



Universität für Bodenkultur Wien
Department Bautechnik und Naturgefahren
Institut für Alpine Naturgefahren (IAN)

Peter Jordan Str. 82
A-1190 WIEN

Tel.: +43-1-47654-4350
Fax: +43-1-47654-4390



IAN REPORT 174

Versuche zur Dämpfung von Anprallenergien aus Steinschlag
bei Stahlschneebrücken



Im Auftrag:

Wildbach und Lawinerverbauung

Österreich

Sektion Vorarlberg

Rheinstraße 32/5
6900 Bregenz

Wien, Februar 2016



Report 174:
Endbericht
Versuche zur Dämpfung von Anprallenergien aus
Steinschlag bei Stahlschneebrücken

Projektleitung: Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Johannes Hübl
Projektverantwortlicher: Dipl.-Ing. Georg Nagl. BSc.
Mitarbeiter: Ing. Fritz Zott,
Lukas Kofler. BSc.
Jürgen König

Universität für Bodenkultur
Department Bautechnik und Naturgefahren
Institut für Alpine Naturgefahren
Peter Jordan Str. 82 Tel.: +43-1-47654-4350
A – 1190 Wien Fax: +43-1-47654-4390

Report Nr. 174

Referenz (Literaturzitat): Hübl J., Nagl G., Zott F., Kofler L., König J., (2016): Versuche zur Dämpfung von Anprallenergien aus Steinschlag bei Stahlschneebrücken , Institut für Alpine Naturgefahren, Universität für Bodenkultur Wien (unveröffentlicht)

Wien, Jänner 2016



Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
2	METHODIK	3
2.1	Vorversuche	4
2.1.1	Vorversuchsaufbau	4
2.1.2	Vorversuchsdurchführung.....	5
2.2	Hauptversuche	6
2.2.1	Hauptversuchsaufbau	6
2.2.2	Hauptversuchsdurchführung.....	12
3	ERGEBNISSE	14
3.1	Machbarkeitsstudie aus statischer Sicht mit und ohne Schotterüberdeckung	14
3.1.1	Betrachtung 1: Auslastung der Stütze ohne Schotterüberdeckung	15
3.1.2	Betrachtung 2: Auslastung der Stütze mit Schotterüberdeckung	15
3.2	Vorversuche im Labor und mittels FEM	16
3.3	Hauptfallversuche	18
3.3.1	Auflagerkräfte.....	19
3.3.2	Durchbiegung.....	25
4	RESÜMEE	27
5	APPENDIX	31
5.1	Formelsammlung	31
5.2	Lastannahme (Berechnungsablauf)	33
6	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	41
7	TABELLENVERZEICHNIS	43
8	LITERATURVERZEICHNIS	44



1 Einleitung

Lawinstahlschneebrücken sind oft Steinschlagprozessen ausgesetzt (Girstmair et al. 2014). Doch weisen diese Stahlbauwerke eine geringe Widerstandsfähigkeit gegenüber dynamischen Einwirkungen auf. Zum Schutz vor diesen Einwirkungen werden in der Praxis unterschiedlichste Methoden verwendet, die den dynamischen Anprall eines Steinschlages dämpfen sollen. Von Holzbalken auf den Rostbalken auf der obersten Werksreihe, bei dem Projekt Burtshakopflawine in Vorarlberg (Rudolf-Miklau 2015), bis hin zu Überdeckung der Bauwerke mittels Hangschuttmaterial.



Abbildung 1: Zerstörung einer Stahlschneebrücke infolge eines Steinschlages

Diese Eindeckungsarten sind jedoch nicht als Steinschlagbarrieren getestet, daher gibt es auch keine Bemessungswerte für die Energieaufnahmekapazität für die statische Berechnung (siehe Abbildung 2).



Abbildung 2: Stahlschneebrücke mit Überdeckung (WLV Vorarlberg).

Aus Simulationen für die Wartherhorn /Nordostflanke (GEOMAC Ingenieurbüro für Geologie Projekt Nr.:P10035) ergaben sich im Bereich der Barrieren kinetische Energien von ca. 150 kJ bei einer Geschwindigkeit von ca. 30 m/s. Aus diesem Grund sollen Versuche durchgeführt werden, aus denen die erforderliche Dicke für eine Überdeckung aus Hangschuttmaterial sowie notwendige Materialparameter ermittelt werden um diese ausreichend vor Anprallenergie von Steinschlägen bis zu 150 kJ zu schützen.

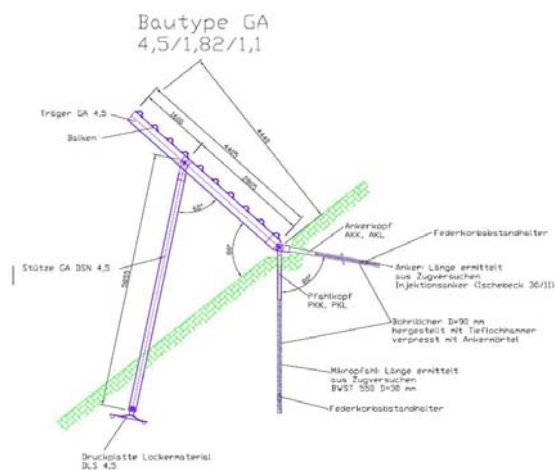


Abbildung 3: 4,5 Stahlschneebrückentyp welcher am Wartherhorn Verwendung findet (WLV Vorarlberg).



2 Methodik

Für die Beurteilung der Fragestellung, inwieweit eine Überdeckung von Schneestahlschneebrücken eine dynamische Belastung infolge eines Steinschlages reduzieren werden kann, wurden folgende Untersuchungen durchgeführt. Als erstens wurden Voruntersuchungen durchgeführt um notwendigen Kennwerte für die Hauptuntersuchungen zu gewinnen und das Materialverhalten des Rostbalkens abzuschätzen. Hierzu wurde ein einzelner Rostbalken mittelst einer hydraulischen Prüfmaschine statisch mit unterschiedlichen Angriffspunkten belastet. Dieser Rostbalken wurde mit Dehnmessstreifen ausgestattet um die Spannungsverläufe zu ermitteln, die anschließend in einer Finiten Elementen Analyse nachsimuliert wurden. Diese Daten lieferten Kennwerte und Parameter für die darauffolgenden Hauptuntersuchungen.

Die durchgeführten Hauptuntersuchungen dienten zur Abschätzung der Tragfähigkeit des System mittels Großversuchen mit einem Maßstab von 1:1. Hierbei wurde von unterschiedlichen Fallhöhen der dynamische Anprall eines Steinblockes mit einem Gewicht von 2300 kg getestet. Wobei 3 unterschiedliche Lastfälle berücksichtigt wurden, die den Anprallpunkt an dem System unterscheiden und auch damit die möglichen Versagensmechanismen der unterschiedlichen Teilsysteme berücksichtigen. Es wurden jene Einwirkungen und Kräfte und auch Verformungen gemessen, die notwendig sind um das Versagen des Systems beschreiben zu können. Die einwirkenden Kräfte durch den Fallkörper ergaben sich durch das Gewicht und die Fallhöhe. Die erzeugten negativen Beschleunigungen wurden mit einem 3 axialen Beschleunigungssensors gemessen und die daraus wirkenden Kräfte ermittelt. Die Eindringtiefe, aber auch die Verformungen wurden mittels einer High Speed Kamera gemessen. Zusätzlich wurde die Verformung soweit möglich mit induktiven Wegaufnehmern bestimmt. Die weitergeleiteten Kräfte wurden an den vier Auflagerpunkten gemessen, diese wurden dann weiters für die rechnerische Analyse für die Stützen verwendet und um eine Aussage der Machbarkeit dieser Schutzmaßnahme für unterschiedliche Geländeneigungen zu erhalten.



2.1 Vorversuche

2.1.1 Vorversuchsaufbau

Die Vorversuche dienen zum Vergleich der Belastungssimulation mittels FEM mit einem realen Druckversuch im Labor. In dieser Druckversuchsreihe, wurde ein Rostbalken mit einer Materialstärke von 5 mm bis zu 5 kN punktuell belastet. Auf dem Rostbalken wurden die Lasten mittels einer hydraulischen Presse im Labor des Institut für Konstruktiven Ingenieurbau aufgebracht. Die Auflagerkräfte wurden durch Kraftaufnehmer auf den zwei Auflagerpunkten gemessen, die Durchbiegung wurde in der Mitte mithilfe von induktive Wegaufnehmer bestimmt.

Zur Analyse der Spannungen wurden 12 Dehnmessstreifen (DMS), davon 3 Rosetten und 9 Einzel DMS appliziert.

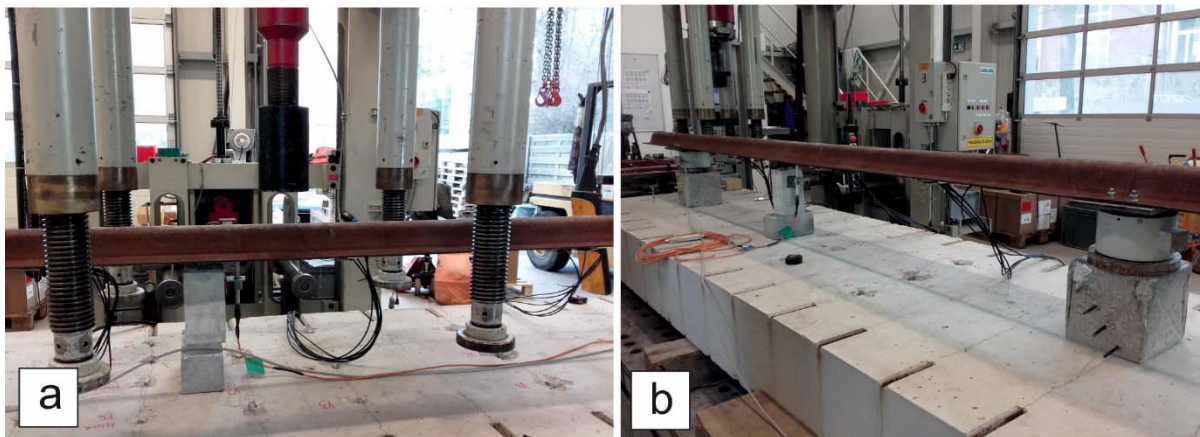


Abbildung 4: Vorversuche mittige Belastung

2.1.2 Vorversuchsdurchführung

Im Zuge der Vorversuch wurden 28 Druckversuche für einen einzelnen Rostbalken mit unterschiedlichen Belastungsszenarien durchgeführt. Mittige Einzellastbelastungen (Abbildung 5a) wurden mittels 5 ansteigender Laststufen von 0,5 – 5 kN aufgebracht. Außermittige Belastungen (Abbildung 5b) wurden mittels 9 ansteigender Lastversuchen erhoben wobei hier die Belastungsrate von 1 kN bis 11 kN reichte. Gleichlastversuche (Abbildung 5c) wurden bis 14 kN behandelt.

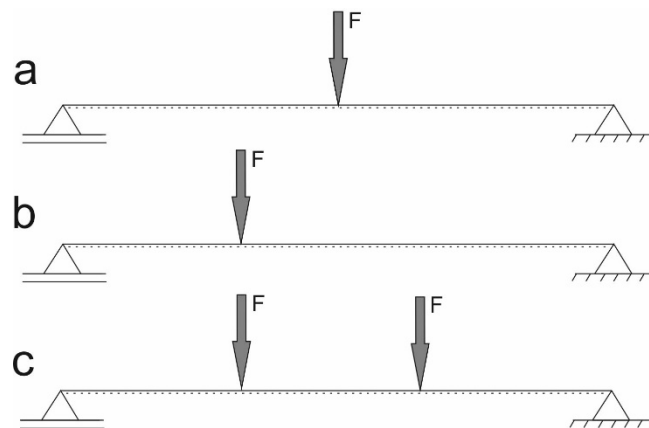


Abbildung 5: Belastungsszenarien für die durchgeführten Vorversuche an einem Rostbalken



2.2 Hauptversuche

2.2.1 Hauptversuchsaufbau

Für den Versuchsaufbau wurden jene Stahlbauteildimensionen verwendet wie für jene 4,5 m hohen Stahlschneebrückenwerke die am Wartherhorn Verwendung finden. Jedoch beschränkte sich die Untersuchung auf das Träger Rostsystem und nicht auf das Stützelement bzw. die Fundierung. Der Versuchsaufbau (Träger Rostbalken-System) befand sich in einer horizontalen Position, da die Anprallkräfte und Energie durch freie Fallversuche erzeugt wurden. Zwei I Profil Träger (*IPE 270 S355 JO*) wurden auf vier Kraftaufnehmer mit Kugelkalotten positioniert, welche ein einfaches Balkensystem repräsentierten. Auf den I-Träger wurden Omega Profile (Rostbalken mit einer 6 mm Blechstärke) montiert. Die Durchbiegung wurde über Wegaufnehmer, sowie über eine drei Kameras erfasst.

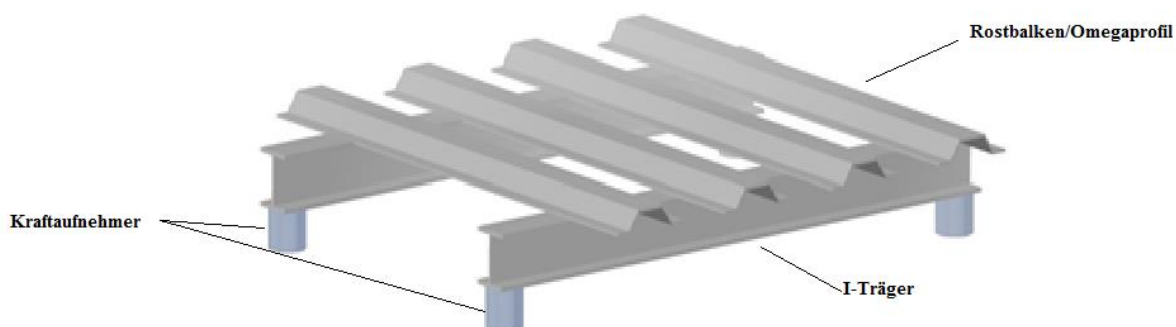


Abbildung 6: Schematischer Versuchsaufbau eines Stahlschneebrückenwerkes auf 4 Kraftaufnehmer gelagert

Um die Lasteinwirkung exakt erfassen zu können, auch bei Verformung des Systems, wurde eine Kugelkalotte zwischen dem Auflager des I-Trägers und dem Kraftaufnehmer verwendet. Die Fixierung des Systems an die Fundamentplatte erfolgte über Kleberanker, diese sollten eine horizontale und vertikale Verschiebung verhindern (siehe Abbildung 7).



Abbildung 7: Lagerung des Stahlträgers auf einem Kraftaufnehmer C6A1 (2MN) zur Messung der Auflagerkräfte.

Als Fallversuchskörper fand ein 2,3 Tonnen schwerer Betonkörper Verwendung. Dieser wurde von der WLV Vorarlberg (Bludenz) betoniert und geliefert. Die Geometrie des Fallkörpers entspricht jenen wie sie für Steinschlagversuche verwendet werden (Abbildung 8).



Abbildung 8: Betonversuchskörper mit einem Gewicht von je 2300 kg



2.2.1.1 Sensorik

Für die Hauptfallversuche wurden folgende Sensoren verwendet um den durchgehenden Energie- und Kraftgrößenverlauf aufzuzeigen :

- Kraftaufnehmer HBM C6A 5 Stück (1 Stück Reserve)
- Hochgeschwindigkeitskamera Optronis 2400 Bilder/Sec.
- Messkraftverstärker Quantum 2 Stück (Messabtastrate 19800 Hz)
- 5 Stück induktive Wegaufnehmer
- 2 zusätzliche Kameras

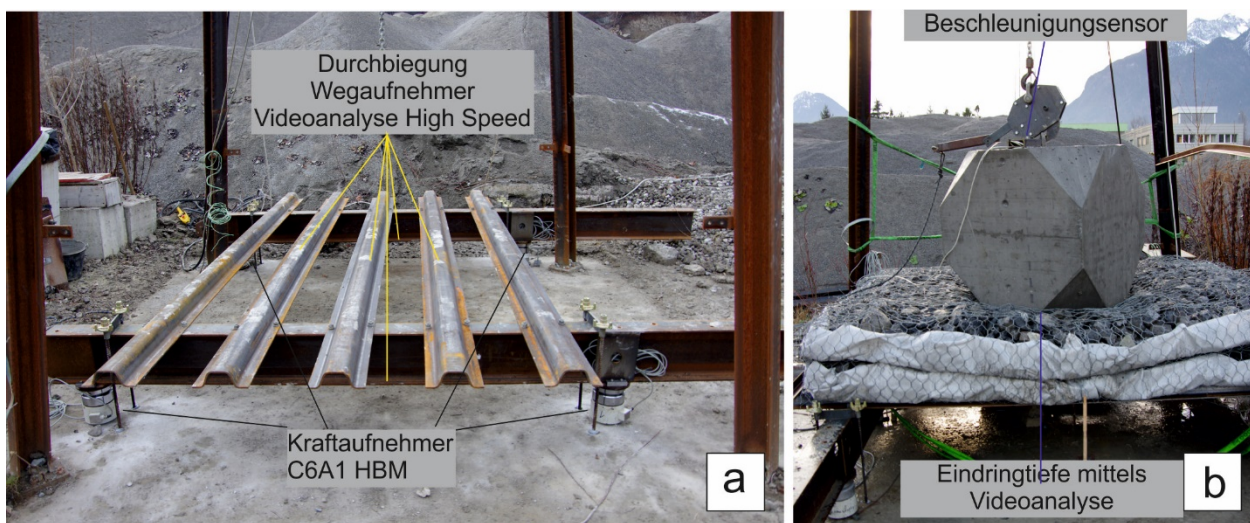


Abbildung 9: Sensoren Anordnung bei den Versuchsdurchführungen

2.2.1.2 Überdeckungsmaterial

Das Wartherhorn (2257 m) als Nebengipfel des Karhorn (2416 m) besteht aus Rhätolias-Kalk sowie darunterliegenden älteren Allgäu Schichten und hin zum Karhorn aus Hauptdolomit, wie in Abbildung 10 ersichtlich ist. Die Steinschlaggefahr rührt hauptsächlich aus dem Rhätolias-Kalk her, wobei dieser als relativ gering eingeschätzt wird (Oberhauser 2014). Für die Lawinenwerke müssen jedoch auch die mergeligen Wandabschnitte betrachtet werden, welche kleinere Sturzblöcke liefern.

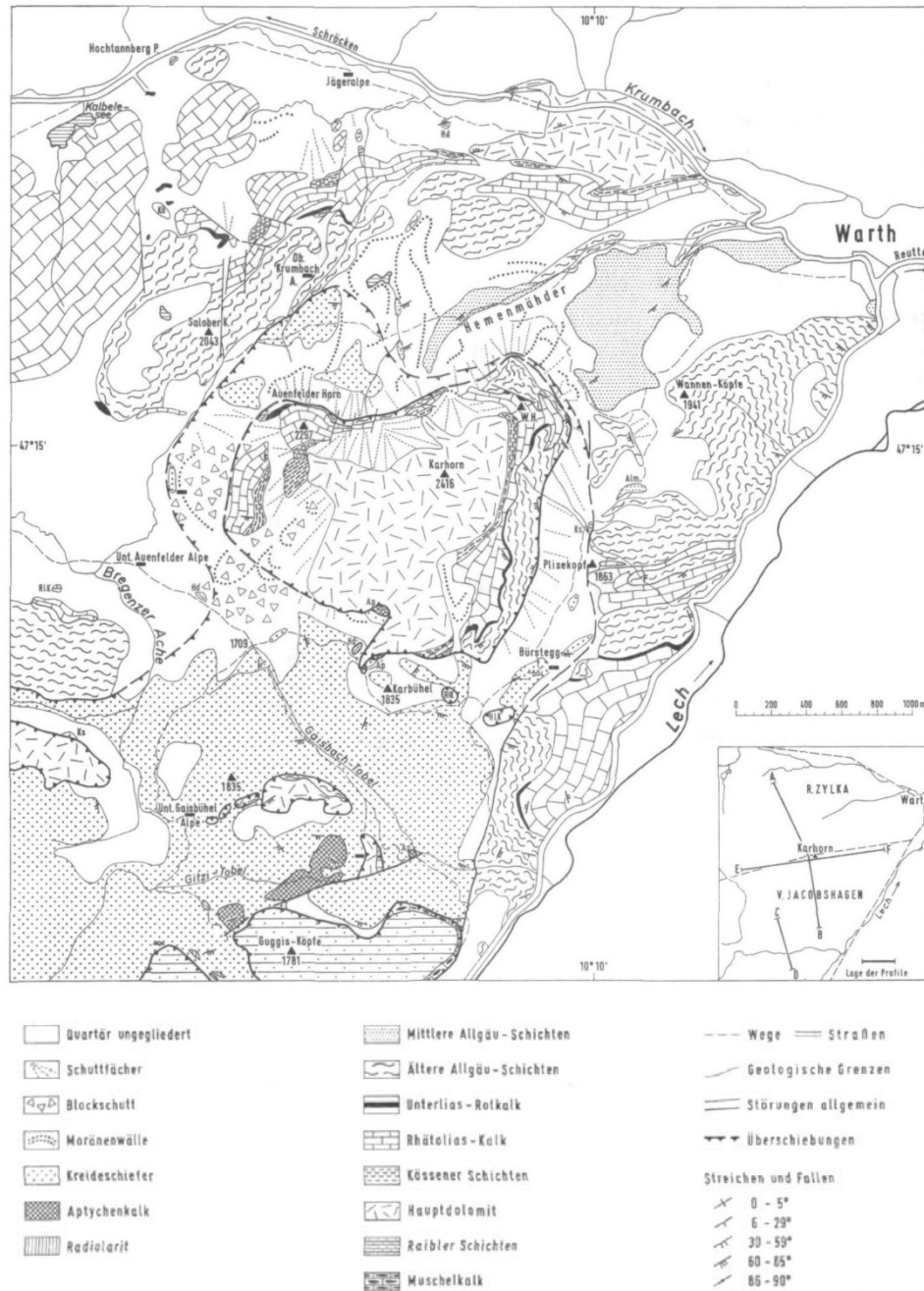


Abbildung 10: Geologische Kartenskizze aus (Zylka und Jacobshagen 1980)

Da die Überdeckung aus vor Ort vorhandenem Material verwendet werden soll, erfolgt eine kurze Darstellung der Materialparameter. Als Deckungsmaterial für die Stahlschneebrücken soll wie in Abbildung 11 ersichtlich, hauptsächlich Dolomit bzw. Kalk und Kalkmergel in der Größenordnung von 5-20 cm verwendet werden. Die technischen Eigenschaften von Dolomit werden in der Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Technische Eigenschaften von Dolomit nach (Posch-Trözmüller 2002)

Technische Eigenschaften von Dolomit

Gesteinsfestigkeit	einachsiale Druckfestigkeit von 120 - 200 MPa Biegezugfestigkeit (Mittellast) von 12 MPa
Gesteinsstruktur	Rohdichte von 2,7-2,9 g/cm ³ ; Reindichte von 2,75 bis 2,95 g/cm ³
Gesteinsphysikalische Eigenschaften	Elastizitätsmodul statisch von 20.000 bis 30.000 MPa; Elastizitätsmodul dynamisch von 30.000 bis 100.000 MPa; Querdehnungszahl von 0,15 bis 0,4



Abbildung 11: Stein Material am Wartherhorn

Für die Versuche werden äquivalente Gesteinsgrößen vom Kieswerk Zech verwendet (siehe Abbildung 12).



Abbildung 12: Dämpfungsmaterial eingebaut a., und lose b.

2.2.1.3 Sicherungssystem für das Überdeckungsmaterial

Als Einbauhilfe für das Deckungsmaterial wurde ein Sicherungssystem für den Flussbau der Firma KRISMER verwendet, welches sich aus einem Stahlnetz mit Sechseckmaschen (Maschenweite 60 mm x 80 mm), einer Drahtstärke von 2,2 mm, starkverzinkten Boden bzw. Decknetz und dazwischenliegend Distanzelemente DE150 und mit einem Trennvlies zusammensetzt. Die Überdeckung wurde in 2-facher Lage mit je 25 cm ausgeführt (Gesamt-Überdeckungshöhe 50 cm) um eine einfachere Handhabung zu gewährleisten (siehe Abbildung 12a).

Für die Montage ist lediglich eine pneumatische Klammernpresse für hochfeste Klammern zur Befestigung der Seitenteile und des Deckels notwendig (Abbildung 13) sowie ein Bolzenschneider zum Trennen der Netzte.

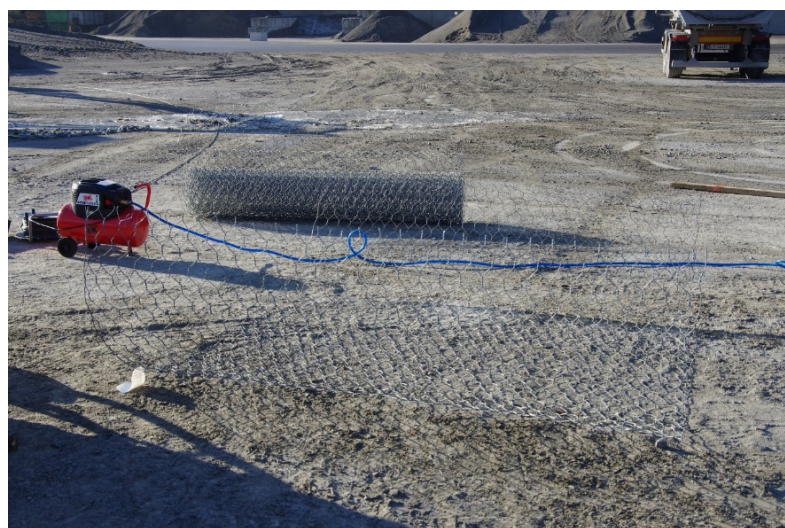


Abbildung 13: Vormontage der Körbe für das Überdeckungsmaterial



2.2.2 Hauptversuchsdurchführung

Es wurden 3 Versagensarten bzw. Anprallstellen untersucht um die möglichen Lastfälle eines Steinanpralles nachzustellen, wie Abbildung 14 zeigt. Der Anprallpunkt *a* befindet sich in der Mitte eines Werkes. Durch diesen Lastfall wird die Hauptbeanspruchung der Rostbalken untersucht. Der Anprallpunkt *b* befindet sich in der Mitte des I-Trägers. Dieser repräsentiert den Lastfall für das I-Trägersystem. Der Anprallpunkt *c* repräsentiert die maximale Kraft welche auf die Stütze wirken kann und errechnet sich aus den Versuchen des Anpralls des Steines in der Mitte des Trägers (Lastfall *b*) aus Summe beider Auflager. Der Nachweis der Stütze erfolgt nur rechnerisch und wurde in den Anprallversuchen nicht nachgebildet.

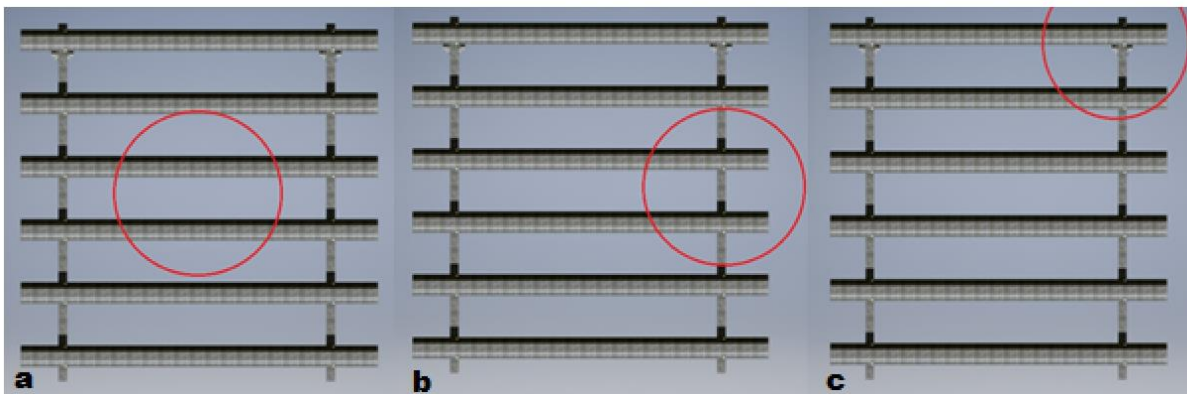


Abbildung 14: a. Mittlerer Anprall auf Rostbalken, b. Anprall an Trägermitte, c. Anprallpunkt an den Träger am Stützauflager

2.2.2.1 Versuchsdurchlauf Lastfall a für die Hauptversuche

Es wurden für den Lastfall *a*, fünf Versuche durchgeführt mit einer Überdeckung von 50 cm und 4 Anprallversuche ohne Überdeckung. Die Versuche erfolgten aus folgenden Fallhöhen 0,15m 0,30m 0,45m 1m 7m. Durch die großen unerwarteten Verformungen bei den relativ niedrigen Höhen wurde auf Versuchshöhen zwischen 1 m und 7 m verzichtet. Da dies zu einer zu großen Verformung für die nachfolgenden Versuche bedeutet hätte und die Ergebnisse für die eigentliche Fragestellung für den Anprall aus 7m beeinflusst hätte. Für die Beantwortung der Hauptfrage wurde der finale Anprall von 7 m Höhe mit einer Aufprallenergie von ca.150 kJ durchgeführt, sowohl mit als auch ohne Überdeckung um die Wirksamkeit der Überdeckung darstellen zu können.



2.2.2.2 Versuchsdurchlauf Lastfall 2 für die Hauptversuche

Für den Lastfall *b*, wurden mit Überdeckung 5 Versuche durchgeführt und ohne Überdeckung auch 5 Versuche mit folgenden Höhen von 0,15m; 0,3m; 0,45m; 1m und 7m.



3 Ergebnisse

3.1 *Machbarkeitsstudie aus statischer Sicht mit und ohne Schotterüberdeckung*

Es soll hier überprüft werden in wie weit es möglich ist eine Dämpfungsschicht auf das Bauwerk aufzubringen, ohne dabei die maximale Tragfähigkeit der Stahlkonstruktion zu erreichen. Hierfür wurden das Eigengewicht der Stahlkonstruktion, sowie das Eigengewicht der Dämpfungsschicht und die einwirkenden Kräfte der Schneelast im Winter berücksichtigt.

Bei der überschlägigen Berechnung handelt es sich um den Bautyp: Stahlschneebrücke aus Stahl mit horizontal angeordneten Rostbalken. Es wurde nur ein Werk bzw. Werksreihe betrachtet.

Da die Bemessung von unterschiedlichen Einwirkungen belastet wird, und die Einwirkungen von zahlreichen Parametern abhängig ist, folgt eine kurze Auflistung der Variationen dieser Parameter.

- Gleitfaktor von 1,2 bis 3,2
- Geländeneigung von 30° bis 45°
- Randwerk oder Mittelwerk

Aus diesen möglichen Bereichen der Parameter ergeben sich mehrere Variationen, die in den folgende zwei Betrachtungen eingeflossen sind. Als maßgebliches Bauteil erwies sich die Stütze.



3.1.1 Betrachtung 1: Auslastung der Stütze ohne Schotterüberdeckung

In diesem Unterkapitel wird der Grenzzustand der inneren Tragfähigkeit in der Grundkombination betrachtet, daher ohne Schotterüberdeckung und ohne Steinanprall, nur mit Schneedruck mit Berücksichtigung unterschiedlicher Gleitfaktor und Hangneigungen. Dies soll als Vergleich für die Betrachtung 2 dienen, die die Schotterüberdeckung miteinbezieht. Ein Beispiel für den Berechnungsablauf für den Standardfall findet sich im Appendix in 5.2.

Tabelle 2: Tragfähigkeit der maßgeblichen Stütze(n) abhängig von Gleitfaktor und der Neigung

Neigung [°]									
45									
40									
35									
30									
		1,2	1,3	1,6	1,8	2	2,4	2,6	3,2
		Gleitfaktor							

Legende	
	Tragfähigkeit mit 1 Stütze gegeben
	Tragfähigkeit nur mit 2 Stützen gegeben
	Tragfähigkeit nur mit 2 Stützen im Randbereich mit einer Stahlqualität von S355 gegeben
	Tragfähigkeit nicht gegeben

3.1.2 Betrachtung 2: Auslastung der Stütze mit Schotterüberdeckung

Bei dieser Betrachtung erfolgt nun der Nachweis der Tragfähigkeit einer Stütze(n) mit Einbezug der Schotterüberdeckung und Schneelast für die winterliche Jahreszeit, wobei hier nicht mit einem Steinschlag gerechnet wird.

Tabelle 3: Tragfähigkeit der maßgeblichen Stütze(n) abhängig von Gleitfaktor und der Neigung

Neigung [°]									
45									
40									
35									
30									
		1,2	1,3	1,6	1,8	2	2,4	2,6	3,2
		Gleitfaktor							

Legende	
	Tragfähigkeit mit 1 Stütze gegeben
	Tragfähigkeit nur mit 2 Stützen gegeben
	Tragfähigkeit nur mit 2 Stützen im Randbereich mit einer Stahlqualität von S355 gegeben
	Tragfähigkeit nicht gegeben



3.2 Vorversuche im Labor und mittels FEM

Die Druckversuche im Labor wurden mit Einzellastannahmen in Feldmitte angelegt die von 0,1 bis 5 kN reichten. Abbildung 15 zeigt jene gemessene Durchbiegung zur aufgebrauchten Kraft bei Einzellastannahme.

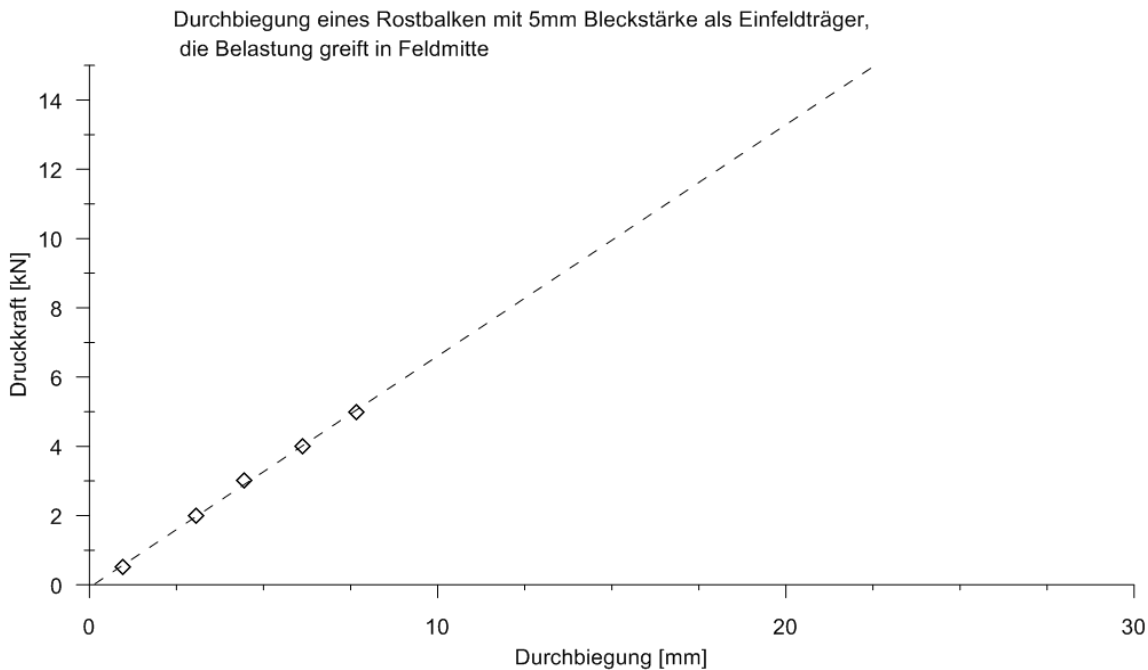


Abbildung 15: Darstellung der Durchbiegung zu den jeweils mittig aufgebrauchten Kräften

Aus den Versuchen wurden die Materialparameter in der Simulation soweit angepasst, dass die Simulationsergebnisse mit den Spannungen und Durchbiegungen übereinstimmen. Um diese auch mit den Ergebnissen der Anprallversuche zu vergleichen zu können. Wobei hier nur ein Vergleich mit den geringen Fallhöhen durchgeführt werden könnte, da keine Anpassung der dynamischen Materialparameter möglich war.

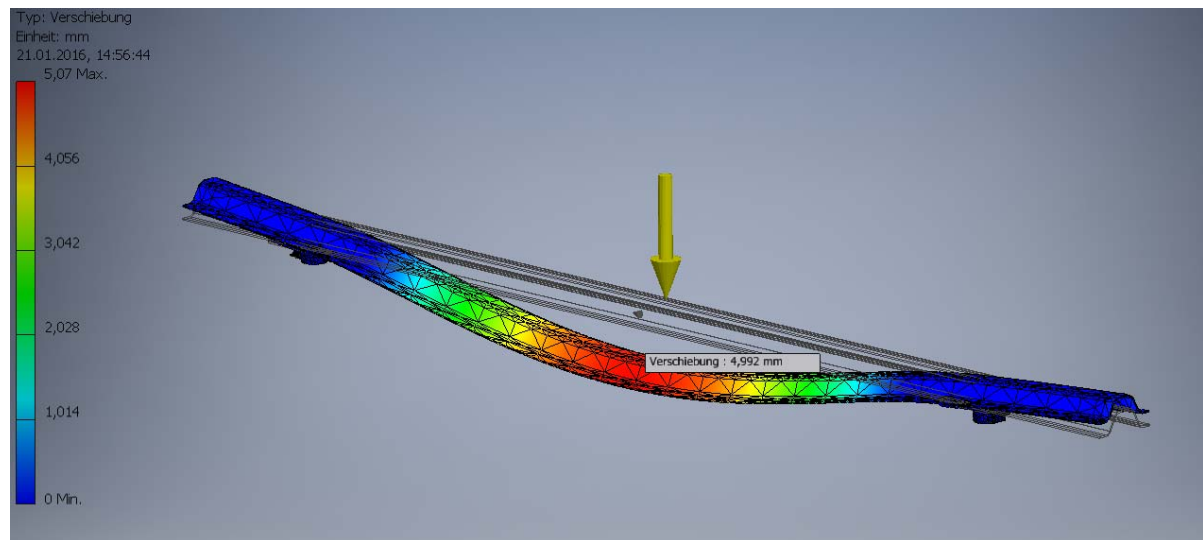


Abbildung 16: Darstellung der Durchbiegung aus einer Simulation mit 5 kN Einzellast (AutoCad Inventor)

Für genormete statische Berechnungen für jene Rostbaken (Omegaprofile) fehlen jene maximalen plastischen und elastischen Dimensionswerte. Diese müssten durch ausführliche Druckversuche ermittelt werden. Jene durchgeführten Vorversuche sind jedoch nur ein Herantasten an jene Werte zur Bemessung und dienen lediglich zur ersten Abschätzung.

Für die Berechnung mit statische Belastungen für bautechnischen Konstruktionen stehen unzählige Programme zur Verfügung, jedoch sind diese rein für statische Lasten gedacht. Für dynamische Belastungssituation muss sowohl die Interaktion wie auch das dynamische Materialverhalten berücksichtigt werden. Auch das Versagen, Beulen wird in vielen Programmen nicht unterstützt. Weiters ist die Simulation des Überdeckungsmaterials und der Interaktion mit der Stahlkonstruktion äußerst aufwendig und für diese Aufgabe existieren nur wenige Programme. Für die Anwendung solcher Programme ist es auch notwendig die Materialparameter mittels Versuchen zu verifizieren und anzupassen. Daher sind die Hauptversuche in Maßstab 1:1 eine praktikable Lösung für eine erste Machbarkeitsstudie.



3.3 Hauptfallversuche

In den Hauptversuchen wurden Aufprallenergien von 3,4-150 kJ abgedeckt, dass entspricht Fallhöhen von 0,15 m bis 7 m bei einer Steinmasse von 2300 kg. 150 kJ entspricht jener Energiehöhe welche für die Wartherhorn Verbauung relevant ist. Es werden anschließend jene drei relevanten Lastfälle behandelt welche zur Untersuchung der inneren Standsicherheit des Bauwerks dienen soll.

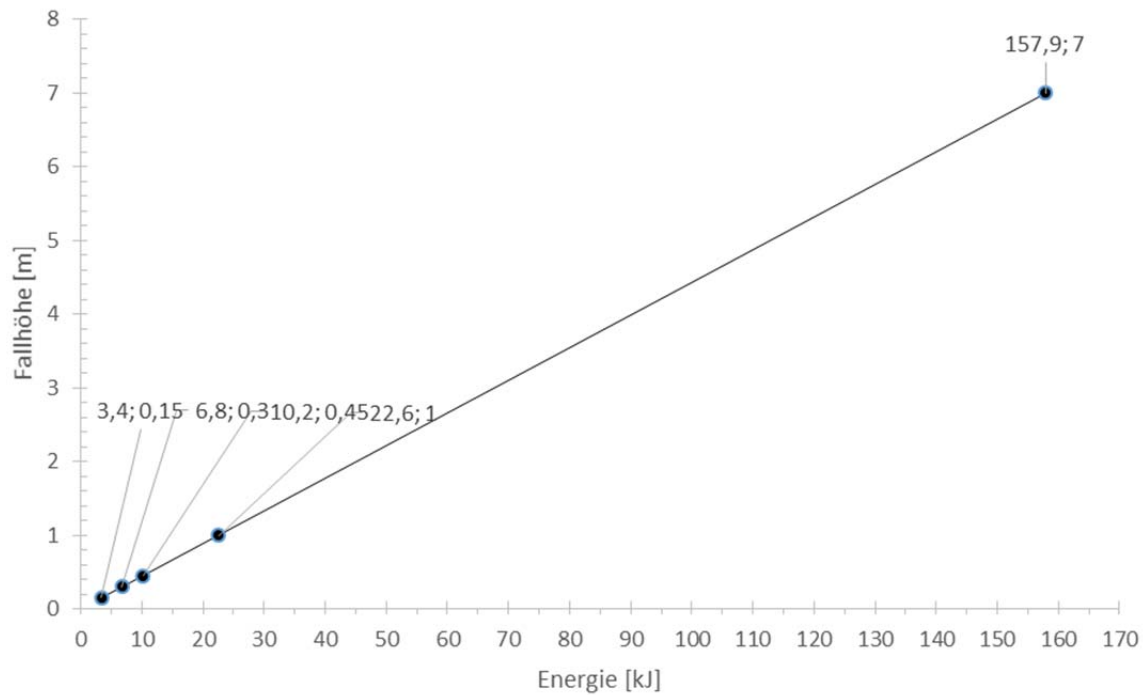


Abbildung 17: Aufprallenergie für die durchgeführten Versuchshöhen von 0,15m; 0,3m; 0,45m; 1m und 7m.



3.3.1 Auflagerkräfte

3.3.1.1 Auflager Kräfte

Für die Summe der Auflagerkräfte zu den unterschiedlichen Fallhöhen wurde der Mittelwert der 4 Kraftzellen hergezogen, da der Anprallpunkt in der Mitte des Werkes angenommen wird.

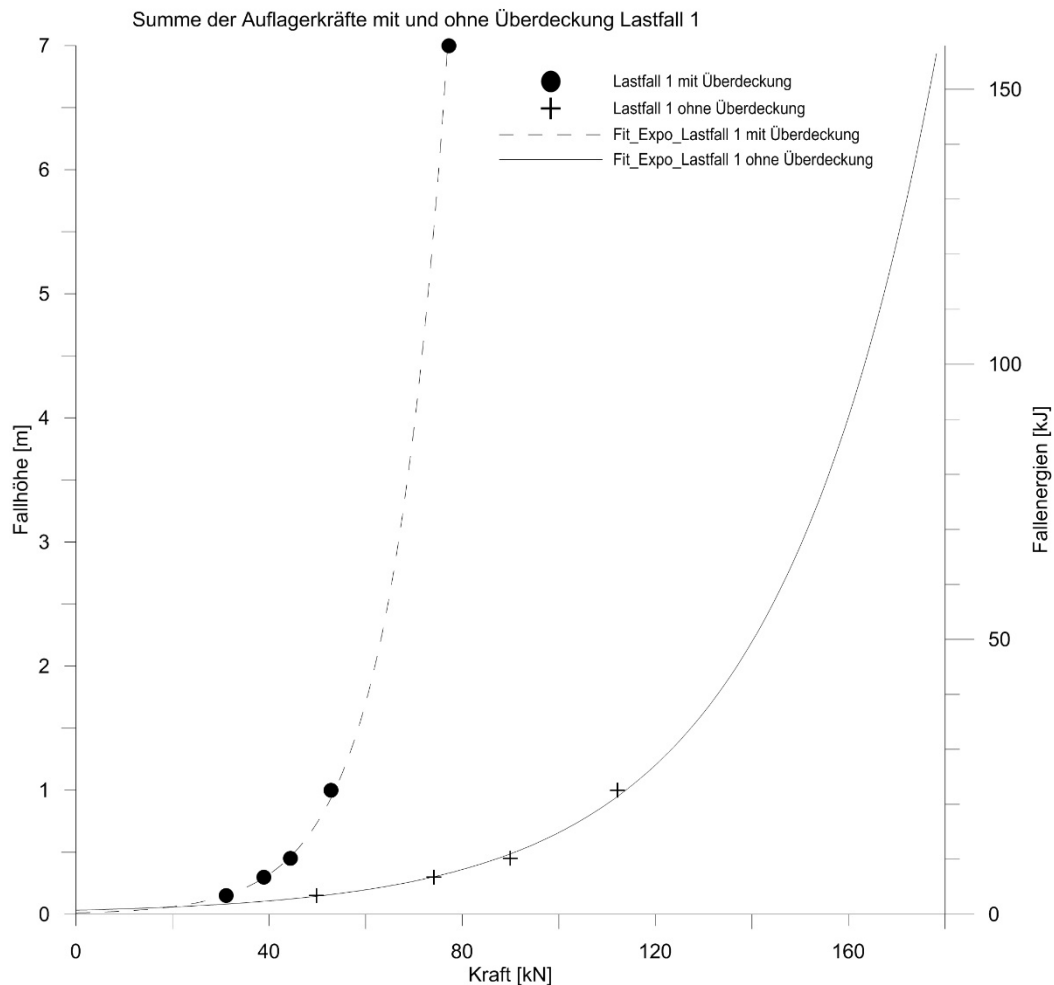


Abbildung 18: Summe der Auflagerkräfte im Vergleich mit und ohne Überdeckung zu den unterschiedlichen Fallhöhen für den **Lastfall 1**.

Aus Abbildung 18 ist ersichtlich, dass schon bei kleinen Höhen ein Dämpfungseffekt eintritt und dieser mit der Fallhöhe (Energiehöhe) steigt. Die Kräfte werden in weiterer Folge in die Stützen oder Ankerpunkte eingeleitet. Diese dynamischen Kräfte wirken dann zusätzlich zu den statischen Kräften. Für den Lastfall 1 treten jedoch für die Auflager geringere Kräfte auf als wie für Lastfall 2 da die Aufprallenergie auf 4 Auflagerpunkte aufgeteilt wird. Daher ist zu unterscheiden mit



welchen Trefferpunkten/ Lastfällen gerechnet werden muss oder welche Schäden man mit geringerer Wahrscheinlichkeit man in Kauf nehmen muss.

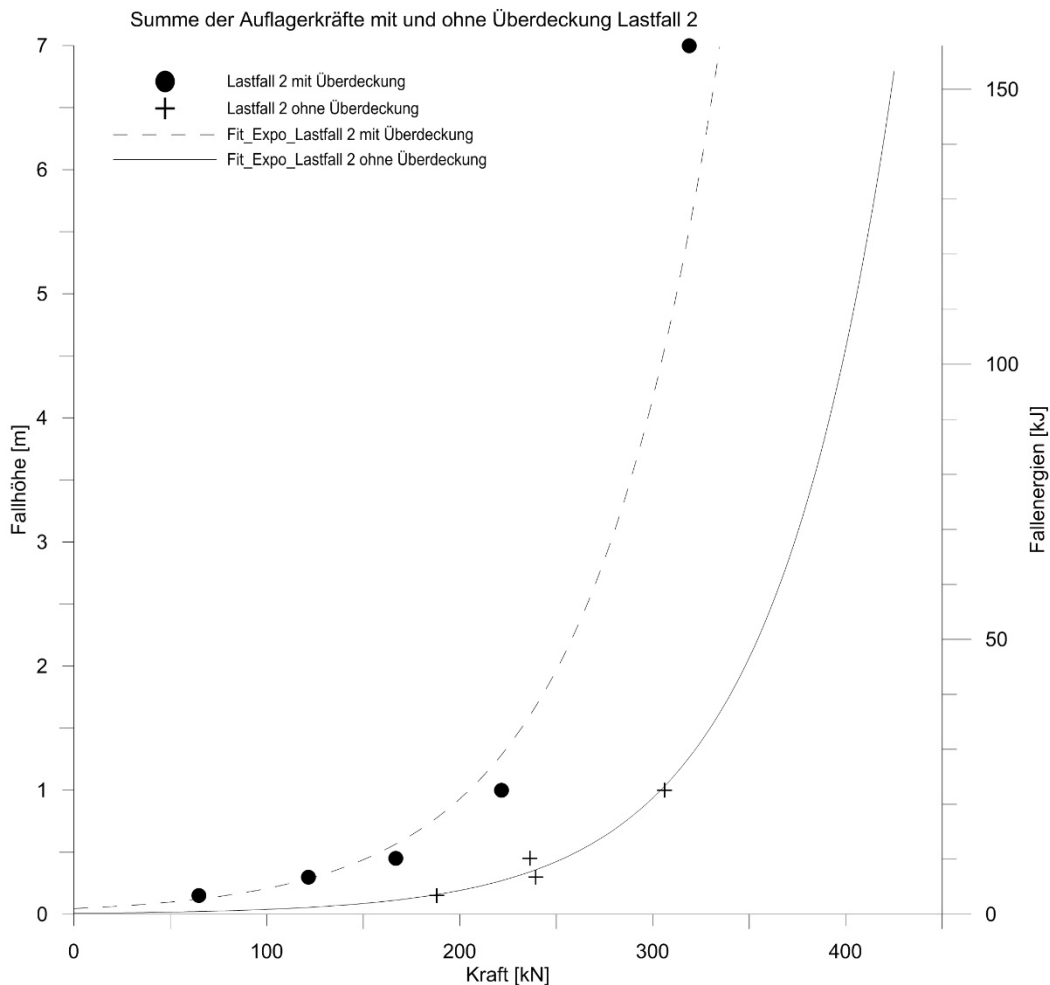


Abbildung 19: Summer der Auflagerkräfte im Vergleich mit und ohne Überdeckung zu den unterschiedlichen Fallhöhen für den **Lastfall 2**.

Bei Lastfall 2 sind höhere Kräfte erreicht worden als bei Lastfall 1 pro Auflager, da die Anprallenergie nur über 2 Auflagerpunkte abgeleitet wird. In diesem Lastfall wird auch der Stahlträger sein maximales Feldmoment erreichen, jedoch die Rostbalken werden keine maßgebliche Durchbiegung erfahren. Bei den Versuchen für den 2 Lastfall wurden mit Überdeckung alle Höhen (0,15 m; 0,3 m 0,45m 1m und 7m) getestet. Ohne Überdeckung wurde jedoch der Balken bei den 7m Fallversuch auf das Fundament des Versuchsaufbaues gepresst und der Balken dabei noch stark verformt. Daher sind für diese Versuchsdurchführung (7m) auch keine Kräfte in der Abbildung 19 sichtbar, da keine repräsentativen oder nachvollziehbaren Werte ermittelt wurden und man von einem vollständigem Versagen der Struktur ausgehen kann.

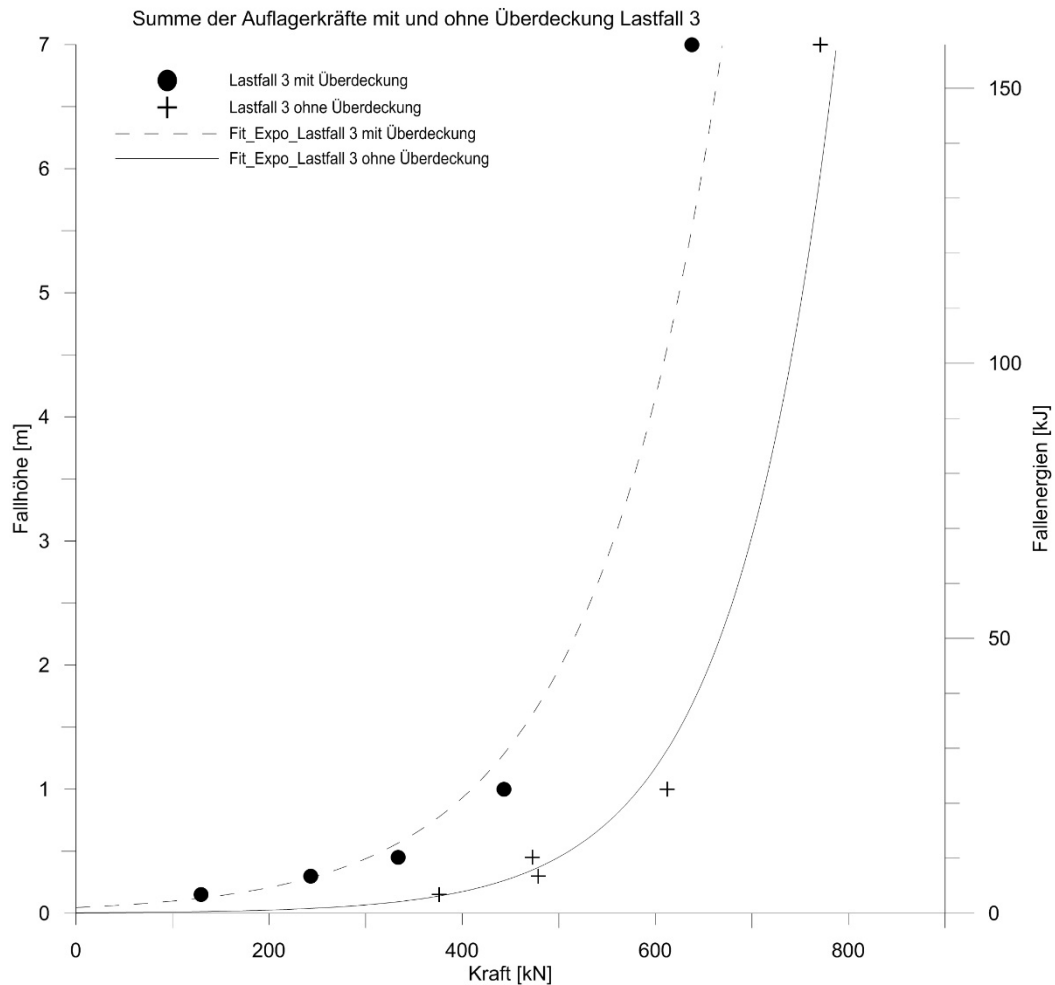


Abbildung 20: Summe der Auflagerkräfte im Vergleich mit und ohne Überdeckung zu den unterschiedlichen Fallhöhen für den **Lastfall 3**.

Bei dem Lastfall 3 wird der direkte Anprall an den Stützenanschluss betrachtet. Dieser stellt somit dem maßgeblichen Lastfall für die Stützenbemessung dar. Hierbei wird die gesamte Anprallenergie von einer Stütze abgetragen. Die Versuchsdaten in Abbildung 20 wurden durch den Lastfall 2 abgedeckt, da die Summe der zwei Auflager im Lastfall 2, eines Auflagers in den Lastfall 3 entspricht.

3.3.1.2 Anprallkräfte aus dem Beschleunigungssensor

Für eine Gegenüberstellung aber auch zur Kontrolle der einwirkenden Kräfte auf das Bauwerk, wurde zusätzlich ein drei axialer Beschleunigungssensor verwendet. Aus diesen Beschleunigungswerte lässt sich der zeitliche Verlauf der Kräfte ableiten. Der charakteristische Verlauf des Beschleunigungssensors in Z-Achse bei dem Aufprall auf das gedämpfte System mit zwei Höhepunkten wird in Abbildung 21 dargestellt. Wobei bei dem zweiten Hochpunkt die maximalen Durchbiegung stattfindet und somit den repräsentativen Wert darstellt. Für den 1. Höchstwert werden unterschiedlichste Gründe vermutet. Calvetti et al. (2005) geht von einer Reflektion einer Druckwelle aus zwischen unterschiedlich dicht gelagerten Schichten. Auch bei Gerber und Volkwein (2010) wurde dieser Effekt dargestellt, jedoch ist eine Abhängigkeit von Blockgröße und der Höhe der Dämpfungsschicht zu erkennen.

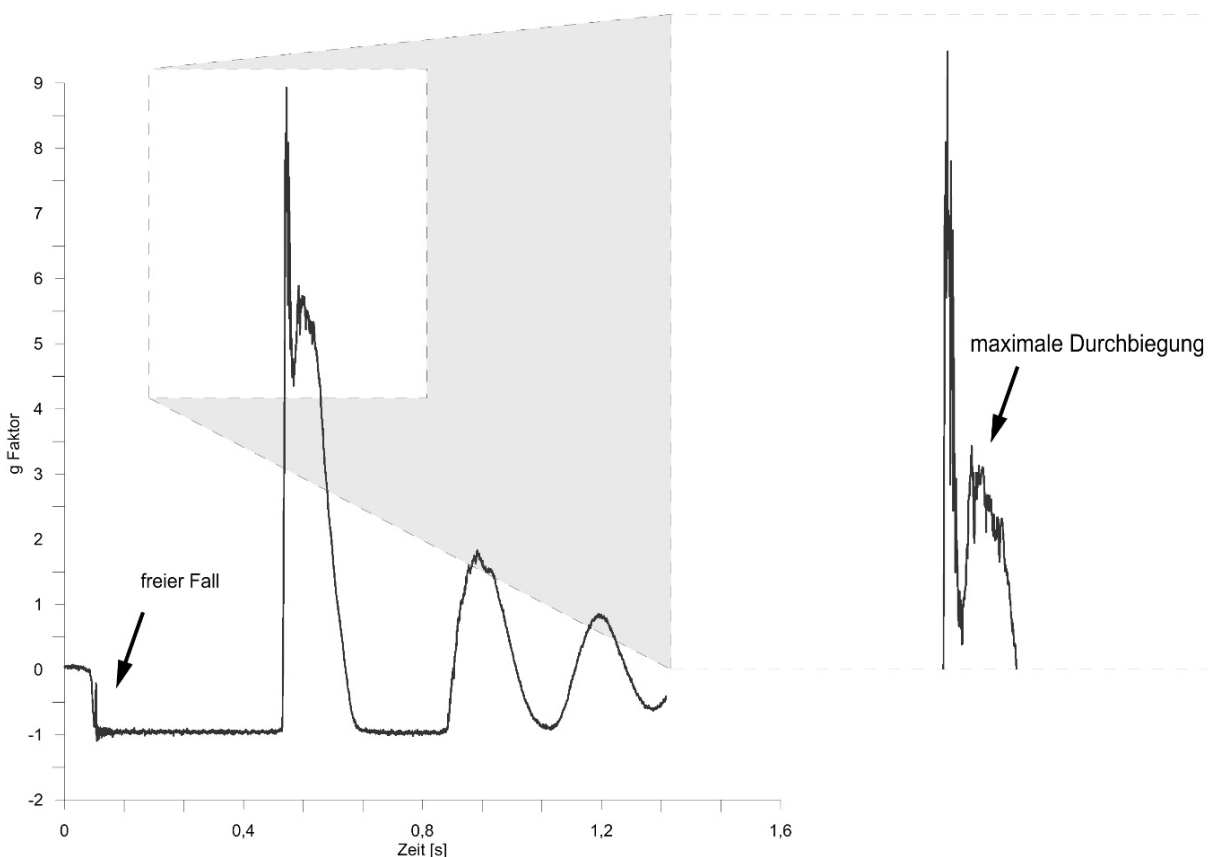


Abbildung 21: Zeitlicher Verlauf des g-Sensors bei 1 m Fallhöhe und einer 50 cm Deckschicht bei Lastfall 1 mit einer Butterworth Tiefpassfilter.



3.3.1.3 Für Lastfall 1

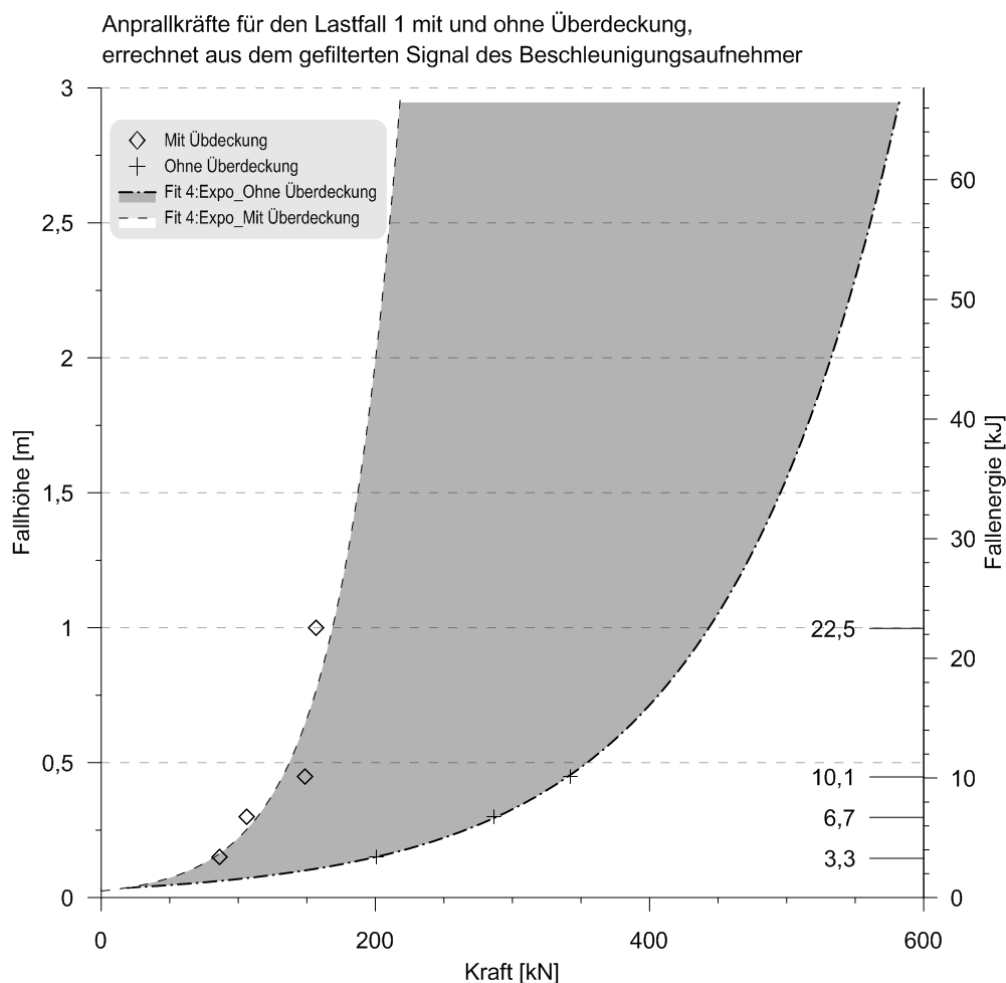


Abbildung 22: Rückgerechnete Anprallkräfte aus dem Beschleunigungssensor mit extrapolierten Kräfte bis zu einer Fallhöhe von 3m, mit und ohne Überdeckung für den **Lastfall 1**.

Für die Abbildung 22 und Abbildung 23 wurden nur jene Werte verwendet welche zum Zeitpunkt der größten Durchbiegung stattfanden, da der Ursprung für den 1 Höhepunkt nicht klar eruier bar waren und auch nicht über die Rückrechnung über die Durchbiegung und Einwirkzeit nachvollziehbar waren.

Deutlich wird der Dämpfungseffekt der sich bei dem Vergleich mit und ohne Dämpfungsschicht ergibt. Der Vergleich von Lastfall 1 und Lastfall 2 zeigt auch auf, wie weit die unterschiedlichen Elastizitäten der Systeme einen Dämpfungseffekt haben. Da im Lastfall 1 zusätzlich noch der Rostbalken ein elastisches System darstellt und im Lastfall 2 der I-Träger steifer auf die Impact Kräfte wirken.



3.3.1.4 Für Lastfall 2

Anprallkräfte für den Lastfall 2 mit und ohne Überdeckung, errechnet aus dem gefilterten Signal des Beschleunigungsaufnehmer

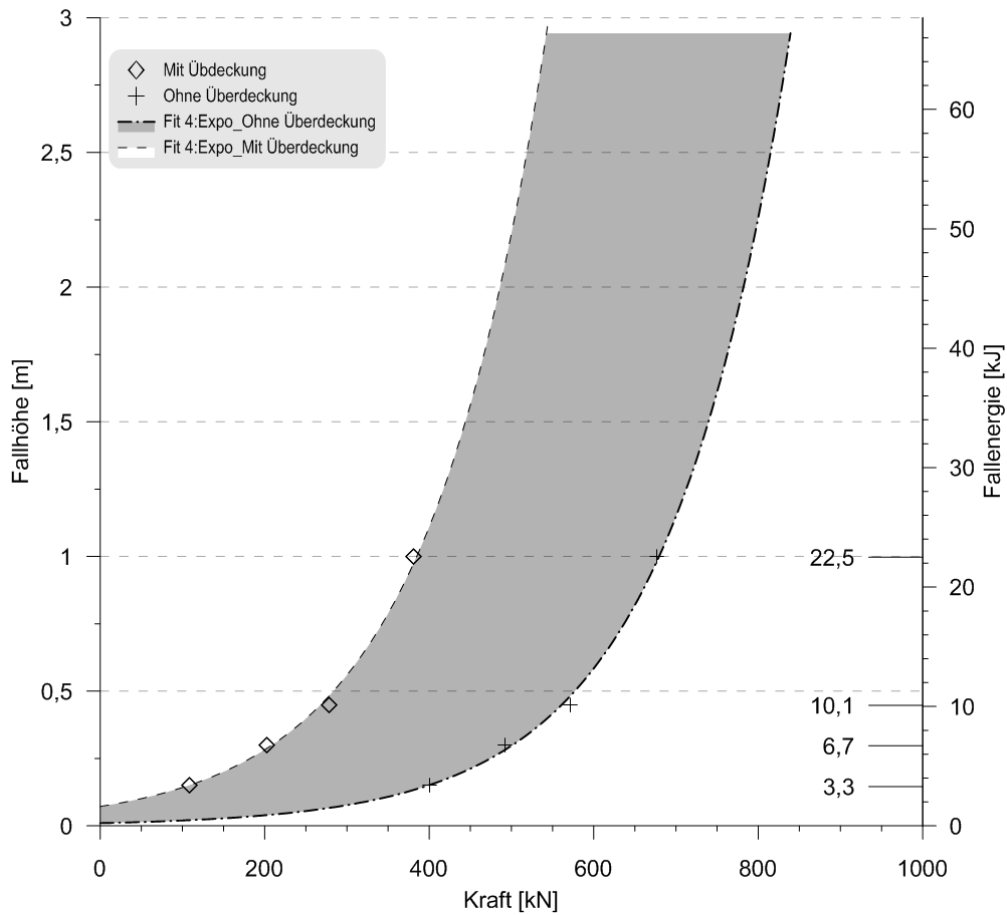


Abbildung 23: Rückgerechnete Anprallkräfte aus dem Beschleunigungssensor mit extrapolierten Kräften bis zu einer Fallhöhe von 3m, mit und ohne Überdeckung für den **Lastfall 2**.



3.3.2 Durchbiegung

Die Durchbiegung wurde soweit es möglich war mit induktiven Wegaufnehmern gemessen, sowie auch mit Videoanalysen mittels einer High Speed Kamera und zwei zusätzlich montierten Kameras. Bei den 7m Fallversuchen ohne Überdeckung wurden die jeweiligen Werke bis an die Fundamentplatte gedrückt und somit der Rostbalken über 55 cm und der I Träger über 25 cm durchgebogen, was jeweils einem Versagen der Struktur entspricht. Mit Überdeckung wurden die Werke zwar stark verformt, aber ein Durchschuss bzw. Versagen wurde abgehalten, was die nächsten Werkreihen vor einer zusätzliche Beschädigung bewahren würde. Diese Werke müssten jedoch wieder erneuert werden, da sie zu große Verformungen aufweisen und einen weiteren Steinschlag nicht standhalten würden.

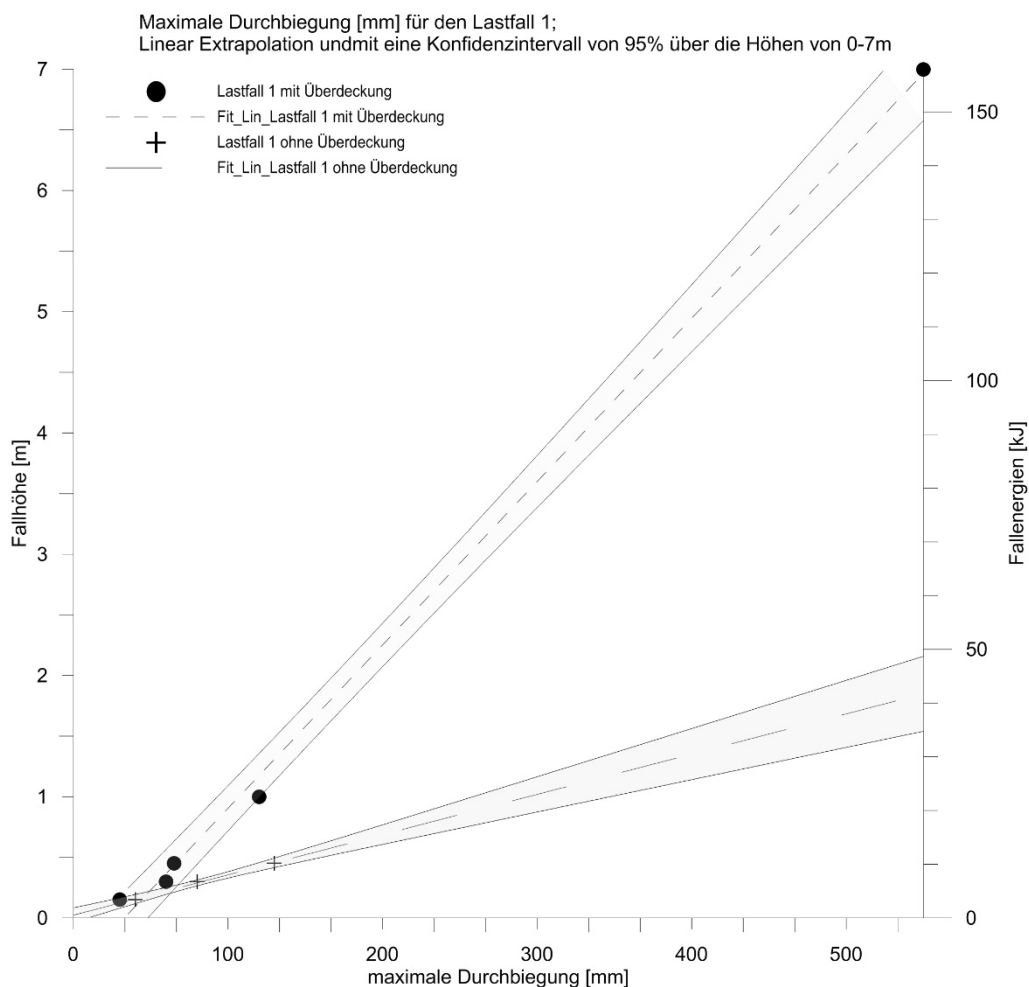


Abbildung 24: Durchbiegung bei Lastfall 1 mit linearer Extrapolation und einem 95% Konfidenzintervall

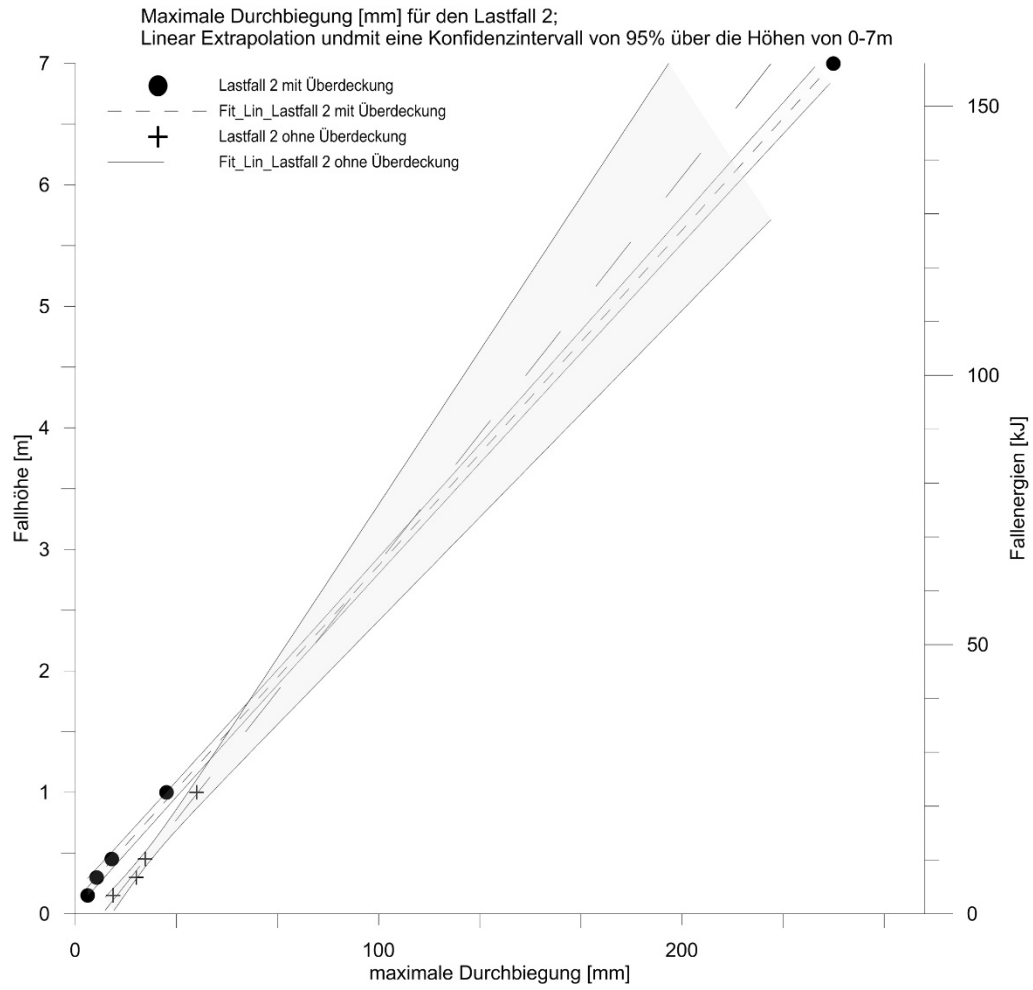


Abbildung 25: Durchbiegung bei Lastfall 2 mit linearer Extrapolation und einem 95% Konfidenzintervall



4 Resümee

Ausgehend von den durchgeführten Anprallversuchen die durchgeführt wurden, ist der Effekt der Dämpfung bei einer Eindeckung einer Stahlschneebrücke deutlich sichtbar.

Nun ist die Frage zu stellen in wie weit diese Überdeckung bei der obersten Werkreihe bei Steinschlag die unteren Werkreihen schützen kann. Daher ist jedoch als erster die Frage zu klären was ein Versagen ist.

Aus den Versuchen geht hervor, dass mit Überdeckung, die Anprallenergie von 150 kJ aufgenommen werden kann, dies jedoch zu einer starken Verformung des gesamten Systems führt, jedoch ohne einem Durchschuss des Werkes herbeizuführen. Abhängig vom Anprallpunkt (Lastfälle), ergeben sich unterschiedliche Versagensarten und Mechanismen durch die starke Verformungen. Als maßgebliches Bauteil erwies sich die Stütze, da diese nach den Berechnungen als erstes Bauteil versagen würde. Die Belastung der Stütze wurde jedoch nur statisch gerechnet und nicht durch Anprallversuche verifiziert, daher kann nur mit bedingter Wahrscheinlichkeit ein Versagen bzw. nicht Versagen abgeleitet werden. Da zum Beispiel Verformungen des Träger in 2 Richtungen durch den Anschluss an die Stütze auch eine Verformung der Stütze bewirkt und ein Knicken erleichtert oder begünstigt. Ausgehend von der statischen Berechnung der Stütze wurde die restliche mögliche Auslastung der Stütze im Sommer mit Überdeckung (daher ohne Lastfall Schnee) aus Kapitel 3.1.2 verwendet und mit dem vom Steinschlag erzeugten Auflagerkräften ergänzt. Das Ergebnis zeigt in wie weit ein Steinschlag ein bzw. kein Versagen der Stütze mit der Verwendung der Überdeckung auf der Stahlschneebrücke bewirkt.

Tabelle 4: Versagen einer Stütze je nach Lastfall für Geländeneigungen von 30° bis 45°

Für eine Stütze							
Höhe [m]	Lastfall 1		Lastfall 2		Lastfall 3		kJ
	Mit Überdeckung	Ohne Überdeckung	Mit Überdeckung	Ohne Überdeckung	Mit Überdeckung	Ohne Überdeckung	
0,15	31,1	49,8	64,9	188,0	129,8	376,0	3,4
0,30	38,9	74,1	121,5	239,3	243,0	478,5	6,8
0,45	44,4	89,9	166,8	236,5	333,5	473,0	10,2
1,00	52,8	112,1	221,6	306,3	443,1	612,5	22,6
7,00	77,3	Durchschuss	319,0	385,5	638,0	771,0	157,9
	Mitte Feld		Mittelpunkt Träger		Direkter Anprall an dem Auflager		
						Versagen	
						kein Versagen	



Der Versagensgrenzwert für Tabelle 4 wurde für die Stütze bei einer Geländeneigung von 45 Grad herangezogen, da dieser den geringsten Widerstandswert entspricht.

Für die Verwendung von 2 Stützen würde sich nach Tabelle 5 folgendes ergeben:

Tabelle 5: Versagen zweier Stützen je nach Lastfall für Geländeneigungen von 30° bis 45°

Für zwei Stütze

Höhe [m]	Lastfall 1		Lastfall 2		Lastfall 3		kJ
	Mit Überdeckung	Ohne Überdeckung	Mit Überdeckung	Ohne Überdeckung	Mit Überdeckung	Ohne Überdeckung	
0,15	31,1	49,8	64,9	188,0	129,8	376,0	3,4
0,30	38,9	74,1	121,5	239,3	243,0	478,5	6,8
0,45	44,4	89,9	166,8	236,5	333,5	473,0	10,2
1,00	52,8	112,1	221,6	306,3	443,1	612,5	22,6
7,00	77,3	Durchschuss	319,0	385,5	638,0	771,0	157,9
Mitte Feld			Mittelpunkt Träger		Direkter Anprall an dem Auflager		
					Versagen		
					kein Versagen		

Daraus ist ersichtlich, dass mit einer doppelten Ausbildung der Stützen, diese Versagensart entgegen gewirkt werden kann. Eine zusätzliche Möglichkeit ergibt sich in der Erhöhung Materialfestigkeit der Stütze, dies wurde eine Steigerung des Widerstandswertes bewirken.

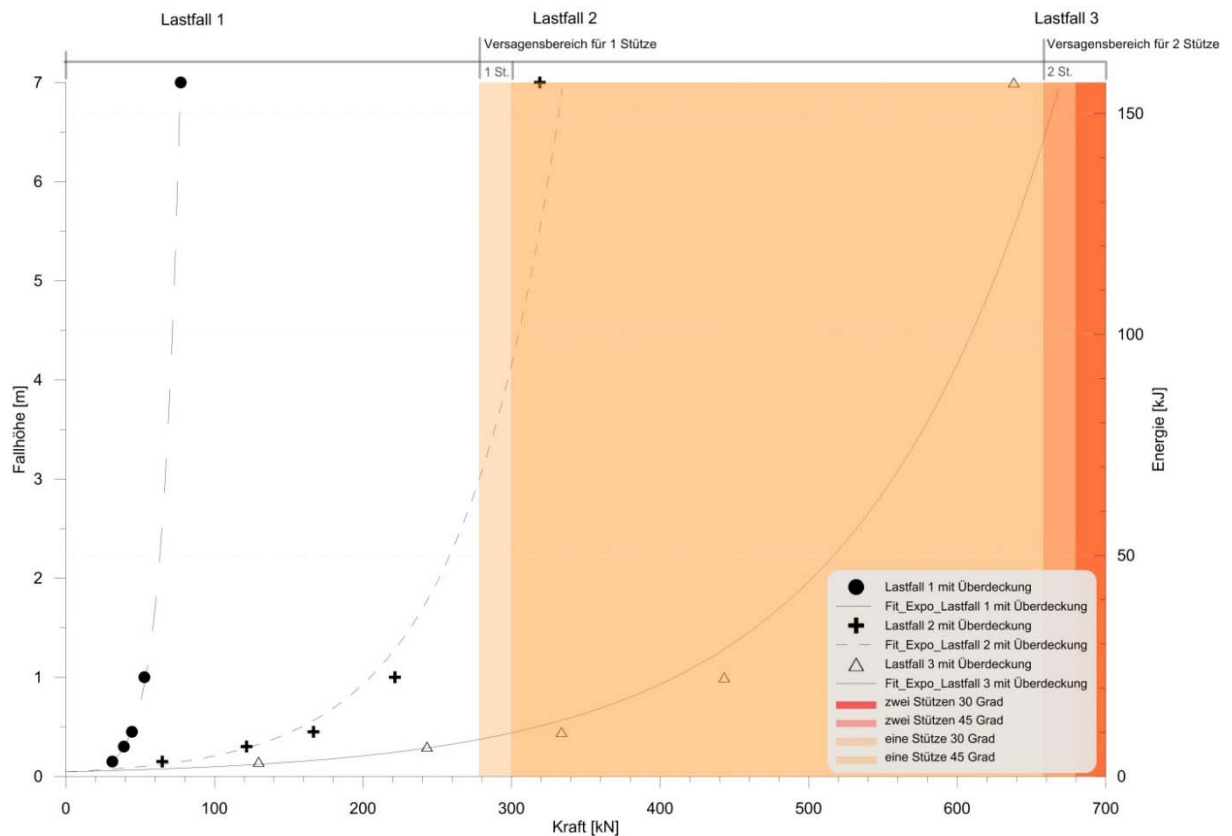


Abbildung 26: Versagensbereich für 1 bzw. 2 Stützen abhängig vom Lastfall

Zwischenwerke wurden bei den Lastannahmen bzw. Systemannahmen nicht berücksichtigt. Es ist aber davon auszugehen, dass Zwischenwerke eine große Schwachstelle in den Werkreihe gegenüber Steinschlag darstellt, da nur eine Klemmung der Rostbalken auf andere Rostbalken erfolgt. Es ist daher abzurufen die oberste Werkreihe mit Zwischenwerken auszustatten.

Als Rostbalken sollt mindesten eine Blechstärke von 6 mm verwendet, wenn möglich jedoch dickere Blechstärke vorzuziehen sind. Da im Lastfall 1 der Rostbalken das ausschlaggebende Element ist. Bei den Schraubverbindungen war bei Versuchen mit 7 m Fallhöhe, stellenweise ein Abreisen zu beobachten jedoch mit Überdeckung kein komplettes Versagen. Bei den Versuchen ohne Überdeckung wurde bei Lastfall ein komplettes Versagen festgestellt, was einem Durchschuss entsprechen würde.

Der Träger bildet im Lastfall 2 ein ausreichendes plastisches Moment aus um den Anprall mit einer Überdeckungsschicht aufzunehmen. Jedoch bildet sich auch eine großen Verformung aus. Es besteht jedoch auch die Möglichkeit eines Treffers im oberen Teil des Trägers (Kragträger). Dieser Lastfall wurde nicht berücksichtigt.



Daher ist eine maximale Sprunghöhe bis zum Stützenanschluss zu berücksichtigen.

Durch die großen Verformungen bei einem Anprall mit Überdeckung ist es ratsam das Werk bzw. Teile auszutauschen, da ein weiterer Anprall ein Versagen der Struktur verursachen würde und die unterhalb liegenden Werkreihe beschädigen könnte.



5 Appendix

5.1 Formelsammlung

s ... Bremsweg [m]
 v ... Startgeschwindigkeit [m/s]
 v_0 ... Endgeschwindigkeit [m/s]
 t ... Bremszeit [s]
 a ... Beschleunigung [m/s²]
 m ... Masse [kg]
 F ... Kraft [N]
 $E_{\text{pot.}}$... potentielle Fallenergie
 h ... Fallhöhe
 p ... Impuls

Fallenergie

$$E_{\text{pot}} = m \cdot g \cdot h \quad [\text{J}]$$

Impuls

$$p = m \cdot v \quad [\text{N} \cdot \text{s}]$$

Kraft

$$F = m \cdot a \quad [\text{N}]$$

$$F = \frac{1}{2} \cdot \frac{m \cdot v^2}{s} \quad [\text{N}]$$

Fallweg, Beschleunigung, Endgeschwindigkeit, Bremszeit

$s = \frac{v^2 - v_0^2}{2 \cdot a}$	$s = \frac{v \cdot t}{2} + \frac{t \cdot v_0}{2}$	$s = \frac{a \cdot t^2}{2} + v_0 \cdot t$	$s = v \cdot t - \frac{a \cdot t^2}{2}$
$a = \frac{v^2 - v_0^2}{2 \cdot s}$	$a = \frac{v - v_0}{t}$	$a = \frac{v - v_0}{t}$	$a = \frac{2 \cdot s}{t^2} - \frac{2 \cdot v_0}{t}$
$v = \sqrt{v_0^2 + 2 \cdot a \cdot s}$	$v = a \cdot t + v_0$	$v = \frac{2 \cdot s}{t} - v_0$	$v = \frac{s}{t} + \frac{a \cdot t}{2}$
$t = -\frac{v_0}{a} + \sqrt{\frac{v_0^2}{a^2} + \frac{2 \cdot s}{a}}$	$t = \frac{v - v_0}{a}$	$t = \frac{2 \cdot s}{v + v_0}$	$t = \frac{v}{a} - \sqrt{\frac{v^2}{a^2} - \frac{2 \cdot s}{a}}$
$v_0 = \sqrt{v^2 - 2 \cdot a \cdot s}$	$v_0 = v - a \cdot t$	$v_0 = \frac{s}{t} - \frac{a \cdot t}{2}$	$v_0 = \frac{2 \cdot s}{t} - v$



Ersatzkraft nach (Richtlinie ASTRA 12 006)

D ... Schichtstärke der Eindeckung [m]

$M_{E,k}$... charakt. Wert des statischen M_E Moduls des Eindeckungsmaterials [kN/m²]

φ_k ... charakt. Wert des Reibungswinkels des Eindeckungsmaterials [°]

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

$$s = \left(\frac{m \cdot v^2}{F} \right)$$

Für den Nachweis der Tragsicherheit wird Kraft F noch mit einem Konstruktionsbeiwert multipliziert welcher das Bruchverhalten berücksichtigt.

Tabelle 6: nach Konstruktionsbeiwert nach (Richtlinie ASTRA 12 006)

Bruchverhalten	Konstruktionsbeiwert C
<i>Duktil</i> (Biegebruch bewehrter Platte- und Balkenelemente, Schubversagen und Durchstanzen mit Schubbewehrung)	0,4
<i>Spröd</i> (Schubversagen und Durchstanzen ohne Schubbewehrung)	1,2



5.2 Lastannahme (Berechnungsablauf)

Einwirkungen aus (TECHNICAL REGULATION ONR 24805) und (TECHNICAL REGULATION ONR 24806)

Der Ablauf für die Berechnung statischen Tragfähigkeit einer Stahlschneebrücke mit Überdeckung bei einer Geländeneigung (δ) wurde nach folgendem Schema durchgeführt.

Als Eingangsparameter für die Berechnung kann eine Schneedichte $\rho_{sn} = 0,27 \text{ t/m}^3$ nach Rudolf-Miklau (2011) angenommen eine Verbauungshöhe h von 4,5 m.

Eine Verbauungshöhe ergibt sich dann rechtwinkelig zum Hang D_k aus,

$$D_k = h \cdot \cos\delta$$

Und die lotrechte Schneehöhe H ,

$$H = \frac{D_k}{\cos\Psi}$$

Bei einer Neigung der Druckfläche von $\alpha = 10^\circ$ gegen der Senkrechten zum Hang.

Tabelle 7: Eingangswerte aus dem Berechnungsbeispiel für ein 4,5m hohes Werk bei einer Geländeneigung von 30° .

D_k	4,43 m
H	5,12 m
B_k	4,5 m
g	9,81 m/s ²

Für die Berechnung des Schneegleitens nach ONR 24805:2010 als statische Einwirkung.

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

$$S'_Q = S'_N \cdot \frac{a}{N \cdot \tan\Psi}$$

Wobei K der Kriechfaktor mittels

$$K = (2,5\rho^3 + 1,86\rho^2 + 1,06\rho + 0,54) \cdot \sin 2\Psi$$



berechnet wurde. Und N der Gleitfaktor aus der ONR 24805:2010, Tabelle 3 entnommen wurde und von 1,2 bis 3,2 je nach Bodenklasse variiert werden kann. Der Faktor a kann abhängig von der Schneeart von 0,2 bis 0,5 angenommen werden.

Tabelle 8: Berechnungsergebnisse für das fortlaufende Beispiel.

S'_N	59,33 kN/m
S'_Q	19,76 kN/m
a	0,5
K	0,66
N	2,6

Schneeauflast G' wird folgendermassen ermittelt

$$G' = 1,5 \cdot D_K^2 \cdot \tan \delta$$

Wobei sich die Last in G'_N und G'_Q aufteilt. Die Resultierende aus der Schneeeinwirkungen setzt sich dann aus

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

zusammen. Der Winkel der Resultierenden ε ergibt sich aus:

$$\tan \varepsilon_R = \frac{R'_Q}{R'_N}$$

Das Eigengewicht der Konstruktion kann den Plänen entnommen werden.

Tabelle 9: Eigengewichte der Stahlschneebrückenkonstruktion

<i>Rostbalken 5 mm</i>	45 kg
<i>Rostbalken 6 mm</i>	55 kg
<i>Rostbalken 8 mm</i>	72 kg
<i>Träger IPE 270</i>	184 kg
<i>Stütze DSN L=5855 mm</i>	220 kg
<i>Stütze DSN L=5555 mm</i>	209 kg
<i>Überdeckung</i>	1500 kg/m ³



Nachweis des Trägers (Standardfall) EC3 1993-1-1

Die Schnittgrößen für die Berechnung notwendig sind wurden mit dem Programm Ruckzuck ermittelt.

Typ IPE 270, Stahlqualität S355JO

Schnittgrößen :

- Moment Anschluss zur Stütze 108,6 kNm
- Querkraft Anschluss zur Stütze 144,8 kN
- Normalkraft Anschluss zur Stütze 81,6 kN

Querschnittsklasse 1

Querkraft

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

$$V_{pl,Rd} = 452,8 \text{ kN}$$

$$144,8 < 226,4 \text{ kN Nachweis erfüllt}$$

Normalkraft:

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

$$N_{pl,Rd} = 1629,0 \text{ kN}$$

$$81,6 \text{ kN} < 1629,0 \text{ kN Nachweis erfüllt}$$

Moment

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

- $A = 45,9 \text{ cm}^2$
- $B = 135 \text{ mm}$
- $t_f = 10,2 \text{ mm}$

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

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

$$M_{pl,y,Rd} = 171,8 \text{ kN}$$

$$M_{Ny,Rd} = 203,99 \text{ kN}$$

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



-108,6 kNm < 171,8 kNm Nachweis erfüllt

-108,6 kNm < 204,0 kNm Nachweis erfüllt

Stütze

Typ HEA 180 Stahlqualität S235

Länge 5,855m

Schnittkräfte

- Normalkraft 317,5 kN

Nur Druck → Querschnittsklasse 1

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

$$\beta_A = 1$$

$$A = 45,3 \text{ cm}^2$$

$$f_{yc} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda = l \cdot i$$

$$i = 4,52 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda = 129,5$$

$$\bar{\lambda} = 1,350$$

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

$$\alpha = 0,49$$

$$\frac{h}{b} \leq 1,2$$

$$h = 171 \text{ mm}$$

$$b = 180 \text{ mm}$$



$$h/b=0,95$$

$$t_f < 100$$

Knickspannlinie c

$$\alpha=0,49$$

$$\phi=1,710$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

$$\chi=0,357 < 1$$

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

$$N_{b,Rd}=380$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

0,836 < 1 Nachweis erfüllt



Auslastung ohne Schotterüberdeckung

Fall	Ausl. Stütze Feld	Ausl. Stützen Rand	S355 als 2. Randst.
30°, Gleitf. 1,2	0,321	0,301	0,240
35°, Gleitf. 1,2	0,368	0,349	0,278
40°, Gleitf. 1,2	0,455	0,433	0,345
45°, Gleitf. 1,2	0,537	0,517	0,412
30°, Gleitf. 1,3	0,343	0,334	0,266
35°, Gleitf. 1,3	0,395	0,388	0,309
40°, Gleitf. 1,3	0,489	0,483	0,385
45°, Gleitf. 1,3	0,577	0,575	0,458
30°, Gleitf. 1,6	0,411	0,445	0,354
35°, Gleitf. 1,6	0,475	0,516	0,411
40°, Gleitf. 1,6	0,589	0,644	0,513
45°, Gleitf. 1,6	0,697	0,766	0,610
30°, Gleitf. 1,8	0,457	0,526	0,419
35°, Gleitf. 1,8	0,529	0,611	0,487
40°, Gleitf. 1,8	0,683	0,763	0,608
45°, Gleitf. 1,8	0,776	0,908	0,723
30°, Gleitf. 2,0	0,504	0,613	0,489
35°, Gleitf. 2,0	0,582	0,712	0,567
40°, Gleitf. 2,0	0,722	0,890	0,709
45°, Gleitf. 2,0	0,855	1,059	0,844
30°, Gleitf. 2,4	0,596	0,807	0,643
35°, Gleitf. 2,4	0,685	0,937	0,746
40°, Gleitf. 2,4	0,857	1,171	0,933
45°, Gleitf. 2,4	1,015	1,395	1,111
30°, Gleitf. 2,6	0,642	0,913	0,727
35°, Gleitf. 2,6	0,744	1,061	0,845
40°, Gleitf. 2,6	0,923	1,326	1,056
45°, Gleitf. 2,6	1,095	1,578	1,257
30°, Gleitf. 3,2	0,780	1,268	1,010
35°, Gleitf. 3,2	0,903	1,474	1,174
40°, Gleitf. 3,2	1,125	1,842	1,467
45°, Gleitf. 3,2	1,334	2,193	1,747



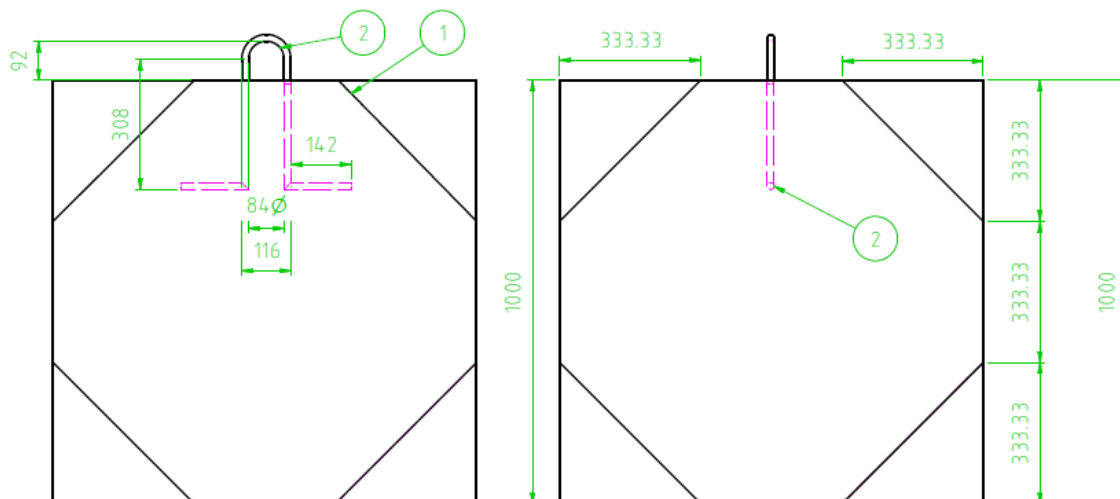
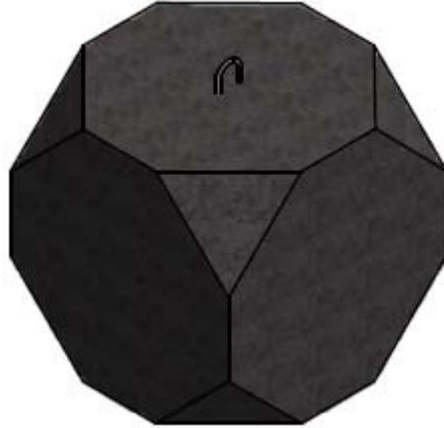
Auslastung mit Schotterüberdeckung

Fall	Ausl. Stütze Feld	Ausl. Stützen Rand	S355 als 2. Randst.
30°, Gleitf. 1,2	0,514	0,371	0,296
35°, Gleitf. 1,2	0,571	0,423	0,337
40°, Gleitf. 1,2	0,686	0,516	0,411
45°, Gleitf. 1,2	0,784	0,606	0,483
30°, Gleitf. 1,3	0,537	0,404	0,322
35°, Gleitf. 1,3	0,599	0,462	0,368
40°, Gleitf. 1,3	0,719	0,567	0,452
45°, Gleitf. 1,3	0,823	0,664	0,529
30°, Gleitf. 1,6	0,605	0,515	0,410
35°, Gleitf. 1,6	0,679	0,590	0,470
40°, Gleitf. 1,6	0,819	0,728	0,580
45°, Gleitf. 1,6	0,943	0,855	0,681
30°, Gleitf. 1,8	0,651	0,596	0,475
35°, Gleitf. 1,8	0,733	0,685	0,546
40°, Gleitf. 1,8	0,914	0,846	0,674
45°, Gleitf. 1,8	1,023	0,997	0,794
30°, Gleitf. 2,0	0,697	0,683	0,544
35°, Gleitf. 2,0	0,786	0,786	0,626
40°, Gleitf. 2,0	0,953	0,973	0,775
45°, Gleitf. 2,0	1,102	1,148	0,915
30°, Gleitf. 2,4	0,789	0,877	0,698
35°, Gleitf. 2,4	0,889	1,011	0,805
40°, Gleitf. 2,4	1,087	1,255	1,000
45°, Gleitf. 2,4	1,261	1,484	1,182
30°, Gleitf. 2,6	0,836	0,983	0,783
35°, Gleitf. 2,6	0,947	1,135	0,904
40°, Gleitf. 2,6	1,154	1,409	1,123
45°, Gleitf. 2,6	1,341	1,667	1,328
30°, Gleitf. 3,2	0,974	1,338	1,066
35°, Gleitf. 3,2	1,106	1,548	1,233
40°, Gleitf. 3,2	1,355	1,925	1,534
45°, Gleitf. 3,2	1,581	2,283	1,818



Plan Versuchsfalkörper

Darstellung des verwendeten Betonkörpers für die Fallversuche





6 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Zerstörung einer Stahlschneebrücke infolge eines Steinschlages.....	1
Abbildung 2: Stahlschneebrücke mit Überdeckung (WLV Vorarlberg).....	2
Abbildung 3: 4,5 Stahlschneebrückentyp welcher am Wartherhorn Verwendung findet (WLV Vorarlberg).....	2
Abbildung 4: Vorversuche mittige Belastung	5
Abbildung 5: Belastungsszenarien für die durchgeführten Vorversuche an einem Rostbalken.....	5
Abbildung 6: Schematischer Versuchsaufbau eines Stahlschneebrückenwerkes auf 4 Kraftaufnehmer gelagert	6
Abbildung 7: Lagerung des Stahlträger auf einem Kraftaufnehmer C6A1 (2MN) zur Messung der Auflagerkräfte.....	7
Abbildung 8: Betonversuchskörper mit einem Gewicht von je 2300 kg	7
Abbildung 9: Sensoren Anordnung bei den Versuchsdurchführungen	8
Abbildung 10: Geologische Kartenskizze aus (Zylka und Jacobshagen 1980).....	9
Abbildung 11: Stein Material am Wartherhorn	10
Abbildung 12: Dämpfungsmaterial eingebaut a., und lose b.....	11
Abbildung 13: Vormontage der Körbe für das Überdeckungsmaterial.....	11
Abbildung 14: a. Mittlerer Anprall auf Rostbalken, b. Anprall an Trägermitte, c. Anprallpunkt an den Träger am Stützenaufleger	12
Abbildung 15: Darstellung der Durchbiegung zu den jeweils mittig aufgebracht Kräften.....	16
Abbildung 16: Darstellung der Durchbiegung aus einer Simulation mit 5 kN Einzellast (AutoCad Inventor).....	17
Abbildung 17: Aufprallenergie für die durchgeführten Versuchshöhen von 0,15m; 0,3m; 0,45m; 1m und 7m.....	18
Abbildung 18: Summer der Auflagerkräfte im Vergleich mit und ohne Überdeckung zu den unterschiedlichen Fallhöhen für den Lastfall 1	19



Abbildung 19: Summer der Auflagerkräfte im Vergleich mit und ohne Überdeckung zu den unterschiedlichen Fallhöhen für den Lastfall 2	20
Abbildung 20: Summer der Auflagerkräfte im Vergleich mit und ohne Überdeckung zu den unterschiedlichen Fallhöhen für den Lastfall 3	21
Abbildung 21: Zeitlicher Verlauf des g-Sensors bei 1 m Fallhöhe und einer 50 cm Deckschicht bei Lastfall 1 mit einer Butterworth Tiefpassfilter.	22
Abbildung 22: Rückgerechnete Anprallkräfte aus dem Beschleunigungssensor mit extrapolierten Kräfte bis zu einer Fallhöhe von 3m, mit und ohne Überdeckung für den Lastfall 1	23
Abbildung 23: Rückgerechnete Anprallkräfte aus dem Beschleunigungssensor mit extrapolierten Kräfte bis zu einer Fallhöhe von 3m, mit und ohne Überdeckung für den Lastfall 2	24
Abbildung 24: Durchbiegung bei Lastfall 1 mit linearer Extrapolation und einem 95% Konfidenzintervall	25
Abbildung 25: Durchbiegung bei Lastfall 2 mit linearer Extrapolation und einem 95% Konfidenzintervall	26
Abbildung 26: Versagensbereich für 1 bzw. 2 Stützen abhängig vom Lastfall.....	29



7 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Technische Eigenschaften von Dolomit nach (Posch-Trözmüller 2002) .	10
Tabelle 2: Tragfähigkeit der maßgeblichen Stütze(n) abhängig von Gleitfaktor und der Neigung	15
Tabelle 3: Tragfähigkeit der maßgeblichen Stütze(n) abhängig von Gleitfaktor und der Neigung	15
Tabelle 4: Versagen einer Stütze je nach Lastfall für Geländeneigungen von 30° bis 45°	27
Tabelle 5: Versagen zweier Stützen je nach Lastfall für Geländeneigungen von 30° bis 45°	28
Tabelle 6: nach Konstruktionsbeiwert nach (Richtlinie ASTRA 12 006).....	32
Tabelle 7: Eingangswerte aus dem Berechnungsbeispiel für ein 4,5m hohes Werk bei einer Geländeneigung von 30°.	33
Tabelle 8: Berechnungsergebnisse für das fortlaufende Beispiel.	34
Tabelle 9: Eigengewichte der Stahlschneebrückenkonstruktion.....	34



8 Literaturverzeichnis

Calvetti, Francesco; Di Prisco, Claudio; Vecchiotti, Mauro (2005): Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils. In: *Rivista Italiana di geotecnica* 4, S. 95–109.

Richtlinie ASTRA 12 006, 2008: Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien, zuletzt geprüft am 08.02.2016.

Gerber, Werner; Volkwein, Axel (2010): Impact loads of falling rocks on granular material. Hg. v. Werner Gerber und Axel Volkwein.

Girstmair, Anna; Jenner, Annegret; Tollinger, Christian; Walter, Gebhard (2014): Lawinenschutzbauwerke Schadenbericht der Wildbach und Lawinenverbauung 2013. In: *Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Abt. VI/5 Wildbach- und Lawinenverbauung 2014 (907)*, zuletzt geprüft am 18.01.2016.

Oberhauser, Markus (2014): Wartherhorn Nordostflanke / Lawinenverbauung. Steinschlagbarriere durch Lawinenstahlbrücke mit Eindeckung. P.10035. Hg. v. Ingenieurbüro für Geologie GEOMAC.

TECHNICAL REGULATION ONR 24806, 15.12.2011: Permanenter technischer Lawinenschutz - Bemessung und konstruktive Ausgestaltung.

TECHNICAL REGULATION ONR 24805, 01.06.2010: Permanenter technischer Lawinenschutz- Benennungen und Definitionen sowie statische und dynamische Einwirkungen.

Posch-Trözmüller, Gerlinde (2002): Dolomit. Nutzbare Gesteine von Niederösterreich und Burgenland. In: *Mitteilungen IAG Boku* 2002.

Rudolf-Miklau, Florian (Hg.) (2011): Handbuch Technischer Lawinenschutz. 1. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn. Online verfügbar unter <http://onlinelibrary.wiley.com/book/10.1002/9783433600856>.

Rudolf-Miklau, Florian (Hg.) (2015): Aus der Praxis - für die Praxis. Bregenz: Verein der Diplomingenieure der Wildbach- und Lawinenverbauung Österreichs (Wildbach- und Lawinenverbau, 176 = 79.2015).



Zylka, Renate; Jacobshagen, Volker (1980): Das Karhorn bei Lech/Vorarlberg eine
deckscholle. In: *Ann. Naturhistorisches Museum Wien* Dezember, 1980 (83), S.
387–398.