als Vollzugshilfe



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Bundesamt für Umwelt BAFU

SLF
ENA
SNV
PNL



WSL
Eidg. Institut für
Schnee- und
Lawinforschung
SLF

04
—
07

> Lawinenverbau im Anbruchgebiet

Technische Richtlinie als Vollzugshilfe

Rechtlicher Stellenwert dieser Publikation

Diese Publikation ist eine Vollzugshilfe des BAFU als Aufsichtsbehörde und richtet sich primär an die Vollzugsbehörden. Sie konkretisiert unbestimmte Rechtsbegriffe von Gesetzen und Verordnungen und soll eine einheitliche Vollzugspraxis fördern. Berücksichtigen die Vollzugsbehörden diese Vollzugshilfen, so können sie davon ausgehen, dass sie das Bundesrecht rechtskonform vollziehen; andere Lösungen sind aber auch zulässig, sofern sie rechtskonform sind. Das BAFU veröffentlicht solche Vollzugshilfen (bisher oft auch als Richtlinien, Wegleitungen, Empfehlungen, Handbücher, Praxishilfen u.ä. bezeichnet) in seiner Reihe «Umwelt-Vollzug».

Impressum

Herausgeber

Bundesamt für Umwelt (BAFU)
Das BAFU ist ein Amt des Eidg. Departements für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK).
WSL Eidgenössisches Institut für Schnee- und Lawinenforschung SLF

Autor der Überarbeitung

Stefan Margreth, Forschungseinheit Warnung und Prävention, WSL
Eidgenössisches Institut für Schnee- und Lawinenforschung SLF, Davos

Begleitung BAFU

Reto Baumann, Abt. Gefahrenprävention

Begleitung EKLS

R. Baumann, Präsident EKLS, Abt. Gefahrenprävention, BAFU
J. Marx, Amt für Forst und Jagd des Kantons Uri
H. Buri, Abteilungsvorsteher Naturgefahren des Kantons Bern

Wissenschaftliche Bearbeitung SLF

S. Margreth (Projektleitung), F. Leuenberger, T. Lundström, M. Auer,
R. Meister

Review

Dr. W. Ammann, Stv. Direktor WSL
A. Böll, WSL
R. Rügger, Ingenieurbüro

Zitiervorschlag

Margreth S., 2007: Lawinenverbau im Anbruchgebiet. Technische Richtlinie als Vollzugshilfe. Umwelt-Vollzug Nr. 0704. Bundesamt für Umwelt, Bern, WSL Eidgenössisches Institut für Schnee- und Lawinenforschung SLF, Davos. 137 S.

Gestaltung

Ursula Nöthiger-Koch, Uerkheim

Titelfoto

Schneenetz in der Lawinenverbauung Duchli oberhalb von Davos (2001).
SLF, S. Margreth

Bezug

BAFU
Dokumentation
CH-3003 Bern
Fax +41 (0) 31 324 02 16
docu@bafu.admin.ch
www.bafu.admin.ch/uv-0704-d

Bestellnummer:

UV-0704-D

Diese Publikation ist auch in französischer, italienischer und englischer Sprache erhältlich (UV-0704-F, UV-0704-I, UV-0704-E).

© BAFU / WSL 2007.

> Inhalt

Abstracts	5		
Vorwort	7		
Zweck und Rechtsgrundlage der technischen Richtlinie	9		
<hr/>			
1 Geltungsbereich	11		
1.1 Abgrenzung	11		
1.2 Bezug zu den SIA-Normen	11		
1.3 Andere Schutzmassnahmen	12		
<hr/>			
2 Verständigung	13		
2.1 Organisationen	13		
2.2 Fachausdrücke	13		
2.3 Masseinheiten und Bemerkungen zu den Bezeichnungen	16		
2.4 Bezeichnungen	16		
<hr/>			
3 Projektierung von Stützverbauungen	19		
3.1 Voraussetzungen der Lawinenbildung	19		
3.2 Aufgabe und Wirkung der Stützverbauung	21		
3.3 Werktypen	22		
3.4 Ausdehnung und Anordnung einer Stützverbauung	23		
3.5 Schneehöhe	28		
3.6 Werkhöhe	32		
3.7 Werkabstände in der Falllinie	33		
3.8 Seitliche Werkzwischenräume	41		
3.9 Längen zusammenhängender Stützroste	42		
3.10 Standortfaktoren des Schneedruckes	43		
3.11 Fundationsverhältnisse	45		
<hr/>			
4 Allgemeine Übersicht über die Schneedruckwirkung	46		
4.1 Allgemeines	46		
4.2 Hangparallele Schneedruckkomponente	46		
4.3 Hangsenkrechte Schneedruckkomponente	47		
4.4 Zuschlag bei nicht hangsenkrechter Stützfläche	48		
4.5 Randkräfte	49		
<hr/>			
4.6	Schneedruck auf schlanke Elemente eines Stützwerkes	50	
4.7	Seitenkräfte	51	
<hr/>			
5 Bemessung von gegliederten Stützwerken	52		
5.1 Baustoffe	52		
5.2 Tragwerksanalyse und Bemessung	54		
5.3 Konstruktive Gestaltung	59		
5.4 Ausführung und Erhaltung der Bauten	59		
5.5 Einwirkungen auf die Tragkonstruktion	61		
5.6 Einwirkungen auf den Rost	68		
5.7 Ausführung und Bemessung der Tragkonstruktion	70		
5.8 Ausführung und Bemessung des Rostes	73		
5.9 Ausführung und Bemessung der Foundation	78		
<hr/>			
6 Verwendung von Ankermörtel im Lawinenverbau	100		
6.1 Allgemeines	100		
6.2 Normaler Ankermörtel	101		
6.3 Spezial-Ankermörtel für die Anwendung im Permafrost	104		
<hr/>			
7 Lawinenverbauungen im Permafrost	106		
7.1 Allgemeines	106		
7.2 Erkundung des Baugrundes	109		
7.3 Beurteilung der Kriechanfälligkeit des Baugrundes	114		
7.4 Verbaumassnahmen im Permafrost	116		
7.5 Verankerung im Permafrost (Lockergestein oder Fels)	121		
7.6 Mörtelanwendung im Permafrost	124		
7.7 Unterhalt	125		
7.8 Ablaufdiagramm: Vorgehen bei der Projektierung	126		
<hr/>			
8 Typenprüfung	128		
8.1 Zweck	128		

8.2	Prüfungsobjekte	128
8.3	Administrativer Ablauf	129
8.4	Anforderungen	130
8.5	Prüfungen	130
8.6	Erforderliche Dokumente	132
8.7	Kosten der Prüfung	134
8.8	Gültigkeit der Prüfung	134
8.9	Typenliste	134
8.10	Geheimhaltung und Mitteilung an Dritte	134
<hr/> Verzeichnisse		135
	Abbildungen	135
	Tabellen	136

> Abstracts

The technical guideline regulates the planning of snow supporting structures and the dimensioning of separated structures. The procedures and criteria for type approval, together with the requirements for supporting structures and anchor grout are specified. Further, an overview of the effects of snow pressure and instructions on the planning of defense structures in permafrost are given. The guideline draws heavily on past experience gained with supporting structures, and is complementary to the relevant SIA standards. It is directed towards designers and project engineers.

Die vorliegende technische Richtlinie regelt die Projektierung von Stützverbauungen und die Bemessung von gegliederten Stützwerken. Der Ablauf der Typenprüfung und die Prüfkriterien sowie Anforderungen an Stützwerke und Ankermörtel werden festgelegt. Weiter wird eine allgemeine Übersicht über die Schneedruckwirkung gegeben sowie Angaben gemacht, wie Lawinenverbauungen im Permafrost zu planen sind. Die technische Richtlinie stützt sich stark auf die in der Vergangenheit im Stützverbau gemachten Erfahrungen ab und ergänzt die einschlägigen SIA-Normen. Sie richtet sich an Konstrukteure und Projektverfasser.

La présente directive régleme l'élaboration du projet de construction de paravalanches et le dimensionnement des ouvrages de stabilisation composés. Elle définit le déroulement de l'examen des types d'ouvrages, les critères du test ainsi que les exigences liées aux ouvrages de protection et aux mortiers d'ancrage. Un aperçu général des effets de la pression de la neige et des indications sur la planification des paravalanches dans le pergélisol y sont également présentés. Largement inspirée de l'expérience acquise, cette directive complète les normes SIA en vigueur. Elle s'adresse aux constructeurs et aux auteurs de projets.

Questa direttiva tecnica disciplina la progettazione delle opere di premunizione e il dimensionamento di opere di sostegno strutturate, stabilisce lo svolgimento dell'omologazione dei tipi di strutture e i criteri di esame e fissa i requisiti posti per le opere di sostegno e la malta di ancoraggio. Inoltre, fornisce una panoramica generale della pressione esercitata dalla neve sulle opere di sostegno e indica come pianificare le opere di premunizione contro le valanghe nel permafrost. La direttiva poggia in gran parte sulle esperienze acquisite in passato nell'ambito delle opere di premunizione e integra le vigenti norme SIA. Si rivolge a costruttori e progettisti.

Keywords:

Defense structures,
avalanche protection,
type approval,
guideline,
permafrost

Stichwörter:

Stützverbau,
Lawinenschutz,
Typenprüfung,
Richtlinie,
Permafrost

Mots-clés:

Ouvrage de stabilisation,
protection contre les avalanches,
examen des types d'ouvrages,
directive,
pergélisol

Parole chiave:

opere di premunizione,
protezione contro le valanghe,
omologazione dei tipi di strutture,
direttiva,
permafrost

> Vorwort

Der Stützverbau bildet neben dem Schutzwald als biologische Schutzmassnahme in der Schweiz den wichtigsten Schutz vor Lawinen. Häufig werden technische und biologische Schutzmassnahmen kombiniert. Heute stehen über 500 km permanente Stützwerke im Einsatz. Der temporäre Stützverbau in Kombination mit Wiederaufforstung umfasst rund 150 km. Den grossen Bewährungstest hat der moderne Stützverbau im Lawinenwinter 1999 bestanden – viele Schadenlawinen konnten dadurch verhindert werden. In der Schweiz sind die wichtigsten Stützverbauungen realisiert und die grosse Herausforderung der Zukunft liegt in der Erhaltung der bestehenden Bauten.

Von Mauerterrassen über Beton und Aluminiumstützwerke bis zu den modernen, auf Anker und Mikropfählen fundierten Schneebrücken liegt ein langer Entwicklungsweg. Sowohl Baumaterialien wie Forschungsergebnisse und neue Erfahrungen widerspiegeln den sich ständig wandelnden Stand der Technik. Der Inhalt der im In- und Ausland anerkannten technischen Richtlinie wurde seit den 1950-er Jahren massgeblich von Dr. Bruno Salm und später von Stefan Margreth vom Eidg. Institut für Schnee- und Lawinenforschung SLF in Zusammenarbeit mit der Eidg. Materialprüfungsanstalt EMPA sowie Praktikern der Eidg. Expertenkommission Lawinen und Steinschlag EKLS geprägt. Die nun vorliegende aktualisierte Fassung der technischen Richtlinie stellt das Produkt einer mehr als 50-jährigen Entwicklungsgeschichte dar. Gegenüber der letzten Auflage von 1990 wurde der Inhalt den neuesten SIA-Tragwerksnormen angepasst, der Aufbau überarbeitet, neue Erkenntnisse insbesondere aus dem Lawinenwinter 1999 eingebaut und die Kapitel Typenprüfungen sowie die Verwendung von Ankermörtel im Lawinenverbau integriert.

Werden für Lawinenverbauungen Subventionen des Bundes nach Art. 36 WaG beansprucht, so sind in diesen Verbauungen offiziell geprüfte und zugelassene Werktypen bzw. Ankermörtel zu verwenden. Die vorliegende technische Richtlinie definiert die entsprechenden Anforderungen. Das Bundesamt für Umwelt führt eine Liste mit den zugelassenen Werktypen und Ankermörtel.

Die Schneedruckwirkung auf Stützwerke ist sehr komplex. In der vorliegenden technischen Richtlinie sind die Einwirkungen und Lastmodelle stark vereinfacht dargestellt, um dem Praktiker die Anwendung möglichst einfach zu machen. Es ist jedoch zu beachten, dass in der Natur noch weitere Einwirkungen und Lastmodelle auftreten können, die in der technischen Richtlinie nicht erfasst werden. Der Anwender der technischen Richtlinie muss sich dessen stets bewusst sein, was hohe Anforderungen an ihn stellt.

Andreas Götz
Vizedirektor
Bundesamt für Umwelt (BAFU)

Dr. Walter J. Ammann
Stv. Direktor
Eidg. Forschungsanstalt
für Wald, Schnee und Landschaft (WSL)

> Zweck und Rechtsgrundlage der technischen Richtlinie

Die vorliegende technische Richtlinie für den Lawinenverbau im Anbruchgebiet stützt sich auf das Bundesgesetz über den Wald (Waldgesetz, WaG; SR 921.0) vom 4. Oktober 1991, welches die Grundlage sowie einzelne Voraussetzungen für die Gewährung von Bundesbeiträgen an Projekte zum Schutz von Menschen und erheblichen Sachwerten vor Naturereignissen (Art. 35 und 36 WaG) regelt. In der Verordnung über den Wald (Waldverordnung, WaV; SR 921.01) vom 30. November 1992 werden besondere Voraussetzungen zur Ausrichtung von Bundesbeiträgen festgelegt, darunter fällt auch die Kompetenz des BAFU im erwähnten Bereich technische Richtlinien zu erlassen (Artikel 39 Absatz 3 WaV). Werden für Lawinenverbauungen Subventionen des Bundes nach Art. 36 WaG beansprucht, so sind grundsätzlich in diesen Verbauungen offiziell geprüfte und zugelassene Werktypen bzw. Ankermörtel zu verwenden. Die vorliegende technische Richtlinie definiert die entsprechenden Anforderungen. Die folgenden Ziele werden dabei verfolgt:

- > Hilfestellung für die Verantwortlichen bei Projektierung, Bau und Unterhalt von Stützverbauungen
- > Übersicht über die Schneedruckwirkung
- > Vorgehen bei der Bemessung von gegliederten Stützwerken
- > Definition der Anforderungen an Ankermörtel
- > Festlegung der Anforderungen an Lawinenverbauungen im Permafrost
- > Regelung des Ablaufs der Typenprüfung

Lawinenverbauungen werden meist in hochgelegenen, schwer zugänglichen Steilhängen mit unterschiedlichsten Bodeneigenschaften eingebaut. Einfache, kostengünstige, robuste und bewährte Baumethoden sind deshalb Voraussetzung für einen erfolgreichen dauerhaften Einsatz im Lawinenverbau. Die technische Richtlinie stützt sich stark auf die in der Vergangenheit gemachten Erfahrungen ab. Dadurch ergeben sich insbesondere bei der Bemessung der Foundationen und Verankerungen Unterschiede zur Norm SIA 267 Geotechnik.

Die Auswirkungen des Schneedrucks auf Stützwerke sind sehr vielseitig. Es treten oft unbekannte Faktoren auf, die trotz sorgfältiger Beobachtungen und Messungen nie ganz zu eliminieren sind. Die in dieser technischen Richtlinie gemachten Angaben stellen starke Vereinfachungen der Realität dar. Der Anwender der technischen Richtlinie muss wissen, dass dies an ihn grosse Anforderungen stellt.

Diese technische Richtlinie richtet sich an Konstrukteure und Projektverfasser. Konstrukteure sind insbesondere von Ziffer 4 «Bemessung von gegliederten Stützwerken»

und Ziffer 8 «Typenprüfung» angesprochen. Für Projektverfasser sind die Ziffer 3 «Projektierung» und je nach Situation die Ziffer 7 «Lawinverbauungen im Permafrost» zu beachten.

Soweit ein Gesuchsteller im Rahmen eines Subventionsgesuches nachweist, dass er die Anforderungen dieser technischen Richtlinie anderweitig mindestens gleichwertig erfüllt, können Bundesbeiträge auch an Massnahmen mit anderen technischen Lösungen gewährt werden.

1 > Geltungsbereich

1.1 Abgrenzung

Die technische Richtlinie gilt für die Projektierung von Stützverbauungen im Anbruchgebiet von Lawinen.

Die Berechnungs- und Bemessungsverfahren beziehen sich auf gegliederte Stützwerke mit starren oder nachgiebigen Stützflächen, die senkrecht zur Hangfalllinie gestellt oder aus dieser Lage um einen Winkel δ geneigt sind.

Die technische Richtlinie regelt:

- > Die Projektierung von Stützverbauungen im Gelände
- > Die Anforderungen an die Baustoffe
- > Die Bestimmung der Einwirkungen infolge Schneedruck auf Stützwerke
- > Die Bemessung der Stützwerke und ihrer Foundationen/Verankerungen
- > Die Verwendung von Ankermörtel im Lawinenverbau
- > Die Erstellung von Lawinenverbauungen im Permafrost
- > Die Typenprüfung von Lawinenverbauungen

1.2 Bezug zu den SIA-Normen

1.2.1 Allgemeines

Die vorliegende technische Richtlinie ergänzt die Norm SIA 261 resp. 261/1. Wo nichts anderes vermerkt ist, gelten die einschlägigen SIA-Normen. Diese Normen sind anerkannte Regeln der Baukunde, welche ein schweizerisches Normenwerk des Bauwesens bilden (vgl. www.sia.ch).

1.2.2 Bemessung des Oberbaus von Stützwerken

Für die Bemessung des Oberbaus von Stützwerken gelten die Bestimmungen der Normen SIA 262, 263 und 265, sofern in der technischen Richtlinie keine weiteren Angaben bestehen.

1.2.3 Bemessung der Foundation von Stützwerken

Für die Bemessung der Foundation von Stützwerken gelten die Bestimmungen der technischen Richtlinie. In Spezialfällen kann die Norm SIA 267 (Geotechnik) angewendet werden.

1.3 **Andere Schutzmassnahmen**

Je nach örtlichen Begebenheiten können auch andere Schutzmassnahmen die Stützverbauung nützlich ergänzen oder sogar ersetzen:

1.3.1 **Verwehungsverbauung**

Bauwerke (Wände, Tafeln, Zäune usw.), die unter Ausnützung der Windwirkung die Schneeablagerung beeinflussen, mit dem Ziel

- > einer Verhinderung der Gwächtenbildung
- > oder einer Verminderung der Schneeablagerung in Anrisszonen.

1.3.2 **Ablenkverbauung**

Auf Lawinenkräfte bemessene Bauwerke (Dämme, Mauern, Keile, Galerien, Ebenhöch), mit denen bezweckt wird, eine sich in Bewegung befindliche Lawine zu überführen, abzulenken, zu teilen oder deren seitliche Ausbreitung zu verhindern.

1.3.3 **Bremsverbauung**

Auf Lawinenkräfte bemessene Bauwerke, die der Lawine frontal entgegengestellt werden mit dem Ziel, ihre Masse aufzufangen (Auffangdämme) oder ihre Auslaufstrecke zu verkürzen (Bremskeile, Bremshöcker, Bremsböcke).

2 > Verständigung

2.1 Organisationen

BAFU	Bundesamt für Umwelt, Bern
EKLS	Eidg. Expertenkommission Lawinen und Steinschlag, Bern
EMPA	Eidg. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf und St.Gallen
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
SLF	Eidg. Institut für Schnee- und Lawinenforschung, Davos (Das SLF gehört zur Eidg. Forschungsanstalt WSL, Birmensdorf)
VSE	Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke
WSL	Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft, Birmensdorf

2.2 Fachausdrücke

Allgemeines

Auswirkung	Antworten des Tragwerkes auf Einwirkungen (Beanspruchung, Spannungen, Schnittgrössen, Reaktionen, Verformungen etc.; nach Norm SIA 260: 2003).
Baugrundwiderstand	Grenze der Tragfähigkeit des Baugrundes (Erdwiderstand, Grundbruchwiderstand, Gleitwiderstand, Scherwiderstand; nach Norm SIA 267: 2003).
Bemessung	Festlegen der Abmessungen, der Baustoffe (inkl. ihrer Eigenschaften) und der konstruktiven Durchbildung eines Tragwerkes auf der Basis von konstruktiven oder ausführungstechnischen Betrachtungen bzw. von rechnerischen Nachweisen (nach Norm SIA 260: 2003).
Bemessungswert	Aus einem charakteristischen oder anderen repräsentativen Wert bzw. aus einer Funktion von Bemessungswerten in Verbindung mit Partial- und Umrechnungsfaktoren bestimmter, allenfalls auch direkt festgelegter, in einen Nachweis eingehender Wert (nach Norm SIA 260: 2003).
Charakteristische Wert	In der Regel auf statistischer Basis festgelegter Wert einer Einwirkung, einer geometrischen Grösse oder einer Baustoff- bzw. Baugrundeigenschaft (Mittelwert, oberer oder unterer Wert), gegebenenfalls auch Nennwert oder vorsichtiger Erwartungswert (nach Norm SIA 260: 2003). Die charakteristischen Werte beinhalten keine Lastfaktoren oder Widerstandsbeiwerte. Die in dieser technischen Richtlinie angegebenen Schneedrücke sind charakteristische Werte.
Einflussfaktor	Der Einflussfaktor eines Elementes mit einer beschränkten Breite ist das Verhältnis des wirklich aufgenommenen Schneedrucks zum Schneedruck, wie er auf einen Abschnitt gleicher Breite einer durchgehenden Wand auftreten würde.
Einzelwerk	Frei stehendes Stützwerk mit typischerweise 2 Stützen und Träger.
Last	Gravitationsbedingte, auf ein Tragwerk wirkende Kraft (nach Norm SIA 261: 2003).
Randfeld	Fläche, auf der die Randkräfte bei einem Zwischenwerkabstand von 2 m auftreten.
Solifluktion	Bodenfließen, hangabwärtiges Fließen oder Kriechen der obersten, lockeren, wasserdurchtränkten Bodenschichten.
Stützverbauung	Anordnung von mehreren Stützwerken.
Tragwiderstand	Grenze der Tragfähigkeit (nach Norm SIA 260 bzw. Norm 262, 263, 265 und 267: 2003).
Veränderliche Einwirkung	Während eines Bezugszeitraums nicht ständig vorhandene, nicht konstante oder nicht monoton sich ändernde Einwirkung (nach Norm SIA 260: 2003); z.B. Schneedruck.
Werkendfeld	Fläche, auf der die Randkräfte bei einem freien Werkende auftreten.

Oberbau

Balken	Rostelemente bei Schneebrücken.
Netz	Aus Seilen bestehende Stützfläche.
Pfette	Teil der Tragkonstruktion (ohne Bodenberührung), auf dem die Rechenstäbe resp. Rostbalken eines Schneerechens aufgelagert sind.
Rechenstab	Rostelement bei Schneerechen, ausgenommen bei Holzschneerechen.
Rost	Aus Balken, Rechenstäben oder Rostbalken bestehende Stützfläche.
Rostholz	Rostelemente bei Holzschneerechen.
Schneebrücke	Werk mit Rostbalken parallel zur Niveaulinie.
Schneenet	Werk mit Netz als Stützfläche.
Schneerechen	Werk mit Roststäben senkrecht zur Niveaulinie.
Stütze	Teil der Tragkonstruktion, der den Träger oder die Pfette talseitig abstützt.
Stützfläche	Gesamte Fläche, in der die Schneedecke abgestützt werden kann (Fläche innerhalb der Umgrenzung eines Rostes oder Netzes).
Tragkonstruktion	Alle Konstruktionsteile, die Kräfte vom Rost oder Netz in die Fundamente leiten.
Träger	Teil der Tragkonstruktion, auf dem die Rostbalken einer Schneebrücke oder die Pfetten eines Schneerechens aufliegen.

Fundation

Anker	Gebohrtes Foundationselement zur Übertragung von Zugkräften.
Betonfundament	Fundament, das am Werkstandort hergestellt (z.B. betoniert) wird.
Bodenanker	Gebohrte Verankerung zur Übertragung von Zugkräften in den Boden.
Felsanker	Gebohrte Verankerung zur Übertragung von Zugkräften in kompakten bis leicht zerklüfteten Fels.
Fertigfundament	Vorfabriziertes Fundament z.B. aus Stahlprofilen gefertigte Grundplatte, das an der Baustelle eingegraben wird.
Fundation	Gesamtheit der Massnahmen zur Übertragung der Lasten und Kräfte eines Bauwerkes in den Baugrund (nach Norm SIA 267: 2003).
Mikropfahl	Gebohrtes Foundationselement zur Übertragung von Druckkräften.
Netzanker	Nicht gesprengter Bodenanker mit einem Netzstrumpf zur Vermeidung von unnötigem Mörtelverlust.
Nicht gesprengter Anker	Bodenanker für groben Kies oder grobblockigen Boden.
Oberflächenzone	Hangparallele Zone mit einer Mächtigkeit von 0.5 m, in der der Boden nur eine stark reduzierte Tragfähigkeit aufweist.
Riegel	Druck- und zugfeste Verbindung von Träger- und Stützenfundament.
Schwelle	Teil der Tragkonstruktion, der auf oder im Boden liegt und zur Auflagerung der Rechenstäbe resp. Rostbalken dient (Schneerechen).
Sprenganker	Bodenanker für kiesigen bis sandigen Boden mit einem am unteren Ende ausgesprengten und nachher ausgegossenen Hohlraum.
Verankerungslänge	Länge, über welche die Kraft in den Verankerungskörper eingeleitet wird (nach Norm SIA 267: 2003).

Abb. 1 > Schneebrücke.

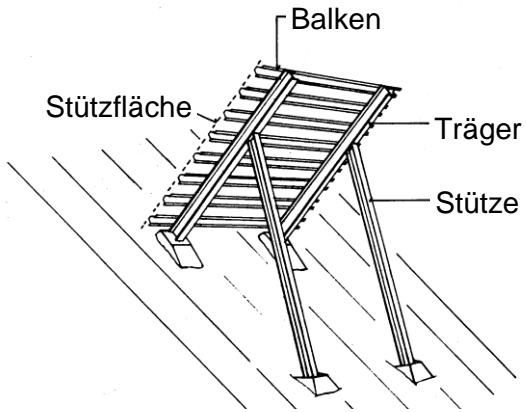


Abb. 2 > Schneerechen.

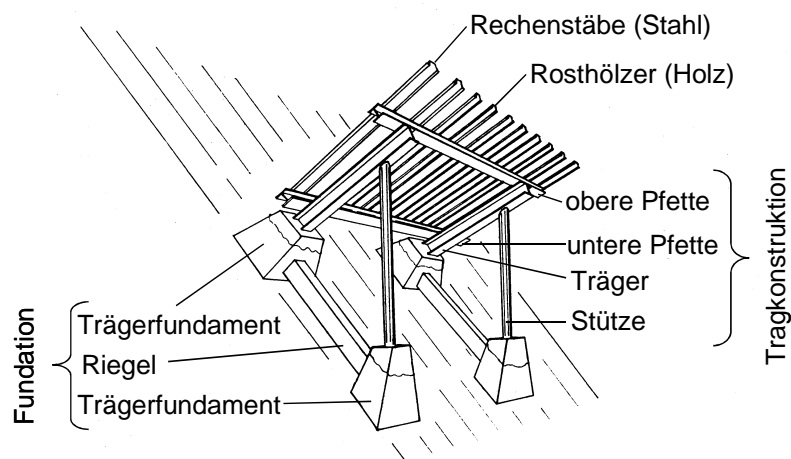
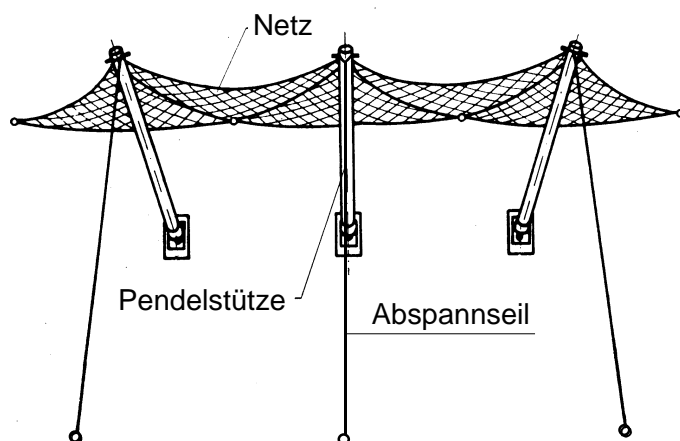


Abb. 3 > Schneenet.



2.3 Masseinheiten und Bemerkungen zu den Bezeichnungen

In dieser technischen Richtlinie werden die SI-Masseinheiten verwendet:

- > Einwirkungen: kN, kN/m, kN/m²
- > Spannungen und Festigkeiten: N/mm², kN/m²
- > Als Dichte wird die Masse pro Volumeneinheit 1 t/m³ = 1000 kg/m³ bezeichnet.

Bemerkungen zu den in dieser technischen Richtlinie verwendeten Bezeichnungen:

- > Winkel sind in der 360° Teilung angegeben.
- > Der Index ' bei Bezeichnungen für Kräfte bedeutet immer Kraft pro Längeneinheit (Laufmeterlast).
- > Bezeichnungen für Kräfte ohne diesen Index bedeuten Resultierende über bestimmte Längen.
- > Gross gedruckte Kräfte beziehen sich auf die ganze Werkhöhe, klein gedruckte auf Werkelemente oder auf die Flächeneinheit (spezifischer Druck).
- > Die lawinentechnischen Ausdrücke sind dem «Lawinen-Atlas, bebilderte internationale Lawinenklassifikation» entnommen (1981 durch die UNESCO herausgegeben).

2.4 Bezeichnungen

Die in dieser technischen Richtlinie verwendeten Bezeichnungen können sich im Vergleich zu den SIA-Normen unterscheiden.

Bezeichnung	Masseinheit	Bedeutung	Ziffer
A	m	Seitlicher Werkzwischenraum (in der Niveaulinie gemessen)	3.8.1, 5.5.2.4, 8.2.1
a	-	Verhältniszahl zur Bestimmung von ε (abhängig von der Schneearart)	4.3, 5.5.2.2
B _K	m	Rost- bzw. Netzhöhe (mittlere Abmessung der Stützfläche senkrecht zur Niveaulinie gemessen)	3.6.3, 5.6.1.2, 5.6.1.4
b	m	Belastungsbreite bei Rostbalken	5.6.1.2, 5.8.1.1, 5.8.2.1.1
D _{ext}	m	Extreme Schneemächtigkeit (Höchstwert der maximalen Schneemächtigkeit in einer langen Reihe von Jahren an einer bestimmten Stelle)	3.5.3, 3.6.3
D _K	m	Wirksame Rost- bzw. Netzhöhe (analog zur Schneemächtigkeit gemessene mittlere Entfernung der Stützflächenoberkante vom Boden)	3.6.3, 5.5.2.3, 5.5.2.4, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1, 8.2.1
D _{max}	m	Maximale Schneemächtigkeit (Schneemächtigkeitsmaximum eines Winters, an einer bestimmten Stelle)	3.5.3
D	m	Allgemeine Schneemächtigkeit (senkrecht zum Hang gemessen)	3.5.3, 3.6.3, 4.4
E	N/mm ²	Elastizitätsmodul von Ankermörtel	6.2.1.3, 6.2.1.4
E _d	kN	Bemessungswert einer Auswirkung (Beanspruchung)	5.2.2.1, 5.9.7.1.8
FS	-	Frostbeständigkeit von Ankermörtel	6.2.1.3, 6.2.1.4, 6.2.2.9, 6.3.1.5
F _C	m ²	Fundamentfläche	5.9.5.3.1, 5.9.6.5
F _k	kN	Charakteristische Wert der Zug- resp. Druckkraft im Anker resp. Mikropfahl	5.9.7.1.6, 5.9.7.1.8, 7.5.4.4, 7.5.4.5, 7.5.4.7

Bezeichnung	Masseinheit	Bedeutung	Ziffer
f_c	N/mm ²	Druckfestigkeit von Ankermörtel	6.2.1.4, 6.2.2.9, 6.3.1.5
f_c	-	Höhenfaktor (berücksichtigt die Abhängigkeit der Dichte und des Kriechfaktors von der Meereshöhe)	3.10.1, 3.10.6, 5.5.2.1, 5.5.4, 5.7.4.1, 8.2.1
f_L	-	Abstandsfaktor (zur Bestimmung von L)	3.7.2
f_R	-	Randfaktor (zur Bestimmung der Randkräfte)	3.10.1, 5.5.2.4, 5.5.3.3
f_s	-	Reduktionsfaktor für die hangparallele Schneedruckkomponente bei nachgiebiger Stützfläche	5.7.4.1
G'	kN/m'	Gewicht des Schneeprismas, begrenzt durch die Stützfläche und der von ihrer Schnittlinie mit der Bodenoberfläche ausgehenden hangsenkrechten Fläche	4.4, 5.5.2.3, 5.7.4.4
G'_N, G'_Q	kN/m'	Komponenten von G' hangparallel beziehungsweise hangsenkrecht	4.4, 5.5.2.5
g	m/s ²	Erdbeschleunigung	4.2, 4.4
H_{ext}	m	Extreme Schneehöhe (Höchstwert der maximalen Schneehöhe in einer langen Reihe von Jahren an einer bestimmten Stelle)	3.5.2, 3.5.4, 3.6.2, 3.10.3, 5.5.1
\bar{H}_{ext}	m	Flächenmittel der extremen Schneehöhe (Mittel der extremen Schneehöhen H_{ext} über einen Geländeabschnitt, analog H_{max})	3.5.2, 3.5.4
H_k	m	Werkhöhe (lotrecht gemessen)	3.4.2.1, 3.6.2, 3.7.2.1, 3.10.3, 5.5.2.1, 5.5.3.1, 5.5.3.4, 5.5.4, 5.7.4.1, 5.8.1.3.3, 5.8.2.3.2, 5.8.3.4
H_{max}	m	Maximale Schneehöhe (Schneehöhenmaximum eines Winters, an einer bestimmten Stelle)	3.5.1, 3.5.2, 3.5.4
\bar{H}_{max}	m	Flächenmittel der maximalen Schneehöhe (Mittel der maximalen Schneehöhen H_{max} über einen Geländeabschnitt)	3.5.2, 3.5.4
H	m	Allgemeine Schneehöhe (lotrecht gemessen)	3.10.1, 4.2,
h	m	Schneehöhe mit dem beim Lastmodell 2 verbundenen spezifischen Schneedruck	5.5.3.1, 5.5.3.2
K	-	Kriechfaktor (abhängig von der Dichte und der Hangneigung)	3.10.1, 3.10.4, 4.2, 5.5.2.1
L	m	Werkabstand (in der Falllinie gemessen)	3.4.5.2, 3.7.2.1, 3.8.2
l	m	Werklänge (effektive Länge eines Einzelwerkes in der Niveaulinie gemessen)	3.9.1, 5.8.1.3.4, 5.8.3.5
Δl	m	Angriffslänge der Randkräfte (in der Niveaulinie gemessen)	4.5, 5.5.2.4, 5.5.3.3
N	-	Gleitfaktor (abhängig von der Bodenrauigkeit und der Hangexposition)	3.7.2.3, 3.10.1, 3.10.5, 4.2, 4.3, 4.6.1, 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.4, 5.5.4, 5.7.4.1, 8.2.1
P'	kN/m'	Komponente von R' senkrecht zur Stützfläche	5.6.1.2
p'_B	kN/m'	Belastung eines Balkens senkrecht zur Stützfläche	5.6.1.2, 5.8.1.2.2, 5.8.1.2.4, 5.8.2.2
p_h	kN/m ²	Spezifischer Schneedruck senkrecht zur Stützfläche beim Lastmodell 2	5.6.1.2, 5.6.1.3, 5.8.1.2.2, 5.8.2.2
Q'	kN/m'	Komponente von R' parallel zur Stützfläche	5.8.1.2.1
Q_k	kN	charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung	5.2.2.1
q'_B	kN/m'	Belastung eines Balkens parallel zur Stützfläche	5.8.1.2.1, 5.8.1.2.2, 5.8.1.2.3, 5.8.1.2.4
q_h	kN/m ²	Spezifischer Schneedruck parallel zur Stützfläche im zweiten Belastungsfall	5.8.1.2.1
q'_s	kN/m'	Querbelastung von Stützen senkrecht zur Stützenachse	4.6.1, 5.5.4
R'	kN/m'	Resultierende sämtlicher Schneedruckkräfte	5.5.2.5, 5.5.2.6, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1,
R_d	kN	Bemessungswert des Tragwiderstandes gemäss SIA-Normen	5.2.2.1, 5.2.2.2, 5.2.2.4, 5.2.3.2, 5.2.3.3, 5.9.7.1.8
R_k	kN	Charakteristische Wert des Tragwiderstandes gemäss SIA-Normen	5.2.2.1, 5.2.3.3

Bezeichnung	Masseinheit	Bedeutung	Ziffer
$R_{a,k}$	kN	Äussere Tragwiderstand eines Ankers resp. charakteristischer Auszieh-widerstand	5.9.7.1.5, 5.9.7.1.8, 5.9.7.2.5, 5.9.7.4.4, 5.9.7.5.5, 7.5.4.4
S'_N	kN/m'	Hangparallele Schneedruckkomponente (Kriech- und Gleitdruck)	4.2, 4.3, 4.5, 4.6.1, 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.4, 5.5.2.5, 5.5.6, 5.7.4.1
S'_Q	kN/m'	Hangsenkrechte Schneedruckkomponente (Kriechdruck)	4.3, 5.5.2.2, 5.5.2.5, 5.7.4.3
S'_R	kN/m'	Zusätzliche hangparallele Schneedruckkomponente am seitlichen Rand einer Stützfläche (Randkraft)	4.5, 5.5.2.4, 5.5.2.5, 5.6.1.4
S_S	kN	Seitenbelastung eines Werkes (parallel zur Niveaulinie)	4.7, 5.5.6, 5.7.4.3, 5.9.7.3.2
s_B	kN/m ²	Bruchscherspannung im gewachsenen Boden längs den Mantelflächen eines Betonfundamentes (Zugbeanspruchung)	5.9.5.4, 5.9.6.4
s^*_B	kN/m ²	Bruchscherspannung im wiedereingefüllten Bodenmaterial längs den Mantelflächen eines Fertigfundamentes (Zugbeanspruchung)	5.9.6.4
T_k	kN	Charakteristische Wert der resultierenden Fundationskraft, die auf das bergseitige Fundament wirkt	5.9.5.3.1, 5.9.5.3.2, 5.9.5.4, 5.9.6.3, 5.9.6.4
t	m	Fundationstiefe (lotrecht gemessen)	5.9.5.4, 5.9.6.4
U_k	kN	Charakteristische Wert der resultierenden Fundationskraft, die auf das talseitige Fundament wirkt	5.9.4.2, 5.9.6.5, 5.9.6.6
w	m	Lichte Weite in der Stützfläche (senkrecht zu den Bauteilen der Stützfläche gemessen)	5.8.1.3.1, 5.8.2.3.1, 5.8.3.3
Z	m ü.M.	Meereshöhe	3.5.4, 3.10.6
α	°	Winkel zwischen Krafrichtung und Hangparalleler (Fundamente)	8.9.6.6, 5.9.4.4, 5.9.4.5
δ	°	Winkel, den die Stützfläche mit der hangsenkrechten Ebene bildet	4.4, 5.3.2, 5.5.2.3, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1
γ_M	-	Widerstandsbeiwert	5.2.2.1, 5.2.2.2, 5.2.2.4, 5.2.3.2, 5.2.3.3, 5.9.4.1, 5.9.7.1.8
γ_Q	-	Lastbeiwert für eine veränderliche Einwirkung	5.2.2.1, 5.2.3.1, 5.9.4.1, 5.9.7.1.8
ε	°	Winkel, den die Resultierende des Schneedruckes aus S'_N und S'_Q (vektorielle Addition) mit der Hangparallelen bildet	4.3, 5.5.2.2,
ε_R	°	Winkel, den die Resultierende sämtlicher Schneedruckkräfte mit der Hangparallelen bildet	5.5.2.6, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1
ε_{cs}	%	Längenänderung (Schwinden) von Ankermörtel	6.2.1.4
η	-	Einflussfaktor eines Werkes in Bezug auf die Druckaufnahme	4.6.1, 4.6.2, 5.5.4
ρ_H	t/m ³	Mittlere Dichte von Schnee entsprechend der Schneehöhe H_{ext}	3.10.2, 5.5.2.1, 5.5.3.4
ρ_h	t/m ³	Mittlere Dichte von Schnee entsprechend der Schneehöhe h	5.5.3.4
ρ	t/m ³	Allgemeine mittlere Dichte von Schnee	3.10.1, 4.2, 4.4, 5.7.4.4
σ_α	kN/m ²	Spezifischer Baugrundwiderstand	5.9.5.3.1, 5.9.4.4, 5.9.6.5
σ_{90°	kN/m ²	Baugrundwiderstand senkrecht zum Hang	5.9.4.4, 5.9.4.6
σ_O	kN/m ²	Baugrundwiderstand in hangparalleler Richtung	5.9.4.4
φ	°	Reibungswinkel bei der Gleitbewegung von Schnee auf dem Boden	3.7.2.1, 3.7.2.2, 3.7.2.3
φ_{Ek}	°	Charakteristischer Reibungswinkel bei der Übertragung von Druckkräften (Fundamente)	5.9.5.4, 5.9.6.4, 5.9.6.6
ψ	°	Hangneigungswinkel	3.5.3, 4.2, 4.3, 4.4, 5.5.2.2, 5.5.2.3, 5.9.4.4, 8.2.1

3 > Projektierung von Stützverbauungen

3.1 Voraussetzungen der Lawinenbildung

3.1.1 Schneebrettlawinen

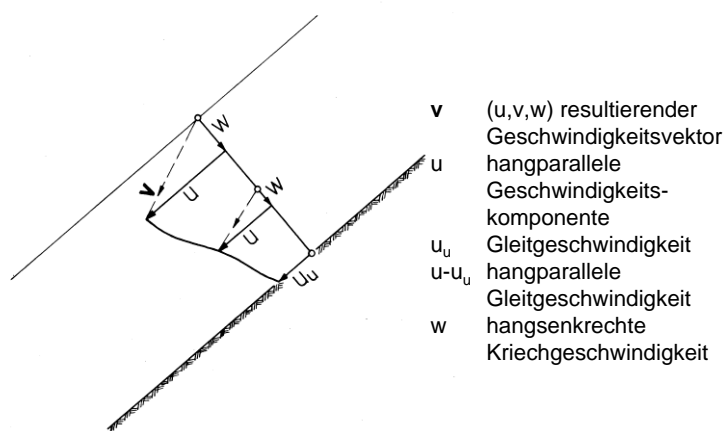
3.1.1.1 Entstehung von Kriechen und Gleiten

An einem Hang treten in der Schneedecke Kriechbewegungen auf und zusätzlich, je nach den Grenzbedingungen zwischen Boden und Schnee, noch Gleitbewegungen auf der Bodenoberfläche (Abb. 4).

Diese Bewegungen sind abhängig von den folgenden Faktoren:

- > Hangneigung,
- > Schneemächtigkeit,
- > Bodenrauigkeit,
- > Schneebeschaffenheit (Verformbarkeit, Reibung, im besonderen Durchnässung der Grenzschicht Boden – Schnee).

Abb. 4 > Kriech- und Gleitgeschwindigkeiten in der Schneedecke.



3.1.1.2 Neutrale Zone

Verändern sich diese Faktoren örtlich nicht, so müssen die Geschwindigkeitsprofile an jedem Ort identisch sein. Das Gewicht der Schneedecke wird in diesem Fall an jeder Stelle direkt als Normaldruck und Scherspannung auf den Boden übertragen. Dies ist der Zustand der sogenannten neutralen Zone, gekennzeichnet durch das Fehlen von Spannungsänderungen in hangparallelen Richtungen. Örtliche Veränderungen dieser Faktoren rufen Zonen gesteigerter Zug-, Druck- und Scherspannungen in hangsenkrechten Ebenen hervor.

3.1.1.3 Auslösung von Schneebrettlawinen

Bei einer Schneebrettlawine gleitet eine ganze Schneetafel grossflächig, gleichzeitig ab und gewinnt rasch an Geschwindigkeit. Voraussetzung ist, dass gebundene Schneeschichten eine dünne schwache Schicht oder schwache Schichtgrenze überlagern. Der Bruch, ein primärer Scherriss, beginnt in der schwachen Schicht oder schwachen Schichtgrenze, wo die örtlichen Spannungen die Schneefestigkeit überschreiten. Von diesem Initialbruch aus pflanzt sich der Bruch sehr rasch nach allen Seiten aus. Mit zunehmender Bruchausbreitung kommt es zu sekundären Rissen in der überlagernden Schicht: der obere Zugriss und die seitlichen Scherrisse sind die Folge davon. Am unteren Rand ist die abgleitende Schneetafel (das eigentliche Schneebrett) durch den Stauchwall begrenzt. Als auslösendes Moment für die Initialbruchbildung kommen einerseits natürliche Ursachen (z.B. Zusatzbelastung durch Neuschnee oder Festigkeitsabnahme durch rasche Erwärmung) oder aber künstliche Ursachen wie Skifahrer in Frage.

3.1.2 Lockerschneelawinen

Lockerschneelawinen entstehen in sehr lockerem Schnee auf kleinstem Raum, wenn sich eine kleine Schneemasse spontan oder auf einen minimalen Anstoss hin (fallender Stein oder Schneeklumpen) löst und talseitige Schneeteilchen in Bewegung setzt. Die Fortpflanzung dieser Bewegung erstreckt sich über einen schmalen Sektor (Birnenform) unter stetiger Zunahme der beteiligten Schneemasse.

3.1.3 Lawinenbildung und Hangneigung

Die niedrigste Hangneigung, bei der die Entstehung von Lawinen beobachtet wurde, beträgt 17° (31%). Dieser Fall ist praktisch bedeutungslos. Anrisse bei Hangneigungen unter 30° (58%) sind selten. In Gelände von über 45° Neigung überwiegen die Lockerschneelawinen. Diese führen zu einer häufigeren Entlastung eines Hanges und beeinträchtigen den Aufbau einer spannungsgeladenen Schneedecke und verhindern damit die Bildung von Schneebrettlawinen.

3.2 Aufgabe und Wirkung der Stützverbauung

3.2.1 Aufgabe

Die Stützverbauung hat zur Aufgabe, den Anbruch von Lawinen zu verhindern oder zum mindesten entstehende Schneebewegungen – sie können nicht vollständig unterbunden werden – auf ein unschädliches Mass zu beschränken. Voll entfaltete Lawinen entwickeln Kräfte, die in der Regel von den Stützverbauungswerken nicht aufgenommen werden können.

3.2.2 Wirkung

Die Wirkungsweise der Stützverbauung beruht darauf, dass der kriechenden und eventuell gleitenden Schneedecke eine im Boden verankerte, mehr oder weniger hangsenkrechte, bis an die Schneeoberfläche reichende Stützfläche entgegengestellt wird. Dadurch entsteht eine Stauwirkung, d.h. die Kriech- und Gleitgeschwindigkeiten nehmen hangabwärts zum Hindernis stetig ab. Innerhalb der Stauzone, die praktisch über eine hangparallele Distanz von mindestens der dreifachen lotrechten Schneehöhe reicht (wesentlich abhängig von der Gleitbewegung), entstehen im Schnee zusätzliche hangparallele Druckspannungen. Diese werden von der Stützfläche aufgenommen, wodurch die im Staubereich liegenden vor der Abstützung vorhandenen schneebrettbildenden Scher- und eventuell Zugspannungen vermindert werden.

Bei Abbrüchen verhindert die Stützverbauung das Mitreissen der Altschneedecke und beschränkt flächenmässig das Gebiet, über welches sich Scherrisse fortpflanzen können. Durch die Bremswirkung der Werke wird die Geschwindigkeit – die für eine Schadenwirkung vor allem massgebende Grösse – in Schranken gehalten. Schliesslich wirkt sich auch das Auffangvermögen der Stützwerke günstig aus.

3.2.3 Spielraum bei der Anordnung und Bemessung der Werke

Die vorliegende technische Richtlinie lässt bei der Anordnung und Bemessung der Werke einigen Spielraum offen. Dieser soll dazu benutzt werden, eine Stützverbauung den Anforderungen der zu schützenden Objekte bzw. dem als **zulässig erachteten Restrisiko** anzupassen. Für die Beurteilung der Anforderungen ist neben der **Art der zu schützenden Objekte** (z.B. bewohnt oder unbewohnt) auch deren **topographische Lage** in Bezug auf Anrissgebiet, Sturzbahn und Ablagerungsgebiet zu berücksichtigen (z.B. hohe Anforderungen bei Lage des Schutzobjektes innerhalb der Sturzbahn).

3.3 Werktypen

3.3.1 Starre Stützwerke

Wenn der Kriech- und Gleitbewegung der Schneedecke eine Stützfläche entgeggestellt wird, die nur kleine, elastische Deformationen erleidet, so spricht man von einer starren Stützfläche bzw. von einem starren Stützwerk (z.B. Schneebrücke mit Rostbalken aus Stahl, siehe Abb. 1).

3.3.2 Nachgiebige Stützwerke

Ist die Stützfläche jedoch in der Lage, den genannten Bewegungen bis zu einem gewissen Grade zu folgen, so spricht man von einer nachgiebigen Stützfläche bzw. von einem nachgiebigen Stützwerk (z.B. Schneenetze, siehe Abb. 3).

3.3.3 Beanspruchung eines Stützwerkes

Ein Stützwerk kann gemäss Ziffer 3.2.2 einerseits durch **Schneedruck** und andererseits durch **dynamische Kräfte** beansprucht werden. Während der statisch wirkende Schneedruck als Grundlage zur Bemessung dient (Kapitel 5), soll durch eine geeignete Werkanordnung (gemäss Ziffer 3.7) die Grösse von möglichen dynamischen Kräften derart kontrolliert werden, dass sie an den Werken keine oder höchstens geringe Schäden verursachen.

3.3.4 Wahl des Werktyps

Die Wahl des Werktyps hat sich nach den Anforderungen der zu schützenden Objekte (Ziffer 3.2.3) unter Berücksichtigung der örtlichen Schnee-, Gelände- und Fundationsverhältnisse zu richten. Schneenetze sind weniger empfindlich auf Kriechbewegungen und Steinschlag (vgl. Ziffer 7.4.3.1), aber im Lockergestein schwieriger zu verankern.

3.4 Ausdehnung und Anordnung einer Stützverbauung

3.4.1 Verbauungswürdige Hangneigung

Als verbauungswürdiger Neigungsbereich wird im allgemeinen 30° – 50° betrachtet (58 %–119 %).

In Ausnahmefällen sind auch flachere oder steilere Geländepartien zu verbauen, z.B. flachere Schultern oberhalb von Steilabfällen oder flachere Hangabschnitte in einem Anbruchgebiet.

3.4.2 Anordnung der obersten Stützwerke

3.4.2.1 Allgemein

Die Stützwerke sind primär unter den **höchstliegenden** beobachteten oder zu erwartenden **Anrisslinien** von Schneebrettlawinen anzubringen (Ziffer 3.1.1), und zwar so, dass diese noch in den wirksamen Staubereich der Werke zu liegen kommen. Dies ist gemäss Ziffer 3.2.2 der Fall, wenn die betreffenden Werkreihen nicht weiter als 2–3 H_K unter den Anrisslinien erstellt werden.

3.4.2.2 Gwächten

Wenn der zu verbauende Hang oben durch einen stark vergwächteten Grat begrenzt ist, sind die obersten Werke möglichst nahe an den Gwächtenfuss zu stellen, jedoch ohne dass sie in die Gwächte einbezogen werden. Sie sind im Hinblick auf die zu erwartende höhere Hinterfüllung und auf möglicherweise abbrechende Gwächtenstücke besonders stark auszubilden. In vielen Fällen kann die Gwächtenbildung durch eine Verwehungsverbauung reduziert werden. Diese ist gegebenenfalls vor der Erstellung der Stützverbauung auszuführen.

3.4.2.3 Felsiges Gelände

Wenn sich der zu verbauende Hang nach oben in sehr steiles, felsiges Gelände aufschwingt, sind die obersten Werke ebenfalls besonders stark zu bauen und zudem bei Steinschlaggefahr mit einer gegen Steinschlag möglichst widerstandsfähigen Stützfläche zu versehen (In Frage kommen: Schneenetze, massive Stahlroste oder eine Abdeckung mit Holz). In einzelnen Fällen können Schäden an einer Stützverbauung durch Schnee-, Eis- und Felsabstürze aus höherem, unverbaubarem Felsgelände mit Hilfe von Ablenk- oder Auffangwerken (Erddamm, Steinschlagschutznetz) verhindert werden.

3.4.2.4 Sekundäre Anrissgebiete

Stützwerte sind primär in den höchstliegenden beobachteten oder zu erwartenden Anrissflächen von Schneebrettlawinen anzubringen. Je nach Situation muss geprüft werden, ob weiter oben in sekundären Anrissgebieten anbrechende Lawinen nicht bis zur Stützverbauung vorstossen können. Bei dieser Beurteilung ist von einer extremen Lawinensituation auszugehen.

3.4.3 Anordnung der untersten Stützwerte

Mit dem Einbau von Werken entstehen in der Regel weiter unten neue, sekundäre Anrisszonen, so dass sich die Verbauungsfläche talwärts so weit zu erstrecken hat, bis

- > entweder die Geländeneigung definitiv unter zirka 30° (58%) abgenommen hat
- > oder bis erwartet werden darf, dass weiter unten anbrechende Lawinen und (oder) unter Umständen aus dem Verbauggebiet ausfliessende Schneemassen **kein schädliches Ausmass** mehr annehmen.

Im letzteren Fall richtet sich die Beurteilung nach der topographischen Lage und auch nach der Art der zu schützenden Objekte (siehe Ziffer 3.2.3).

3.4.4 Anordnung der Werke in Bezug auf die Richtung des Schneedruckes

Im Grundriss sind die Stützflächen der Werke möglichst senkrecht zur vermutlichen Richtung des resultierenden Schneedruckes zu stellen (wichtig in engen Mulden).

3.4.5 Seitliche Ausdehnung einer Stützverbauung

3.4.5.1 Grundsatz

Es ist immer anzustreben, eine Stützverbauung schon oben in der Anrisszone so breit anzulegen, dass sie eine einheitliche Geländekammer abdeckt und sich an natürliche, seitliche Begrenzungslinien (Geländerippen) anlehnen kann (Abb. 5). Enden die Werkreihen im freien Gelände, sind dort nach Ziffer 5.5.2.4 verstärkte Randwerke vorzusehen.

3.4.5.2 Zurückstaffelung der Werke und Trennwände

Kann aus geländebedingten oder wirtschaftlichen Gründen nicht eine einheitliche Geländekammer verbaut werden, müssen die Werke in der offenen Flanke nach unten **deutlich zurückgestaffelt** werden. Damit kann verhindert werden, dass die unteren Werke nicht von Lawinen, die unmittelbar neben der Verbauung abgleiten, beschädigt werden. Um ein Übergreifen benachbarter Schneebrettlawinen auf die Verbauzone zu erschweren, können am Verbauungsrande in der Mitte zwischen dem normalerweise angewendeten Werkabstand L zusätzliche Werke mit einer minimalen Totallänge von etwa $2 D_K$ angeordnet werden. In der Falllinie verlaufende Trennwände mit einer lotrecht gemessenen Höhe von etwa $H_K/2$ verhindern das Übergreifen von Bodenlawinen und verkleinern wesentlich die Randkräfte gemäss Ziffer 4.5. Um dabei auch einen Schutz der Stützen zu erreichen, sollen solche Trennwände jeweils seitlich am Werk vorbei bis zum Stützenfundament heruntergezogen werden (Abb. 6).

Abb. 5 > Vollständige Verbauung einer Geländekammer.

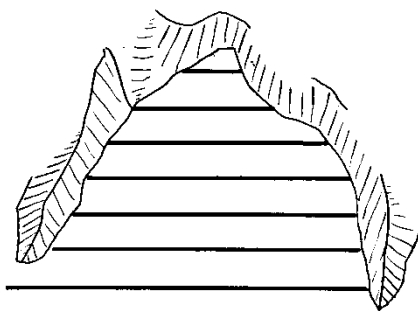
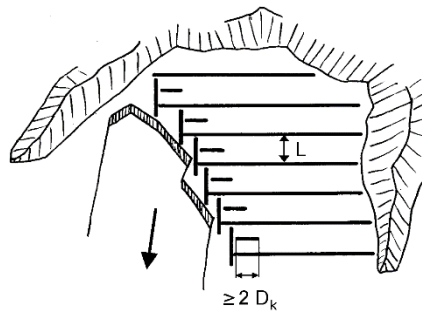


Abb. 6 > Teilweise Verbauung. Rückstaffelung und Abgrenzung des offenen Verbauungsrandes.



3.4.6 Verbauweisen

3.4.6.1 Durchgehende Verbauung

Die durchgehende Verbauung besteht aus längeren, horizontalen Werkreihen, die sich über den ganzen Verbaungsabschnitt erstrecken und höchstens in anrissicheren Geländeteilen Unterbrechungen aufweisen (Abb. 7). Sie ist im permanenten Lawinverbau die **bevorzugte Verbauweise**.

3.4.6.2 Aufgelöste Verbauung

Bei der aufgelösten Verbauung ist zwischen einer unterbrochenen und einer gestaffelten Verbauweise zu unterscheiden.

3.4.6.2.1 Aufgelöst, unterbrochene Verbauweise

Die unterbrochene Verbauweise leitet sich aus der durchgehenden Verbauung durch Einfügen von Zwischenräumen in die horizontalen Werkreihen ab (Abb. 8).

3.4.6.2.2 Aufgelöst, gestaffelte Verbauweise

Die gestaffelte Verbauweise weist gegenüber der durchgehenden Verbauung eine wechselweise Höhenverschiebung einzelner Abschnitte auf (Abb. 9).

Abb. 7 > Durchgehende Verbauweise.

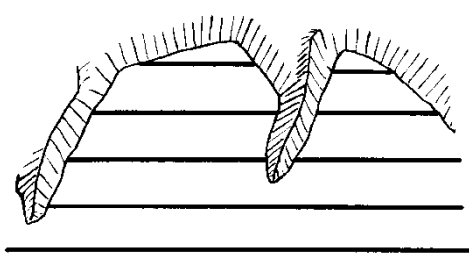


Abb. 8 > Aufgelöst, unterbrochene Verbauweise.

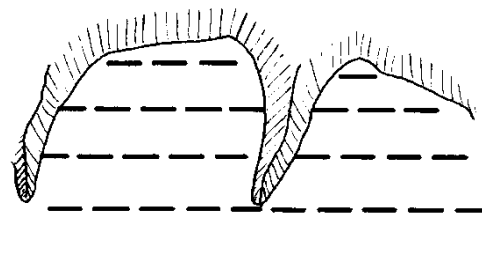


Abb. 9 > Aufgelöst, gestaffelte Verbauweise.

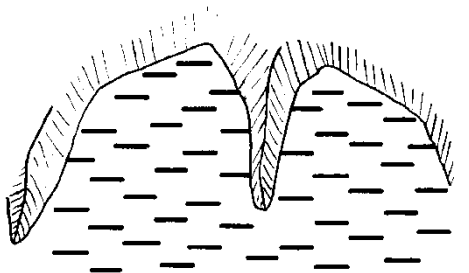
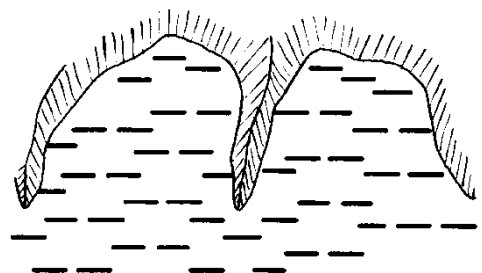


Abb. 10 > Aufgelöst, kombinierte Verbauweise.



3.4.6.3 Vor- und Nachteile der Verbauweisen

Alle drei Anordnungen haben ihre Vor- und Nachteile. Die folgende Tabelle 1 gibt darüber nähere Auskunft.

3.4.6.4 Wahl der Verbauweise

Die Wahl der Verbauweise hat sich nach den Anforderungen der zu schützenden Objekte (Ziffer 3.2.3) unter Berücksichtigung der örtlichen Schnee- und Geländebedingungen zu richten. Bei allgemein hohen Anforderungen und bei häufig auftretenden Lockerschneerutschen (z.B. bei grossen Meereshöhen und Nordexposition der Anrissflächen) wird nachdrücklich die durchgehende Verbauweise empfohlen.

Tab. 1 > Vor- und Nachteile der verschiedenen Verbauweisen.

Anordnung	Vorteile	Nachteile	Anwendung
Durchgehend (Ziffer 3.4.6.1)	<ul style="list-style-type: none"> • Fortpflanzung von Scherrissen in der Schneedecke berg- und talwärts über die Werkreihen hinaus weitgehend erschwert. • Durchgehendes Hindernis für Schneerutsche. • Weitgehende Vermeidung von Zugspannungen in der Schneedecke. • Beanspruchung der Werke durch Randkräfte nur an Enden von Werkreihen (minimale gesamte Schneedruckbeanspruchung). 	<ul style="list-style-type: none"> • Grosse und zusammenhängende Breitenentwicklung von verbleibenden Scher- und Zugspannungszonen in der Schneedecke. • Eventuell seitliche Fortpflanzung von Schadenwirkungen an Werken. • Beschränkte Anpassungsfähigkeit bei stark kupiertem Gelände und örtlich stark wechselnden Schneeverhältnissen (je nach verwendetem Werktyp verschieden stark ins Gewicht fallend). 	<ul style="list-style-type: none"> • Normalfall
Aufgelöst unterbrochen (Ziffer 3.4.6.2.1)	<ul style="list-style-type: none"> • Gute Anpassungsfähigkeit an horizontale Geländeconfiguration und örtlich wechselnde Schneeverhältnisse. • Lokalisierung von Schadenwirkungen auf einzelne Abschnitte. • Eventuelle Kosteneinsparung (im Vergleich zur durchgehenden Verbauung). 	<ul style="list-style-type: none"> • Teilweises Durchfliessen von Schnee durch Werkzwischenräume möglich. • Beanspruchung der Werke durch Randkräfte, die dem seitlichen Werkzwischenraum entsprechen. • Erleichterte Fortpflanzung von Scherrissen in der Schneedecke berg- und talwärts über die Werkreihen hinaus (im Vergleich zur durchgehenden Verbauung). 	<ul style="list-style-type: none"> • Ausnahmsweise in Zonen mit z.B. Felsrippen oder lokale Geländestufen
Aufgelöst gestaffelt (Ziffer 3.4.6.2.2)	<ul style="list-style-type: none"> • Gute Anpassungsfähigkeit an Geländeconfiguration in allen Richtungen. • Aufteilung von verbleibenden Zug und Scherspannungszonen. • Durchschnittlich vermindertes Schneegleiten im Vergleich zur durchgehenden und aufgelöst unterbrochenen Verbauweise. 	<ul style="list-style-type: none"> • Beanspruchung der Werke durch Randkräfte, die dem freien Werk entsprechen. • Erhöhung der Laufmeterkosten (im Vergleich zur durchgehenden und aufgelöst unterbrochenen Verbauweise). • Fortpflanzung von Scherrissen nach allen Richtungen möglich. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ausnahmsweise in sehr steilem und stark strukturiertem Gelände, auch bei einer Verdichtung von älteren, nicht richtlinienkonformen Verbauungen.

3.5 Schneehöhe

3.5.1 Allgemeine Definition

Die Schneehöhe H wird lotrecht gemessen. Sie ist charakteristisch für die Schneebedeckung des Geländes. Bei lotrecht einfallendem gleichmässigem Schneeniederschlag (Windstille) ist die Schneehöhe **unabhängig von der Hangneigung**.

3.5.2 Definition der Schneehöhen

- > **Maximale Schneehöhe H_{\max}** : Schneehöhenmaximum eines Winters an einer bestimmten Stelle (z.B. an einem Werkstandort).
- > **Flächenmittel der maximalen Schneehöhe \bar{H}_{\max}** : Mittel der maximalen Schneehöhen H_{\max} über einen grösseren Geländeabschnitt zum Zeitpunkt des allgemeinen Schneehöhenmaximums eines Winters.
- > **Extreme Schneehöhe H_{ext}** : Der zu erwartende Höchstwert der maximalen Schneehöhen H_{\max} in einer langen Reihe von Jahren an einer bestimmten Stelle (z.B. an einem Werkstandort).
- > **Flächenmittel der extremen Schneehöhe \bar{H}_{ext}** : Mittel der extremen Schneehöhen H_{ext} über einen grösseren Geländeabschnitt zum Zeitpunkt der extremen Schneebedeckung (durchschnittlich höchstens einmal innerhalb von ca. 100 Jahren auftretend).

3.5.3 Definition der Schneemächtigkeit

Als Schneemächtigkeit wird die senkrecht zur Bodenoberfläche gemessene Höhe der Schneedecke bezeichnet und mit dem Symbol D versehen (D , D_{\max} , D_{ext} usw.). Zwischen der Schneemächtigkeit D und Schneehöhe H besteht die Beziehung, wobei die Hangneigung mit ψ bezeichnet wird:

$$D = H \cdot \cos \psi \quad [\text{m}] \quad (1)$$

3.5.4 Bestimmung der extremen Schneehöhen

Massgebend für die Projektierung einer Stützverbauung sind die extremen Schneehöhen H_{ext} an den Werkstandorten (Ziffer 3.6.2). Von einer zuverlässigen Bestimmung dieser Werte hängt die Wirksamkeit einer Verbauung in erster Linie ab. Die langjährigen Beobachtungen der Schneehöhen in den Verbauungsflächen fehlen aber in fast allen Fällen, es muss deshalb von umliegenden Beobachtungsstationen ausgegangen werden, von welchen die gewünschten Messreihen vorhanden sind. Dazu können z.B. die Vergleichsstationen des SLF dienen (siehe Winterberichte des SLF). Die dort gemessenen Schneehöhen oder Niederschläge sind repräsentativ für ein grösseres Gebiet, d.h. Störungen durch die lokalen Geländebeziehungen sind weitgehend vermieden (z.B. Lage in einer

Talsole auf einer horizontalen Ebene). Die auf diese Weise an einem Punkt gemessenen Werte dürfen daher als Durchschnittswerte (Flächenmittel) betrachtet werden. Die so erhaltene grossräumige Verteilung der Flächenmittel der extremen Schneehöhen \bar{H}_{ext} über das schweizerische Alpengebiet ist in Abbildung 11 dargestellt.

Als Grundlage für die Darstellung dienen Schneehöhenmessungen der Vergleichsstationen des SLF und der automatischen ENET-Stationen (SLF/MeteoSchweiz) mit Messreihen zwischen 10 und 66 Jahren. In diesen Schneehöhen sind Windeinflüsse nicht berücksichtigt. Die Karte ist auf eine **einheitliche Wiederkehrdauer von 100 Jahren** umgerechnet worden und gilt für das schweizerische Alpengebiet. In den 4 Zonen gelten die folgenden Meereshöhenabhängigkeiten (siehe Abb. 11):

$$\text{Zone 1: } \bar{H}_{\text{ext}} = 1.00 (0.15 \cdot Z - 20) \quad (2)$$

$$\text{Zone 2: } \bar{H}_{\text{ext}} = 1.30 (0.15 \cdot Z - 20) \quad (3)$$

$$\text{Zone 3: } \bar{H}_{\text{ext}} = 1.65 (0.15 \cdot Z - 20) \quad (4)$$

$$\text{Zone 4: } \bar{H}_{\text{ext}} = 2.00 (0.15 \cdot Z - 20) \quad (5)$$

\bar{H}_{ext} ist das Flächenmittel der extremen Schneehöhen in [cm] und Z ist die Meereshöhe in [m ü.M.].

Die Berechnung der am Werkstandort zu berücksichtigenden extremen Schneehöhe hat wie folgt vor sich zu gehen:

- > Messung der **maximalen Schneehöhe** H_{max} bei den vorgesehenen Werkstandorten, wenn möglich während mehrerer Winter mit Hilfe von Abstichen (Lawinsonden) oder mit Pegeln. Es handelt sich dabei um die kleinräumige Verteilung. Die Anzahl der Messpunkte soll daher dem Gelände so angepasst werden, dass jede örtliche Schneehöhenänderung (z.B. in engen Mulden) erfasst werden kann. Als Richtwert gelten etwa 25–100 Abstiche oder Pegel pro Hektare. Wertvolle Beobachtungen über die Schneehöhenverteilung können oft in der Zeit des Ausaperns gemacht werden.
- > Im gleichen Zeitpunkt wie die maximalen Schneehöhen im Verbauegebiet ist das **Flächenmittel der maximalen Schneehöhe** \bar{H}_{max} in einem Geländeabschnitt, der möglichst repräsentativ ist für die grossräumig gültige Schneehöhe, zu messen. Dazu können die Beobachtungen einer oder mehrerer in der Nähe liegender Vergleichsstationen des SLF herangezogen werden, oder aber auch Ablesungen an günstig gelegenen Pegeln. Die Verbaufäche eignet sich für diese Messung im Allgemeinen nicht, da sie sich als Ganzes in einer speziellen Lage befindet, z.B. insgesamt auf einer Luv- oder Leeseite (mittlräumige Verteilung).
- > Bestimmung des **Flächenmittels der extremen Schneehöhe** \bar{H}_{ext} , anhand der Abbildung 11 oder auch anderer zuverlässiger Angaben (grossräumige Verteilung). Auf Wunsch gibt das SLF weitere Auskünfte.

> Berechnung der **extremen Schneehöhe** H_{ext} an einem Werkstandort auf Grund der Voraussetzung einer von Jahr zu Jahr ähnlichen Schneehöhenverteilung, unabhängig von der Schneehöhe:

$$H_{ext} = H_{max} \frac{\bar{H}_{ext}}{\bar{H}_{max}} \quad [m] \quad (6)$$

Wird über mehrere Jahre gemessen – was immer anzustreben ist – ergeben sich für H_{ext} meist von Jahr zu Jahr voneinander abweichende Werte. In diesem Fall ist der aus dem grössten H_{max} berechnete Wert am zuverlässigsten. Bei ungefähr gleich grossen maximalen Schneehöhen in verschiedenen Jahren soll jedoch der grösste erhaltene Wert für H_{ext} für die Bemessung berücksichtigt werden.

Beispiel:

Am Dorfberg ob Davos wurde während 3 Wintern bei einem zukünftigen Werkstandort auf 2266 m.ü.M. die maximalen Schneehöhen H_{max} mit einem Pegel gemessen. Das nicht weit davon entfernte Versuchsfeld SLF Weissfluhjoch in 2540 m.ü.M. gelegen, liefert grossräumig gültige Schneehöhenwerte \bar{H}_{max} für dieselben Tage wie am Werkstandort (Voraussetzung, dass Pegelmessung gut mit grossräumiger Schneehöhe übereinstimmt!).

Aus Abbildung 11 ist ersichtlich, dass das Versuchsfeld SLF in die Zone 2 gehört. Das Flächenmittel der extremen Schneehöhe \bar{H}_{ext} folgt daher aus (3) zu

$$\bar{H}_{ext} = 1.30 (0.15 \cdot 2540 - 20) = \underline{469 \text{ cm}}$$

Datum	8.2.1961	7.4.1962	17.1.1963
Schneehöhen [m]:			
- H_{max}	1.50	2.20	1.20
- \bar{H}_{max}	2.38	2.75	1.40
- \bar{H}_{ext}	4.69	4.69	4.69
Daraus: - H_{ext}	$1.50 \frac{4.69}{2.38} = \underline{2.96}$	$2.20 \frac{4.69}{2.75} = \underline{3.75}$	$1.20 \frac{4.69}{1.40} = \underline{4.02}$

Als Bemessungsgrundlage sind 3.75 m zu verwenden. Der absolut grösste Wert von 4.02 m ist zu wenig zuverlässig, da er aus einem wesentlich kleineren H_{max} berechnet wurde.

3.6 Werkhöhe

3.6.1 Definition der Werkhöhe

Die Werkhöhe H_K ist definiert als die mittlere lotrechte Entfernung der Stützflächenoberkante vom Boden. Die Definition für die einzelnen Werktypen finden sich im Kapitel 5 (Schneeburgen Ziffer 5.8.1.3.3, Schneerechen Ziffer 5.8.2.3.2 und Schneenetze Ziffer 5.8.3.4).

3.6.2 Bedingung für die Werkhöhe

Die Werkhöhe H_K hat mindestens der für den Werkstandort zu erwartenden extremen Schneehöhe zu entsprechen.

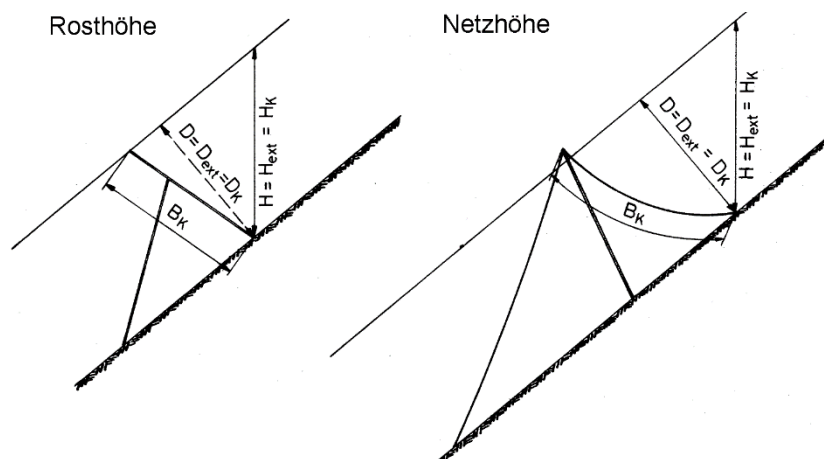
$$\boxed{H_K \geq H_{\text{ext}}} \quad [\text{m}] \quad (7)$$

Auf der Erfüllung dieser fundamentalen Forderung beruht einerseits die Lawinensicherung in Katastrophensituationen und andererseits das Verfahren für die Bemessung der Stützwerke. Wird $H_K > H_{\text{ext}}$ gewählt, ist für die Bemessung der Stützwerke durchwegs H_K massgebend. Es ist zu beachten, dass die Verbauungswerke je nach ihrer Konstruktionsweise und den Windverhältnissen eine mehr oder weniger erhebliche Rückwirkung auf die Schneeablagerung ausüben.

3.6.3 Definition der Rost- bzw. Netzhöhe

Als Rost- bzw. Netzhöhe B_K wird die mittlere Abmessung der Stützfläche senkrecht zur Niveaulinie bezeichnet. Sie wird unten durch die Bodenoberfläche begrenzt (Abb. 12). Als wirksame Rost- bzw. Netzhöhe D_K wird analog zur Schneemächtigkeit die hangsenkrechte, mittlere Entfernung der Stützflächenoberkante vom Boden bezeichnet.

Abb. 12 > Rost- und Netzhöhe.



3.7 Werkabstände in der Falllinie

3.7.1 Bedingungen für Werkabstände

Der Abstand von Werken und Werkreihen in der Falllinie ist so zu bemessen, dass neben der Erfüllung der primären Aufgabe der Stützverbauung gemäss Ziffer 3.2.1 den folgenden 3 Bedingungen gleichzeitig Genüge geleistet wird:

- > Die Werke sollen durch den statisch wirkenden maximalen Schneedruck keinen Schaden erleiden.
- > Ebenso müssen die durch Schneebewegungen hervorgerufenen dynamischen Beanspruchungen schadlos aufgenommen werden können.
- > Die Geschwindigkeit von Schneebewegungen innerhalb der Verbauung darf einen gewissen Grenzwert nicht überschreiten. Die für eine Schadenwirkung unterhalb der Verbauung massgebende Bewegungsenergie wird damit für Bauwerke auf ein unschädliches Ausmass beschränkt.

3.7.2 Abstandsformel

3.7.2.1 Berechnung des hangparallelen Werkabstandes

Der hangparallele Werkabstand L berechnet sich zu:

$$L = f_L \cdot H_K \quad [m] \quad (8)$$

mit dem Abstandsfaktor f_L , welcher von der Hangneigung und überdies – infolge der 3 Bedingungen in Ziffer 3.7.1 – vom Reibungswinkel φ zwischen Boden und Schnee, vom Gleitfaktor N und von der Werkhöhe H_K selber abhängt. Abbildung 13 gibt f_L , in Funktion der genannten Parameter. Mit Hilfe der 3 Kurvenscharen $\tan \varphi$, N und $H_K = \text{const.}$ kann der für die gegebenen Verhältnisse massgebende Wert für f_L herausgelesen werden.

Die nach D_K geordneten massgebenden Werkabstände L (hangparallel) und L' (Grundriss) sind auch direkt aus den Tabellen 2.1 und 2.2 resp. 3.1 und 3.2 ersichtlich.

3.7.2.2 Berücksichtigung der Bodenoberfläche und Sicherheitsanforderungen

- > Bei glattem Boden ($N > 2$) oder bei höheren Sicherheitsanforderungen gelten die Werte zwischen $\tan \varphi = 0.55$ und 0.50 .
- > Bei rauhem Boden ($N < 2$) und wenn gleichzeitig keine hohen Sicherheitsanforderungen gestellt werden, gelten die Werte für $\tan \varphi = 0.60$.

3.7.2.3 Höchstzulässige Werte für den Abstandsfaktor

Die Kurven $\tan \varphi = 0.60$, $N > 1.3$ und $f_L = 13$ stellen die absolut höchstzulässigen Werte für f_L dar.

3.7.2.4 Kleinster Gleitfaktor für Bemessung der Werke

Sind die Werke auf den Gleitfaktor $N = 1.2$ bemessen, so darf der gewählte Abstandsfaktor nicht oberhalb der entsprechend angeschriebenen Kurve liegen.

3.7.2.5 Grosse Werkhöhen

Betragen die lotrecht gemessenen Werkhöhen H_K mehr als 4.5 m, so liegen die höchstzulässigen Werte für f_L auf den entsprechend angeschriebenen Kurven.

3.7.2.6 Spielraum

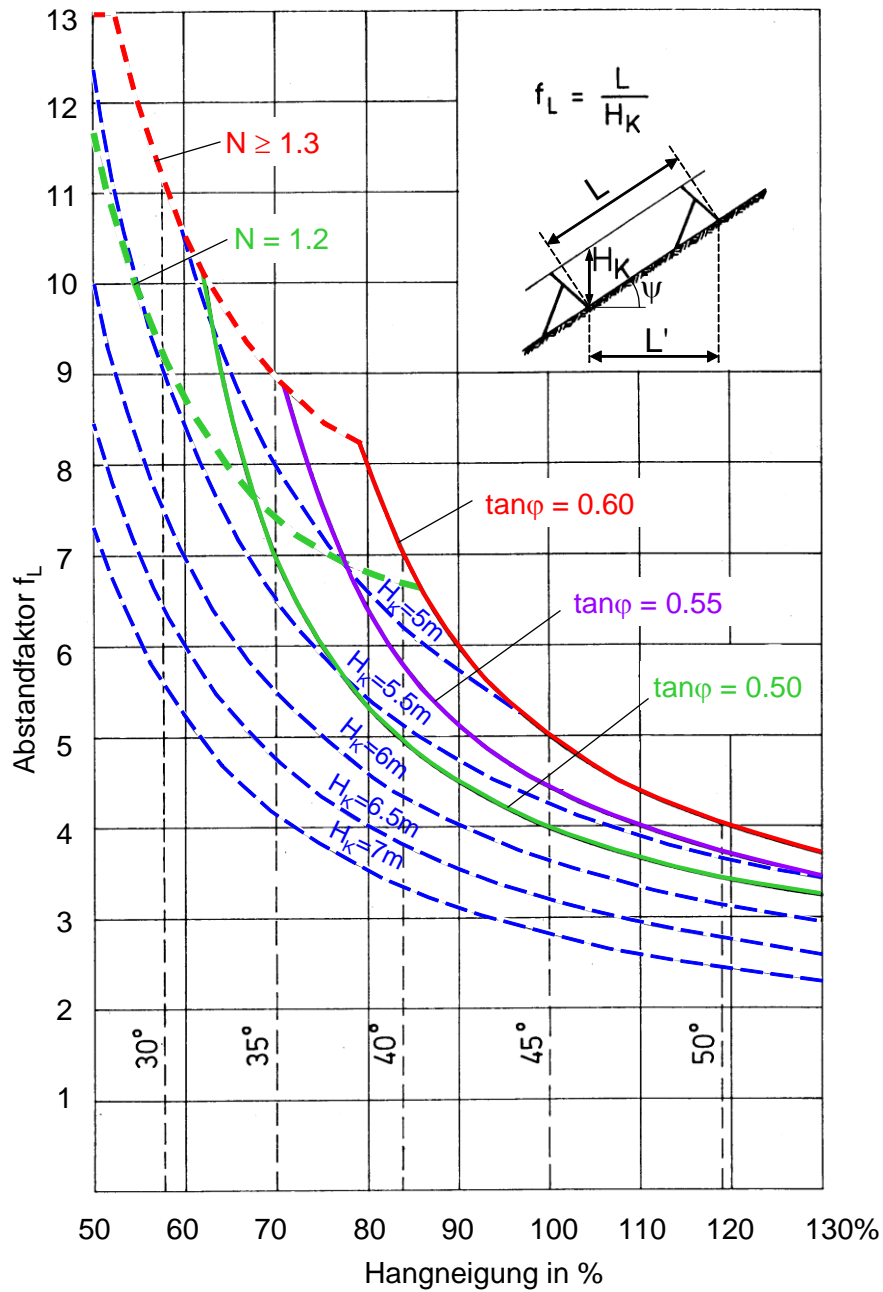
Der in der Abstandsberechnung zugelassene Spielraum soll gemäss Ziffer 3.2.3 dazu benutzt werden, den Stützverbau den Anforderungen der zu schützenden Objekte anzupassen. Normalerweise empfiehlt sich f_L im Bereich zwischen $\tan \varphi = 0.55$ und 0.50 zu wählen.

3.7.2.7 Klima

Zur Erzielung einer genügenden Anbruchsicherheit ist bei der Wahl der Werkabstände auch das Klima zu berücksichtigen. Besonders an Nordhängen oder in niederschlagsreichen Voralpengebieten müssen gegebenenfalls noch kleinere Werte als für $\tan \varphi = 0.50$ angenommen werden.

3.7.2.8 Wechselnde Hangneigung

Wenn innerhalb eines Werkabstandes die Hangneigung wechselt, ist bei der Berechnung von L für ψ die Neigung der Verbindungsgeraden zwischen den betreffenden Werkfusspunkten einzusetzen.

Abb. 13 > Abstandsfaktor f_L .

Tab. 2.1 > Hangparallele Werkabstände L gemäss Abbildung 13 in [m].

Hangneigung	D _k [m]	H _k [m]	L [m]						
			N = 1.2			N ≥ 1.3			
			tan φ =			tan φ =			
			0.60	0.55	0.50	0.60	0.55	0.50	
60 % (31°)	1.5	1.75		15.3			18.4		
	2.0	2.33		20.3			24.6		
	2.5	2.92		25.4			30.7		
	3.0	3.50		30.5			36.9		
	3.5	4.08		35.6			43.1		
	4.0	4.66		40.7			49.2		
	4.5	5.25		45.8			49.1		
	5.0	5.83		43.3			43.3		
70 % (35°)	1.5	1.83		13.6	12.8		16.4		12.8
	2.0	2.44		18.1	17.1		21.8		17.1
	2.5	3.05		22.7	21.4		27.3		21.4
	3.0	3.66		27.2	25.6		32.7		25.6
	3.5	4.27		31.8	29.9		38.2		29.9
	4.0	4.88		36.3	34.2		43.6		34.2
	4.5	5.49		35.9			35.9		
	5.0	6.10		32.5			32.5		
80 % (38.7°)	1.5	1.92	13.1	12.3	10.2	15.4	12.3		10.2
	2.0	2.56	17.4	16.4	13.7	20.5	16.4		13.7
	2.5	3.20	21.8	20.5	17.1	25.6	20.5		17.1
	3.0	3.84	26.2	24.6	20.5	30.7	24.6		20.5
	3.5	4.48	30.5	28.7	23.9	35.9	28.7		23.9
	4.0	5.12		32.1	27.3		32.1		27.3
	4.5	5.76		28.6			28.6		
	5.0	6.40		26.4			26.4		

Tab. 2.2 > Hangparallele Werkabstände L gemäss Abbildung 13 in [m].

Hangneigung	D _k [m]	H _k [m]	L [m]		
			N ≥ 1.2		
			tan φ =		
			0.60	0.55	0.50
90 % (42°)	1.5	2.02	12.1	10.4	9.1
	2.0	2.69	16.1	13.8	12.1
	2.5	3.36	20.2	17.3	15.1
	3.0	4.04	24.2	20.8	18.2
	3.5	4.71	28.2	24.2	21.2
	4.0	5.38		26.5	24.2
	4.5	6.05		24.1	
	5.0	6.73		22.4	
100 % (45°)	1.5	2.12	10.6	9.4	8.5
	2.0	2.83	14.1	12.6	11.3
	2.5	3.54	17.7	15.7	14.1
	3.0	4.24	21.2	18.9	17.0
	3.5	4.95	24.7	22.0	19.8
	4.0	5.66		22.8	22.6
	4.5	6.36		21.0	
	5.0	7.07		19.7	
110 % (47.7°)	1.5	2.23	9.8	8.9	8.2
	2.0	2.97	13.1	11.9	10.9
	2.5	3.72	16.3	14.9	13.6
	3.0	4.46	19.6	17.8	16.3
	3.5	5.20	22.5	20.8	19.1
	4.0	5.95		20.2	
	4.5	6.69		18.8	
	5.0	7.43		17.7	
120 % (50.2°)	1.5	2.34	9.4	8.6	8.0
	2.0	3.12	12.5	11.5	10.7
	2.5	3.91	15.6	14.4	13.4
	3.0	4.69	18.7	17.3	16.1
	3.5	5.47		20.1	18.7
	4.0	6.25		18.3	
	4.5	7.03		17.1	
	5.0	7.81		16.2	
130 % (52.4°)	1.5	2.46	9.1	8.5	8.0
	2.0	3.28	12.2	11.4	10.7
	2.5	4.10	15.2	14.2	13.3
	3.0	4.92	18.3	17.1	16.0
	3.5	5.74		18.3	
	4.0	6.56		16.8	
	4.5	7.38		15.8	
	5.0	8.20		15.1	

Tab. 3.1 > Werkabstände L' im Grundriss gemäss Abbildung 13 in [m].

Hangneigung	D _K [m]	H _K [m]	L' = L · cos ψ [m]						
			N = 1.2			N ≥ 1.3			
			tan φ =			tan φ =			
			0.60	0.55	0.50	0.60	0.55	0.50	
60 % (31°)	1.5	1.75		13.1				15.8	
	2.0	2.33		17.4				21.1	
	2.5	2.92		21.8				26.4	
	3.0	3.50		26.2				31.6	
	3.5	4.08		30.5				36.9	
	4.0	4.66		34.9				42.2	
	4.5	5.25		39.3				42.1	
70 % (35°)	5.0	5.83		37.1				37.1	
	1.5	1.83		11.1	10.5			13.4	10.5
	2.0	2.44		14.9	14.0			17.9	14.0
	2.5	3.05		18.6	17.5			22.3	17.5
	3.0	3.66		22.3	21.0			26.8	21.0
	3.5	4.27		26.0	24.5			31.3	24.5
	4.0	4.88		29.7	28.0			35.7	28.0
80 % (38.7°)	4.5	5.49		29.4				29.4	
	5.0	6.10		26.6				26.6	
	1.5	1.92	10.2	9.6	8.0	12.0	9.6	8.0	
	2.0	2.56	13.6	12.8	10.7	16.0	12.8	10.7	
	2.5	3.20	17.0	16.0	13.3	20.0	16.0	13.3	
	3.0	3.84	20.4	19.2	16.0	24.0	19.2	16.0	
	3.5	4.48	23.8	22.4	18.7	28.0	22.4	18.7	
	4.0	5.12		25.1	21.3		25.1	21.3	
	4.5	5.76		22.4			22.4		
	5.0	6.40		20.6			20.6		

Tab. 3.2 > Werkabstände L' im Grundriss gemäss Abbildung 13 in [m].

Hangneigung	D _k [m]	H _k [m]	L' = L · cos ψ [m]		
			N ≥ 1.2		
			tan φ =		
			0.60	0.55	0.50
90 % (42°)	1.5	2.02	9.0	7.7	6.7
	2.0	2.69	12.0	10.3	9.0
	2.5	3.36	15.0	12.9	11.2
	3.0	4.04	18.0	15.4	13.5
	3.5	4.71	21.0	18.0	15.7
	4.0	5.38		19.7	18.0
	4.5	6.05		17.9	
	5.0	6.73		16.7	
100 % (45°)	1.5	2.12	7.5	6.7	6.0
	2.0	2.83	10.0	8.9	8.0
	2.5	3.54	12.5	11.1	10.0
	3.0	4.24	15.0	13.3	12.0
	3.5	4.95	17.5	15.6	14.0
	4.0	5.66		16.1	16.0
	4.5	6.36		14.8	
	5.0	7.07		13.9	
110 % (47.7°)	1.5	2.23	6.6	6.0	5.5
	2.0	2.97	8.8	8.0	7.3
	2.5	3.72	11.0	10.0	9.2
	3.0	4.46	13.2	12.0	11.0
	3.5	5.20	15.1	14.0	12.8
	4.0	5.95		13.6	
	4.5	6.69		12.6	
	5.0	7.43		11.9	
120 % (50.2°)	1.5	2.34	6.0	5.5	5.1
	2.0	3.12	8.0	7.4	6.9
	2.5	3.91	10.0	9.2	8.6
	3.0	4.69	12.0	11.1	10.3
	3.5	5.47		12.8	12.0
	4.0	6.25		11.7	
	4.5	7.03		10.9	
	5.0	7.81		10.4	
130 % (52.4°)	1.5	2.46	5.6	5.2	4.9
	2.0	3.28	7.4	6.9	6.5
	2.5	4.10	9.3	8.7	8.1
	3.0	4.92	11.1	10.4	9.7
	3.5	5.74		11.1	
	4.0	6.56		10.2	
	4.5	7.38		9.6	
	5.0	8.20		9.2	

3.8 Seitliche Werkzwischenräume

3.8.1 Unterbrochene Verbauweise

Bei unterbrochener Verbauweise sind seitliche Zwischenräume A zwischen benachbarten Werken, die nicht durch lawinensichere Geländeabschnitte bedingt sind, auf maximal 2 m zu begrenzen.

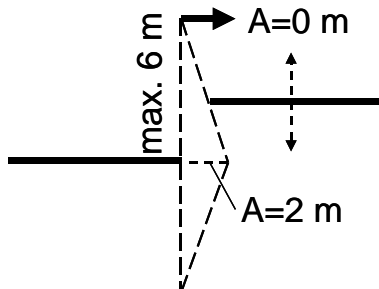
$$A \leq 2 \text{ m}$$

[m] (9)

Sie sollen von oben durch Werke im Abstand L voll abgedeckt sein (gilt nicht für die oberste Werkreihe).

Sind seitlich benachbarte Werke in der Falllinie ein wenig gegeneinander verschoben, ist die Projektion der Lücke in Richtung der Falllinie mit zunehmender Verschiebung der Werke gemäss Abbildung 14 zu schliessen.

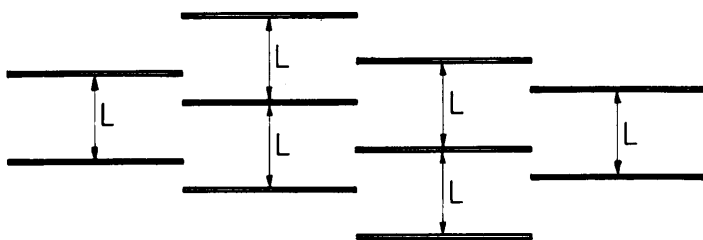
Abb. 14 > Teilweise Schliessung der Werkzwischenräume.



3.8.2 Gestaffelte Verbauweise

Bei gestaffelter Verbauweise sind die Unterbrüche beliebig, aber Lücken von über 2 m müssen durch Werke, die unter sich den normalen Werkabstand L aufweisen, voll abgedeckt (Abb. 15) oder gemäss Ziffer 3.8.1 teilweise geschlossen sein.

Abb. 15 > Werkzwischenräume bei gestaffelter Verbauweise.



3.9 Längen zusammenhängender Stützroste

3.9.1 Definition

Zusammenhängende Stützroste bestehen aus einer ununterbrochenen Zusammensetzung von Einzelwerken. Die Werklänge l eines Einzelwerkes (ohne Zwischengarnituren) ist die mittlere effektive Abmessung der Stützfläche in der Niveaulinie gemessen (Schneebrücken siehe Ziffer 5.8.1.3.4, Schneenetze siehe Ziffer 5.8.3.5).

3.9.2 Minimale und maximale Längen

Die minimale Länge eines zusammenhängenden Stützrostes soll bei sämtlichen Verbauweisen in der Regel nicht weniger als 16 bis 22 m betragen.

Aus praktischen Gründen (Durchgangsmöglichkeit) sollte er jedoch etwa 50 m nicht überschreiten.

3.10 Standortfaktoren des Schneedruckes

3.10.1 Definitionen

Der Schneedruck auf ein Stützwerk hängt von folgenden Standortfaktoren ab:

- > ρ mittlere Dichte des Schnees*
- > H lotrechte Schneehöhe am Werkstandort
- > K Kriechfaktor*, abhängig von der Dichte des Schnees und der Hangneigung
- > N Gleitfaktor, abhängig von der Bewachsung, Rauigkeit und Sonnenexposition des Bodens
- > f_c Höhenfaktor, die Abhängigkeit der Dichte von der Meereshöhe charakterisierend
- > f_R Randfaktor, abhängig vom seitlichen Werkzwischenraum (bzw. von der Werkanordnung) und vom Gleitfaktor.

Einzelne dieser Faktoren sind für jedes Verbauprojekt, eventuell für jeden Werkstandort im Gelände zu bestimmen; andere werden auf Grund allgemein gültiger Beziehungen vorgegeben. Letztere sind in obiger Übersicht mit * bezeichnet. Die Berechnung des Schneedruckes aus den genannten Faktoren ist Kapitel 4 und 5 angegeben.

3.10.2 Dichte des Schnees

Die mittlere Dichte wird für einen Schneedeckenaufbau, wie er im Fall einer **extremen Schneehöhe** anzutreffen sein wird, einheitlich mit $\rho_H = 0.270 \text{ t/m}^3$ angesetzt. Dieser Wert gilt in den Schweizer Alpen für eine Höhenlage von 1500 m ü.M. und eine WNW-N-ENE-Exposition. Der Veränderung dieses Basiswertes mit der Meereshöhe und der Hangexposition wird durch den Höhenfaktor f_c (Ziffer 3.10.6) und den Gleitfaktor N (Ziffer 3.10.5) Rechnung getragen. Die bei der Setzung der Schneedecke auftretende Erhöhung der Dichte wird, vom obigen Basiswert ausgehend, durch die Bemessungsvorschriften berücksichtigt (Ziffer 5.5.3).

3.10.3 Schneehöhe am Werkstandort

Massgebend als Ausgangswert für die Schneedruckberechnung ist die gemäss Ziffer 3.6.2 aus der extremen Schneehöhe H_{ext} abgeleitete Werkhöhe H_K .

3.10.4 Kriechfaktor

Die Werte für den Kriechfaktor K in Funktion der Dichte und der Hangneigung sind in Ziffer 4.2 (Tabelle 6) dargestellt. Für die Praxis wird die im Winkelbereich von 35° - 45° geringe Neigungsabhängigkeit vernachlässigt (Annahme: $\sin 2\psi = 1$).

3.10.5 Gleitverhältnisse und Gleitfaktor

Der Gleitfaktor N, der die Erhöhung des Schneedruckes bei einer Gleitbewegung der Schneedecke auf dem Boden (siehe Ziffer 3.1.1.1) angibt, ist von der Bodenrauigkeit und von der Hangexposition (Sonnenexposition) abhängig. Er wird nach 4 Bodenklassen und 2 Expositionssektoren abgestuft (siehe Tabelle 5).

Bei Oberflächenarten, die zwischen den gegebenen Klassen liegen, können für N Zwischenwerte interpoliert werden. Beträgt die Steilheit des Geländes mehr als 45°, so ist bei der Festlegung von N ein relativ strenger Massstab anzuwenden; bei Neigungen unter 35° kann etwas milder geurteilt werden. Bei hohen Gleitfaktoren ist immer zu prüfen, ob nicht eine **künstliche Erhöhung der Bodenrauigkeit** (Terrassierung, Verpfählung usw.) wirtschaftlicher ist als die stärkere Ausführung der Werke. Bei der Erstellung temporärer Holzschneerechen in einer der üblichen Konstruktionsweisen, bei der normalerweise vom bergseitigen Fundament nur kleine Zugkräfte aufgenommen werden können, ist unter diesen Umständen jedenfalls eine solche Rauigkeitserhöhung vorzusehen.

3.10.6 Höhenfaktor

Der Höhenfaktor f_c stellt keinen elementaren Bestandteil der Schneedruckformel dar, sondern ist mit der Festlegung der Dichte verknüpft. Er vertritt die allgemein beobachtete Zunahme der mittleren Dichte mit der Meereshöhe Z (m ü.M.) und berücksichtigt auch die damit zusammenhängende Erhöhung des Kriechfaktors. Der höhenabhängige Zuschlag des Schneedruckes wird zwischen 1500 und 3000 m ü.M. auf 2% pro 100 m angesetzt:

$$f_c = 1 + 0.02 \left(\frac{Z}{100} - 15 \right) \tag{10}$$

Tab. 4 > Höhenfaktor in Funktion der Meereshöhe.

Bei Meereshöhen unter 1500 m ü.M. ist f_c zu 1.00 und über 3000 m ü.M. zu 1.30 anzunehmen.

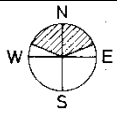
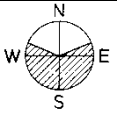
Z:	m ü.M.	1500	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
f_c :	-	1.00	1.02	1.06	1.10	1.14	1.18	1.22	1.26	1.30

3.11 Fundationsverhältnisse

Zu den Projektierungsarbeiten gehört eine gründliche Abklärung der Fundationsverhältnisse. Diese hat sich zu beziehen auf die

- > geologische Struktur des Untergrundes (Felsstiefe, Art und Klüftigkeit des Felsens, Art der Felsüberdeckung, Feuchtigkeits- und Frostverhältnisse, Bewegungszustand von Lockergestein [Solifluktion], eventuell Chemismus des Bodens und seine Verträglichkeit mit Fundamentmaterial).
- > Ermittlung des Baugrundwiderstandes (z.B. Ankerzugversuche).
- > Wahl des Werktyps. Da die einzelnen Werktypen unterschiedliche Ansprüche an die Fundationen stellen, sind die Fundationsverhältnisse vor der Wahl des Werktyps zu prüfen und zu berücksichtigen (z.B. Probebohrungen und Versuchsanker).
- > Art der Foundation (Anker, Mikropfähle bzw. Beton- oder Fertigfundamente).

Tab. 5 > Bodenklassen und Gleitfaktoren.

Bodenklassen	Gleitfaktor N	
	 Exposition WNW-N-E	 Exposition ENE-S-WNW
Klasse 1		
<ul style="list-style-type: none"> • Grober Blockschutt ($d^* \geq 30$ cm) • Von kleineren und grösseren Felsblöcken stark durchsetztes Gelände 	1.2	1.3
Klasse 2		
<ul style="list-style-type: none"> • Mit grösserem Erlengebüsch oder mindestens 1 m hohen Legföhren überwachsene Flächen • Stark ausgebildete, von Grasnarbe und Kleinsträuchern überwachsene Höcker (Höhe der Höcker über 50 cm) • Stark ausgebildete Kuhtritte • Grobes Geröll (d^* ca. 10–30 cm) 	1.6	1.8
Klasse 3		
<ul style="list-style-type: none"> • Kurzhalmige Grasnarbe, von Kleinsträuchern durchsetzt (Erika, Alpenrosen, Heidelbeeren, Erlengebüsch, Legföhren von unter ca. 1 m Höhe) • Feines Geröll ($d^* \leq 10$ cm) abwechselnd mit Grasnarbe und Kleinsträuchern • Schwach ausgebildete, von Grasnarbe und Kleinsträuchern überwachsene Höcker von bis zu 50 cm Höhe, auch abwechselnd mit glatter Grasnarbe und Kleinsträuchern • Grasnarbe mit schwach ausgebildeten Kuhtritten 	2.0	2.4
Klasse 4		
<ul style="list-style-type: none"> • Glatte, langhalmige, geschlossene Grasnarbe • Glatte, anstehende Felsplatten mit hangparalleler Schichtung • Glatte, mit Erde vermischter Hangschutt • Sumpfige Mulden 	2.6	3.2

d^* ist diejenige durchschnittliche Blockgrösse, welche für die Rauigkeit der Bodenoberfläche massgebend ist.

4 > Allgemeine Übersicht über die Schneedruckwirkung

4.1 Allgemeines

Dieser Teil orientiert nur allgemein über die auftretenden Kräfte; die Bemessung der Werke hat nach Ziffer 5 zu erfolgen. Der Schneedruck, in der lotrechten Ebene durch die Falllinie wirkend, setzt sich im allgemeinen zusammen aus dem Druck, hervorgerufen durch eine lokale Abbremsung der

- > Kriechbewegung (Kriechdruck) und
- > der gegebenenfalls vorhandenen Gleitbewegung (Gleitdruck).

4.2 Hangparallele Schneedruckkomponente

Die hangparallele Komponente des Kriech- und Gleitdruckes auf eine starre, senkrecht zum Hang stehende und in der Niveaulinie unendlich lange Stützfläche beträgt

$$S'_N = \rho \cdot g \cdot \frac{H^2}{2} \cdot K \cdot N \quad [\text{kN/m}'] \quad (11)$$

- S'_N Hangparallele Schneedruckkomponente pro Längeneinheit der Stützfläche (in Richtung der Niveaulinie) [kN/m']
- ρ Mittlere Dichte der Schneedecke (abhängig von der Höhenlage und der Hangexposition) [t/m³]
- g Erdbeschleunigung (=10 m/s²)
- H Lotrecht gemessene Schneehöhe [m]
- K Kriechfaktor (abhängig von der Hangneigung ψ und von der Dichte ρ gemäss Tabelle 6)
- N Gleitfaktor gemäss Ziffer 3.10.5

Die in Tabelle 6 gegebenen Zahlenwerte, multipliziert mit $\sin 2\psi$, ergeben angenähert die den Dichten zugeordneten K-Werte.

S'_N wird im allgemeinen als gleichmässig über die Höhe verteilt angenommen (als Vereinfachung der auch in einer homogenen Schneedecke vorhandenen komplizierten Schneedruckverteilung).

Tab. 6 > Kriechfaktor K in Funktion von der mittleren Schneedichte (ρ) und der Hangneigung (ψ).

ρ [t/m ³]	0.2	0.30	0.40	0.50	0.60
$K/\sin 2\psi$	0.7	0.76	0.83	0.92	1.05

4.3 Hangsenkrechte Schneedruckkomponente

Die hangsenkrechte Schneedruckkomponente auf eine starre, senkrecht zum Hang stehende Stützfläche tritt auf, wenn die Setzungsbewegung an derselben verhindert ist (Haftung, Rauhigkeit). Sie beträgt:

$$S'_Q = S'_N \frac{a}{N \cdot \tan \psi} \quad [\text{kN/m}'] \quad (12)$$

$$\frac{a}{N \cdot \tan \psi} = \tan \varepsilon = \frac{S'_Q}{S'_N} \quad (13)$$

- S'_Q Hangsenkrechte Schneedruckkomponente pro Längeneinheit der Stützfläche (in Richtung der Niveaulinie) [kN/m']
- ε Winkel, den die Resultierende des Schneedruckes aus S'_N und S'_Q (vektorielle Addition) mit der Hangparallelen bildet [°]
- a Verhältniszahl, abhängig von der Schneearart (kann im Bereich von 0.2 bis 0.5 variieren)

S'_Q wird ebenfalls als gleichmässig über die Höhe verteilt angenommen.

4.4 Zuschlag bei nicht hangsenkrechter Stützfläche

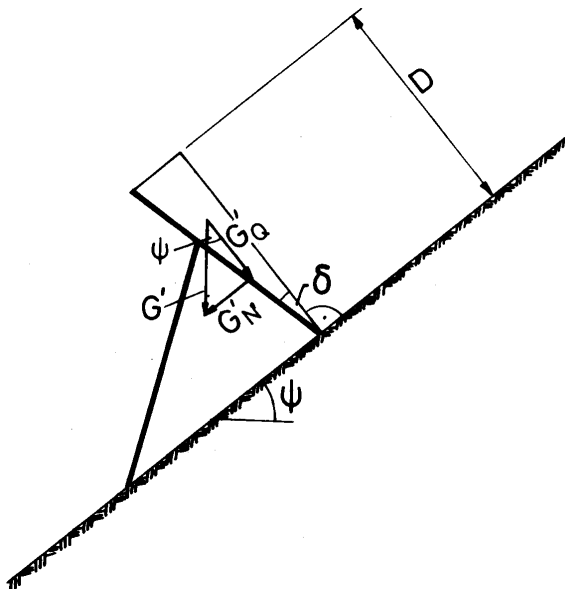
Wenn die Stützfläche nicht senkrecht zum Hang steht, muss ausser den Komponenten S'_N und S'_Q zusätzlich noch das Gewicht G' eines durch die Stützfläche und eine hangsenkrechte Ebene begrenzten Schneep Prismas berücksichtigt werden. Bei talwärtiger Neigung der Stützfläche gegen die Hangsenkrechte geht diese Ebene durch die Schnittlinie der Stützfläche mit der Bodenoberfläche, andernfalls – bei bergwärtiger Neigung – durch die Stützflächenoberkante (Schneehag).

Für eine ebene Stützfläche gilt (siehe Abb. 16):

$$G' = \rho \cdot g \cdot \frac{D^2}{2} \cdot \tan \delta \quad [\text{kN/m}'] \quad (14)$$

- G' Gewicht des Schneep Prismas pro Längeneinheit (in Richtung der Niveaulinie, lotrecht wirkend) [kN/m']
 D Schneemächtigkeit, senkrecht zum Hang gemessen [m]
 δ Winkel zwischen Stützfläche und Hangsenkrechten [°]
 G'_N, G'_Q Hangparallele bzw. hangsenkrechte Komponente von G' [kN/m']
 ρ Mittlere Dichte der Schneedecke [t/m³]

Abb. 16 > Schneedruckzuschlag bei nicht hangsenkrechter Stützfläche.

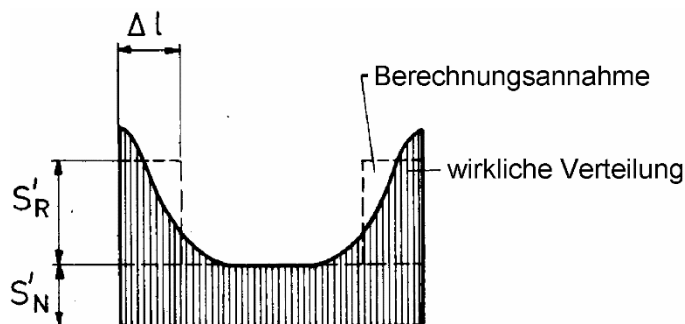


4.5 Randkräfte

Ist die Ausdehnung der Stützfläche in der Niveaulinie begrenzt, treten zusätzliche Randkräfte auf, da der Schnee die Fläche seitlich umfliessen kann und sich dabei die Stauwirkung auch nach der Seite auswirkt. Diese sind abhängig von allen Faktoren, die den Schneedruck am unendlich langen Werk bestimmen, ferner von den Abmessungen, Formen und Oberflächenrauigkeiten des Rostes und in erhöhtem Masse vom Gleitfaktor. Die grundsätzliche Verteilung der Schneedrücke geht aus Abbildung 17 hervor. Für die praktische Berechnung wird einfachheitshalber eine den Randkräften äquivalente, konstante Laufmeterlast S'_R mit der Angriffslänge Δl angenommen (siehe Ziffer 5.5.2.4).

Als Einflussfaktor η eines Stützwerkes resp. eines schlanken Elementes (in Bezug auf die Druckaufnahme) kann das Verhältnis des effektiven Schneedruckes einschliesslich der Randkräfte zum Schneedruck ohne Randkräfte definiert werden.

Abb. 17 > Schneedruckverteilung an einer seitlich begrenzten Stützfläche.



4.6 Schneedruck auf schlanke Elemente eines Stützwerkes

4.6.1 Schneedruck auf Stützen

Durch ein Anhängen der Schneedecke unterhalb eines Werkes werden Stützen von starren Stützwerken und Schneenetzen durch talwärts gerichtete Schneedruckkräfte belastet (Abb. 18). Die Grösse der Belastung hängt stark vom Einflussfaktor η der Stütze ab. Bei starkem Schneegleiten erhöht sich der Einflussfaktor. Dieser Schneedruck auf Stützen kann in der Form einer gleichmässig verteilten Linienlast q'_s angenommen werden

$$q'_s = \eta \cdot S'_N \cdot \frac{\text{Stützendurchmesser}}{\text{Stützenlänge}} \cdot \sin \alpha \quad [\text{kN/m}'] \quad (15)$$

q'_s Schneedruck auf Stütze als Linienlast; die Richtung von q'_s ist senkrecht zur Stützenachse. Die Angriffslinie liegt in der Stützenachse [kN/m'].

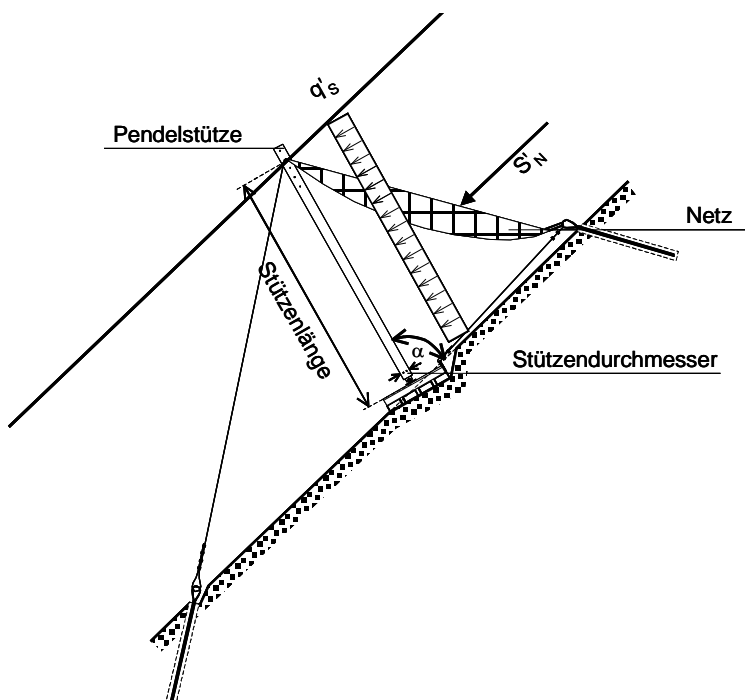
η Einflussfaktor der Stütze.

S'_N Hangparallele Schneedruckkomponente pro Längeneinheit der Stützfläche [kN/m'], Formel (11).

- Stützendurchmesser und -länge in [m].

α Winkel zwischen der Stützenachse und der Bodenoberfläche in [°].

Abb. 18 > Schneedruck q'_s auf die Stütze eines Schneenetzes.



Der Einflussfaktor η kann zu 1 angenommen werden. Bei extremem Schneegleiten kann sich der Einflussfaktor η bis auf 5 erhöhen. An Standorten mit geringem Schneegleiten ($N < 1.6$ oder wirksamer Gleitschneeschutz) ist die zu erwartenden Querbelastung in der Regel nicht von Bedeutung.

4.6.2 Schneedruck auf Drahtseile und Stangen

Bei dünnen Drahtseilen oder Stangen, die dem Schneedruck ausgesetzt sind (z.B. seitliche Abspannseile), muss mit **stark erhöhten Randeffekten** gerechnet werden. Diese sind abhängig von allen Faktoren, die den Schneedruck am unendlich langen Werk bestimmen, ferner vom Seil- oder Stangendurchmesser, der Position in Bezug auf den Staubereich des Stützwerkes und in erhöhtem Masse vom Gleitfaktor. Der Schneedruck kann näherungsweise mit Formel (15) abgeschätzt werden, wobei ein erhöhter Einflussfaktor η eingesetzt werden muss. Für die Bestimmung des Einflussfaktors η gibt es nur sehr grobe Abschätzungen. Als Größenordnung muss bei einer Schneemächtigkeit von 200 cm und einem Seildurchmesser von 1 cm mit einem Einflussfaktor η von ca. 50 gerechnet werden.

4.7 Seitenkräfte

Infolge von Unregelmässigkeiten im Gelände und in der Schneehöhenverteilung steht die Resultierende aller auf die Stützfläche wirkenden Kräfte gemäss Ziffer 4.2–4.4 im Grundriss nicht immer senkrecht zur Stützfläche (siehe Bedingung in Ziffer 3.4.4). Es ist deshalb eine der Niveaulinie parallele Seitenkraft S_s anzunehmen (Ziffer 5.5.6). Zu beachten ist, dass im Einflussbereich von Randkräften mit einer erhöhten Seitenkraft gerechnet werden muss.

5 > Bemessung von gegliederten Stützwerken

5.1 Baustoffe

5.1.1 Stahl

5.1.1.1 Stahlgütegruppen

Für die Wahl der Stahlgütegruppe gelten die in der Norm SIA 263 gestellten Anforderungen für den Anwendungsbereich A2 (z.B. Hochbauten). Nach Tabelle 18, Seite 81 der Norm SIA 263 (Ausgabe 2003), muss die Gütegruppe JR oder allenfalls eine höhere Gütegruppe verwendet werden.

5.1.1.2 Sprödbruchsicherheit

Besondere Konstruktionen, schweisstechnisch empfindliche Bauteile, grosse Blechdicken, Kaltumformungen, Eigenspannungen usw. erfordern die Wahl von Stahl-Gütegruppen mit genügender Sprödbruchsicherheit.

5.1.2 Holz

5.1.2.1 Holzauslese:

Für die Holzauslese gelten die Bestimmungen der Norm SIA 265/1, Abschnitt 5, Sortierung von Rund und Schnittholz.

5.1.2.2 Resistenz der Holzarten

Die Lebensdauer eines Stützwerkes lässt sich durch die Wahl **pilzresistenter Hölzer**, wie z.B. Kernholz von Edelkastanie, Eiche und Robinie, wesentlich verlängern. Auch mit dem weniger resistenten Kernholz der Lärche kann je nach Standort eine Dauerhaftigkeit von mindestens 10 Jahren erzielt werden. Der Splint dieser Hölzer ist aber ebenso pilzgefährdet wie das gesamte Holz von Fichte, Tanne, Douglasie, Rotbuche und Esche.

5.1.2.3 Chemischer-technischer Holzschutz

Eine **industrielle Imprägnierung** mit der minimal erforderlichen Eindringung (15 mm) der Schutzmittel in das Holz von Fichte, Tanne und Föhre wird mit dem sogenannten

Wechseldruckverfahren erreicht. Eine mechanische Vorbehandlung (z.B. Bohrperforation) oder ein zusätzlich angebrachter Doppelstockschutz im Grenzbereich der Erde-Luft-Zone, wie bei Telefonstangen üblich, verlängert die Standdauer der Stützen- und Rosthölzer beträchtlich (siehe z.B. VSE/SWISSCOM, 1999: Richtlinie für die Anwendung des Bohrverfahrens als mechanische Vorbehandlung von Leitungsmasten. VSE Nr. 2.59. Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke (VSE), Zürich). Hierbei ist zu beachten, dass auf Grund von Gift- und Umweltgesetzgebung human- und umweltverträgliche Produkte eingesetzt werden. Wird imprägniertes Holz verwendet, so ist unbedingt darauf zu achten, dass es mit dem LIGNUM-Gütezeichen «Druckimprägniertes Holz» versehen ist und somit die geforderte Einbringmenge enthält. Die Luftreinhalteverordnung bestimmt, dass druckimprägniertes Holz zur Endverwertung einer dazu bestimmten Anlage (Kehrichtverbrennungsanlage oder Zementfabrik) zugeführt werden muss.

Von handwerklicher Eigenimprägnierung ist aus technischer und ökologischer Sicht abzuraten. Sie ist ohne Fachbewilligung gemäss Chemikalien-Risikoreduktions-Verordnung (ChemRRV, 2005) auch nicht erlaubt.

Nicht imprägnierte Verbauungen sollen ausschliesslich mit Holz von Edelkastanie, Robinie oder Eiche erstellt werden. Wird eine Standdauer von weniger als 20 Jahren erwartet, kann auch Lärche (ohne Splint) aus langsamwüchsigen Standorten verwendet werden.

5.1.3 Weitere Baustoffe

Kommen Materialien wie Drahtseile, Leichtmetalle, Beton, Kunststoffe usw. zur Anwendung, so sind sie in ihren Festigkeits- und Verformungseigenschaften genau zu spezifizieren.

5.2 Tragwerksanalyse und Bemessung

5.2.1 Grundsätzliches

5.2.1.1 Nachweise

In Abweichung zu den SIA-Normen ist nur die **Tragsicherheit** gemäss den Belastungsannahmen der vorliegenden technischen Richtlinie nachzuweisen. Der Nachweis der **Gebrauchstauglichkeit** ist nicht erforderlich. Die Dauerhaftigkeit der verwendeten Materialien muss im Rahmen der vorgesehenen Nutzungsdauer erfüllt sein.

5.2.1.2 Einwirkungen

Bei den gemäss der technischen Richtlinie berechneten Schneedruckeinwirkungen handelt es sich um charakteristische Werte.

5.2.2 Nachweis der Tragsicherheit von Tragkonstruktion und Rost

5.2.2.1 Bemessungskriterium

Die Belastungsannahmen der vorliegenden technischen Richtlinie sind als veränderliche Einwirkungen Q_k zu betrachten. Für den Nachweis der Tragsicherheit beträgt der **Lastbeiwert** $\gamma_Q = 1.5$. Der **Grenzzustand der Tragsicherheit** gilt als nachgewiesen, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$\boxed{E_d \leq R_d} \quad (16)$$

$E_d = \gamma_Q \cdot Q_k$: Bemessungswert der Auswirkung (Beanspruchung), wobei Q_k der charakteristische Wert der veränderlichen Einwirkungen (z.B. Schneedruck) und $\gamma_Q = 1.5$ der Lastbeiwert ist.

$R_d = R_k / \gamma_M$: Bemessungswert des Tragwiderstandes, wobei R_k der charakteristische Wert des Widerstandes (z.B. Stahlprofil) und γ_M der Widerstandsbeiwert ist.

5.2.2.2 Bemessungswerte des Tragwiderstandes bei Stahl

Für **Stahl** berechnet sich der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d gemäss der Norm SIA 263. Im Regelfall betragen die Widerstandsbeiwerte:

- > $\gamma_{M1} = 1.05$ für Festigkeits- und Stabilitätsnachweise
- > $\gamma_{M2} = 1.25$ für Verbindungsmittel und Nachweise im Nettoquerschnitt.

5.2.2.3 Bemessungswerte des Tragwiderstandes bei Holz

Für **Holz** sind die Bemessungswerte bezüglich Festigkeit f_d gemäss der Norm SIA 265 zu verwenden. Für die Bemessung der Tragkonstruktion sind diese Werte mit einem Holzfeuchtebeiwert η_w von 0.7 zu reduzieren. Für die Bemessung der Rosthölzer müssen die angegebenen Festigkeiten nicht reduziert werden. Diese leichter auswechselbaren Rosthölzer weisen somit eine etwas geringere Sicherheit gegen Bruch auf als die Tragkonstruktion.

5.2.2.4 Bemessungswerte des Tragwiderstandes bei Drahtseilen

Für **Drahtseile** ist der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d mit einem Widerstandsbeiwert γ_M von 1.35 gegenüber der Mindestbruchkraft zu bestimmen.

5.2.2.5 Bemessungswerte des Tragwiderstandes bei weiteren Baustoffen

Für **andere Baustoffe** wird aufgrund der Angaben gemäss Ziffer 5.1.3 der Bemessungswert des Tragwiderstandes von Fall zu Fall in Absprache mit Fachpersonen festgelegt.

5.2.3 Nachweis der Tragsicherheit der Foundation

5.2.3.1 Bemessungskriterium

Der Grenzzustand der Tragsicherheit der Foundation wird ebenfalls mit dem Bemessungskriterium nach Formel (16) nachgewiesen. Für sämtliche Belastungen (ständige und veränderliche Einwirkungen) wird vereinfacht ein einheitlicher Lastbeiwert $\gamma_Q = \gamma_{G,\text{sup}} = 1.5$ berücksichtigt. Für die ständigen Einwirkungen (z.B. Erdauflast) wird so gegenüber der Norm SIA 261 ein höherer Lastbeiwert eingesetzt.

5.2.3.2 Innere Tragsicherheit

Die **innere Tragsicherheit** der Foundation ist in Analogie zur Tragkonstruktion nachzuweisen. Der Bemessungswert des inneren Tragwiderstandes R_d von Fertigfundamenten aus Stahl und Stahlzuggliedern (Anker und Mikropfähle) ist mit einem einheitlichen Widerstandsbeiwert γ_M von 1.05 zu bestimmen.

5.2.3.3 Äussere Tragsicherheit

Die **äussere Tragsicherheit** der Foundation wird mit einem gegenüber der Norm SIA 267 vereinfachten Verfahren nachgewiesen, das den Baugrundwiderstand R_k mit den charakteristischen Bodenkennwerte resp. Baugrundwiderständen ermittelt. Der Bemessungswert des äusseren Tragwiderstandes R_d wird mit einem einheitlichen Widerstandsbeiwert für Flachfundationen, Anker und Mikropfähle von $\gamma_M = 1.35$ ermittelt.

Gegen zu grosse Verformungsgeschwindigkeiten ist eine 1.5-fache Sicherheit einzuhalten.

5.2.4 Hinweise zur Bemessung und Ausführung von Stahlkonstruktionen

5.2.4.1 Schnittgrössenermittlung

Für den Nachweis der Tragsicherheit sind die Schnittkräfte **elastisch** zu ermitteln. Die Konstruktionen müssen eine **statisch bestimmte Lagerung** aufweisen.

5.2.4.2 Korrosionsschutz allgemein

Der Oberbau muss im allgemeinen **nicht korrosionsgeschützt** werden. Ein entsprechender Abrostungszuschlag ist nicht erforderlich. Es ist aber auf eine korrosionsschutzgerechte konstruktive Durchbildung zu achten (z.B. ungehindertes Abfliessen von Wasser).

5.2.4.3 Korrosionsschutz bodennah und im Boden

Bodennahe (d.h. bis 40 cm über Bodenoberfläche), nicht auswechselbare Teile (z.B. Anker) sowie direkt mit dem Erdreich in Kontakt befindliche Foundationsteile sind mit einem Korrosionsschutz zu versehen. Dies kann durch einen **Abrostungszuschlag von 2 mm** pro Aussenfläche geschehen. Eine Verzinkung von Ankerstäben ist nicht zu empfehlen.

Für Anker, die in einer stark aggressiven Umgebung eingebaut werden und/oder einer kritischen Streustrombelastung ausgesetzt sind, ist eine **Korrosionsschutzstufe 2** gemäss Norm SIA 267 vorzusehen (Einbau eines zusätzlichen Hüllrohres aus Kunststoff).

5.2.4.4 Hinweis für Konstrukteure

Bei der konstruktiven Gestaltung ist ferner zu beachten, dass je nach verwendetem Stahltyp im Bereich allfälliger Schweissstellen oder Überlappungen mit starken Korrosionserscheinungen zu rechnen ist.

5.2.4.5 Anforderungen Rostprofile

Bei Rostprofilen darf eine **Materialdicke von 5 mm** nicht unterschritten werden. Sie können zusätzlich einem Schlagversuch mit einer Aufprallenergie von 3.5 kNm unterzogen werden. Dabei darf die Verminderung des Flächenträgheitsmomentes höchstens 15 % betragen. Diese Bestimmung gilt nicht für die Tragkonstruktion.

5.2.4.6 Wanddicke Stützenprofile

Um Beschädigungen beim Transport zu vermeiden, soll bei Hohlprofilen eine **Wanddicke von 4 mm** nicht unterschritten werden.

5.2.5 Hinweise zur Bemessung und Ausführung von Holzkonstruktionen

5.2.5.1 Grundsätzliches

Mit Hilfe einer guten konstruktiven Detailausbildung kann die Lebensdauer der Holzbauteile, die nicht im Erdkontakt stehen, massgebend verbessert werden. Solche Massnahmen sollen in erster Linie das Eindringen und Stagnieren von Niederschlagswasser im Holz vermindern und/oder die Trocknung fördern. Es soll darauf geachtet werden, dass das Wasser stets möglichst gut ablaufen kann. Daher ist bei einer Stützverbauung aus Holz ein Rechenrost vorteilhafter als ein Brückenrost.

5.2.5.2 Konstruktiver Holzschutz

Der konstruktive Holzschutz ist äusserst wichtig. Die folgenden Hinweise müssen auf jeden Fall beachtet werden:

- > Nur gesundes Holz einsetzen.
- > Unnötig grosse Durchmesser vermeiden, damit eine schnellere Austrocknung erreicht wird.
- > Stehende oder zumindest geneigte Holzanordnung wählen.
- > Abdecken horizontal liegender Hölzer (z.B. Pfette).
- > Die Holzart mit der grössten Dauerhaftigkeit ist für die Tragkonstruktion zu verwenden (Stützen, Pfetten). Für horizontal eingebaute Pfetten soll, wo immer möglich, Edelkastanie verwendet werden, auch wenn die restlichen Konstruktionselemente z.B. in Lärche oder imprägniertem Fichtenholz erstellt werden.

Derartige konstruktive Massnahmen können aber nicht die Imprägnierung mit Holzschutzmitteln oder die Wahl resistenter Kernhölzer ersetzen. Dies gilt speziell für Hölzer, die in Erdkontakt stehen.

5.2.6 Hinweise zur Bemessung und Ausführung von Konstruktionen mit Drahtseilen

5.2.6.1 Ablenkung

Bei Zwischenaufgaben sind die Drahtseile über Kreissegmente mit einem Radius von nicht weniger als dem 2.5-fachen Seildurchmesser zu führen. Bei Ablenkungswinkeln von kleiner als 5° gelten keine Beschränkungen für den Radius. Die Querpressung (Linienlast) im Auflagebereich darf den Wert von 1 kN/mm^2 nicht überschreiten.

5.2.6.2 Verbindungen

Verbindungen mit Drahtseilklemmen, Schlaufen und Kauschen sind gemäss den einschlägigen EN und DIN-Normen auszuführen.

5.2.6.3 Drahtseile

Die Stahldrähte von auswechselbaren Drahtseilen und Netzen müssen nach EN 10264 einen Zinküberzug der Klasse B aufweisen respektive nach DIN 2078 normalverzinkt sein oder mit einem gleichwertigem Korrosionsschutz versehen werden.

5.2.6.4 Seilanker

Für Seilanker sind als Zuglied Spiralseile zu verwenden. Die Stahldrähte müssen nach EN 10264 einen **Zinküberzug** der Klasse A aufweisen respektive nach DIN 2078 dickverzinkt sein. Der Kopf des Seilankers ist zusätzlich mit einem verschlossenen Stahlrohr, das im Ankermörtel eingebunden ist, oder mit einem gleichwertigem Korrosionsschutz zu schützen.

Für Seilanker, die in einer stark aggressiven Umgebung eingebaut werden und/oder einer kritischen Streustrombelastung ausgesetzt sind, ist eine **Korrosionsschutzstufe 2** gemäss Norm SIA 267 vorzusehen (Einbau eines zusätzlichen Hüllrohres aus Kunststoff).

5.3 Konstruktive Gestaltung

5.3.1 Allgemeines

Die konstruktive Gestaltung der Tragkonstruktion wird grundsätzlich freigestellt. Dies bezieht sich auch auf deren Geometrie (Anzug und Auflagerungspunkt von Stützen, Winkel mit dem Gelände, Feldweiten usw.), wobei die optimalen Lösungen nicht allein in Berücksichtigung der äusseren Kräfte und der Hangneigung zu suchen sind, sondern ebenso sehr von der Seite der Fundation und der Montage bestimmt werden. Es sei darauf verwiesen, dass bei wechselnder Hangneigung eine ungefähr gleichbleibende Sicherheit für sämtliche Werkteile (inkl. Fundamente) gewährleistet ist, wenn die Winkel des Dreiecks gebildet aus Rost, Stütze und Bodenoberfläche konstant gehalten werden.

5.3.2 Neigung der Stützfläche gegen die Hangsenkrechte

5.3.2.1 Starre Stützfläche

Für starre Stützflächen empfiehlt sich eine talwärtige Neigung gegen die Hangsenkrechte von etwa $\delta = 15^\circ$ (Abb. 16).

5.3.2.2 Nachgiebige Stützfläche

Bei nachgiebigen Stützflächen (Netzen) wird ein Winkel δ , bezogen auf die Verbindungsebene zwischen Fusspunkt und den oberen Aufhängepunkten eines Netzes, von etwa 30° angewandt.

5.3.2.3 Steiles Gelände

In sehr steilem Gelände sind die Winkel δ gegenüber den Werten in Ziffer 5.3.2.1 und 5.3.2.2 eher kleiner zu wählen, da der Rost sonst zu flach liegt.

5.4 Ausführung und Erhaltung der Bauten

5.4.1 Ausführung

5.4.1.1 Materialien und Dimensionen

Die verwendeten Materialien und sämtliche Dimensionen müssen den in der Typenprüfung genehmigten Plänen entsprechen.

5.4.1.2 Nutzungsdauer

Die geplante Nutzungsdauer von permanenten Stützwerken beträgt 80 Jahre.

5.4.2 Erhaltung

5.4.2.1 Jährliche Kontrolle

Die Bauwerke sind in der Regel jährlich visuell zu kontrollieren.

5.4.2.2 Periodische Kontrolle

Der Zustand von Stützwerken ist nach jeder grossen Belastung oder mindestens in Intervallen von 3–5 Jahren eingehend zu erfassen. Kritische Bauteile (z.B. Anschlüsse zwischen Anker und Oberbau) sind dabei aus Handdistanz zu inspizieren.

5.4.2.3 Zustandsbewertung und Massnahmenplanung

Festgestellte Schäden sind nach Tabelle 7 zu bewerten und falls notwendig innert nützlicher Frist zu beheben.

Tab. 7 > Zustandsbewertung Stützwerke.

Bewertung betreffend Reparaturdringlichkeit und Handlungsbedarf	Konsequenz für die Tragsicherheit (Erreichen des Tragwiderstandes resp. Verlust der Gesamtstabilität des Stützwerkes)	Zeithorizont für das Auftreten Folgeschäden	Konsequenz für die Funktionstüchtigkeit des Stützwerkes (Gebrauchstauglichkeit)	Beispiele:
Zustandsklasse 1 «gut»				
Kleine Dringlichkeit: Beobachten	Klein	>5 Jahre	Keine Beeinträchtigung	<ul style="list-style-type: none"> • Verbogene Rostbalken • Erosion um Fundamentsockel < 10–20cm • Materialansammlung auf Rost mit Mächtigkeit < 50cm • gleichmässige Flächenkorrosion (Rosten)
Zustandsklasse 2 «schadhaft»				
Mittlere Dringlichkeit: Instandsetzung in 1–3 Jahren	Mittel	2–5 Jahre	Noch keine Beeinträchtigung	<ul style="list-style-type: none"> • Leicht gekrümmte Stützen • Verschobene Drahtseilklemmen • Eingedrückte Mikropfahlverankerung • Freigelegte Verankerungen > 20–40 cm (noch intakt)
Zustandsklasse 3 «schlecht»				
Hohe Dringlichkeit: Sofortige Instandsetzung resp. Erneuerung vor dem nächsten Winter	Gross, Einsturzgefahr	1 Jahr	Sehr gross, keine oder stark eingeschränkte Wirkung	<ul style="list-style-type: none"> • Ausgeknickte Stütze • Stark deformierte bis gebrochene Träger • Gebrochene oder herausgezogene Anker • Ausgeknickte Mikropfähle • Gerissene Seile

5.5 Einwirkungen auf die Tragkonstruktion

5.5.1 Allgemeines

Wird $H_K > H_{ext}$ gewählt, ist für die Bemessung durchwegs H_K massgebend (vgl. Ziffer 3.6.2).

5.5.2 Schneedruck Lastmodell 1

5.5.2.1 Hangparallele Schneedruckkomponente

Das Lastmodell 1 berücksichtigt die volle Einschneigung des Werkes mit der Schneehöhe H_K . Die hangparallele Schneedruckkomponente wird dabei in dem von Randkräften freien Bereich:

$$S'_N = H_K^2 \cdot N \cdot f_c \quad [\text{kN/m}] \quad (17)$$

H_K Lotrecht gemessene Werkhöhe in [m]
 N Gleitfaktor gemäss Ziffer 3.10.5.
 f_c Höhenfaktor gemäss Ziffer 3.10.6.

Formel (17) ist aus Formel (11) abgeleitet, wobei für die mittlere Dichte der relativ kleine Wert von $\rho_H = 0.270 \text{ t/m}^3$ – gültig für eine Basishöhe von 1500 m ü.M. und für eine WNW-N-ENE-Exposition – eingesetzt wird (vgl. Ziffer 3.10.2). Ferner ist $K = 0.74$ und $\sin 2\psi = 1.00$ gesetzt (vgl. Ziffer 4.2), gültig für eine Hangneigung von 45° .

5.5.2.2 Hangsenkrechte Schneedruckkomponente

Die hangsenkrechte Schneedruckkomponente wird:

$$S'_Q = S'_N \frac{a}{N \cdot \tan \psi} \quad [\text{kN/m}] \quad (18)$$

$$\frac{a}{N \cdot \tan \psi} = \tan \varepsilon = \frac{S'_Q}{S'_N} \quad (19)$$

wobei der jeweils ungünstigere Fall aus $a = 0.35$ oder $a = 0.50$ zu berücksichtigen ist.

5.5.2.3 Zuschlag bei nicht senkrechter Stützfläche

Das lotrecht wirkende Gewicht des Schneepriemas beträgt, bei Berücksichtigung einer etwas erhöhten Dichte an der Stützfläche, für einen ebenen Rost:

$$G' = 1.50 \cdot D_K^2 \cdot \tan \delta \quad [\text{kN/m}'] \quad (20)$$

D_K Wirksame Rosthöhe in m, wobei $D_K = H_K \cdot \cos \psi$
 δ Winkel zwischen Stützfläche und Hangsenkrechten

5.5.2.4 Randkräfte

Die Randkräfte S'_R werden als zusätzliche hangparallele Laufmeterlasten mit der Angriffslänge Δl angesetzt (Es werden keine zusätzlichen hangsenkrechten Randkräfte angenommen), Abb. 20.

$$S'_R = f_R \cdot S'_N \quad [\text{kN/m}'] \quad (21)$$

mit dem Randfaktor f_R :

$$f_R = (0.92 + 0.65 \cdot N) \frac{A}{2} \leq (1.00 + 1.25 \cdot N) \quad (22)$$

N Gleitfaktor gemäss Ziffer 3.10.5
 A Seitlicher Werkzwischenraum in [m]

Der obere Grenzwert rechts in Formel (22) gilt für das freie Werk ($A > 2$ m) und kann nicht überschritten werden (Abb. 19).

$$\Delta l = 0.60 \cdot \frac{A}{2} \leq \frac{D_K}{3} \quad [\text{m}] \quad (23)$$

Δl Angriffslänge von S'_R in [m]
 D_K Wirksame Rost- bzw. Netzhöhe in [m]

Der obere Grenzwert rechts in Formel (23) gilt für das freie Werk ($A > 2$ m) und kann nicht überschritten werden.

Beispiele:

Die jeweils massgebenden (unterstrichenen) Werte für f_R und Δl erhält man aus den Formeln (22) resp. (23):

Berechnung des Randfaktors f_R mit Formel (22).

$$N = 2.4 \quad A = 2 \text{ m} \quad f_R = (0.92 + 0.65 \cdot N) \frac{A}{2} = \underline{2.48}$$

$$f_R \leq 1.00 + 1.25 \cdot N = 4.00$$

$$N = 2.4 \quad A = 4 \text{ m} \quad f_R = (0.92 + 0.65 \cdot N) \frac{A}{2} = 4.96$$

$$f_R \leq 1.00 + 1.25 \cdot N = \underline{4.00}$$

Berechnung der Angriffslänge Δl der Randkraft mit Formel (23).

$$A = 2 \text{ m} \quad D_K = 4 \text{ m} \quad \Delta l = 0.6 \frac{A}{2} = \underline{0.60 \text{ m}}$$

$$\Delta l \leq \frac{D_K}{3} = 1.33 \text{ m}$$

$$A = 2 \text{ m} \quad D_K = 1.5 \text{ m} \quad \Delta l = 0.6 \frac{A}{2} = 0.60 \text{ m}$$

$$\Delta l \leq \frac{D_K}{3} = \underline{0.50 \text{ m}}$$

Abb. 19 > Randfaktor gemäss Formel 22.

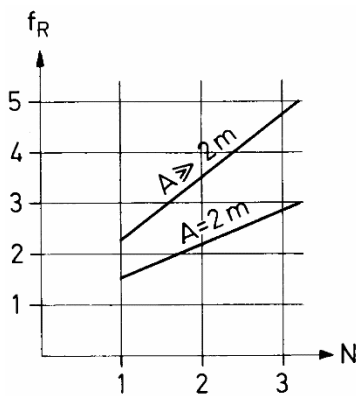
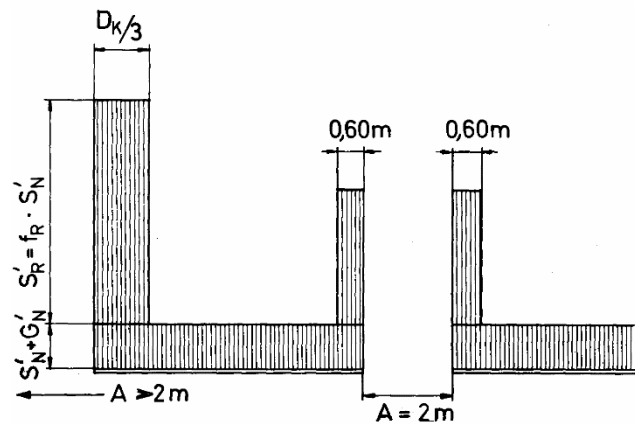


Abb. 20 > Verteilung der Randkräfte am freien Werkrand (Werkendfeld) und bei einem Werkzwischenraum von 2 m (Randfeld).



Wenn seitlich benachbarte Werke in der Falllinie ein wenig gegeneinander verschoben sind (gemäss Ziffer 3.8.1), gelten dieselben Randkräfte wie am nicht-verschobenen Werk.

In besonderen Fällen empfiehlt sich trotz ungleicher Beanspruchung der beiden Ränder eines Werkes eine **symmetrische Bauweise**, basierend auf der höheren Randkraft. Dies gilt besonders für kürzere Werke am freien seitlichen Rand einer Verbauung, wenn eine erhöhte Gefährdung durch dynamische Einwirkungen anzunehmen ist.

5.5.2.5 Grösse der Resultierenden

Die Grösse der Resultierenden R' erhält man aus der vektoriellen Addition der hangparallelen und hangsenkrechten Komponentensummen aus Ziffer 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.3 und 5.5.2.4 (Abb. 20 und 21).

Für die unendlich lange Wand gilt:

$$R'_N = S'_N + G'_N \quad (24)$$

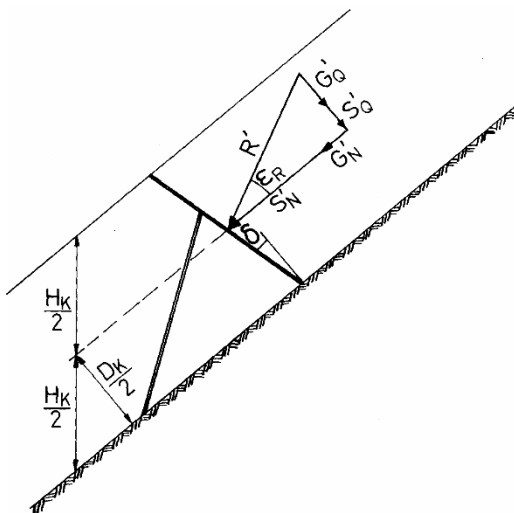
$$R'_Q = S'_Q + G'_Q \quad (25)$$

$$R' = \sqrt{R'^2_N + R'^2_Q} \quad [\text{kN/m}'] \quad (26)$$

Innerhalb der Angriffslänge der Randkräfte ist den hangparallelen Komponenten S'_N und G'_N noch die Randkraft S'_R beizufügen.

$$R'_N = S'_N + S'_R + G'_N \quad (27)$$

Abb. 21 > Resultierende des Schneedrucks.



5.5.2.6 Richtung der Resultierenden

Die Richtung der Resultierenden (in der Ebene senkrecht zur Niveaulinie) erhält man aus

$$\tan \varepsilon_R = \frac{R'_Q}{R'_N} \quad (28)$$

wo ε_R der Winkel ist, den die Resultierende mit der Hangparallelen bildet. (R' hat innerhalb der Angriffslängen der Randkräfte nicht die gleiche Neigung wie in der von Randwirkungen freien Zone. Beim Nachweis der Tragsicherheit der Tragkonstruktion ist die Richtung der Resultierenden anteilmässig aus den jeweiligen Angriffsflächen zu ermitteln.)

5.5.2.7 Angriffspunkt der Resultierenden

Der Angriffspunkt der Resultierenden R' kann in **halber Werkhöhe** angesetzt werden.

5.5.3 Schneedruck Lastmodell 2

5.5.3.1 Festlegung

Lastmodell 2 berücksichtigt die teilweise Einschneigung des Werkes bei einer Schneehöhe h von

$$h = 0.77 \cdot H_K \quad [m] \quad (29)$$

und einer bezüglich der Grösse und Richtung gleichen Resultierenden R' wie beim Lastmodell 1 (Abb. 22).

5.5.3.2 Besonderheiten

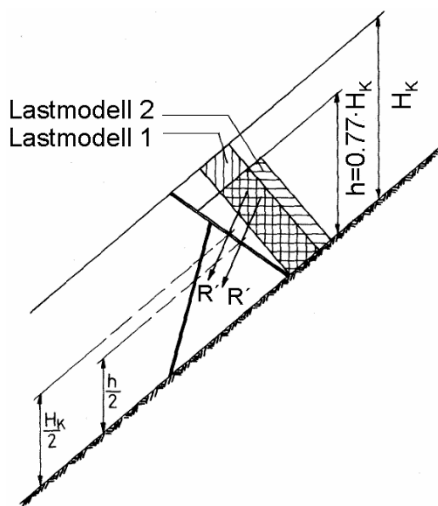
Die Besonderheiten von Lastmodell 2 gegenüber dem ersten Fall liegen

- > im tieferliegenden Angriffspunkt der Resultierenden, nämlich in der Höhe $h/2 = 0.385 \cdot H_K$, und
- > im höheren spezifischen Schneedruck $[kN/m^2]$ (Erhöhung um den Faktor $1/0.77 = 1.3$).

5.5.3.3 Randkräfte

Die Randfaktoren f_R und die Angriffslängen Δl werden in beiden Belastungsfällen als gleich gross angenommen.

Abb. 22 > Angriffspunkte der Resultierenden und spezifische Schneedruckverteilung in beiden Lastmodellen.



5.5.3.4 Hinweis

Die Schneebedingungen von Lastmodell 2 leiten sich aus dem Lastmodell 1 ab durch Setzung der Schneedecke und weiteren Schneezuschlag. Die so erhöhte mittlere Dichte wird zu $\rho_h = 0.400 \text{ t/m}^3$ – gültig für eine Basishöhe von 1500 m ü.M. und für eine WNW-N-ENE-Exposition – angenommen. Man beachte, dass damit $\rho_h \cdot h > \rho_H \cdot H_K$.

5.5.4 Schneedruck auf Stützen

Durch ein Anhängen der Schneedecke werden die Stützen von starren Stützwerken und Schneenetzen durch talwärts gerichtete Schneedruckkräfte belastet. Diese Querbelastung ist relativ klein und wird in Form einer gleichmässig verteilten Linienlast q'_s von folgender Grösse angenommen (vgl. Abb. 18):

$$q'_s = \eta \cdot S'_N \cdot \frac{\text{Stützendurchmesser}}{\text{Stützenlänge}} \cdot \sin \alpha \quad [\text{kN/m}] \quad (30)$$

η Einflussfaktor, der insbesondere vom Gleitfaktor abhängt und zu 1.0 angenommen werden kann. An extremen Gleitschneestandorten muss mit höheren Wirkungsfaktoren gerechnet werden (vgl. Ziffer 4.6.1).

H_K Werkhöhe in [m]

– Stützendurchmesser und -länge in [m]

α Winkel zwischen der Stützenachse und der Bodenoberfläche in [°].

Die Richtung von q'_s ist senkrecht zur Stützenachse. Die Angriffslinie liegt in der Stützenachse.

5.5.5 Eigenlasten

Die Eigenlasten der Konstruktionen sollen, sofern sie von Bedeutung sind, berücksichtigt werden.

5.5.6 Seitenkräfte

Zur Erzielung einer genügenden Seitensteifigkeit der Werke ist eine zur Niveaulinie parallele, beidseitig wirkende Seitenkraft S_S zu berücksichtigen (siehe Ziffer 4.7). Wirkt im Rand- oder Werkendfeld die Schneedruckresultierende im Grundriss nicht senkrecht auf die Stützfläche (z.B. in Muldenlagen), so ist die Seitenkraft S_S mit dem Randfaktor f_R zu multiplizieren.

Pro Einzelwerk der Länge l beträgt diese:

$$S_S = 0.10 \cdot S'_N \cdot l \quad [\text{kN}] \quad (31)$$

Der Angriffspunkt wird in halber Werkhöhe angenommen (gleichmässig verteilte Belastung über die Höhe).

Für eine ausreichende Übertragung dieser Last vom Rost (bzw. Netz) auf die Tragkonstruktion und die Foundation ist zu sorgen.

Für Foundationen mit Ankern und Mikropfählen beachte man die Ziffern 5.9.7.1.4, 5.9.7.2.1, 5.9.7.3.2 und 5.9.7.3.3.

5.5.7 Hubkräfte

Stützwerke können durch bergwärts gerichtete **Windkräfte** belastet werden. Für eine ausreichende Übertragung dieser Hubkräfte von der Tragkonstruktion auf die Foundation und den Untergrund ist zu sorgen (vgl. Ziffer 5.9.3.6). Die Windkräfte sind gemäss der Norm SIA 261, Kapitel 6 Wind zu bestimmen.

5.6 Einwirkungen auf den Rost

5.6.1 Einwirkungen senkrecht zur Rostebene

5.6.1.1 Grundsatz

Die in der Natur oft unregelmässige Druckverteilung über die Stützfläche zwingt zu schärferen Annahmen für die spezifische Belastung der Elemente des Rostes.

5.6.1.2 Spezifische Belastung

Für beide Lastmodelle ist als Grundlast der **spezifische Schneedruck von Lastmodell 2** anzunehmen. Gemäss Abbildung 23 ist für einen ebenen Rost:

$$P' = R' \cdot \cos(\delta - \varepsilon_R) \quad [\text{kN/m}'] \quad (32)$$

P' Komponente von R' (Formel 26) senkrecht zum Rost

ε_R Winkel zwischen R' und der Hangparallelen, zu berechnen gemäss Ziffer 5.5.2.6 mit $a = 0.35$

Damit wird der spezifische Schneedruck p_h senkrecht zum Rost

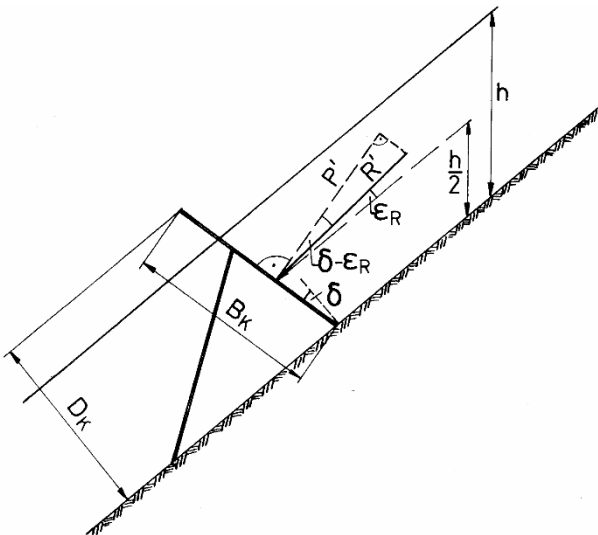
$$p_h = \frac{P' \cdot \cos \delta}{0.77 \cdot D_K} = \frac{P'}{0.77 \cdot B_K} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (33)$$

(innerhalb der Angriffslängen der Randkräfte erhöht)

Die gesuchte, auf einen Balken mit der Belastungsbreite b (= Balkenbreite + Anteil an benachbartem Zwischenraum) wirkende Liniennormallast beträgt:

$$p'_B = p_h \cdot b \quad [\text{kN/m}'] \quad (34)$$

Abb. 23 > Belastung senkrecht zum Rost.



5.6.1.3 Zuschlag

Zur spezifischen Belastung aus Ziffer 5.6.1.2 soll von der Bodenoberfläche bis in $\frac{1}{4}$ der Rosthöhe und über die ganze Werklänge ein **Zuschlag von 25%** des ausserhalb der Angriffslängen der Randkräfte auftretenden spezifischen Schneedruckes p_h hinzugefügt werden (Abb. 24).

5.6.1.4 Randkräfte und Lastmodelle

Für Roste, bei denen die Voraussetzung für das Auftreten von Randkräften vorhanden ist (Ziffer 4.5), gelten zwei massgebende Lastmodelle (Abb. 25):

- > Lastmodelle **mit** den nach Ziffer 5.5.2.4 berechneten Randkräften S'_R
- > Lastmodelle **ohne** die Randkräfte S'_R

5.6.2 Einwirkungen parallel zur Rostebene (Querkräfte)

Die zu berücksichtigenden Querkräfte richten sich nach der Ausbildung des Rostes, d.h. nach dem Werktyp. Sie sind daher unter den Besonderheiten der einzelnen Werktypen behandelt.

Abb. 24 > Lastmodell 1 für den Rost.

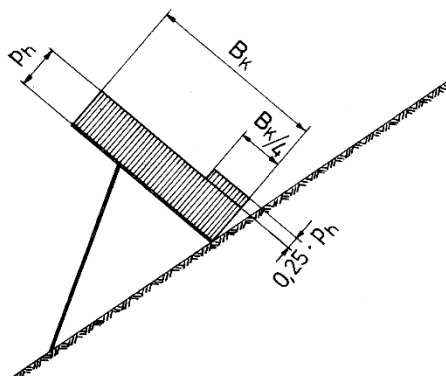
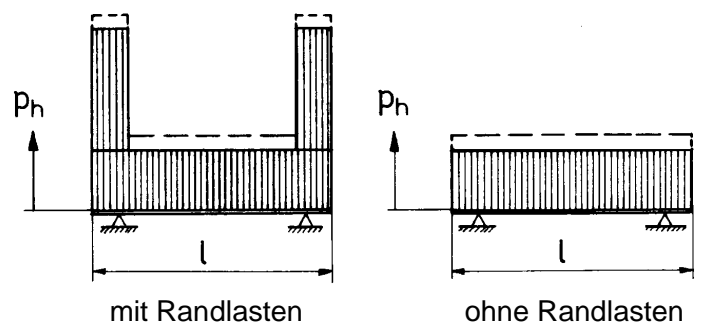


Abb. 25 > Lastmodell mit und ohne Randlasten.



5.7 Ausführung und Bemessung der Tragkonstruktion

5.7.1 Allgemeines

5.7.1.1 Grundsatz

Für die Bemessung der Tragkonstruktion sind die Einwirkungen und Lastmodelle der Ziffern 5.5.2, 5.5.3, 5.5.4, 5.5.5 und 5.5.6 zu berücksichtigen. Gegebenenfalls müssen auch die in Ziffer 5.6.1.4 erwähnten Lastmodelle mit und ohne Randkräfte S'_R berücksichtigt werden.

5.7.1.2 Spannweite

Bei Bauteilen, welche starr (biegesteif) mit dem bergseitigen Fundament verbunden sind, reicht die Spannweite nach unten bis zu dem als frei drehbar anzunehmenden Punkt B (siehe Ziffer 5.9.5.3.1 bzw. 5.9.6.3). Zwischen Bodenoberfläche und Drehpunkt B darf der betreffende Bauteil als unbelastet betrachtet werden.

5.7.1.3 Einzelwerk massgebend

Im allgemeinen ist für die Bemessung der Tragkonstruktion das Einzelwerk mit einem Werkzwischenraum $A = 2.0$ m massgebend.

5.7.2 Bemessung der Stützen

5.7.2.1 Querbelastung

Bei der Bemessung der Stützen von flexiblen und starren Stützwerken muss ausser der zentrischen Druckkraft mit Wirkungslinie in der Stützenachse noch die Querbelastung infolge Schneedruck gemäss Ziffer 5.5.4 berücksichtigt werden. Beide Einwirkungen wirken gleichzeitig in voller Grösse (Interaktion von Biegung und Normalkraft).

5.7.2.2 Überlänge

Stützen und Riegel sind auf eine minimale Überlänge von 0.5 m zu bemessen.

5.7.3 Besonderheiten für Schneerechen

Für die Bemessung der unteren Pfette auf Normalkräfte ist das Lastmodell 2 mit der 25 %-igen Erhöhung von p_h (gemäss Ziffer 5.6.1.3) massgebend.

5.7.4 Besonderheiten für Schneenetze

5.7.4.1 Reduktion hangparalleler Schneedruck

Die Abminderung der hangparallelen Schneedruckkomponente infolge der nachgiebigen Stützfläche wird mit einem Reduktionsfaktor f_s berücksichtigt. Dieser ist streng genommen von vielen Faktoren abhängig wie: Gleiten der Schneedecke auf der Unterlage (f_s wächst mit N), Durchhang, Form, Neigung und Maschenweite des Netzes (je kleiner der Durchhang und die Maschenweite, um so grösser ist f_s).

Die hangparallele Schneedruckkomponente wird (in Abänderung von Ziffer 5.5.2.1)

$$S'_N = f_s \cdot H_K^2 \cdot N \cdot f_C \quad [\text{kN/m}] \quad (35)$$

f_s Reduktionsfaktor für eine nachgiebige (schlaffe) Stützfläche. Für mittlere Gleitverhältnisse kann f_s zu 0.8 angenommen werden.

H_K lotrecht gemessene Werkhöhe in [m]

5.7.4.2 Durchhang

Weil die Beanspruchung der Schneenetze besonders stark vom Durchhang abhängt, ist es notwendig, diesen bei der Montage und auch später, nach grösseren Belastungen (Seildehnung) zu kontrollieren. Er hat dem vom Konstrukteur angegebenen Wert zu entsprechen und soll rund 15% der Sehne des Netzes betragen.

5.7.4.3 Hangsenkrechte Schneedruckkomponente und Seitenkraft

Die hangsenkrechte Schneedruckkomponente (Ziffer 5.5.2.2) und die Seitenkraft (Ziffer 5.5.6) werden nicht berücksichtigt.

5.7.4.4 Zuschlag

Das Schneepisma, dessen Gewicht G' ($\rho = 0.3 \text{ t/m}^3$) dem Schneedruck beizufügen ist, wird gebildet aus der Netzfläche und der durch den bergseitigen Netzrand verlaufenden hangsenkrechten Fläche.

5.7.4.5 Lastmodell 2

Das Lastmodell 2 ist für die Bemessung der Tragkonstruktion von Schneenetzen massgebend.

5.7.4.6 Netzauflage

Liegt das Netz bei voller Belastung teilweise auf der Stütze, ist dort als Querkraft der volle Schneedruck nach Formel (35) auf den entsprechenden Netzteil anzunehmen (siehe auch Ziffer 5.7.4.2).

5.7.4.7 Exzentrizität Pendelstütze

Kann als Folge der Konstruktionseigenart eine exzentrische Beanspruchung der Stütze auftreten, so ist die Druckkraft mit der maximal möglichen Exzentrizität einzuführen.

5.7.4.8 Abspannseile

Seitliche Abspannseile, die nicht durch die Netzfläche abgedeckt sind (siehe auch Ziffer 4.6.2), unterliegen dem vollen Schneedruck (erhöhter Einflussfaktor und Randfaktor je nach seitlichem Zwischenraum). Dieser muss bei der Bemessung berücksichtigt werden.

5.7.4.9 Stützenfuss

Bei der Berechnung der Schnittgrössen am Stützenfuss ist neben der Querbelastung gemäss Ziffer 5.5.4 zusätzlich eine unplanmässige Schiefstellung der Stütze in Hangfalllinie um 10° (bergwärts) anzunehmen. Die resultierende Querbelastung hat minimal 20% der maximalen Stützenkraft zu betragen.

5.8 Ausführung und Bemessung des Rostes

5.8.1 Rostbemessung von Schneebrücken (Rostbalken parallel zur Niveaulinie)

5.8.1.1 Normallasten

5.8.1.1.1 Belastungsbreiten

Die Balken müssen nach den ihnen zukommenden **effektiven Belastungsbreiten b** bemessen werden, ausgenommen der oberste Balken, der nicht schwächer bemessen werden darf als die benachbarten (Abb. 26).

5.8.1.1.2 Unterster Balken

Die Belastungsbreite des untersten Balkens reicht bis zur Bodenoberfläche (Abb. 26).

5.8.1.2 Querlasten

5.8.1.2.1 Spezifische Belastung und Linienquerlast

Für die Bemessung der Balken ist eine nach unten oder oben wirkende, dem Betrag nach identische Linienlast q_B' anzunehmen (Abb. 28).

Nach Abbildung 27 ist

$$Q' = R' \cdot \sin(\varepsilon_R - \delta) \quad [\text{kN/m}'] \quad (36)$$

Q' Komponente R' (Ziffer 5.5.2.5) parallel zum Rost
 ε_R Winkel von R' mit der Hangparallelen, zu berechnen nach Ziffer 5.5.2.6
 mit $a = 0.5$

Die gleichmässig verteilte spezifische Querlast wird:

$$q_h = \frac{Q' \cdot \cos \delta}{0.77 \cdot D_K} = \frac{Q'}{0.77 \cdot B_K} \quad [\text{kN/m}'] \quad (37)$$

Die gesuchte auf einen Balken wirkende Linienlast:

$$q'_B = q_h \cdot b \quad [\text{kN/m}'] \quad (38)$$

5.8.1.2.2 Minimalwert Querlast

Als Minimalwert für die Querlast ist zu berücksichtigen:

$$q'_B = 0.20 \cdot p'_B \quad [\text{kN/m}'] \quad (39)$$

($p'_B = p_h \cdot b$; p_h gemäss Formel (33) und (34))

Dieser Minimalwert ist für grössere Gleitfaktoren und Hangneigungen fast immer massgebend.

5.8.1.2.3 Angriffslinie

Die Angriffslinie der Querlast q'_B befindet sich am äussersten bergseitigen Rand des Balkens (Abb. 28).

5.8.1.2.4 Normallast

Die Normallast p'_B ist bei gleichzeitig wirkender Querlast q'_B zwischen ihrem Höchstwert und dem Betrag von q'_B zu variieren. Es ist zu kontrollieren, ob sich dabei keine ungünstigere Lastkombination ergibt.

5.8.1.2.5 Torsionsbeanspruchungen

Die Torsionsbeanspruchungen infolge der Querlasten sind voll zu berücksichtigen. Das kann näherungsweise auch durch eine Verdoppelung der Querlast q'_B gemäss Formel (39) berücksichtigt werden.

Abb. 26 > Belastungsbreiten der Rostbalken.

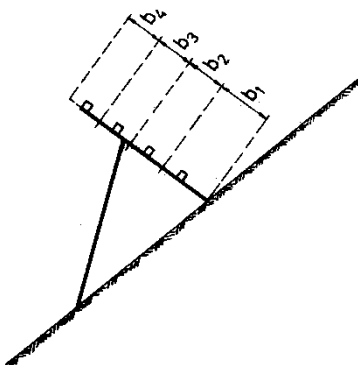


Abb. 27 > Kräfte parallel zur Rostebene.

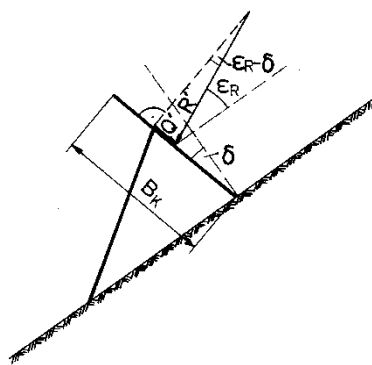
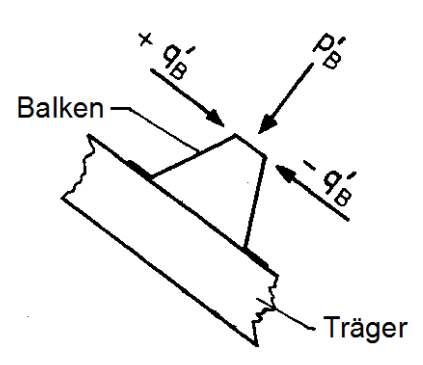


Abb. 28 > Querlast auf die Balken.



5.8.1.3 Weitere Bestimmungen

5.8.1.3.1 Lichte Weite

Für die lichte Weite w zwischen den Balken gilt als Idealwert 250 mm.

Die maximal zulässigen Abweichungen davon betragen:

- > in den oberen 3/4 der Rosthöhe $200 \text{ mm} \leq w \leq 280 \text{ mm}$,
- > im untersten Viertel der Rosthöhe $150 \text{ mm} \leq w \leq 280 \text{ mm}$.

Zwischen Boden und unterstem Balken soll w nicht grösser als 250 mm gewählt werden.

5.8.1.3.2 Oberster Balken

Der oberste Balken ist mit Rücksicht auf einen möglichen dynamischen Kraftangriff nach oben besonders kräftig zu befestigen.

5.8.1.3.3 Werkhöhe

Als wirksame Werkhöhe H_K wird bei alternierenden Balkenoberkanthöhen das arithmetische Mittel der lotrechten Entfernung der höheren und tieferen Balkenoberkante vom Boden bezeichnet.

5.8.1.3.4 Werklänge

Als Werklänge l wird der mittlere Abstand der Verbindungsgeraden der Balkenenden bezeichnet.

5.8.2 Rostbemessung von Schneerechen (Rost mit Rechenstäben bzw. Rostbalken senkrecht zur Niveaulinie)

5.8.2.1 Normallasten

5.8.2.1.1 Belastungsbreiten

Die Rechenstäbe müssen nach ihren **effektiven Belastungsbreiten b** bemessen werden, mit Ausnahme des äussersten Randstabes, dessen Belastungsbreite gleich dem Achsabstand vom Nachbarstab anzunehmen ist und über die der erhöhte spezifische Schneedruck am Rand wirkt.

5.8.2.1.2 Untere Belastungsbreite

Nach unten reicht die Belastungsbreite eines Rechenstabes bis zur Bodenoberfläche.

5.8.2.1.3 Zuschlag

Der 25 %-ige Zuschlag zum spezifischen Schneedruck gemäss Ziffer 5.6.1.3 hat für Rechenstäbe keine Gültigkeit (hingegen beachte man Ziffer 5.7.3).

5.8.2.1.4 Lastmodell 2

Bei den Rechenstäben muss auch das Lastmodell 2 als massgebend mitberücksichtigt werden.

5.8.2.2 Querlasten

Als ungünstigste Querbelastung in der Rostebene und parallel zur Niveaulinie soll für einen Rechenstab eine Linienlast q'_B mit Angriffslinie am äussersten (bergseitigen) Rand des Rechenstabes angenommen werden. Die Grösse dieser Last beträgt:

$$q'_B = 0.10 \cdot p'_B \quad [\text{kN/m'l}] \quad (40)$$

p'_B Maximale Normallast eines Rechenstabes
($p'_B = p_h \cdot b$; p_h gemäss Formel (33) und Ziffern 5.8.2.1.1 bis 5.8.2.1.3.)

Die Setzungsquerkraft (hangsenkrechte Komponente von R') ist bei der Befestigung der Balken zu beachten.

5.8.2.3 Weitere Bestimmungen

5.8.2.3.1 Lichte Weite

- > Für die lichte Weite w zwischen den Rechenstäben gilt als Idealwert 300 mm.
- > Die maximal zulässigen Abweichungen davon betragen: $250 \text{ mm} \leq w \leq 330 \text{ mm}$.
- > Zwischen Boden und Unterkanten der Rechenstäbe soll w nicht grösser als 200 mm gewählt werden.

5.8.2.3.2 Werkhöhe

Als wirksame Werkhöhe H_K wird die lotrechte Entfernung der Verbindungsgeraden der oberen Enden der Rechenstäbe vom Boden bezeichnet.

5.8.3 Besonderheiten für Schneenetze (Nachgiebige Stützfläche aus Seilen)

5.8.3.1 Spezifische Belastung

Für die Bemessung der Netze, im besonderen auch deren Teile zur Kraftübertragung auf die Tragkonstruktion bzw. Fundamente, ist gemäss Ziffer 5.6.1.2 mit den Änderungen gemäss Ziffer 5.7.4.1 und 5.7.4.3 die spezifische Belastung vom Lastmodell 2 über die ganze Höhe des Netzes anzunehmen.

5.8.3.2 Verteilung und Richtung der spezifischen Belastung

Der spezifische Schneedruck wird als gleichmässig verteilt über die Höhe der Netzfläche angenommen und in Richtung parallel zur Resultierenden R' , gebildet aus S'_N , G'_N , G'_Q und gegebenenfalls S'_R .

5.8.3.3 Lichte Weite

Für die lichte Weite w zwischen den die Stützfläche bildenden Seilen oder Drähten (Maschenweite) gilt folgendes:

- > Falls **kein Drahtgeflecht** aufgelegt wird, soll die lichte Weite w der Seile nicht mehr als **100 mm** betragen.
- > Beim Auflegen eines **Drahtgeflechtes** mit einer Maschenweite von 50 mm genügt für die Seile eine Maschenweite von **200 bis 250 mm**.
- > Um eine **genügende Bremswirkung** auch bei kohäsionsarmem, bewegtem Schnee zu garantieren, können die Netze entweder mit einem Drahtgeflecht mit einer Maschenweite von 50 mm oder schachbrettartig z.B. mit Blechen, engmaschigem Drahtgeflecht oder dergleichen abgedeckt werden. Beim schachbrettartigen Abdecken empfehlen sich Seilmaschenweiten bzw. Seitenlängen der Abdeckung von **200 bis 250 mm**.

5.8.3.4 Werkhöhe

Als wirksame Werkhöhe H_K gilt das arithmetische Mittel zwischen dem grössten und kleinsten lotrechten Bodenabstand der oberen Begrenzung der Netzfläche eines mittleren Feldes im belasteten Zustand.

5.8.3.5 Werklänge

Als Werklänge l wird bei trapez- oder dreieckförmiger Netzfläche das arithmetische Mittel zwischen der Basislänge und der Länge über die Stützenköpfe bezeichnet.

5.9 Ausführung und Bemessung der Fundation

5.9.1 Grundsatz

Für die Bemessung der Fundamente gelten die zwei Lastmodelle gemäss Ziffer 5.5.2 und 5.5.3 sowie die Einwirkungen nach Ziffer 5.5.4 bis 5.5.7.

5.9.2 Fundierungsarten

5.9.2.1 Starrer Stützverbau (Ziffer 3.3.1)

Für die Fundation permanenter Stützwerke im Lockergestein können Anker, Mikropfähle, Fertigfundamente (Grundplatten) und Betonfundamente verwendet werden (Abb. 1, 2, 29 und 30). Es werden im allgemeinen zwei getrennte Fundamente angewendet (Abb. 29 und 30): ein bergseitiges (Trägerfundament oder Schwelle) und ein talseitiges Fundament (Stützenfundament). Liegt ein sehr nachgiebiger, beweglicher und wenig tragfähiger Boden vor, so kann zwischen Träger und Stützenfundament ein druck- und zugfester Riegel eingebaut werden. Angaben zu zulässigen Kriechbewegungen können Tabelle 13 entnommen werden.

5.9.2.2 Nachgiebiger Stützverbau (Schneenetze) und Spezialkonstruktionen (Zäune, Hängeroste).

Zugkräfte können mit Ankern aufgenommen werden (siehe Ziffer 5.9.7). Permafrost-Hänge mit tolerierbaren Kriechbewegungen sind mit Schneenetzen zu verbauen. Schneenetze sind weniger empfindlich auf Kriechbewegungen als starre Stützwerke (siehe Ziffer 7.4.3.1).

5.9.2.3 Temporärer Stützverbau

Einige der üblichen Konstruktionen für Holzschneerechen können nur sehr beschränkt Zugkräfte im bergseitigen Fundament aufnehmen (siehe Abb. 32). Um diese Kräfte auf ein Minimum zu reduzieren, soll

- > bei hohen Gleitfaktoren immer eine zusätzliche Erhöhung der Bodenrauigkeit mit z.B. Terrassierung oder Verpfählung vorgesehen werden und
- > vermieden werden, derartige Werke in zu steilem Gelände oder bei zu grossen Schneehöhen aufzustellen.

Andernfalls sind entweder spezielle, auf Zugkräfte bemessene Fundamente (z.B. mit Anker gemäss Ziffer 5.9.7) oder permanente Stützwerke vorzusehen.

Abb. 29 > Stützwerk mit getrennten Fundamenten mit angegebener graphischer Bestimmung der Fundamentkräfte bei einer beidseitig gelenkig angeschlossenen Stütze und in B frei drehbar gelagertem Träger (Dreigelenkbogen).

Das Stützenfundament besteht aus einer Grundplatte und das Trägerfundament aus einem Mikropfahl und Bodenanker.

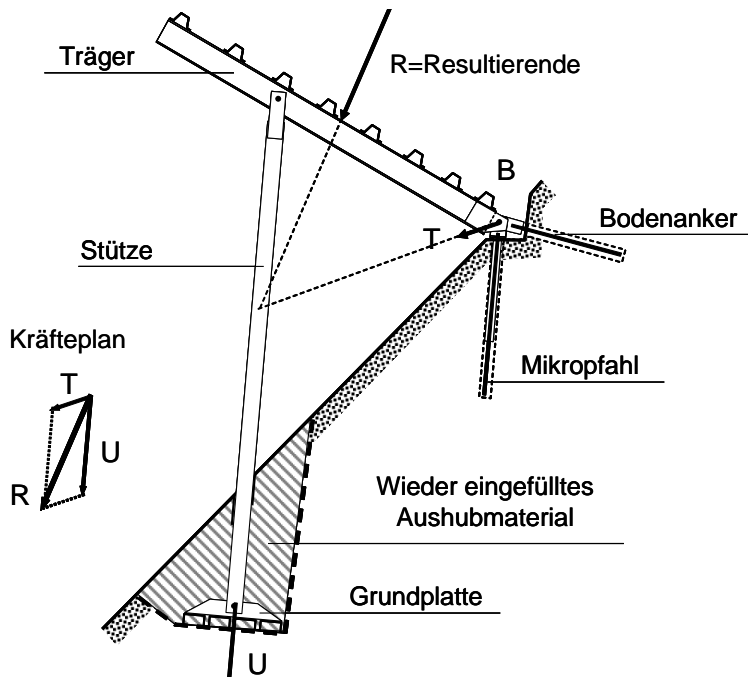
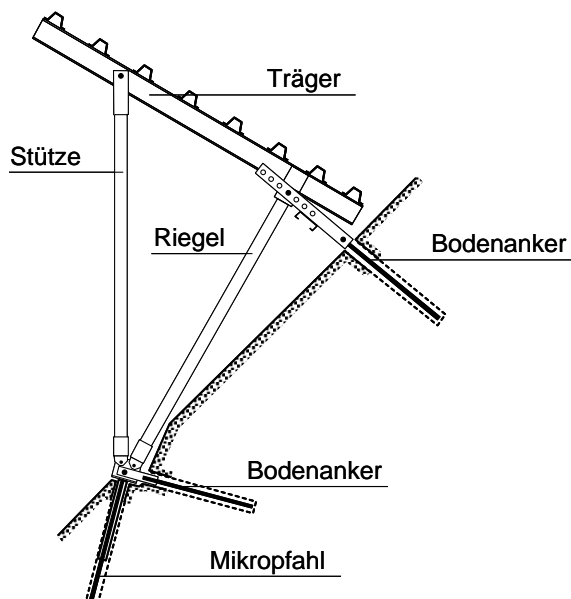


Abb. 30 > Stützwerk mit Riegel, bei dem das talseitige Fundament aus einem Mikropfahl und Bodenanker besteht und das Trägerfundament aus einem Bodenanker.



5.9.3 Verbindung Tragkonstruktion und Fundament

5.9.3.1 Grundsatz

Grundsätzlich kann die Tragkonstruktion sowohl starr wie gelenkig an die Fundamente angeschlossen werden.

5.9.3.2 Anschluss bergseitiges Fundament

Bei einem bergseitigen Beton- oder Fertigfundament der Tragkonstruktion gemäss Ziffer 5.9.5 und 5.9.6 kommt der gelenkige Anschluss nur dann in Frage, wenn der anstehende Fels an der Terrainoberfläche liegt oder in so geringer Tiefe, dass der das Gelenk tragende Kragarm im Fels einwandfrei eingespannt werden kann. Andernfalls, d.h. in Lockergesteinen, führt der gelenkige Anschluss entweder zu einer sehr ungünstigen Beanspruchung des Bodens oder zu unwirtschaftlichen Fundamentabmessungen. Deshalb ist im Lockergestein die starre Verbindung des Trägers mit dem Fundament zu empfehlen, wobei eine Vergrösserung der Spannweite in Kauf genommen werden muss (Es dürfen keine den Oberbau entlastenden Einspannungen berücksichtigt werden [Solifluktion usw.]).

5.9.3.3 Anschluss talseitiges Fundament

Beim talseitigen Fundament ist ein gelenkiger Anschluss der Stütze vorteilhaft, ohne dass ungünstige Bodenpressungen oder unwirtschaftliche Fundamentabmessungen entstehen.

5.9.3.4 Anschlüsse an Bodenanker und Mikropfähle

Auf Bodenanker und Mikropfählen fundierte Stützwerke sind mit gelenkigen Anschlüssen zu versehen.

5.9.3.5 Anschluss von der Stütze an den Träger

Bei getrennten berg- und talseitigen Fundamenten (Ziffer 5.9.2.1, Abb. 29) ist die Stütze an den Träger normalerweise gelenkig anzuschliessen. Wird hingegen ein Riegel (Ziffer 5.9.2.1, Abb. 30) eingebaut oder kann auf Fels fundiert werden, darf auf die gelenkige Verbindung zwischen Träger und Stütze verzichtet werden.

5.9.3.6 Berücksichtigung von Hubkräften

Bei der Ausbildung der Verbindung zwischen Fundament und Tragkonstruktion sind Hubkräfte gemäss Ziffer 5.5.7 zu berücksichtigen.

Abb. 31 > Schneenetz.

Schneenetz, das mit zwei Seilankern und einer Grundplatte fundiert ist.
Die Grundplatte ist mit einem Rückhalteseil gesichert (siehe Ziffer. 5.9.4.3).

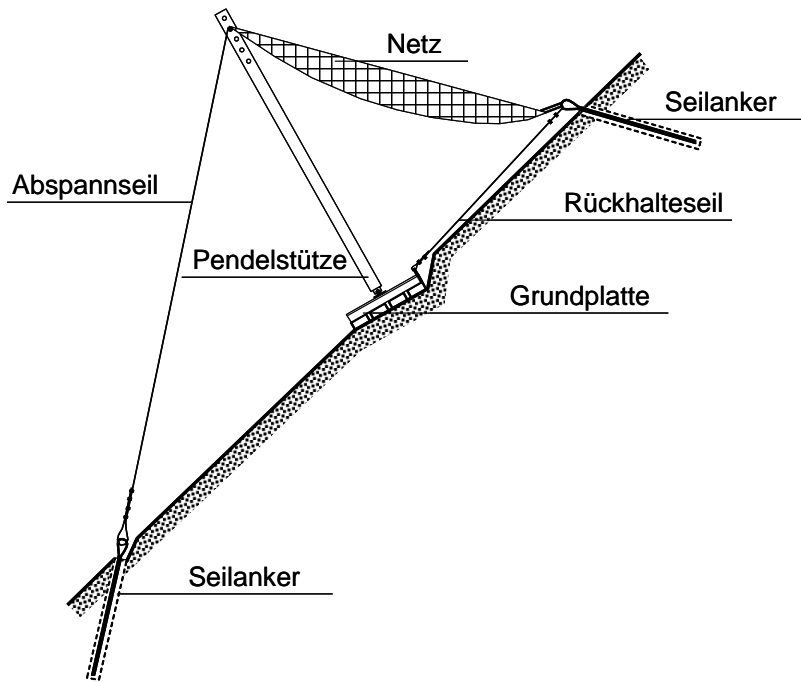
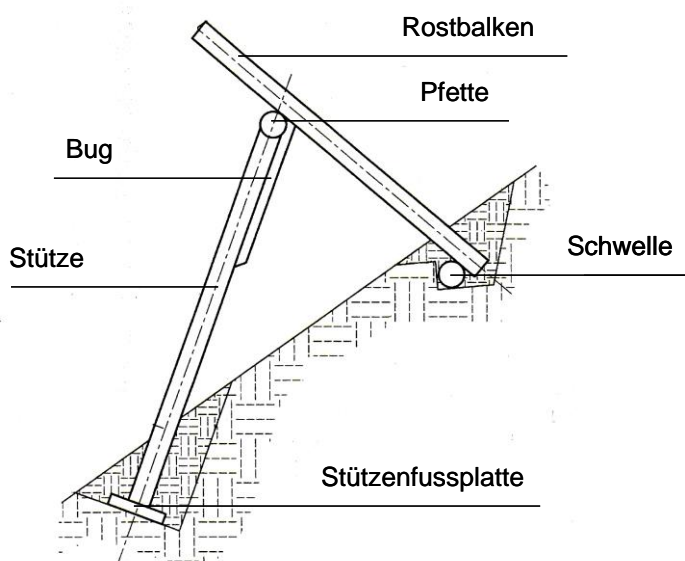


Abb. 32 > Holzschneerechen mit bergseitigem Schwellenfundament.



5.9.4 Allgemeines zur Bemessung

5.9.4.1 Nachweis der Tragsicherheit

Die im folgenden angegebenen vereinfachten Bemessungsformeln für die Fundation sind vom Bemessungskriterium gemäss Formel (16) abgeleitet worden, wobei der Lastbeiwert $\gamma_Q = 1.5$ und der Widerstandsbeiwert $\gamma_M = 1.35$ eingesetzt wurden (Annahme: $\gamma_Q \cdot \gamma_M = 1.5 \cdot 1.35 \approx 2.0$).

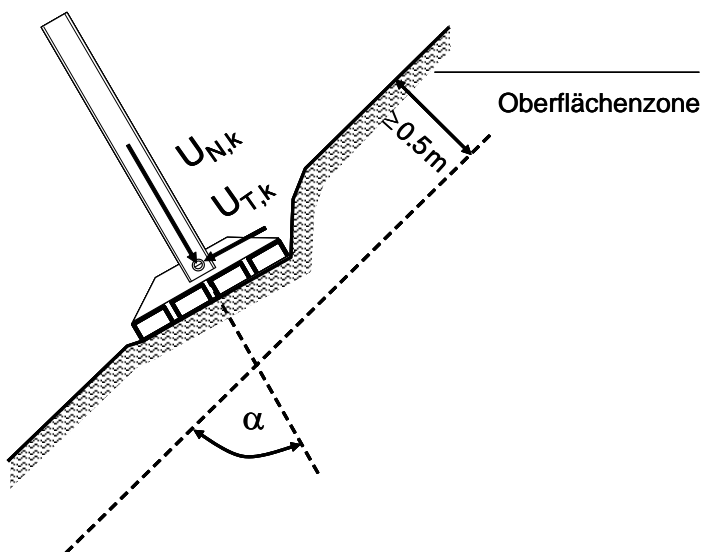
5.9.4.2 Oberflächenzone

Auf Druck beanspruchte Bodenflächen müssen vollständig unterhalb einer **minimal 0.5 m mächtigen Oberflächenzone** liegen (senkrecht zum Hangoberfläche gemessen, vgl. Abb. 33 und 40), sofern der Winkel α zwischen der Stütznormalkraft $U_{N,k}$ und der Hangparallelen kleiner ist als 75° (Abb. 33).

5.9.4.3 Querkräfte

Leiten Fundamente Querkräfte in den Boden ein, müssen die auf Schub beanspruchten Bodenflächen vollständig unterhalb einer 0.5 m mächtigen Oberflächenzone liegen (senkrecht zum Hang gemessen). Werden z.B. bei Schneenetzen Grundplatten oberflächennah eingebaut, können die Scherkräfte nicht direkt über den Boden abgetragen werden (Abb. 31 und Abb. 50 resp. Ziffer 7.4.3.4.3).

Abb. 33 > Auf der Bodenoberfläche fundierte Grundplatte eines Schneenetzes.



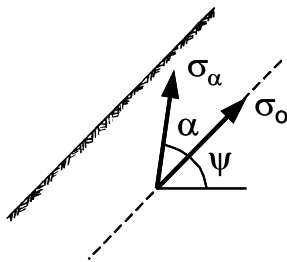
5.9.4.4 Richtungsabhängigkeit des Baugrundwiderstandes

Für Beton- oder Fertigfundamente gemäss Ziffer 5.9.5 und 5.9.6 wird die Abhängigkeit des Baugrundwiderstandes von der resultierenden Krafrichtung aufgrund der folgenden Tabelle 8 angenommen: α bedeutet dabei den Winkel zwischen Krafrichtung und der Hangparallelen, σ_{\parallel} den hangparallelen und σ_{α} den spezifischen Baugrundwiderstand in Krafrichtung (siehe Abb. 34) und ψ die Hangneigung. Der Baugrundwiderstand senkrecht zum Hang σ_{90° ist maximal und in hangparalleler Richtung minimal σ_{\parallel} .

Tab. 8 > Bestimmung des spezifischen Baugrundwiderstandes.

α [°]	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\alpha} / \sigma_{\parallel}$ [-]	0.40	0.53	0.66	0.80	0.90	0.97	1.00

Abb. 34 > Spezifischer Baugrundwiderstand σ_{α} in Abhängigkeit der Wirkungsrichtung α .



5.9.4.5 Bodenzugkräfte

Tabelle 8 gilt nur für Bodendruckkräfte. Sobald Bodenzugkräfte auftreten, müssen die Fundamente ähnlich wie Mastfundamente bemessen werden (Näheres darüber in den folgenden Abschnitten). Für Anker und Mikropfähle gilt die Ziffer 5.9.7.

5.9.4.6 Baugrundwiderstand senkrecht zum Hang

Der Baugrundwiderstand (Grenze der Tragfähigkeit) senkrecht zum Hang σ_{90° ist abhängig von der Hangneigung, den Bodeneigenschaften, der Fundamentgrösse und der Einbindetiefe des Fundamentes. Er muss den lokalen Verhältnissen entsprechend sorgfältig festgelegt werden. Als Erfahrungswert aus dem Lawinenverbau kann mit einem Baugrundwiderstand senkrecht zum Hang σ_{90° zwischen 500 kN/m² und 1000 kN/m² gerechnet werden.

5.9.4.7 Wiedereinfüllung Aushubmaterial

Nach dem Einbau der Fundamente ist das Aushubmaterial wieder einzufüllen und sorgfältig zu verdichten.

5.9.5 Betonfundamente im Lockergestein

5.9.5.1 Definition

Betonfundamente sind Fundamente, die am Werkstandort hergestellt werden.

5.9.5.2 Korrosionsgefahr

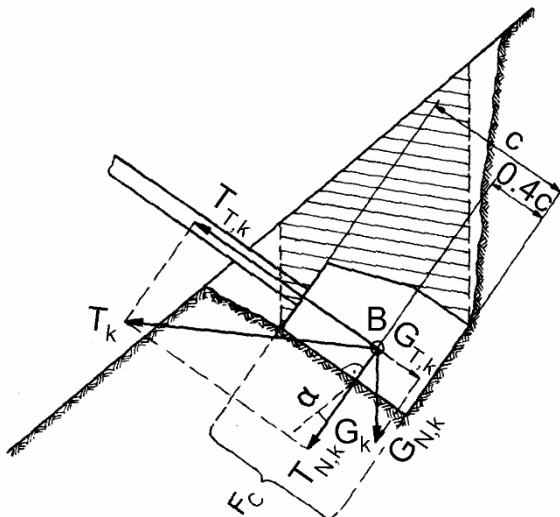
Bei einbetonierten Bauteilen, vor allem aus Aluminiumlegierungen, ist die Korrosionsgefahr zu beachten.

5.9.5.3 Bemessung der bergseitigen Betonfundamente auf Bodendruckkräfte

5.9.5.3.1 Starre (biegesteife) Verbindung zwischen Tragkonstruktion und Fundament.

Die Belastung des Fundamentes besteht aus einer Einzelkraft T_K . Der Angriffspunkt B von T_K soll in einem Abstand von $0.4c$ über der Fundamentsohle angenommen werden (c = Fundamenthöhe, vgl. Abb. 35). B entspricht der unteren punktförmig gedachten Auflagerung des betreffenden Bauteils und bestimmt die Spannweiten. Für die Bemessung des Trägers soll die Lagerung im Punkt B als frei drehbar angenommen werden.

Abb. 35 > Bemessung von bergseitigen Betonfundamenten auf Bodendruckkräfte.



Die talseitige Fundamentfläche F_c muss folgende Bedingung erfüllen:

$$F_c \geq \frac{2 \cdot (T_{N,k} + G_{N,k})}{\sigma_\alpha} \quad [m^2] \quad (41)$$

- $T_{N,k}$ Komponente des charakteristischen Wertes der resultierenden Auflagerkraft normal zur Fundamentfläche F_c
- $G_{N,k}$ Komponente des charakteristischen Wertes des Fundamentgewichtes (inklusive schraffierter Erdkörper in Abb. 35) normal zur Fundamentfläche F_c
- σ_α Spezifischer Baugrundwiderstand in Richtung senkrecht zu F_c (vgl. Tab. 8 und Ziffer 5.9.4.6)

5.9.5.3.2 Gelenkige (nicht biegesteife) Verbindung zwischen Tragkonstruktion und Fundament.

Die Belastung des Fundamentes besteht aus der exzentrisch angreifenden charakteristischen Einzelkraft T_k . Der Angriffspunkt von T_k befindet sich im Gelenk. Nach Ziffer 5.9.3.2 kommt dieser gelenkige Anschluss im Lockergestein bei getrennten Fundamenten im allgemeinen nicht in Frage.

5.9.5.4 Bemessung der bergseitigen Betonfundamente auf Bodenscherkräfte

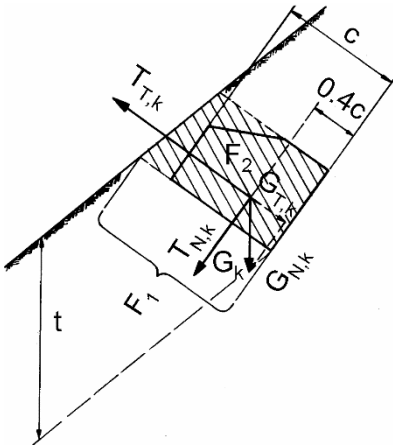
Der charakteristische Wert der Zugkraft $T_{T,k}$ muss folgende Bedingung erfüllen (man beachte auch Ziffer 5.5.5):

$$T_{T,k} \leq \frac{(F_1 + 2F_2) \cdot s_B + G_{T,k} + (T_{N,k} + G_{N,k}) \cdot \tan \varphi_{EK}}{2} \quad [kN] \quad (42)$$

- $T_{N,k}$ Komponente des charakteristischen Wertes der resultierenden Auflagerkraft normal zur Fundamentfläche F_c
- $G_{N,k}$ Komponente des charakteristischen Wertes des Fundamentgewichtes einschliesslich Erdauflast (schraffierte Fläche in Abb. 36) normal zur Fundamentfläche F_1
- $G_{T,k}$ Komponente des charakteristischen Wertes des Fundamentgewichtes einschliesslich Erdauflast (schraffierte Fläche in Abb. 36) parallel zur Fundamentfläche F_1
- F_1 Talseitige Mantelfläche des Fundamentes bis zur Bodenoberfläche
- F_2 Seitliche Mantelfläche des Fundamentes bis zur Bodenoberfläche (in Abb. 36 schraffiert)
- s_B Bruchscherspannung längs der Mantelfläche im gewachsenen Boden gemäss Tabelle 9.
- φ_{EK} Charakteristischer Reibungswinkel bei der Übertragung der Druckkräfte (als konstant angenommen)

$$\tan \varphi_{EK} = 0.8 \quad (43)$$

Abb. 36 > Bemessung von bergseitigen Betonfundamenten auf Bodenscherskräfte.



Sofern nicht besondere Testversuche zur Bestimmung der Bruchscherspannung s_B durchgeführt werden, sind folgende Werte, die für eine totale Fundationstiefe t von 1 m gelten, einzusetzen:

Tab. 9 > Bruchscherspannung längs der Mantelfläche im gewachsenen Boden.

Bodenart	s_B [kN/m ²]
Guter, kompakter Fels	> 800
Schlechter, zerklüfteter Fels	80–800
Stark vorbelastete Böden, Moräne	20–80
Sehr grober, dicht gelagerter Kies	20–40
Lehmiger und dicht gelagerter Kiessand	20–25
Locker gelagerte Kiessande und Felsschutt	15–20

Die Zunahme der s_B -Werte mit der Fundationstiefe t darf gemäss Tabelle 10 in Rechnung gesetzt werden:

Tab. 10 > Zunahme der Bruchscherspannung s_B mit der Fundationstiefe.

Fundationstiefe t in m, lotrecht gemessen	Effektiver s_B -Wert in Funktion des s_B -Wertes für 1 m Fundationstiefe
1.0	$1.0 \cdot s_{B(1\text{ m})}$
1.5	$1.2 \cdot s_{B(1\text{ m})}$
2.0	$1.3 \cdot s_{B(1\text{ m})}$
3.0	$1.4 \cdot s_{B(1\text{ m})}$

Für andere Tiefen können Zwischenwerte durch lineare Interpolation errechnet werden.

Beispiel:

Bei sehr grobem, dicht gelagertem Kies betrage der s_B -Wert für 1 m Fundationstiefe 30 kN/m² für eine Fundationstiefe von 1.25 m wird die Bruchscherspannung

$$s_B = 1.1 \cdot 30 = 33 \text{ kN/m}^2$$

5.9.5.5 Bergseitige Betonfundamente bei dünner Lockergesteinsüberdeckung von ankerfähigem Fels

Die Zugkräfte können bei entsprechender Bemessung von Felsankern gemäss Ziffer 5.9.7.2 übernommen werden (siehe Abb. 37). Gelenkiger Anschluss der Tragkonstruktion an das Fundament ist zulässig und meist wirtschaftlicher.

Abb. 37 > Fundament auf ankerfähigem Fels.

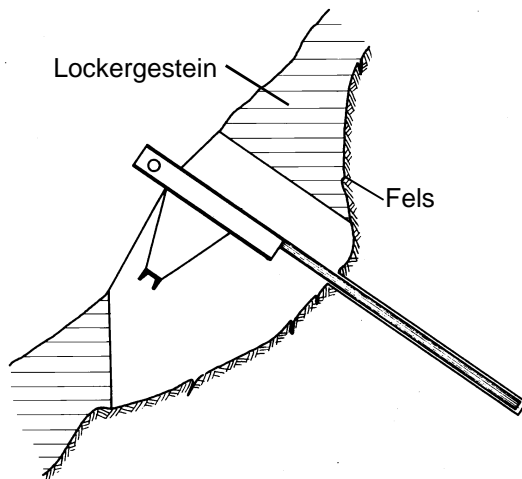
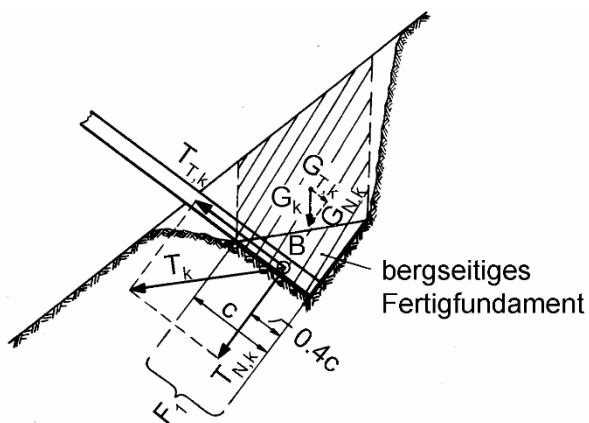


Abb. 38 > Bemessung von bergseitigen Fertigfundamenten auf Bodendruckkräfte.



5.9.6 Fertigfundamente im Lockergestein

5.9.6.1 Definition

Fertigfundamente sind Fundamente, die fabrikmässig hergestellt und an der Baustelle eingegraben werden (z.B. aus Stahlprofilen gefertigte Grundplatten).

5.9.6.2 Korrosion

Der **Korrosionsgefahr** ist bei Fertigfundamenten besondere Beachtung zu schenken. (Evtl. Bodenproben auf korrodierende Bestandteile prüfen lassen.)

5.9.6.3 Bemessung der bergseitigen Fertigfundamente auf Bodendruckkräfte

Starre (biegesteife) Verbindung zwischen Tragkonstruktion und Fundament (Abb. 38): gemäss Ziffer 5.9.5.3.

5.9.6.4 Bemessung der bergseitigen Fertigfundamente auf Bodenscherkräfte

Für nicht unterschrittene Fertigfundamente sind die s_B -Werte gemäss Tabelle 9 ungültig, weil sich der Bruch beim Herausziehen des Fundamentes im wiedereingefüllten Material vollzieht, dessen Kohäsion vermindert ist. Der Boden soll beim Wiedereinfüllen möglichst gut verdichtet werden, was die nachfolgenden Berechnungsannahmen zur Voraussetzung haben.

Der charakteristische Wert der Zugkraft $T_{T,k}$ muss folgende Bedingungen erfüllen (man beachte auch Ziffer 5.5.5):

$$T_{T,k} \leq \frac{(F_1 + 2F_2) \cdot s^*_B + G_{T,k} + (T_{N,k} + G_{N,k}) \cdot \tan \varphi_{EK}}{2} \quad [\text{kN}] \quad (44)$$

$T_{N,k}$ Komponente des charakteristischen Wertes der resultierenden Auflagerkraft normal zur Fundamentfläche F_1 (Voraussetzung: starre Verbindung Tragkonstruktion – Fundament).

$G_{N,k}$ Komponente des charakteristischen Wertes des Gewichtes der Erdauflast (schraffierte Fläche in Abb. 39) normal zur Fundamentfläche F_1

$G_{T,k}$ Komponente des charakteristischen Wertes des Gewichtes der Erdauflast (schraffierte Fläche in Abb. 39) parallel zur Fundamentfläche F_1

F_1 Talseitige Mantelfläche des Fundamentes bis zur Bodenoberfläche

F_2 Seitliche Mantelfläche des Fundamentes bis zur Bodenoberfläche (in Abb. 39 schraffiert)

s^*_B Bruchscherspannung längs der Mantelfläche im wiedereingefüllten Material. Für eine Fundationstiefe t von 1 m gilt:

$$s^*_{B(1m)} = 10 \text{ kN/m}^2 \quad (45)$$

5.9.6.5 Bemessung des talseitigen Fertigfundamentes auf Bodendruckkräfte

Die talseitige Fundamentfläche F_C , die sich vollständig unterhalb einer 0.5 m mächtigen Oberflächenzone befinden muss (Abb. 40), hat folgende Bedingung zu erfüllen:

$$F_C \geq \frac{2 \cdot U_{N,k}}{\sigma_\alpha} \quad [\text{m}^2] \quad (47)$$

$U_{N,k}$ Charakteristischer Wert der axialen Stützenkraft normal zur Fundamentfläche F_C
 σ_α Spezifischer Baugrundwiderstand in Richtung normal zu F_C (vgl. Tab. 9 und Ziffer 5.9.4.6)

5.9.6.6 Bemessung des talseitigen Fertigfundamentes auf Bodenscherkräfte

Die Querkraft $U_{T,k}$ muss folgende Bedingung erfüllen:

$$U_{T,k} \leq \frac{U_{N,k} \cdot \tan \varphi_{Ek}}{2} \quad [\text{kN}] \quad (48)$$

$U_{T,k}$ Charakteristischer Wert der Querkraft am Stützenfuss parallel zur Fundamentfläche F_C
 φ_{Ek} Charakteristischer Reibungswinkel bei der Übertragung der Druckkräfte (als konstant angenommen, $\tan \varphi_{Ek} = 0.8$ vgl. Formel 43)

5.9.7 Anker und Mikropfähle

5.9.7.1 Allgemeines und Begriffe

5.9.7.1.1 Allgemeines

Die Fundation permanenter Stützwerke mit Anker und Mikropfählen ist gegenüber den in Ziffer 5.9.5 und 5.9.6 beschriebenen Methoden meist vorteilhafter.

5.9.7.1.2 Definition Anker

Anker sind relativ kurze, gebohrte schlanke Tragelemente, welche auf Zug beansprucht werden. Mit Bezug auf diese technische Richtlinie werden sie grundsätzlich nicht gespannt.

Bei Anker unterscheidet man zwischen **Felsankern** und **Bodenankern**. Die Bodenanker sind weiter in **nicht gesprengte Anker** (inkl. Netzanker) und **Sprenganker** unterteilt. Bei **Seilankern** wird als Zugglied ein Drahtseil verwendet (vgl. Ziffer 5.2.6.4)

5.9.7.1.3 Definition Mikropfähle

Mikropfähle sind relativ kurze, gebohrte Tragelemente kleineren Durchmessers, welche überwiegend auf Druck beansprucht werden.

Bei Mikropfählen unterscheidet man zwischen **nicht gesprengten** und **gesprengten** Mikropfählen.

5.9.7.1.4 Krafteinleitung

Die Einleitung der Lasten von der Tragkonstruktion auf den Anker oder Mikropfahl muss **auf der Höhe der Bodenoberfläche**, d.h. ohne Überstand, erfolgen.

5.9.7.1.5 Ausziehversuche

Bei grösseren Projekten sowie schwierigen Bodenverhältnissen sind, vorgängig der Typenwahl bzw. der Ausschreibung, Ausziehversuche durchzuführen, mit denen der charakteristische Auszieh Widerstand der Anker und Mikropfähle $R_{a,k}$ ermittelt wird. Pro Untergrundbereich mit vergleichbaren geotechnischen Eigenschaften sind in der Regel mindestens 3 Versuchsanker auszuführen. Werden pro Untergrundbereich nur 1 oder 2 Versuchsanker ausgeführt, so ist zur Bestimmung des charakteristischen Werts des Tragwiderstandes $R_{a,k}$ der kleinste ermittelte Wert des äusseren Tragwiderstandes R_a um 40% bzw. um 20% zu reduzieren.

5.9.7.1.6 Kontrollen und Qualitätsprüfung

Wenn bei einer Kontrolle (siehe Ziffer 5.4.2) **starke Verformungen bzw. Schäden** festgestellt werden, sind diese zu prüfen bzw. sofort zu beheben. Gegebenenfalls wird ein Nachweis der Tragfähigkeit durch Zugproben bis zu einer Prüflast empfohlen, welche das 1.35-fache der maximal erwarteten Zugkraft F_k beträgt. Falls nötig, sollen die Anker oder Mikropfähle ersetzt werden. Zur Überprüfung der Ausführungsqualität wird empfohlen, an etwa 5% aller Anker, mindestens aber an drei Ankern pro Untergrundbereich mit vergleichbaren geotechnischen Eigenschaften, Zugproben durchzuführen. Die Ankerarbeiten sind zu überwachen und zu protokollieren.

5.9.7.1.7 Korrosionsschutz

Korrosionsschutz: Siehe Ziffer 5.2.4.3 und 5.2.6.4

5.9.7.1.8 Bemessung

Nachweis der Tragsicherheit: Siehe auch Ziffer 5.2.2 und 5.2.3.

Die **äussere Tragsicherheit** eines Ankers resp. Mikropfahles gilt als nachgewiesen, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$\boxed{E_D \leq R_D} \quad (49)$$

$E_d = \gamma_Q \cdot F_k$: Bemessungswert der Auswirkung (Beanspruchung), wobei F_k der charakteristische Wert der Zug- resp. Druckkraft (z.B. infolge Schneedruck) und $\gamma_Q = 1.5$ der Lastbeiwert ist.

$R_d = R_{a,k} / \gamma_M$: Bemessungswert des Tragwiderstandes des Ankers resp. Mikropfahles, wobei $R_{a,k}$ der charakteristische äussere Tragwiderstand des Ankers (Auszieh- resp. Mikropfahles (Pfahlwiderstand) und $\gamma_M = 1.35$ der Widerstandsbeiwert ist.

Die **innere Tragsicherheit** eines Ankers resp. Mikropfahles ist gemäss Ziffer 5.2.3.2 für den statisch wirksamen Stahlquerschnitt nachzuweisen.

5.9.7.2 Felsanker

5.9.7.2.1 Grundsatz

Felsanker können Zugkräfte und Querkräfte aufnehmen. Werden die Anker auch durch Querkräfte beansprucht (Zugrichtung \neq Ankerrichtung) ist dies bei der Bemessung zu berücksichtigen. In solchen Situationen ist der Einsatz von flexiblen Seilankern meist vorteilhafter.

5.9.7.2.2 Einbau

In ankerfähigem Fels wird ein Loch gebohrt, in welches ein Zugglied (gerippter Stab oder Seil) mit oder ohne zusätzlicher Klemmvorrichtung eingebracht wird. Das Bohrloch wird unter Bewegen des Ankers mit Ankermörtel von unten her ausgegossen. Die Anker sind im Bohrloch möglichst zu zentrieren.

5.9.7.2.3 Anwendung

Ankerfähig ist ein kompakter bis leicht zerklüfteter, nicht verwitterter und normal bohrbarer Fels.

5.9.7.2.4 Zwingende Anforderungen

Der Bohrl Lochdurchmesser muss mindestens dem 1.5-fachen Ankerdurchmesser entsprechen, wobei die minimale Mörtelüberdeckung des Ankers 10 mm betragen muss. Das Bohrloch ist vor der Mörtelinjektion sauber auszublasen.

5.9.7.2.5 Bemessung

Felsanker sind gemäss Ziffer 5.9.7.1.8 zu bemessen. Die Ankerlänge muss entsprechend der Felsqualität festgelegt werden. Die Ankertragfähigkeit hängt vom Verwitterungs Zustand, dem Grad der mineralischen Bindung, der Gesteinsart und vom Trennflächenabstand ab. Da Fels in oberflächennahen Schichten oft kleinere Festigkeiten aufweist, soll eine minimale Verankerungslänge im Fels von **mindestens 1.5 m** vorgesehen werden. In wenig zerklüftetem Fels können beim Bruch erfahrungsgemäss etwa die folgenden Auszieh widerstände $R_{a,k}$ pro Meter Verankerungslänge angenommen werden:

Tab. 11 > Äusserer spezifischer Tragwiderstand von Ankern auf Zug in wenig zerklüftetem Fels in Abhängigkeit des Bohrl Lochdurchmessers.

Bohrlochdurchmesser (mm)	Mantelreibung zwischen Ankermörtel und Fels beim Bruch s_k (N/mm ²)	Auszieh widerstand pro Meter Veran- kerungslänge $R_{a,k}$ (kN/m)
30	1.00	95
45	2.00	280

5.9.7.3 Bodenanker

5.9.7.3.1 Grundsatz

Bodenanker können in der Achsrichtung wirkende Zugkräfte aufnehmen.

5.9.7.3.2 Vernachlässigung Querkräfte

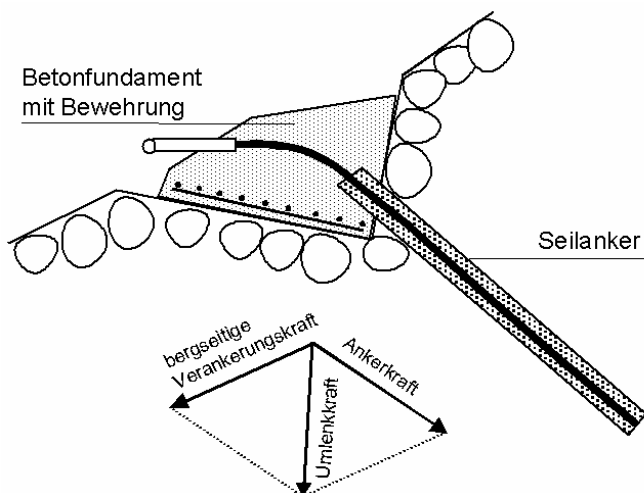
Das mögliche Auftreten von Querkräften, welche durch Seitenkräfte nach Ziffer 5.5.6 entstehen, wird in Kauf genommen und bei der Bemessung der Verankerung nicht berücksichtigt.

5.9.7.3.3 Berücksichtigung Querkräfte

Dagegen sind Querkräfte, welche bei bergseitigen Seilankern von Schneenetzen durch Umlenkung der Verankerungskraft auftreten, bei der Bemessung der Verankerung zu berücksichtigen. An günstigen Standorten (dichtgelagerter, fester Boden), ist der Einbau eines zusätzlichen Stabilitätsrohres genügend. An ungünstigen Standorten (humusartiger, lockerer Boden; grosses Schneegleiten) ist der Einbau eines Betonfundamentes empfehlenswert (Abb. 41).

Wenn zu erwarten ist, dass die Schneedruckresultierende im Grundriss nicht senkrecht auf die Stützfläche wirkt (infolge von Unregelmässigkeiten im Gelände oder in der Schneehöhenverteilung), müssen bei **Einzelwerken und kurzen Werkreihen** (Länge < 10 m) die durch die Zusatzbelastung gemäss Ziffer 5.5.6 hervorgerufenen Querkräfte bei der Bemessung der Verankerung berücksichtigt werden.

Abb. 41 > Betonfundament mit Bewehrung für die Aufnahme der Umlenkkräfte, damit die Bodenpressung durch den reinen Seilanker reduziert wird.



5.9.7.4 Netzanker

5.9.7.4.1 Einbau

In ein Bohrloch werden, wenn nötig in einem strumpfförmigen Netz, ein Anker und eine Injektionslanze bis zum Bohrlochtieftsten eingeführt. Unter stetigem Zurückziehen der Lanze wird das Bohrloch von unten her mit Mörtel aufgefüllt.

5.9.7.4.2 Anwendung

Diese Anker eignen sich für folgende Bodenarten:

- > Grober Kies
- > Durchlässige, grobblockige Böden wie Geröllhalden oder Felstrümmer

5.9.7.4.3 Zwingende Anforderungen

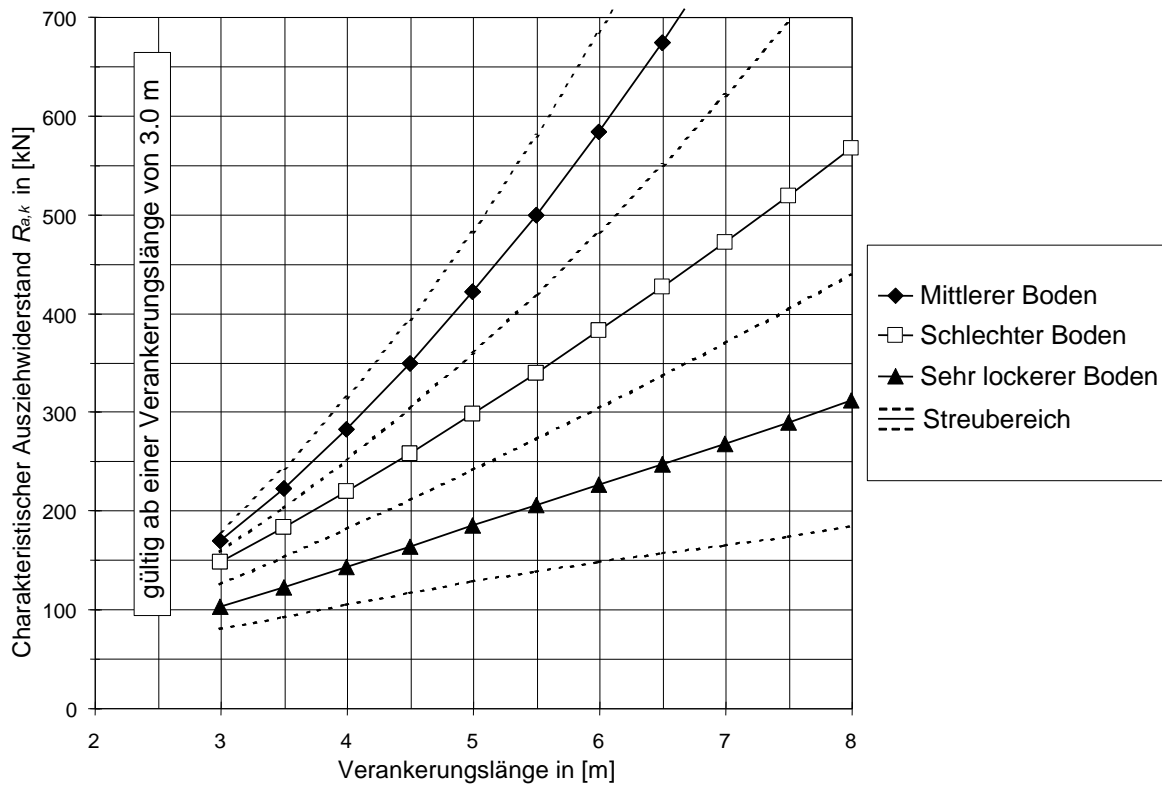
Es gelten die folgenden zwingenden Anforderungen:

- > Der **minimale Bohrlochdurchmesser** ist **90 mm**.
- > Die **maximale Maschenweite** der Netzstrümpfe ist **10 mm**.
- > Die Anker sind im Bohrloch möglichst zu **zentrieren**.
- > Die eingesetzten Ankermörtel müssen Ziffer 6 dieser technischen Richtlinie entsprechen.
- > Die **erforderlicher Verankerungslänge** ist projektspezifisch festzulegen (vgl. Ziffer 5.9.7.1.5 und 5.9.7.4.4).
- > Die Anker sind nicht flacher als 15° gegen die Waagrechte einzubauen.
- > Die **Mörtelüberdeckung** des Zuggliedes (Ankerstab, Drahtseil) muss mindestens **20 mm** betragen. Die Mörtelüberdeckung von Hüllrohren muss mindestens **10 mm** betragen.

5.9.7.4.4 Bemessung

Netzanker sind gemäss Ziffer 5.9.7.1.8 zu bemessen. Für eine **Vorbemessung** kann der charakteristische Auszieh Widerstand $R_{a,k}$ eines derart hergestellten Ankers in Funktion der Ankerlänge und des Bodentyps aus folgendem Diagramm (Abb. 42) abgeschätzt werden, falls keine Ankerversuche oder keine praktische Erfahrung in vergleichbaren Böden vorliegen. Die verlässliche Unterscheidung in mittlere, schlechte bzw. sehr lockere Bodenverhältnisse ist im Gelände äussert schwierig. Zur definitiven Festlegung der Ankerlängen sind Ausziehversuche durchzuführen. Pro Hektare Verbauperimeter sind im Minimum 3–5 Versuche durchzuführen (vgl. Ziffer 5.9.7.1.5). Falls die Untergrundverhältnisse innerhalb des Verbauperimeters sehr inhomogen sind, ist die Anzahl entsprechend zu erhöhen.

Abb. 42 > Charakteristische Ausziehwierstand $R_{a,k}$ in Funktion der Verankerungslänge und der Bodenkategorie für nicht gesprengte Anker und Netzanker.



Mittlerer Boden: Dicht gelagert mit kohäsivem Feinmaterial (z.B. grober Blockschutt mit Anteilen an bindigem Feinmaterial, trockener Kiessand).
 Schlechter Boden: Locker gelagert, mit kohäsionslosem, nicht bindigem Feinmaterial mit tiefem Reibungswinkel(z.B. feuchte, feinkörnige Verwitterungsprodukte, die nur eine schlechte Verzahnung zwischen Anker und Boden erlauben), Geröllhalden.
 Sehr lockerer Boden: Sehr locker gelagert, humusartig, mit Hohlräumen.

5.9.7.5 Sprenganker

5.9.7.5.1 Einbau

Durch Zündung einer Sprengladung am unteren Ende des Bohrlochs wird ein zwiebel-förmiger Hohlraum geschaffen. Das Bohrloch ist vorgängig mit einem Hüllrohr zu bewehren, so dass nach der Sprengung ein Anker eingeschoben werden kann, der die ausgesprengte Kaverne ganz durchdringt. Kaverne und Bohrloch sind mittels Injektionslanze vollständig mit Ankermörtel auszugießen.

5.9.7.5.2 Anwendung

Diese Ankerart eignet sich für dicht gelagerte kiesige bis sandige Böden. Der Entscheid, ob Sprenganker angewendet werden sollen, sowie die Bemessung der Sprengladung sind jedoch mit aller Vorsicht vorzunehmen.

5.9.7.5.3 Zwingende Anforderungen

Es gelten die folgenden zwingenden Anforderungen:

- > Der **minimale Bohrlochdurchmesser** ist **90 mm**.
- > Als **Hüllrohre** sind Stahlrohre mit mindestens 60 mm Aussendurchmesser und mindestens 2 mm Wandstärke zu verwenden. Die Rohre sind am unteren Ende in Achsrichtung auf einer Länge von 100 bis 150 mm kreuzweise zu schlitzen und zusammenzuquetschen. Auf der ganzen Länge sind sie so zu schlitzen oder zu lochen, dass der Mörtel gut ausfliessen und das Rohr vollständig umhüllen kann. Die Schlitzbreite bzw. der Lochdurchmesser muss dabei mindestens 20 mm betragen. Die Öffnungen sind im Abstand von 500 mm versetzt anzuordnen.
- > Die **Sprengladung** muss bis zur Rohrspitze vorgeschoben werden.
- > **Elektrische Zündung** wird allgemein empfohlen, sie ist jedoch zwingend, wenn mehrere Bohrlöcher nahe beieinander liegen (Doppelanker; gleichzeitige Zündung erforderlich).
- > Der Anker muss **300 mm länger** sein als das Hüllrohr, damit er sicher die ganze Zwiebel durchdringt. Er muss zudem im Rohr möglichst zentriert werden.
- > Die **Mörtelinjektion** hat so zu erfolgen, dass der Mörtel im und ausserhalb des Rohres bis zur Bodenoberfläche aufsteigt. Die eingesetzten Ankermörtel müssen Ziffer 6 dieser technischen Richtlinie entsprechen.
- > Die **erforderliche Verankerungslänge** ist projektspezifisch festzulegen (vgl. Ziffer 5.9.7.1.5 und 5.9.7.5.5).

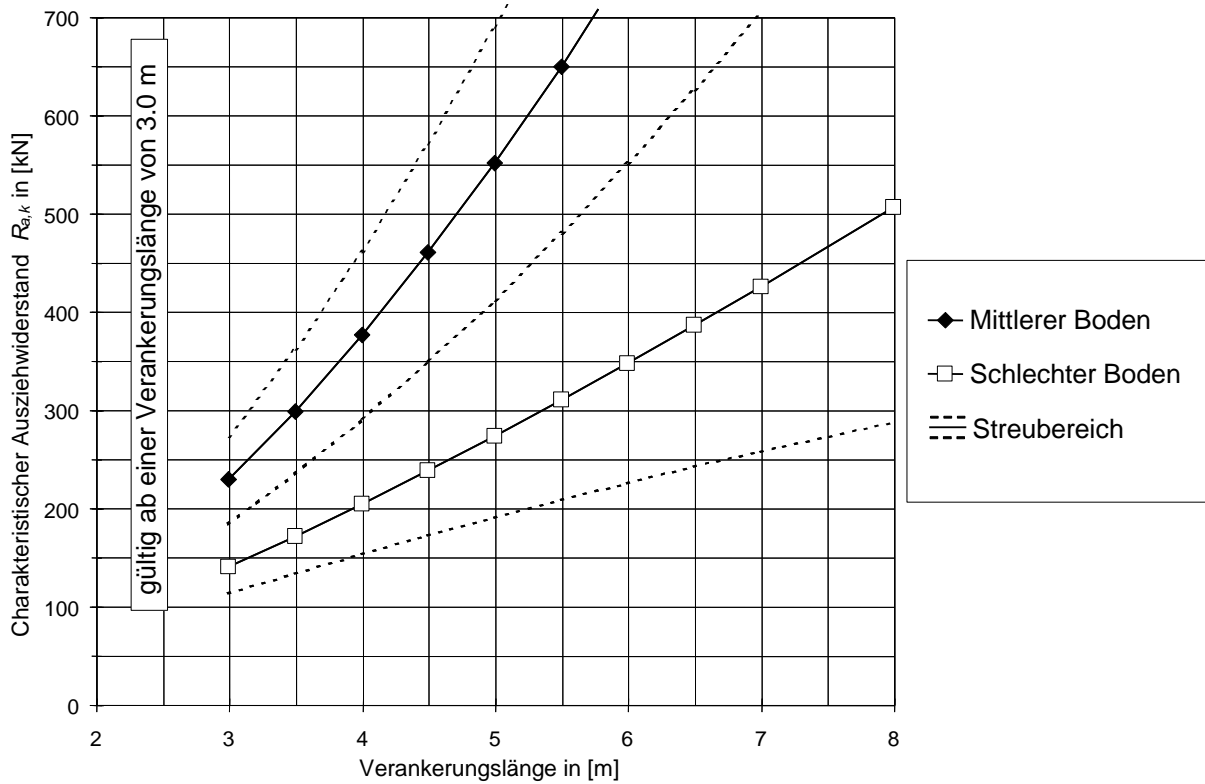
5.9.7.5.4 Hinweis

Gemäss Erfahrungen ergeben 50 bis 100 g trägen Sprengstoffs ein Hohlraumvolumen von 30–50 Litern.

5.9.7.5.5 Bemessung

Sprenganker sind gemäss Ziffer 5.9.7.1.8 zu bemessen. Für eine **Vorbemessung** kann der charakteristische Auszieh Widerstand $R_{a,k}$ eines derart hergestellten Ankers in Funktion der Ankerlänge und des Bodentyps aus folgendem Diagramm (Abb. 43) abgeschätzt werden, falls keine Ankerversuche oder keine praktische Erfahrung in vergleichbaren Böden vorliegen. Das Diagramm gilt auch für Doppelanker. Die verlässliche Unterscheidung in mittlere bzw. schlechte Bodenverhältnisse ist im Gelände äussert schwierig. Zur definitiven Bemessung der Ankerlängen sind Ausziehversuche durchzuführen. Pro Hektare Verbauperimeter sind im Minimum 3–5 Versuche durchzuführen (vgl. Ziffer 5.9.7.1.5). Falls die Untergrundverhältnisse innerhalb des Verbauperimeters sehr inhomogen sind, ist die Anzahl entsprechend zu erhöhen.

Abb. 43 > Charakteristische Ausziehwanstand $R_{a,k}$ in Funktion der Verankerungslänge und der Bodenkatgorie für Sprenganker.



Mittlerer Boden: Dicht gelagert mit kohäsivem Feinmaterial (z.B. grober Blockschutt mit Anteilen an bindigem Feinmaterial, trockener Kiessand).

Schlechter Boden: Locker gelagert, mit kohäsionslosem, nicht bindigem Feinmaterial mit tiefem Reibungswinkel(z.B. feuchte, feinkörnige Verwitterungsprodukte, die nur eine schlechte Verzahnung zwischen Anker und Boden erlauben), Geröllhalden.

5.9.7.6 Mikropfähle

5.9.7.6.1 Grundsatz

Mikropfähle können in der Achsrichtung wirkende Kräfte aufnehmen.

5.9.7.6.2 Querkräfte

Die aus Zusatzbelastungen (Bohrfehler, Querbelastung auf Stütze nach Ziffer 5.5.4) hervorgerufenen Querkräfte (minimal 20% der zentrischen Druckkraft mit Wirkungslinie in der Stützenachse) müssen bei der Bemessung der Foundation berücksichtigt werden. Diese Querkräfte sind entweder durch Zusatzanker oder durch Erdwiderstand aufzunehmen.

Bei entweder schlechten Böden oder starkem Schneegleiten oder lokal übersteilem Terrain ist der Mikropfahl mit einem Zusatzanker zu sichern.

5.9.7.6.3 Einbau

Mikropfähle werden gleich hergestellt wie Anker.

5.9.7.6.4 Zwingende Anforderung

Zur Gewährleistung der Knicksicherheit der Kopfpattie müssen die Mikropfähle bis mindestens 1.5 m tief mittels Versteifungsrohren, Betonsockel oder ähnlichem versteift werden. Die Versteifungsrohre sind bis zum Mikropfahlkopf hochzuziehen (kein Überstand des Ankerstabes). Die Mörtelüberdeckung der Versteifungsrohre hat mindestens 10 mm zu betragen.

5.9.7.6.5 Bemessung

Mikropfähle sind gemäss Ziffer 5.9.7.1.8 zu bemessen. Der Tragwiderstand eines Mikropfahles auf Druck ist um 50% höher als bei Zugbelastung (Anker) und kann für eine Vorbemessung aus den Figuren 42 und 43 für nicht gesprengte Anker und Netzanker oder Sprenganker abgeschätzt werden.

Für die Berechnung des inneren Tragwiderstandes darf nur der Stahlquerschnitt berücksichtigt werden (siehe Ziffer 5.2.3.2).

5.9.7.6.6 Hinweis

Bei in der Richtung nicht exakt definierter Einleitung von Druckkräften (z.B. Pendelstütze bei Schneesetzen, die über Kugelgelenk mit Fundament verbunden ist) ist der Einsatz von Mikropfahl/Ankerfundationen in Lockergesteinsböden als sehr kritisch zu beurteilen. In solchen Situationen ist der Einbau von z.B. Beton- oder Grundplattenfundamenten vorteilhafter.

5.9.7.7 Besondere Ausführungsverfahren

Bei schwierigen Bodenverhältnissen (z.B. wenig tragfähiger Baugrund, grosser Mörtelverlust, nicht standfeste Bohrlöcher) können Injektionsbohranker, Sackanker, Nachverpressungen oder verrohrtes Bohren eingesetzt werden. Injektionsbohranker sind gleich wie Netzanker zu bemessen (vgl. Ziffer 5.9.7.4). Ankerversuche sind zur definitiven Festlegung der erforderlichen Verankerungslängen unerlässlich.

6 > Verwendung von Ankermörtel im Lawinenverbau

6.1 Allgemeines

6.1.1 Zweck

In den folgenden Ziffern wird das Vorgehen für die Eignungsprüfung von Ankermörtel, sowie die Überprüfung der Konformität während den Vermörtelungsarbeiten auf der Baustelle festgelegt. Sie sind verbindlich für die Verwendung von Ankermörtel im vom Bund subventionierten Lawinenverbau.

6.1.2 Eignungsprüfung

Die Eignung eines Ankermörtels muss mit einer Eignungsprüfung nachgewiesen werden. Sie ist in einem neutralen Labor durchzuführen. Die letzte Eignungsprüfung bzw. der Bericht dazu darf **nicht älter als 3 Jahre** sein. Die Eignungsprüfung bildet die Grundlage für die Typenprüfung von Ankermörtel (vgl. Ziffer 8.3).

6.1.3 Konformitätsprüfung

Während den Vermörtelungsarbeiten auf der Baustelle muss die Konformität des verwendeten Produktes laufend überprüft werden. Die Häufigkeit der Prüfungen ist der verarbeiteten Mörtelmenge, der Bedeutung der Baustelle, der Erfahrung der Bauunternehmung und der verwendeten Mörtel – Mischpumpenkombination anzupassen und so festzulegen, dass die tatsächliche Streuung der Mörtel Eigenschaften erfasst wird. Die Prüfung ist in einem neutralen Labor durchzuführen. Da bis zum Vorliegen der Prüfungsergebnisse 1 bis 2 Monate verstreichen, ist es empfehlenswert, vor Baubeginn Vorversuche durchzuführen und während den Vermörtelungsarbeiten die Frischmörtel Eigenschaften mit Luftporenmessungen zu überwachen.

6.2 Normaler Ankermörtel

6.2.1 Eignungsprüfung

6.2.1.1 Untersuchungen

Die Eignungsprüfung wird am Mörtel durchgeführt, welcher auf eine pumpbare Konsistenz eingestellt ist. Die Prüfung muss folgende Untersuchungen enthalten:

6.2.1.2 Frischmörteleigenschaften

Der frische Mörtel wird gemäss folgenden Normen hergestellt und geprüft:

- > EN 1015-2: Probenahme von Mörteln und Herstellung von Prüfmörteln
- > EN 1015-3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch)
Vorgängig wird das Ausbreitmass ohne Schocken bestimmt.
- > EN 1015-6: Bestimmung der Rohdichte von Frischmörtel
- > EN 1015-7: Bestimmung des Luftgehaltes von Frischmörtel

6.2.1.3 Prüfungen am erhärteten Mörtel

Der in einem Labormischer (z.B. Normzementmischer) hergestellte Mörtel wird in Prismenformen 40/40/160 mm eingefüllt, mit einer Kelle leicht gestochert und abgezogen. Nach 24 Stunden im Feuchtschrank werden die Prismen ausgeschalt und für die folgenden Prüfungen verwendet:

- > Rohdichte, Biegezug- und Druckfestigkeit im Alter von 24 Stunden, 3, 7, 14, und 28 Tagen (Luftlagerung bei 20°C 90% relativer Feuchtigkeit) in Anlehnung an SN EN 196-1.
- > Elastizitätsmodul im Alter von 28 Tagen gemäss SN EN 12390-13 Verfahren B
- > Bestimmung der Porenkennwerte gemäss der SIA 262/1, Anhang K und Berechnung der Frostbeständigkeit FS nach der zurückgezogenen Norm SIA 162/1, Prüfung Nr. 7 an Prismenabschnitten (Versuchsbeginn nach 21 Tagen)
- > Messung der Längenänderung in Anlehnung an SIA 262/1, Anhang F (Versuchsklima 20°C, 70% relative Luftfeuchtigkeit), Versuchsdauer bis 90 Tage

6.2.1.4 Anforderungen an den Ankermörtel

Der Ankermörtel hat die folgenden Grenzwerte einzuhalten:

- > Ausbreitmass (mit 15 x Schocken): 200 mm, -10/+20 mm
- > Druckfestigkeit: 7 Tage: $f_c \geq 22 \text{ MPa}$
28 Tage: $f_c \geq 35 \text{ MPa}$
- > Elastizitätsmodul: $E_{cs} \leq 25 \text{ GPa}$
(Spannungsstufe $\sigma = 0.5 \dots 5.0 \text{ MPa}$)
- > Frostbeständigkeit: $FS \geq 1.5$
- > Längenänderung nach 28 Tagen $\epsilon_{cs} \leq 2.0\%$
(Schwinden):

6.2.2 Konformitätsprüfung

6.2.2.1 Probenherstellung

Die Entnahme des Mörtels und die Herstellung der Probekörper erfolgt auf der Baustelle. Der zu untersuchende Mörtel, welcher aus einer normal hergestellten Mischercharge stammen muss, wird während den Vermörtelungsarbeiten am Ende des Pumpenschlauches bzw. am Einbringort entnommen.

6.2.2.2 Erforderliche Probekörper

Für die Untersuchung werden folgende Probekörper benötigt:

- > 9 Prismen 40/40/160 mm oder
- > 2 Zylinder $\varnothing = h = 200 \text{ mm}$ oder
- > 2 Würfel 200/200/200 mm, bzw. Probekörper mit ähnlichem Volumen

6.2.2.3 Kennzeichnung und Transport

Die Probekörper müssen eindeutig und dauerhaft gekennzeichnet werden. Der Transport ins Prüflabor hat frühestens nach dem Abbinden und spätestens nach 2 Tagen zu erfolgen.

6.2.2.4 Lagerung

Die Lagerung der Prüfkörper von der Fertigstellung bis zum Eintreffen in der Prüfstelle hat so zu erfolgen, dass ein Feuchtigkeitsverlust verhindert und eine Temperatur von mind. 10°C gewährleistet ist (Einpacken in Plastikfolie, Wasserlagerung, Lagerung in der Baubaracke).

6.2.2.5 Notwendige Angaben für Prüflabor

Die nachfolgenden Angaben sind zusammen mit den Prüfkörpern dem Prüflabor abzuliefern, damit die Prüfwerte sicher interpretiert werden können:

6.3 Spezial-Ankermörtel für die Anwendung im Permafrost

6.3.1 Eignungsprüfung

6.3.1.1 Allgemeines

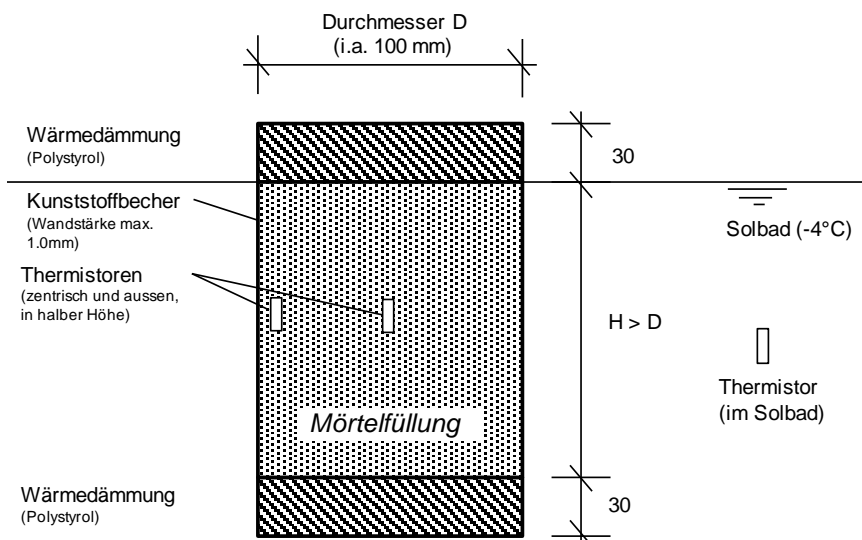
Die Qualität des Spezialmörtels hat allen Anforderungen gemäss der Eignungsprüfung von normalem Ankermörtel zu genügen. Die Prüfung des Mörtels erfolgt gemäss Ziffer 6.2.1.

Zusätzlich ist die spezifische Prüfung der Eignung für die Anwendung im Permafrostboden oder -fels durchzuführen. Überprüft wird die Anwendung des Spezialmörtels bis zu Temperaturen von -4°C im Untergrund. Die Prüfungen sind aus Gründen der Vergleichbarkeit nach der Methode EMPA durchzuführen.

6.3.1.2 Prüfkörperherstellung

Für die Untersuchung wird der Spezialmörtel entsprechend den Angaben des Mörtellieferanten bei 20°C gemischt (vgl. Ziffer 7.6.2). Der Mörtel wird in Kunststoffbecher gegossen, die einen Durchmesser entsprechend dem Bohrloch (i.a. 100 mm) und eine Höhe von $> \varnothing$ mm aufweisen (vgl. Abb. 44). Oben und unten sind die Prüfkörper mit 30 mm Polystyrol isoliert. Die Wandstärke des Bechers beträgt max. 1.0 mm. Insgesamt sind 8 solche Prüfkörper herzustellen. In einen Prüfkörper ist in halber Höhe zentrisch und ausser je ein Thermistor (Temperaturfühler) einzulegen.

Abb. 44 > Abmessungen des Prüfkörpers.



7 > Lawinenverbauungen im Permafrost

7.1 Allgemeines

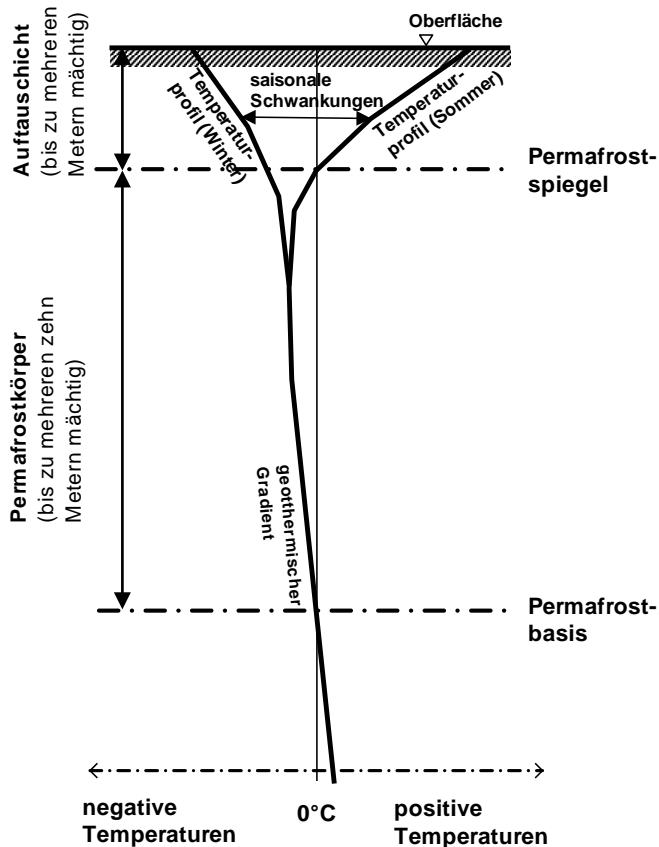
In der Publikation Lawinenverbauungen im Permafrost (Schlussbericht und Erläuterungen, Bezugsadresse: Eidg. Institut für Schnee- und Lawinenforschung, Flüelastr. 11, 7260 Davos-Dorf) sind Erläuterungen zu den folgenden Ziffern enthalten.

7.1.1 Definitionen, Begriffe

7.1.1.1 Permafrost

Als **Permafrost** oder als **Dauerfrostboden** wird äusseres Erdkrustenmaterial bezeichnet, das während des ganzen Jahres negative Temperaturen (Abb. 45) aufweist. Allein die Temperatur und nicht der Eisgehalt ist massgebend für die Definition des Permafrosts.

Abb. 45 > Typischer Temperaturverlauf in einem Permafrostkörper.



7.1.1.2 Permafrostspiegel

Der **Permafrostspiegel** ist die obere Grenze des Permafrostkörpers und er befindet sich in der Tiefe, ab welcher der eigentliche Permafrost beginnt. Darunter weist der Untergrund ganzjährig negative Temperaturen auf. Die untere Grenze des Permafrostkörpers ist die sogenannte **Permafrostbasis**. Die Schicht über dem Permafrostspiegel, die im Sommer jeweils auftaut und im Winter wieder gefriert, wird als **Auftauschicht** (active layer) bezeichnet.

7.1.1.3 Blockgletscher

Blockgletscher, eine typische Erscheinung des Permafrostes, sind eisübersättigte Schuttmassen. Wegen der Viskosität des Eises kriechen sogenannte **aktive Blockgletscher** gravitativ langsam talwärts. **Fossile bzw. inaktive Blockgletscher** hingegen sind ehemalige Blockgletscherströme, in denen das Eis weggeschmolzen ist. Sie sind zum Stillstand gekommen und bewegen sich heute nicht mehr.

7.1.1.4 Kontinuierlicher und fleckenhafter Permafrost

In Gebieten mit **kontinuierlichem Permafrost** ist im Untergrund Permafrost flächendeckend vorhanden. Im Gegensatz dazu wechseln sich in Gebieten mit **fleckenhaftem Permafrost** gefrorene Zonen mit ungefrorenen ab.

7.1.2 Vorkommen und Eigenschaften des Permafrostes

7.1.2.1 Vorkommen

Permafrost kommt in den Alpen ab einer Höhe von 2500 bis 3000 m ü.M. vor. Die genaue Untergrenze, d.h. bis in welche Höhenlagen in einem Hang der Permafrost hinunterreicht, hängt von verschiedenen Faktoren ab. Wesentlichen Einfluss haben die Hangexposition, die lokalen klimatischen Bedingungen (d.h. die Lufttemperatur, die Sonneneinstrahlung, die Windverhältnisse), die örtlichen Untergrundverhältnisse und die winterlichen Schneemächtigkeiten bzw. die Zeitdauer der Schneebedeckung. In den Übergangszonen von 2500–3000 m ü.M. kommt Permafrost nicht kontinuierlich, sondern fleckenhaft vor.

7.1.2.2 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund in einem Permafrostgebiet besteht entweder aus Lockergesteinen (im Hochgebirge oft Gehängeschutt, Moränen) oder aus Fels. In Hängen mit Permafrost im Untergrund setzen sich die oberflächennahen Schichten oft aus grobblockigem Verwitterungsschutt zusammen, der den anstehenden Fels überlagert.

7.1.2.3 Eisgehalt

Permafrost-Lockergesteine werden je nach Eisgehalt unterschieden in:

1. Trockener Permafrost (Eisgehalt = 0)
2. Eisuntersättigter Permafrost
(Eisgehalt kleiner als das Porenvolumen des Lockergesteines)
3. Eisgesättigter Permafrost (Eisgehalt gleich gross wie das Porenvolumen)
4. Eisübersättigter Permafrost (Eisgehalt grösser als das Porenvolumen)

Nahezu eisgesättigtes bis eisübersättigtes Lockergestein wird als **eisreicher Permafrost**, trockenes bis eisuntersättigtes Lockergestein als **eisarmer Permafrost** bezeichnet.

7.1.2.4 Kriechen

Vor allem eisreiches Lockergestein, dazu gehören Blockgletscher (Ziffer 7.1.1.3), neigt in Hangsituationen wegen seinem viskosen Materialverhalten zum Kriechen.

7.1.2.5 Klüfte

Im Permafrostfels sind allfällig vorhandene Klüfte oft mit Eis gefüllt.

7.1.3 Wechselwirkung Lawinenverbauung – Permafrost

Lawinenverbauungen haben keinen nachweisbaren erwärmenden Einfluss auf den Permafrostkörper. Im Sommer findet kein messbarer Wärmeeintrag von den Stahlwerken (Schneebrücken oder -netze) über die Foundationen in den Untergrund statt. Langfristige Computer-Simulationen zeigten, dass die im Winter oberhalb der Verbauung veränderten Schneeverhältnisse einen vernachlässigbaren Einfluss auf das Temperaturregime des Permafrostes haben. Der sich in der Regel unterhalb der Stützroste oder Netze ausbildende Spalt in der Schneedecke, der infolge Kriechen und Gleiten der Schneedecke entsteht, hat über die Jahrzehnte auf den Permafrostkörper einen leicht abkühlenden und somit permafrostfördernden Effekt.

7.2 Erkundung des Baugrundes

7.2.1 Abschätzung des Permafrostvorkommens im Baugrund

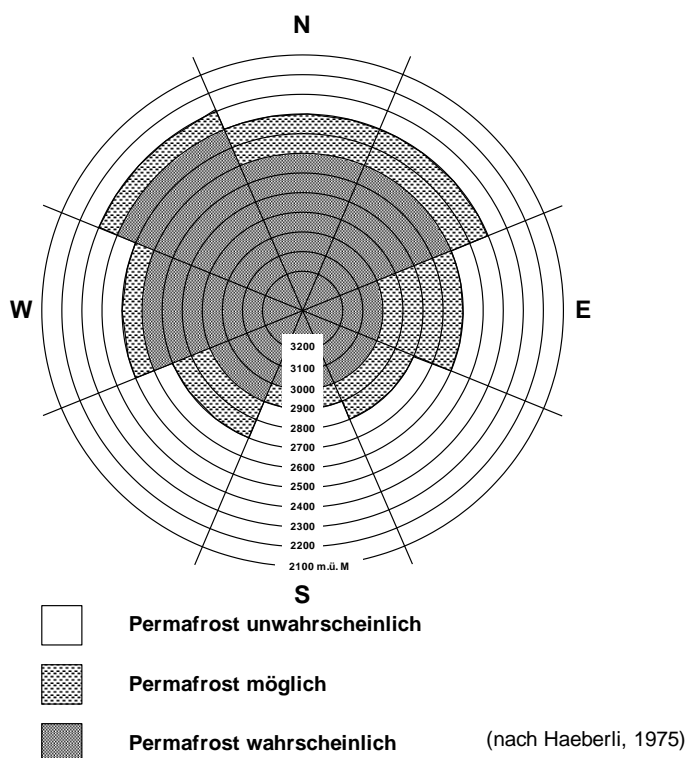
7.2.1.1 Untergrenze für den Permafrost

Da das Permafrostvorkommen von zahlreichen Faktoren (Ziffer 7.1.2.1) abhängt, ist es nicht möglich, generell eine Untergrenze für den Permafrost in Meter über Meer zu definieren.

7.2.1.2 Wahrscheinlichkeit von Permafrost

In der Vorphase eines Verbauprojektes kann die Wahrscheinlichkeit von Permafrost im Untergrund mittels folgendem Diagramm (Abb. 46), das auf Erfahrungswerten beruht, grob abgeschätzt werden. Ein allfälliges Vorkommen wird mit den Bezeichnungen «unwahrscheinlich, möglich bzw. wahrscheinlich» umschrieben und ist in Funktion der Hangexposition und der Höhe ü.M. angegeben. Abweichungen von diesem Diagramm im Bezug auf die tatsächlichen Verhältnisse im Gelände sind möglich. Vor allem in extremen Schattenlagen oder an stark windexponierten Stellen kann lokal die Untergrenze des Permafrostes fleckenhaft weiter hinunterreichen.

Abb. 46 > Diagramm zur Abschätzung des Permafrostvorkommens.



7.2.1.3 Flugaufnahmen und Luftbildinterpretation

Auf Flugaufnahmen (Bezugsquelle: z.B. Bundesamt für Landestopografie, 3084 Wabern/BE oder Flugdienst, KSL, 8600 Dübendorf) können Kriecherscheinungen (Blockgletscher oder Soliflukationserscheinungen) als Folge von Permafrost im Untergrund erkannt werden. Eisübersättigte Lockergesteine neigen wegen ihrer Viskosität zu gravitativen Kriechbewegungen, deren Strukturen auf den Aufnahmen teilweise sichtbar sind. Auf den Aufnahmen können zudem zur Unterscheidung aktiver und fossiler Blockgletscher Gebiete mit bzw. ohne Vegetation ausgeschieden werden.

7.2.1.4 Geländebegehung

Die geomorphologische Beurteilung gibt Hinweise, ob im Untergrund Permafrost vorkommen kann oder eher nicht. Mittels einer Begehung mit einem Geomorphologen oder Geologen/Geotechniker kann das Vorkommen bzw. die Verbreitung des Permafrostes abgeschätzt werden. Vom Gegenhang aus können Fließstrukturen als Folge von Permafrost erkannt werden. Zu den wichtigsten Beurteilungskriterien gehören (vgl. Tabelle 12):

Tab. 12 > Beurteilungskriterien.

Beurteilungskriterium:	für Permafrost im Untergrund spricht:	gegen Permafrost im Untergrund spricht:
Vegetation	• keine oder nur sehr karge	• geschlossener alpiner Rasen
Oberflächenbeschaffenheit	• Kriechformen erkennbar, Soliflukationserscheinungen • grobblockiger Schutt	• keine Kriechformen erkennbar
Blockgletscher	• aktiv – noch andauernde Kriechbewegungen erkennbar – keine Vegetation an der Oberfläche – steile Blockgletscherstirn	• fossil – keine Kriechbewegungen mehr erkennbar, nur noch fossile Kriechformen vorhanden – Vegetation an der Oberfläche – Bodeneinbrüche
Moräne	• Kriechformen erkennbar	• stabile Bodenverhältnisse
Schneeflecken	• im Sommer nicht wegschmelzend (perennierend)	• im Sommer wegschmelzend
Quellwassertemperatur im Sommer	• < 2 °C	• > 2 °C

7.2.1.5 Indirekte bzw. halbdirekte Methoden zur Permafrost – Erkundung

Sämtliche bekannten indirekten Methoden wie die BTS-Messung (Messung der Basis-temperatur der Schneedecke) und halbdirekten geophysikalischen Methoden wie die Geoelektrik, die Seismik und die Radaruntersuchung sind zur Erkundung des Untergrundes hinsichtlich Permafrost für ein konkretes Bauvorhaben beschränkt geeignet. Oft befinden sich die Verbauperimeter im Übergangsbereich von Permafrost zu Nicht-Permafrost. Die indirekten und halbdirekten Methoden ergeben in diesen Verhältnissen häufig keine eindeutigen Resultate und lassen keine abschliessende Beurteilung zu. Zudem ist in Hängen der Permafrost oft trocken bis eisuntersättigt. Der Eisgehalt ist hier zu gering, um mit geophysikalischen Sondierungen, im speziellen mit Geoelektrik und Radaruntersuchungen zwischen Permafrost und Nicht-Permafrost differenzieren zu können.

7.2.2 Genaue Erkundung des Permafrostes

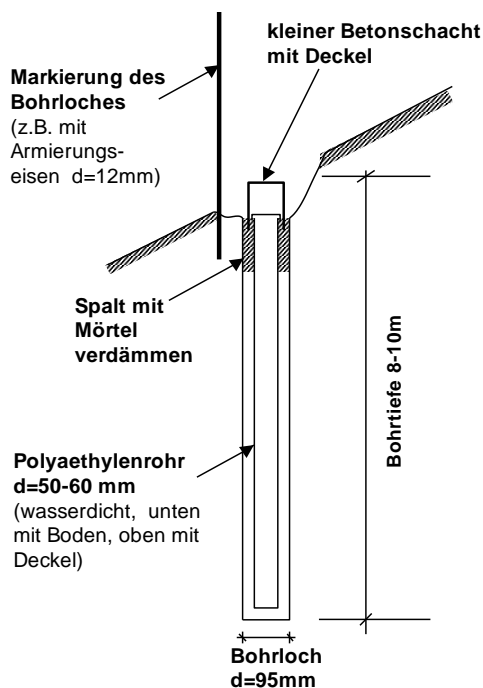
7.2.2.1 Sondierung

Falls aufgrund der ersten Beurteilung und der Feldbegehung (Ziffer 7.2.1.2–7.2.1.4) Verdacht auf Permafrost im Untergrund besteht, sind in der Projektierungsphase Erkundungsbohrungen abzuteufen (Abb. 47). Die lotrechten Bohrungen sollen bis in eine Tiefe von 8–10 m abgeteuft werden. Die Bohrungen können mit einem herkömmlichen Bohrergerät (Imlochhammer) aus der Lawinenverbautechnik ausgeführt werden. Im Verbauprimeter ist die Anordnung und Anzahl so festzulegen, dass sie für den gesamten Perimeter repräsentativ sind. Als grobe Regel kann bei homogenen Baugrundverhältnissen von 1–2 Bohrlöchern pro Hektare ausgegangen werden, bei stark wechselnden Verhältnissen ist die Anzahl entsprechend zu erhöhen.

7.2.2.2 Temperaturmessung

3–4 Wochen nach dem Bohren hat sich die Temperatur im Bohrloch stabilisiert und die Temperatur kann mit einem einfachen Hand-Temperaturmessgerät im Bohrloch gemessen werden. Dazu wird eine Temperatursonde, die am Kabel hängt, im Bohrloch heruntergelassen. In Abständen von z.B. einem Meter sind die Temperaturen zu messen, um das Temperaturprofil aufzeichnen zu können (Abb. 47). Die Sonde ist trocken und nicht feucht ins Bohrloch herunterzulassen. Sie muss sorgfältig abgesenkt werden, um die Luftschichten innerhalb des Rohres nicht zu durchwirbeln bzw. zu durchmischen. Bei jeder Messung muss abgewartet werden, bis sich die Temperatur stabilisiert hat.

Abb. 47 > Bohrung zur Erkundung des Permafrostvorkommens.



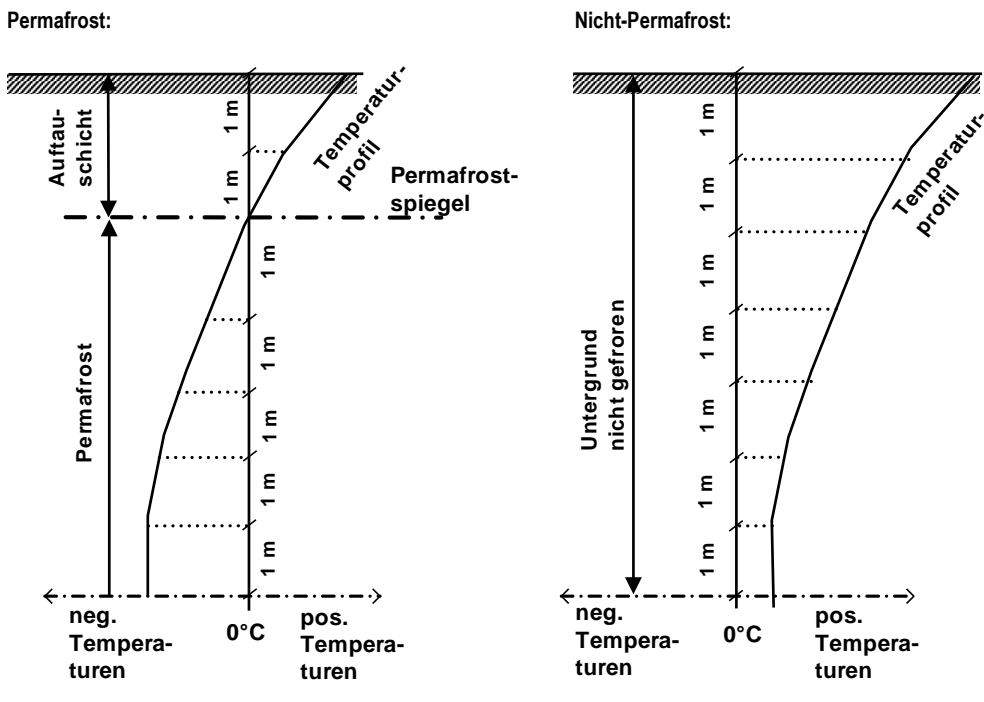
7.2.2.3 Thermistorenkette

Das Bohrloch kann auch mit einer Thermistorenkette, die an einem Datenlogger zur Datenspeicherung angeschlossen ist, ausgerüstet werden. Dies erlaubt die kontinuierliche Temperaturmessung, ist aber aufwendiger in der Ausführung als die Temperaturmessung mit einem Hand-Temperaturmessgerät.

7.2.2.4 Zeitpunkt der Temperaturmessung

Die Temperaturmessungen im Untergrund haben mindestens je einmal im Monat September und im Oktober zu erfolgen. In dieser Periode herrschen im Untergrund in 4–6 m Tiefe die wärmsten Temperaturen. Falls in dieser Tiefe die Temperatur $<0^{\circ}\text{C}$ beträgt, handelt es sich in diesen Bereichen um Permafrost. Die Interpretation gemessener negativer Temperaturen in den oberflächennahen Bereichen hat sorgfältig zu erfolgen. Im Oktober erfolgt von oben bereits wieder eine Abkühlung des Bodens. Bei allenfalls negativen Temperaturen in diesen oberflächennahen Bereichen kann es sich entweder um die wieder gefrierende Auftauschicht oder lediglich um saisonalen Winterfrost handeln, ohne dass Permafrost im Untergrund vorhanden ist. Erst bei negativen Temperaturen, die ab ca. 2–5 m Tiefe gemessen werden, handelt es sich um den eigentlichen Permafrost.

Abb. 48 > Unterschiedliche Temperaturprofile im Permafrost bzw. Nicht-Permafrost.



7.2.2.5 Unterscheidung in Permafrost bzw. Nicht-Permafrost

Mittels den Temperaturmessungen und den aufgezeichneten Temperaturprofilen lässt sich Permafrost und Nicht-Permafrost voneinander unterscheiden (Abb. 48). Mit dem Temperaturprofil des Permafrostes kann zudem die Mächtigkeit der Auftauschicht bzw. die Tiefe des Permafrostspiegels bestimmt werden.

7.2.2.6 Anforderungen an die Genauigkeit des Temperaturmessgerätes

Für die Temperaturmessung ist ein Gerät zu verwenden, das zur Messung von Lufttemperaturen geeignet ist. Der Temperaturfühler darf nicht zu träge sein und soll schnell auf Temperaturänderungen reagieren. Das Gerät ist periodisch auf seine Genauigkeit in einem Eiswasserbad zu kontrollieren und allenfalls ist der Temperatur-Offset zu bestimmen. Dazu werden Eiswürfel zerkleinert und mit kaltem Wasser vermischt und ständig gerührt. Wegen der hohen Schmelzwärme von Eis stellt sich im Eiswasserbad ein konstantes Temperaturgleichgewicht von genau 0°C ein. Statt Eis kann auch Schnee verwendet werden.

7.2.2.7 Bohrbarkeit des Baugrundes und Eisvorkommen

Die Erkundungsbohrungen mit einem Imlochhammer dienen auch der Beurteilung der Bohrbarkeit des Baugrundes. Eisreicher Untergrund kann den Bohrfortschritt und die Hinausförderung des Bohrgutes stark einschränken oder sogar verunmöglichen (Ziffer 7.5.1.1). Mittels der Bohrungen kann zudem das geotechnische Profil abgeschätzt werden, namentlich Lockergestein und Fels können unterschieden werden. Ob Eis im Untergrund vorhanden ist, kann aufgrund des hinaus geförderten Materials, das allenfalls mit Eispartikel versetzt ist, beurteilt werden.

7.2.2.8 Sondierbohrung mit Kernentnahme

Falls ein genauer Aufschluss über die Baugrundverhältnisse notwendig ist, sind Rotationskernbohrungen mit Kernentnahme abzuteufen.

7.3 Beurteilung der Kriechanfälligkeit des Baugrundes

7.3.1 Allgemeines

Die Beurteilung der möglichen Kriechbewegungen eines Hanges bildet die entscheidende Grundlage für die Projektierung der Verbaumassnahmen. Hänge, die stabil sind oder wenig kriechen, können dauerhaft verbaut werden. Bei mässig bis stark kriechenden Hängen ist eine verminderte Lebensdauer zu erwarten und es sind alternative Schutzmassnahmen statt des Stützverbaues zu überprüfen. Die Bereiche der zulässigen tolerierbaren Kriechraten sind in Tabelle 13 dargestellt.

7.3.2 Qualitative Beurteilung

7.3.2.1 Kriechbewegungen des Permafrostes

Die geomorphologisch-geologische Beurteilung im Gelände (Ziffer 7.2.1.4) gibt Hinweise auf mögliche Kriecherscheinungen infolge Permafrost im Untergrund. Auf Flugaufnahmen (Ziffer 7.2.1.3) sind die Kriechstrukturen von Blockgletschern und Soliflukationserscheinungen zu erkennen. Aktive Blockgletscher und kleinere Blockgletscherzungen kriechen wegen ihrem viskosen Materialverhalten (Eis-Schutt-Gemisch) in der Grössenordnung von mehreren Zentimetern bis Dezimetern pro Jahr talwärts. Auf ihnen dürfen keine Stützwerke erstellt werden. Die geomorphologisch-geologische Beurteilung und die Auswertung der Flugaufnahmen erlauben lediglich die qualitative Abschätzung, ob ein Hang stabil ist oder ob er kriechen kann. Quantitative Aussagen über den Betrag der Kriechbewegungen sind äusserst schwierig.

7.3.2.2 Labiles Gleichgewicht von lockerem Gehängeschutt

Steiler, locker gelagerte Gehängeschutt befindet sich geotechnisch oft in einem labilen Gleichgewicht, da die innere Reibung des Schuttes der Hangneigung entspricht. Deshalb kann solcher Gehängeschutt zu oberflächennahen Rutschbewegungen von wenigen Millimetern bis Zentimetern pro Jahr neigen, ohne dass Permafrost mit eisübersättigtem Lockergestein die Ursache ist.

7.3.3 Messung der Kriechbewegung

7.3.3.1 Allgemeines

Bei Unsicherheit betreffend Stabilität eines Hanges können die Kriechbewegungen mit der **Ingenieurvermessung** und/oder mit **Inklinometermessungen** (Abb. 49) überwacht werden. Die Messkampagne hat im Minimum 2–3 Jahre zu betragen.

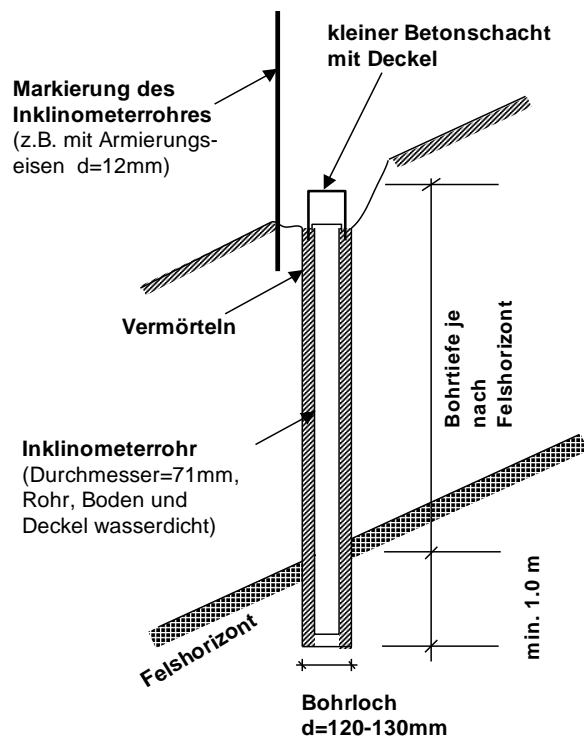
7.3.3.2 Ingenieurvermessung

Für die **Ingenieurvermessung** sind im Gelände Punkte (z.B. grosse Steine) mit Messbolzen zu versehen. Der Instrumentenstandort ist im stabilen Gelände zu wählen (z.B. im Fels) und mit genügend Versicherungspunkten zu versichern.

7.3.3.3 Inklinometermessungen

Für die Inklinometerrohre können die Bohrlöcher mit einem herkömmlichen Bohrgerät (Imlochhammer) aus der Lawinenverbautechnik abgeteuft werden. Das Rohr, der Boden und der Deckel (Abb. 49) müssen wasserdicht sein, da allfälliges hineinfließendes Wasser im Rohr gefriert. Die Messungen geben Auskunft über die Grösse der Kriechbewegungen und den allfälligen Gleithorizont. Der Fuss der Inklinometerrohre ist möglichst im stabilen Fels einzubinden, um einen sich nicht bewegenden Referenzpunkt zu haben. Falls dies nicht möglich ist, ist der Kopf der Inklinometerrohre mittels der Ingenieurvermessung während der Messperiode zu überwachen, um die oberflächennahen Kriechbewegungen des Hanges zu bestimmen.

Abb. 49 > Inklinometerrohr zur Messung der Hangbewegungen.



7.4 Verbaumassnahmen im Permafrost

7.4.1 Beurteilung des Untergrundes bezüglich Kriechbewegungen

7.4.1.1 Kriechraten

Die Kriechraten (Verschiebung in cm/Jahr) des Hanges sind massgebend für den Entschluss, ob ein Hang verbaut werden kann oder ob es bautechnisch zu aufwendig oder unmöglich ist.

7.4.1.2 Zulässige Kriechraten für einen Verbau mit Stützwerken

Bis anhin bestehen keine langfristigen Erfahrungen mit Verbauungen in kriechenden Permafrostverhältnissen. Bei den nachfolgend angegebenen Kriechraten handelt es sich um Schätzwerte. Sie beruhen auf bis anhin bekannten Schadenfällen und auf im Permafrost durchgeführten Inklinometermessungen.

7.4.1.3 Kriechhänge

Oberflächennahe und in der Fläche unterschiedlich starke Kriechbewegungen sind für die Lawinerverbauungen kritisch. Kriechhänge mit tiefgründigen Gleithorizonten (tiefer als 10 m), die gleichmässig kriechen, sind für Lawinerverbauungen weniger kritisch.

Tab. 13 > Kriechraten und mögliche Verbaumassnahmen.

Baugrundverhältnisse	geschätzte Kriechrate	Massnahmen
Stabil		
(vorwiegend im Fels)	0 cm/Jahr	• Verbauung gemäss Ziffer 7.4.2
wenig kriechend		
(eisreiches Lockergestein, eher stabiler Gehängeschutt)	0.5–2 cm/Jahr	• Verbauung gemäss Ziffer 7.4.3: – erhöhter Aufwand für den Unterhalt wahrscheinlich
mässig kriechend		
(eisreiches Lockergestein, labiler Gehängeschutt)	2–5 cm/Jahr	• Verbauung gemäss Ziffer 7.4.3: – Verbau mit Stützwerken nur bei hoher Kostenwirksamkeit zugelassen – erhöhter Aufwand für den Unterhalt notwendig, da mittelfristig Schäden zu erwarten sind – verminderte Lebensdauer der Stützwerke zu erwarten – Alternativen zum Stützverbau im Anbruchgebiet sind zu überprüfen
stark kriechend		
(eisreiches Lockergestein, Blockgletscher, sehr labiler Gehängeschutt)	>5 cm/Jahr	• Verbauung nur zugelassen, falls keine Alternativen möglich sind: – mittel- und langfristige Lebensdauer ist nicht gewährleistet – Alternativen zum Stützverbau im Anbruchgebiet sind zu ergreifen

7.4.1.4 Projektausarbeitung

Bei der Projektausarbeitung ist zu prüfen, welche Kriechraten toleriert werden können und ob die Kostenwirksamkeit gegeben ist.

7.4.2 Verbaumassnahmen im Permafrost-Fels, keine Kriechbewegungen

In stabilen, nicht kriechenden Felsverhältnissen können sämtliche gemäss «Typenliste Lawinenverbau» (vgl. Ziffer 8.9) zugelassenen und für den Standort geeignete Verbausysteme eingesetzt werden. Für die Ankermörtel gelten die Qualitätsanforderungen gemäss Ziffer 6.3.

7.4.3 Verbaumassnahmen in Permafrost-Lockergesteinen mit tolerierbaren Kriechbewegungen

7.4.3.1 Flexible Stützwerke

Der Verbau der Anrissgebiete in Hängen mit tolerierbaren Kriechbewegungen entsprechend Tabelle 13 hat mit flexiblen Konstruktionen, z.B. mit Schneenetzen zu erfolgen. Schneenetze sind weniger empfindlich auf geringe Kriechbewegungen als starre Schneebrücken. Sie können nach allfälligen Geometrieänderungen an den bergseitigen Befestigungsseilen und talseitigen Abspannseilen wieder neu gerichtet werden. Für den Permafrost zugelassene Werktypen werden vom BAFU auf einer Typenliste aufgelistet (vgl. Ziffer 8.9).

7.4.3.2 Starre Stützwerke

Starre Stützwerke sind nicht zugelassen, da Kriechbewegungen zu Zwängungen und Überbeanspruchungen in den Konstruktionen führen.

7.4.3.3 Bemessung der Stützwerke

Auf die Verbauungen wirken die gleichen Schneedrücke wie in Gebieten ohne Permafrost. Die Bemessung des Oberbaus auf Schneedruck kann entsprechend Ziffer 5 vorgenommen werden. Schneegleiten ist in den Permafrostgebieten (geringe Sonnenbestrahlung, oft grobblockiger Schutt) erfahrungsgemäss klein.

7.4.3.4 Foundation

7.4.3.4.1 Allgemeines

Die Foundationen unter den Pendelstützen der Schneenetze sind mit Mikropfählen aus Stahlrohren (keine Stabanker) oder mit Grundplatten aus Stahl auszuführen.

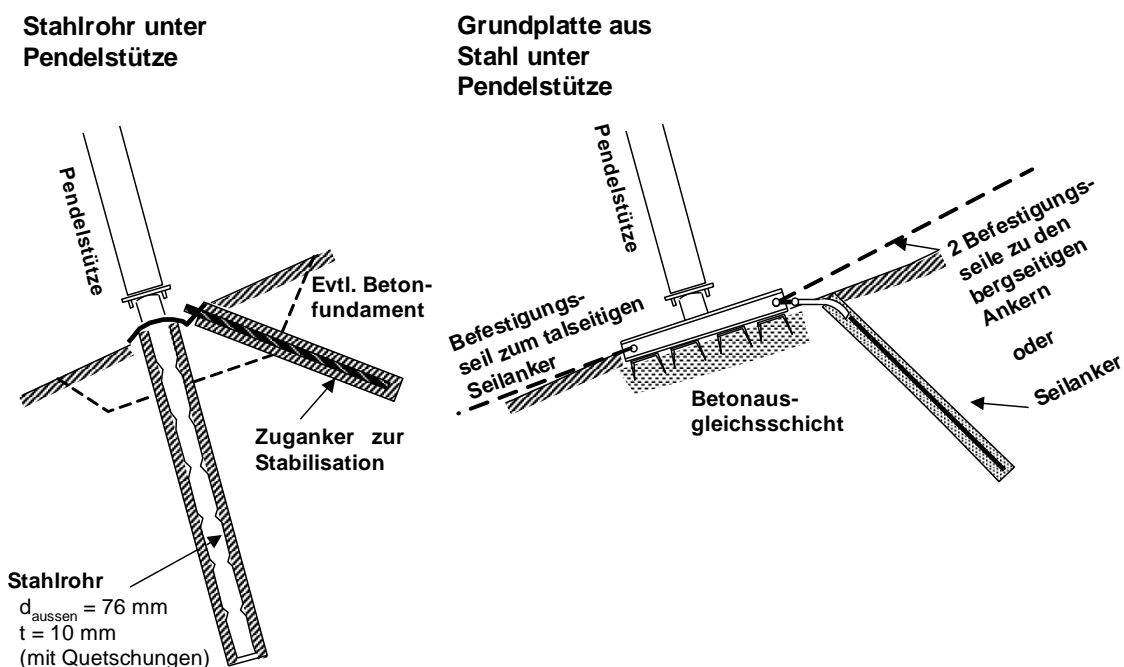
7.4.3.4.2 Mikropfähle

Der Mikropfahl ist als biegesteifes Stahlrohr (Abb. 50) auszubilden (Durchmesser $d_{\text{ausen}} = 76 \text{ mm}$, Wandstärke = 10 mm, Stahlqualität S 355). Zur Gewährleistung des Verbundes zwischen Mantelfläche und Mörtel muss das Stahlrohr profiliert sein (z.B. mit mechanischen Quetschungen). Die Querkraft infolge einer allfälligen leichten Verkipfung der Pendelstütze wird durch dieses biegesteife Stahlrohr aufgenommen. Kopfseitig ist es mit einem zusätzlichen Zuganker zu halten. Im lockeren Gehängeschutt sind zusätzlich Betonfundamente am Pfahlkopf zu prüfen.

7.4.3.4.3 Grundplatten

Die Grundplatte aus Stahl (Abb. 50) reagiert wenig empfindlich auf die Verkipfung der Pendelstütze. Die Geometrie der Schneenetze kann einfach nachgerichtet werden. Die Platte ist je nach Baugrund in einer Betonausgleichsschicht einzubetten und entweder mit Befestigungsseilen, die berg- und talseitig an den Seilankern fixiert sind, oder mit einem Seilanker im Gelände zu halten. Bei der Berechnung der Schnittgrößen am Stützenfuss ist neben der Querbewlastung gemäss Ziffer 5.5.4 zusätzlich eine unplanmässige Schiefstellung der Stütze in Hangfalllinie um 10° (bergwärts) anzunehmen. Die resultierende Querbewlastung hat minimal 20% der maximalen Stützenkraft zu betragen. Weiche oberflächennahe Bodenschichten sind vorgängig zu entfernen. Die Bemessung der erforderlichen Grundrissfläche der Platte hat in Abhängigkeit des Baugrundwiderstandes zu erfolgen (vgl. Ziffer 5.9.4.6).

Abb. 50 > Fundation unter den Pendelstützen in kriechenden Permafrostverhältnissen.



7.4.3.4.4 Umlenkkräfte bei bergseitigen Seilankern

Im sehr lockeren Gehängeschutt sind bei den bergseitigen Seilankern, die hohe Lasten aufzunehmen haben, die Umlenkkräfte mittels armierten Betonfundamenten (Abb. 41) in den Baugrund einzuleiten. Der Baugrundwiderstand ist gemäss Ziffer 5.9.4.4 und 5.9.4.6 zu bestimmen.

7.4.3.4.5 Talseitiger Seilanker

Die talseitige Verankerung kann herkömmlich mit Seilankern erstellt werden.

7.4.4 Schutzmassnahmen bei Hängen mit nicht tolerierbaren Kriechbewegungen

7.4.4.1 Stützwerke nicht zugelassen

In Hängen mit nicht tolerierbaren Kriechbewegungen entsprechend Tabelle 13 kommt es kurz- bis mittelfristig zu unzulässigen Deformationen und Schäden an den Verbauwerken, auch an flexiblen Schneenetzen. Eine Hangstabilisierung mit bautechnischen Massnahmen ist nicht möglich. In diesen Hängen ist ein Verbau mit Stützwerken nicht zugelassen, da die Kostenwirksamkeit wegen der stark verminderten Lebensdauer nicht gegeben ist.

7.4.4.2 Alternative Massnahmen

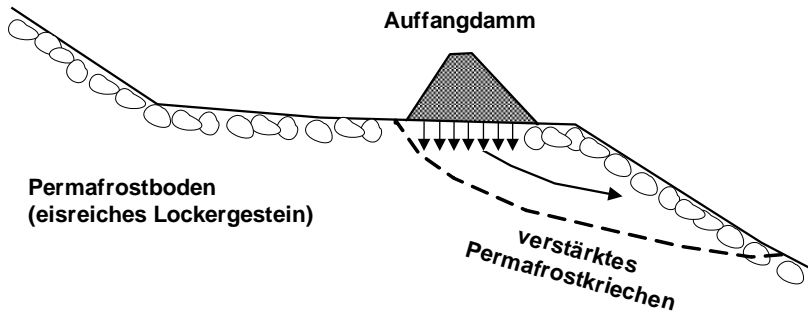
Der Lawinenschutz ist durch alternative Massnahmen anzustreben wie: Zonenplan, Ablenkdam, Auffangdam, Evakuierung usw.

7.4.5 Dam in Permafrost-Lockergesteinsböden

7.4.5.1 Eisreiche Lockergesteinsböden

In eisreichen Lockergesteinsböden, dazu gehören aktive Blockgletscher, dürfen keine Dämme ausgeführt werden, da die schwere Auflast im viskosen Eis-Schutt-Gemisch verstärktes Permafrostkriechen im Untergrund (Abb. 51) verursachen kann. Durch die Spannungszunahme im Boden kann das Hangkriechen progressiv zunehmen.

Abb. 51 > Damm in Permafrostböden (Lockergestein).



7.4.5.2 Eisarme Lockergesteinsböden

In eisarmen Lockergesteinsböden, die nicht zum Kriechen neigen, sind Dämme zugelassen. Mit entsprechenden geotechnischen Stabilitätsuntersuchungen ist nachzuweisen, dass die Gesamtstabilität des Untergrundes durch den Damm nicht unzulässig vermindert wird. Lockergesteine weisen im gefrorenen Zustand einen verminderten Reibungswinkel, dafür eine stark erhöhte Kohäsion auf.

7.5 Verankerung im Permafrost (Lockergestein oder Fels)

7.5.1 Bohrtechnik

7.5.1.1 Förderung des Bohrgutes

Im Permafrost können Schwierigkeiten bei der Förderung des Bohrgutes mit Luftpülung auftreten. Durch den Imlochhammer wird das gefrorene, eishaltige Lockergestein zu einer zähklebrigen Masse zermalmt. Beim Bohren ist unter diesen Umständen ein häufiges Zurückziehen der Lafette und Ausblasen des Bohrloches notwendig. Bei sehr ungünstigen Verhältnissen (sehr eisreicher Untergrund) kann der Bohrfortschritt mit einem Imlochhammer unmöglich sein.

7.5.1.2 Verrohrung

Im oberflächennahen, meist lockeren Gehängeschutt kann es vorteilhaft sein, die oberen Bohrmeter zu verrohren. Bei ungenügender Standfestigkeit des Lockergesteines ist allenfalls die Verwendung von selbstbohrenden Ankern (kombinierte Bohr- und Injektionsanker) zu prüfen.

7.5.1.3 Bohrbarkeit

Die Bohrbarkeit des Untergrundes kann bei den Erkundungsbohrungen (Ziffer 7.2.2) beurteilt werden und allfällige Massnahmen können geplant werden.

7.5.2 Ankerkräfte im Fels

Felsanker können entsprechend Ziffer 5.9.7.2 ausgeführt werden. Die Vorbemessung kann gemäss Tabelle 11 erfolgen, die definitive Bemessung ist gemäss Ziffer 7.5.4 mit Ankerversuchen durchzuführen.

7.5.3 Ankerkräfte im eisarmen Lockergestein

In Hängen mit potenziellen Anrissgebieten von Lawinen (Hangneigung grösser als 28°) ist eher mit trockenem bis eisuntersättigtem Permafrost im Untergrund zu rechnen, da Hangwasser abfließt und es nicht zu einer Eisaneicherung im Untergrund kommt. Anhand der vorgängigen Erkundungsbohrungen kann das Eisvorkommen im Untergrund qualitativ abgeschätzt werden (Ziffer 7.2.2.7). In trockenem bis eisuntersättigten Lockergesteinen können die Anker gemäss Abbildung 42 Vorbemessen werden. Zur Unterscheidung der Bodenverhältnisse muss die Bodenbeschaffenheit und die Lagerungsdichte entsprechend Ziffer 5.9.7.4 visuell im Gelände abgeschätzt werden.

7.5.4 Ankerversuche

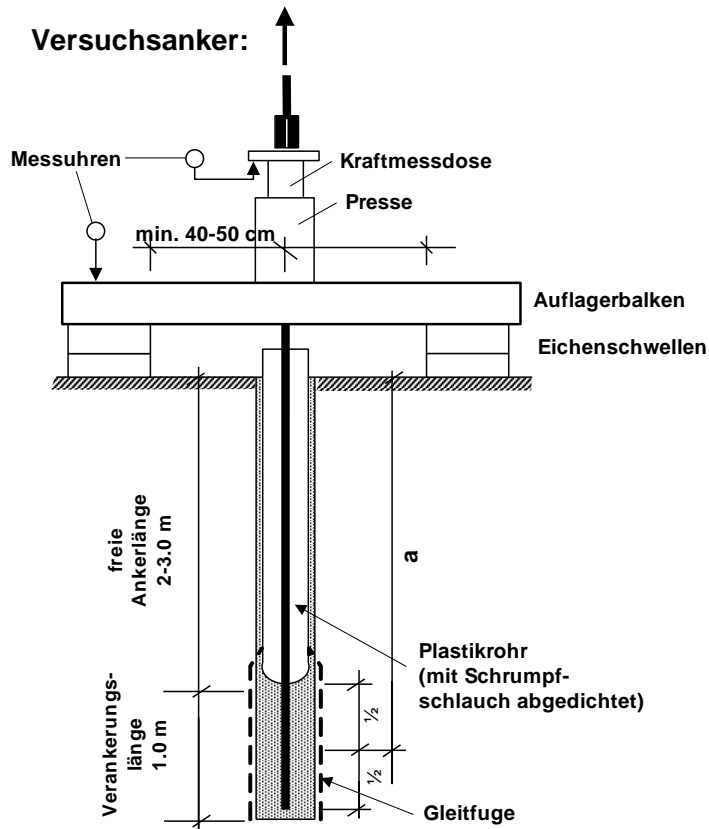
7.5.4.1 Allgemeines

Die verlässliche Unterscheidung in mittlere, schlechte bzw. sehr lockere Bodenverhältnisse ist im Gelände äussert schwierig. Zur definitiven Festlegung der Ankerlängen sind Ausziehversuche (Abb. 52) durchzuführen. Die Durchführung dieser Ausziehversuche erfolgt mit Vorteil im Zusammenhang mit den Bohrungen zur Erkundung des Permafrostes (Ziffer 7.2.2). Pro Hektare Verbauperimeter sind im Minimum 3–5 Versuchsanker auszuführen. Falls die Untergrundverhältnisse innerhalb des Verbauperimeters sehr inhomogen sind, ist die Anzahl entsprechend zu erhöhen.

7.5.4.2 Durchführung von Ausziehversuchen

Die Ausziehversuche können in Anlehnung an die Norm SIA 267/1 durchgeführt werden. Die Bestimmung des äusseren Tragwiderstandes des Ankers $R_{a,k}$ (Bruchlast) erfolgt gemäss der Norm SIA 267/1 im halblogarithmischen Kriechdiagramm mit einem Kriechmass von $k_{krit} = 2.0$ mm. Mittels den folgenden Berechnungsformeln sind für Zug die erforderlichen Ankerlängen bzw. für Druck die erforderlichen Pfahllängen zu bestimmen. Der oberste Meter des Ankers wird als nicht tragend angenommen. Der Ausziehversuch gemäss Abbildung 52 liefert den spezifischen Ausziehwiderstand $R_{a,k}'$ für eine Verankerungslänge von 1.0 m.

Abb. 52 > Versuchsanordnung zur Durchführung von Ausziehversuchen.



7.5.4.3 Bemessung Anker

Die total erforderliche Ankerlänge für die Aufnahme der effektiv vorhandenen, charakteristischen **Ankerkräfte** (infolge Schneedruck) berechnet sich in einem homogenen Boden gemäss folgender Formel (50):

$$L = \sqrt{\frac{F_k \cdot 4 \cdot a}{R_{a,k'}} + 1} \quad (50)$$

wobei:

L: totale erforderliche Ankerlänge in [m]

F_k : charakteristische Wert der Zug- oder Druckkraft (effektive vorhandene Ankerkraft infolge Schneedruck ohne Lastbeiwert) [kN]

a: mittlere Tiefe der Verankerungslänge (Abb. 52) beim Ankerversuch in [m]

$R_{a,k'}$: spezifischer Auszieh Widerstand für eine Verankerungslänge von 1.0 m. (Abb. 52)

7.5.4.4 Bemessung Mikropfähle

Der Tragwiderstand eines Mikropfahles auf Druck ist um 50% höher als bei Zugbelastung (Anker) (Ziffer 5.9.7.6.5). Die total erforderliche Anker- bzw. Pfahllänge für die effektiv vorhandenen Verankerungskräfte infolge Schneedruck berechnet sich analog gemäss Formel 50. (F_k = charakteristischer Wert der Druckkraft in [kN], ohne Lastbeiwert)

7.5.4.5 Geschichtete Baugrundverhältnisse

In geschichteten Baugrundverhältnissen sind die Verankerungslängen beim Zugversuch in den einzelnen Schichten anzuordnen. Der Auszieh Widerstand ergibt sich aus der Aufsummierung der in den einzeln Schichten bestimmten spezifischen Auszieh Widerständen.

7.5.4.6 Qualitätskontrolle

Die fachgerechte Injektion der Anker ist durch die Bauleitung zu überwachen. Während der Bauausführung können die Anker zudem bei Verdacht auf ungenügende Tragfähigkeit mittels Zugproben kontrolliert werden. Bei der Zugprobe wird der Anker auf das 1.35-fache der effektiv vorhandenen Ankerkraft F_k belastet. Der Ankermörtel ist auf eine Länge von 0.5 m hinter dem Ankerkopf zu entfernen, um keinen Kraftschluss zwischen Anker und Widerlagerkonstruktion zu verursachen. Das Kriechmass darf den Wert von $k_{adm} = 1.0$ mm nicht überschreiten.

7.6 Mörtelanwendung im Permafrost

7.6.1 Spezial-Mörtel im Permafrost

Die Qualität des Mörtels hat den Anforderungen gemäss Ziffer 6.3 zu erfüllen. Normale Ankermörtel sind nicht zugelassen. Die für Permafrostverhältnisse, d.h. für Böden oder Fels mit einer Temperatur von tiefer als 0°C zugelassenen Spezial-Mörtel werden vom BAFU auf einer Typenliste aufgelistet (vgl. Ziffer 8.9). Diese Mörtel können bis zu einer Temperatur von -4°C im Untergrund eingesetzt werden. Im Permafrost sind im Sommer kältere Temperaturen im Bereich der Verankerungstiefen eher selten. Die Temperaturen im Untergrund werden bei den Erkundungsbohrungen gemessen (Ziffer 7.2.2).

7.6.2 Vorwärmung und Injektion

Um den Abbindebeginn zu garantieren, sind diese Mörtel vor dem Einbringen auf 20 °C vorzuwärmen. Die notwendige Erwärmung des Mörtels auf 20 °C kann mit der alleinigen Erwärmung des Wassers vor dem Anmischen erreicht werden. In der nachfolgenden Tabelle 14 (Annahme Mischungsverhältnis Wasser/Trockenmörtel = 0.18) sind die notwendigen Wassertemperaturen in Abhängigkeit der Temperatur des Trockenmörtels aufgelistet:

Tab. 14 > Notwendige Wassertemperaturen in Abhängigkeit der Temperatur des Trockenmörtels.

Ursprungtemperatur des Trockenmörtels vor dem Mischen	Vorwärmung des Wassers auf
0 °C	44 °C
4 °C	39 °C
8 °C	34 °C
12 °C	29 °C
16 °C	24 °C
20 °C	20 °C

7.6.3 Methoden für Wasservorwärmung und Temperaturmessung

Die Vorwärmung des Wassers auf der Baustelle kann mit einem Gasboiler evtl. mit einem integrierten Thermostat oder einfacher mit einem Stahlbehälter, in dem das Wasser mit Gas vorgeheizt wird, bewerkstelligt werden. Die Temperatur des angemischten Mörtels ist während des Injektionsvorganges periodisch zu kontrollieren. Die Temperaturmessungen im Wasser, im Trockenmörtel und im angemischten Mörtel können mit einem einfachen Hand-Temperaturmessgerät erfolgen. Die minimale Temperatur des angemischten Mörtels soll 20 °C betragen, aber nicht mehr als 30 °C, da sonst der Mörtel zu früh abbinden kann.

7.6.4 Injektion

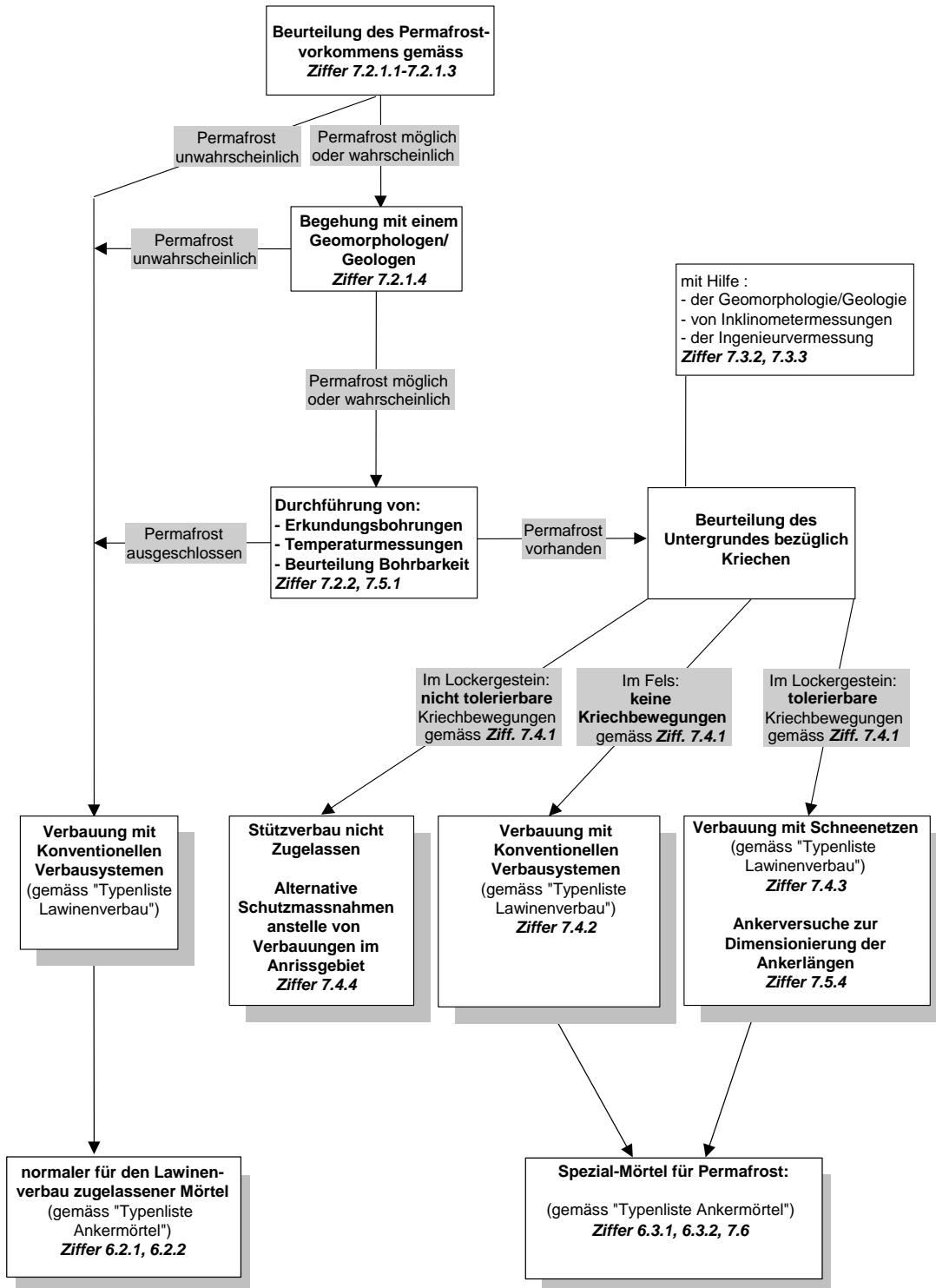
Das Versetzen der Anker und Pfähle und deren Injektion hat möglichst schnell nach dem Bohren, im Minimum am gleichen Tag zu erfolgen, um das Zugefrieren der Bohrlöcher infolge hineinströmendem Wasser zu vermeiden.

7.7 Unterhalt

Die Verbauungen im Permafrost sind gemäss Ziffer 5.4.2 zu kontrollieren. Falls notwendig sind die Schneesetze in Ihrer Geometrie neu zu richten.

7.8 Ablaufdiagramm: Vorgehen bei der Projektierung

Abb. 53 > Ablaufdiagramm.



8 > Typenprüfung

8.1 Zweck

Werden für Lawinenverbauungen Subventionen des Bundes nach Art. 36 WaG beantragt, so sind in diesen Verbauungen offiziell geprüfte und zugelassene Stützwerke bzw. Ankermörtel zu verwenden. Das Kapitel Typenprüfung regelt die Prüfung und Zulassung. Die folgenden übergeordneten Ziele werden verfolgt:

- > Regelung des Ablaufes der Typenprüfung
- > Festlegung der Anforderungen an Stützwerke inkl. Foundationen sowie an Ankermörtel
- > Voraussetzungen schaffen für die Subventionierung von Stützwerken inkl. Foundationen sowie von Ankermörtel im Rahmen des vom Bund geförderten Lawinenstützverbau

8.2 Prüfungsobjekte

8.2.1 Stützwerke

Geprüft werden permanente Standardwerktypen und die dazugehörigen Foundationen, die durch die öffentliche Hand subventioniert werden. Standardwerktypen sind mit den folgenden Standortfaktoren zu bemessen:

- > Hangneigung $\psi = 45^\circ$
- > Gleitfaktor $N = 1.8$ bzw. 2.5
- > Höhenfaktor $f_c = 1.1$
- > Wirksame Rosthöhe $D_K = 2.0/2.5/3.0/3.5/4.0/4.5/5.0$ m
- > Seitlicher Werkzwischenraum $A = 2.0$ m

Treten in einem Verbauperimeter erhöhte Standortfaktoren auf (z.B. Hangneigung $>45^\circ$ oder $N > 2.5$), sind entsprechend bemessene Stützwerke (Sonderkonstruktionen) einzusetzen.

Das Typenprüfverfahren gilt nicht für temporäre Stützwerke sowie Sonderkonstruktionen.

8.2.2 Ankermörtel

Geprüft wird Ankermörtel, der im vom Bund geförderten Lawinenverbau eingesetzt wird.

8.3 Administrativer Ablauf

Die Administration zur Typenprüfung wird über das BAFU abgewickelt. Das Bundesamt nimmt die Anmeldung der Hersteller von Stützwerken und Ankermörtel entgegen, leitet die Prüfung ein und erteilt den Freigabeentscheid. Die Typenprüfung wird durch das SLF und die Eidg. Expertenkommission Lawinen und Steinschlag (EKLS) durchgeführt. Die Resultate und Beobachtungen während den einzelnen Prüfungen werden vom SLF protokolliert und in einem Bericht dargestellt.

Tab. 15 > Ablauf der Typenprüfung bei Stützwerken.

Verantwortliche/Beteiligte	Arbeitsschritte
1 Hersteller; Lieferant	Antrag an BAFU mit Dokumentation
2 BAFU	Registratur, Eingangsbestätigung, Orientierung über Kosten
3 SLF	Prüfung der statischen Berechnungen und der Planunterlagen mit Bericht an Gesuchssteller und BAFU
4 Hersteller; Lieferant	Geprüfte und bereinigte Planunterlagen in 11-facher Ausführung an BAFU
5 EKLS	Prüfung der praktischen Verwendbarkeit. Bericht an Gesuchssteller und BAFU mit Gesamtbeurteilung und Empfehlung über Zulassung ja/nein.
6 BAFU	Freigabeentscheid. Eintrag in die Typenliste Lawinenverbau.

Zu 1: Der Hersteller resp. Lieferant eines Werktyps sendet einen Antrag zur Typenprüfung an das BAFU. Gleichzeitig liefert er eine Dokumentation gemäss Ziffer 8.6.1 ab.

Zu 2: Das BAFU registriert die Anmeldung und Unterlagen und orientiert in Absprache mit dem SLF den Hersteller über das weitere Vorgehen und die Termine.

Zu 3: Das SLF prüft die statischen Berechnungen und Planunterlagen. In einem Prüfbericht werden falls notwendig die festgestellten Mängel zusammengestellt. Die korrigierten Unterlagen sind dem SLF zur erneuten Prüfung einzureichen.

Zu 5: Die EKLS teilt dem Gesuchssteller nach der Prüfung der Planunterlagen mit ob und wie die Prüfung im Gelände stattfindet. Anschliessend erfolgt eine Gesamtbeurteilung, welche auch eine Empfehlung ans BAFU über die Zulassung (ja/nein) enthält.

Zu 6: Das BAFU entscheidet über die Zulassung des Werktyps. Das BAFU führt eine Typenliste mit allen zugelassenen Werktypen.

Tab. 16 > Ablauf der Typenprüfung bei Ankermörtel.

Verantwortliche/Beteiligte	Arbeitsschritte
1 Hersteller; Lieferant	Eignungsprüfung Ankermörtel veranlassen. Antrag an BAFU mit Bericht über Eignungsprüfung.
2 BAFU	Registratur, Eingangsbestätigung
3 SLF	Prüfung des Berichtes zur Eignungsprüfung. Prüfbericht
4 EKLS	Prüfung der praktischen Verwendbarkeit. Prüfbericht mit Gesamtbeurteilung und Empfehlung über Zulassung ja/nein.
5 BAFU	Freigabeentscheid. Eintrag in die Typenliste Ankermörtel.

Zu 1: Der Hersteller resp. Lieferant sendet dazu 2 Säcke Trockenmörtel an die EMPA oder ein anderes neutrales Labor zur Durchführung der Eignungsprüfung. Auf den Mörtelsäcken sind die Angaben gemäss Ziffer 8.6.2 anzubringen.

Zu 2: Das BAFU registriert die Anmeldung und Unterlagen und leitet den Prüfbericht an das SLF weiter.

Zu 5: Das BAFU entscheidet über die Zulassung des Ankermörtels. Das BAFU führt eine Typenliste mit allen zugelassenen Ankermörteln.

8.4 Anforderungen

8.4.1 Stützwerke

Die Bemessung der Stützwerke muss der technischen Richtlinie für den Lawinenverbau im Anbruchgebiet, sowie den entsprechenden SIA-Normen oder Eurocodes entsprechen.

8.4.2 Ankermörtel

Die Eigenschaften eines Ankermörtels müssen mit einer Eignungsprüfung nachgewiesen werden. Die einzuhaltenden Grenzwerte sind in Ziffer 6 Verwendung von Ankermörtel im Lawinenverbau aufgeführt.

8.5 Prüfungen

8.5.1 Stützwerke

8.5.1.1 Prüfung der statischen Berechnungen

Geprüft werden die Annahmen des Schneedruckes und der massgebenden Lastmodelle, die Bemessung und Geometrie der Stützfläche, die Bemessung der Tragkonstruktion (Stütze, Riegel, Träger, Verbindungen), die massgebenden Auflagerreaktionen und deren Bemessung, sowie der Korrosionsschutz der Fundation. Weiter wird die Verwendbarkeit aus der Sicht der Schnee- und Lawinenmechanik geprüft. Die folgenden Punkte werden geprüft:

- > Einwirkungen gemäss der technischen Richtlinie für den Lawinenverbau im Anbruchgebiet (2006)
- > Tragwerksmodell/Statisches System (Nutzungsanforderungen)
- > Berechnung der Schnittgrössen und Auflagerreaktionen
- > Bemessung der relevanten Stahlbauteile nach Norm SIA 263 Stahlbau oder Eurocode 3 Stahlbau
- > Starre Stützwerke: Rostbalken, Stütze, Träger, Riegel, Verbindungen (Stehbleche, Bolzen, Schrauben, Krafteinleitungen, Schweissverbindungen), Anker/Mikropfahldurchmesser, Grundplatten (Profile, Krafteinleitung)
- > Nachgiebige Stützwerke: Stütze, Sprossen (Schub und Abscheren), Stützenfuss, Maschenseil, Netzrandseil, Abspannseil, Verbindungsseile, Randverstärkungsseile, Stützenverankerung, Seilanker/Verankerung
- > Angaben zum Korrosionsschutz der Verankerungen
- > Verwendete Werkstoffe (mechanische Eigenschaften, Gütegruppe; bei Werkstoffen, die nicht in der Norm SIA 263 oder dem Eurocode 3 aufgeführt sind, sind entsprechende Materialatteste beizulegen)
- > Verwendete Drahtseile (Konstruktion, mechanische Eigenschaften der Drähte, Mindestbruchkraft, vorhandene Zertifikate)

8.5.1.2 Prüfung der praktischen Verwendbarkeit

a) Prüfung der Pläne:

Geprüft werden unter anderem die Anzahl und das Gewicht der Bauteile, die Montage des Stützwerkes, die Art der Foundation, die Anpassbarkeit des Werkes an das Gelände, die Art des verwendeten Materials, die Steinschlagempfindlichkeit, die möglichen Einbautoleranzen, die Kontroll- und Reparaturmöglichkeiten, die Eingliederung in die Landschaft und die Wirtschaftlichkeit.

b) Prüfung im Gelände:

- Bei neuartigen Stützwerktypen werden Versuchswerke aufgestellt. Das Stützwerk muss sich während mindestens 2 Wintern (je nach Winterintensität auch länger) an einem von der EKLS bestimmten Standort bewähren.
- Bei konstruktiven Änderungen von genehmigten Werktypen wird in der Regel ein Montageversuch verlangt. Der Einbau und das Aufstellen des Werkes wird durch die EKLS begutachtet.
- Bei geringfügigen Änderungen (z.B. wirksame Rosthöhe gemäss Ziffer 8.2.1) erfolgt keine Prüfung im Gelände.

8.5.2 Ankermörtel

Die Eignungsprüfung von Ankermörtel ist durch die EMPA oder ein anderes neutrales Prüfungsinstitut durchzuführen und vom Gesuchsteller direkt zu veranlassen. Das Prüfverfahren ist im Kapitel 6 (Verwendung von Ankermörtel im Lawinenverbau) beschrieben. Das SLF und die EKLS prüfen den Bericht zur Eignungsprüfung gemäss den Grenzwerten in Kapitel 6.

8.6 Erforderliche Dokumente

8.6.1 Stützwerke

Für die Eröffnung des Typenprüfverfahrens sind die folgenden Unterlagen an das BAFU einzureichen (Adresse: BAFU, Abt. Gefahrenprävention, 3003 Bern).

a) Allgemeine Grundlagen

Prüfungsgesuch mit:

- Name und Adresse des Gesuchstellers
- Prüfungsobjekt mit Standortfaktoren
- Verzeichnis der eingereichten Planunterlagen und der statischen Berechnungen
- Ort, Datum und Unterschrift

b) Statische Berechnungen

- Dossier zu den statischen Berechnungen mit Angaben zum Autor, Datum und Prüfungsobjekt mit Standortfaktoren.
- Inhalt statische Berechnungen: Alle Berechnungen und Nachweise sind nachvollziehbar darzustellen (Berechnungsformel, Eingabewerte Zwischen- und Endresultate). Berechnungen, die nur Endresultate ohne Herleitung enthalten, werden nicht akzeptiert.

c) Übersichtsplan der zusammengesetzten Konstruktion

- Plan mit Nummer, Datum, Typ, Hersteller und evtl. Änderungen
- Empfohlener Massstab 1:25–1:20
- Angaben über mögliche Fundationsvarianten
- Angaben über max. Fundamentkräfte

d) Konstruktionspläne der Einzelteile (soweit nötig)

- Jeder Plan mit Nummer, Datum, Typ, Hersteller und evtl. Änderungen
- Empfohlener Massstab 1:2 bis 1:20
- Angabe der Abmessungen der relevanten Bauteile wie: Träger, Stütze, Verbindungen, Anschlüsse etc.

e) Materialliste

- Materialliste der relevanten Bauteile mit Profiltyp, Abmessungen und Gewicht

f) Montagehandbuch

- Angaben über Absteckarbeiten
- Benötigte Hilfsmittel und Werkzeuge
- Instruktionen zur Montage in einzelnen Schritten
- Checkliste zur Endkontrolle der Montage
- Checkliste zu Unterhaltsarbeiten

g) Weitere Angaben (soweit nötig)

- Nachweis über Qualitätsmanagement im Betrieb
- Vorhandene Zertifikate

h) Einzureichende Unterlagen

- Einreichung der Gesuchsformulare, sowie der statischen Berechnungen und der Planunterlagen in 2-facher Ausführung beim BAFU, Abt. Gefahrenprävention, CH-3003 Bern.
- Nach erfolgreicher Prüfung der statischen Berechnungen und der Planunterlagen durch das SLF sind die bereinigten Planunterlagen in 11-facher Ausführung beim BAFU, Abt. Gefahrenprävention, CH-3003 Bern einzureichen.

8.6.2 Ankermörtel

Der Bericht über die Eignungsprüfung muss die folgenden Untersuchungen enthalten:

- > Frischmörteleigenschaften nach Methode EMPA
- > Druckfestigkeit
- > Elastizitätsmessung
- > Schwinden
- > Frostbeständigkeit.

Auf den Mörtelsäcken sind die folgenden Aufschriften anzubringen:

- > Produktname
- > Bezeichnung des Lieferanten
- > Unverschlüsseltes Herstellungsdatum
- > Unverschlüsseltes Verfalldatum
- > Produktionsnummer
- > Lagerungsbedingungen

8.7 **Kosten der Prüfung**

8.7.1 **Prüfung der statischen Berechnungen**

Die Kosten für die Prüfung der statischen Berechnungen werden in der Regel nach Zeitaufwand verrechnet.

8.7.2 **Eignungsprüfung von Ankermörtel**

Die Kosten für die Eignungsprüfung gehen zu Lasten des Gesuchstellers.

8.7.3 **Prüfung der praktischen Verwendbarkeit**

Die Kosten für ein Versuchswerk sind von der Lieferfirma zu tragen. Die Einbau- und Montagekosten gehen zu Lasten des betreffenden Verbauungsprojektes. Bei Eignung des Versuchswerkes werden die Materialkosten der Lieferfirma erstattet. Die Gesamtkosten für ein Versuchswerk dürfen nicht höher sein, als diejenigen eines regulären Werkes im denselben Verbauungsprojekt.

8.8 **Gültigkeit der Prüfung**

- > Die Gültigkeit der Prüfung von Stützwerken ist unbeschränkt.
- > Die Eignungsprüfung von Ankermörtel ist alle 3 Jahre zu wiederholen.
- > Treten hingegen bei Stützwerken und Ankermörtel nach der Freigabe Mängel auf und/oder entsprechen sie nicht mehr dem Stand der Technik und der Kenntnisse, muss die Prüfung erneuert werden.

8.9 **Typenliste**

Die freigegebenen Stützwerke (ohne jene für erhöhte Standortfaktoren) und Ankermörtel werden vom BAFU auf Typenlisten aufgeführt. Diese Listen werden laufend aktualisiert und sind auf der Website des BAFU (www.umwelt-schweiz.ch/typenpruefung) einsehbar.

8.10 **Geheimhaltung und Mitteilung an Dritte**

Alle dem BAFU, dem SLF, oder der EKLS zugestellten Unterlagen werden vertraulich behandelt. Mit Ausnahme der Typenliste werden Ergebnisse nur mit dem schriftlichen Einverständnis des Gesuchstellers an Dritte weitergegeben. Das Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation entscheidet über allfällige Veröffentlichungen durch die EKLS.

> Verzeichnisse

Abbildungen

Abb. 1	Schneebrücke.	15	Abb. 20	Verteilung der Randkräfte am freien Werkrand (Werkendfeld) und bei einem Werkzwischenraum von 2 m (Randfeld).	63
Abb. 2	Schneerechen.	15	Abb. 21	Resultierende des Schneedruckes.	64
Abb. 3	Schneenet.	15	Abb. 22	Angriffspunkte der Resultierenden und spezifische Schneedruckverteilung in beiden Lastmodellen.	66
Abb. 4	Kriech- und Gleitgeschwindigkeiten in der Schneedecke.	19	Abb. 23	Belastung senkrecht zum Rost.	68
Abb. 5	Vollständige Verbauung einer Geländekammer.	25	Abb. 24	Lastmodell 1 für den Rost.	69
Abb. 6	Teilweise Verbauung. Rückstaffelung und Abgrenzung des offenen Verbauungsrandes.	25	Abb. 25	Lastmodell mit und ohne Randlasten.	69
Abb. 7	Durchgehende Verbaueise.	26	Abb. 26	Belastungsbreiten der Rostbalken.	74
Abb. 8	Aufgelöst, unterbrochene Verbaueise.	26	Abb. 27	Kräfte parallel zur Rostebene.	74
Abb. 9	Aufgelöst, gestaffelte Verbaueise.	26	Abb. 28	Querlast auf die Balken.	74
Abb. 10	Aufgelöst, kombinierte Verbaueise.	26	Abb. 29	Stützwerk mit getrennten Fundamenten mit angegebener graphischer Bestimmung der Fundamentkräfte bei einer beidseitig gelenkig angeschlossenen Stütze und in B frei drehbar gelagertem Träger (Dreigelenkbogen).	79
Abb. 11	Flächenmittel der extremen Schneehöhen \bar{H}_{ext} .	31	Abb. 30	Stützwerk mit Riegel, bei dem das talseitige Fundament aus einem Mikropfahl und Bodenanker besteht und das Trägerfundament aus einem Bodenanker.	79
Abb. 12	Rost- und Netzhöhe.	32	Abb. 31	Schneenet.	81
Abb. 13	Abstandsfaktor f_L .	35	Abb. 32	Holzschneerechen mit bergseitigem Schwellenfundament.	81
Abb. 14	Teilweise Schliessung der Werkzwischenräume.	41	Abb. 33	Auf der Bodenoberfläche fundierte Grundplatte eines Schneenetzes.	82
Abb. 15	Werkzwischenräume bei gestaffelter Verbaueise.	41	Abb. 34	Spezifischer Baugrundwiderstand σ_α in Abhängigkeit der Wirkungsrichtung α .	83
Abb. 16	Schneedruckzuschlag bei nicht hangsenkrechter Stützfläche.	48	Abb. 35	Bemessung von bergseitigen Betonfundamenten auf Bodendruckkräfte.	84
Abb. 17	Schneedruckverteilung an einer seitlich begrenzten Stützfläche.	49			
Abb. 18	Schneedruck q'_s auf die Stütze eines Schneenetzes.	50			
Abb. 19	Randfaktor gemäss Formel 22.	63			

Abb. 36	Bemessung von bergseitigen Betonfundamenten auf Bodenschwerkkräfte.	86
Abb. 37	Fundament auf ankerfähigem Fels.	87
Abb. 38	Bemessung von bergseitigen Fertigfundamenten auf Bodendruckkräfte.	87
Abb. 39	Bemessung von bergseitigen Fertigfundamenten auf Bodenschwerkkräfte.	89
Abb. 40	Bemessung des talseitigen Fertigfundamentes.	89
Abb. 41	Betonfundament mit Bewehrung für die Aufnahme der Umlenkkräfte, damit die Bodenpressung durch den reinen Seilanker reduziert wird.	94
Abb. 42	Charakteristische Ausziehwanstand $R_{a,k}$ in Funktion der Verankerungslänge und der Bodenkategorie für nicht gesprengte Anker und Netzanker.	96
Abb. 43	Charakteristische Ausziehwanstand $R_{a,k}$ in Funktion der Verankerungslänge und der Bodenkategorie für Sprenganker.	98
Abb. 44	Abmessungen des Prüfkörpers.	104
Abb. 45	Typischer Temperaturverlauf in einem Permafrostkörper.	106
Abb. 46	Diagramm zur Abschätzung des Permafrostvorkommens.	109
Abb. 47	Bohrung zur Erkundung des Permafrostvorkommens.	111
Abb. 48	Unterschiedliche Temperaturprofile im Permafrost bzw. Nicht-Permafrost.	112
Abb. 49	Inklinometerrohr zur Messung der Hangbewegungen.	115
Abb. 50	Foundation unter den Pendelstützen in kriechenden Permafrostverhältnissen.	118
Abb. 51	Damm in Permafrostböden (Lockergestein).	120
Abb. 52	Versuchsordnung zur Durchführung von Ausziehversuchen.	123
Abb. 53	Ablaufdiagramm.	126

Tabellen

Tab. 1	Vor- und Nachteile der verschiedenen Verbaueisen.	27
Tab. 2.1	Hangparallele Werkabstände L gemäss Abbildung 13 in [m].	36
Tab. 2.2	Hangparallele Werkabstände L gemäss Abbildung 13 in [m].	37
Tab. 3.1	Werkabstände L' im Grundriss gemäss Abbildung 13 in [m].	38
Tab. 3.2	Werkabstände L' im Grundriss gemäss Abbildung 13 in [m].	40
Tab. 4	Höhenfaktor in Funktion der Meereshöhe.	44
Tab. 5	Bodenklassen und Gleitfaktoren.	45
Tab. 6	Kriechfaktor K in Funktion von der mittleren Schneedichte (ρ) und der Hangneigung (ψ).	46
Tab. 7	Zustandsbewertung Stützwerke.	60
Tab. 8	Bestimmung des spezifischen Baugrundwiderstandes.	83
Tab. 9	Bruchscherspannung längs der Mantelfläche im gewachsenen Boden.	86
Tab. 10	Zunahme der Bruchscherspannung s_B mit der Foundationstiefe.	86
Tab. 11	Äusserer spezifischer Tragwiderstand von Ankern auf Zug in wenig zerklüftetem Fels in Abhängigkeit des Bohrlochdurchmessers.	93
Tab. 12	Beurteilungskriterien.	110
Tab. 13	Kriechraten und mögliche Verbaumassnahmen.	116
Tab. 14	Notwendige Wassertemperaturen in Abhängigkeit der Temperatur des Trockenmörtels.	125
Tab. 15	Ablauf der Typenprüfung bei Stützwerken.	129
Tab. 16	Ablauf der Typenprüfung bei Ankermörtel.	129

--	--