Schutz von Stahlschneebrücken vor Steinschlag mittels Schotterüberdeckung

Diplomarbeit

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplomingenieur

der Alpinen Naturgefahren (Dipl.-Ing.)

von

Lukas Kofler

Betreuer: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Johannes Hübl

eingereicht am 24.08.2016

Institut für Alpine Naturgefahren

Departement für Bautechnik und Naturgefahren

der Universität für Bodenkultur Wien

Danksagungen

Zunächst möchte ich mich an dieser Stelle bei all jenen bedanken, die mich bei der Erstellung dieser Arbeit und während der Studienzeit unterstützt haben:

Ganz besonderer Dank gilt meinem Betreuer, Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Johannes Hübl für die ausgezeichnete fachliche Unterstützung. Auch Dipl.-Ing. Georg Nagl gebührt außerordentlicher Dank. Er hat mich, wann immer es Fragen gab, tatkräftig unterstützt. Weiters möchte ich mich bei den Mitarbeitern des Instituts für Alpine Naturgefahren im Allgemeinen bedanken. Besonders hervorheben möchte ich dabei Friedrich Zott, der mir bei den Versuchen entschlossen zur Seite stand.

Meine Familie hat mich während der gesamten Studienzeit unterstützt. Besonders bedanken möchte ich mich bei meinem Vater Paul und meiner Mutter Elisabeth. Ohne ihre Förderung wäre diese Arbeit nie zustande gekommen. Auch meinem Bruder Michael und meiner Schwester Judith gebührt ein herzlicher Dank.

Weiters möchte ich mich bei meiner Freundin Sara bedanken, die für mich einen sicheren Rückhalt darstellt, und mir Freude und Zuversicht schenkt. Zusätzlich möchte ich mich bei ihr ganz herzlich für das Korrekturlesen der Arbeit bedanken.

Ein letzter Dank gebührt meinen zahlreichen Freunden, die ich während der Studienzeit kennengelernt habe. Besonders hervorheben möchte ich an dieser Stelle Benjamin, Erich und Stefan. Auch wenn die Zeit, die ich mit ihnen verbracht habe, für den Studienfortschritt nicht immer förderlich war, bedeutet sie mir viel.

Kurzfassung

In dieser Arbeit wird untersucht, ob eine Stahlschneebrücke, die in Summe mit einer 0,5 m dicken Schotterschicht geschützt wird, zur Bewältigung von Steinschlagenergien bis zu 150 kJ geeignet ist. Dabei ist wichtig, dass die Funktionsfähigkeit als Lawinenverbauung im Winter nicht beeinträchtigt wird. Um die Wirkung der Überdeckung besser quantifizieren zu können, wurde auch die nicht überdeckte Stahlschneebrücke betrachtet. Getestet wurde der Bautyp GA 4,5 mit einer Werkshöhe von 4,5 m. Die Fundierung wurde nicht berücksichtigt.

In einem ersten Schritt wurde überprüft, ob ein Werk im Winter bei maximaler Schneelast das Zusatzgewicht der Überdeckung überhaupt aufnehmen kann. Anschließend wurden Träger und Rostbalken bei Versuchen im Maßstab 1:1 sowohl mit als auch ohne Überdeckung dynamischen Energien von bis zu 150 kJ ausgesetzt. Beschossen wurden dabei die Feldmitte und einer der beiden Träger. Die Energien wurden mit einem ca. 2300 kg schweren Stahlbetonblock aufgebracht. Die maximale Fallhöhe betrug 7 m. Bei den Versuchen wurden alle relevanten Kräfte, Beschleunigungen und Verformungen gemessen. Die Tragfähigkeit der Stütze konnte indirekt über eine statische Ersatzlast, die den Auflagerkräften bei den Versuchen entspricht, nachgewiesen werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass eine mit Schotter überdeckte Stahlschneebrücke zur Aufnahme von Steinschlagenergien von maximal 150 kJ geeignet ist. Die Stahlschneebrücke kann das Zusatzgewicht der Überdeckung im Winter bei den meisten Hangneigungen und Gleitfaktoren aufnehmen. Die Versuche im Maßstab 1:1 zeigten, dass Träger und Rostbalken mit Überdeckung einem Impact mit 150 kJ sowohl in Feldmitte als auch bei einem Treffer auf den Träger standhalten können. Ohne Überdeckung kommt es in beiden Fällen zum Versagen. Die Stütze kann die einwirkenden Kräfte im Allgemeinen aufnehmen. Kritisch sind lediglich Treffer direkt auf den Stützenanschluss.

Schlagwörter: Lawinenverbauung, Stahlschneebrücke, Steinschlag, dynamische Versuche, Überdeckung

Abstract

This thesis deals with the question whether a 0.5 m thick, cobble gabions covered, steel snow bridge is capable of withstanding rockfall energies of up to 150 kJ, without reducing it's function as avalanche control. To quantify the effect of the cover, a non-covered steel snow bridge was considered as well. Subject of the tests was the building type GA 4.5, with a working height of 4.5 m. The anchors were not considered.

The first step consisted in checking whether a steel snow bridge is generally able to support the additional weight of the cobble cover during maximum snow load in winter. Subsequently, in experiments in scale 1:1, support and crossbeams were exposed to dynamic energies of up to 150 kJ with and without gravel cover. Targets of this procedure were the center of the field and one of the two supports. The energies were applied with a 2300 kg block of reinforced concrete. The maximum drop height was 7 m. In the experiments all the relevant forces, accelerations and deformations were measured. The sustainability of the pillar could indirectly be shown using a static substitute load that corresponds to the bearing forces in the experiments.

The results show that a cobble covered steel snow bridge is suitable to handle rockfall energies up to 150 kJ. The steel snow bridge can accommodate the additional weight of the coverage in winter for most slope gradients and glide factors. The experiments in scale 1:1 showed that, when covered, support and crossbeams can withstand an impact of 150 kJ at the center of the field, as well as on the support. Without coverage, they fail to do so in both cases. The pillar can carry the acting forces in most cases. Only hits directly to the supports connection are critical.

Bywords: avalanche protection, steel snow bridge, rockfall, dynamic experiments, coverage

Inhaltsverzeichnis

Danksagungen ..... **II**

Kurzfassung ..... **III**

Abstract ..... **IV**

Inhaltsverzeichnis ..... **V**

1 Einleitung und Problemstellung **1**

2 Stand des Wissens **3**

2.1 Stahlschneebrücken: Ausführung und Anwendung 3

2.1.1 Oberbau *3*

2.1.2 Verankerung *4*

2.1.3 Anordnung von Stützverbauungen im Anbruchsgebiet *6*

2.2 Der Umgang mit Steinschlagkräften im Allgemeinen 10

2.2.1 Bemessung mittels äquivalenter statischer Ersatzlast *10*

2.2.2 Bemessung über die einwirkende Energie *14*

2.3 Ähnlich durchgeführte Versuche 14

2.3.1 Pichler B. et al. (2004): Impact of rocks onto gravel Design and evaluation of experiments *15*

2.3.2 Gerber W., Volkwein A. (2010): Impact loads of falling rocks on granular material 16

2.3.3 Calvetti F. et al. (2005): Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils *17*

2.3.4 Lambert S. et al. (2009): Experimental study of the impact response of geocells as components of rockfall protection embankments *18*

2.3.5 Heymann A. et al. (2010): Impact load transmission within a half scale sandwich rockfall protection wall *19*

3 Material und Methoden **21**

3.1 Beschreibung des verwendeten Systems 21

3.1.1 Stahlschneebrücke *21*

3.1.2 Wahl der Überdeckung *22*

3.2 Statischer Nachweis 23

3.2.1 Einwirkungen auf die Stahlschneebrücke *23*

3.2.2 Vorversuche *30*

3.2.3 Schnittkraftermittlung *32*

3.2.4 Bemessung *33*

3.3 Hauptversuche 42

3.3.1 Versuchsaufbau *42*

3.3.2 Durchgeführte Versuche *43*

3.3.3 Messtechnik *45*

3.3.4 Datenaufbereitung *49*

4 Ergebnisse ... 53
4.1 Statische Nachweise ... 53
4.1.1 Einwirkende Schneelast ... 53
4.1.2 Ergebnis des Vorversuchs ... 57
4.1.3 Statischer Nachweis der Stahlschneebrücke ohne Überdeckung ... 59
4.1.4 Statischer Nachweis der Stahlschneebrücke mit Überdeckung ... 61
4.1.5 Zusammenfassung ... 64
4.2 Ergebnisse der Hauptversuche ... 65
4.2.1 Lastannahme 1, ohne Überdeckung (Versuche 1-5) ... 65
4.2.2 Lastannahme 1, mit Überdeckung (Versuche 6-10) ... 71
4.2.3 Lastannahme 2, ohne Überdeckung (Versuche 11-15) ... 77
4.2.4 Lastannahme 2, mit Überdeckung (Versuche 16-20) ... 83
4.2.5 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse ... 90
4.3 Statischer Nachweis der Stahlschneebrücke bei Steinschlageinwirkung ... 92
4.3.1 Maximal auf die Auflager wirkende Kräfte ... 92
4.3.2 Tragfähigkeit der Stützen und wirkendes Eigengewicht ... 93
4.3.3 Auslastung der Stützen im Ereignisfall ... 94
4.3.4 Zusammenfassung ... 95
5 Diskussion ... 96
5.1 Statischer Nachweis ... 96
5.2 Die Versuche ... 96
5.2.1 Versuchsaufbau ... 96
5.2.2 Ergebnisse ... 98
5.3 Statischer Nachweis der Stütze bei Steinschlagwirkung ... 100
6 Zusammenfassung ... 101
7 Schlussfolgerungen ... 104
Abbildungsverzeichnis ... 105
Tabellenverzeichnis ... 108
Literaturverzeichnis ... 111
Eidesstattliche Erklärung ... 114
Anhang ... 115
1 Statische Berechnungen ... 115
1.1 Ruck-Zuck Nachbau der Stahlschneebrücke ... 115
1.2 Auf die einzelnen Bauteile wirkende Kräfte ohne Überdeckung ... 117
1.3 Auf die einzelnen Bauteile wirkende Kräfte ohne Überdeckung ... 121
1.4 Auslastung der einzelnen Bauteile ohne Überdeckung ... 125
1.5 Auslastung der einzelnen Bauteile mit Überdeckung ... 129

2 Fotodokumentation 133

3 Pläne 136

Plan 1: Bautyp Stahlschneebrücke GA 4,5 m 136

Plan 1A: Detail Träger 136

Plan 1B: Detail Stütze 136

Plan 1C: Detail Rostbalken 136

Plan 2: Rostbalken mit Messtechnik 136

Plan 3: Stahlschneebrücke mit Messtechnik, Lastannahme 1 136

Plan 4: Stahlschneebrücke mit Messtechnik, Lastannahme 2 136

1 Einleitung und Problemstellung

Seit Mitte der 50er-Jahre werden Stahlschneebrücken in Österreich zur Stabilisierung der Schneedecke im Anbruchsgebiet von Lawinen verwendet. Auslöser für die Entwicklung waren die Lawinenkatastrophen in den Wintern 1950/51 und 1953/54 (Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, 1984). Seit ihrer Einführung sind Stahlschneebrücken der deutlich am häufigsten eingesetzte Verbauungstyp im Anbruchsgebiet. Das Wirkungsprinzip der Stahlschneebrücken ist dabei relativ einfach: Die Konstruktionen aus vorgefertigten Stahlteilen stützen die Schneedecke im Anbruchsgebiet. Damit wird das Abgehen von Lawinen verhindert (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011).

Stahlschneebrücken werden auf den sich oberhalb des Stützwerks aufbauenden statischen Schneedruck bemessen. Dynamische Einwirkungen können nur bedingt aufgenommen werden. Essenziell ist deshalb, dass die einzelnen Stahlschneebrücken auch bei Extremereignissen aus der Schneedecke herausragen. Auch der Abstand zwischen den Reihen ist wichtig. Je nach Geländeneigung, Gleitfaktor und Reibungswinkel zwischen Boden und Schnee sind deshalb Maximalabstände festgelegt (Margreth, 2009).

In der Natur sind Stahlschneebrücken einer Vielzahl von Risiken ausgesetzt. Immer wieder kommt es deshalb zu Schäden. Die Überlastung durch Schneedruck ist dabei die häufigste Schadensursache. Vor allem die Fundierung hält den Belastungen oft nicht wie geplant stand. Die erhöhten Kräfte, die auf Randwerke wirken, wurden ebenfalls lange unterschätzt, was zu Schäden in diesen Bereichen führte (Klaus, 1997). Eine weitere Schadensursache stellen Lawinen und Schneerutsche dar, die oberhalb der Verbauungen losbrechen (Girstmair, 2013).

Neben den genannten Schäden die durch Schnee im Winter verursacht werden, sind Stahlschneebrücken im Sommer vor allem durch Hangkriechen, Rutschungen und Steinschlag gefährdet (Girstmair, 2013). Das Steinschlagrisiko ist vor allem dann groß, wenn sich die Verbauungen in Hängen unterhalb steilerer Felswände befinden, die an sich zu steil sind, als dass sich dort Schnee ablagern könnte.

In der gegenständigen Arbeit wird untersucht, wie gut sich Stahlschneebrücken durch eine Schotterüberdeckung vor Steinschlag schützen lassen. Die Initiative für

die Versuche mit einer Schotterüberdeckung kam von der WLV Gebietsbauleitung Bludenz (Vorarlberg). Am Wartherhorn liegt eine wie oben beschriebene kritische Situation vor: Oberhalb der geplanten Verbauung befindet sich eine steile Felswand mit absturzgefährdeten Felspartien. Da die zu erwartenden Energien mit 150 kJ gering sind, schlug Oberhauser (2014) vor, die oberste Reihe der Verbauung mit Schotter zu überdecken. Die Überdeckung sollte dabei, nach Schweizer ASTRA-Norm 12 006, eine Mächtigkeit von mindestens 0,5 m aufweisen. Die Idee von Oberhauser ist dabei nicht neu. Schon früher wurde versucht, Stahlschneebrücken mit dämpfenden Materialien zu schützen. In Österreich gibt es mehrere Verbauungen, auf die aus diesem Grund Autoreifen aufgebracht wurden.

Konkret wird eine Stahlschneebrücke des Bautyps GA 4,5 mit einer Werkshöhe von 4,5 m betrachtet, welche mit in Summe 0,5 m dicken Schottergabionen geschützt wird. Um die Wirkung der Überdeckung besser quantifizieren zu können, wurde auch die nicht überdeckte Stahlschneebrücke betrachtet. Die Fundierung wurde nicht berücksichtigt.

Im Detail wurden drei Elemente untersucht. Als Erstes wurde getestet, ob ein Werk im Winter bei maximaler Schneelast, das Zusatzgewicht der Überdeckung überhaupt aufnehmen kann. In einem zweiten Schritt wurden Träger und Rostbalken bei Versuchen im Maßstab 1:1 sowohl mit als auch ohne Überdeckung dynamischen Energien von bis zu 150 kJ ausgesetzt. Beschossen wurden dabei die Feldmitte und einer der beiden Träger. Die Energien wurden mit einem ca. 2300 kg schweren Stahlbetonblock aufgebracht. Die maximale Fallhöhe betrug 7 m. Bei den Versuchen wurden alle relevanten Kräfte an den Auflagern, Beschleunigungen in 3 Achsen und Verformungen gemessen. In einem dritten Schritt wurde die Tragfähigkeit der Stütze indirekt, über eine statische Ersatzlast, die den Auflagerkräften bei den Versuchen entspricht, nachgewiesen.

2 Stand des Wissens

2.1 Stahlschneebrücken: Ausführung und Anwendung

Stahlschneebrücken werden seit Mitte der 50er Jahre zur Stabilisierung der Schneedecke im Anbruchsgebiet von Lawinen verwendet. Die Konstruktionen aus vorgefertigten Stahlteilen stützen die Schneedecke, wodurch das Abgehen von Lawinen verhindertet werden kann (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011). Im folgenden Abschnitt wird auf die Konstruktion an sich und die Anordnung von Stahlschneebrücken im Anbruchsgebiet eingegangen.

2.1.1 Oberbau

Stahlschneebrücken sind Stützbauwerke aus einem Rost horizontaler Balken, die auf Trägern und Stützen gelagert werden. Ein Werk besteht dabei aus zwei Trägern, zwei Stützen und je nach Werkshöhe einer variablen Anzahl von Rostbalken (Abbildung 1). Die Anschlüsse der Träger und Stützen an die Fundamente sowie die Verbindung von Stützen und Trägern sind als Bolzengelenke ausgeführt. Statisch handelt es sich bei der Konstruktion um einen Dreigelenksbogen.

Der Rost besteht aus gewalzten oder gepressten hutförmigen Stahlblechen. Diese werden mit je zwei Schrauben am Träger befestigt. Die Länge der Balken liegt im Allgemeinen bei 4 m. Der Rost wird nur in seltenen Fällen senkrecht zum Hang ausgeführt. Meist ist dieser mit einem Winkel von 10 bis 15° talwärts geneigt.

In der Regel werden die einzelnen Werke mit einem Abstand von zwei Metern errichtet. Die Zwischenräume werden mit Zwischenbalken geschlossen. Diese haben eine etwas größere Form als die Rostbalken auf den Werken. Damit kann die Verbauung einigermaßen an die Geländemorphologie angepasst werden. Die Verbindung der Zwischenbalken mit den Rostbalken der Hauptwerke erfolgt mit Klemmschlössern (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011).

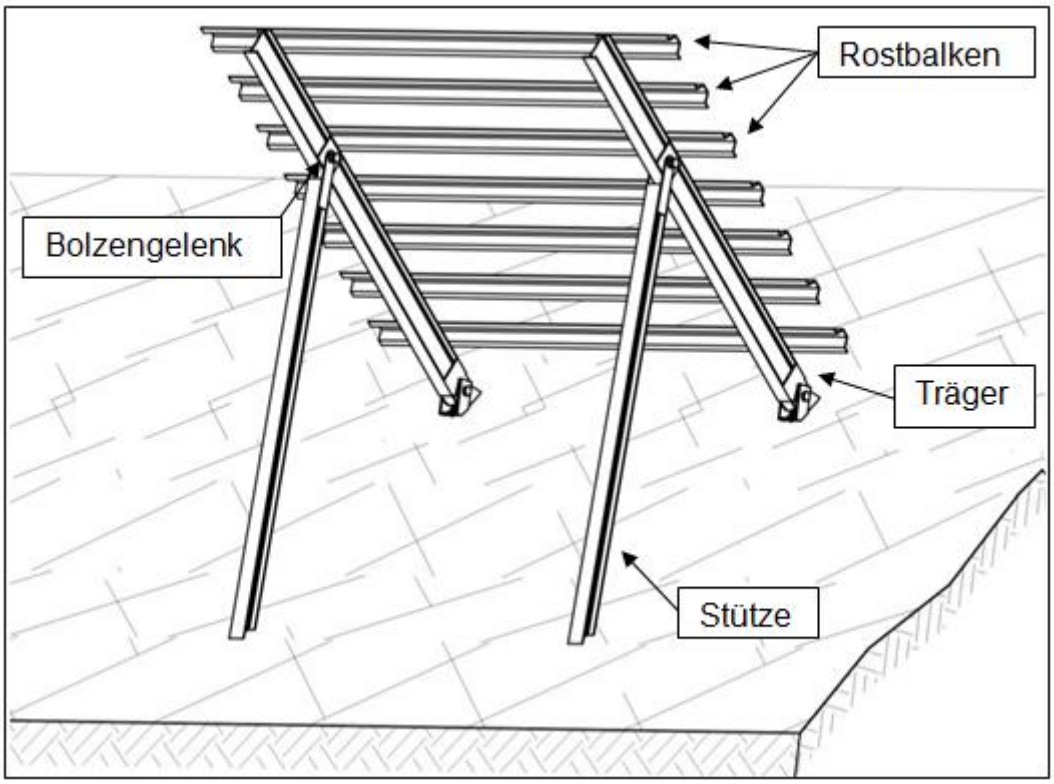


Abbildung 1: Oberbau einer Stahlschneebrücke aus ONR 24806

2.1.2 Verankerung

Während der Oberbau der Konstruktion sich seit Einführung der Stahlschneebrücken nicht wesentlich veränderte, hat sich die Verankerung der Werke stark entwickelt. Während anfangs vorwiegend mit Betonfundamenten gearbeitet wurde, kamen ab Mitte der 70er-Jahre verstärkt Sprengankerfundamente sowie Kombinationen aus Beton und Sprengankerfundamenten zum Einsatz. Hervorzuheben ist dabei der so genannte Tiroler Sprenganker oder Parallelstabanker, welcher besonders häufig eingesetzt wurde. Dabei wurden zwei parallele Stabanker, die an eine Stahlplatte angeschweißt waren, in zwei mit Ankermörtel verfüllte Sprenglöcher eingeführt. Im Fels wurde auf die Sprengung verzichtet.

Seit Mitte der 90er-Jahre hat sich die heute übliche Fundierung mit Mikropfahlbock am Trägerfundament (Zug- und Druckkräfte, Abbildung 2) und mit einer Grundplatte aus Stahl am Stützenfuß (nur Druck, Abbildung 3) durchgesetzt. Der Mikropfahlbock am Trägerfundament besteht aus zwei Mikropfählen. Der nach unten gerichtete Anker nimmt dabei den Druck auf, während der andere Anker die Zugkräfte aufnimmt. Üblich sind Bohrlochdurchmesser von 90 bis 110 mm. In diese wird ein Stabstahl mit

einem Durchmesser von 32 bis 40 mm eingeführt und anschließend mit Injektionsmörtel verpresst. Die aufzunehmenden Kräfte werden in eine tragfähige Schicht eingeleitet und/oder durch Mantelreibung abgetragen. Der Anschluss der Stütze erfolgt gelenkig (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011).

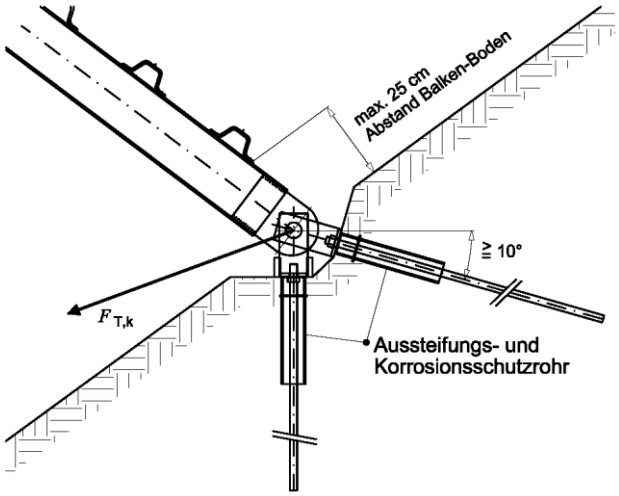


Abbildung 2: Mikropfahlbock aus ONR 24806

Das Stützenfundament wird rein durch Druckkräfte belastet, da die Stütze als Pendelstütze ausgeführt ist. Deshalb können die Kräfte durch eine Stahlplatte entsprechender Größe relativ einfach in den Untergrund abgeleitet werden. Wichtig ist dabei, dass der Abstand der Platte zur Geländekante groß genug ist (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011).

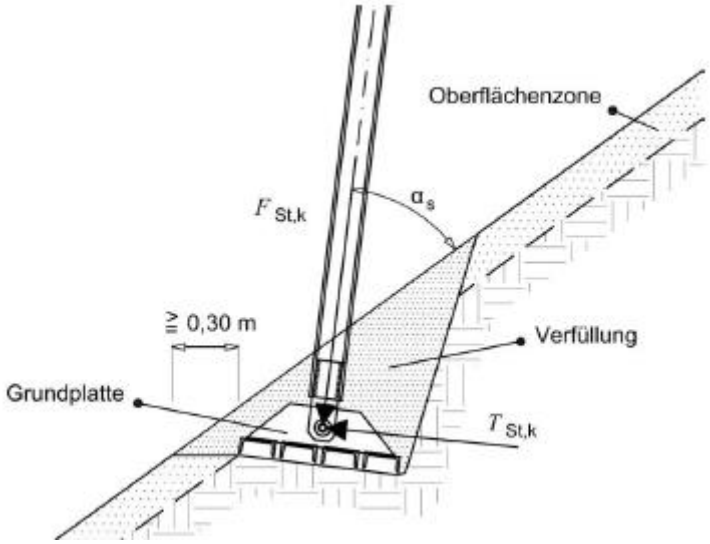


Abbildung 3: Grundplattenfundierung nach ONR 24806

2.1.3 Anordnung von Stützverbauungen im Anbruchsgebiet

2.1.3.1 *Allgemein*

Als verbauungswürdig gelten Hänge mit Neigungen zwischen 30 und 50°. Bei geringeren Neigungen lösen sich nur selten Lawinen, während es bei größeren Neigungen zu häufigen Selbstentladungen kommt (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011).

Die Werkshöhe von Verbauungen ist dabei so zu wählen, dass die Werke beim Bemessungsereignis nicht vollständig eingeschneit werden (Margreth, 2009). Im Allgemeinen werden Verbauungen mit Höhen zwischen 2,5 bis 4,5 m errichtet (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011).

2.1.3.2 *Vertikale Ausdehnung von Stützverbauungen*

Die oberste Werkreihe ist so anzuordnen, dass die oberste zu erwartende Anrisslinie noch im Staubereich der höchstgelegenen Werksreihe liegt (Margreth, 2009). Laut Miklau und Sauermoser (2011) soll der Abstand zur obersten Anrisszone ungefähr 2-3 mal die Werkshöhe betragen. Bei Wächtenbildung ist der Abstand eher geringer zu halten, um eine Überlastung zu verhindern.

Die unterste Stützreihe ist so anzuordnen, dass die sich bildende, sekundäre Anrisszone in einer Neigung von unter 30° zu liegen kommt. Die unterste Werksreihe kann aber auch weiter oben in steilerem Gelände situiert werden, wenn darunter anbrechende Lawinen kein schädliches Ausmaß mehr annehmen (Margreth, 2009). Aus Kostengründen kann meist nicht das gesamte Anbruchsgebiet verbaut werden. Die Bewertung der Wirkung von Lawinenabgängen aus den unverbauten Resteinzugsgebieten ist deshalb besonders wichtig. Heute wird diese mit Lawinensimulationsmodellen abgeschätzt (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011).

2.1.3.3 *Horizontale Ausdehnung der Stützverbauungen*

Im Idealfall sollen Stützverbauungen so breit angelegt werden, dass sie eine ganze Geländekammer abdecken. Auf die Verbauung wirken so keine zusätzlichen Kräfte, da sie sich an natürliche, seitliche Begrenzungslinien anlehnen kann. Endet die Verbauung im offenen Gelände, müssen die Werksreihen am offenen Rand deutlich zurückgestaffelt werden. Zur Bewältigung der auftretenden Randkräfte können im Randbereich zwischen den Werksreihen zusätzliche Werke errichtet werden. Auch

die Errichtung von Trennwänden zeigt Wirkung (Margreth, 2009). In Abbildung 4 ist sowohl eine voll- als auch eine teilverbaute Geländekammer dargestellt.

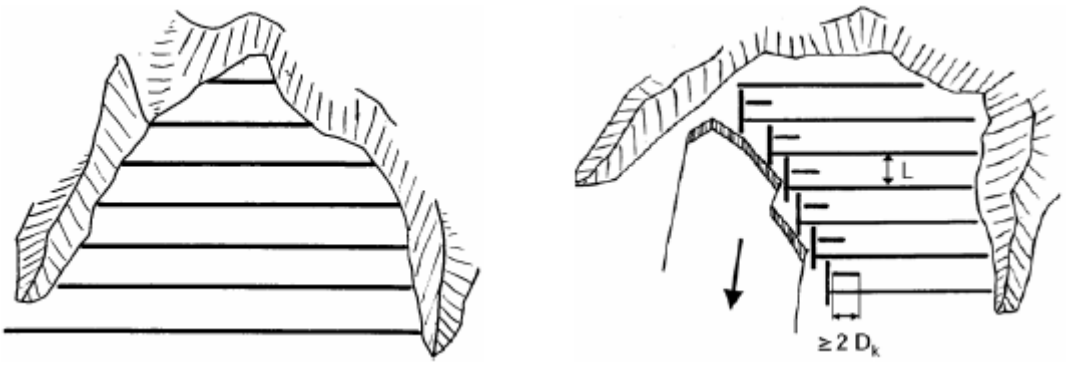


Abbildung 4: Vollverbaute Geländekammer (links) und teilverbaut Geländekammer mit Maßnahmen zur Begrenzung der Randkräfte (rechts) aus Margreth, 2009

2.1.3.4 *Verbauungsweisen*

Stützverbauungen können auf unterschiedliche Weise im Gelände positioniert werden (Abbildung 5). Im Normalfall werden durchgehende Werksreihen eingesetzt. Damit kann verhindert werden, dass sich Scherrisse in der Schneedecke berg- und talwärts ausbreiten. Randwerke kommen nur an den Enden der Verbauungsreihen vor. Nachteil dieser Verbauungsweise ist die beschränkte Anpassungsfähigkeit an das Gelände. Zusätzlich können sich Schadwirkungen seitlich fortpflanzen.

Bei Felsrippen, lokalen Geländestufen oder sonstigen Besonderheiten des Geländes kommt die aufgelöst unterbrochene Verbauung zum Einsatz. Diese lässt sich besser an das Gelände anpassen. Zudem können im Vergleich zur durchgehenden Verbauung Kosten eingespart werden. Schäden treten meist nur lokal auf. Nachteil dieser Verbauungsweise ist die erhöhte Beanspruchung der Randwerke durch Randkräfte im Feld. Zudem können sich Scherrisse leichter berg- und talwärts fortpflanzen.

In sehr steilem, stark strukturiertem Gelände wird die aufgelöst gestaffelte Verbauung eingesetzt. Weiters können bestehende alte Verbauungen mit dieser Art der Verbauung verdichtet werden. Die aufgelöst gestaffelte Verbauung lässt sich sehr gut an das Gelände anpassen. Zu beachten ist allerdings, dass bei dieser Verbauungsweise große Randkräfte auftreten. Zudem können sich Scherrisse in alle Richtungen ausbreiten.

Die verschiedenen Verbauungsweisen sind in Abbildung 5 dargestellt.

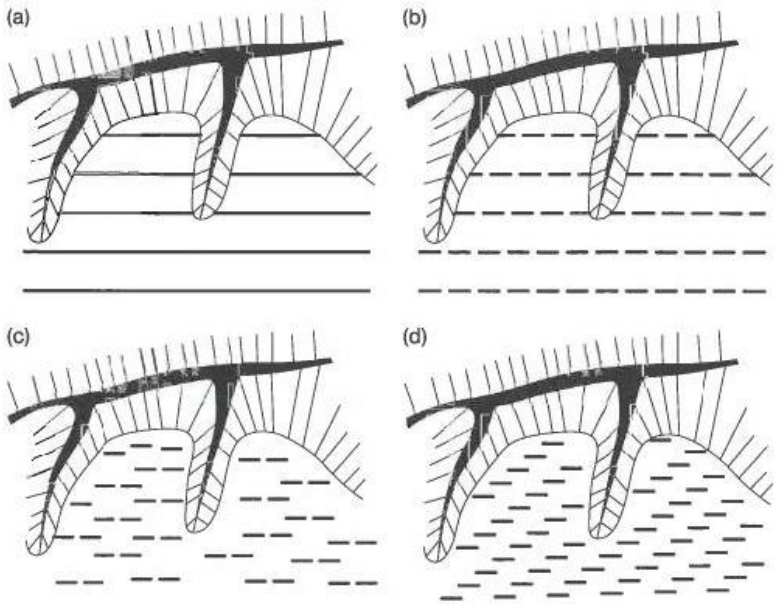


Abbildung 5: Durchgehende Verbauung (a), aufgelöst unterbrochene Verbauung (b), aufgelöst gestaffelte Verbauung (c) und aufgelöst kombinierte Verbauung (d), aus Rudolf-Miklau, Sauermoser, (2011)

2.1.3.5 *Werksabstände in Falllinie*

Stahlschneebrücken werden auf den statischen Schneedruck bemessen, der sich oberhalb der Verbauung aufbaut. Dynamische Einwirkungen können nur bedingt aufgenommen werden. Die hangsenkrechten Abstände L zwischen den Werksreihen werden laut Schweizer Richtlinie 2007-04 nach (1) ermittelt:

$$L = f_L \cdot H_K \qquad \text{[m]} \qquad (1)$$

mit:

L hangsenkrechter Abstand in m

f_L Abstandfaktor

H_K lotrecht gemessene Werkshöhen in m

Der Abstandfaktor f_L ist dabei eine Funktion von Hangneigung, Werkshöhe, Gleitfaktor und Reibungswinkel zwischen Boden und Schnee.

In Österreich werden die hangparallelen Werksabstände davon abweichend nach ONR 24806 2011-10 bemessen. Die Höhendifferenzen sind hier in Abhängigkeit der

Hangneigung fix gegeben (Abbildung 6). Je nach Lage und Gefährdungsgrad kommen dabei unterschiedliche fixe Höhendifferenzen zum Einsatz. Die Kurven Δh=16 und Δh=15 sind für den inneralpinen Raum bei geringen Hangneigungen gedacht, da die zu erwartenden Neuschneemengen dort nicht so groß sind. Im randalpinen Bereich und bei größeren Hangneigungen wird die Kurve Δh=13 angewendet. Bei hohen Sicherheitsanforderungen (z.B. oberhalb von Skiwegen) kommt die Kurve Δh=11 zum Einsatz.

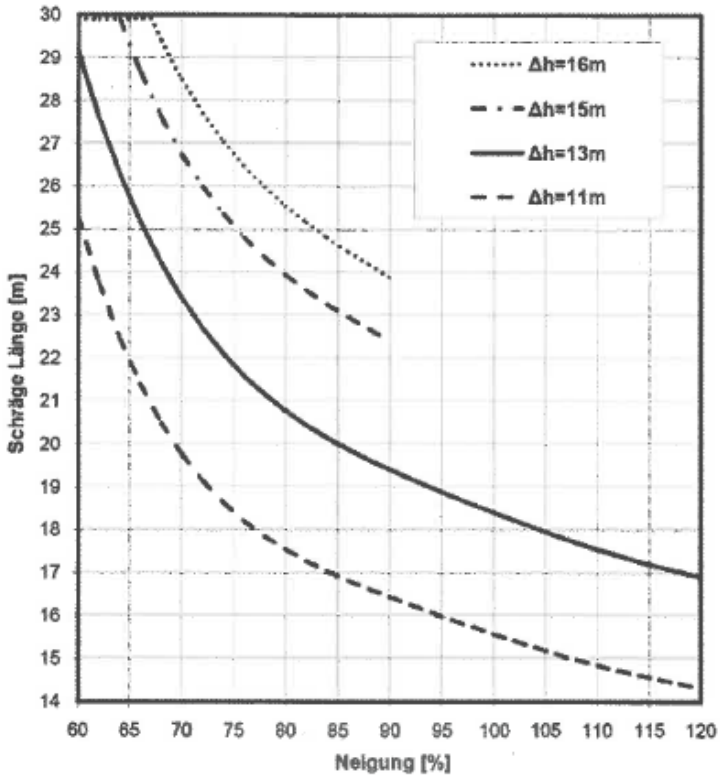


Abbildung 6: Schräge Länge zwischen den Werksreihen für unterschiedliche Hangneigungen und fixe Höhendifferenzen aus Rudolf-Miklau, Sauermoser, (2011).

2.2 Der Umgang mit Steinschlagkräften im Allgemeinen

Fallende Blöcke haben, abhängig von ihrer Masse m und ihrer Geschwindigkeit v, eine kinetische Energie E. Die kinetische Energie kann nach (2) berechnet werden.

$$E = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \qquad (2)$$

mit:

E kinetische Energie in J

m Masse des Blocks in kg

v Geschwindigkeit in m/s

In der Ingenieurspraxis gibt es zwei verschiedene Ansätze um mit Energien aus Steinschlag umzugehen. Im Normalfall erfolgt die Bemessung mittels äquivalenter statischer Ersatzlast. Alternativ kann das Tragwerk auch direkt über die einwirkende Energiemenge bemessen werden. Um diesen Ansatz anwenden zu können, müssen allerdings die vom System aufnehmbaren Energien bekannt sein, was vor allem bei Steinschlagschutznetzen zutrifft (Suda, Rudolf-Miklau, 2012).

2.2.1 Bemessung mittels äquivalenter statischer Ersatzlast

Beim Aufprall auf ein Tragwerk wird die kinetische Energie des Blockes frei. Wie groß die entstehende Kraft F ist, hängt von Masse m und der Beschleunigung a ab (3):

$$F = m \cdot a \qquad (3)$$

mit:

F Kraft in N

m Masse des Blocks in kg

a Beschleunigung beim Aufprall in m/s^2

Die Beschleunigung a hängt im Wesentlichen davon ab, wie starr die Aufprallfläche reagiert. Man unterscheidet zwischen gedämpftem und ungedämpftem Stoß (Suda, Rudolf-Miklau, 2012).

2.2.1.1 *Ungedämpfter Stoß*

Prallt ein Block direkt auf ein starres Tragwerk wird die Energie durch Deformation des Blocks und des Tragwerks abgetragen. Zu ungedämpften Stößen kommt es meist, wenn Blöcke auf Tragwerke prallen, bei denen in der Planung eine Gefährdung durch Steinschlag nicht berücksichtigt wurde. Werden nur geringe Steinschlagenergien erwartet, ist auch eine entsprechende Bemessung auf Steinschlag möglich. Im Allgemeinen handelt es sich bei den betroffenen Bauwerken meist um Konstruktionen aus Stahlbeton, weshalb praktisch nur dieser Fall in der Literatur behandelt wird. Als Beispiele können Egli, 1999 und Schellenberg, 2009 genannt werden.

Die maßgebende Versagensart stellt dabei lokales Durchstanzen dar. Die Größe der statischen Ersatzlast hängt von der kinetischen Energie und der Steifigkeit des Tragwerks ab. Je geringer die Deformationen, desto höher ist die statische Ersatzlast (Suda, Rudolf-Miklau, 2012).

Da Stahlbetonflächen relativ steif sind, können damit nur verhältnismäßig geringe Energien bewältigt werden. Wichtig ist dabei die Unterscheidung zwischen sprödem und duktilem Bruchverhalten. Von duktilem Bruchverhalten kann bei Biegeversagen und bei Durchstanzen mit Schubbewehrung ausgegangen werden. Sprödes Bruchverhalten liegt bei Durchstanzen ohne Schubbewehrung vor. Egli (1999) gibt für den Anprall von Einzelkomponenten auf duktile Stahlbetontragwerke entsprechende statische Ersatzkräfte an. Auf eine 0,3 m dicke Stahlbetonwand mit einer Spannweite von 2,5 m sind bei einem Steinschlagereignis mit einer Energie von 100 kJ 2000 kN anzusetzen. Bei sprödem Bruchverhalten sind entsprechend höhere statische Ersatzkräfte anzusetzen. Die Schweizer ASTRA-Norm 12 006 (2008) gibt für duktiles Bruchverhalten einen drei Mal so hohen Konstruktionsbeiwert an als für sprödes Bruchverhalten.

Wie wichtig bei der Bewältigung dynamischer Kräfte die Elastizität von Systemen ist, lässt sich am besten zeigen, wenn man die maximale, durch starre Stahlbetonwände bewältigbare Energie mit jener von flexiblen Steinschlagschutznetzen vergleicht. Während starre Tragwerke bei direktem Anprall nur einige 100 kJ aufnehmen können (Egli 1999), gibt es Steinschlagschutzbarrieren, die auf bis zu 8000 kJ ausgelegt sind (Geobrugg AG, 2015).

2.2.1.2 *Gedämpfter Stoß*

Prallt der Block nicht auf das Tragwerk, sondern auf eine vorgelagerte Dämpfungsschicht, spricht man vom gedämpften Stoß. Durch die Verformung des vorgelagerten Materials wird Energie abgebaut. Die restlichen Kräfte werden auf das tiefer liegende Tragwerk weitergegeben (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011).

Zu solchen Stößen kommt es vor allem bei steinschlagexponierten Bauwerken, die aufgrund des Risikos eines Ereignisses geschützt wurden. Als Beispiele können Steinschlagschutzgalerien sowie exponierte Wände und Dächer genannt werden. Ebenso wie beim ungedämpften Stoß behandelt die Literatur vor allem Anprälle auf Stahlbetonkonstruktionen die zusätzlich durch Überdeckung geschützt sind.

Montani-Stoffel (1998) hat mit umfangreichen Experimenten die Wirkung von Steinschlag auf eine mit verschiedenen Materialien überdeckte Stahlbetonplatte simuliert. Dabei wurden Blöcke mit bis zu 10 Tonnen mit einer Fallhöhe von bis zu 10 m auf das überdeckte Tragwerk fallen gelassen. Mit den Parametern Energie, Blockdurchmesser und Eindringtiefe des Blockes in das Dämpfungsmaterial konnten entsprechende statische Ersatzlasten auf das darunterliegende Tragwerk abgeleitet werden.

Die Schweizer ASTRA-Norm 12 006 (2008), die zur Bemessung von Steinschlagschutzgalerien verwendet wird, baut auf diese Versuche auf. Der aufschlagende Block wird idealisiert als rund angenommen. Dieser verformt durch seine Sturzenergie das Überdeckungsmaterial. Die Lastverteilung der statischen Ersatzlast wird vom untersten Punkt des Kraters vorgenommen. Es wird dabei ein Ausbreitungswinkel von 30° unterstellt. Die Lastverteilung auf der Stahlbetondecke wird als gleichmäßige Flächenlast angenommen (Abbildung 7).

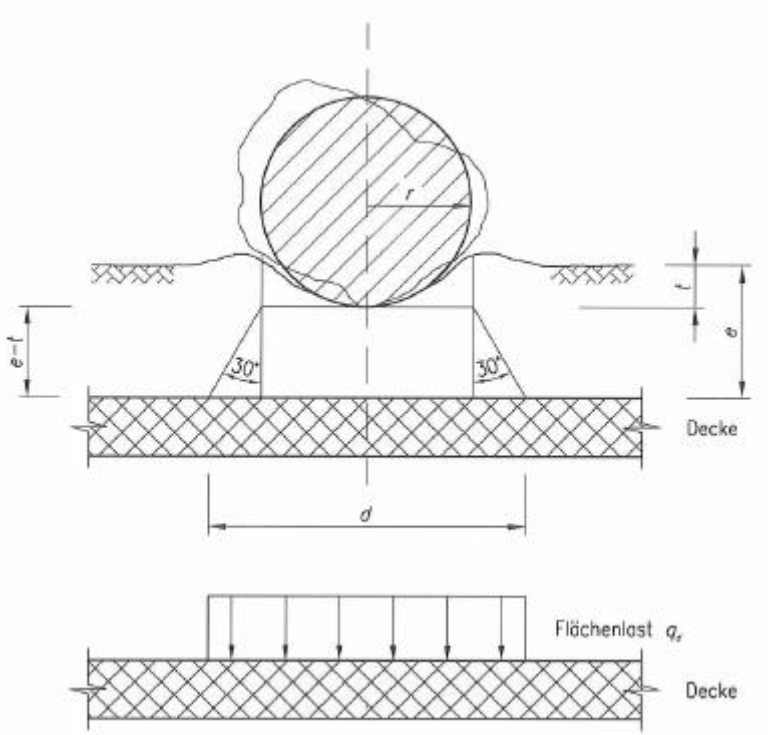


Abbildung 7: Einwirkungsmodell für Steinschlag auf eine überdeckte Stahlbetondecke, aus ASTRA 12 006 (2008)

Die Größe der statischen Ersatzlast F_E wird nach (4) berechnet, die maximale Eindringtiefe t nach (5).

$$F_E = 2{,}8 \cdot C_k \cdot e^{-0{,}5} \cdot r^{0{,}7} \cdot M_{E,k}^{0{,}4} \cdot \tan \varphi_k \cdot \left(\frac{m \cdot v^2}{2}\right) \quad (4)$$

$$t = \frac{m \cdot v^2}{F_E} \quad (5)$$

mit:

F_E	statische Ersatzlast in kN
t	Eindringtiefe in m
C_k	Konstruktionsbeiwert, 0,4 bei duktilem Verhalten, 1,2 bei sprödem Verhalten
e	Überdeckungshöhe in m
r	Radius des Blockes in m
$M_{E,k}$	statisches Verformungsmodul des Überdeckungsmaterials in kN/m²
φ_k	charakteristische Reibungswinkel des Überdeckungsmaterials in °
m	Masse des Blockes in kg
v	Geschwindigkeit des Blockes m/s

Neben der Ausführung des darunterliegenden Tragwerks ist vor allem die Gestaltung der Überdeckung von großer Bedeutung. Verformungsmodul, Reibungswinkel und Dicke gehen in die Berechnung ein. Früher wurde fast ausschließlich Schotter dafür verwendet. Dieser hat ein hohes Verformungsmodul, aber auch ein hohes Eigengewicht.

Deshalb wird in den letzten Jahren verstärkt auf Glasschotter zurückgegriffen. Schellenberg (2009) führte im Rahmen seiner Dissertation eine Reihe von Versuchen dazu duch. Vor allem bei Ertüchtigung alter Galerien, wo eine Vergrößerung der aufnehmbaren Energien sonst nur durch Neubau möglich wäre, stellt Glasschotter eine sinnvolle Alternative dar. Die Dichte von Glasschotter beträgt mit 250 kg/m³ nur etwa ein Achtel von Schotter. Dadurch sind wesentlich größere Überdeckungshöhen möglich. Zudem ist das Dämpfungsverhalten bei Mehrfachbelastung (Verdichtung) deutlich besser (Wyrsch, Roduner, 2013).

2.2.2 Bemessung über die einwirkende Energie

Neben der Bemessung über eine äquivalente statische Ersatzlast ist auch eine Bemessung direkt über die einwirkende Energie möglich. Dabei wird die einwirkende Energie der maximal vom System aufnehmbaren Energie gegenübergestellt. Im Allgemeinen wird eine direkte Bemessung über die einwirkende Energie vor allem bei zertifizierten Steinschlagschutznetzen eingesetzt. Die aufnehmbaren Energien werden dabei durch standardisierte Prüfungen ermittelt. Hierfür sind viele Versuche nötig.

Je nach Schadensfolgeklasse sind bei der Bemessung unterschiedliche Teilsicherheitswerte sowohl für die einwirkende Energie, als auch für den maximalen Widerstand des Netzes anzusetzen (Suda, Rudolf-Miklau, 2012).

2.3 Ähnlich durchgeführte Versuche

Der Aufprall von Gesteinsbrocken auf Tragwerke wurde bereits von vielen Autoren untersucht. Der Fokus lag dabei besonders auf exponierten Strukturen wie Steinschlagschutzgalerien und Dämmen. Dabei stellte sich immer auch die Frage, ob und wie der Stoß des Blockes gedämpft werden sollte. Deshalb wurden auch Überdeckungsmaterialien häufig Tests unterzogen.

Bei den durchgeführten Versuchen wurde im Normalfall die Beschleunigung des Wurfkörpers beim Aufprall gemessen, aus welcher die einwirkende Kraft abgeleitet werden kann. Zusätzlich wurde bei einigen Versuchen die Kraft auf die Auflager des Tragwerks gemessen.

Im folgenden Abschnitt sind fünf Arbeiten zu diesem Thema zusammengefasst. Die ersten beiden Arbeiten von den Autoren Pichler et al. und Gerber/Volkwein beschäftigen sich mit dem Aufprall von Blöcken auf das Überdeckungsmaterial, ohne dass dabei die resultierenden Auflagerkräfte gemessen wurden. In den anderen Arbeiten von den Autoren Calvetti et al., Lambert et al. und Heymann et al. wurden diese dagegen auch ermittelt.

2.3.1 Pichler B. et al. (2004): Impact of rocks onto gravel Design and evaluation of experiments

2.3.1.1 *Ziel der Arbeit und Vorgangsweise*

Pichler, Hellmich und Mang untersuchten den Einschlag von Gesteinsbrocken auf eine Schotterschicht. Ziel der Arbeit war es, Eindringtiefe, einwirkende Kräfte sowie die Belastungsdauer bei Steinschlagereignissen vorauszusagen. Dafür wurden Versuche mit drei verschieden, quadratischen Granitblöcken mit einem Gewicht von bis zu 18260 kg durchgeführt. Diese wurden mit der Spitze auf die Schotterschicht fallen gelassen, um möglichst große Eindringtiefen zu erhalten. Die maximale Fallhöhe betrug 18,85 m.

Die Schotterschicht bestand zu ca. 60 % aus Schotter mit einer Korngröße von 2 bis 63 mm, der Rest setzte sich aus Blöcken mit Durchmessern von bis zu 200 mm zusammen. Die Schotterschicht wurde zwei Meter mächtig ausgeführt und in 25 cm Schichten verdichtet. Die Beschleunigung wurde mit einem Beschleunigungssensor gemessen.

2.3.1.2 *Resultate und Diskussion*

Mit den Messwerten konnte ein Modell kalibriert werden, dass die Abschätzung von Eindringtiefe, maximal einwirkender Energie und Aufpralldauer in Abhängigkeit von Fallhöhe und Gewicht des Blockers erlaubt. Angegeben wird dabei jeweils die 5. und 95. Perzentile. Die große Masse der Blöcke führte zu hohen Krafteinwirkungen von bis zu 8 MN und Eindringtiefen von bis zu 85 cm.

2.3.2 Gerber W., Volkwein A. (2010): Impact loads of falling rocks on granular material

2.3.2.1 *Allgemeines und Vorgangsweise*

Die beiden Autoren, die am WSL in der Schweiz arbeiten, untersuchten dynamische Einschläge von Blöcken auf unterschiedlich dicke Schotterschichten. Ziel war es, Eindringtiefe und Beschleunigungen zu ermitteln. Bei den Versuchen wurden zwei Blöcke mit einem Gewicht von 800 bzw. 4000 kg verwendet. Diese wurden auf eine 0,5 bzw. 1,3 m dicke Schicht aus ca. 75 % Schotter fallen gelassen, die direkt auf das Grundgestein aufgebracht wurde. Der Rest der Überdeckung bestand aus feineren Bestandteilen. Nach jedem Versuch wurde etwas frischer Boden auf das Versuchsgelände gebracht.

Über unterschiedliche Fallhöhen von 2,5 bis 15 m wurde die Energie zwischen 20 und 600 kJ variiert. Gemessen wurde die Beschleunigung mit vier Beschleunigungssensoren mit 5000 Hz Messfrequenz. Im Zuge der Datenverarbeitung wurden die Messwerte der vier Sensoren gemittelt. Um Vibrationen zu eliminieren war eine weitere Mittelung von je 11 Werten nötig.

2.3.2.2 *Resultate und Diskussion*

Die Eindringtiefe der Blöcke nahm mit zunehmender Fallhöhe zu. Beim 4000 kg Block wurden bei geringerer Mächtigkeit des Bodens kleinere Eindringtiefen gemessen. Zudem war die Beschleunigung bei 0,5 m Auflage größer. Die maximal gemessene Beschleunigung betrug 1620 m/s². Beim 800 kg Block kam es zu keiner signifikanten Änderung der Beschleunigung und der Eindringtiefe mit der Bodenmächtigkeit. Es konnte zudem gezeigt werden, dass bei hoher Eindringtiefe die Beschleunigung geringer ist als bei geringer Eindringtiefe. Weiters zeigten die Ergebnisse, dass die Form des Beschleunigungsverlaufs beim Einschlag für die unterschiedlichen Blockgrößen verschieden ist. Der zweite Beschleunigungspeak, der sich bei allen Versuchen ausbildete, war unterschiedlich mächtig.

Dass bei den Versuchen mit 800 kg Gewicht keine signifikante Änderung der Beschleunigung beim Aufprall bei Variation der Bodenmächtigkeit festgestellt wurde, argumentieren die Autoren mit der Versuchsabfolge. Bei den Versuchen auf die 50 cm dicke Bodenschicht wurde zuerst der 800 kg Block eingesetzt, während bei

den Versuchen auf die dickere Bodenschicht zuerst der schwere Block getestet wurde. Das zeigt auf, wie wichtig die Vorverdichtung des Dämpfungsmaterials ist. Schellenberg et al. führte 2004 ähnliche Versuche auf mit einer Walze verdichtetem Schotter durch. Dabei wurden deutlich größere Beschleunigungen gemessen.

2.3.3 Calvetti F. et al. (2005): Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils

2.3.3.1 *Ziel der Arbeit und Vorgangsweise*

Calvetti, di Prisco und Vecchiotti untersuchten die Wirkung von Steinschlag auf loses Material. Ziel der Arbeit war es, die auf Steinschlaggalerien wirkenden Kräfte besser abschätzen zu können. Dafür wurden großmaßstäbliche Versuche und eine numerische Simulation durchgeführt, wobei auf die Simulation in dieser Arbeit nicht näher eingegangen wird. Bei den Versuchen wurde eine 850 kg schwere Stahlbetonkugel aus Höhen von 5 bis 20 m fallen gelassen. Damit konnten Energien von etwa 40 bis 150 kJ simuliert werden.

Die Versuche können in 4 verschiedene Versuchsreihen unterteilt werden. In den ersten beiden Versuchsreihen wurde der Einschlag auf eine etwa 20° geneigte sowie auf eine horizontale, jeweils lose Schotterschicht simuliert. Der Schotter wurde in eine 2,6 m tiefe Stahlbetongrube mit einer Mächtigkeit von 2 m eingebracht. Nach jedem Versuch wurde ein Meter abgetragen und wieder neu aufgebracht. In der dritten Versuchsreihe testete man auf eine verdichtete Schotterschicht, während in der vierten Versuchsreihe ein trockener, künstlicher Ton („LECA“) zum Einsatz kam.

Gemessen wurde mit drei Beschleunigungssensoren sowie mit acht Kraftaufnehmern, die auf dem Betonfundament unter der Schotterschicht positioniert wurden. Damit konnten sowohl einwirkende Kräfte, als auch die Kräfte auf die darunterliegende Struktur, ermittelt werden.

2.3.3.2 *Resultate und Diskussion*

Die ersten beiden Versuchsreihen zeigten, dass die Neigung der Schotterschicht keinen Einfluss auf die vertikale Beschleunigung des Blocks hat. Die von den Kraftaufnehmern gemessenen Kräfte nehmen allerdings mit der Neigung ab. Die Auflagerkräfte waren dabei größer als die vom Beschleunigungssensor gemessenen. Interessant ist weiters, dass sich ab dem zweiten Versuch ein zweiter Peak ausbildete, der

mit Fortführung der Versuche immer deutlicher wurde. Die Autoren führen diesen zweiten Peak auf die unterschiedliche Verdichtung der Schotterschichten zurück. Während die untere Schicht durch die vorhergegangenen Versuche verdichtet wurde, tauschte man die obere Schicht immer aus. In der dritten Versuchsreihe wurde die obere Schicht nicht mehr ausgetauscht. Die Beschleunigung sowie die Kräfte am Boden nahmen stark zu, während der zweite Peak verschwand. Die Zunahme der Kräfte am Boden war allerdings nicht so stark wie jene der Beschleunigung. Die Autoren vermuteten, dass sich die dynamische Verstärkung der Kräfte durch die durchgehende, gleichmäßige Verdichtung des Schotters verminderte. Die in Testreihe vier untersuchte LECA-Überdeckung führte in etwa zu denselben Ergebnissen wie die lockere Schotterschicht in Testreihe zwei.

2.3.4 Lambert S. et al. (2009): Experimental study of the impact response of geocells as components of rockfall protection embankments

2.3.4.1 *Ziel der Arbeit und Vorgangsweise*

Die französischen Autoren beschäftigten sich mit der dämpfenden Wirkung von gefüllten Gabionen, die den Aufprall von Blöcken auf Steinschlagschutzdämme mindern sollten. Sie testeten das Verhalten von groben Blöcken (Korngröße 180 mm), Sand und einer Mischung von Sand und Reifenteilen beim Einschlag einer Stahlkugel. Zudem wurde die seitliche Verformungsfreiheit der Gabione variiert. Getestet wurden freie, eingeschränkte sowie keine seitliche Verformungsfreiheit.

Auf die Gabionen wurde eine mit Beton ausgegossene Stahlkugel mit 260 kg Gewicht aus 5,5 m Höhe abgeworfen (13,5 kJ). Gemessen wurde die Beschleunigung mit einem Beschleunigungssensor in der Stahlkugel sowie die Auflagerkräfte der Stahlbetonplatte, auf der die Testobjekte situiert waren.

2.3.4.2 *Resultate und Diskussion*

Die Ergebnisse zeigen, dass sowohl das Füllungsmaterial als auch die seitliche Verformungsfreiheit einen erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Die Auflagerkräfte waren, unabhängig von der Lagerungsart, bei den groben Gesteinsbrocken am geringsten. Es folgte Sand und die Sand-Gummi-Mischung. Bei allen Füllungsmaterialien waren die Auflagerkräfte bei voller seitlicher Verformungsfreiheit am geringsten. Betrachtet man die einwirkenden Kräfte kommt man zu anderen Ergebnissen.

Hier liefert Sand und die Sand-Gummi-Mischung bei voller Verformungsfreiheit geringere Werte als die Blöcke. Weiters ist interessant, dass die Auflagerkräfte, mit Ausnahme des Versuches auf die mit Blöcken gefüllte Gabione bei voller Verformungsfreiheit, größer sind als die einwirkenden Kräfte.

Wieso bei voller Verformungsfreiheit geringere Energien gemessen werden als bei begrenzter Verformungsfreiheit, wurde von den Autoren darauf zurückgeführt, dass Energie zusätzlich zur Verdichtung auch durch die seitliche Ausdehnung abgebaut werden kann. Die mit Blöcken gefüllte Gabione lieferte deshalb die geringsten Auflagerkräfte, weil durch die Zerstörung von Blöcken zusätzlich Energie abgebaut wurde. Die Autoren wiesen darauf hin, dass Auflagerkräfte, die größer sind als die einwirkenden Kräfte, bereits früher vom Masuya und Kajikawa (1991) und Montani Stoffel (2005) beobachtet wurden.

2.3.5 Heymann A. et al. (2010): Impact load transmission within a half scale sandwich rockfall protection wall

2.3.5.1 *Ziel der Arbeit und Vorgangsweise*

Die Autoren dieser Arbeit untersuchten das Verhalten eines aus verschiedenen Materialien aufgebauten Steinschlagschutzdamms bei einem Treffer. Ziel der Arbeit war es, die Fortpflanzung der Einschlagenergie im Dammkörper zu messen. Der getestete Damm bestand aus vorgelagerten Schottergabionen, einer Feinkiesschicht und einer Betonwand, welche durch eine Dammböschung gestützt wurde. Das Bauwerk wurde im Maßstab von 1:2 errichtet. Die Schottergabionen und die Feinkiesschicht hatten eine Dicke von je 0,5 m, die Stahlbetonwand war etwas dünner. Das Bauwerk war in etwa 1,5 m hoch. Die vorgesetzten Gabionen waren mit gebrochenem Kalkstein, der eine Korngröße von 80 bis 150 mm aufwies, gefüllt. Die Korngröße der Feinkiesschicht variierte zwischen 0,2 und 5 mm.

Belastet wurde der Damm mit einer 260 kg schweren Stahlkugel, die an einem Seil befestig wurde und auf das Bauwerk schwang. Dadurch wurden Energien von 2 bis 10 kJ aufgebracht. Der 10-kJ-Versuch wurde zweimal durchgeführt, um den Effekt der Vordichtung zu quantifizieren. Gemessen wurden die Beschleunigungen der Stahlkugel, die Beschleunigungen im Grenzbereich Schottergabionen/ Feinkiesschicht und die Beschleunigungen mitten in der Feinkiesschicht. Zudem war ein Drucksensor an der Betonwand angebracht. Die Messfrequenz betrug 40.000 Hz.

Um Schwingungen zu beseitigen, wurden die Messwerte mit einem Butterworth-Tiefpass-Filter mit einer Grenzfrequenz von 1.000 Hz gefiltert.

2.3.5.2 *Resultate und Diskussion*

Mit zunehmender Fallenergie der Stahlkugel nehmen auch die gemessenen Beschleunigungen sowie die Drücke an der Betonwand zu. Beim zweiten Impact mit 10 kJ kam es zu höheren Beschleunigungen. Die Beschleunigungen nehmen beim Durchgang durch das Bauwerk schnell ab. Beim 8-kJ-Impact wurde an der Kugel eine Beschleunigung von fast 1.700 m/s² gemessen. Beim Beschleunigungssensor in der Mitte der Feinkiesschicht kamen davon nur knapp 250 m/s² an. Interessant ist, dass die gemessenen Druckkräfte mit zunehmender Fallenergie nicht linear, sondern deutlich steiler zunahmen.

3 Material und Methoden

3.1 Beschreibung des verwendeten Systems

3.1.1 Stahlschneebrücke

Auf Anregung der Gebietsbauleitung Bludenz werden in dieser Arbeit die derzeit eingesetzten Werke mit einer Höhe von 4,5 m verwendet (Abbildung 8).

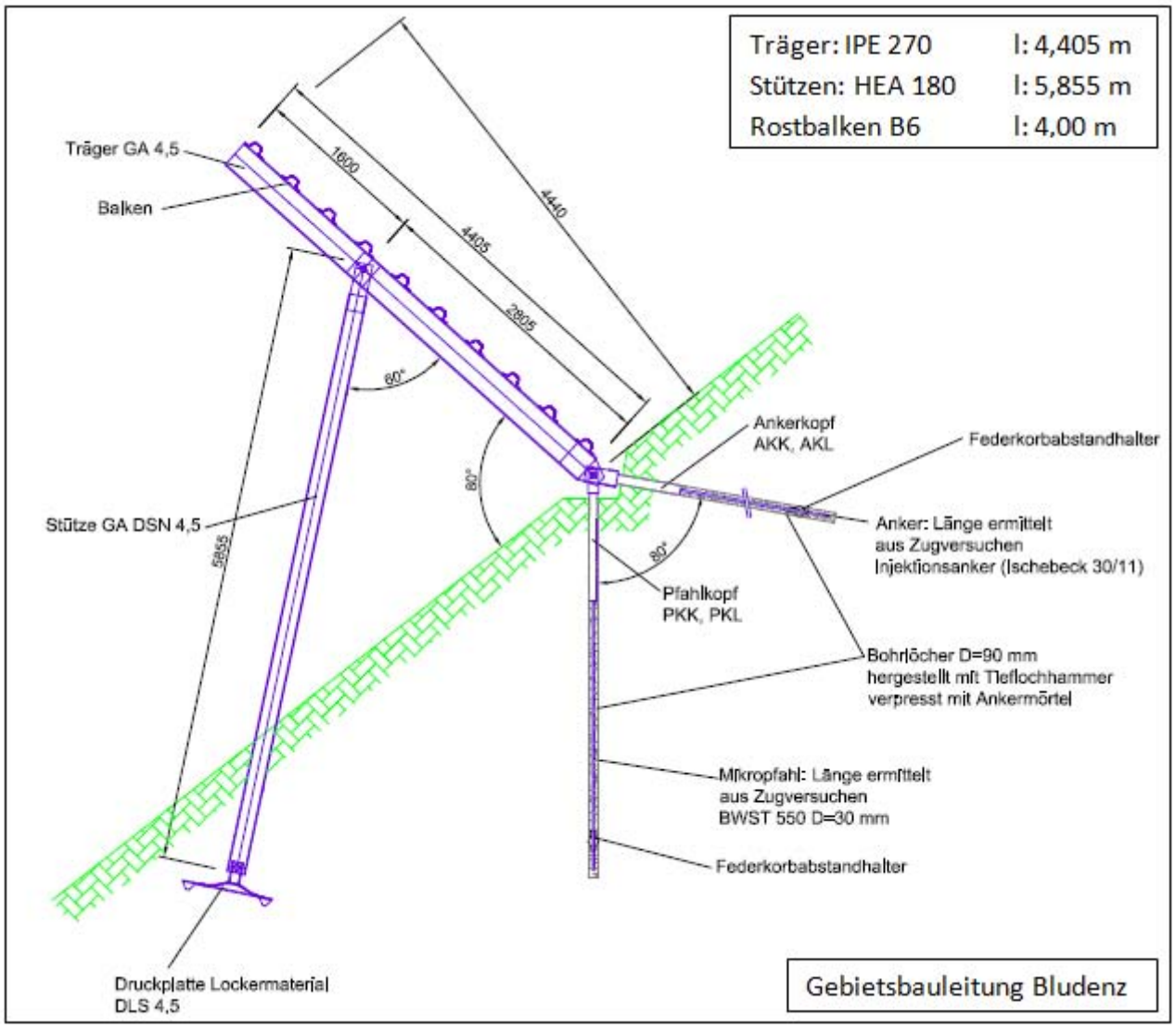


Abbildung 8: Stahlschneebrücke, Bautyp GA 4,5/1, Schnitt durch Stütze

Der Träger und die Rostbalken weisen die Stahlgüte S355 auf, die Stahlgüte der Stütze ist mit S235 geringer. Im Anhang 3 sind ein solches Werk sowie die einzelnen Komponenten, dargestellt.

3.1.2 Wahl der Überdeckung

Nach eingehenden Überlegungen und Durchsicht der Literatur wurde entschieden, die Dämpfungsschicht als 50 cm dicke Schotterschicht auszuführen. Theoretisch (DIN EN ISO 14688-1 2013-12) werden als Schotter Korngemische mit einer maximalen Korngröße von 63 mm verstanden. In dieser Arbeit werden aufgrund der praktischen Verwendung auch größere Korngrößengemische als Schotter bezeichnet.

Um eine wirksame Dämpfung zu erhalten sind mindestens 50 cm Mächtigkeit notwendig (ASTRA 12 006, 2008). Die Deckschicht dicker auszuführen scheint ebenfalls nicht zweckmäßig, da das Eigengewicht möglichst gering gehalten werden soll. Da in steinschlaggefährdeten Hängen meist grober Schotter vorhanden ist, wurde dieser als Deckungsmaterial verwendet. Der Schotter wird in großen Gabionen aus Drahtgeflecht mit einer Dicke von 25 cm auf die Stahlschneebrücken aufgebracht (Abbildung 9). Es sind infolgedessen 2 Gabionen übereinander notwendig, um eine 50 cm starke Deckschicht zu erhalten. Am Boden jeder Gabione wird ein Geotextil eingebaut. Abstandhalter sorgen dafür, dass die vorgesehene Dicke von 25 cm erreicht wird.

Abbildung 9: Gefüllte Gabionen auf einer Stahlschneebrücke vor den Versuchen.

3.2 Statischer Nachweis

Eine Überdeckung von Stahlschneebrücken mit Schotter kann nur dann ausgeführt werden, wenn die Standfestigkeit im Winter erhalten bleibt. Das muss für verschiedene Neigungen und Gleitfaktoren getrennt berechnet werden. Die Berechnung erfolgt nach den Schweizer Richtlinien (Margreth, 2010).

3.2.1 Einwirkungen auf die Stahlschneebrücke

3.2.1.1 *Allgemeines*

Stahlschneebrücken werden auf statischen Schneedruck bemessen. Dieser entsteht durch lokales Abbremsen der Kriech- und Gleitbewegungen der Schneedecke (Abbildung 10).

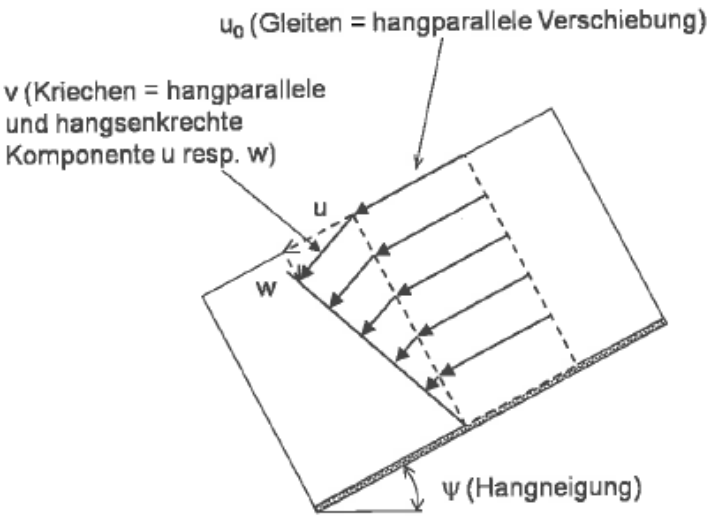


Abbildung 10: Kriechen und Gleiten nach Miklau und Sauermoser, 2010

Bei der Bemessung wird laut Schweizer Richtlinie 0704 (Margreth, 2007) zwischen zwei Lastmodellen unterschieden (Abbildung 11). Im ersten Fall wird angenommen, dass das Stützwerk voll eingeschneit ist. Die Dichte des Schnees wird dabei mit 0,27 t/m³ angenommen. Beim zweiten Lastfall wird von einer gesetzten Schneedecke ausgegangen, die nur auf die unteren 77% der Werkshöhe anzusetzen ist. Dafür wird aber die Schneedichte mit 0,40 t/m³ angenommen. Dadurch ändert sich der Angriffspunkt der Last.

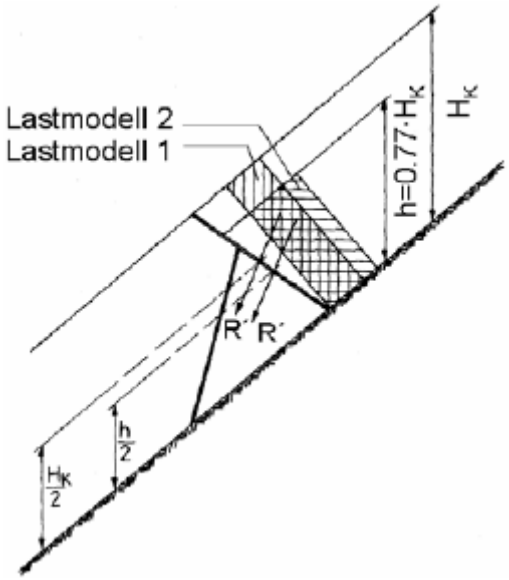


Abbildung 11: Lastmodell 1 und Lastmodell 2 aus der Schweizer Richtlinie (Margreth, 2007)

3.2.1.2 *Schneedruck*

Für die Bemessung wird der Schneedruck in eine hangparallele und eine hangsenkrechte Komponente geteilt. Der hangparallele Schneedruck auf eine unendlich lange, hangsenkrechte Fläche berechnet sich je m Werkslänge nach (6) wie folgt:

$$S'_N = \rho \cdot g \cdot \frac{H^2}{2} \cdot K \cdot N \qquad (6)$$

mit:

S'_N	hangparalleler Schneedruck auf eine unendlich lange, hangsenkrechte Fläche je m Werkslänge in kN/m
ρ	mittlere Dichte der Schneedecke, je nach Lastfall 0,27 t/m³ oder 0,40 t/m³
g	Erdbeschleunigung, Konstante, 9,81 m/s²
H	lotrecht gemessene Schneehöhe in m
N	Gleitfaktor nach Tabelle 1
K	Kriechfaktor von Hangneigung ψ und Dichte ρ abhängig

$$K = (2{,}50\rho^3 - 1{,}86\,\rho^2 + 1{,}06\rho + 0{,}54) \cdot \sin 2\psi \qquad (7)$$

ψ	Hangneigung in Grad [°]

Bodenklassen	Exposition WNW-N-ENE	Exposition ENE-S-WNW
Klasse 1 Grober Blockschutt (d* ≥ 30 cm) Von kleineren und größeren Felsblöcken stark durchsetztes Gelände	1.2	1.3
Klasse 2 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 Grober Schotter (d* ca. 10–30 cm)	1.6	1.8
Klasse 3 Kurzhalmige Grasnarbe, von Kleinsträuchern durchsetzt (Erika, Alpenrosen, Heidelbeeren, Erlengebüsch, Legföhren von unter ca.1 m Höhe) Feiner Schotter (d* ≤ 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 Glatte, langhalmige, geschlossene Grasnarbe Glatte, anstehende Felsplatten mit hangparalleler Schichtung Glatter, mit Erde vermischter Hangschutt Sumpfige Mulden	2.6	3.2

Tabelle 1: Gleitfaktoren für unterschiedliche Bodenklassen und Expositionen nach Margreth (2007).

Die hangsenkrechte Komponente auf eine unendlich lange, hangsenkrechte Fläche ergibt sich pro m Werkslänge nach (8).

$$S'_Q = S'_N \cdot \frac{a}{N \cdot \tan\psi} \qquad (8)$$

mit:

S'_Q hangsenkrechte Komponente des Schneedrucks auf eine unendlich lange, hangsenkrechte Fläche je m Werkslänge in kN/m

a Stoffgröße, abhängig von der Querzahl m bei einaxialem Druck. a wurde laut Schweizer Richtlinie mit 0,5 angenommen

ψ Hangneigung in Grad [°]

Da sowohl die hangparallelen als auch die hangsenkrechten Kräfte auf eine hangsenkrechte Fläche bezogen sind, ist bei nicht hangsenkrecht angeordneten Stützwerken zusätzlich das Gewicht des Schneeprismas zwischen der Hangsenkrechten und der Stützfläche zu berücksichtigen (Abbildung 12).

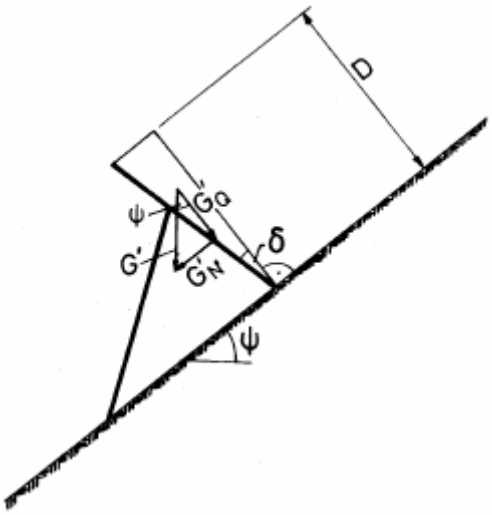


Abbildung 12: Zuschlag bei nicht hangsenkrechter Stützfläche nach Margreth (2006).

Der Zuschlag pro m Werkslänge wird nach (9) berechnet.

$$G' = 1{,}5 \cdot D_K^2 \cdot \tan\delta \qquad (9)$$

mit:

G' Zuschlag bei nicht senkrechter Stützfläche in kN/m

D_K Wirksame Rosthöhe in m

δ Winkel zwischen Stützfläche und Hangsenkrechter, beim untersuchten Typ 10°

3.2.1.3 *Randkräfte*

Am Rand von Stützverbauungen sind die angreifenden Kräfte deutlich höher als im zentralen Bereich. Der Grund dafür ist, dass die Schneedecke die Werke seitlich umfließt. Dadurch staut sich ein breiterer Bereich hinter den betroffenen Stahlschneebrücken. Insbesondere bei hohen Gleitfaktoren ist dieser Effekt ausgedehnt. Die Randkräfte nehmen in der Realität Richtung Rand kontinuierlich zu, und erreichen am Rand ihr Maximum. Für die praktische Berechnung wird folgendes Lastmodell verwendet (Abbildung 13).

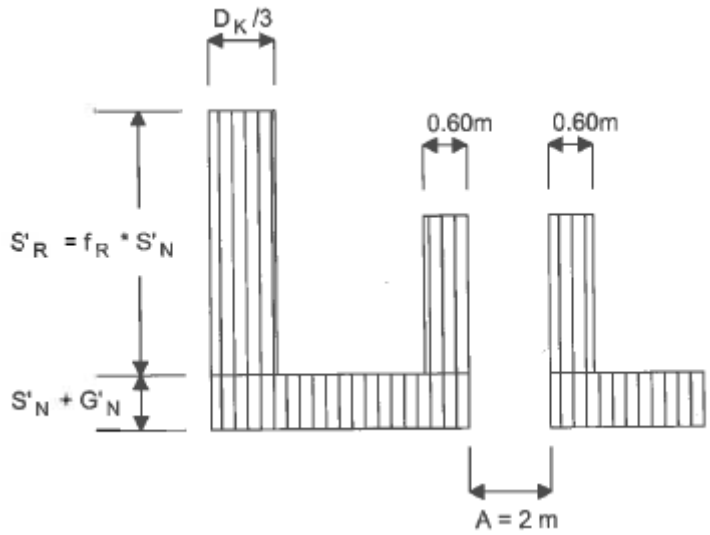


Abbildung 13: Randkräfte bei freiem Werkrand (A > 2 m) und bei einem Werksabstand von 2 m, Miklau und Sauermoser, 2010

Die zusätzlichen Randkräfte S'_R berechnen sich pro m Werkslänge nach (10).

$$S'_R = f_R \cdot S'_N \tag{10}$$

mit:

S'_R im Randbereich zusätzlich anzusetzende Kräfte in kN/m

S'_N hangparalleler Schneedruck in kN/m

f_R Randfaktor

$$f_R = (1{,}00 + 1{,}25 \cdot N) \cdot \frac{A}{2} \leq (1{,}00 + 1{,}25 \cdot N) \tag{11}$$

A seitlicher Werkszwischenraum in m

N Gleitfaktor nach Tabelle 1

3.2.1.4 *Resultierender Schneedruck*

Den resultierenden Schneedruck R' pro m Werkslänge erhält man durch Addition der hangparallelen und der hangsenkrechten Komponente nach (12). Im Randbereich muss zu S'_N [kN/m] zusätzlich S'_R [kN/m] addiert werden.

$$R' = \sqrt{R'^2_N + R'^2_Q} = \sqrt{(S'_N + G'_N)^2 + \left(S'_Q + G'_Q\right)^2} \quad (12)$$

mit:

R' resultierender Schneedruck pro m Werkslänge in kN/m

R'^2_N gesamt wirkende hangparallele Kräfte in kN/m

R'^2_Q gesamt wirkende hangsenkrechte Kräfte kN/m

Der Angriffswinkel $\tan \varepsilon_R$ ergibt sich nach (13).

$$\tan \varepsilon_R = \frac{R'_Q}{R'_N} \quad (13)$$

mit:

ε_R Angriffswinkel in °

R'^2_N gesamt wirkende hangparallele Kräfte kN/m

R'^2_Q gesamt wirkende hangsenkrechte Kräfte kN/m

3.2.1.5 *Schneedruck auf den Rost*

Der spezifische Schneedruck p_h wirkt senkrecht auf den Rost. Er wird aus der Resultierenden R' abgeleitet (14). Verwendet wird dafür das Lastmodell 2, mit verminderter Schneehöhe aber erhöhter Schneedichte (0,40 t/m³). Hier treten auf die belasteten Rostbalken höhere Kräfte auf. Im Randbereich ist die durch Randkraft S'_N erhöhte Resultierende anzusetzen.

$$p_h = \frac{R' \cdot \cos(\delta - \varepsilon_R)}{0{,}77 \cdot B_k} \quad (14)$$

mit:

p_h spezifischer Schneedruck senkrecht zum Rost in kN/m²

δ Winkel zwischen Stützfläche und Hangsenkrechter, beim untersuchten Typ 10°

ε_R Winkel zwischen R' und Hangparalleler, zu berechnen mit a = 0,35 (siehe (8))

B_k Wirksame Rosthöhe

Der Rost wird neben den senkrecht auf den Rost wirkenden Kräften auch quer durch die spezifische Querlast q_h belastet (15). Diese wirkt infolge von Deformationen in

der Schneedecke auf den Rost und greift am äußersten bergseitigen Rand der einzelnen Rostbalken an.

$$q_h = \frac{R' \cdot \sin(\varepsilon_R - \delta)}{0{,}77 \cdot B_k} \geq 0{,}2 * p_h \qquad (15)$$

mit:

q_h spezifische Querlast auf den Rost in kN/m²

Die in der Formel vorkommenden Parameter sind ident mit jenen in (14). Zu beachten ist, dass die minimal wirkende Querlast q_h mindestens 20% der senkrecht auf die Rostbalken wirkenden Komponente p_h beträgt. Bei großen Hangneigungen und Gleitfaktoren ist dieser Minimalwert meist maßgebend.

Auf die unteren Rostbalken wirken aufgrund des höheren Schneedrucks wegen des Schneegleitens höhere Kräfte. Deshalb werden die angreifenden Kräfte auf das untere Viertel der Verbauung um 25 % erhöht (Abbildung 14).

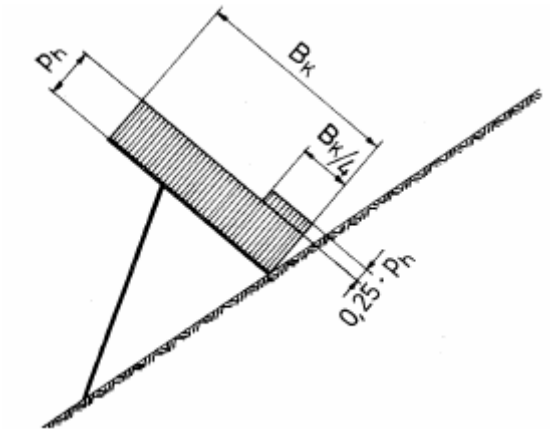


Abbildung 14: Verteilung des spezifischen Schneedrucks p_h auf den Rost (nach Margreth, 2007)

3.2.1.6 *Zusatzbelastung durch Schotterüberdeckung*

Die Wichte der Schotterüberdeckung wurde mit 18 kN/m³ angenommen (Vismann, 2015). Pro m Verbauungslänge resultiert bei einer Werkshöhe von 4,5 m eine zusätzliche Last von 33,1 kN. In Summe weist der verwendete Bautyp 10 Rostbalken auf. Pro Rostbalken ist infolgedessen eine Last von 3,31 kN pro m Verbauungslänge aufzubringen.

3.2.2 Vorversuche

Vor der Bemessung an sich wurde ein Rostbalken vom Typ B6 mit einer Druckprüfmaschine belastet, und die Verformungen gemessen. Da die Rostbalken nicht besonders steif sind, stellte sich die Frage, ob diese Bauteile mit herkömmlichen Methoden bemessen werden können. Es besteht die Gefahr, dass es zu einem Beulen des Bauteils kommt. Beulen ist ein Stabilitätsproblem, welches von herkömmlichen Statikprogrammen (z. B. Inventor) nicht berücksichtigt wird (Scheuermann, 2012). Deshalb wurde ein Rostbalken in einem klassischen Dreipunkt-Biegeversuch geprüft. Die gemessene Durchbiegung kann dann mit der Durchbiegung in einem beliebigen Statikprogramm, das die Eingabe der Form des Rostbalkens zulässt, verglichen werden. Bei abweichenden Durchbiegungen ist eine Berechnung nur mit komplexen Programmen möglich, die auch Knicken und Beulen berücksichtigen.

3.2.2.1 *Versuchsaufbau*

Beim Dreipunkt-Biegeversuch wird der Rostbalken auf den Punkten, an denen er normalerweise auf den Trägern aufliegt, in die Prüfmaschine eingebracht und anschließend gedrückt (Abbildung 15). Geprüft wurde ein Rostbalken vom Typ B6 (stärke 6 mm). Auch bei den Hauptversuchen wurde ausschließlich dieser Typ verwendet.

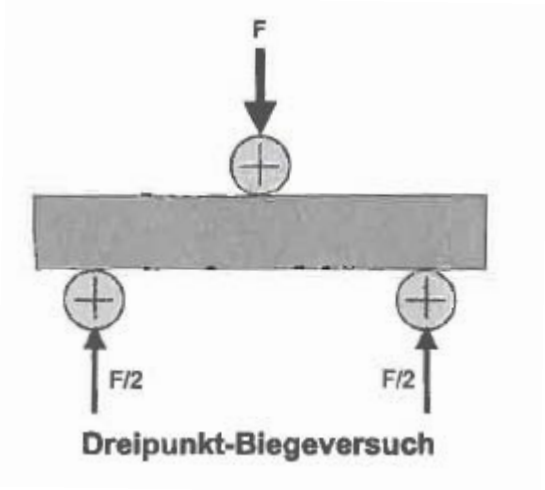


Abbildung 15: Anordnung beim Dreipunkt-Biegeversuch nach Heine, 2003

3.2.2.2 *Durchgeführte Versuche*

Beim Versuch wurde der Rostbalken mit verschiedenen Kräften belastet, und anschließend wieder entlastet. Begonnen wurde mit einer Kraft von 0,1 kN, welche schrittweise auf 5 kN erhöht wurde. In Summe wurden sechs Versuche durchgeführt (Tabelle 2).

Versuch Nr.	Aufgebrachte Kraft [kN]
1	0,1
2	0,5
3	2,0
4	3,0
5	4,0
6	5,0

Tabelle 2: Bei den einzelnen Versuchen auf den Rostbalken aufgebrachte Kraft in kN

3.2.2.3 *Messtechnik*

Die Spannungen im Rostbalken wurden mit Dehnmessstreifen des Herstellers HBM gemessen. In Summe wurden 9 Dehnmessstreifen des Typs 6/120 LY61 und 3 Rosetten des Typs 10/120 RY31 verwendet. Diese waren in drei Gruppen angeordnet (Abbildung 16). In Anhang 3 befindet sich eine maßstäbliche Skizze des Rostbalkens.

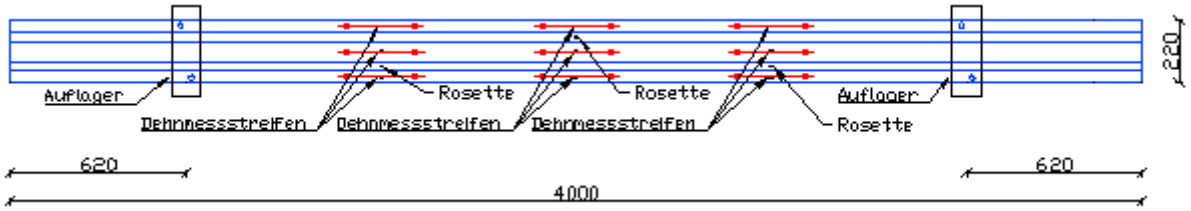


Abbildung 16: Anordnung der Dehnmessstreifen auf dem Rostbalken

Die eingebrachte Kraft sowie die Durchbiegung konnte direkt an der Prüfmaschine abgelesen werden. Zusätzlich wurde die Durchbiegung mithilfe eines Wegaufnehmers Typ 1-WA/200MM-L des Herstellers HBM gemessen. Dieser wurde mittig unter der belasteten Stelle positioniert. Als Messkraftverstärker diente das QuantumX MX1615B (ebenfalls HBM). Sowohl der Wegaufnehmer als auch das Quantum sind in Abschnitt 3.3.3 beschrieben.

3.2.3 Schnittkraftermittlung

Die Schnittkräfte auf Stützen und Träger wurden mit dem Statikprogramm RuckZuck 6.0 der Firma Mursoft berechnet. Im Programm lässt sich ein Schnitt durch die Stahlschneebrücke nachbilden. Auch die Querschnitte der einzelnen Bauteile sowie Gelenke lassen sich definieren (Mursoft Wörgötter, 2005). Dadurch kann das Eigengewicht, das in der Praxis vernachlässigt wird (Margreth, 2006), ohne zusätzlichen Aufwand mitberechnet werden. Die Lasten wurden als Linienlasten aufgebracht. Dafür musste die resultierende Kraft pro m Verbauungslänge R' durch die Verbauungshöhe (in diesem Fall 4,5 m) dividiert werden. In Abbildung 17 ist links die Belastung durch das Eigengewicht inklusive Schottergabionen und rechts die Belastung durch Schnee für eine Hangneigung von 30° und einem Gleitfaktor von 1,2 dargestellt.

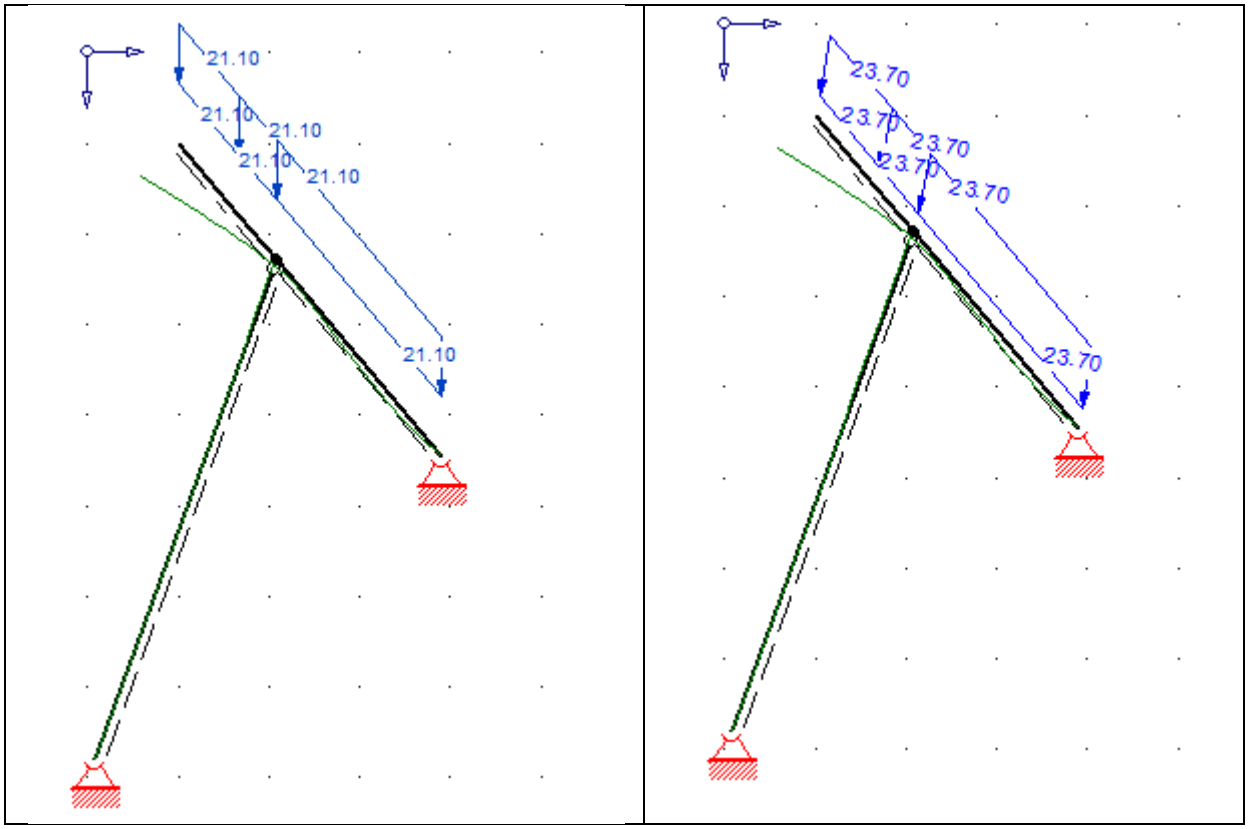


Abbildung 17: Modelle aus RuckZuck: Links Lasten durch Eigengewicht und Schottergabionen, rechts Belastung durch den einwirkenden Schnee für eine Hangneigung von 30° und einen Gleitfaktor von 1,2.

Nach vollständiger Eingabe liefert das Programm die maximalen Schnittkräfte im jeweiligen Querschnitt (Mursoft Wörgötter, 2005). Für die ständigen Lasten (Eigengewicht) wird der Teilsicherheitsbeiwert 1,35 angesetzt, bei veränderlichen Lasten (Schneelast) wird der Teilsicherheitsbeiwert 1,50 verwendet. (EC 1, 1990)

Pro Neigung und Gleitfaktor wurde die Modellierung insgesamt vier Mal durchgeführt. Für beide Lastmodelle wurde jeweils eine Berechnung im zentralen Bereich, sowie am Randbereich ausgeführt.

3.2.4 Bemessung

3.2.4.1 *Nachweis des Trägers nach EC 3 (ÖNORM EN 1993-1, 2014-10-15)*

Der IPE 270 Träger ist je nach Lastmodell unterschiedlich belastet. Bei voller Schneehöhe greift sowohl das größte Moment als auch die größte Querkraft im Auflager der Stütze an. Anders ist es beim Lastmodell 2. Hier greift die maximale Querkraft nach wie vor am Auflager an, das maximale Moment aber in Feldmitte. Die Bemessung wird für beide Positionen durchgeführt.

Nachweis des Trägers am Anschluss der Stütze

Im Auflagerpunkt greifen auf den Träger sowohl Moment M_{Sd}, Querkraft V_{Sd} und Normalkraft N_{Sd} an. Bei vorwiegender Belastung durch M_{Sd} fällt der Träger in die Querschnittsklasse 1.

Als Erstes muss nachgewiesen werden, dass die Querkraft V_{Sd} nicht die aufnehmbare Querkraft $V_{pl.Rd}$ übersteigt (16).

$$V_{Sd} \leq V_{pl.Rd} \tag{16}$$

mit:

V_{Sd} einwirkende Querkraft in kN

$V_{pl.Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbare Querkraft in kN

Anschließend entscheidet sich, ob der Nachweis aufgrund der vorhandenen Querkraft V_{Sd} abgemindert werden muss (17). Je nachdem ob dieser notwendig ist oder nicht, wird in Fall A und Fall B unterschieden.

$$V_{Sd} \leq 0{,}50 \cdot V_{pl.Rd} \tag{17}$$

Fall A: Keine Abminderung aufgrund der Querkraft notwendig

Ist keine Abminderung notwendig, sind die Nachweise nach (18) zu erfüllen. Das einwirkende Moment $M_{y,Sd}$ muss kleiner sein als das maximal aufnehmbare Moment $M_{Ny,Rd}$ und das maximal aufnehmbare Moment unter Einwirkung der Normalkraft $M_{Ny,Rd}$.

$$M_{y,Sd} \leq min\,(M_{Ny,Rd}\,;\, M_{pl,y,Rd}) \tag{18}$$

mit:

$M_{y,Sd}$ einwirkendes Momnet in kNm

$M_{Ny,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbares Moment unter Einwirkung der Normalkraft in kNm

$M_{pl,y,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbares Moment in kNm

$M_{pl,y,Rd}$ kann direkt aus Tabellen entnommen werden, während $M_{Ny,Rd}$ zu berechnen ist. Als Erstes ist dabei zu überprüfen, ob die Normalkraft N_{Sd} nicht die aufnehmbare Normalkraft $N_{pl,Rd}$ übersteigt (19).

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} \tag{19}$$

mit:

N_{Sd} einwirkende Normalkraft in kN

$N_{pl,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbare Normalkraft in kN

Als nächstes müssen die beiden für die Bemessung notwendigen Parameter a und n berechnet werden (20)(21). Der Verhältniswert a kann auch aus Tabellen abgelesen werden, n ergibt sich aus dem Verhältnis angreifender Normalkraft N_{Sd} zu maximal aufnehmbarer Normalkraft $N_{pl,Rd}$. Die in der Formel vorkommenden Parameter sind ident mit jenen in (14).

$$a = \min\left(\frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A}\,;0{,}5\right) \tag{20}$$

mit:

a	Beiwert
A	Querschnittsfläche des Trägers in mm²
b	Flanschbreite des Trägers in mm
t_f	Flanschdicke des Trägers in mm

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \tag{21}$$

mit:

n	Verhältniswert
N_{Sd}	einwirkende Normalkraft in kN
$N_{pl,Rd}$	maximal vom Träger aufnehmbare Normalkraft in kN

Das für die Bemessung notwendige, maximal aufnehmbare Moment unter Einfluss der Normalkraft $M_{NV,y,Rd}$ ergibt sich nach (22).

$$M_{NVy,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0{,}5 \cdot a} \tag{22}$$

mit:

$M_{NVy,Rd}$	maximal vom Träger aufnehmbares Moment unter Einwirkung der Normalkraft in kNm
$M_{pl,y,Rd}$	maximal vom Träger aufnehmbares Moment in kNm
n	Verhältniswert
a	Beiwert

Fall B: Abminderung aufgrund der Querkraft notwendig

Muss die Tragfähigkeit aufgrund der wirkenden Querkraft V_{Sd} abgemindert werden, erfolgt die Bemessung nach (23). Sowohl das durch die Querkraft abgeminderte Moment $M_{Vy,Rd}$ als auch das zusätzlich durch die Normalkraft beeinflusste maximale Grenzmoment $M_{NV,y,Rd}$ müssen größer als das Bemessungsmoment $M_{y,Sd}$ sein.

$$M_{y,Sd} \leq min\,(M_{Vy,Rd}\,;\, M_{NV,y,Rd}) \tag{23}$$

mit:

$M_{y,Sd}$ einwirkendes Moment in kNm

$M_{Vy,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbares Moment unter Berücksichtigung der Querkraft in kNm

$M_{NV,y,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbares Moment unter Berücksichtigung der Normalkraft in kNm

Sowohl $M_{Vy,Rd}$ als auch $M_{NV,y,Rd}$ müssen berechnet werden. Dafür ist zunächst der Beiwert ρ zu ermitteln (24).

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{z,Sd}}{V_{pl,z,Sd}} - 1\right)^2 \tag{24}$$

mit:

ρ Beiwert

$V_{z,Sd}$ einwirkende Querkraft in kN

$V_{pl,z,Sd}$ vom Querschnitt aufnehmbare Querkraft

Anschließend kann das bei einwirkender Querkraft vom Querschnitt maximal aufnehmbare Moment $M_{Vy,Rd}$ berechnet werden (25).

$$M_{Vy,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - \rho \cdot k_{My}) \tag{25}$$

mit

$M_{Vy,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbares Moment unter Berücksichtigung der Querkraft in kNm

$M_{pl,y,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbares Moment in kNm

k_{My} bauteilspezifischer Hilfswert

$$k_{My} = \frac{W_{pl,y,w}}{W_{pl,y}} \tag{26}$$

$W_{pl,y,w}$ Widerstandsmoment der wirksamen Schubfläche im plastischen Zustand

$W_{pl,y}$ Widerstandsmoment im plastischen Zustand

Für die Berechnung von $M_{NV,y,Rd}$ sind weitere Eingangswerte nötig. Als Erstes muss der Hilfswert a_{vz} berechnet werden (27). Dieser ergibt sich aus der Division der wirksamen Schubfläche A_{vz} durch die Gesamtfläche des Trägers A.

$$a_{vz} = \frac{A_{vz}}{A} \tag{27}$$

mit:

a_{vz} Hilfswert

A_{vz} wirksamen Schubfläche in cm²

A Querschnittsfläche des Trägers in cm²

Mit dem Hilfswert a_{vz} und dem Beiwert ρ kann aus dem plastischen Widerstand des Trägers gegen Normalkraft $N_{pl,Rd}$ die maximal aufnehmbare Normalkraft $N_{V,Rd}$ bei gleichzeitig wirkender Querkraft berechnet werden (28).

$$N_{V,Rd} = N_{pl,Rd} \cdot (1 - a_{vz} \cdot \rho) \tag{28}$$

mit:

$N_{V,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbare Normalkraft unter Berücksichtigung der Querkraft in kN

$N_{pl,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbare Normalkraft in kN

a_{vz} Hilfswert

ρ Beiwert

Für die Bemessung werden weiters $\mathrm{a_{red}}$ und n_V benötigt (29) (30). Der Hilfswert $\mathrm{a_{red}}$ ergibt sich durch die Abminderung von a aus (20) durch ρ. n lässt sich aus dem Verhältnis angreifender Normalkraft N_{Sd} zu maximal aufnehmbarer Normalkraft $N_{V,Rd}$ bei gleichzeitig wirkender Querkraft ermitteln.

$$\mathrm{a_{red}} = (1 - \rho) \cdot \mathrm{a} \tag{29}$$

mit:

$\mathrm{a_{red}}$ Hilfswert

ρ Beiwert

a Beiwert

$$n_V = \frac{N_{Sd}}{N_{V,Rd}} \tag{30}$$

mit:

n_V	Verhältniswert
N_{Sd}	einwirkende Normalkraft in kN
$N_{V,Rd}$	maximal vom Träger aufnehmbare Normalkraft unter Berücksichtigung der Querkraft in kN

Das durch die Querkraft abgeminderte und durch die Normalkraft beeinflusste, vom Träger maximal aufnehmbare Moment $M_{NV,y,Rd}$, kann nach (31) berechnet werden.

$$M_{NV,y,Rd} = M_{V,y,Rd} \cdot \frac{1 - n_V}{1 - 0{,}5 \cdot a_{red}} \tag{31}$$

mit:

$M_{NV,y,Rd}$	maximal vom Träger aufnehmbares Moment unter Berücksichtigung der Querkraft und der Normalkraft in kNm
$M_{V,y,Rd}$	maximal vom Träger aufnehmbares Moment unter Berücksichtigung der Querkraft in kNm
n_V	Verhältniswert
a_{red}	Hilfswert

Nachweis des Trägers bei maximalem Feldmoment

Dort wo das maximale Feldmoment auftritt, ist die Querkraft 0. Der Träger ist an dieser Stelle deshalb nur auf Moment M_{Sd} und auf Normalkraft N_{Sd} zu bemessen. Da der Träger vorwiegend durch M_{Sd} belastet wird, fällt er in die Querschnittsklasse 1.

Als Erstes ist zu prüfen, ob das plastische Grenzmoment $N_{pl,Rd}$ infolge der Längskraft N_{Sd} abzumindern ist. Keine Abminderung ist vorzunehmen, wenn die Bedingungen aus (32) und (33) erfüllt sind.

$$N_{Sd} > 0{,}25 \cdot N_{pl,Rd} \tag{32}$$

$$N_{Sd} > 0{,}5 \cdot N_{pl,w,Rd} \tag{33}$$

mit:

N_{Sd} einwirkende Normalkraft in kN

$N_{pl,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbare Normalkraft in kN

$N_{pl,w,Rd}$ plastische Grenzzugkraft des Stegbleches in kN

$$N_{pl,w,Rd} = a \cdot N_{pl,Rd} \tag{34}$$

a wirksame Schubfläche a nach (20)

Die Bemessung an sich erfolgt durch die Gegenüberstellung des maximalen Feldmoments M_{Sd} mit dem plastischen Grenzmoment $M_{pl,Rd}$ nach (35).

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} \tag{35}$$

mit:

M_{Sd} einwirkendes Moment in kNm

$M_{pl,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbares Moment in kNm

3.2.4.2 *Nachweis der Stütze nach EC 3 (ÖNORM EN 1993-1, 2014-10-15)*

Die Verbindung der Stütze (HEA 180) zum Träger (IPE 270) ist als Halbgelenk ausgeführt. Deshalb ist das Moment in der Stütze null (Pendelstütze). Der HEA- Träger wird nur durch zentrische Druckkraft belastet. Er fällt in die Querschnittsklasse 1. Bei der Bemessung muss als Erstes der Grenzwert gegen Biegeknicken $N_{b,Rd}$ ermittelt werden (36). Dabei ist Knicken um die schwache Achse anzunehmen.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (36)$$

mit:

$N_{b,Rd}$ Grenzwert der Stütze gegen Biegeknicken in kN

β_A Beiwert, 1 für Querschnittsklasse 1

A Querschnittsfläche des Trägers in mm²

f_y Nennwerte der Streckgrenze

γ_{M1} Teilsicherheitsbeiwert = 1,0

χ Abminderungsfaktor Biegeknicken

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (37)$$

ϕ Beiwert

$$\phi = 0{,}5\left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}^2\right] \quad (38)$$

α Imperfektionsbeiwert, von Knickspannlinie abhängig. Für HEA 180 und Knicken um die schwache Achse Knickspannlinie c, α = 0,49

$\bar{\lambda}$ bezogener Schlankheitsgrad

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad (39)$$

λ_1 Bezugsschlankheitsgrad 93,9 für S 235 bzw. 76,4 für S355

λ Schlankheitsgrad

$$\lambda = l \cdot i \quad (40)$$

l Knicklänge, bei Pendelstütze ident Stützenlänge

i Trägheitsradius

Beim Nachweis an sich wird die einwirkende Normalkraft N_{Sd} der abgeminderten Widerstandskraft der Stütze $N_{b,Rd}$ gegenübergestellt (41).

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (41)$$

mit:

N_{Sd} einwirkende Normalkraft in kN

$N_{b,Rd}$ maximal vom Träger aufnehmbare Normalkraft in kN

3.2.4.3 *Geotechnischer Nachweis*

Geotechnische Nachweise werden in dieser Arbeit nicht erbracht. Die innere Tragfähigkeit der Anker stellt bei ordnungsgemäßer Ausführung kein Problem dar. Kritisch ist vielmehr der Verbund des Ankerkörpers mit dem Boden (Krumpholz, 1999). Die Ankerlängen sind deshalb je nach angetroffenem Boden eigens festzulegen. Das gleiche gilt für die Dimensionierung der Bodenplatte (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011). Da die Bodenparameter meist stark streuen, ist die Festlegung der notwendigen Verankerungslängen bzw. Aufstandsflächen für die Bodenplatten schwierig (Krumpholz, 1999).

3.3 Hauptversuche

Um die Energieaufnahmekapazität von Stahlschneebrücken mit Überdeckung gegen Steinschlag zu bestimmen, wurden dynamische Versuche im Maßstab 1:1 durchgeführt. Dabei wurden Werke mit Steinschlagenergien von bis zu 150 kJ beaufschlagt. In Summe wurden vier Versuchsreihen durchgeführt: Die Widerstandskraft der Stahlschneebrücken wurden einmal mit und einmal ohne Schotterüberdeckung in Feldmitte und auf den Träger getestet.

Durchgeführt wurden die Versuche im Werksgelände von Zech Kies in Vorarlberg. Die verwendeten Stahlschneebrücken wurden von der Wildbach- und Lawinenverbauung zur Verfügung gestellt.

3.3.1 Versuchsaufbau

Bei den Versuchen wurde eine Stahlschneebrücke waagrecht unter einem Turm mit einem Kettenzug aufgebaut. Stützen wurden keine montiert. Stattdessen wurden an den Anschlusspunkten Kraftaufnehmer mit Kugelkalotten positioniert. Auch unter das untere Ende der Träger wurden Kraftaufnehmer gegeben. In das Betonfundament wurden Bewehrungsstäbe geklebt, die oberhalb der Träger, knapp neben den Kraftaufnehmern, mit speziell angefertigten Stahlteilen verbunden wurden. Die Stahlteile wurden mit Schmetterlingsflügelmuttern, die mäßig fest angezogen wurden, befestigt. Dadurch sollte verhindert werden, dass der Träger beim Impact von den Kraftaufnehmern springt.

Bei den Versuchen mit Überdeckung wurden zwei mit grobem Schotter gefüllte Großraumgabionen mit einer Dicke von 25 cm übereinander auf die Stahlschneebücke aufgebracht. Die Gesamtdicke der Schotterschicht betrug folglich 50 cm. Die Gabionen wurde von der Firma J. Krismer mit Sitz in Rum zur Verfügung gestellt. Gefüllt wurden die Gabionen mit Schotter der Körnung 70-150, der von der Zech Kies zur Verfügung gestellt wurde. Am Boden der Gabionen wurde je ein Geotextil mit einem Gewicht von 250 g/m² eingebaut. Nach der Füllung der Gabionen wurden diese jeweils mit einem Deckel aus Drahtgitternetz verschlossen, welcher mit Stahlklammern befestigt wurde.

Als Block wurde ein aus Stahlbeton gegossener Würfel mit einem Gewicht von 2310 kg verwendet (Abbildung 18). Die Kanten des Würfels waren abgenommen, die

Form entsprach damit jener, die auch beim Test von Steinschlagschutznetzen verwendet werden (ETAG 027, 2013).

Abbildung 18: Für die Tests verwendete Blöcke aus Stahlbeton, Höhe 1 m

3.3.2 Durchgeführte Versuche

In Summe wurden vier Versuchsreihen mit je 5 Versuchen durchgeführt. Davon wurde die Stahlschneebrücke jeweils mit und ohne Überdeckung in Feldmitte (Lastfall 1, Versuche 1-10) und direkt auf den Träger (Lastfall 2, Versuche 11-20) belastet. In Abbildung 19 und Abbildung 20 ist der Versuchsaufbau sowie die Anordnung der Messtechnik skizziert. Im Anhang befinden sich maßstäbliche Darstellungen.

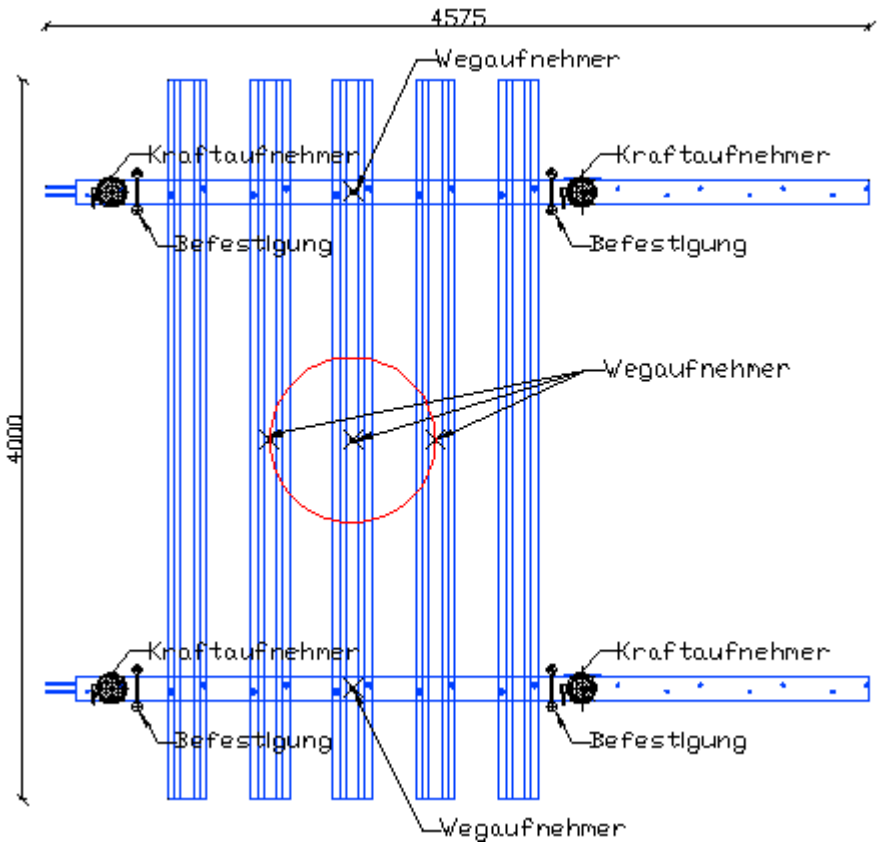


Abbildung 19: Versuchsaufbau für die Tests in Feldmitte, ohne Überdeckung (Versuche 1-5)

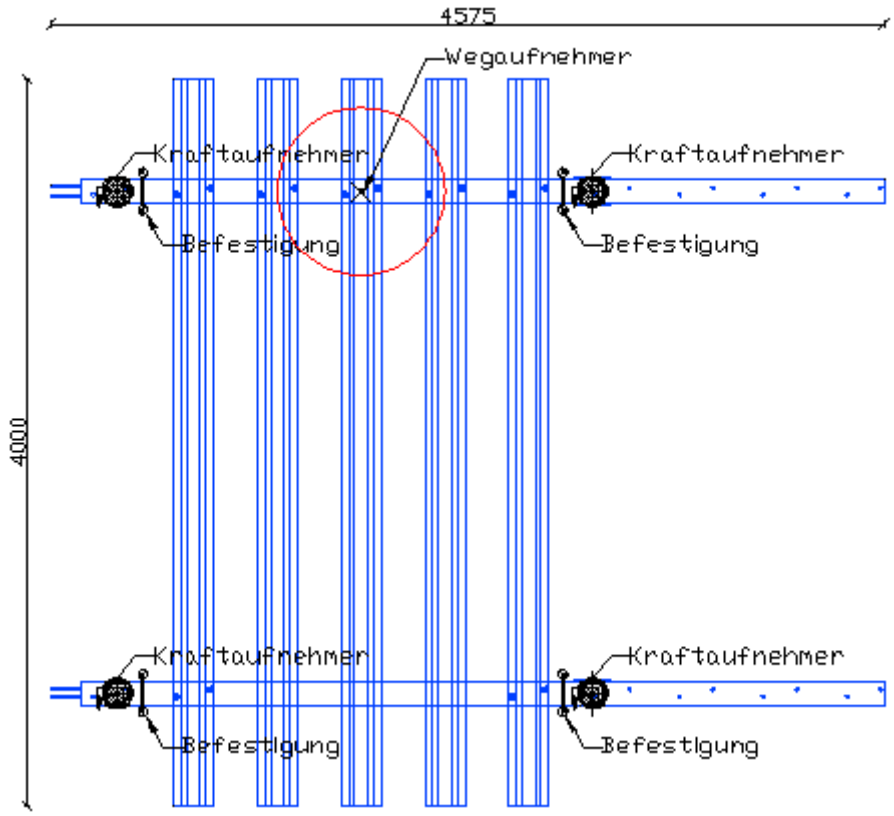


Abbildung 20: Versuchsaufbau für die Tests auf den Träger, ohne Überdeckung (Versuche 11-15)

Bei den Versuchen wurde der Block mit einem Gewicht von ca. 2310 kg jeweils von 0,15 m, 0,30 m, 0,45 m, 1,00 m und 7,00 m auf die Stahlschneebrücke fallen gelassen. Die kinetische Energie beim Aufprall entspricht in etwa der potenziellen Energie (42). Verluste können aufgrund der geringen Fallhöhe vernachlässigt werden.

$$E = \rho \cdot g \cdot h \tag{42}$$

mit:

E potentielle Energie des Blockes in kJ

ρ Dichte in kg/dm³

g Erdbeschleunigung in m/s²

h Fallhöhe in m

In Tabelle 3 sind die durchgeführten Versuche mit den aufgebrachten Energien und der jeweiligen Versuchsnummer aufgelistet.

Versuchsreihe	Versuchsnummer	Fallhöhe [m]	Aufschlagenergie [kJ]
Feldmitte ohne Überdeckung, Lastfall 1	1	0,15	3,40
	2	0,30	6,80
	3	0,45	10,20
	4	1,00	22,66
	5	7,00	158,63
Feldmitte mit Überdeckung, Lastfall 1	6	0,15	3,40
	7	0,30	6,80
	8	0,45	10,20
	9	1,00	22,66
	10	7,00	158,63
Träger ohne Überdeckung, Lastfall 2	11	0,15	3,40
	12	0,30	6,80
	13	0,45	10,20
	14	1,00	22,66
	15	7,00	158,63
Träger mit Überdeckung, Lastfall 2	16	0,15	3,40
	17	0,30	6,80
	18	0,45	10,20
	19	1,00	22,66
	20	7,00	158,63

Tabelle 3: Versuchsreihe, Versuchsnummer, Fallhöhe und Energie beim Aufschlag

3.3.3 Messtechnik

3.3.3.1 *Kraftaufnehmer*

Die Auflagerkräfte wurden mit Kraftaufnehmern des Typs C6A/2MN des Herstellers HBM gemessen (Abbildung 21). Diese eignen sich für statische ebenso wie für dynamische Beanspruchungen. Wichtig ist dabei, dass die Kräfte senkrecht auf den Kraftaufnehmer wirken, was mit einer aufgesetzten Kugelkarlotte sichergestellt wurde. Die verwendeten Kraftaufnehmer können Druckkräfte von bis zu 2 Meganewton messen (HBM, 2016).

Abbildung 21: Kraftaufnehmer der Baureihe C6A des Herstellers HBM, Quelle HBM

3.3.3.2 *Beschleunigungssensor*

Die Beschleunigungen wurden mit einem Beschleunigungssensor des Typs PJM 3D der Firma PJM gemessen (Abbildung 22). Der dreiaxiale Sensor misst direkt sowohl die vertikale als auch die freie Seitenbeschleunigung. Zudem hat der Sensor eine sehr hohe Grenzfrequenz, was zum Messen von Beschleunigungen notwendig ist (PJM, 2016). Der Beschleunigungssensor wurde direkt am Block montiert, um die auftretenden Beschleunigungen beim Aufprall messen zu können. Um Schäden zu vermeiden, wurde ein Schutzprofil aus Stahl darüber angebracht.

Abbildung 22: Beschleunigungssensor PJM 3D des Herstellers PJM, Quelle PJM

3.3.3.3 *Wegaufnehmer*

Zum Messen von Verformungen wurden induktive Wegaufnehmer der Typen 1-WA/50MM-L und 1-WA/200MM-L des Herstellers HBM verwendet (Abbildung 23). Der Unterschied zwischen den beiden Typen liegt dabei in der unterschiedlichen Messlänge von 50 bzw. 200 mm. Unter den Trägern, wo geringere Verformungen zu erwarten waren, wurden die kürzeren Wegaufnehmer verwendet, unter den Rostbalken dagegen die längeren. Die verwendete Baureihe zeichnet sich durch große mechanische Robustheit aus (HBM, 2016).

Abbildung 23: Induktiver Wegaufnehmer der Baureihe WAL des Herstellers HBM, Quelle HBM

3.3.3.4 *Highspeed-Kamera*

Um den Aufprall des Blockes in allen Details analysieren zu können wurden die Aufpräll mit einer Highspeed-Kamera aufgenommen. Verwendet wurde dabei die CR 3000 des Herstellers Optronis. Diese kann je nach Ausschnitt zwischen 500 und 100.000 Bilder in der Sekunde aufnehmen (Optronis, 2016). Bei den durchgeführten Versuchen betrug die Messfrequenz 2053 Bilder pro Sekunde.

Abbildung 24: Highspeed-Kamera der Baureihe CR des Herstellers Optronis, Quelle Optronis

3.3.3.5 *Messkraftverstärker*

Die gemessenen Daten wurden mit dem Messdatenerfassungssystem Quantum X des Herstellers HBM aufgezeichnet. Eingesetzt wurden die beiden Typen QuantumX MX840B und QuantumX MX1615B. Beide Geräte sind universal einsetzbar und ermöglichen die synchrone Aufnahme unterschiedlichster Signale (HBM, 2016). Gemessen wurde mit einer Frequenz von 19.200 Hz. Vor Auslösung des Blocks wurden alle Sensoren nochmals genullt.

Abbildung 25: Messkraftverstärker der Baureihe QuantumX des Herstellers HBM, Quelle HBM

3.3.4 Datenaufbereitung

Für den weiteren Gebrauch mussten die Daten aufbereitet werden. Die von den Messkraftverstärkern aufgezeichneten Datenreihen sind von jedem Versuch unterschiedlich lang. Zudem erfolgte die Auslösung des Blockes nicht zu einer bestimmten Zeit nach Start der Messtechnik. Die Messdaten der eigentlichen Versuche liegen deshalb mehr oder weniger zufällig in einer langen Datenreihe. Aus den Daten wurde folglich der interessante Zeitraum herausgeschnitten und der Moment der Auslösung gleichgesetzt. Um die enormen Datenmengen, die bei einer Messfrequenz von 19.200 Hz entstehen, besser verarbeiten zu können, wurde das gewichtete Mittel aus je 50 Werten gebildet.

3.3.4.1 *Berechnung der tatsächlichen Fallhöhen und der eingebrachten Energien*

Im Feld konnten die Fallhöhen h nicht exakt ermittelt werden. Deshalb wurden sie aus der gemessenen Fallzeit über das Fallgesetz ermittelt (43). Die Luftreibung wird aufgrund der großen Masse des Würfels und der geringen Fallhöhen vernachlässigt.

$$h = \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2 \qquad (43)$$

mit:

h Fallhöhe in m

g Erdbeschleunigung in m/s²

t Zeit in s

3.3.4.2 *Berechnungen mit den Beschleunigungsverläufen*

Aus den Beschleunigungsverläufen kann die ins System eingebrachte Kraft berechnet werden. Durch Integration erhält man zusätzlich den jeweiligen Geschwindigkeitsverlauf. Nach Betrachtung der Daten wurde entschieden, nur die z-Beschleunigungen für die Berechnung zu verwenden. Der Block ist bei keinem Versuch umgekippt, die Beschleunigungen in x- und y-Richtung können vernachlässigt werden.

Die eingebrachte Kraft F kann mittels des zweiten Newtonschen Axioms (44) berechnet werden. Benötigt werden dafür die Masse des Blocks m und die aufgetretene, maximale Beschleunigung beim Aufprall a.

$$F = m \cdot a \tag{44}$$

mit:

F einwirkende Kraft in N

m Masse des Blockes in kg

a Beschleunigung in m/s²

Verwendet man die Rohdaten des Beschleunigungssensors, so stellt man fest, dass es zu extremen Sprüngen im Verlauf kommt. In Abbildung 26 ist der nicht bearbeitete Verlauf beim 15-cm-Versuch in Feldmitte mit Überdeckung blau dargestellt. Bei der Auslösung (ca. Sekunde 0,35) und beim ersten Kontakt mit der Überdeckung (ca. Sekunde 0,55) kommt es zu heftigen, oszillierenden Beschleunigungen. Bei einigen Versuchen war die Beschleunigung bei der Auslösung sogar größer als beim Aufprall des Blockes. Deshalb wurde ein Butterworth-Tiefpass-Filter mit einer Grenzfrequenz von 1000 Hz über den Verlauf gelegt (rote Kurve). Dadurch fallen die Unregelmäßigkeiten weg.

Der Peak beim ersten Kontakt mit der Schotterüberdeckung bei Sekunde 0,55 ist jedoch auch nach der Filterung der Messwerte größer als jener bei Sekunde 0,65. Vergleicht man den Verlauf mit dem Video der Highspeed-Kamera, so kommt man zum Schluss, dass der maßgebliche Krafteintrag erst bei Sekunde 0,65 stattfindet. Der erste Peak rührt lediglich vom ersten Kontakt mit der Schotterüberdeckung her und wurde deshalb nicht für die Berechnung der einwirkenden Kräfte verwendet. Interessant ist, dass dieser erste Peak nur bei den Versuchen mit Schotterüberdeckung in Feldmitte nach Filterung der Messwerte am größten ist. Bei den Versuchen mit Überdeckung auf den Träger war der zweite Peak, aufgrund der höheren Steifigkeit des Trägers, höher. Bei Versuchen ohne Überdeckung gibt es nur einen Peak.

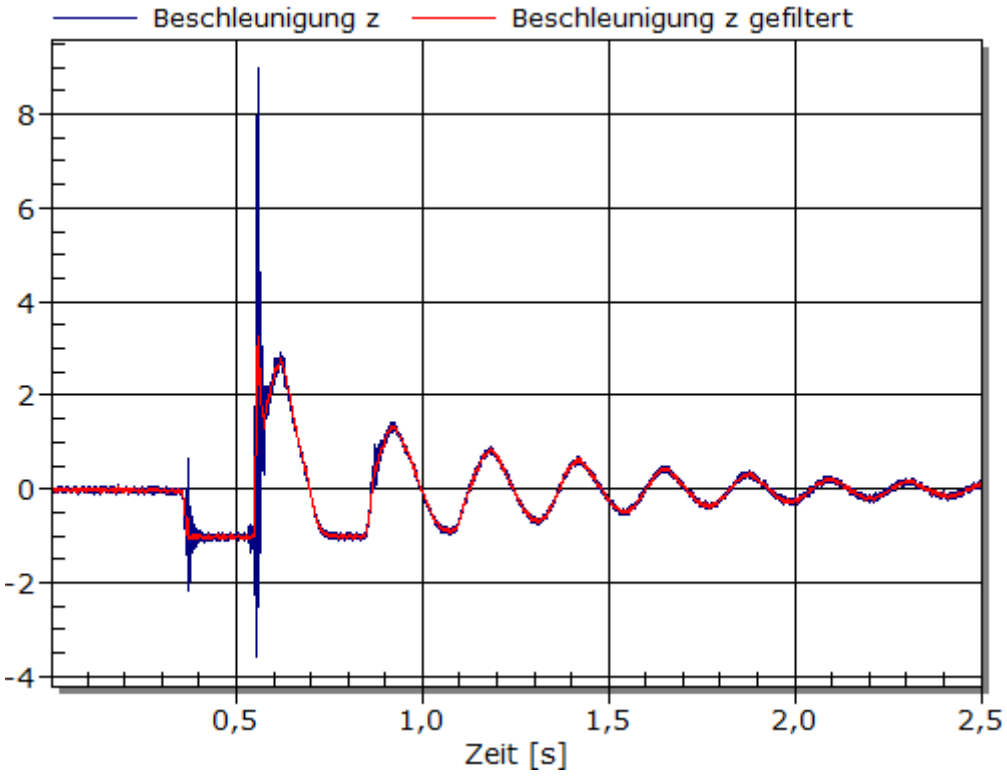


Abbildung 26: Ungefilterter und gefilterter Beschleunigungsverlauf des 15-cm-Versuchs in Feldmitte mit Überdeckung

Durch Integration der Beschleunigung a nach der Zeit t, erhält man die Geschwindigkeit v (45).

$$v(t) = \int a(t)dt \qquad \text{[m/s]} \qquad (45)$$

mit:

v Geschwindigkeit in m/s

a Beschleunigung in m/s²

t Zeit in s

Bei der Durchführung dieser Operation in der Auswertungssoftware stellte man fest, dass der Sensor, trotz des Zurücksetzens vor der Messung, im Mittel eine kleine Beschleunigung zeigte. Die Ursache lag im Oszillieren des Sensors, was am einfachsten anhand eines Beispiels erläutert werden kann: Oszilliert das Signal zwischen 0,9 g und 1,1 g (Mittelwert 1 g) und wird zufällig bei einer Anzeige von 1,05 g auf null gesetzt, so wird das Signal praktisch um 1,05 g nach unten verschoben. Danach os-

zillierte der Sensor zwischen 0,05 g und -0,15 g. Der Mittelwert beträgt folglich -0,05 g.

Obwohl die mittleren Beschleunigungen sehr gering waren (+/- 0,03 g), hat das aufgrund der Integration große Auswirkungen auf den Geschwindigkeitsverlauf. Deshalb wurde die Beschleunigung vor dem Ableiten immer auf null gesetzt.

3.3.4.3 *Bestimmung der Verformungen*

Bei den Versuchen zeigte sich, dass das Messen von Verformungen mit den eingesetzten Wegaufnehmern bei den von uns durchgeführten Versuchen nur bedingt möglich ist. Vor allem bei den Versuchen ohne Überdeckung löste sich der Tauchanker oft ab. Deshalb wurde nach einigen Versuchen aufgehört, Wegaufnehmer zu verwenden. Versuchsergebnisse sind deshalb nicht für alle Versuche vorhanden.

Bei der Auswertung konnte jedoch festgestellt werden, dass, auch wenn sich der Tauchanker ablöste, die maximale Durchbiegung abgelesen werden kann. Rückwirkend gesehen hätten immer alle Wegaufnehmer eingesetzt werden sollen, solange keine Gefahr bestand, die einzelnen Geräte zu beschädigen.

Wenn keine Messwerte der Wegaufnehmer vorhanden waren, wurde auf die Bilder der Highspeed-Kamera zurückgegriffen. Das war insbesondere bei den Versuchen aus großer Fallhöhe notwendig, da die Wegaufnehmer dort, wegen des Risikos der Beschädigung, entfernt wurden. Auch die maximale Eindringtiefe des Blockes in die Überdeckung wurde mittels Videoanalyse ermittelt.

4 Ergebnisse

4.1 Statische Nachweise

Die Verbauung wurde sowohl mit als auch ohne Überdeckung statisch überprüft. In Summe wurden 256 Fälle berücksichtigt. Variiert wurden dabei der Gleitfaktor und die Hangneigung. Im Folgenden wird nur kurz auf die wichtigsten Ergebnisse eingegangen. Schnittkräfte sowie Auslastungsgrad der einzelnen Bauteile sind im Anhang 1 aufgelistet.

4.1.1 Einwirkende Schneelast

4.1.1.1 *Einwirkende Schneelast auf Träger und Stütze*

In Tabelle 4 ist die einwirkende Schneelast auf Träger und Stütze pro Meter Verbauungslänge in kN aufgelistet. Zusätzlich zum Gleitfaktor und zur Hangneigung wird auch nach Lastmodell unterschieden. Sowohl im Feldbereich als auch bei wirkenden Randkräften ist die Belastung je Meter Verbauungslänge beim Lastmodell 1 immer größer als beim Lastmodell 2. Im Feldbereich wurden beim Lastmodell 1 je nach Hangneigung und Gleitfaktor Kräfte zwischen 38,6 und 132,2 kN je Meter Verbauungslänge gemessen. Bei wirkenden Randkräften variiert die Schneelast noch stärker. Bei einer Hangneigung von 30° und einem Gleitfaktor von 1,2 beträgt die Schneelast pro Meter Verbauungslänge beim Lastmodell 1 lediglich 85,0 kN, während sie bei 45° Neigung und einem Gleitfaktor von 3,2 fast 600 kN beträgt.

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	38,6	40,4	49,2	56,2
	Lastmodell 2	35,9	37,7	46,3	53,1
	Lastm. 1 mit Randkr.	85,0	93,8	119,7	141,2
	Lastm. 2 mit Randkr.	81,6	90,4	115,5	136,5
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	40,4	45,8	52,2	59,8
	Lastmodell 2	37,7	42,9	49,2	56,7
	Lastm. 1 mit Randkr.	93,8	112,1	132,8	157,0
	Lastm. 2 mit Randkr.	90,4	108,1	128,4	152,0
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	46,0	53,0	61,2	70,9
	Lastmodell 2	43,3	50,1	58,1	67,6
	Lastm. 1 mit Randkr.	123,3	148,1	176,2	208,9
	Lastm. 2 mit Randkr.	119,2	143,4	170,9	202,8

Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	50,0	58,0	67,4	78,4
	Lastmodell 2	47,2	55,0	64,2	74,9
	Lastm. 1 mit Randkr.	145,1	174,7	208,3	247,2
	Lastm. 2 mit Randkr.	140,7	169,5	202,3	240,3
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	54,0	63,1	73,6	86,0
	Lastmodell 2	51,2	60,0	70,3	82,4
	Lastm. 1 mit Randkr.	168,8	203,5	242,9	288,5
	Lastm. 2 mit Randkr.	163,8	197,7	236,1	280,7
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	62,3	73,4	86,3	101,3
	Lastmodell 2	59,4	70,2	82,8	97,4
	Lastm. 1 mit Randkr.	221,2	267,3	319,5	379,9
	Lastm. 2 mit Randkr.	215,2	260,2	311,2	370,2
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	66,5	78,7	92,7	109,0
	Lastmodell 2	63,5	75,4	89,0	105,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	250,1	302,4	361,5	430,1
	Lastm. 2 mit Randkr.	243,4	294,5	352,3	419,3
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	79,4	94,6	112,0	132,2
	Lastmodell 2	76,2	91,1	108,0	127,8
	Lastm. 1 mit Randkr.	346,8	419,8	502,4	598,1
	Lastm. 2 mit Randkr.	338,1	409,5	490,2	583,7

Tabelle 4: Einwirkende Bemessungsschneelast je Meter Verbauungslänge in kN.

Beim Lastmodell 1 ergeben sich die größeren Lasten je Meter Verbauungslänge als beim Lastmodell 2. Auch die Schnittkräfte sind in allen Fällen beim Lastmodell 1 höher. Die Lasten aus Lastmodell 2 sind lediglich für die Bemessung des Rostes relevant.

4.1.1.2 *Einwirkende Schneelast auf die Rostbalken*

In Tabelle 5 ist die senkrecht auf einen Rostbalken wirkende Schneelast p_h je m Verbauungslänge aufgelistet. Die normale Last ist auf die oberen drei Viertel der Verbauung anzusetzen. Im untersten Viertel ist die erhöhte Last zu verwenden. Diese variiert zwischen 5,0 und 20,6 kN pro m und Rostbalken. Im Randbereich sind die angreifenden Kräfte deutlich höher.

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	normale Last	4,0	4,7	5,6	6,6
	erhöhte Last	5,0	5,9	7,0	8,2
	normale Last mit Randkr.	13,1	15,6	18,5	21,9
	erhöhte Last mit Randkr.	16,3	19,5	23,1	27,3
Gleitfaktor 1,3	normale Last	4,3	5,1	6,0	7,1
	erhöhte Last	5,3	6,4	7,5	8,8
	normale Last mit Randkr.	14,5	17,4	20,6	24,4
	erhöhte Last mit Randkr.	18,1	21,7	25,8	30,5
Gleitfaktor 1,6	normale Last	5,1	6,1	7,3	8,5
	erhöhte Last	6,4	7,7	9,1	10,7
	normale Last mit Randkr.	19,3	23,2	27,6	32,7
	erhöhte Last mit Randkr.	24,1	28,9	34,5	40,9
Gleitfaktor 1,8	normale Last	5,7	6,8	8,1	9,5
	erhöhte Last	7,1	8,5	10,1	11,9
	normale Last mit Randkr.	22,8	27,5	32,7	38,9
	erhöhte Last mit Randkr.	28,5	34,3	40,9	48,6
Gleitfaktor 2,0	normale Last	6,3	7,5	8,9	10,5
	erhöhte Last	7,8	9,4	11,1	13,2
	normale Last mit Randkr.	26,6	32,1	38,3	45,5
	erhöhte Last mit Randkr.	33,3	40,1	47,9	56,9
Gleitfaktor 2,4	normale Last	7,4	8,9	10,6	12,5
	erhöhte Last	9,3	11,1	13,2	15,6
	normale Last mit Randkr.	35,1	42,5	50,7	60,3
	erhöhte Last mit Randkr.	43,9	53,1	63,4	75,4
Gleitfaktor 2,6	normale Last	8,0	9,6	11,4	13,5
	erhöhte Last	10,0	12,0	14,3	16,9
	normale Last mit Randkr.	39,8	48,2	57,6	68,5
	erhöhte Last mit Randkr.	49,8	60,2	72,0	85,6
Gleitfaktor 3,2	normale Last	9,7	11,7	13,9	16,5
	erhöhte Last	12,1	14,6	17,4	20,6
	normale Last mit Randkr.	55,7	67,4	80,6	95,9
	erhöhte Last mit Randkr.	69,6	84,2	100,8	119,9

Tabelle 5: Senkrecht zum Rost wirkende Schneelast p_h je Rostbalken und Meter Verbauungslänge

In Tabelle 6 sind die angreifenden Querlasten q_h je Rostbalken und Meter Verbauungslänge aufgelistet. Diese sind deutlich geringer als die senkrecht auf den Rostbalken wirkenden Kräfte.

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	normale Last	1,4	1,3	1,1	1,3
	erhöhte Last	1,8	1,6	1,4	1,6
	normale Last mit Randkr.	2,6	3,1	3,7	4,4
	erhöhte Last mit Randkr.	3,3	3,9	4,6	5,5
Gleitfaktor 1,3	normale Last	1,4	1,2	1,2	1,4
	erhöhte Last	1,7	1,5	1,5	1,8
	normale Last mit Randkr.	2,9	3,5	4,1	4,9
	erhöhte Last mit Randkr.	3,6	4,3	5,2	6,1
Gleitfaktor 1,6	normale Last	1,2	1,2	1,5	1,7
	erhöhte Last	1,5	1,5	1,8	2,1
	normale Last mit Randkr.	3,9	4,6	5,5	6,5
	erhöhte Last mit Randkr.	4,8	5,8	6,9	8,2
Gleitfaktor 1,8	normale Last	1,1	1,4	1,6	1,9
	erhöhte Last	1,4	1,7	2,0	2,4
	normale Last mit Randkr.	4,6	5,5	6,5	7,8
	erhöhte Last mit Randkr.	5,7	6,9	8,2	9,7
Gleitfaktor 2,0	normale Last	1,3	1,5	1,8	2,1
	erhöhte Last	1,6	1,9	2,2	2,6
	normale Last mit Randkr.	5,3	6,4	7,7	9,1
	erhöhte Last mit Randkr.	6,7	8,0	9,6	11,4
Gleitfaktor 2,4	normale Last	1,5	1,8	2,1	2,5
	erhöhte Last	1,9	2,2	2,6	3,1
	normale Last mit Randkr.	7,0	8,5	10,1	12,1
	erhöhte Last mit Randkr.	8,8	10,6	12,7	15,1
Gleitfaktor 2,6	normale Last	1,6	1,9	2,3	2,7
	erhöhte Last	2,0	2,4	2,9	3,4
	normale Last mit Randkr.	8,0	9,6	11,5	13,7
	erhöhte Last mit Randkr.	10,0	12,0	14,4	17,1
Gleitfaktor 3,2	normale Last	1,9	2,3	2,8	3,3
	erhöhte Last	2,4	2,9	3,5	4,1
	normale Last mit Randkr.	11,1	13,5	16,1	19,2
	erhöhte Last mit Randkr.	13,9	16,8	20,2	24,0

Tabelle 6: Senkrecht zum Rost wirkende Schneelast q_h je Rostbalken und Meter Verbauungslänge

4.1.2 Ergebnis des Vorversuchs

Wie in Abschnitt 3.2.2 beschrieben wurde ein Vorversuch durchgeführt, um die Durchbiegung der Rostbalken unter Belastung abschätzen zu können.

4.1.2.1 *Messwerte*

In Tabelle 7 sind die unter Belastung aufgetretenen Verformungen in Feldmitte sowie die Dehnung der Dehnmessstreifen dargestellt. Die von den einzelnen Dehnmessstreifen ermittelten Dehnungen wurden in zwei Kategorien zusammengefasst. Die drei in Feldmitte angeordneten Dehnmessstreifen stellen die erste Gruppe dar, während die 6 außen angebrachten Dehnmessstreifen die zweite Gruppe bilden.

Die von den Rosetten gemessenen Kräfte wurden nicht für die weitere Berechnung verwendet und sind deshalb nicht angeführt.

Aufgebrachte Kraft [kN]	Durchbiegung [mm]	Dehnung Feldmitte [µm/m]	Dehnung Feldrand [µm/m]
0,1	0,0	19,9	41,4
0,5	0,4	20,3	42,6
2,0	2,7	81,0	168,0
3,0	4,1	120,8	250,5
4,0	5,5	162,5	337,1
5,0	7,1	203,4	421,8

Tabelle 7: Durchbiegung des Rostbalkens in Feldmitte sowie gemittelte Dehnungen der Dehnmessstreifen für unterschiedliche Belastungen.

Der Rostbalken verformt sich mehr oder weniger linear bei Erhöhung der Last. Bei 5 kN wurde eine Durchbiegung von etwa 7 mm erreicht. Auch die Dehnung der Dehnmessstreifen nimmt sowohl in Feldmitte als auch außen relativ konstant zu. In Feldmitte erreicht die Dehnung bei einer Belastung von 5 kN ca. 422 µm/m, was 4,22 ‰ entspricht. Die außen liegenden Dehnmessstreifen dehnen sich bei gleicher Belastung nur etwa halb so stark.

4.1.2.2 *Spannungen im Träger*

Die mit dem Dehnmessstreifen gemessenen Dehnungen ε lassen sich über das Hooksche Gesetz in Spannungen σ umwandeln (46).

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \tag{46}$$

mit:

- σ Spannungen im Rostbalken in N/mm²
- ε Mit den Dehnmessstreifen gemessene Dehnungen in mm/m
- E Elastizitätsmodul von Baustahl, 210 GPa

Die sich ergebenden Spannungen sind in Abbildung 27 dargestellt. Ebenso wie die Durchbiegung und die Dehnungen nehmen auch die Spannungen bei Belastung linear zu. In Feldmitte werden bei einer Belastung mit 5 kN Spannungen von knapp 90 N/mm² erreicht.

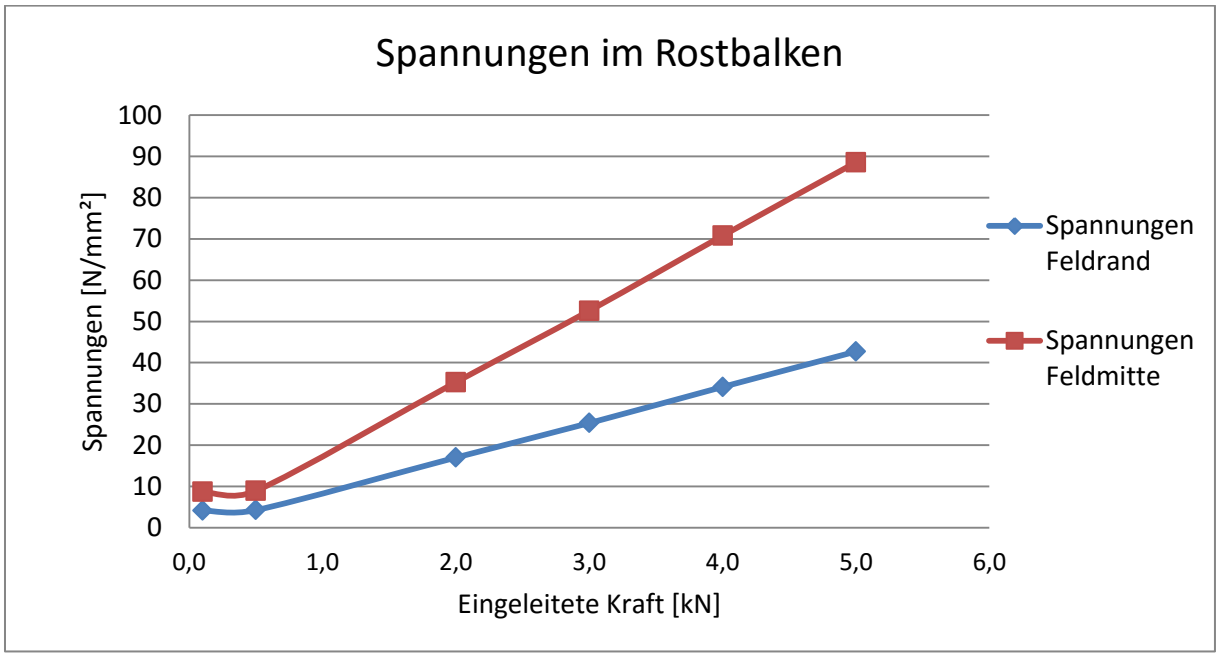


Abbildung 27: Spannungen im Rostbalken bei Belastung in Feldmitte und am Feldrand

4.1.2.3 *Vergleich der Verformungen und Spannungen aus dem Versuch mit den Simulationsergebnissen im Statikprogramm Inventor*

Baut man den Querschnitt des Rostbalkens im Statikprogramm Inventor nach und belastet ihn mit den gleichen Lasten wie bei den Versuchen, so stellt man fest, dass sich der Rostbalken dort deutlich schwächer durchbiegt. Auch die Spannungen sind nicht die Selben. Die gleichen Verformungen und Spannungen erhält man, wenn man das E-Modul von Stahl von 210 GPa auf 70 GPa reduziert. Aus den Versuchsergebnissen kann geschlossen werden, dass Rostbalken unter Belastung ausbeulen. Deshalb ist eine Berechnung mit herkömmlicher Software nicht möglich. Aufgrund des hohen Aufwands, den eine Berechnung erfordern würde, entfällt der Nachweis.

4.1.3 Statischer Nachweis der Stahlschneebrücke ohne Überdeckung

In Tabelle 8 ist die Auslastung der Träger und Stützen in Abhängigkeit von Gleitfaktor und Hangneigung dargestellt. Orange markierte Felder weisen auf eine nicht zulässige Belastung hin (Auslastung größer 1). Da im Randbereich bei Annahme von nur einer Stütze und einem Träger in sehr vielen Fällen der Widerstand nicht ausreichend groß ist, wurden zwei Stützen und zwei Träger angesetzt.

		Hangneigung			
Gleitfaktor	Bauteil	30°	35°	40°	45°
1,2	Stütze	0,321	0,343	0,455	0,537
	Stützen im Randbereich	0,301	0,334	0,433	0,517
	Träger	0,240	0,257	0,342	0,404
	Träger im Randbereich	0,227	0,254	0,327	0,391
1,3	Stütze	0,343	0,395	0,489	0,577
	Stützen im Randbereich	0,334	0,388	0,483	0,575
	Träger	0,257	0,276	0,367	0,434
	Träger im Randbereich	0,254	0,272	0,366	0,435
1,6	Stütze	0,411	0,475	0,589	0,697
	Stützen im Randbereich	0,445	0,516	0,644	0,766
	Träger	0,309	0,332	0,443	0,526
	Träger im Randbereich	0,337	0,364	0,488	0,581
1,8	Stütze	0,457	0,529	0,683	0,776
	Stützen im Randbereich	0,526	0,611	0,763	0,908
	Träger	0,344	0,371	0,516	0,586
	Träger im Randbereich	0,398	0,431	0,579	0,689
2,0	Stütze	0,504	0,582	0,722	0,855
	Stützen im Randbereich	0,613	0,712	0,890	1,059
	Träger	0,380	0,409	0,545	0,646
	Träger im Randbereich	0,465	0,503	0,675	0,804

2,4	Stütze	0,596	0,685	0,857	1,015
	Stützen im Randbereich	0,807	0,937	1,171	1,395
	Träger	0,450	0,481	0,648	0,768
	Träger im Randbereich	0,613	0,662	0,890	1,068
2,6	Stütze	0,642	0,744	0,923	1,095
	Stützen im Randbereich	0,913	1,061	1,326	1,578
	Träger	0,485	0,523	0,698	0,829
	Träger im Randbereich	0,694	0,750	1,010	1,235
3,2	Stütze	0,780	0,903	1,125	1,334
	Stützen im Randbereich	1,268	1,474	1,842	2,193
	Träger	0,590	0,636	0,852	1,028
	Träger im Randbereich	0,965	1,058	1,675	2,904

Tabelle 8: Auslastung der Träger und Stützen nach Gleitfaktor und Hangneigung. Im Randbereich wurden jeweils zwei Träger und zwei Stützen angenommen. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert.

Betrachtet man Tabelle 8, so ist ersichtlich, dass Werke mit einer Höhe von 4,5 und den angegebenen Bauteildimensionen nicht bei jeder Kombination von Hangneigung und Gleitfaktor einsetzbar sind, auch wenn Stütze und Träger am Rand doppelt eingebaut werden. Aus Tabelle 8 kann weiters entnommen werden, dass die Stütze den kritischen Faktor darstellt. Bei Sanierungen, bei denen an bestehenden Werksreihen im Randbereich eine zweite Stütze und ein zweiter Träger eingebaut werden, kann die zweite Stütze auch in S355 wie der Träger ausgeführt werden. Dadurch kann das System auch in stärker belasteten Hängen teilweise ausreichend tragfähig gemacht werden. In Tabelle 9 ist die Auslastung der Stützen im Randbereich in Abhängigkeit von Hangneigung und Gleitfaktor dargestellt, wenn die zweite Stütze in S355 ausgeführt wird.

	Hangneigung			
Gleitfaktor	30°	35°	40°	45°
1,2	0,269	0,299	0,387	0,462
1,3	0,299	0,347	0,432	0,514
1,6	0,397	0,461	0,576	0,685
1,8	0,470	0,546	0,682	0,811
2,0	0,548	0,637	0,795	0,946
2,4	0,721	0,838	1,047	1,247
2,6	0,816	0,948	1,185	1,410
3,2	1,133	1,317	1,646	1,960

Tabelle 9: Auslastung der Stützen im Randbereich nach Gleitfaktor und Hangneigung, bei Kombination einer Stütze in S235 mit einer Stütze in 355. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert.

Bei Neubauten können auch alle Stützen in S355 ausgeführt werden. Damit wird die Verbauung verstärkt, ohne etwas an den Dimensionen zu ändern. In Tabelle 10 sind die Auslastungen der Stützen für die verschiedenen Gleitfaktoren und Hangneigungen aufgelistet.

		Hangneigung			
Gleitfaktor	Bauteil	30°	35°	40°	45°
1,2	Stütze	0,259	0,277	0,368	0,434
	Stützen im Randbereich	0,243	0,270	0,350	0,417
1,3	Stütze	0,277	0,319	0,395	0,466
	Stützen im Randbereich	0,270	0,313	0,391	0,465
1,6	Stütze	0,332	0,384	0,476	0,563
	Stützen im Randbereich	0,359	0,417	0,521	0,619
1,8	Stütze	0,369	0,428	0,552	0,627
	Stützen im Randbereich	0,425	0,494	0,616	0,733
2,0	Stütze	0,407	0,471	0,584	0,691
	Stützen im Randbereich	0,496	0,575	0,719	0,856
2,4	Stütze	0,481	0,554	0,692	0,820
	Stützen im Randbereich	0,652	0,757	0,947	1,127
2,6	Stütze	0,519	0,601	0,746	0,885
	Stützen im Randbereich	0,738	0,857	1,071	1,275
3,2	Stütze	0,630	0,729	0,909	1,078
	Stützen im Randbereich	1,025	1,191	1,488	1,772

Tabelle 10: Auslastung der Stützen nach Gleitfaktor und Hangneigung, wenn alle Stützen in S355 ausgeführt werden. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert.

4.1.4 Statischer Nachweis der Stahlschneebrücke mit Überdeckung

Deckt man die Stahlschneebrücke mit Schotter ein, so erhöht sich die Belastung je Meter Verbauungslänge um 33,1 kN. Dadurch vergrößern sich die Auslastungen der Bauteile. In Tabelle 11 sind die Auslastungen der Träger und Stützen in Abhängigkeit von Gleitfaktor und Hangneigung dargestellt. Analog zum Nachweis ohne Überdeckung wurden bei wirkenden Randkräften je zwei Stützen und Träger angenommen.

		Hangneigung			
Gleitfaktor	Bauteil	30°	35°	40°	45°
1,2	Stütze	0,514	0,537	0,686	0,784
	Stützen im Randbereich	0,371	0,404	0,516	0,606
	Träger	0,387	0,405	0,517	0,592
	Träger im Randbereich	0,281	0,307	0,391	0,459
1,3	Stütze	0,537	0,599	0,719	0,823
	Stützen im Randbereich	0,404	0,462	0,567	0,664
	Träger	0,405	0,420	0,543	0,622
	Träger im Randbereich	0,307	0,325	0,430	0,503

1,6	Stütze	0,605	0,679	0,819	0,943
	Stützen im Randbereich	0,515	0,590	0,728	0,855
	Träger	0,456	0,477	0,619	0,714
	Träger im Randbereich	0,390	0,416	0,552	0,649
1,8	Stütze	0,651	0,733	0,914	1,023
	Stützen im Randbereich	0,596	0,685	0,846	0,997
	Träger	0,491	0,515	0,692	0,774
	Träger im Randbereich	0,452	0,483	0,643	0,757
2,0	Stütze	0,697	0,786	0,953	1,102
	Stützen im Randbereich	0,683	0,786	0,973	1,148
	Träger	0,527	0,553	0,721	0,834
	Träger im Randbereich	0,519	0,555	0,739	0,873
2,4	Stütze	0,789	0,889	1,087	1,261
	Stützen im Randbereich	0,877	1,011	1,255	1,484
	Träger	0,597	0,626	0,824	0,956
	Träger im Randbereich	0,666	0,714	0,954	1,137
2,6	Stütze	0,836	0,947	1,154	1,341
	Stützen im Randbereich	0,983	1,135	1,409	1,667
	Träger	0,632	0,667	0,874	1,017
	Träger im Randbereich	0,747	0,802	1,074	1,305
3,2	Stütze	0,974	1,106	1,355	1,581
	Stützen im Randbereich	1,338	1,548	1,925	2,283
	Träger	0,737	0,780	1,028	1,220
	Träger im Randbereich	1,018	1,112	1,751	3,023

Tabelle 11: Auslastung der Träger und Stützen nach Gleitfaktor und Hangneigung mit Schotterüberdeckung. Im Randbereich wurden jeweils zwei Träger und zwei Stützen angenommen. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert.

Aufgrund der höheren Belastung ist der Auslastungsgrad der Bauteile höher als bei nicht überdeckten Werken. Die Einsatzmöglichkeiten des Systems mit Überdeckung nehmen gegenüber dem System ohne Überdeckung ab. Wie stark die Auslastung der Bauteile bei Überdeckung zunimmt, hängt vom Gleitfaktor und der Hangneigung ab. Bei einer Hangneigung von 30° und einem Gleitfaktor von 1,2 macht Schotter im Feldbereich 46% und im Randbereich 28% der Belastung aus. Bei 45° und einem Gleitfaktor von 3,2 sinkt der Anteil im Feldbereich auf 20% und im Randbereich auf 5%.

Bei Sanierungen kann die zweite, im Urzustand nicht vorhandene Stütze, in S355 ausgeführt werden, ohne die Abmessungen des Systems zu verändern. Die Auslastung der Stützen im Randfeld, bei Kombination einer Stütze der Stahlgüte S235 mit einer Stütze der Stahlgüte S355, ist in Tabelle 12 dargestellt.

Gleitfaktor	Hangneigung			
	30°	35°	40°	45°
1,2	0,296	0,322	0,411	0,483
1,3	0,322	0,368	0,452	0,529
1,6	0,410	0,527	0,650	0,765
1,8	0,533	0,612	0,756	0,891
2,0	0,611	0,703	0,870	1,026
2,4	0,784	0,904	1,122	1,326
2,6	0,878	1,014	1,259	1,490
3,2	1,196	1,383	1,721	2,040

Tabelle 12: Auslastung der Stützen im Randbereich nach Gleitfaktor und Hangneigung mit Schotterüberdeckung, bei Kombination einer Stütze in S235 mit einer Stütze in 355. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert.

Beim Neubau von Systemen können auch alle Stützen in S355 ausgeführt werden. In Tabelle 13 sind die Auslastungen der Stützen in S355 mit Überdeckung für die verschiedenen Gleitfaktoren und Hangneigungen aufgelistet.

		Hangneigung			
Gleitfaktor	Bauteil	30°	35°	40°	45°
1,2	Stütze	0,415	0,434	0,554	0,633
	Stützen im Randbereich	0,300	0,327	0,417	0,490
1,3	Stütze	0,434	0,484	0,581	0,665
	Stützen im Randbereich	0,327	0,373	0,458	0,537
1,6	Stütze	0,489	0,548	0,662	0,762
	Stützen im Randbereich	0,416	0,477	0,588	0,691
1,8	Stütze	0,526	0,592	0,605	0,826
	Stützen im Randbereich	0,481	0,553	0,560	0,806
2,0	Stütze	0,563	0,635	0,770	0,890
	Stützen im Randbereich	0,552	0,635	0,786	0,928
2,4	Stütze	0,638	0,718	0,878	1,019
	Stützen im Randbereich	0,708	0,817	1,014	1,199
2,6	Stütze	0,675	0,765	0,932	1,084
	Stützen im Randbereich	0,794	0,917	1,139	1,347
3,2	Stütze	0,787	0,894	1,095	1,277
	Stützen im Randbereich	1,081	1,251	1,556	1,845

Tabelle 13: Auslastung der Stützen nach Gleitfaktor und Hangneigung mit Schotterüberdeckung, wenn alle Stützen in S355 ausgeführt werden. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert.

4.1.5 Zusammenfassung

In Abbildung 27 ist die Einsetzbarkeit von Stahlschneebrücken mit einer Werkshöhe von 4,5 m und den gegebenen Abmessungen mit und ohne Schotterüberdeckung dargestellt. Bei schwachen Gleitfaktoren und Neigungen ist der Einsatz des Systems mit durchgehend nur einer Stütze möglich, bei mittleren Beanspruchungen wird bei den Randwerken eine zweite Stütze notwendig. Im steilen Gelände ist das System bei hohen Gleitfaktoren sowohl ohne als auch mit Überdeckung nur bedingt einsetzbar. In einigen Fällen genügt jedoch eine Erhöhung der Stahlqualität der Stützen, um den höheren Belastungen standhalten zu können. Mit Überdeckung vermindert sich die Einsetzbarkeit des Systems nur geringfügig.

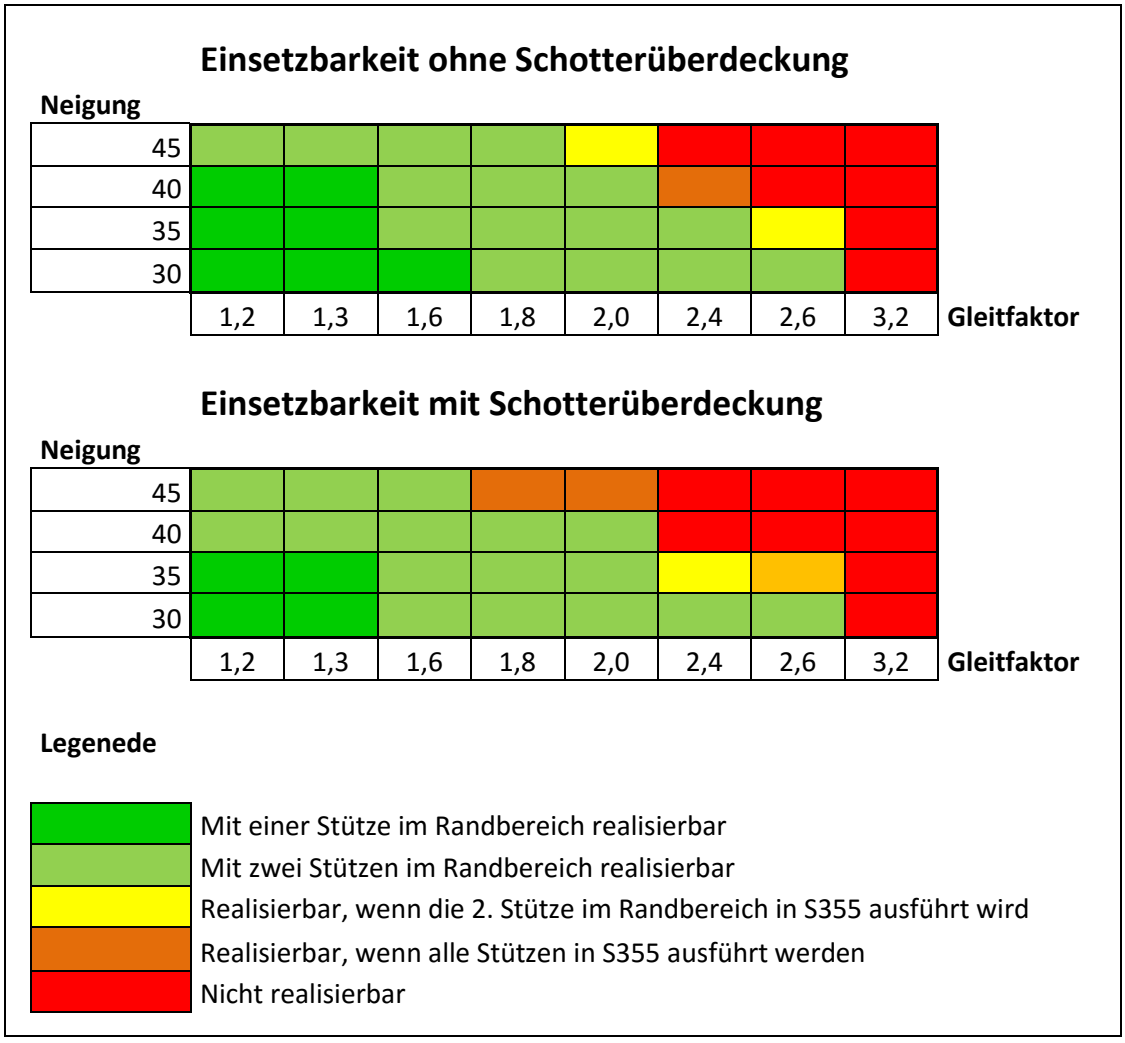


Abbildung 28: Realisierbarkeit des Verbauungssystems bei verschiedenen Hangneigungen und Gleitfaktoren mit und ohne Schotterüberdeckung

4.2 Ergebnisse der Hauptversuche

4.2.1 Lastannahme 1, ohne Überdeckung (Versuche 1-5)

Als Erstes werden die Ergebnisse der Versuchsreihe dargestellt, bei der der Block ohne Überdeckung in Feldmitte auftrifft. Dabei zeigte sich, dass schon bei geringen Fallhöhen größere Schäden an den Rostbalken auftreten. Der 1 m Versuch (Versuch 4) konnte deshalb nicht durchgeführt werden, da sonst eine neue Stahlschneebrücke für den 7-m-Versuch hätte aufgebaut werden müssen. Beim Versuch mit einer 7 m Fallhöhe wurden die Rostbalken bis auf den Boden durchgebogen (Abbildung 29). Auch einige Schrauben, die die Rostbalken mit den Trägern verbanden, versagten. Die Träger beulten nach innen aus, ohne sich wesentlich durchzubiegen. Der Block prallte, gebremst durch den Widerstand der Rostbalken, am Boden auf. Da die Tauchanker der Wegaufnehmer beim direkten Aufprall des Blocks auf die Rostbalken oft abprallten und zudem die Gefahr von Beschädigungen entstand, wurden diese nur teilweise verwendet.

Abbildung 29: Zerstörte Stahlschneebrücke nach dem Versuch aus 7 m Fallhöhe

4.2.1.1 *Tatsächliche Fallhöhen und eingebrachte Energien*

In Tabelle 14 ist die tatsächliche Fallhöhe h für die einzelnen Versuche sowie die potentielle Energie aufgelistet.

Versuch Nr.	1	2	3	4	5
Geplante Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Tatsächliche Fallhöhe [cm]	15,8	31,9	44,0		646,9
Differenz [cm]	-0,8	-1,9	1,0		53,1

Energie geplant [kJ]	3,40	6,80	10,20	22,66	158,63
Energie eingebracht [kJ]	3,59	7,24	9,97		146,60
Differenz [cm]	-0,19	-0,44	0,23		12,03

Tabelle 14: Geplante und tatsächliche Fallhöhen sowie Energien und deren Differenzen

Mit Ausnahme des 7-m-Versuchs stimmt die durchgeführte Versuchshöhe sehr gut mit der geplanten überein. Beim 7-m-Versuch wurde der Block offensichtlich nicht so weit wie geplant hochgezogen. Die eingebrachte Energie verringert sich dadurch um 12 kJ.

4.2.1.2 *Geschwindigkeitsverläufe (Abgeleitet aus den Beschleunigungen)*

In Abbildung 30 sind die Geschwindigkeitsverläufe der durchgeführten Versuche dargestellt. Die Geschwindigkeit nimmt bei allen Versuchen linear bis zum Aufprall zu. Danach nimmt sie rasch ab. Beim 7-m-Versuch ist die Abnahme der Geschwindigkeit nach einem kurzen, nicht so steilen Beginn, besonders heftig. Höchstwahrscheinlich erreichte der Block am Knickpunkt das Betonfundament. Davor war der Sturz noch durch die Konstruktion gebremst worden.

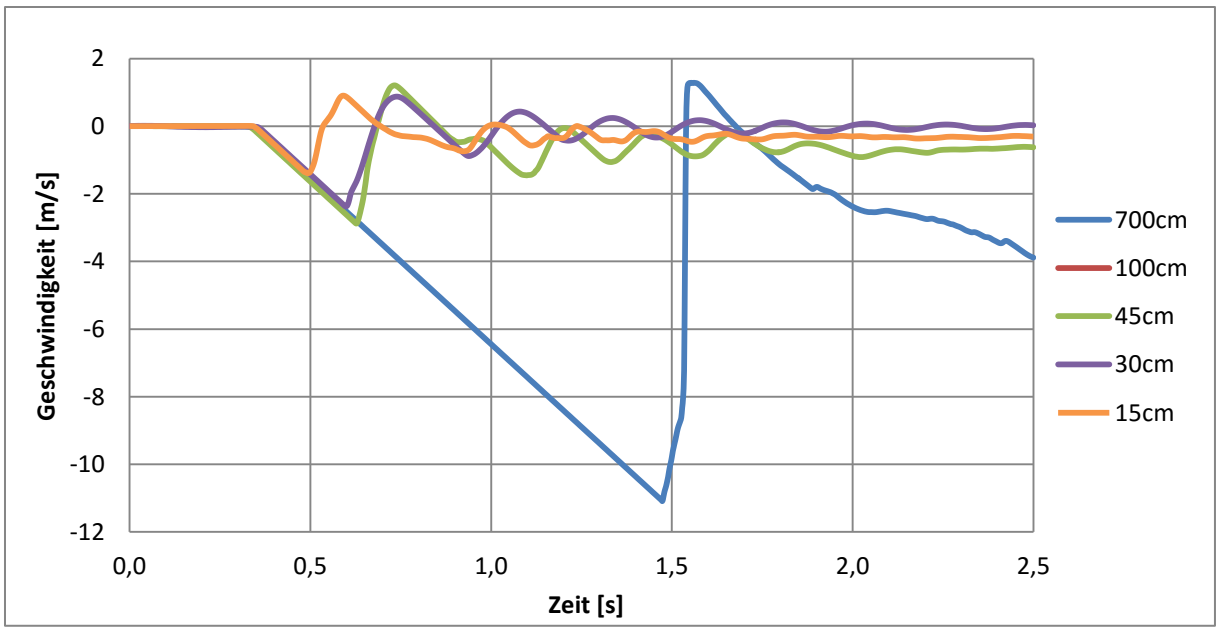


Abbildung 30: Geschwindigkeitsverläufe für die unterschiedlichen Fallhöhen

Aus Tabelle 15 können die maximalen Geschwindigkeitswerte bei den einzelnen Versuchen entnommen werden.

Versuch Nr.	1	2	3	4	5
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximal gemessene Geschwindigkeit [m/s]	-1,39	-2,37	-2,88		-11,09

Tabelle 15: Erreichte Höchstgeschwindigkeit bei den entsprechenden Fallhöhen

4.2.1.3 *Versuchsergebnisse: Verformungen*

In Tabelle 16 sind die gemessenen Verformungen der direkt belastetsten Rostbalken und der Träger so weit als vorhanden aufgelistet. Waren mehrere Messwerte vorhanden, wurden die Werte der Wegaufnehmer unter den Rostbalken (max. 3) sowie jene unter den Trägern (max. 2) gemittelt. Interessant ist, dass sich der Träger beim 30-cm-Versuch weniger stark durchbog als beim 15-cm-Versuch.

Versuch Nr.	1	2	3	4	5
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Durchbiegung Rostbalken [mm]	31,6	40,4			
Durchbiegung Träger [mm]	5,7	2,2	7,1		13,7

Tabelle 16: Gemessene maximale Durchbiegung von Rostbalken und Träger für die unterschiedlichen Fallhöhen

Beim 7-m-Versuch wurden die Rostbalken so stark verformt, dass sie am Fundament platt gedrückt wurden. Wäre unter dem Werk mehr Platz gewesen, so hätte der Block das Werk durchschlagen. Die Träger wurden zusätzlich zur Durchbiegung nach innen gebogen, einige Schrauben wurden abgeschert.

4.2.1.4 *Versuchsergebnisse: Beschleunigungen und eingeleitete Kräfte*

In Abbildung 31 sind die aufgetretenen Beschleunigungen beim Aufprall für die unterschiedlichen Fallhöhen dargestellt. Die Beschleunigung beim 7-m-Versuch ist mit bis zu 200 g um ein Vielfaches höher als bei den anderen Versuchen. Dort beträgt die maximale Beschleunigung knapp 10 g. Auffällig ist, dass die Beschleunigung beim 7-m-Versuch beim Aufprall zuerst kurz auf etwa 10 g einpendelte, bevor sie explosionsartig anstieg. Es ist anzunehmen, dass die kurze Plateauphase vom Aufprall auf die Stahlschneebrücke herrührt. Erst beim Aufprall auf das starre Betonfundament kam es zu dieser immensen Beschleunigung.

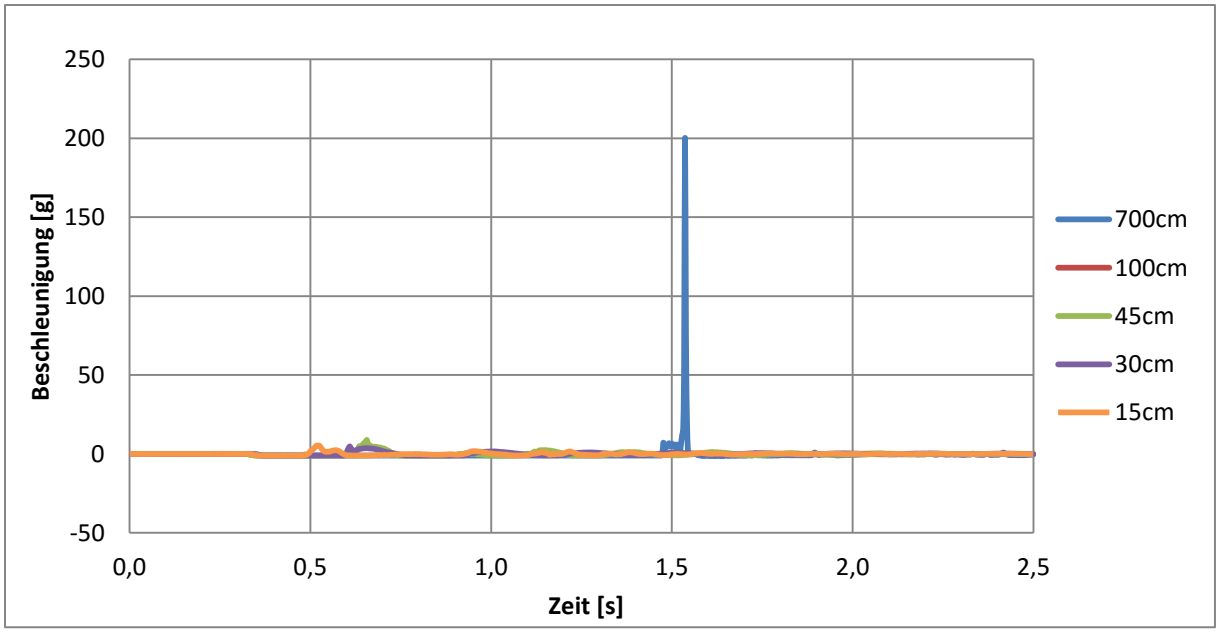


Abbildung 31: Beschleunigungsverlauf für die unterschiedlichen Fallhöhen

Die maximalen Beschleunigungswerte können Tabelle 17 entnommen werden. Bemerkenswert ist, dass bei dieser Versuchsreihe die maximale Beschleunigung bei einer Fallhöhe von 30 cm kleiner war, als bei einer Fallhöhe aus 45 cm.

Versuch Nr.	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Beschleunigung [m/s²]	5,37	4,79	8,87		200,21

Tabelle 17: Maximal aufgetretene Beschleunigungen für die unterschiedlichen Versuchshöhen

In Tabelle 18 sind die maximal auf die Stahlschneebrücke aufgebrachten Kräfte aufgelistet. Die eingebrachte Kraft liegt bei Fallhöhen von 15 bis 45 cm zwischen 108,6 und 201,1 kN. Analog zur Beschleunigung ist bei einer Fallhöhe von 30 cm auch die einwirkende Kraft kleiner als bei einer Fallhöhe von 15 cm.

Beim 7-m-Versuch beträgt die einwirkende Kraft über 4500 kN. Dafür ist die extrem hohe Beschleunigung beim Aufprall auf die Bodenplatte aus Stahlbeton verantwortlich.

Versuch Nr.	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Einwirkende Kraft [kN]	121,7	108,6	201,1		4537,1

Tabelle 18: Auf die Stahlschneebrücke maximal einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor

4.2.1.5 *Versuchsergebnisse: Auflagerkräfte*

In Abbildung 32 ist die Summe der an allen vier Zellen gemessenen Auflagerkräfte für die unterschiedlichen Versuchshöhen dargestellt. Die maximalen Kräfte können Tabelle 19 entnommen werden.

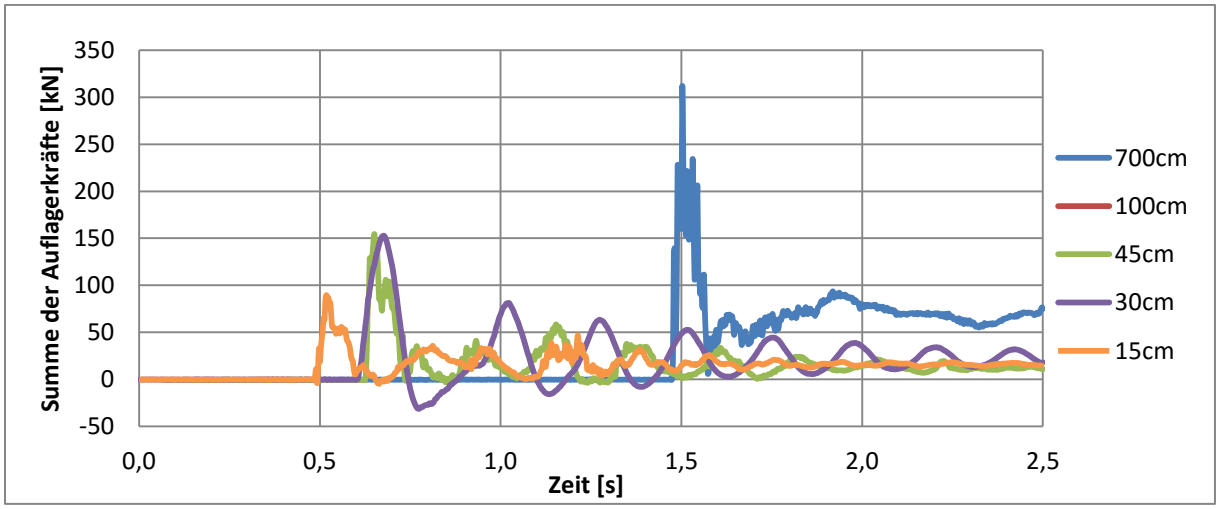


Abbildung 32: Summe der gemessenen Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen

Versuch Nr.	1	2	3	4	5
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Gesamte Auflagerkräfte [kN]	89,6	152,8	154,5		312,1

Tabelle 19: Maximal gemessene Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen

Betrachtet man Abbildung 32 und Tabelle 19, so stellt man fest, dass sich die gemessenen Auflagerkräfte bei größer werdender Fallhöhe deutlich weniger ändern als die gemessenen Beschleunigungen. Die gemessenen Kräfte liegen zwischen 89,6 und 312,2 kN. Beim 7-m-Versuch wurde jedoch ein Teil der Energie direkt vom Betonfundament abgetragen.

4.2.1.6 *Vergleich der eingebrachten Kräfte mit der Summe der Auflagerkräfte*

In Tabelle 20 sind die maximal einwirkenden Kräfte laut Beschleunigungssensor, den maximal gemessenen Auflagerkräften gegenübergestellt. Die maximal einwirkenden Kräfte sind in dieser Versuchsreihe mit Ausnahme des 30-cm-Versuchs größer als die maximal gemessenen Auflagerkräfte. Dafür ist die geringe Beschleunigung des Blockes beim 30-cm-Versuch verantwortlich. Das ist vor allem deshalb verwunderlich, da bei diesem Versuch die Verformung des Trägers am geringsten war. Die Auflagerkräfte reagierten dagegen stark. Diese sind fast so hoch wie jene beim 45-cm-

Versuch. Die bei einer Fallhöhe von 7 m gemessen Kräfte können nicht verglichen werden. Auf der einen Seite ist die maximale Kraft aus der Beschleunigung durch den direkten Anprall am Fundament besonders hoch, während, auf der anderen Seite, die Kraftaufnehmer nur einen Teil der Kräfte messen konnten.

Versuch Nr.	1	2	3	4	5
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Einwirkende Kraft [kN]	121,7	108,6	201,1		4537,1
Gesamte Auflagerkräfte [kN]	89,6	152,8	154,5		312,1
Differenz [kN]	32,1	-44,2	46,6		4224,9

Tabelle 20: Einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der gemessenen Auflagerkräfte sowie deren Differenzen

4.2.1.7 *Detail: Vergleich der Kräfte und Verformungen beim Aufprall aus 45 cm*

In Abbildung 33 sind die Kräfte laut Beschleunigungssensor jenen laut Kraftaufnehmer gegenübergestellt. Der Verlauf der beiden Kurven ist relativ ähnlich. Die Zeitdifferenz bis zur ersten Messung von Kräften beträgt nur wenige Tausendstelsekunden. Auch der Peak tritt bei beiden Sensoren annähernd gleichzeitig auf. Die Bilder der Highspeed-Kamera zeigen, dass der Block etwa 0,06 s nach dem ersten Kontakt die maximalen Verformungen erzeugt. Die Kräfte nehmen zu diesem Zeitpunkt bereits ab. Es ist allerdings hervorzuheben, dass der Block bei diesem Versuch nicht komplett gerade auf die bereits verformten Rostbalken aufschlug. Auf einer Seite wurde der Block rasch gestoppt, während er sich auf der anderen Seite weiter nach unten drückte. Verformungen mit den Wegaufnehmern wurden nicht gemessen.

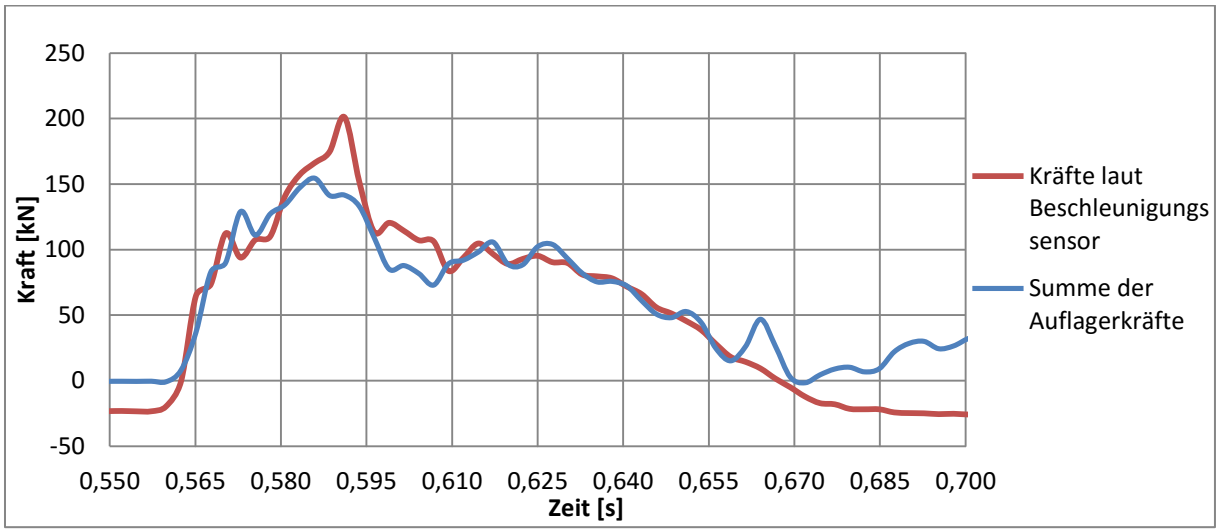


Abbildung 33: Gegenüberstellung der Kräfte aus den Beschleunigungssensor und der Summe der Auflagerkräfte beim Aufprall

4.2.2 Lastannahme 1, mit Überdeckung (Versuche 6-10)

In dieser Versuchsreihe wurde der Block mittig auf die durch 50 cm Schotterüberdeckung geschützte Stahlschneebrücke fallen gelassen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Schäden wesentlich geringer sind als bei den gleichen Versuchen ohne Überdeckung (Kapitel 4.2.1). Bei geringen Fallhöhen verformte sich das Werk kaum. In den ersten 4 Versuchen mit Fallhöhen von 15 bis 100 cm kam es nur zu kleinen Verformungen im cm-Bereich. Der Block drang nur wenige cm in die Überdeckung ein. Beim finalen Versuch aus 7 m Höhe kam es zu größeren Verformungen (Abbildung 34). Die Rostbalken bogen sich so stark, dass sie kurz den Boden berührten. Etwa 40 cm Durchbiegung blieben als plastische Verformung. Der Block drang in etwa einen halben Meter tief in die Überdeckung ein. Die Träger verformten sich vor allem nach innen, es kam nur zu kleinen Durchbiegungen. Die Wegaufnehmer unter den Rostbalken wurden vor dem finalen Versuch entnommen, um Schäden zu vermeiden.

Abbildung 34: Beschädigte Stahlschneebrücke mit Überdeckung nach dem 7-m-Versuch

4.2.2.1 *Tatsächliche Fallhöhen und eingebrachte Energien*

In Tabelle 21 ist die tatsächliche Fallhöhe h für die einzelnen Versuche sowie die potentielle Energie aufgelistet. Die tatsächliche Fallhöhe weicht mit Ausnahme des 7-m-Versuchs kaum von der geplanten Fallhöhe ab. Beim 7-m-Versuch wurde der Block

32,4 cm zu wenig weit hochgezogen. Die potentielle Energie war dadurch um knapp 7,5 kJ geringer als geplant.

Versuch Nr.	6	7	8	9	10
Geplante Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Tatsächliche Fallhöhe [cm]	15,8	32,6	47,1	100,7	667,6
Differenz [cm]	-0,8	-2,6	-2,1	-0,7	32,4

Energie geplant [kJ]	3,40	6,80	10,20	22,66	158,63
Energie eingebracht [kJ]	3,59	7,39	10,67	22,82	151,29
Differenz [cm]	-0,19	-0,59	-0,48	-0,16	7,34

Tabelle 21: Geplante und tatsächliche Fallhöhen sowie Energien und deren Differenzen

4.2.2.2 *Geschwindigkeitsverläufe (Abgeleitet aus den Beschleunigungen)*

In Abbildung 35 sind die Geschwindigkeitsverläufe der Versuchsreihe dargestellt. Die Geschwindigkeit nimmt bei allen Versuchen linear bis zum Aufprall zu. Danach nimmt sie rasch ab, steigt kurz ins Positive und läuft schließlich wellenförmig aus. Auffällig ist, dass die Abnahme der Geschwindigkeit umso schneller erfolgt, je größer die Fallhöhe ist.

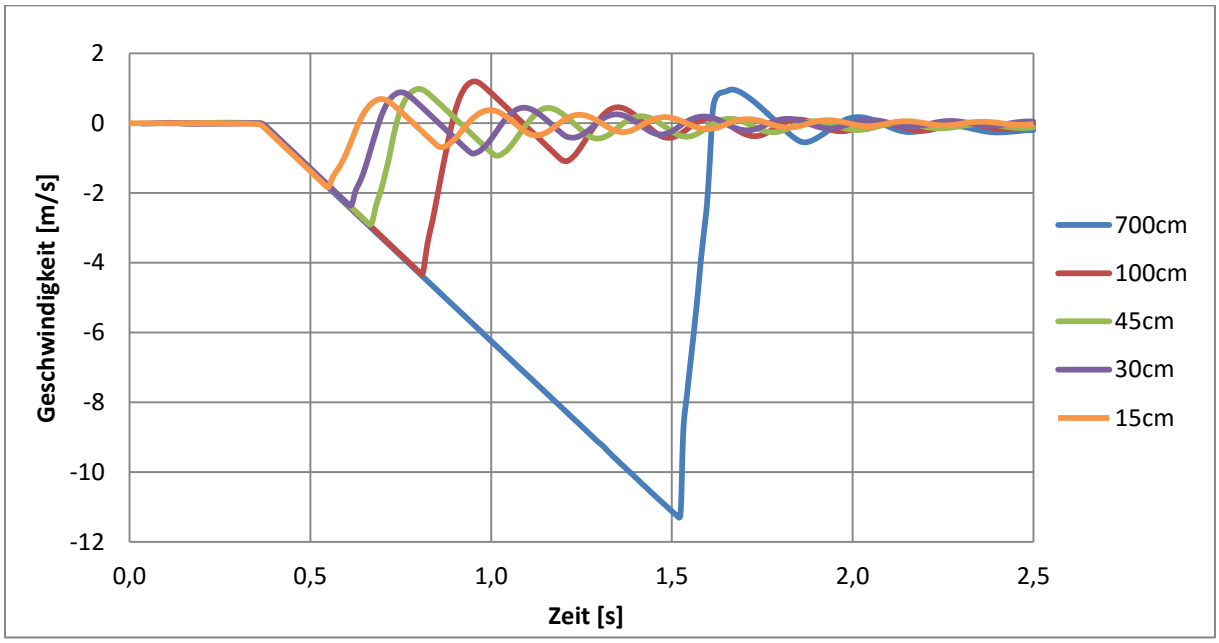


Abbildung 35: Geschwindigkeitsverläufe für die unterschiedlichen Fallhöhen

Tabelle 22 können die maximalen Geschwindigkeitswerte der einzelnen Versuchen entnommen werden.

Versuch Nr.	6	7	8	9	10
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximal gemessene Geschwindigkeit [m/s]	-1,83	-2,36	-2,90	-4,32	-11,31

Tabelle 22: Erreichte Höchstgeschwindigkeit bei den entsprechenden Fallhöhen

4.2.2.3 *Versuchsergebnisse: Verformungen*

In Tabelle 23 sind die gemessenen Verformungen der direkt belastetsten Rostbalken und der Träger aufgelistet. Die Messwerte der drei Wegaufnehmer unter den Rostbalken sowie jene der beiden unter den Trägern wurden dabei gemittelt. Da die Tauchanker sich, aufgrund der geringeren Beschleunigungen, seltener ablösten als bei den Versuchen ohne Überdeckung, kann neben der maximalen Durchbiegung oft auch die plastische Verformung angegeben werden. Die plastische Durchbiegung beim 7-m-Versuch wurde mit dem Zollstock gemessen. Der Wegaufnehmer war davor entfernt worden.

Versuch Nr.	6	7	8	9	10
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Verformung Rostbalken [mm]	45,2	41,1	42,6	82,2	
Plastische Verformung Rostbalken [mm]	18,3	8,2		22,3	400,0
Maximale Verformung Träger [mm]	1,80	2,20	2,62	3,52	32,33
Plastische Verformung Träger [mm]	0,43	0,31	0,33	0,36	

Tabelle 23: Maximale Durchbiegung sowie bleibende Durchbiegung von Rostbalken und Träger für die unterschiedlichen Versuchshöhen

Betrachtet man Tabelle 23, so stellt man fest, dass die maximale Durchbiegung des Rostbalkens bei den ersten drei Versuchen nicht zunimmt. Die plastische Verformung ist bei einer Fallhöhe von 15 cm mit 18,3 mm sogar deutlich größer als bei einer Fallhöhe von 30 cm mit 8,2 mm. Bei einer Fallhöhe von einem Meter kommt es zu einer deutlichen Zunahme der Verformungen. Die Rostbalken bogen sich beim Aufprall 82,2 mm durch. Davon blieben 22,3 mm als plastische Verformung zurück. Beim finalen 7-m-Versuch wurden die Rostbalken kurzfristig bis zum Boden durchgebogen.

Die maximale Durchbiegung der Träger nimmt, mit größer werdender Fallhöhe, konstant zu. Die plastische Verformung ist dagegen beim 15-cm-Versuch am größten, wenn man den 7-m-Versuch nicht berücksichtigt. Bei diesem Versuch bogen sich die Träger mit 32,33 mm knapp 10-mal so stark durch wie beim 45-cm-Versuch. Zudem wurde der Träger stark nach innen gebogen.

Auch die Schotterüberdeckung verformte sich beim Aufprall des Blockes. Bei geringen Fallhöhen von bis zu 45 cm drang der Block kaum in die Überdeckung ein. Bei einer Fallhöhe von einem Meter verformte sich die Überdeckung schon deutlicher, der Block drang knapp 10 cm in die Schotterschicht ein. Beim finalen 7-m-Versuch drang der Block 50 cm in das Überdeckungsmaterial ein.

4.2.2.4 *Versuchsergebnisse: Beschleunigungen und eingeleitete Kräfte*

In Abbildung 36 sind die aufgetretenen Beschleunigungen beim Aufprall für die unterschiedlichen Fallhöhen dargestellt. Mit zunehmender Fallhöhe wird auch die Beschleunigung beim Aufprall größer. Beim ersten Kontakt mit dem Schotter bildet sich ein Peak aus, der schnell wieder leicht abfällt. Dieser rührt vom oszillieren des Sensors her. Deshalb wird der zweite Peak, der meist aber nicht mehr so hoch ist wie der erste, für die weiteren Berechnungen verwendet. Beim 7-m-Versuch ist der Verlauf besonders extrem. Hier ist zusätzlich ein starker dritter Peak sichtbar, der vom Kontakt der Rostbalken mit der Fundament herrührt.

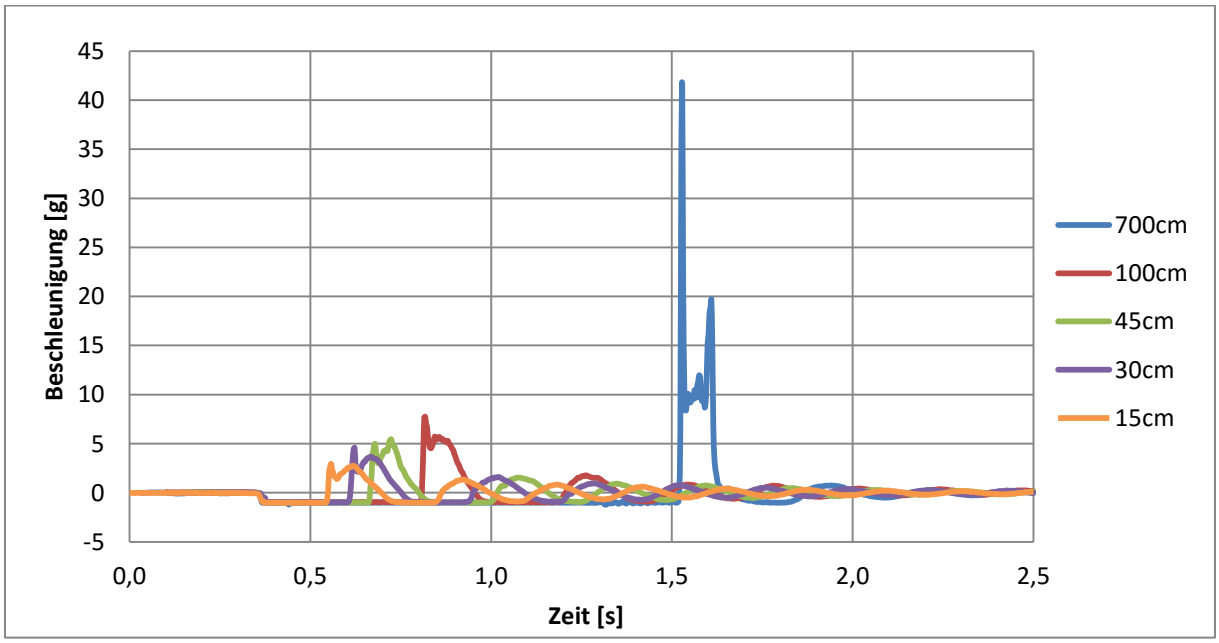


Abbildung 36: Beschleunigungsverlauf für die unterschiedlichen Fallhöhen

Die maximalen Beschleunigungswerte des zweiten Peaks können Tabelle 24 entnommen werden. Der kleinste Wert wurde beim Versuch aus 15 cm Höhe mit 2,76 g gemessen. Die größte Beschleunigung trat mit knapp 12 g beim 7-m-Versuch auf.

Versuch Nr.	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Beschleunigung [m/s²]	2,76	3,65	5,44	5,70	11,97

Tabelle 24: Maximal aufgetretene Beschleunigungen für die unterschiedlichen Versuchshöhen

In Tabelle 25 sind die maximal auf die Stahlschneebrücke aufgebrachten Kräfte aufgelistet. Die eingebrachte Kraft liegt dabei zwischen 66,7 kN bei einer Fallhöhe von 15 cm und 943,7 kN bei einer Fallhöhe von 7 m.

Versuch Nr.	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Einwirkende Kraft [kN]	62,5	82,7	123,3	129,2	271,3

Tabelle 25: Auf die Stahlschneebrücke maximal einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor

4.2.2.5 *Versuchsergebnisse: Auflagerkräfte*

In Abbildung 37 ist die Summe der an allen vier Zellen gemessenen Auflagerkräfte für die unterschiedlichen Versuchshöhen dargestellt. Die maximalen Kräfte können Tabelle 26 entnommen werden. Wie die Beschleunigungen nehmen auch die Auflagerkräfte mit zunehmender Fallhöhe zu. Bei einer Fallhöhe von 15 cm wurden 121 kN gemessen, bei einer Fallhöhe von 7 m 263,9 kN. Damit betragen die Auflagerkräfte bei der maximalen Fallhöhe von 7 m nur knapp mehr als das doppelte als bei einer Fallhöhe von 15 cm, obwohl die einwirkende Kraft ein Vielfaches ist. Es ist allerdings zu berücksichtigen, dass, wie schon beim Versuch ohne Überdeckung, ein Teil der Energie direkt in das Betonfundament eingetragen wurde. Dieser Anteil wird, aufgrund des geringen Anstiegs der Beschleunigung, vernachlässigt.

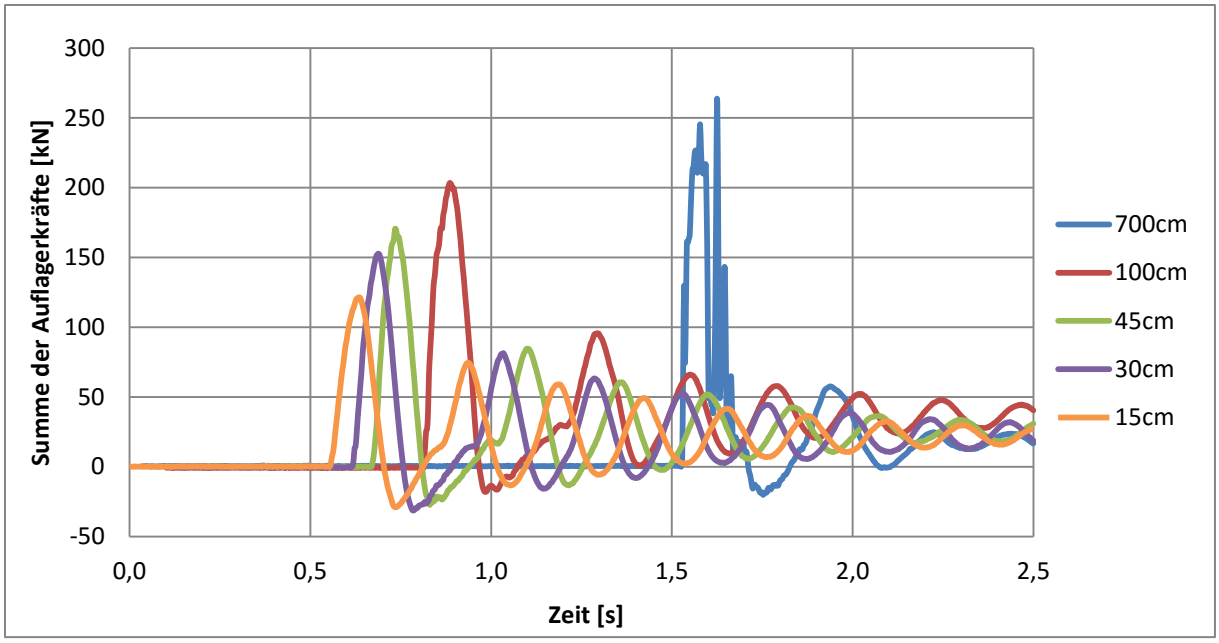


Abbildung 37: Summe der gemessenen Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen

Versuch Nr.	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Gesamte Auflagerkräfte [kN]	121,5	152,6	170,5	203,4	263,9

Tabelle 26: Maximal gemessene Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen

4.2.2.6 *Vergleich der eingebrachten Kräfte mit der Summe der Auflagerkräfte*

In Tabelle 27 sind die maximal einwirkenden Kräfte laut Beschleunigungssensor den maximal gemessen Auflagerkräften gegenübergestellt. Interessant ist, dass die maximal einwirkenden Kräfte mit Ausnahme des 7-m-Versuchs kleiner sind als die gemessenen Auflagerkräfte.

Versuch Nr.	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Einwirkende Kraft [kN]	62,5	82,7	123,3	129,2	271,3
Gesamte Auflagerkräfte [kN]	121,5	152,6	170,5	203,4	263,9
Differenz [kN]	-59,0	-70,0	-47,2	-74,1	7,4

Tabelle 27: Einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der gemessenen Auflagerkräfte sowie deren Differenzen

4.2.2.7 *Detail: Vergleich der Kräfte und Verformungen beim Aufprall aus 45 cm*

In Abbildung 38 sind die Kräfte laut Beschleunigungssensor jenen laut Kraftaufnehmer gegenübergestellt. Der Verlauf der beiden Kurven unterscheidet sich deutlich.

Die Kräfte laut Beschleunigungssensor steigen rasch an und erreichen nach knapp 0,02 s den ersten Peak. Nach weiteren 0,045 s kommt es dann zu einem zweiten Peak, der etwas mächtiger ist. Die Kraftaufnehmer springen erst etwa 0,01 Sekunden nach dem Beschleunigungssensor an. Der Peak ist sogar um 0,02 s nach hinten verschoben. Die Wegaufnehmer springen etwa zum selben Zeitpunkt wie die Kraftaufnehmer an. Die maximale Verformung wird vor den maximalen Kräften erreicht.

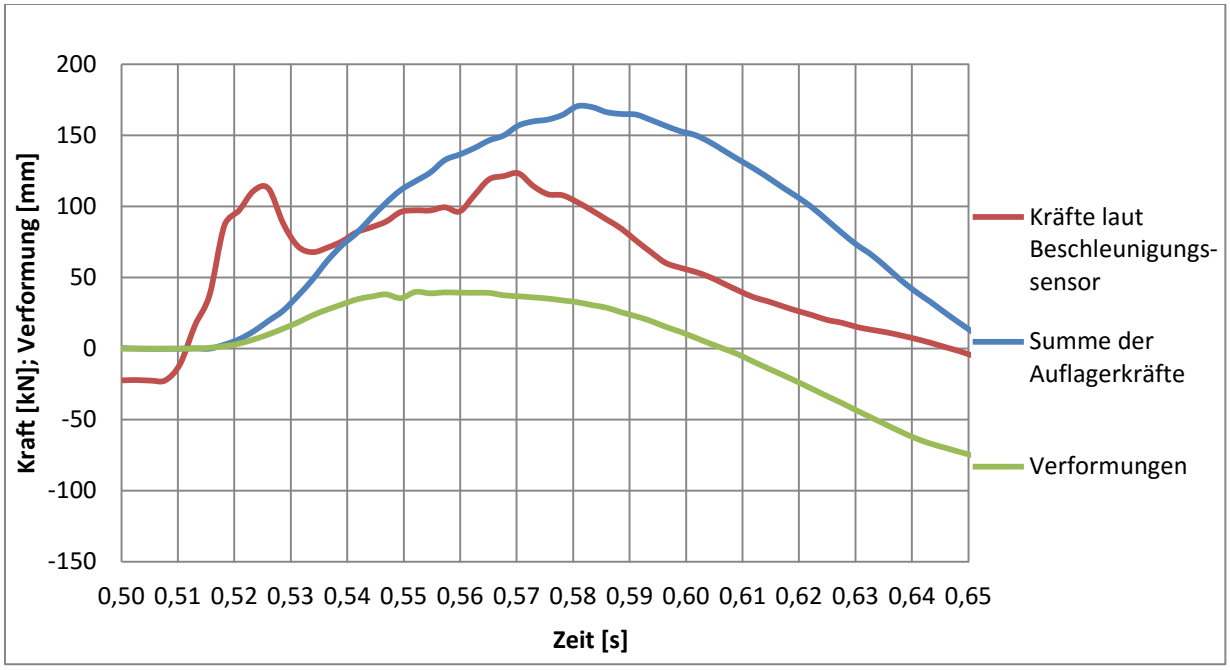


Abbildung 38: Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der Auflagerkräfte sowie mittlere Verformungen der Rostbalken beim Aufprall aus 45 cm

4.2.3 Lastannahme 2, ohne Überdeckung (Versuche 11-15)

Bei dieser Versuchsreihe wird der Block ohne Überdeckung direkt auf den Träger fallen gelassen. Während bei den ersten Versuchen aus geringer Fallhöhe nur geringe Schäden an den Rostbalken und am Träger auftraten, kam es beim 7 m- Versuch zu einem Totalversagen (Abbildung 39). Der Träger wurde so verformt, dass dieser am Betonfundament auflag. Die Energie wurde sozusagen direkt in das Betonfundament eingeleitet. Zudem wurde das Kabel des Beschleunigungssensors knapp nach dem Aufprall vom Block zerdrückt. Der Wegaufnehmer unter dem Träger war davor vorsorglich entfernt worden.

Abbildung 39: Zerstörte Stahlschneebrücke nach dem Versuch aus 7 m Höhe

4.2.3.1 *Tatsächliche Fallhöhen und eingebrachte Energien*

In Tabelle 28 ist die tatsächliche Fallhöhe h für die einzelnen Versuche sowie die dazugehörige Energie aufgelistet. Die tatsächlichen Fallhöhen weichen teilweise deutlich von den geplanten Fallhöhen ab. Die größte absolute Abweichung ist mit etwa 44 cm beim 7-m-Versuch festzustellen. Dadurch wurde bei diesem Versuch 10 kJ weniger Energie in das System eingebracht.

Versuch Nr.	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
Geplante Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Tatsächliche Fallhöhe [cm]	15,4	33,3	43,2	105,4	655,8
Differenz [cm]	-0,4	-3,3	1,8	-5,4	44,2
Energie geplant [kJ]	3,40	6,80	10,20	22,66	158,63
Energie eingebracht [kJ]	3,49	7,54	9,80	23,88	148,60
Differenz [cm]	-0,1	-0,7	0,4	-1,2	10,0

Tabelle 28: Geplante und tatsächliche Fallhöhen sowie Energien und deren Differenzen

4.2.3.2 *Geschwindigkeitsverläufe (Abgeleitet aus den Beschleunigungen)*

In Abbildung 40 sind die Geschwindigkeitsverläufe der Versuchsreihe dargestellt. Die Geschwindigkeit nimmt linear bis zum Aufprall zu. Danach nimmt sie rasch ab, steigt kurz ins Positive und läuft schließlich wellenförmig aus. Da beim 7-m-Versuch das

Kabel des Beschleunigungssensors durchtrennt wurde, ist die Geschwindigkeit nur bis zu diesem Punkt in Abbildung 40 dargestellt.

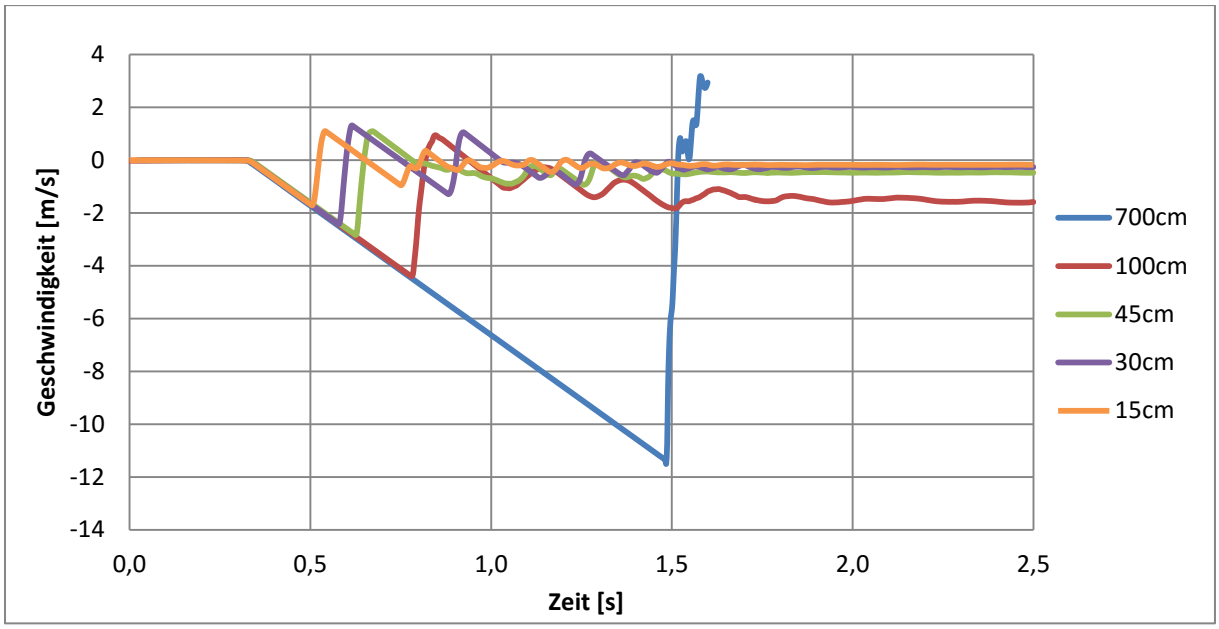


Abbildung 40: Geschwindigkeit des Blockes für die unterschiedlichen Fallhöhen

Tabelle 29 können die maximalen Geschwindigkeitswerte bei den einzelnen Versuchen entnommen werden.

Versuch Nr.	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Geschwindigkeit [m/s]	-1,71	-2,42	-2,83	-4,40	-11,49

Tabelle 29: Maximale Geschwindigkeit des Blockes für die unterschiedlichen Fallhöhen

4.2.3.3 *Versuchsergebnisse: Verformungen*

Bei den Versuchen, bei denen der Block direkt auf einen Träger fällt (Lastannahme 2), wurden nur die Verformungen des belasteten Trägers gemessen. In Abbildung 41 sind diese, für die einzelnen Versuche mit bis zu einem Meter Fallhöhe, dargestellt. Charakteristisch für die Verformungsverläufe sind die Verformungsspitzen kurz nach dem Aufprall auf der Stahlschneebrücke und die danach bleibende, plastische Verformung. Der Träger verformt sich mit Zunahme der Fallhöhe immer stärker. Eine Ausnahme stellt dabei der 30-cm-Versuch dar, wo der Spitzenwert höher liegt als beim 45-cm-Versuch. Zudem löste sich bei diesem Versuch der Tauchanker des Wegaufnehmers, weshalb dieser nach dem ersten, kaum sichtbaren Peak gleichbleibend über 50 mm Verformung anzeigt.

Da bei einer Fallhöhe von 7 m die Zerstörung des Wegaufnehmers wahrscheinlich erschien, wurde dieser vor dem Versuch entfernt. Beim Versuch verformte sich der Träger so stark, dass dieser zwischen Block und Fundament zerdrückt wurde.

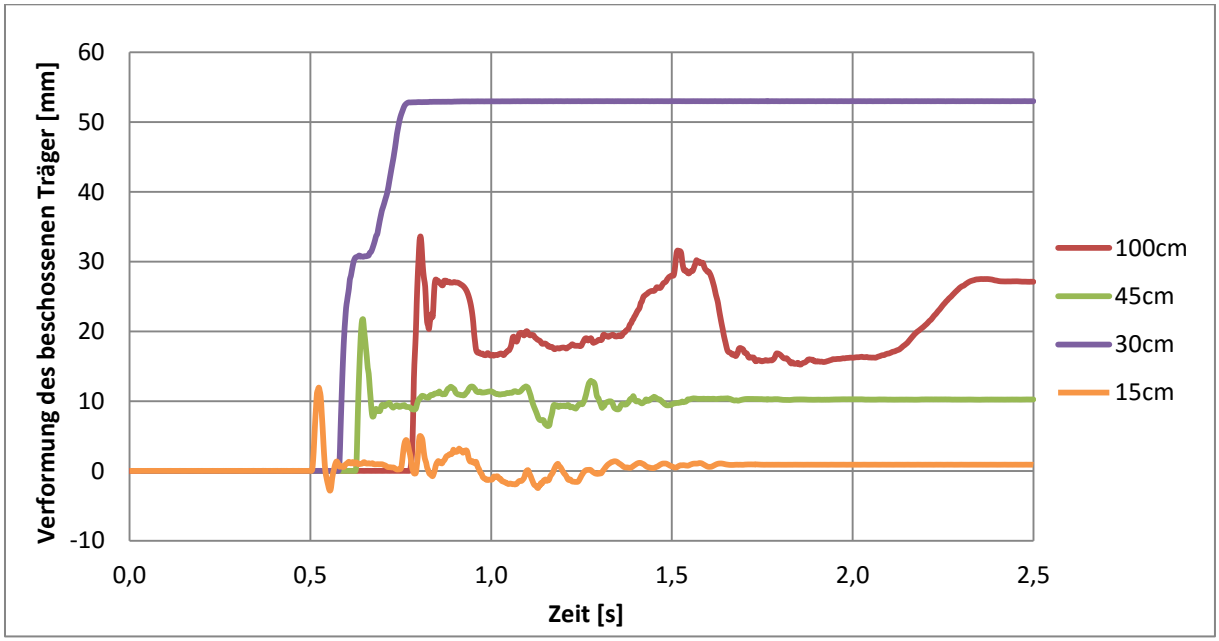


Abbildung 41: Verformung des Trägers für Fallhöhen bis zu einem Meter

Die maximalen Verformungen sowie die bleibenden plastischen Verformungen des Trägers bei den einzelnen Versuchen können, soweit gemessen, Tabelle 30 entnommen werden. Beim Aufprall aus einem Meter lag die maximale Verformung bei etwa 33 mm. Davon blieben etwa 27 mm als plastische Verformung zurück.

Versuch Nr.	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Verformung Rostbalken [mm]	11,9	30,9	21,7	33,6	
Plastische Verformung Rostbalken [mm]	0,9		10,2	26,6	

Tabelle 30: Maximale Durchbiegung sowie bleibende Durchbiegung des Trägers für die unterschiedlichen Versuchshöhen.

4.2.3.4 *Versuchsergebnisse: Beschleunigungen und eingeleitete Kräfte*

In Abbildung 42 sind die aufgetretenen Beschleunigungen beim Aufprall für die unterschiedlichen Fallhöhen dargestellt. Mit zunehmender Fallhöhe wird auch die Beschleunigung beim Aufprall größer. Bei Fallhöhen bis zu einem Meter nimmt die maximale Beschleunigung langsam auf knapp 20 g zu. Beim 7-m-Versuch wurden dagegen über 80 g gemessen. Verantwortlich dafür ist, dass der Träger bei diesem

Versuch versagte, und der Aufprall erst durch das steife Betonfundament gestoppt wurde. Bei geringeren Fallhöhen wurde der Block langsam vom Träger abgebremst.

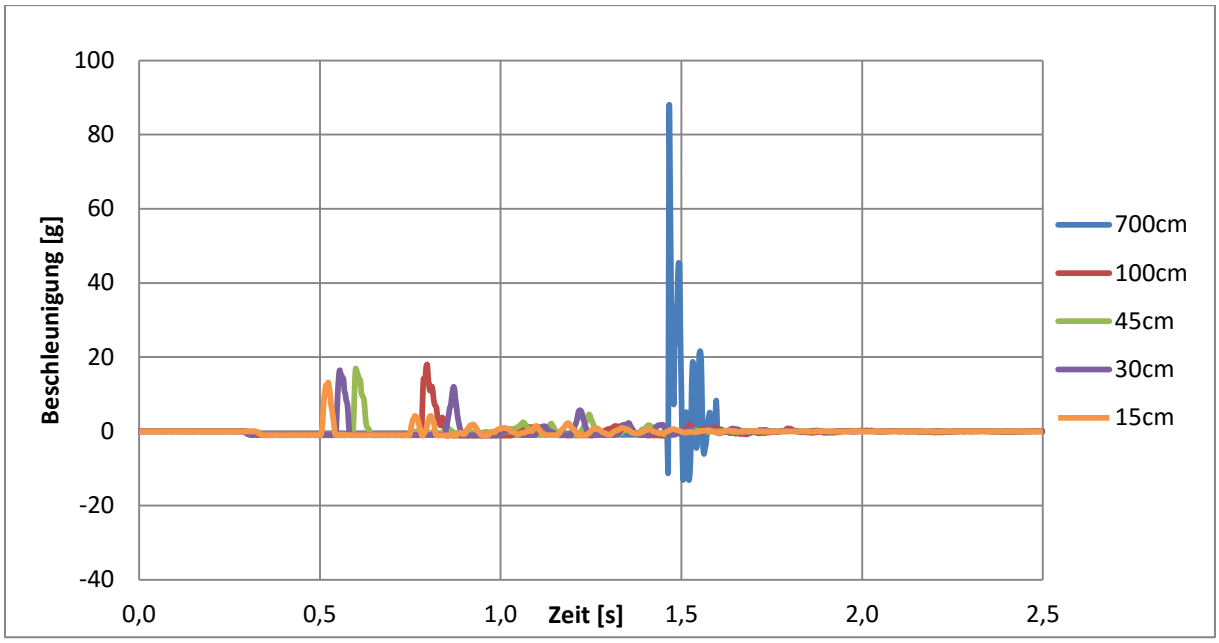


Abbildung 42: Beschleunigungsverlauf für die unterschiedlichen Fallhöhen

Die maximalen Beschleunigungswerte können Tabelle 31 entnommen werden. Die maximalen Beschleunigungen beim Aufprall liegen bei Fallhöhen von 15 cm bis zu einem Meter zwischen ca. 13,2 und 18,0 g. Bei der Fallhöhe von 7 m wurde dagegen ein Wert von 85,5 g gemessen.

Versuch Nr.	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Beschleunigung [m/s²]	13,18	16,48	16,89	17,98	85,51

Tabelle 31: Maximal aufgetretene Beschleunigungen für die unterschiedlichen Versuchshöhen

In Tabelle 32 sind die maximal auf die Stahlschneebrücke aufgebrachten Kräfte aufgelistet. Bei Versuchen mit maximal einem Meter Fallhöhe betrug die einwirkende Kraft zwischen 299 und 407 kN. Beim 7-m-Versuch wurden über 1900 kN gemessen.

Versuch Nr.	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Einwirkende Kraft [kN]	298,6	373,4	382,8	407,4	1937,7

Tabelle 32: Auf die Stahlschneebrücke maximal einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor

4.2.3.5 *Versuchsergebnisse: Auflagerkräfte*

Die in Summe aufgetretenen Auflagerkräfte sind in Abbildung 43 für die unterschiedlichen Fallhöhen dargestellt. In Tabelle 33 sind die maximal auf die Stahlschneebrücke aufgebrachten Kräfte aufgelistet. Die gemessenen Auflagerkräfte variieren zwischen ca. 350 kN bei 15 cm Fallhöhe und ca. 625 kN bei 7 m Fallhöhe. Zu beachten ist allerdings, dass sich beim 7-m-Versuch der Träger so stark verformt hat, dass die Energie zu einem Teil vom Fundament aufgenommen wurde. Auffällig ist, dass die gemessenen Kräfte bei einer Fallhöhe von 30 cm größer sind als bei einer Fallhöhe von 45 cm. Weiters ist ersichtlich, dass Kräfte nur unter dem direkt beschossenen Träger messbar sind.

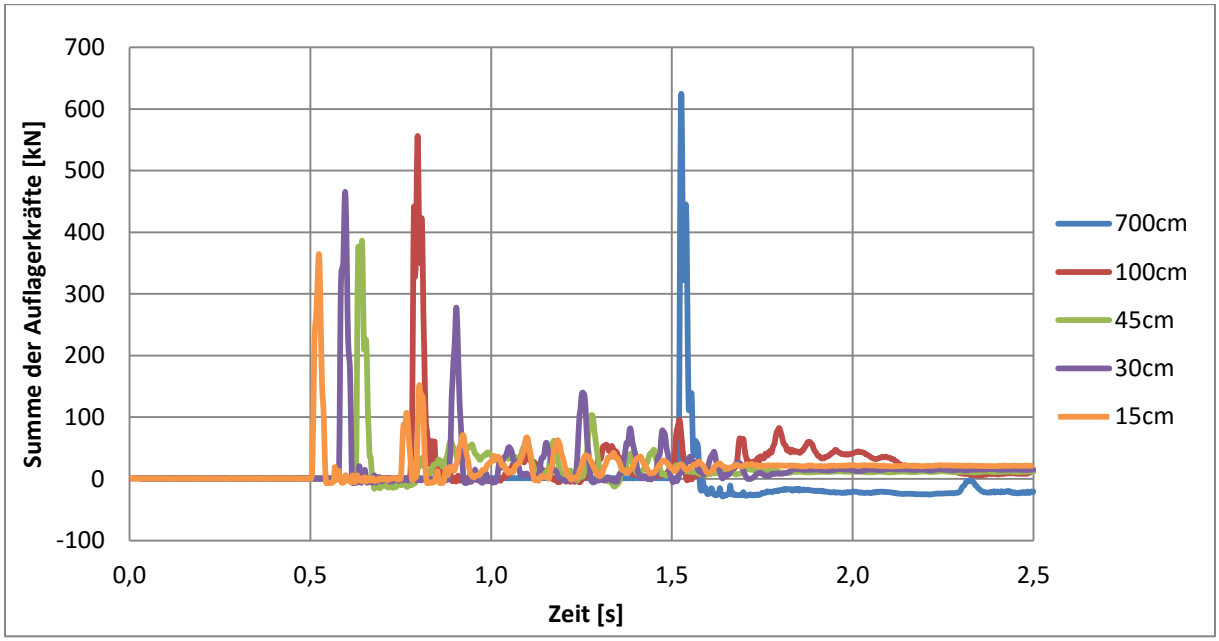


Abbildung 43: Summe der gemessenen Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen.

Versuch Nr.	11	12	13	14	15
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Gesamte Auflagerkräfte [kN]	364,7	465,7	385,2	556,4	624,8
Auflagerkräfte belasteter Träger [kN]	364,4	465,4	385,0	556,2	624,2
Auflagerkräfte unbelasteter Träger [kN]	0,35	0,34	0,23	0,21	0,64

Tabelle 33: Gemessene Auflagerkräfte differenziert nach belastetem und unbelastetem Träger

4.2.3.6 *Vergleich der gemessenen Energien*

In Tabelle 34 sind die aus den auftretenden Beschleunigungen berechneten, ins System eingetragenen Kräfte der Summe der Auflagerkräfte gegenübergestellt. Die ge-

messenen Auflagerkräfte sind mit Ausnahme des 7-m-Versuchs größer als die eingetragenen Kräfte. Bei diesem Versuch prallte der Block in letzter Konsequenz aber auf das Betonfundament.

Versuch Nr.	11	12	13	14	15
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Einwirkende Kraft [kN]	298,6	373,4	382,8	407,4	1937,7
Gesamte Auflagerkräfte [kN]	364,7	465,7	385,2	556,4	624,8
Differenz [kN]	-66,1	-92,3	-2,4	-149,0	1312,9

Tabelle 34: Einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der gemessenen Auflagerkräfte sowie deren Differenzen

4.2.3.7 *Detail: Vergleich der Kräfte und Verformungen beim Aufprall aus 45 cm*

In Abbildung 44 sind die Kräfte laut Beschleunigungssensor jenen laut Kraftaufnehmer gegenübergestellt. Der Verlauf der beiden Kurven unterscheidet sich kaum. Die Sensoren springen praktisch zeitgleich an und erreichen etwa 0,01 Sekunden später ihren ersten Peak. Eine weitere Hundertstelsekunde später kommt es zu einem weiteren, etwas mächtigeren Peak der Kraftaufnehmer, während die Kräfte laut Beschleunigungssensor schon abfallen. Die Auswertung der Bilder der Highspeed-Kamera zeigten, dass der Block etwa 0,015 Sekunden nach dem ersten Kontakt den tiefsten Punkt erreicht. Die maximale Verformung des Trägers tritt etwas später auf.

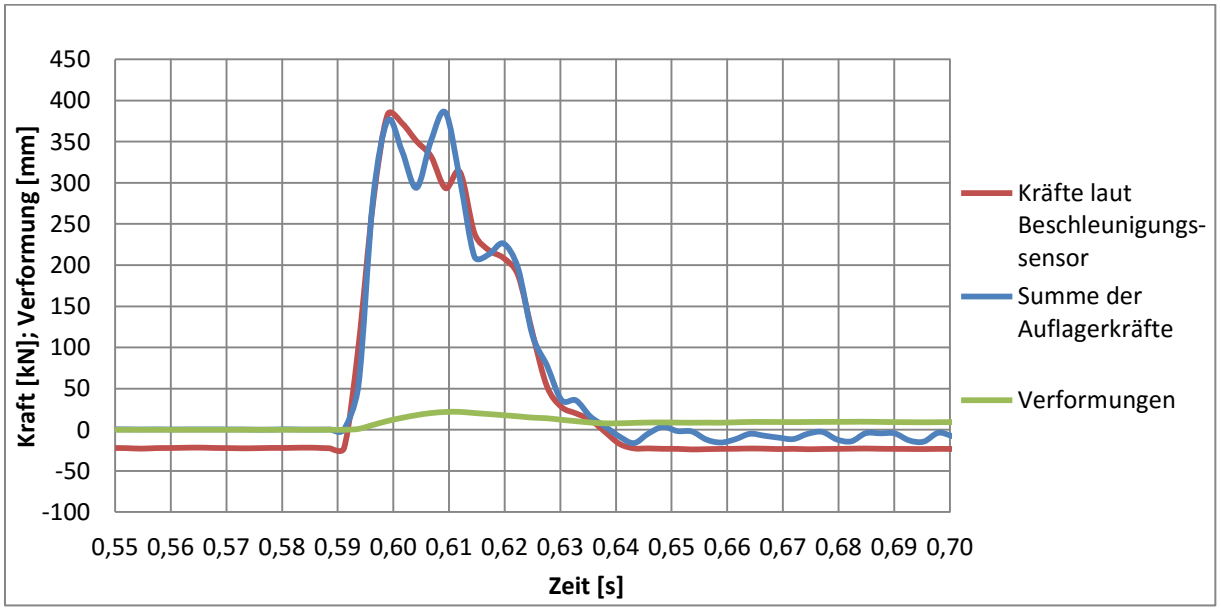


Abbildung 44: Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der Auflagerkräfte sowie Verformung des Trägers beim Aufprall aus 45 cm

4.2.4 Lastannahme 2, mit Überdeckung (Versuche 16-20)

Bei dieser Versuchsreihe wurde der Block direkt auf den Träger der mit Schotter überdeckten Gabione geschossen. Bei geringeren Fallhöhen von bis zu einem Meter kam es dabei zu keinen nennenswerten Schäden an der Stahlschneebrücke. Beim finalen 7-m-Versuch verbog sich der Träger stark, aber nicht bis auf das Fundament. Der Block drang ca. 20 cm in die Schottergabionen ein (Abbildung 45). Leider wurde das Kabel des Beschleunigungssensors knapp nach dem Aufprall des Blockes durchtrennt. Die maximale Beschleunigung beim Aufprall konnte deshalb nicht richtig gemessen werden. Der Wegaufnehmer unter dem Träger wurde beim Versuch zerstört.

Abbildung 45: Beschädigte Stahlschneebrücke nach dem Versuch aus 7 m Höhe.

4.2.4.1 *Tatsächliche Fallhöhen und eingebrachte Energien*

In Tabelle 35 ist die tatsächliche Fallhöhe h für die einzelnen Versuche sowie die dazugehörige Energie aufgelistet. Die tatsächlichen Fallhöhen wichen kaum von den geplanten Fallhöhen ab. Dadurch entsprachen auch die eingebrachten Energien praktisch den geplanten.

Versuch Nr.	16	17	18	19	20

Geplante Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Tatsächliche Fallhöhe [cm]	14,1	29,4	47,9	100,7	694,7
Differenz [cm]	0,9	0,6	-2,9	-0,7	5,3

Energie geplant [kJ]	3,40	6,80	10,20	22,66	158,63
Energie eingebracht [kJ]	3,18	6,66	10,85	22,82	157,43
Differenz [cm]	0,21	0,14	-0,66	-0,16	1,20

Tabelle 35: Geplante und tatsächliche Fallhöhen sowie Energien und deren Differenzen.

4.2.4.2 *Geschwindigkeitsverläufe (Abgeleitet aus den Beschleunigungen)*

In Abbildung 46 sind die Geschwindigkeitsverläufe der Versuchsreihe dargestellt. Die Geschwindigkeit nimmt bei allen Versuchen linear bis zum Aufprall zu. Danach nimmt sie rasch ab, steigt kurz ins Positive und läuft schließlich wellenförmig aus. Auffällig ist, dass die Abnahme der Geschwindigkeit umso schneller erfolgt, je größer die Fallhöhe ist. Da beim 7-m-Versuch das Kabel des Beschleunigungssensors durchtrennt wurde, ist die Geschwindigkeit nicht für den vollen Zeitraum dargestellt.

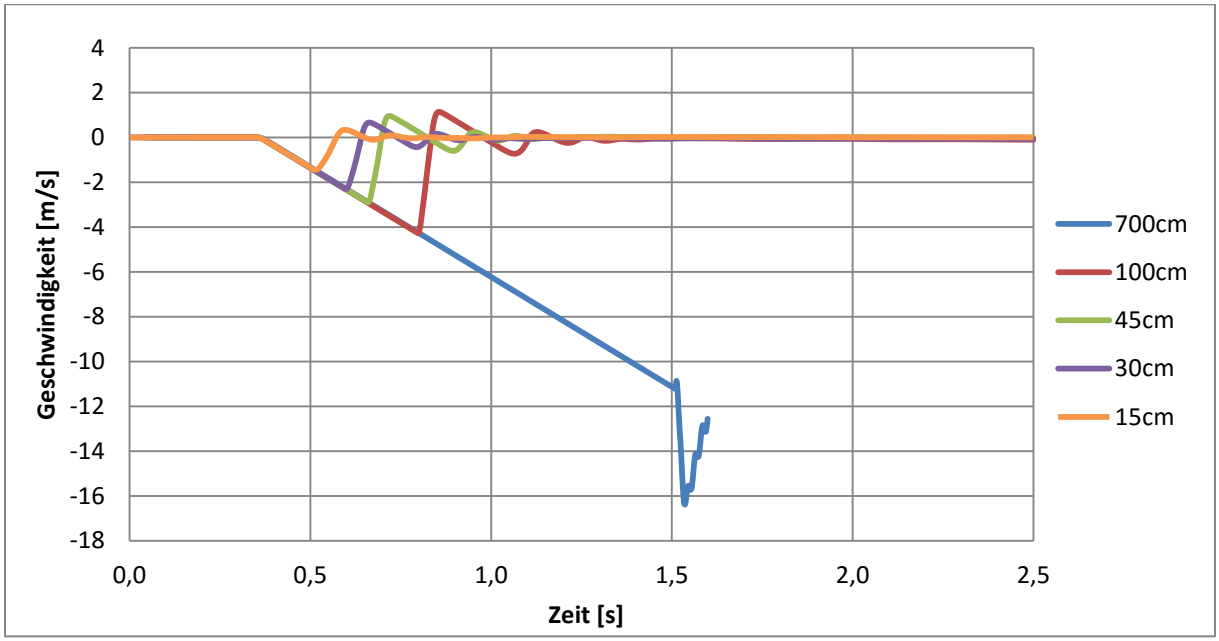


Abbildung 46: Geschwindigkeit des Blockes für die unterschiedlichen Fallhöhen

Tabelle 36 können die maximalen Geschwindigkeitswerte bei den einzelnen Versuchen entnommen werden. Beim 7-m-Versuch wird die tatsächliche maximale Geschwindigkeit bei Sekunde 1,5 angegeben und nicht die höhere, nach dem Riss des Kabels generierte.

Versuch Nr.	16	17	18	19	20
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Geschwindigkeit [m/s]	-1,45	-2,31	-2,90	-4,27	-11,21

Tabelle 36: Maximale Geschwindigkeit des Blockes für die unterschiedlichen Fallhöhen

4.2.4.3 *Versuchsergebnisse: Verformungen*

In Abbildung 47 sind die Verformungen des belasteten Trägers für die einzelnen Versuche mit bis zu einem Meter Fallhöhe dargestellt. Charakteristisch für die Verformungsverläufe sind die Verformungsspitzen kurz nach dem Aufprall auf die Stahlschneebrücke, und die danach bleibende, plastische Verformung. Der Träger verformt sich mit Zunahme der Fallhöhe immer stärker. Beim 100-cm-Versuch löste sich der Tauchanker des Wegaufnehmers, weshalb dieser nach dem ersten, kaum sichtbaren, Peak gleichbleibend über 50 mm Verformung anzeigt. Beim 7-m-Versuch wurde der Wegaufnehmer zerstört. Der Träger verformte sich stark, aber nicht bis auf zum Betonfundament.

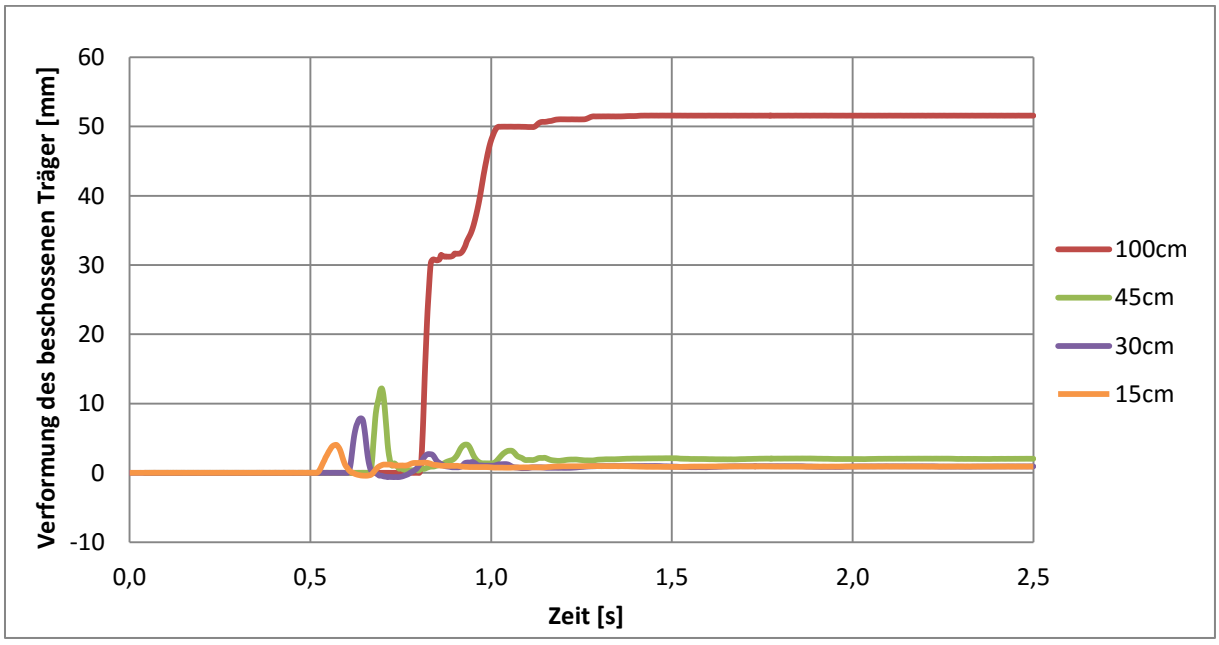


Abbildung 47: Verformung des Trägers für Fallhöhen bis zu einem Meter

Die maximalen Verformungen sowie die bleibenden plastischen Verformungen des Trägers bei den einzelnen Versuchen können, soweit gemessen, Tabelle 37 entnommen werden. Mit zunehmender Fallhöhe steigt sowohl die maximale als auch die bleibende Verformung an. Beim 7-m-Versuch wurde die plastische Verformung mit dem Zollstock gemessen.

Versuch Nr.	16	17	18	19	20
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Verformung Rostbalken [mm]	4,0	7,7	12,2	30,8	
Plastische Verformung Rostbalken [mm]	0,9	0,9	2,0		200

Tabelle 37: Maximale Durchbiegung sowie bleibende Durchbiegung des Trägers für die unterschiedlichen Versuchshöhen

4.2.4.4 *Versuchsergebnisse: Beschleunigungen und eingeleitete Kräfte*

In Abbildung 48 sind die aufgetretenen Beschleunigungen beim Aufprall für die unterschiedlichen Fallhöhen dargestellt. Mit zunehmender Fallhöhe wird die Beschleunigung beim Aufprall rasch größer. Allerdings liegt sie bei Versuchen mit Fallhöhen von bis zu einem Meter deutlich unter jener in den Versuchen ohne Überdeckung (Kapitel 4.2.3.4). Zudem ist der Peak beim ersten Kontakt mit dem Schotter nicht wie in 4.2.2.4 höher als der zweite Peak. Beim 7-m-Versuch wurde das Kabel des Beschleunigungssensors vom Block gekappt. Deshalb kann die maximale Beschleunigung beim Aufprall für diesen Versuch nicht angegeben werden.

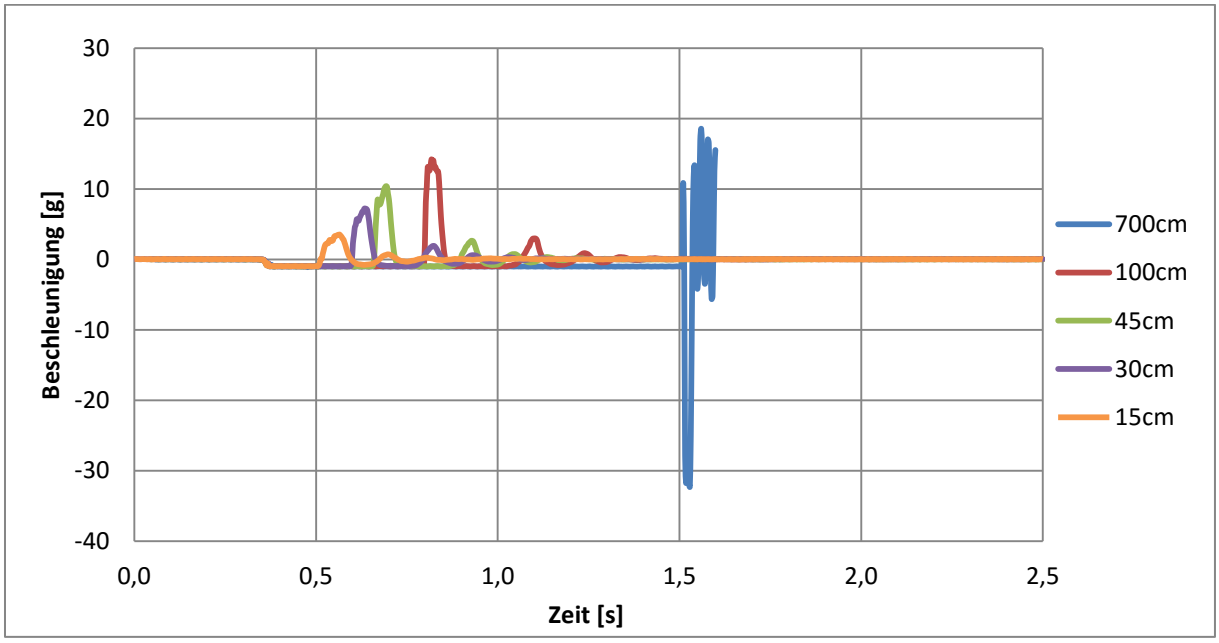


Abbildung 48: Beschleunigungsverlauf für die unterschiedlichen Fallhöhen

Die maximalen Beschleunigungswerte können Tabelle 38 entnommen werden. Die maximalen Beschleunigungen beim Aufprall liegen bei Fallhöhen von 15 cm bis zu einem Meter zwischen ca. 3,5 und 14,2 g. Für den 7-m-Versuch kann keine maximale Beschleunigung angegeben werden.

Versuch Nr.	16	17	18	19	20
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Maximale Beschleunigung [m/s²]	3,53	7,22	10,41	14,22	

Tabelle 38: Maximal aufgetretene Beschleunigungen für die unterschiedlichen Versuchshöhen

In Tabelle 39 sind die maximal auf die Stahlschneebrücke aufgebrachten Kräfte aufgelistet. Bei Versuchen mit maximal einem Meter Fallhöhe betrug die einwirkende Kraft zwischen 80 und 322 kN.

Versuch Nr.	16	17	18	19	20
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Einwirkende Kraft [kN]	80,0	163,6	235,9	322,3	

Tabelle 39: Auf die Stahlschneebrücke maximal einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor

4.2.4.5 *Versuchsergebnisse: Auflagerkräfte*

Die in Summe aufgetretenen Auflagerkräfte sind in Abbildung 49 für die unterschiedlichen Fallhöhen dargestellt. In Tabelle 40 sind die maximal auf die Stahlschneebrücke aufgebrachten Kräfte aufgelistet. Die gemessenen Auflagerkräfte werden mit zunehmender Fallhöhe größer. Bei einer Fallhöhe von 15 cm wurden in Summe 127,7 kN gemessen, bei einer Fallhöhe von 7 m 578,5 kN. Ein Blick in Tabelle 40 zeigt, dass die Kräfte praktisch nur auf den direkt beschossenen Träger wirken.

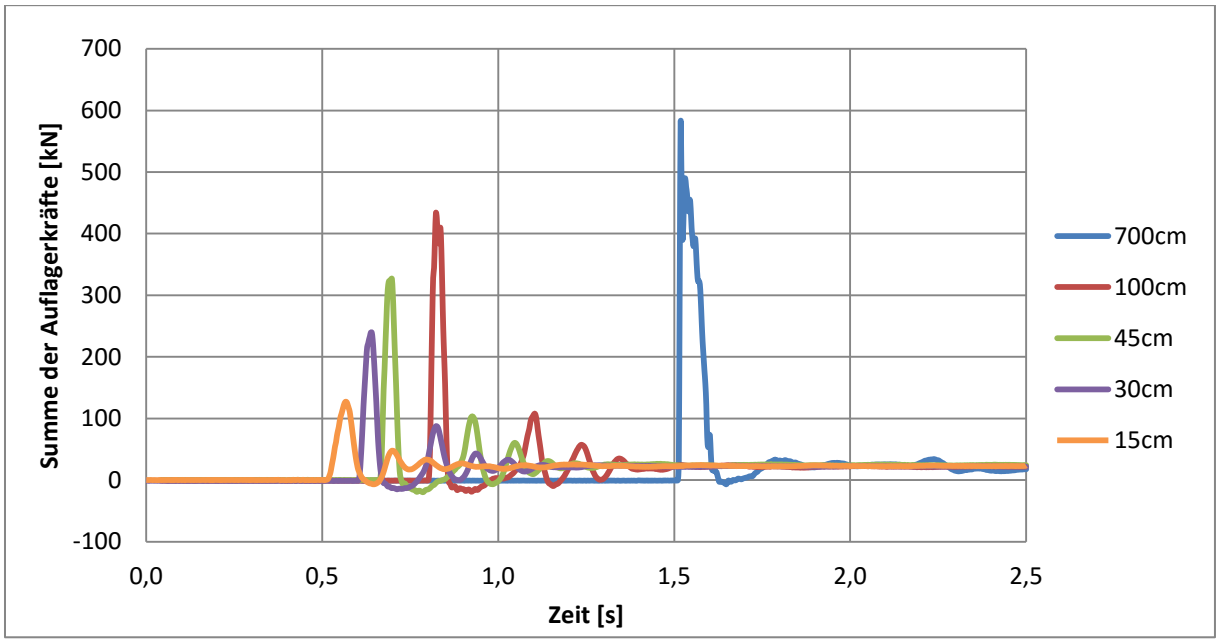


Abbildung 49: Summe der gemessenen Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen

Versuch Nr.	16	17	18	19	20
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Gesamte Auflagerkräfte [kN]	127,2	239,6	326,9	433,3	578,2
Auflagerkräfte belasteter Träger [kN]	127,7	240,2	327,0	433,6	578,5
Auflagerkräfte unbelasteter Träger [kN]	-0,54	-0,57	-0,15	-0,32	-0,26

Tabelle 40: Gemessene Auflagerkräfte differenziert nach belastetem und unbelastetem Träger

4.2.4.6 *Vergleich der gemessenen Energien*

In Tabelle 41 sind die aus den auftretenden Beschleunigungen berechneten, ins System eingetragenen Kräfte der Summe der Auflagerkräfte gegenübergestellt. Die gemessenen Auflagerkräfte sind bei allen Versuchen größer als die einwirkenden Kräfte. Für den 7-m-Versuch kann keine Beschleunigung angegeben werden, da das Kabel vom Block durchtrennt wurde.

Versuch Nr.	16	17	18	19	20
Fallhöhe [cm]	15	30	45	100	700
Einwirkende Kraft [kN]	80,0	163,6	235,9	322,3	
Gesamte Auflagerkräfte [kN]	127,2	239,6	326,9	433,3	578,2
Differenz [kN]	-47,2	-76,0	-90,9	-111,0	

Tabelle 41: Einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der gemessenen Auflagerkräfte sowie deren Differenzen

4.2.4.7 *Detail: Vergleich der Kräfte und Verformungen beim Aufprall aus 45 cm*

In Abbildung 50 sind die Kräfte laut Beschleunigungssensor jenen laut Kraftaufnehmer gegenübergestellt. Die vom Beschleunigungssensor gemessenen Kräfte steigen rasch an und erreichen nach knapp 0,01 s den ersten Peak. Nach weiteren 0,025 s kommt es zu einem zweiten Peak, der etwas mächtiger ist. Die Kraftaufnehmer springen erst etwa 0,01 Sekunden nach dem Beschleunigungssensor an. Der Peak tritt etwa gleichzeitig auf und ist deutlich mächtiger. Die Wegaufnehmer springen etwa zum selben Zeitpunkt wie die Kraftaufnehmer an. Die maximale Verformung wird etwa zum Zeitpunkt der maximal gemessenen Kräfte erreicht. Die Bilder der Highspeed-Kamera zeigen, dass der Block etwa 0,01 Sekunden davor am tiefsten in die Überdeckung eindringt.

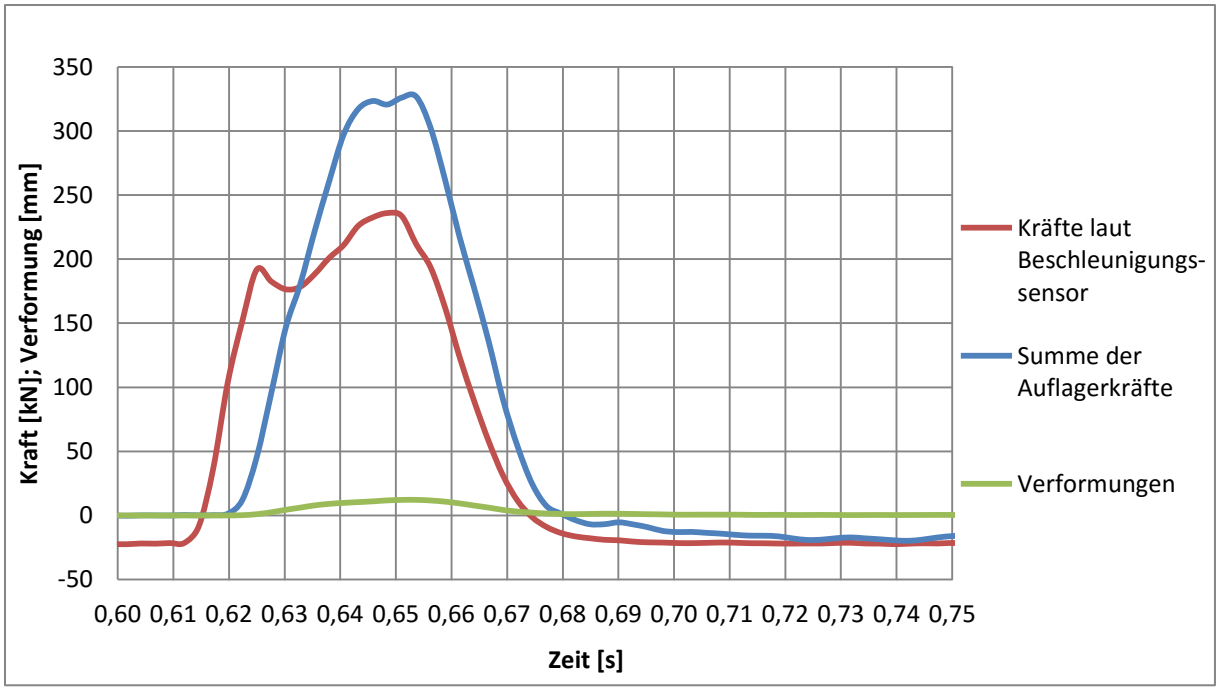


Abbildung 50: Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der Auflagerkräfte sowie Verformungen des Trägers beim Aufprall aus 45 cm

4.2.5 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Die Versuche im Maßstab 1:1 zeigten, dass Träger und Rostbalken mit Überdeckung einem Impact mit 150 kJ Energie sowohl in Feldmitte als auch bei einem Treffer auf den Träger standhalten können. Ohne Überdeckung kommt es in beiden Fällen zum Versagen.

4.2.5.1 *Beschleunigungen, Kräfte und Verformungen*

In Tabelle 42 sind die wichtigsten bei den Versuchen gemessenen Kenngrößen aufgelistet. Die Verformungen sind für das belastete Bauteil (je nach Versuch Rostbalken oder Träger) dargestellt. Messwerte, bei denen es zu einem Kontakt mit dem Boden gekommen ist, sind orange hinterlegt. Eine gelbe Markierung weist darauf hin, dass die Verformung mit dem Zollstock gemessen wurde.

Versuchs-reihe	Versuch Nr.	Fallhöhe	Maximale Beschleunigung	Einwirkende Kraft	Auflagerkräfte	Maximale elastische Verformung	Plastische Verformung
		[cm]	[g]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
Feldmitte ohne Überdeckung, Lastfall 1	1	15	5,37	121,7	89,61	31,6	
	2	30	4,79	108,6	152,83	40,4	8,2
	3	45	8,87	201,1	154,48		
	4	100					
	5	700	200,21	4537,1	312,11		

Feldmitte mit Überdeckung, Lastfall 1	6	15	2,76	66,7	121,47	45,2	18,3
	7	30	3,65	103,6	152,64	41,1	8,2
	8	45	5,44	123,3	170,52	42,6	
	9	100	5,70	175,7	203,36	82,2	22,3
	10	700	11,97	271,3	263,87		400
Träger ohne Überdeckung, Lastfall 2	11	15	13,18	298,6	364,70	11,9	0,9
	12	30	16,48	373,4	465,72	30,9	
	13	45	16,89	382,8	385,19	21,7	10,2
	14	100	17,98	407,4	556,40	33,6	26,6
	15	700	85,51	1937,7	624,84		
Träger mit Überdeckung, Lastfall 2	16	15	3,53	80,0	127,20	4,0	0,9
	17	30	7,22	163,6	239,64	7,7	0,9
	18	45	10,41	235,9	326,87	12,2	2,0
	19	100	14,22	322,3	433,26	30,8	
	20	700			578,23		200

Tabelle 42: Maximale Beschleunigung, einwirkende Kräfte, Auflagerkräfte sowie plastische und elastische Verformungen des beschossenen Bauteils (je nach Versuch Rostbalken oder Träger) für die durchgeführten Versuche. Orange hinterlegte Werte wurden bei Versuchen gemessen, bei denen der Block das Fundament erreichte. Gelb hinterlegte Verformungen wurden mit Zollstock gemessen.

Betrachtet man Tabelle 42, so stellt man fest, dass die gemessenen Kräfte bei den Versuchen auf die Träger größer sind als bei Versuchen auf die Rostbalken. Die Verformungen am Bauteil, auf dem der Block aufschlug sind in diesem Fall deutlich geringer. Bei den Versuchen mit Überdeckung sind die Kräfte deutlich geringer als bei jenen ohne Überdeckung. Die gemessenen Auflagerkräfte sind dabei meist größer als die einwirkenden Kräfte. Bei den Versuchen mit Überdeckung gibt es dabei keine Ausnahmen, bei jenen ohne Überdeckung schon (Versuch Nr.2). Bei einer Fallhöhe von 7 m ist kein wirklicher Vergleich möglich, da der Block bei drei von vier Versuchen einen Teil seiner Energie direkt an das Betonfundament abgegeben hat, während beim vierten Versuch das Kabel des Beschleunigungssensors frühzeitig riss. Die Verformungen konnten mit der eingesetzten Messtechnik nur teilweise gemessen werden. Die größte gemessene Beschleunigung wurde mit ca. 200 g bei Versuch Nr. 5 gemessen, wo der Block gebremst auf das Betonfundament fiel.

4.2.5.2 *Detail: Kräfte und Verformungen bei 45 cm Fallhöhe*

Vergleicht man die im Detail untersuchten Versuche mit 45 cm Fallhöhe, lassen sich mehrere Unterschiede feststellen. Bei Versuchen mit Überdeckung dauert es wesentlich länger bis der Block zum Stillstand kommt. Überlagert wird dieser Effekt von der Steifigkeit des darunterliegenden Systems: Bei den Versuchen auf den Träger ist die

Impactdauer deutlich kürzer als bei den Versuchen auf die Rostbalken. Im Normalfall erreicht die Kraft laut dem Beschleunigungssensor ihr Maximum vor den Kraftaufnehmern.

Bei den Versuchen auf den Träger erreichte der Block laut Highspeed-Kamera etwa 0,01 Sekunden vor der maximalen Verformung seinen tiefsten Punkt. Die maximale Verformung tritt in etwa gleichzeitig mit den maximalen Auflagerkräften auf.

Bei den Versuchen auf die Rostbalken fehlt entweder die Messung der Verformung oder die Highspeed-Kamera-Aufnahme. Beim Versuch mit Überdeckung wird das Maximum der Verformung schon vor der höchsten Beschleunigung gemessen. Beim Versuch ohne Überdeckung ist es schwierig eine Aussage zu treffen, da der Block nicht waagrecht auf die bereits verformten Rostbalken aufschlug. Das führte dazu, dass der Block auf einer Seite stark gebremst wurde, bevor das Maximum der Verformung erreicht wurde.

4.3 Statischer Nachweis der Stahlschneebrücke bei Steinschlageinwirkung

Wie gut Stützen von Stahlschneebrücken die auftretenden Steinschlagkräfte aufnehmen können, wird in diesem Kapitel über die gemessenen Auflagerkräfte gezeigt. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Stahlschneebrücke beim Ereignis nicht durch Schnee belastet wird. Maßgeblich sind bei dieser Berechnung die einzelnen Stützen im Feldbereich, da diese dort das Eigengewicht eines breiteren Teilstücks als im Randbereich abtragen müssen.

4.3.1 Maximal auf die Auflager wirkende Kräfte

In Tabelle 43 sind die maximalen gemessenen Auflagerkräfte der durchgeführten Versuche aufgelistet. Um die wirkende Kraft auf einen Auflagerpunkt zu erhalten, wurde die Kraft, je nachdem ob Feldmitte oder Träger beschossen wurden, durch 4 bzw. durch 2 dividiert. Da bei den beiden 7-m-Versuchen ohne Überdeckung nicht die gesamte Energie auf die Kraftaufnehmer wirkte, sondern zu einem Teil direkt in das Betonfundament eingeleitet wurden, kann für diese Versuche kein Nachweis geführt werden.

Versuchsreihe	Versuch Nr.	Fallhöhe [cm]	Energie [kJ]	N Gesamt [kN]	N/Auflager [kN]
Feldmitte ohne Überdeckung, Lastfall 1	1	15	3,40	89,61	22,40
	2	30	6,80	152,83	38,21
	3	45	10,20	154,48	38,62
	4	100	22,66		
	5	700	158,63		
Feldmitte mit Überdeckung, Lastfall 1	6	15	3,40	121,47	30,37
	7	30	6,80	152,64	38,16
	8	45	10,20	170,52	42,63
	9	100	22,66	203,36	50,84
	10	700	158,63	263,87	65,97
Träger ohne Überdeckung, Lastfall 2	11	15	3,40	364,70	182,35
	12	30	6,80	465,72	232,86
	13	45	10,20	385,19	192,60
	14	100	22,66	556,40	278,20
	15	700	158,63		
Träger mit Überdeckung, Lastfall 2	16	15	3,40	127,20	63,60
	17	30	6,80	239,64	119,82
	18	45	10,20	326,87	163,43
	19	100	22,66	433,26	216,63
	20	700	158,63	578,23	289,11

Tabelle 43: Gesamte Auflagerkraft sowie Auflagerkraft je Auflager für die einzelnen Versuche

4.3.2 Tragfähigkeit der Stützen und wirkendes Eigengewicht

Die einwirkenden Kräfte können nun mit dem Grenzwert des Widerstandes der Stütze gegen Biegeknicken verglichen werden. Dieser beträgt für die Stahlsorte S235 380 kN. Bei Neubauten können die Stützen auch in S355 ausgeführt werden, was den Grenzwert des Widerstands auf 470 kN erhöhen würde.

Von diesen Grenzwerten muss noch die durch das Eigengewicht ständig wirkende Last abgezogen werden. Welche Last daraus auf eine einzelne Stütze resultiert, ist in Tabelle 44 dargestellt.

	Hangneigung	30°	35°	40°	45°
Wirkende Kräfte durch das Eigengewicht	**Ohne Überdeckung**	6,5	6,9	7,6	8,0
	Mit Überdeckung	80,0	84,3	95,1	101,6

Tabelle 44: Last auf die Stützen im Feldbereich durch das Eigengewicht

4.3.3 Auslastung der Stützen im Ereignisfall

In Tabelle 45 ist die Auslastung einer Stütze im Feldbereich für die Stahlsorten S235 und S355 bei einer Hangneigung von 45° dargestellt. Bei geringen Fallhöhen kann der Nachweis überall erbracht werden. Die Auslastung ist im Allgemeinen, wegen des geringeren Eigengewichts, ohne Überdeckung kleiner als mit Überdeckung.

Im Feldbereich stellen auch Treffer mit größeren Energien kein Problem für die Stütze der Stahlschneebrücke dar. Kritischer ist die Situation bei Treffern auf den Träger. Hier kommt es beim 7-m-Versuch zu einer Überlastung der Stütze in S235. Da die Kräfte bei den 7-m-Versuchen ohne Überdeckung nicht richtig erfasst wurden, kann für diese beiden Fälle kein Auslastungsgrad der Stützen angegeben werden. Dieser ist aber so oder so irrelevant, da der Block das Stützwerk durchschlagen würde.

Wenn der Block direkt auf den Anschluss der Stütze treffen würde, kann angenommen werden, dass die Summe der gemessenen Kräfte aus Tabelle 43 auf die Stütze wirkt. In diesem Fall könnte die Stütze die einwirkende Kraft nicht aufnehmen.

Versuchsreihe	Versuch Nr.	Fallhöhe [cm]	Energie [kJ]	Auslastung S235	Auslastung S355
Feldmitte ohne Überdeckung, Lastfall 1	1	15	3,40	0,06	0,05
	2	30	6,80	0,10	0,08
	3	45	10,20	0,10	0,08
	4	100	22,66		
	5	700	158,63		
Feldmitte mit Überdeckung, Lastfall 1	6	15	3,40	0,11	0,08
	7	30	6,80	0,14	0,10
	8	45	10,20	0,15	0,12
	9	100	22,66	0,18	0,14
	10	700	158,63	0,24	0,18
Träger ohne Überdeckung, Lastfall 2	11	15	3,40	0,49	0,39
	12	30	6,80	0,63	0,50
	13	45	10,20	0,52	0,42
	14	100	22,66	0,75	0,60
	15	700	158,63		
Träger mit Überdeckung, Lastfall 2	16	15	3,40	0,23	0,17
	17	30	6,80	0,43	0,33
	18	45	10,20	0,59	0,44
	19	100	22,66	0,78	0,59
	20	700	158,63	1,04	0,78

Tabelle 45: Auslastung einer Stütze im Feldbereich bei 45° Hangneigung getrennt nach Stahlsorte. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert.

4.3.4 Zusammenfassung

Es kann festgehalten werden, dass die Stütze einer überdeckten Stahlschneebrücke der Beanspruchung durch Steinschlag mit einer Energie von 150 kJ in den meisten Fällen standhält. Problematisch sind lediglich Treffer auf den Träger in Nähe des Stützenanschlusses. Welche Kräfte auf die Stütze einer nicht überdeckten Stahlschneebrücke bei 7-m-Versuchen auftreten, konnte mit diesem Versuchsaufbau nicht ermittelt werden. Da jedoch Rostbalken und Träger einem solchen Ereignis nicht standhalten, ist das irrelevant.

5 Diskussion

5.1 Statischer Nachweis

Die statischen Berechnungen von Träger und Stütze führen zu teils überraschenden Ergebnissen. Bereits ohne Überdeckung sind Stützen sowie Träger bei hohen Neigungen und Gleitfaktoren überlastet. Vor allem die Randkräfte stellen ein massives Problem dar. Ohne zweite Stütze im Randbereich ist das System nur bei geringen Neigungen und Gleitfaktoren einsetzbar. Bei zusätzlicher Belastung durch die Schotterüberdeckung kommt es zu einer weiteren Einschränkung der Einsatzfähigkeit (Abbildung 27).

Durch die Verwendung eines höher vergüteten Stahls für die Stützen kann die Einsatzfähigkeit des Systems leicht erhöht werden. Bei Sanierungen kommt das nur in Frage, wenn eine zweite Stütze im Randbereich hinzugefügt wird. Beim Neubau von Stützverbauungen können alle Stützen in S355 ausgeführt werden, ohne dass sich am System an sich etwas ändert.

In der Arbeit wurde nicht auf die geotechnischen Nachweise eingegangen. Diese sind für jeden Fall gesondert zu ermitteln. Nachweise für Rostbalken und Anschlüsse wurden ebenso nicht ermittelt.

5.2 Die Versuche

5.2.1 Versuchsaufbau

Die Anordnung beim Versuch war jener von Lambert (2009) und Schellenberg (2009) ähnlich. Diese testeten verschiedene Dämpfungsmaterialien indem sie ein Gewicht aus verschiedenen Höhen auf das Material fallen ließen. Die getesteten Materialien wurden auf einer Betonplatte positioniert, die auf Kraftaufnehmern gelagert war.

Im Allgemeinen hat der Versuchsaufbau gut funktioniert. Mit dem Block konnten die gewünschten 150 kJ auf die Verbauung aufgebracht werden. Die Träger blieben fast immer auf den Kraftaufnehmern liegen und auch die Messtechnik funktionierte im Allgemeinen gut. Bei Versuchen mit geringer Fallhöhe kam es lediglich mit den Wegaufnehmern zu Problemen. Die verwendeten induktiven Wegaufnehmer sind nicht

zur Messung von dynamischen Beanspruchungen dieser Art geeignet. Beim Impact löst sich häufig der Tauchanker vom Träger, weshalb plastische Verformungen nur teilweise gemessen werden konnten. Optische Sensoren wären wahrscheinlich besser geeignet gewesen. Teilweise war das Problem aber auch auf die verwendeten Träger zurückführen. Einige waren ziemlich rostig, weshalb sich der Tauchanker mit einer Rostplatte ablöste.

Bei den 7-m-Versuchen kam es zu deutlich größeren Problemen. Das Werk war vor allem bei den Versuchen ohne Überdeckung zu knapp über dem Boden positioniert. Infolgedessen wurde die Kraft teilweise in das Betonfundament, und nicht in die Kraftaufnehmer eingeleitet. Zudem wurde das Kabel des Beschleunigungssensors in einigen Fällen vom Block zerdrückt. Die Wegaufnehmer mussten bereits vor den Versuchen entfernt werden, da die Gefahr von Beschädigungen bestand.

Gemessen wurde mit einer Frequenz von 19.200 Hz. Im Zuge der Datenaufbereitung wurde das gewichtete Mittel aus je 50 Werten gebildet. Jeder dargestellte Wert steht folglich für ein Intervall von etwa 2,6 ms. Andere Autoren arbeiteten mit ähnlichen Messfrequenzen. Gerber und Volkwein (2010), die den Aufprall von Blöcken auf eine Schotterschicht untersuchten, verwendeten eine Messfrequenz von 5.000 Hz und mittelten danach je 11 Werte. Heymann et al. (2010) verwendete eine Messfrequenz von 40.000 Hz. Die Messwerte wurden anschließend mit einem Butterworth-Tiefpass-Filter mit einer Grenzfrequenz von 1.000 Hz gefiltert. Der gleiche Filter wurde in dieser Arbeit zur Filterung der Daten des Beschleunigungssensors verwendet.

Fraglich ist, wie gut der Impact auf das liegende Werk den Anprall auf eine im Hang situierte Stahlschneebrücke nachbildet. Im Speziellen stellt sich die Frage, wie der Anschluss der Stütze auf den Impact reagieren würde. Bei Treffern im Feldbereich verformt sich der Träger nach innen, was sicherlich zu Spannungen im Gelenk führt. Impacts auf den Bereich oberhalb des Stützenanschlusses wurden zudem komplett vernachlässigt. Ein weiteres, nicht beachtetes Problem stellt die Tatsache dar, dass die Rostbalken der Zwischenwerke lediglich angeklemmt und nicht verschraubt sind. Es ist möglich, dass die Rostbalken, bei einem ähnlichen Treffer wie beim 7-m-Versuch mit Überdeckung in Feldmitte, einfach ausgezogen werden. Deshalb wird empfohlen, die Rostbalken, bei Ausführung der Verbauung mit Überdeckung, mit Schraubverbindungen zu befestigen.

Ein weiterer Punkt der diskutiert werden kann, ist die Größe des Blockes. Aufgrund der geringen Höhe des Turms musste ein relativ schwerer Block verwendet werden, um die geforderte Energie aufbringen zu können. Bei Steinschlagereignissen erreichen die Blöcke üblicherweise weit größere Geschwindigkeiten von bis zu 30 m/s (Suda, Rudolf-Miklau, 2012). Durch die Verwendung eines kleineren Blocks mit entsprechend höherer Geschwindigkeit würde sich die Aufprallfläche ändern. Bei den Versuchen auf die Feldmitte würde sich dadurch mit großer Sicherheit etwas an den Ergebnissen ändern, da weniger Rostbalken getroffen würden. Besonders groß wären die Auswirkungen bei den Versuchen ohne Überdeckung, wo im Extremfall nur mehr ein Rostbalken getroffen würde. Da es hier aber sowieso zum Durchschuss kommt ist das irrelevant. Bei den Versuchen mit Überdeckung ist aufgrund der Kraftausbreitung durch den Schotter anzunehmen, dass trotzdem drei Rostbalken belastet würden.

5.2.2 Ergebnisse

Vergleicht man die aufgetretenen Beschleunigungen der 7-m-Versuche mit ähnlichen Arbeiten, so stellt man fest, dass diese eher gering waren. Calvetti et al. (2005) ermittelte für Versuche mit 20 kJ auf eine 2 m mächtige Kiesschicht Beschleunigungen von ca. 20 g. Bei den 1-m-Versuchen, bei denen ebenfalls etwa 20 kJ eingebracht wurden, liegen die gemessenen Beschleunigungen zwischen 5,7 und 18,0 g (Tabelle 42). Die größte Beschleunigung wurde dabei beim Versuch ohne Überdeckung auf den Träger gemessen, die geringste beim Versuch in Feldmitte mit Überdeckung. Da bei drei von vier 7-m-Versuchen der Block am Fundament aufschlug oder das Kabel riss, können nur die Beschleunigungen des Versuchs in Feldmitte mit Überdeckung verglichen werden. Dort kam es zu Beschleunigungen von 12,0 g, was ausgesprochen gering ist (Tabelle 24). Gerber und Volkwein (2010) maßen bei ihren Versuchen mit 120 kJ auf eine 1,3 m dicke, durch Vorversuche verdichtete Schotterschicht, die auf dem Grundgestein aufgebracht wurde, Beschleunigungen von über 100 g.

Die Stahlschneebrücke stellt die Ursache für die geringen Beschleunigungen dar. Diese kann, im Vergleich mit den in den anderen Versuchen verwendeten Unterbauten, als weiches Tragwerk bezeichnet werden. Die Beschleunigungen beim direkten Anprall blieben in den Versuchen von Calvetti et al. (2005) sogar unter jenen, bei denen der Aufprall durch Schotter gedämpft wurde. Vor allem in Feldmitte gibt die Stahlschneebrücke stark nach, weshalb die Beschleunigungen extrem gering blei-

ben. Beim 7-m-Versuch in Feldmitte ohne Überdeckung, wo der Block gebremst durch die Rostbalken am Betonfundament aufschlug, wurden hohe Beschleunigungen von 200 g gemessen (Tabelle 17). Delhomme et al. (2004) maßen bei direkten Impacts auf Stahlbeton mit vergleichbaren Energien bis zu 1330 g.

Die bei den Versuchen eingebrachten Kräfte sind mit wenigen Ausnahmen kleiner als die gemessenen Auflagerkräfte (Tabelle 42). Das wurde nicht erwartet. Theoretisch sollten die einwirkenden Kräfte immer größer sein als die Auflagerkräfte. Die einwirkende Energie sollte sowohl durch die Verdichtung des Überdeckungsmaterials als auch durch die Verformungen des Tragwerks verkleinert werden. Blickt man jedoch in die Literatur, so stellt man fest, dass in allen betrachteten Arbeiten, in denen sowohl eingebrachte Energien als auch Auflagerkräfte gemessen wurden, dieses Phänomen beobachtet wurde. Als Beispiele können Masuya und Kajikawa (1991), Montani Stoffel (2005), Lambert et al. (2009) und Calvetti et al. (2005) genannt werden. Calvetti et al. (2005) führte dieses Phänomen auf die dynamische Verstärkung des Impacts zurück. Er zeigte mit seinen Versuchen, dass sich das Verhältnis zwischen den Auflagerkräften und den einwirkenden Kräften ändert, wenn sich die Härte des Aufpralls ändert. Bei Versuchen auf lockerem Schotter waren die einwirkenden Kräfte deutlich größer als die von den Kraftaufnehmern gemessenen. War der Schotter durch Vorversuche verdichtet, nahm der Unterschied deutlich ab. Lambert et al. (2009) stellte fest, dass bei großer Deformation der Komponenten die Auflagerkräfte kleiner werden als die einwirkenden Kräfte.

Bei den in dieser Arbeit durchgeführten Versuchen konnte ein ähnlicher Trend beobachtet werden (Tabelle 42). Bei den Versuchen mit Überdeckung war die einwirkende Kraft immer kleiner als die Auflagerkraft. Bei den Versuchen ohne Überdeckung, wo der Aufprall um einiges härter war, kam es zu mehreren Ausreißern. Da bei den Versuchen aus 7 m sowohl Auflagerkräfte als auch Beschleunigung nicht korrekt gemessen wurden ist eine Bestätigung der Hypothese von Calvetti et al. nicht möglich. Hier wären aufgrund der großen Verformungen die Auflagerkräfte höchstwahrscheinlich kleiner als die einwirkenden Kräfte gewesen.

Die Dauer des Impacts ist im Feldbereich im Verhältnis zu anderen Versuchen extrem groß. Beim 45-cm-Versuch mit Überdeckung dauerte die erste Durchbiegung durch den Einschlag länger als 0,15 s. Dieser erste Ausschlag der Sensoren wird von mehreren Schwingungen gefolgt, die von den Rostbalken ausgehen. Pichler et al.

(2004) ermittelte für weit größere Blöcke mit Massen von bis zu 20.000 kg, die aus unterschiedlichen Höhen auf eine Schotterschicht fallen gelassen wurden, Impactzeiten von maximal 0,14 s.

Trifft der Block auf den Träger, kommt es zu deutlich geringeren Einwirkungsdauern und wesentlich schwächeren Schwingungen. Träger reagieren deutlich steifer als Rostbalken. Die Impactdauer ist mit 0,05 s in etwa mit jener von Lambert et al. bei den Versuchen mit eingeschränkter Verformungsfreiheit vergleichbar.

5.3 Statischer Nachweis der Stütze bei Steinschlagwirkung

Da der Oberbau einer überdeckten Stahlschneebrücke (Rostbalken und Träger) den Impact eines Blockes mit 150 kJ Energie standhält, kann der Nachweis der Stütze mit dem statischen Ersatzlastverfahren erbracht werden. Im Gegensatz zur Belastung durch Schnee ist bei der Belastung der Verbauung durch Steinschlagkräfte der Feldbereich maßgeblich, da das wirkende Eigengewicht je Stütze hier größer ist.

Der Vergleich der gemessenen Steinschlagkräfte mit dem Widerstand der Stütze gegen Biegeknicken zeigt, dass die gemessenen Energien großteils aufgenommen werden können (Tabelle 45). Problematisch sind lediglich Treffer auf den Träger in der Nähe des Stützenanschlusses zu bewerten. Hier versagt das Bauwerk. Da der Oberbau von nicht überdeckten Stahlschneebrücken dem Anprall von Blöcken mit der getesteten Energie von 150 kJ nicht standhält, ist der Vergleich nur bei überdeckten Stahlschneebrücken sinnvoll. Die Verwendung von Stützen der höheren Stahlqualität S355 erhöht auch die Sicherheit bei Steinschlag.

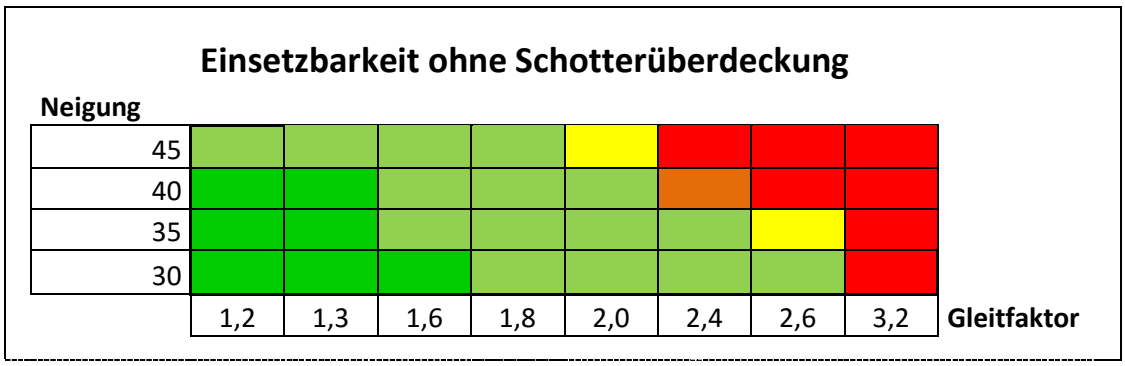
Wie bereits erwähnt, wurden die geotechnischen Nachweise in dieser Arbeit nicht geliefert. Allerdings bleiben die Lasten, mit Ausnahme von Treffern auf den Träger in der Nähe der Auflager, geringer als bei maximaler Schneelast, weshalb davon ausgegangen werden kann, dass die Verankerungen einem Aufprall in den meisten Fällen standhalten können. Nicht getestet wurde weiters ein Anprall auf den Bereich oberhalb des Stützenanschlusses sowie die Wirkung von Steinschlag auf die Verbindungen.

6 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurde untersucht, ob eine Stahlschneebrücke, die in Summe mit einer 0,5 m dicken Schotterschicht geschützt wird, zur Bewältigung von Steinschlagenergien bis zu 150 kJ geeignet ist. Dabei ist wichtig, dass die Funktionsfähigkeit als Lawinenverbauung im Winter nicht beeinträchtigt wird. Um die Wirkung der Überdeckung besser quantifizieren zu können, wurde auch die nicht überdeckte Stahlschneebrücke betrachtet. Getestet wurde der Bautyp GA 4,5 mit einer Werkshöhe von 4,5 m. Die Verankerung wurde nicht berücksichtigt.

In einem ersten Schritt wurde überprüft, ob ein Werk im Winter bei maximaler Schneelast das Zusatzgewicht der Überdeckung überhaupt aufnehmen kann. Dafür wurde die Beanspruchung von Trägern und Stützen für verschiedene Hangneigung und Gleitfaktoren ermittelt. Geplant war auch ein Nachweis der Rostbalken. Da allerdings Vorversuche zeigten, dass ein Stabilitätsproblem vorliegt, wurde aufgrund des zu erwartenden höheren Aufwands kein Nachweis geführt.

In Abbildung 51 ist die Einsetzbarkeit von Stahlschneebrücken mit einer Werkshöhe von 4,5 m und den gegebenen Abmessungen mit und ohne Schotterüberdeckung dargestellt. Bei schwachen Gleitfaktoren und Neigungen ist der Einsatz des Systems mit durchgehend nur einer Stütze möglich, bei mittleren Beanspruchungen wird bei den Randwerken eine zweite Stütze notwendig. Im steilen Gelände ist das System bei hohen Gleitfaktoren sowohl ohne als auch mit Überdeckung nur bedingt einsetzbar. In einigen Fällen genügt jedoch eine Erhöhung der Stahlqualität der Stützen, um den höheren Belastungen standhalten zu können. Mit Überdeckung vermindert sich die Einsetzbarkeit des Systems nur geringfügig.



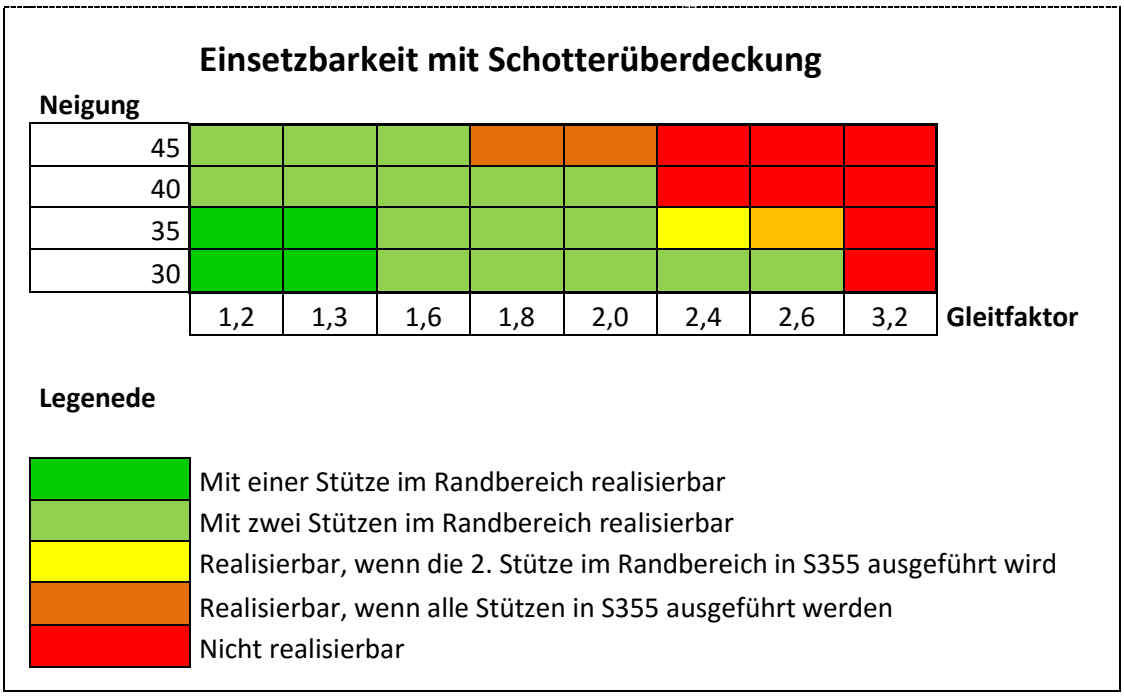


Abbildung 51: Realisierbarkeit des Verbauungssystems bei verschiedenen Hangneigungen und Gleitfaktoren mit und ohne Schotterüberdeckung

In einem zweiten Schritt wurden Träger und Rostbalken bei dynamischen Versuchen Energien von bis zu 150 kJ ausgesetzt. Diese wurden mit einem ca. 2300 kg schweren Stahlbetonblock aufgebracht. Die maximale Fallhöhe betrug 7 m. Bei den Versuchen wurden alle relevanten Kräfte, Beschleunigungen und Verformungen gemessen.

Die Versuche im Maßstab 1:1 zeigten, dass Träger und Rostbalken mit Überdeckung einem Impact mit 150 kJ Energie sowohl in Feldmitte als auch bei einem Treffer auf den Träger standhalten können. Ohne Überdeckung kommt es in beiden Fällen zu Versagen. Vergleicht man Auflagerkräfte und Beschleunigungen, so stellt man fest, dass diese bei den Versuchen auf den Träger größer sind als bei den Versuchen in Feldmitte. Die Verformungen am Bauteil auf dem der Block aufschlug, sowie die Dauer des Impacts sind bei Treffern auf den Träger dafür geringer.

Die Überdeckung vermindert Kräfte und Beschleunigungen. Die Dauer des Impacts wird deutlich größer. Die gemessenen Auflagerkräfte sind im Allgemeinen größer als die einwirkenden Kräfte, die aus den Beschleunigungen abgeleitet wurden. Dies erscheint im ersten Moment unlogisch. Die Literaturrecherche zeigt aber, dass dieses Phänomen schon von vielen Autoren beobachtet wurde. Calvetti et al. (2005) bezeichnete den Effekt als dynamische Verstärkung.

Die Tragfähigkeit der Stütze wurde indirekt über eine statische Ersatzlast, die den Auflagerkräften bei den Versuchen entspricht, überprüft. Die Stütze einer überdeckten Stahlschneebrücke kann der Beanspruchung durch Steinschlag mit Energie von bis zu 150 kJ in den meisten Fällen standhalten. Problematisch sind lediglich Treffer auf den Träger in Nähe des Stützenanschlusses. Welche Kräfte auf die Stütze einer nicht überdeckten Stahlschneebrücke bei 7-m-Versuchen auftreten, konnte mit diesem Versuchsaufbau nicht ermittelt werden. Da jedoch Rostbalken und Träger einem solchen Ereignis nicht standhalten, ist das irrelevant.

Fraglich ist, wie gut der Impact auf das liegende Werk den Anprall auf eine im Hang situierte Stahlschneebrücke nachbildet. Im Speziellen stellt sich die Frage, wie der Anschluss der Stütze auf den Impact reagieren würde. Zudem konnten Treffer auf den Bereich oberhalb des Stützenanschlusses mit dem vorhandenden Versuchsaufbau nicht simuliert werden.

Ein weiteres, nicht beachtetes Problem stellt die Tatsache dar, dass die Rostbalken der Zwischenwerke lediglich angeklemmt und nicht verschraubt sind. Es ist möglich, dass die Rostbalken bei einem ähnlichen Treffer als beim 7-m-Veruch mit Überdeckung in Feldmitte einfach ausgezogen werden. Deshalb wird empfohlen die Rostbalken bei der Ausführung der Verbauung mit Überdeckung mit Schraubverbindungen zu befestigen.

7 Schlussfolgerungen

Die durchgeführten Versuche und Berechnungen zeigen, dass Stahlschneebrücken mit Schotterüberdeckung grundsätzlich geeignet sind, Steinschlagenergien von maximal 150 kJ aufzunehmen.

Der Einsatz in der Praxis wird allerdings einige Probleme mit sich bringen. Die Überdeckung kann praktisch nur mit einem Schreitbagger aufgebracht werden, was bei großen Hangneigungen eine Herausforderung darstellt. Zudem empfiehlt es sich, die Zwischenbalken mit Schraubverbindungen und nicht wie üblich mit Klemmschlössern, zu befestigen. Verglichen mit nicht überdeckten Bauwerken kommt es infolgedessen zu deutlich höheren Kosten.

Bei erhöhter Steinschlaggefährdung im Anbruchsgebiet stehen heute kombinierte Schnee/Steinschlagschutznetze zur Verfügung. Diese sind zertifiziert und können wesentlich größere Energien aufnehmen. Auch wenn Netze etwas teurer sind als Stahlschneebrücken (Rudolf-Miklau, Sauermoser, 2011), empfiehlt es sich bei Neubauten solche zu verwenden.

Bei der Instandsetzung bereits vorhandener Verbauungen, an denen häufig Steinschlagschäden auftreten, macht eine Überdeckung dagegen durchwegs Sinn. Durch die Überdeckung können Schäden auf eine Stahlschneebrücke reduziert werden. Es kommt nicht zu Schäden in den unteren Reihen.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Oberbau einer Stahlschneebrücke aus ONR 24806 4

Abbildung 2: Mikropfahlbock aus ONR 24806 5

Abbildung 3: Grundplattenfundierung nach ONR 24806 5

Abbildung 4: Vollverbaute Geländekammer (links) und teilverbaut Geländekammer mit Maßnahmen zur Begrenzung der Randkräfte (rechts) aus Margreth, 2009 7

Abbildung 5: Durchgehende Verbauung (a), aufgelöst unterbrochene Verbauung (b), aufgelöst gestaffelte Verbauung (c) und aufgelöst kombinierte Verbauung (d), aus Rudolf-Miklau, Sauermoser, (2011) 8

Abbildung 6: Schräge Länge zwischen den Werksreihen für unterschiedliche Hangneigungen und fixe Höhendifferenzen aus Rudolf-Miklau, Sauermoser, (2011). 9

Abbildung 7: Einwirkungsmodell für Steinschlag auf eine überdeckte Stahlbetondecke, aus ASTRA 12 006 (2008) 13

Abbildung 8: Stahlschneebrücke, Bautyp GA 4,5/1, Schnitt durch Stütze 21

Abbildung 9: Gefüllte Gabionen auf einer Stahlschneebrücke vor den Versuchen… 22

Abbildung 10: Kriechen und Gleiten nach Miklau und Sauermoser, 2010 23

Abbildung 11: Lastmodell 1 und Lastmodell 2 aus der Schweizer Richtlinie (Margreth, 2007) 24

Abbildung 12: Zuschlag bei nicht hangsenkrechter Stützfläche nach Margreth (2006). 26

Abbildung 13: Randkräfte bei freiem Werkrand (A > 2 m) und bei einem Werksabstand von 2 m, Miklau und Sauermoser, 2010 27

Abbildung 14: Verteilung des spezifischen Schneedrucks ph auf den Rost (nach Margreth, 2007) 29

Abbildung 15: Anordnung beim Dreipunkt-Biegeversuch nach Heine, 2003 30

Abbildung 16: Anordnung der Dehnmessstreifen auf dem Rostbalken 31

Abbildung 17: Modelle aus RuckZuck: Links Lasten durch Eigengewicht und Schottergabionen, rechts Belastung durch den einwirkenden Schnee für eine Hangneigung von 30° und einen Gleitfaktor von 1,2. 32

Abbildung 18: Für die Tests verwendete Blöcke aus Stahlbeton, Höhe 1 m 43

Abbildung 19: Versuchsaufbau für die Tests in Feldmitte, ohne Überdeckung (Versuche 1-5) 43

Abbildung 20: Versuchsaufbau für die Tests auf den Träger, ohne Überdeckung (Versuche 11-15) 44

Abbildung 21: Kraftaufnehmer der Baureihe C6A des Herstellers HBM, Quelle HBM 46

Abbildung 22: Beschleunigungssensor PJM 3D des Herstellers PJM, Quelle PJM .. 46

Abbildung 23: Induktiver Wegaufnehmer der Baureihe WAL des Herstellers HBM, Quelle HBM 47

Abbildung 24: Highspeed-Kamera der Baureihe CR des Herstellers Optronis, Quelle Optronis 48

Abbildung 25: Messkraftverstärker der Baureihe QuantumX des Herstellers HBM, Quelle HBM 48

Abbildung 26: Ungefilterter und gefilterter Beschleunigungsverlauf des 15-cm-Versuchs in Feldmitte mit Überdeckung 51

Abbildung 27: Spannungen im Rostbalken bei Belastung in Feldmitte und am Feldrand 58

Abbildung 28: Realisierbarkeit des Verbauungssystems bei verschiedenen Hangneigungen und Gleitfaktoren mit und ohne Schotterüberdeckung 64

Abbildung 29: Zerstörte Stahlschneebrücke nach dem Versuch aus 7 m Fallhöhe .. 65

Abbildung 30: Geschwindigkeitsverläufe für die unterschiedlichen Fallhöhen 66

Abbildung 31: Beschleunigungsverlauf für die unterschiedlichen Fallhöhen 68

Abbildung 32: Summe der gemessenen Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen 69

Abbildung 33: Gegenüberstellung der Kräfte aus den Beschleunigungssensor und der Summe der Auflagerkräfte beim Aufprall 70

Abbildung 34: Beschädigte Stahlschneebrücke mit Überdeckung nach dem 7-m-Versuch 71

Abbildung 35: Geschwindigkeitsverläufe für die unterschiedlichen Fallhöhen 72

Abbildung 36: Beschleunigungsverlauf für die unterschiedlichen Fallhöhen 74

Abbildung 37: Summe der gemessenen Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen 76

Abbildung 38: Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der Auflagerkräfte sowie mittlere Verformungen der Rostbalken beim Aufprall aus 45 cm 77

Abbildung 39: Zerstörte Stahlschneebrücke nach dem Versuch aus 7 m Höhe 78

Abbildung 40: Geschwindigkeit des Blockes für die unterschiedlichen Fallhöhen 79

Abbildung 41: Verformung des Trägers für Fallhöhen bis zu einem Meter 80

Abbildung 42: Beschleunigungsverlauf für die unterschiedlichen Fallhöhen 81

Abbildung 43: Summe der gemessenen Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen. 82

Abbildung 44: Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der Auflagerkräfte sowie Verformung des Trägers beim Aufprall aus 45 cm 83

Abbildung 45: Beschädigte Stahlschneebrücke nach dem Versuch aus 7 m Höhe.. 84

Abbildung 46: Geschwindigkeit des Blockes für die unterschiedlichen Fallhöhen 85

Abbildung 47: Verformung des Trägers für Fallhöhen bis zu einem Meter 86

Abbildung 48: Beschleunigungsverlauf für die unterschiedlichen Fallhöhen 87

Abbildung 49: Summe der gemessenen Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen 88

Abbildung 50: Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der Auflagerkräfte sowie Verformungen des Trägers beim Aufprall aus 45 cm 90

Abbildung 51: Realisierbarkeit des Verbauungssystems bei verschiedenen Hangneigungen und Gleitfaktoren mit und ohne Schotterüberdeckung 102

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Gleitfaktoren für unterschiedliche Bodenklassen und Expositionen nach Margreth (2007). 25

Tabelle 2: Bei den einzelnen Versuchen auf den Rostbalken aufgebrachte Kraft in kN 31

Tabelle 3: Versuchsreihe, Versuchsnummer, Fallhöhe und Energie beim Aufschlag45

Tabelle 4: Einwirkende Bemessungsschneelast je Meter Verbauungslänge in kN… 54

Tabelle 5: Senkrecht zum Rost wirkende Schneelast ph je Rostbalken und Meter Verbauungslänge 55

Tabelle 6: Senkrecht zum Rost wirkende Schneelast qh je Rostbalken und Meter Verbauungslänge 56

Tabelle 7: Durchbiegung des Rostbalkens in Feldmitte sowie gemittelte Dehnungen der Dehnmessstreifen für unterschiedliche Belastungen. 57

Tabelle 8: Auslastung der Träger und Stützen nach Gleitfaktor und Hangneigung. Im Randbereich wurden jeweils zwei Träger und zwei Stützen angenommen. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert. 60

Tabelle 9: Auslastung der Stützen im Randbereich nach Gleitfaktor und Hangneigung, bei Kombination einer Stütze in S235 mit einer Stütze in 355. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert. 60

Tabelle 10: Auslastung der Stützen nach Gleitfaktor und Hangneigung, wenn alle Stützen in S355 ausgeführt werden. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert. 61

Tabelle 11: Auslastung der Träger und Stützen nach Gleitfaktor und Hangneigung mit Schotterüberdeckung. Im Randbereich wurden jeweils zwei Träger und zwei Stützen angenommen. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert. 62

Tabelle 12: Auslastung der Stützen im Randbereich nach Gleitfaktor und Hangneigung mit Schotterüberdeckung, bei Kombination einer Stütze in S235 mit einer Stütze in 355. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert… 63

Tabelle 13: Auslastung der Stützen nach Gleitfaktor und Hangneigung mit Schotterüberdeckung, wenn alle Stützen in S355 ausgeführt werden. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert. 63

Tabelle 14: Geplante und tatsächliche Fallhöhen sowie Energien und deren Differenzen 66

Tabelle 15: Erreichte Höchstgeschwindigkeit bei den entsprechenden Fallhöhen ... 67

Tabelle 16: Gemessene maximale Durchbiegung von Rostbalken und Träger für die unterschiedlichen Fallhöhen 67

Tabelle 17: Maximal aufgetretene Beschleunigungen für die unterschiedlichen Versuchshöhen..... 68

Tabelle 18: Auf die Stahlschneebrücke maximal einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor..... 68

Tabelle 19: Maximal gemessene Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen ... 69

Tabelle 20: Einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der gemessenen Auflagerkräfte sowie deren Differenzen 70

Tabelle 21: Geplante und tatsächliche Fallhöhen sowie Energien und deren Differenzen 72

Tabelle 22: Erreichte Höchstgeschwindigkeit bei den entsprechenden Fallhöhen ... 73

Tabelle 23: Maximale Durchbiegung sowie bleibende Durchbiegung von Rostbalken und Träger für die unterschiedlichen Versuchshöhen 73

Tabelle 24: Maximal aufgetretene Beschleunigungen für die unterschiedlichen Versuchshöhen..... 75

Tabelle 25: Auf die Stahlschneebrücke maximal einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor..... 75

Tabelle 26: Maximal gemessene Auflagerkräfte für die verschiedenen Fallhöhen ... 76

Tabelle 27: Einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der gemessenen Auflagerkräfte sowie deren Differenzen 76

Tabelle 28: Geplante und tatsächliche Fallhöhen sowie Energien und deren Differenzen 78

Tabelle 29: Maximale Geschwindigkeit des Blockes für die unterschiedlichen Fallhöhen..... 79

Tabelle 30: Maximale Durchbiegung sowie bleibende Durchbiegung des Trägers für die unterschiedlichen Versuchshöhen. 80

Tabelle 31: Maximal aufgetretene Beschleunigungen für die unterschiedlichen Versuchshöhen 81

Tabelle 32: Auf die Stahlschneebrücke maximal einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor 81

Tabelle 33: Gemessene Auflagerkräfte differenziert nach belastetem und unbelastetem Träger 82

Tabelle 34: Einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der gemessenen Auflagerkräfte sowie deren Differenzen 83

Tabelle 35: Geplante und tatsächliche Fallhöhen sowie Energien und deren Differenzen. 85

Tabelle 36: Maximale Geschwindigkeit des Blockes für die unterschiedlichen Fallhöhen 86

Tabelle 37: Maximale Durchbiegung sowie bleibende Durchbiegung des Trägers für die unterschiedlichen Versuchshöhen 87

Tabelle 38: Maximal aufgetretene Beschleunigungen für die unterschiedlichen Versuchshöhen 88

Tabelle 39: Auf die Stahlschneebrücke maximal einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor 88

Tabelle 40: Gemessene Auflagerkräfte differenziert nach belastetem und unbelastetem Träger 89

Tabelle 41: Einwirkende Kräfte laut Beschleunigungssensor, Summe der gemessenen Auflagerkräfte sowie deren Differenzen 89

Tabelle 42: Maximale Beschleunigung, einwirkende Kräfte, Auflagerkräfte sowie plastische und elastische Verformungen des beschossenen Bauteils (je nach Versuch Rostbalken oder Träger) für die durchgeführten Versuche. Orange hiterlegte Werte wurden bei Versuchen gemessen, bei denen der Block das Fundament erreichte. Gelb hinterlegte Verformungen wurden mit Zollstock gemessen. 91

Tabelle 43: Gesamte Auflagerkraft sowie Auflagerkraft je Auflager für die einzelnen Versuche 93

Tabelle 44: Last auf die Stützen im Feldbereich durch das Eigengewicht 93

Tabelle 45: Auslastung einer Stütze im Feldbereich bei 45° Hangneigung getrennt nach Stahlsorte. Felder mit einer Auslastung von über 1 sind orange markiert. 94

Literaturverzeichnis

BUNDESAMT FÜR STRASSEN, ASTRA 12 006 (2008): Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien. Ausgabe V2.01. Bern.

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT BMLF, (1984): 100 Jahre Wildbachverbauung in Österreich. Eigenverlag des BMLF, Wien.

CALVETTI F., DI PRISCO C., VECCHIOTTI M. (2005): Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils. Rivisti Italiana di Geotecnica, Auflage 4/2005.

DEHOMME F., MOMMESIN M., MOUGIN J.P., PERROTIN P. (2004): Behavior of a structurally dissipating rock-shed: experimental analysis and study of punching effects. International Journal of Solids and Structures, Auflage 42 (2005)

DIN EN ISO 14688-1 (2013-12): Geotechnische Erkundung und Untersuchung- Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

ETAG 027, (2013): Guideline for European technical approval of falling rock protection kits. EOTA, Brüssel.

EGLI, T. (1999): Richtlinie Gebäudeschutz gegen Naturgefahren. Gebäudeversicherungsanstalt des Kantons St. Gallen, St Gallen.

GERBER, W., VOLKWEIN, A. (2010): Impact loads of falling rocks on granular material. Advances in Geomaterials and Structures.

GEOBRUGG AG, (2015): Steinschlag-Barrieren GBE-100A-R bis RXE-8000: Die wichtigsten Daten. Romanshorn.

GIRSTMAIR, A., JENNER A., TOLLINGER; C., WALTER G (2013): Lawinenschutzbauwerke – Schadensbericht der Wildbach- und Lawinenverbauung 2013. Zentrale Kopierstelle des BMLFUW, Wien.

HBM, (2016): http://www.hbm.com/de/ abgerufen am 18.03.2016

HEINE, B. (2003): Werkstoffprüfung. Ermittlung von Werkstoffeigenschaften. Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, München Wien.

HEYMANN, A., GOTTELAND, P., LAMBERT, S. (2010): Impact load transmission within a half-scale sandwich rockfall protection wall. Advances in Geomaterials and Structures.

KLAUS, W. (1997): IST- Zustandserhebung an Stahlschneebrücken in Tirol. Diplomarbeit an der Universität für Bodenkultur Wien.

KRUMPHOLZ, P. (1999): Anker in der Lawinenverbauung. Zusammenstellung und Auswertung von Zugversuchen aus den bayrischen Alpenraum. Im Auftrag des Bayrischen Landesamt für Wasserwirtschaft.

LAMBERT, S., GOTTELAND, P., NICOT, F. (2009): Experimental study of the impact response of geocells as components of rockfall protection embankments. Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 9.

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

MONTANI, S. (1998): Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs. Dissertation an der École polytechnique fédérale de Lausanne.

MURSOFT WÖRGÖTTER, (2003): Benutzerhandbuch – RuckZuck 5.0. Mursoft Wörgötter, Kump OEG.

OBERHAUSER S. (2014): Wartherhorn Nordostflanke / Lawinenverbauung; Steinschlagbarriere durch Lawinenstahlbrücke mit Eindeckung, Geologische Beurteilung. Geomac Ingenieurbüro für Geologie.

ONR 24806, (2011-10): Permanenter technischer Lawinenschutz - Bemessung und konstruktive Ausgestaltung. Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien.

ÖNORM EN 1991-1 (2005-01-04): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien.

ÖNORM EN 1993-1 (2014-10-15): Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien.

OPTRONIS, (2016): http://www.optronis.com/ abgerufen am 18.03.2016

PICHLER, P., HELLMICH, Ch., MANG, H.A. (2004): Impacts of rocks onto gravel Design and evaluation of experiments. International Jornal of Impact Engineering, Vol. 31.

PJM, (2016): http://pjm.co.at/home/ abgerufen am 18.03.2016

RUDOLF-MIKLAU, F., SAUERMOSER, S. (2011): Handbuch Technischer Lawinenschutz. Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.

SCHELLENBERG, K. (2009): On the design of Rockfall Protection Galleries. Dissertation an der ETH Zürich.

SCHEUERMANN, G. (2012): Simulationen mit Inventor. FEM und dynamische Simulation, Grundlagen und Beispiele ab Version 2013. Carl Hanser Verlag, München.

SUDA, J., RUDOLF-MIKLAU, F. (2012): Bautechnik und Naturgefahren - Handbuch für konstruktiven Gebäudeschutz. Springer Verlag, Wien.

VISMANN, U. (2015): Wendehorst, Bautechnische Zahlentafeln. 35. Auflage. Springer Fachmedien Wiesbaden.

WYRSCH, R., RODUNER, A. (2013): Neues Dämpfungssystem für Steinschlagschutzgalerien. 19. Tagung für Ingenieurgeologie mit Forum für junge Ingenieurgeologen, München.

Eidesstattliche Erklärung

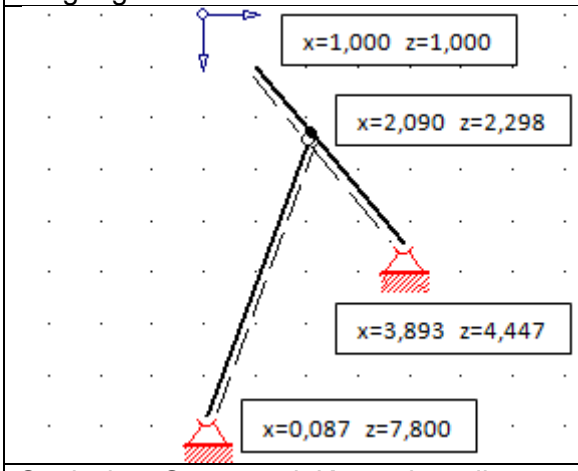
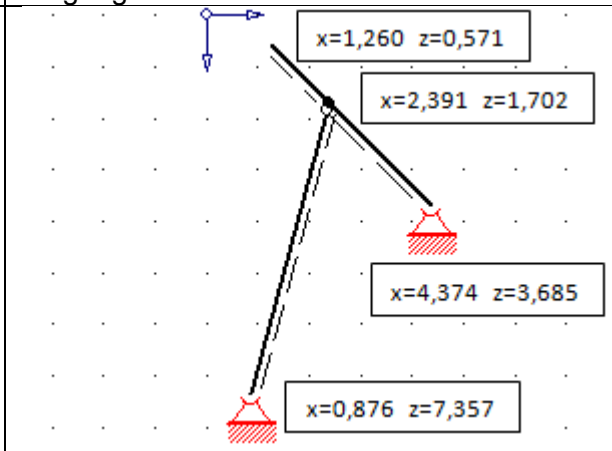
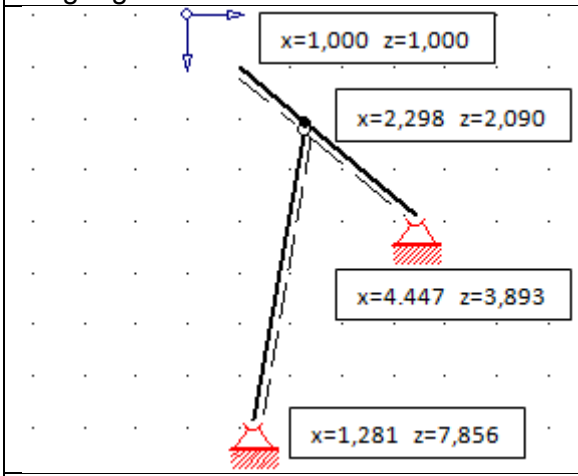
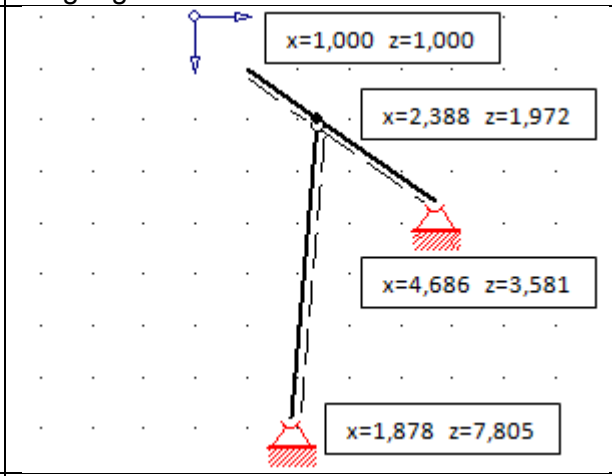
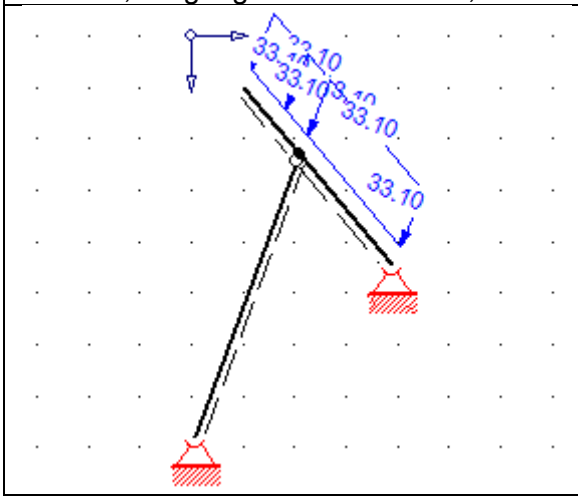
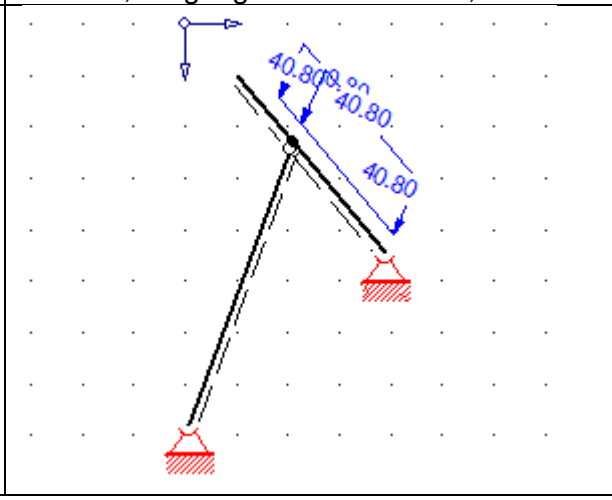
Hiermit versichere ich an Eides statt, dass die vorliegende Masterarbeit von mir selbständig verfasst wurde. Ich habe keine anderen als die angegebenen Quellen verwendet und die übernommenen Gedanken als solche kenntlich gemacht.

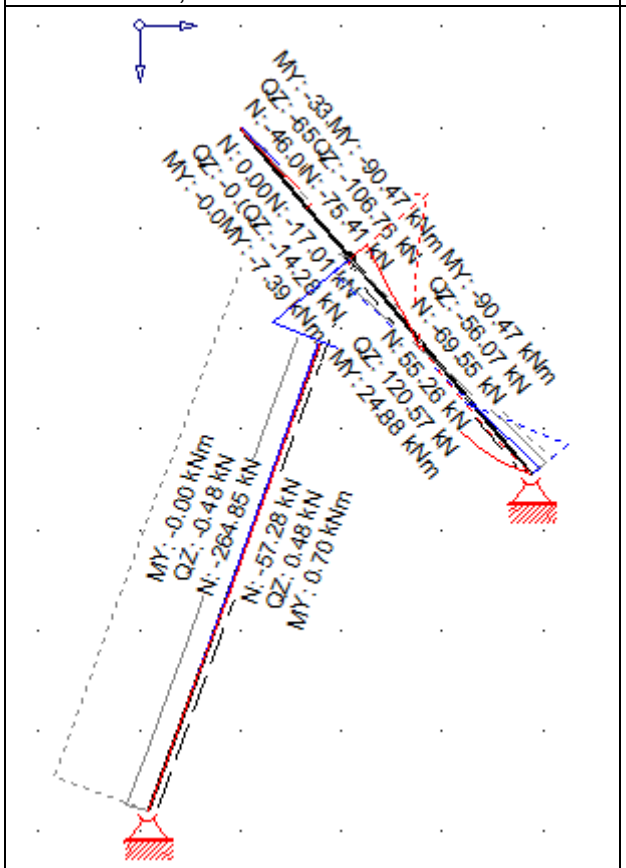
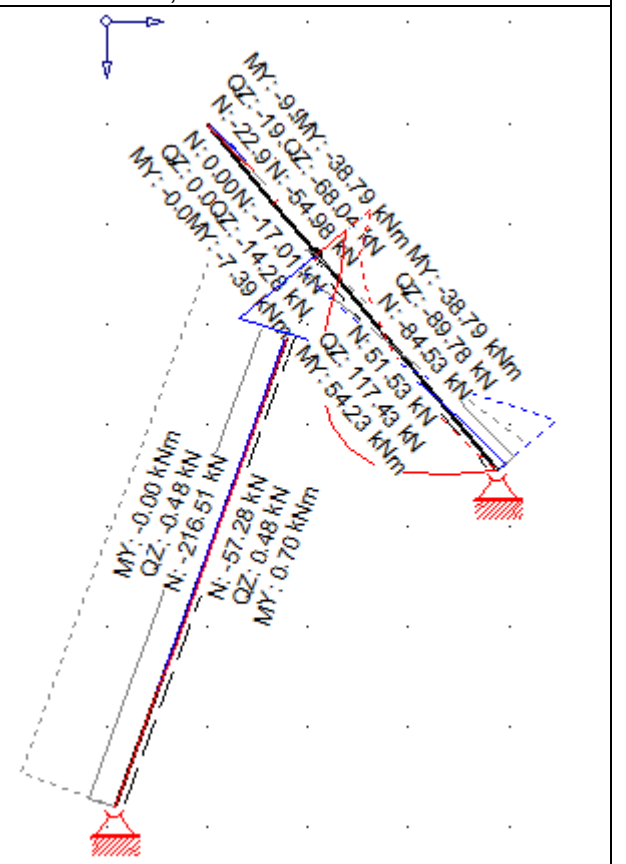
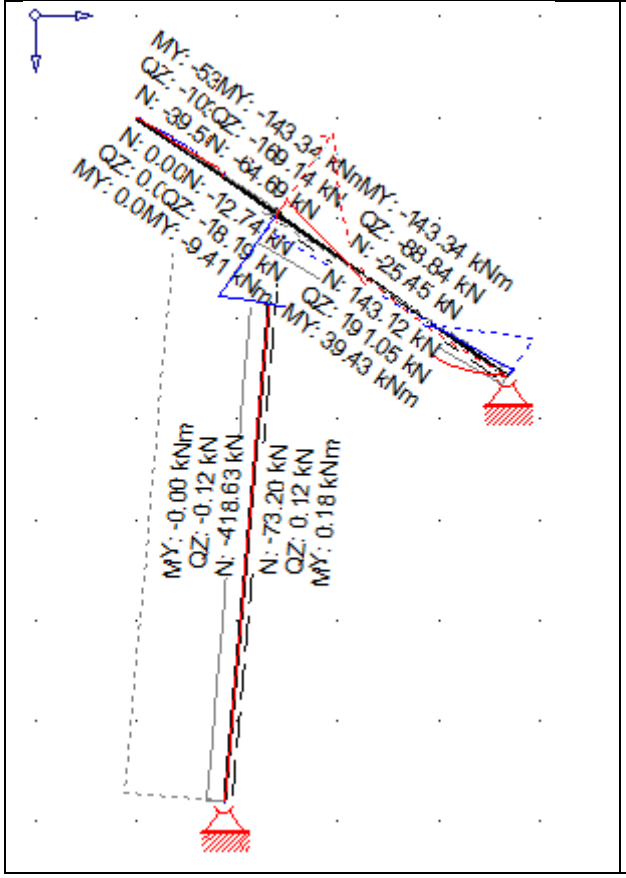
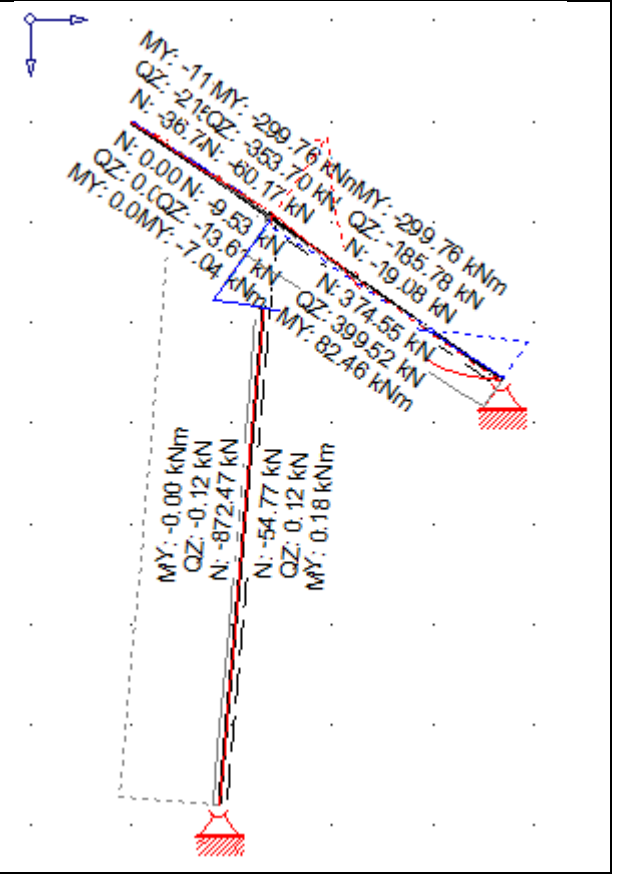
Kofler Lukas Wien, 19.08 2016

Anhang

1 Statische Berechnungen

1.1 Ruck-Zuck Nachbau der Stahlschneebrücke

Statisches System mit Knotenkoordinaten, Neigung 30°	Statisches System mit Knotenkoordinaten, Neigung 35°
	
Statisches System mit Knotenkoordinaten, Neigung 40°	Statisches System mit Knotenkoordinaten, Neigung 45°
	
Belastung der Stahlschneebrücke bei Last-model 1, Neigung 30° Gleitfaktor 2,0	Belastung der Stahlschneebrücke bei Last-model 2, Neigung 30° Gleitfaktor 2,0
	

Schnittkräfte für Lastmodell 1, Neigung 30°, Gleitfaktor 2,0	Schnittkräfte für Lastmodell 2, Neigung 30°, Gleitfaktor 2,0
	
Schnittkräfte für Lastmodell 1, Neigung 45°, Gleitfaktor 2,0	Schnittkräfte für Lastmodell 2, Neigung 45°, Gleitfaktor 2,0
	

1.2 Auf die einzelnen Bauteile wirkende Kräfte ohne Überdeckung

Maximal auf die Stütze wirkende Normalkraft

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	121,8	130,4	173,0	204,1
	Lastmodell 2	92,4	96,7	128,4	151,4
	Lastm. 1 mit Randkr.	228,7	254,0	328,9	392,6
	Lastm. 2 mit Randkr.	171,8	191,3	248,4	294,9
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	130,4	150,2	185,7	219,1
	Lastmodell 2	96,7	116,0	138,0	163,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	254,0	294,7	367,4	437,0
	Lastm. 2 mit Randkr.	191,3	231,0	276,3	328,3
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	156,3	180,5	223,7	264,7
	Lastmodell 2	116,6	140,0	165,7	197,1
	Lastm. 1 mit Randkr.	337,9	392,3	489,5	582,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	254,3	307,8	368,2	437,9
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	173,7	201,1	259,7	295,0
	Lastmodell 2	129,8	155,9	185,9	220,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	399,6	464,4	579,7	689,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	300,9	364,6	436,2	518,8
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	191,4	221,3	274,5	325,0
	Lastmodell 2	143,0	172,0	205,0	242,8
	Lastm. 1 mit Randkr.	466,1	541,2	676,0	804,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	351,2	425,0	508,9	605,5
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	226,4	260,4	325,5	385,7
	Lastmodell 2	145,9	204,2	243,3	288,6
	Lastm. 1 mit Randkr.	613,0	712,1	890,1	1059,9
	Lastm. 2 mit Randkr.	461,8	559,6	670,1	797,7
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	244,0	282,5	350,8	415,9
	Lastmodell 2	182,4	220,1	262,5	311,3
	Lastm. 1 mit Randkr.	693,6	806,3	1007,4	1199,0
	Lastm. 2 mit Randkr.	522,6	633,3	758,2	902,8
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	296,4	343,0	427,3	507,0
	Lastmodell 2	221,9	268,2	319,9	380,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	963,5	1120,0	1399,5	1666,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	726,1	879,7	1057,5	1255,1

Maximal auf den Träger wirkendes Moment

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	41,2	44,2	58,7	69,4
	Lastmodell 2	29,7	31,2	41,8	49,6
	Lastm. 1 mit Randkr.	78,1	87,3	112,4	134,4
	Lastm. 2 mit Randkr.	57,1	63,9	83,4	99,5
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	44,2	47,4	63,1	74,6
	Lastmodell 2	31,2	38,1	45,1	53,6
	Lastm. 1 mit Randkr.	87,3	93,6	125,7	149,6
	Lastm. 2 mit Randkr.	63,9	78,1	93,2	111,3
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	53,1	57,1	76,1	90,3
	Lastmodell 2	38,1	46,4	54,7	65,4
	Lastm. 1 mit Randkr.	115,7	124,9	167,8	199,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	86,0	105,3	125,8	250,1
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	59,1	63,7	88,6	100,7
	Lastmodell 2	42,6	51,9	61,7	73,4
	Lastm. 1 mit Randkr.	136,9	148,0	198,9	236,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	102,5	125,4	149,8	178,8
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	65,2	70,2	93,7	111,0
	Lastmodell 2	47,2	57,5	68,4	81,3
	Lastm. 1 mit Randkr.	159,9	172,7	232,0	276,4
	Lastm. 2 mit Randkr.	120,3	146,7	175,6	209,5
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	77,3	82,7	111,3	132,0
	Lastmodell 2	45,1	68,6	81,7	97,2
	Lastm. 1 mit Randkr.	210,5	227,4	305,8	364,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	159,5	194,4	232,6	277,5
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	83,3	89,8	120,0	142,4
	Lastmodell 2	60,9	74,2	88,3	105,1
	Lastm. 1 mit Randkr.	238,3	257,6	346,3	412,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	181,0	220,4	263,8	314,7
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	101,4	109,2	146,3	173,8
	Lastmodell 2	74,6	90,9	108,2	126,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	331,3	358,1	481,4	573,5
	Lastm. 2 mit Randkr.	253,0	307,6	369,7	439,3

Querkraft im Träger an der Stelle des größten Moments

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	54,9	58,9	78,3	92,5
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	103,9	115,5	149,9	179,1
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	58,9	68,8	84,1	99,4
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	115,5	136,0	167,6	199,4
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	70,8	82,9	101,6	120,3
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	154,1	181,4	223,7	266,2
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	78,8	92,4	118,1	134,3
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	182,4	215,0	265,1	315,5
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	86,9	101,9	124,9	148,1
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	213,0	250,7	309,4	368,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	103,0	120,0	148,3	175,9
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	280,4	330,2	407,7	485,6
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	111,1	130,3	160,0	189,8
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	295,5	374,1	461,6	549,5
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	135,1	158,5	195,1	231,7
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	442,1	520,1	641,8	764,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0

Normalkraft im Träger an der Stelle des größten Moments

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	19,2	23,4	46,1	62,4
	Lastmodell 2	-95,0	-105,0	-20,0	20,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	76,7	88,7	124,6	159,2
	Lastm. 2 mit Randkr.	-18,0	-3,0	68,0	100,0
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	23,4	-37,7	52,5	70,0
	Lastmodell 2	-105,0	-70,0	-10,0	30,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	88,7	111,1	145,4	180,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	-3,0	55,0	78,0	115,0
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	36,5	51,5	71,5	92,7
	Lastmodell 2	-90,0	-45,0	0,0	40,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	128,5	157,8	204,4	251,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	22,0	75,0	108,0	155,0
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	45,2	61,7	87,9	107,9
	Lastmodell 2	-75,0	-25,0	15,0	50,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	157,9	192,6	248,2	303,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	37,0	95,0	148,0	185,0
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	54,0	71,9	96,9	122,9
	Lastmodell 2	-55,0	-5,0	35,0	60,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	189,7	229,7	295,0	360,0
	Lastm. 2 mit Randkr.	62,0	120,0	178,0	225,0
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	71,5	90,0	122,4	153,3
	Lastmodell 2	-35,0	23,5	50,0	80,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	260,3	311,7	399,3	485,0
	Lastm. 2 mit Randkr.	152,0	230,0	268,0	345,0
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	80,3	102,4	135,0	168,4
	Lastmodell 2	-20,0	15,0	45,0	85,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	299,3	358,4	456,7	553,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	167,0	180,0	308,0	355,0
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	106,5	132,8	173,3	213,9
	Lastmodell 2	-5,0	35,0	65,0	130,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	430,1	511,5	648,8	783,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	232,0	320,0	448,0	515,0

1.3 Auf die einzelnen Bauteile wirkende Kräfte ohne Überdeckung

Maximal auf die Stütze wirkende Normalkraft

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	195,3	203,9	260,5	297,7
	Lastmodell 2	165,9	170,2	215,9	245,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	281,9	307,2	392,3	460,4
	Lastm. 2 mit Randkr.	225,0	244,5	311,8	362,7
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	203,9	227,6	273,2	312,7
	Lastmodell 2	170,2	193,4	225,5	256,6
	Lastm. 1 mit Randkr.	307,2	350,8	430,8	504,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	244,5	287,1	339,7	396,1
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	229,8	257,9	311,2	358,3
	Lastmodell 2	190,1	217,4	253,2	290,7
	Lastm. 1 mit Randkr.	391,1	448,4	552,9	650,1
	Lastm. 2 mit Randkr.	307,5	363,9	431,6	505,7
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	247,2	278,5	347,2	388,6
	Lastmodell 2	203,3	233,3	273,4	313,6
	Lastm. 1 mit Randkr.	452,8	520,5	643,1	757,5
	Lastm. 2 mit Randkr.	354,1	420,7	499,6	586,6
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	264,9	298,7	362,0	418,6
	Lastmodell 2	216,5	249,4	292,5	336,4
	Lastm. 1 mit Randkr.	519,3	597,3	739,4	872,5
	Lastm. 2 mit Randkr.	404,4	481,1	572,3	673,3
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	299,9	337,8	413,0	479,3
	Lastmodell 2	219,4	281,6	330,8	382,2
	Lastm. 1 mit Randkr.	666,2	768,2	953,5	1127,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	515,0	615,7	733,5	865,5
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	317,5	359,9	438,3	509,5
	Lastmodell 2	255,9	297,5	350,0	404,9
	Lastm. 1 mit Randkr.	746,8	862,4	1070,8	1266,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	575,8	689,4	821,6	970,6
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	369,9	420,4	514,8	600,6
	Lastmodell 2	295,4	345,6	407,4	473,6
	Lastm. 1 mit Randkr.	1016,7	1176,1	1462,9	1734,6
	Lastm. 2 mit Randkr.	779,3	935,8	1120,9	1322,9

Maximal auf den Träger wirkendes Moment

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	66,5	69,5	88,9	101,7
	Lastmodell 2	36,7	38,2	50,1	58,5
	Lastm. 1 mit Randkr.	96,4	105,6	134,3	157,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	62,2	69,0	89,4	105,9
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	69,5	72,2	93,3	106,9
	Lastmodell 2	38,2	46,7	53,4	62,5
	Lastm. 1 mit Randkr.	105,6	111,6	147,6	173,0
	Lastm. 2 mit Randkr.	69,0	84,3	99,2	117,7
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	78,4	81,9	106,3	122,6
	Lastmodell 2	45,1	55,0	63,0	74,3
	Lastm. 1 mit Randkr.	134,0	142,9	189,7	223,1
	Lastm. 2 mit Randkr.	91,1	111,5	131,8	256,5
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	84,4	88,5	118,8	133,0
	Lastmodell 2	49,6	60,5	70,0	82,3
	Lastm. 1 mit Randkr.	155,2	166,0	220,8	260,2
	Lastm. 2 mit Randkr.	107,6	131,6	155,8	185,2
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	90,5	95,0	123,9	143,3
	Lastmodell 2	54,2	66,1	76,7	90,2
	Lastm. 1 mit Randkr.	178,2	190,7	253,9	299,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	125,4	152,9	181,6	215,9
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	102,6	107,5	141,5	164,3
	Lastmodell 2	52,1	77,2	90,0	106,1
	Lastm. 1 mit Randkr.	228,8	245,4	327,7	387,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	164,6	200,6	238,6	283,9
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	108,6	114,6	150,2	174,7
	Lastmodell 2	67,9	82,8	96,6	114,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	256,6	275,6	368,2	435,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	186,1	226,6	269,8	321,1
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	126,7	134,0	176,5	206,1
	Lastmodell 2	81,6	99,5	116,5	134,9
	Lastm. 1 mit Randkr.	349,6	376,1	503,3	596,9
	Lastm. 2 mit Randkr.	258,1	313,8	375,7	445,7

Querkraft im Träger an der Stelle des größten Moments

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	88,6	92,6	118,5	135,5
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastmodell1 mit Randkr.	128,4	140,0	179,0	210,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	92,6	104,8	124,3	142,4
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	140,0	162,1	196,7	230,6
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	104,5	118,9	141,8	163,3
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	178,6	207,5	252,8	297,4
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	112,5	128,4	158,3	177,3
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	206,9	241,1	294,2	346,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	120,6	137,9	165,1	191,1
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	237,5	276,8	338,5	399,5
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	136,7	156,0	188,5	218,9
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	304,9	356,3	436,8	516,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	144,8	166,3	200,2	232,8
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	320,0	400,2	490,7	580,7
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	168,8	194,5	235,3	274,7
	Lastmodell 2	0,0	0,0	0,0	0,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	466,6	546,2	670,9	795,5
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,0	0,0	0,0	0,0

Normalkraft im Träger an der Stelle des größten Moments

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	20,5	24,7	60,0	82,6
	Lastmodell 2	-60,0	-70,0	0,0	30,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	77,5	89,5	134,7	173,8
	Lastm. 2 mit Randkr.	10,0	25,0	80,0	105,0
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	24,7	-30,0	66,4	90,2
	Lastmodell 2	-70,0	-40,0	10,0	40,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	89,5	116,7	155,5	195,3
	Lastm. 2 mit Randkr.	25,0	75,0	90,0	120,0
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	37,8	59,2	85,4	112,9
	Lastmodell 2	-55,0	-15,0	20,0	50,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	129,3	163,4	214,5	266,4
	Lastm. 2 mit Randkr.	50,0	95,0	120,0	160,0
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	46,5	69,4	101,8	128,1
	Lastmodell 2	-40,0	5,0	35,0	60,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	158,7	198,2	258,3	318,4
	Lastm. 2 mit Randkr.	65,0	115,0	160,0	190,0
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	55,3	79,6	110,8	143,1
	Lastmodell 2	-20,0	25,0	55,0	70,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	190,5	235,3	305,1	374,6
	Lastm. 2 mit Randkr.	90,0	140,0	190,0	230,0
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	72,8	97,7	136,3	173,5
	Lastmodell 2	0,0	53,5	70,0	90,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	261,1	317,3	409,4	499,6
	Lastm. 2 mit Randkr.	180,0	250,0	280,0	350,0
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	81,6	110,1	148,9	188,6
	Lastmodell 2	15,0	45,0	65,0	95,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	300,1	364,0	466,8	567,9
	Lastm. 2 mit Randkr.	195,0	200,0	320,0	360,0
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	107,8	140,5	187,2	234,1
	Lastmodell 2	30,0	65,0	85,0	140,0
	Lastm. 1 mit Randkr.	430,9	517,1	658,9	797,9
	Lastm. 2 mit Randkr.	260,0	340,0	460,0	520,0

1.4 Auslastung der einzelnen Bauteile ohne Überdeckung

Auslastung Stützen (Im Randbereich zwei)

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	0,321	0,343	0,455	0,537
	Lastmodell 2	0,243	0,255	0,338	0,398
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,301	0,334	0,433	0,517
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,226	0,252	0,327	0,388
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	0,343	0,395	0,489	0,577
	Lastmodell 2	0,255	0,305	0,363	0,429
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,334	0,388	0,483	0,575
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,252	0,304	0,364	0,432
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	0,411	0,475	0,589	0,697
	Lastmodell 2	0,307	0,368	0,436	0,519
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,445	0,516	0,644	0,766
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,335	0,405	0,485	0,576
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	0,457	0,529	0,683	0,776
	Lastmodell 2	0,342	0,410	0,489	0,579
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,526	0,611	0,763	0,908
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,396	0,480	0,574	0,683
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	0,504	0,582	0,722	0,855
	Lastmodell 2	0,376	0,453	0,540	0,639
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,613	0,712	0,890	1,059
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,462	0,559	0,670	0,797
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	0,596	0,685	0,857	1,015
	Lastmodell 2	0,384	0,537	0,640	0,760
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,807	0,937	1,171	1,395
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,608	0,736	0,882	1,050
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	0,642	0,744	0,923	1,095
	Lastmodell 2	0,480	0,579	0,691	0,819
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,913	1,061	1,326	1,578
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,688	0,833	0,998	1,188
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	0,780	0,903	1,125	1,334
	Lastmodell 2	0,584	0,706	0,842	1,000
	Lastm. 1 mit Randkr.	1,268	1,474	1,842	2,193
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,956	1,158	1,392	1,652

Auslastung Stützen (Im Randbereich eine Stütze S235 eine S355)

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	0,321	0,343	0,455	0,537
	Lastmodell 2	0,243	0,255	0,338	0,398
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,269	0,299	0,387	0,462
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,202	0,225	0,292	0,347
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	0,343	0,395	0,489	0,577
	Lastmodell 2	0,255	0,305	0,363	0,429
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,299	0,347	0,432	0,514
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,225	0,272	0,325	0,386
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	0,411	0,475	0,589	0,697
	Lastmodell 2	0,307	0,368	0,436	0,519
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,397	0,461	0,576	0,685
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,299	0,362	0,433	0,515
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	0,457	0,529	0,683	0,776
	Lastmodell 2	0,342	0,410	0,489	0,579
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,470	0,546	0,682	0,811
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,354	0,429	0,513	0,610
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	0,504	0,582	0,722	0,855
	Lastmodell 2	0,376	0,453	0,540	0,639
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,548	0,637	0,795	0,946
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,413	0,500	0,599	0,712
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	0,596	0,685	0,857	1,015
	Lastmodell 2	0,384	0,537	0,640	0,760
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,721	0,838	1,047	1,247
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,543	0,658	0,788	0,938
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	0,642	0,744	0,923	1,095
	Lastmodell 2	0,480	0,579	0,691	0,819
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,816	0,948	1,185	1,410
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,615	0,745	0,892	1,062
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	0,780	0,903	1,125	1,334
	Lastmodell 2	0,584	0,706	0,842	1,000
	Lastm. 1 mit Randkr.	1,133	1,317	1,646	1,960
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,854	1,035	1,244	1,476

Auslastung Stützen S355 (Im Randbereich zwei)

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	0,259	0,277	0,368	0,434
	Lastmodell 2	0,196	0,206	0,273	0,322
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,243	0,270	0,350	0,417
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,183	0,203	0,264	0,314
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	0,277	0,319	0,395	0,466
	Lastmodell 2	0,206	0,247	0,293	0,347
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,270	0,313	0,391	0,465
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,203	0,246	0,294	0,349
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	0,332	0,384	0,476	0,563
	Lastmodell 2	0,248	0,298	0,352	0,419
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,359	0,417	0,521	0,619
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,270	0,327	0,392	0,466
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	0,369	0,428	0,552	0,627
	Lastmodell 2	0,276	0,332	0,395	0,468
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,425	0,494	0,616	0,733
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,320	0,388	0,464	0,552
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	0,407	0,471	0,584	0,691
	Lastmodell 2	0,304	0,366	0,436	0,516
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,496	0,575	0,719	0,856
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,373	0,452	0,541	0,644
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	0,481	0,554	0,692	0,820
	Lastmodell 2	0,310	0,434	0,517	0,614
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,652	0,757	0,947	1,127
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,491	0,595	0,713	0,848
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	0,519	0,601	0,746	0,885
	Lastmodell 2	0,388	0,468	0,558	0,662
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,738	0,857	1,071	1,275
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,556	0,673	0,806	0,960
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	0,630	0,729	0,909	1,078
	Lastmodell 2	0,472	0,570	0,680	0,808
	Lastm. 1 mit Randkr.	1,025	1,191	1,488	1,772
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,772	0,935	1,125	1,335

Auslastung Träger (Im Randbereich zwei)

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	0,240	0,257	0,342	0,404
	Lastmodell 2	0,173	0,182	0,243	0,289
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,227	0,254	0,327	0,391
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,166	0,186	0,243	0,290
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	0,257	0,276	0,367	0,434
	Lastmodell 2	0,182	0,222	0,263	0,312
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,254	0,272	0,366	0,435
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,186	0,227	0,271	0,324
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	0,309	0,332	0,443	0,526
	Lastmodell 2	0,222	0,270	0,318	0,381
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,337	0,364	0,488	0,581
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,250	0,306	0,366	0,728
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	0,344	0,371	0,516	0,586
	Lastmodell 2	0,248	0,302	0,359	0,427
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,398	0,431	0,579	0,689
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,298	0,365	0,436	0,520
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	0,380	0,409	0,545	0,646
	Lastmodell 2	0,275	0,335	0,398	0,473
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,465	0,503	0,675	0,804
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,350	0,427	0,511	0,610
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	0,450	0,481	0,648	0,768
	Lastmodell 2	0,263	0,399	0,476	0,566
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,613	0,662	0,890	1,068
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,464	0,566	0,677	0,808
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	0,485	0,523	0,698	0,829
	Lastmodell 2	0,354	0,432	0,514	0,612
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,694	0,750	1,010	1,235
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,527	0,641	0,768	0,916
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	0,590	0,636	0,852	1,028
	Lastmodell 2	0,434	0,529	0,630	0,733
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,965	1,058	1,675	2,904
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,736	0,895	1,076	1,279

1.5 Auslastung der einzelnen Bauteile mit Überdeckung

Auslastung Stützen (Im Randbereich zwei)

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	0,514	0,537	0,686	0,784
	Lastmodell 2	0,437	0,448	0,568	0,645
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,371	0,404	0,516	0,606
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,296	0,322	0,410	0,477
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	0,537	0,599	0,719	0,823
	Lastmodell 2	0,448	0,509	0,593	0,675
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,404	0,462	0,567	0,664
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,322	0,378	0,447	0,521
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	0,605	0,679	0,819	0,943
	Lastmodell 2	0,500	0,572	0,666	0,765
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,515	0,590	0,728	0,855
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,405	0,479	0,568	0,665
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	0,651	0,733	0,914	1,023
	Lastmodell 2	0,535	0,614	0,720	0,825
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,596	0,685	0,846	0,997
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,466	0,554	0,657	0,772
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	0,697	0,786	0,953	1,102
	Lastmodell 2	0,570	0,656	0,770	0,885
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,683	0,786	0,973	1,148
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,532	0,633	0,753	0,886
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	0,789	0,889	1,087	1,261
	Lastmodell 2	0,577	0,741	0,871	1,006
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,877	1,011	1,255	1,484
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,678	0,810	0,965	1,139
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	0,836	0,947	1,154	1,341
	Lastmodell 2	0,673	0,783	0,921	1,066
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,983	1,135	1,409	1,667
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,758	0,907	1,081	1,277
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	0,974	1,106	1,355	1,581
	Lastmodell 2	0,777	0,910	1,072	1,246
	Lastm. 1 mit Randkr.	1,338	1,548	1,925	2,283
	Lastm. 2 mit Randkr.	1,026	1,231	1,475	1,741

Auslastung Stützen (Im Randbereich eine Stütze S235 eine S355)

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	0,514	0,537	0,686	0,784
	Lastmodell 2	0,437	0,448	0,568	0,645
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,296	0,322	0,411	0,483
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,236	0,256	0,327	0,380
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	0,537	0,599	0,719	0,823
	Lastmodell 2	0,448	0,509	0,593	0,675
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,322	0,368	0,452	0,529
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,256	0,301	0,356	0,415
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	0,605	0,679	0,819	0,943
	Lastmodell 2	0,500	0,572	0,666	0,765
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,410	0,527	0,650	0,765
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,322	0,428	0,508	0,595
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	0,651	0,733	0,914	1,023
	Lastmodell 2	0,535	0,614	0,720	0,825
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,533	0,612	0,756	0,891
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,416	0,495	0,588	0,690
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	0,697	0,786	0,953	1,102
	Lastmodell 2	0,570	0,656	0,770	0,885
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,611	0,703	0,870	1,026
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,476	0,566	0,673	0,792
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	0,789	0,889	1,087	1,261
	Lastmodell 2	0,577	0,741	0,871	1,006
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,784	0,904	1,122	1,326
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,606	0,724	0,863	1,018
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	0,836	0,947	1,154	1,341
	Lastmodell 2	0,673	0,783	0,921	1,066
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,878	1,014	1,259	1,490
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,677	0,811	0,966	1,142
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	0,974	1,106	1,355	1,581
	Lastmodell 2	0,777	0,910	1,072	1,246
	Lastm. 1 mit Randkr.	1,196	1,383	1,721	2,040
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,917	1,101	1,318	1,556

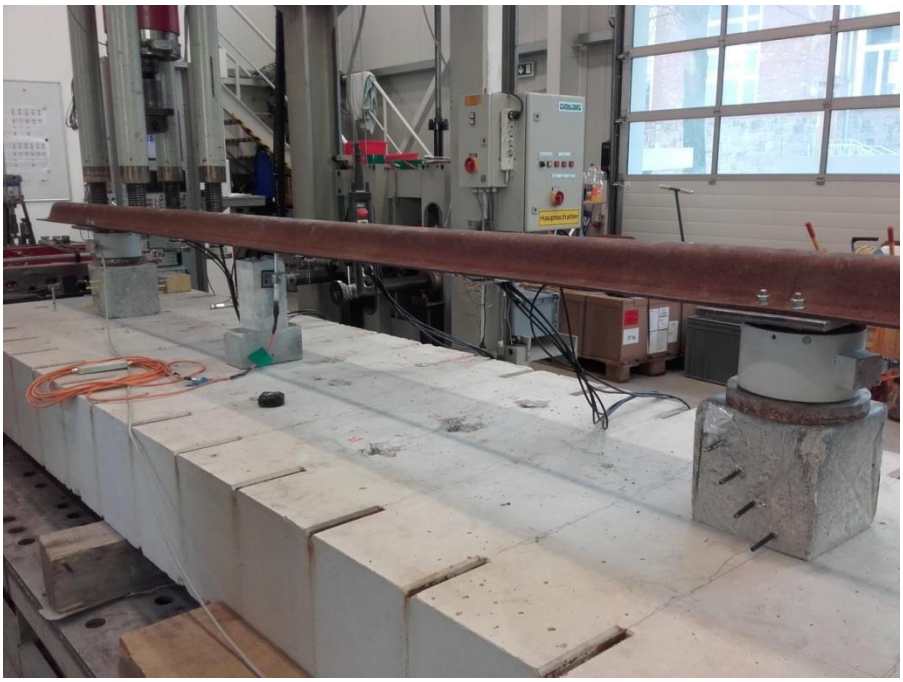
Auslastung Stützen S355 (Im Randbereich zwei)

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	0,415	0,434	0,554	0,633
	Lastmodell 2	0,353	0,362	0,459	0,521
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,300	0,327	0,417	0,490
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,239	0,260	0,332	0,386
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	0,434	0,484	0,581	0,665
	Lastmodell 2	0,362	0,411	0,480	0,546
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,327	0,373	0,458	0,537
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,260	0,305	0,361	0,421
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	0,489	0,548	0,662	0,762
	Lastmodell 2	0,404	0,462	0,538	0,618
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,416	0,477	0,588	0,691
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,327	0,387	0,459	0,538
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	0,526	0,592	0,605	0,826
	Lastmodell 2	0,432	0,496	0,476	0,667
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,481	0,553	0,560	0,806
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,377	0,447	0,435	0,624
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	0,563	0,635	0,770	0,890
	Lastmodell 2	0,460	0,530	0,622	0,715
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,552	0,635	0,786	0,928
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,430	0,512	0,609	0,716
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	0,638	0,718	0,878	1,019
	Lastmodell 2	0,467	0,599	0,704	0,813
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,708	0,817	1,014	1,199
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,548	0,655	0,780	0,920
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	0,675	0,765	0,932	1,084
	Lastmodell 2	0,544	0,633	0,744	0,861
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,794	0,917	1,139	1,347
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,612	0,733	0,874	1,032
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	0,787	0,894	1,095	1,277
	Lastmodell 2	0,628	0,735	0,866	1,007
	Lastm. 1 mit Randkr.	1,081	1,251	1,556	1,845
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,829	0,995	1,192	1,407

Auslastung Träger (Im Randbereich zwei)

		Hangneigung			
		30°	35°	40°	45°
Gleitfaktor 1,2	Lastmodell 1	0,387	0,405	0,517	0,592
	Lastmodell 2	0,213	0,222	0,292	0,341
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,281	0,307	0,391	0,459
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,181	0,201	0,260	0,308
Gleitfaktor 1,3	Lastmodell 1	0,405	0,420	0,543	0,622
	Lastmodell 2	0,222	0,272	0,311	0,364
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,307	0,325	0,430	0,503
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,201	0,245	0,289	0,343
Gleitfaktor 1,6	Lastmodell 1	0,456	0,477	0,619	0,714
	Lastmodell 2	0,263	0,320	0,367	0,432
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,390	0,416	0,552	0,649
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,265	0,325	0,384	0,747
Gleitfaktor 1,8	Lastmodell 1	0,491	0,515	0,692	0,774
	Lastmodell 2	0,289	0,352	0,407	0,479
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,452	0,483	0,643	0,757
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,313	0,383	0,453	0,539
Gleitfaktor 2,0	Lastmodell 1	0,527	0,553	0,721	0,834
	Lastmodell 2	0,315	0,385	0,446	0,525
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,519	0,555	0,739	0,873
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,365	0,445	0,529	0,628
Gleitfaktor 2,4	Lastmodell 1	0,597	0,626	0,824	0,956
	Lastmodell 2	0,303	0,449	0,524	0,618
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,666	0,714	0,954	1,137
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,479	0,584	0,694	0,826
Gleitfaktor 2,6	Lastmodell 1	0,632	0,667	0,874	1,017
	Lastmodell 2	0,395	0,482	0,562	0,664
	Lastm. 1 mit Randkr.	0,747	0,802	1,074	1,305
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,542	0,659	0,785	0,935
Gleitfaktor 3,2	Lastmodell 1	0,737	0,780	1,028	1,220
	Lastmodell 2	0,475	0,579	0,678	0,785
	Lastm. 1 mit Randkr.	1,018	1,112	1,751	3,023
	Lastm. 2 mit Randkr.	0,751	0,913	1,093	1,297

2 Fotodokumentation



Rostbalken unter der Prüfmaschine bei den Vorversuchen

Fertig aufgebaute Stahlschneebrücke für die Hauptversuche

Detail: Träger auf Kraftaufnehmer und Kugelkarlotte. Gut sichtbar ist die Befestigung des Trägers

Fertig zusammengebaute Gabione mit Geotextil und Abstandhaltern.

Befüllen der oberen Gabione mit dem Bagger

Fertig aufgebautes Werk mit Überdeckung

3 Pläne

Plan 1: Bautyp Stahlschneebrücke GA 4,5 m

(Übernommen von der Gebietsbauleitung Bludenz, WLV Vorarlberg)

Plan 1A: Detail Träger

(Nicht maßstäblich, übernommen von der Gebietsbauleitung Bludenz, WLV Vorarlberg)

Plan 1B: Detail Stütze

(Nicht maßstäblich, übernommen von der Gebietsbauleitung Bludenz, WLV Vorarlberg)

Plan 1C: Detail Rostbalken

(Nicht maßstäblich, übernommen von der Gebietsbauleitung Bludenz, WLV Vorarlberg)

Plan 2: Rostbalken mit Messtechnik

Plan 3: Stahlschneebrücke mit Messtechnik, Lastannahme 1

Plan 4: Stahlschneebrücke mit Messtechnik, Lastannahme 2