

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 113 (1995)
Heft: 45

Artikel: Tragsicherheit von Stahlstützen in Steinschlagverbauungen
Autor: Böll, Albert
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-78805>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 13.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Albert Böll, Birmensdorf

Tragsicherheit von Stahlstützen in Steinschlagverbauungen

Moderne Steinschlagverbauungen aus Drahtseilnetzen und Stahlstützen weisen ein Energieaufnahmevermögen von etwa 1000 kJ auf. Bei einem Direkttreffer auf eine Stütze sind aber bereits bei wesentlich tieferen Werten irreparable Schäden zu verzeichnen. Es zeigt sich, dass für einen näherungsweisen Nachweis der Tragsicherheit die statischen Festigkeitskennwerte in Rechnung gesetzt werden dürfen.

Steinschlagverbauungen sind außerordentlich wichtig zur Sicherung vor Naturgefahren. Aus diesem Grund führt die Gruppe Verbauwesen der Eidgenössischen Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL, zusammen mit zwei privaten Firmen seit Herbst 1988 auf dem Gelände «Risleten» in Beckenried (NW) Steinschlagversuche durch. Dabei wird die Bewegung der Steine im Gelände untersucht und das Verhalten von Schutzbauwerken getestet [1]. Bei diesen Werken handelt es sich um relativ leichte und flexible Systeme aus Drahtseilnetzen und Stahlstützen.

In bezug auf die Steinbewegung interessieren Stoßphänomene bei Bodenkontakten, Auftreffgeschwindigkeiten und Auftreffenergien beim Einfall in die Verbauung sowie Bewegungsänderungen nach dem Einfall.

Das Interesse der Industrie liegt natürlich vor allem in der Verbesserung ihrer Schutz- bzw. Verbausysteme und in Resultaten, mit denen sich eine solche belegen lässt. Grundsätzlich lässt sich die Wirksamkeit einer Steinschlagschutzkonstruktion durch ihr Energieaufnahmevermögen beschreiben. In dieser Hinsicht wurden denn

auch ganz erhebliche Fortschritte erzielt. Während um 1985 250 kJ als maximal galten, sind diese Werte heute um eine Mehrfache höher und liegen derzeit bei 1000 kJ [2].

In der vorliegenden Arbeit werden Probleme bei der Bemessung der Stahlstützen untersucht. Im Mittelpunkt steht dabei die Frage, ob Stützen auf statische Ersatzlasten bemessen werden dürfen oder ob die bei der Bewegung auftretenden Trägheitskräfte zu berücksichtigen sind.

Dehnungsgeschwindigkeit und Tragwerksverhalten

Für die folgende Betrachtung wird linear elastisch - ideal plastisches Verhalten vorausgesetzt.

Das Werkstoff- und das Tragwerksverhalten sind abhängig von der Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$, d.h. von der Zeit, in der eine bestimmte Dehnung ϵ erfolgt bzw. eine Last aufgebracht wird.

Falls in der Zeit Δt bei konstantem $\dot{\epsilon}$ von $\sigma = 0$ auf $\sigma = f_y$ gefahren wird, schreibt sich für den linear elastischen Bereich:

$$\int_0^{f_y} d\sigma = E \int_0^{\Delta t} \dot{\epsilon} dt \quad \text{und somit } \dot{\epsilon} = \frac{f_y}{E * \Delta t}$$

Bei den Steinschlagversuchen in Beckenried wurde ein Stützentreffer erzielt. Im Versuch No 139 [2], der unten noch näher beschrieben wird, prallte ein Stein auf eine Stahlstütze aus FeE 235. Eine Filmauswertung des Versuches lieferte die Bewegung des Steines sowie die Bewegung und die Deformation der Stütze in Funktion der Zeit. Der Aufprall des Steines auf die Stütze erfolgte zur Zeit $t_0 = 5.7/54$ s; bei $t = 6/54$ s war die Stütze noch gerade; bei $t = 7/54$ s war das Fliessgelenk an der Auftreffstelle voll ausgebildet, und der Drehwinkel Ω am Fliessgelenk betrug $\Omega \equiv 10^\circ \equiv 0.1745$ rad. Die Zeit Δt , während der sich die Stütze elastisch verhielt, lag somit bei $\Delta t = 0.3/54$ s = $5.6 * 10^{-3}$ s. Damit ergibt sich für die Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ ein Wert von etwa $\dot{\epsilon} = 2 * 10^{-1}$ s⁻¹.

Beim konventionellen Zugversuch, der dem tabellierten Werkstoffkennwert f_y (Bild 1) zugrunde liegt, beträgt die Dehnungsgeschwindigkeit etwa $\dot{\epsilon} = 5 * 10^{-5}$ s⁻¹. Bei grösseren Dehnungsgeschwindigkeiten liegt die Fliessgrenze etwas höher, und

wir bezeichnen die entsprechenden Werte als dynamische Werte $f_{y,dyn}$. Unter Berücksichtigung von [3] rechnen wir bei der betrachteten Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon} = 2 * 10^{-1}$ s⁻¹ für FeE 235 mit einer Erhöhung von etwa 10% gegenüber f_y und setzen $f_{y,dyn} \equiv 1.1 * f_y = 1.1 * 235$ N/mm² = 258 N/mm².

Die Dehnungsgeschwindigkeit bzw. der zeitliche Verlauf der Lastaufbringung ist von entscheidender Bedeutung für das Verhalten eines Systems und damit für die bei der Bemessung zu berücksichtigenden Aspekte. Im allgemeinen geht es dabei auch hier um die Größenordnung von $\dot{\epsilon}$. Bei kleinen Dehnungsgeschwindigkeiten kann ein System nach statischen Gesichtspunkten berechnet werden. Über einer gewissen Dehnungsgeschwindigkeit müssen die Trägheitskräfte, die sich aus der Beschleunigung des Systems ergeben, berücksichtigt werden. Die Grenze liegt bei etwa $\dot{\epsilon} = 10^{-2}$ s⁻¹.

Bei der Bemessung der Stahlstützen in Steinschlagverbauungen stellt sich demnach die wichtige Frage, ob diese nach rein statischen Gesichtspunkten ausgeführt werden darf oder ob die Trägheitskräfte zu berücksichtigen sind. Bei den bisher an solchen Werken durchgeführten Berechnungen wurden die Einwirkungen praktisch ausschliesslich als statische Ersatzlasten eingeführt, und die Trägheitskräfte wurden vernachlässigt. Eine kinetostatische Betrachtung soll nun zeigen, ob dieses Vorgehen korrekt ist. Der Stützentrefferversuch ist dafür gut geeignet. Durch die Art der Lagerung, insbesondere das Gelenk am Stützenfuß wird die Untersuchung recht einfach.

Kinetostatische Betrachtung

Die Stütze ist am Fuß gelenkig gelagert und am Kopf nachgiebig abgespannt. Sie besteht aus einem Walzprofil HEB 180 aus FeE 235. Gemäss Bild 2 wird die undeformierte Längsachse durch die ξ -Achse beschrieben, die sich um die z -Achse des raumfesten x/y/z-Koordinatensystems drehen kann. Der Fußpunkt B wird in den Ursprung dieses Koordinatensystems gelegt. Die Bewegung der Stütze kann somit als eine Rotation in der x/y-Ebene beschrieben werden, wobei der Drehwinkel φ von der x-Achse aus gemessen wird.

Die Abspannkraft A liege zunächst in der x/y-Ebene. Die schwache Achse des Stützenprofils liegt in der x/y-Ebene, und die starke Achse steht somit senkrecht auf dieser Ebene. Die Stütze habe die Gesamtmasse m , die sich aus einer gleichmässigen Massenbelegung ergibt, und die Länge L .

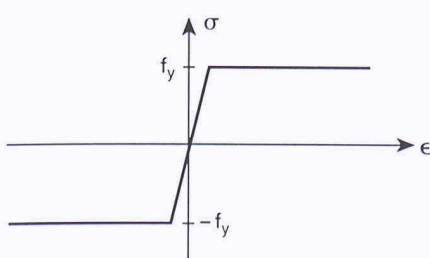


Bild 1.
Spannungs-Dehnungsdiagramm mit der Fließgrenze f_y

Im Zeitpunkt $t = 0$ trifft der Stein der Masse m_1 mit der Geschwindigkeit v_0 auf die Stütze in $\xi = b$. Der Stein wird als Massenpunkt (Masse m_1) idealisiert. Der Geschwindigkeitsvektor v_0 liegt in der x/y-Ebene, und der Einfallswinkel in bezug auf die Querschnittsfläche der Stütze sei δ . Nachdem der Stein auf die Stütze getroffen ist, bleibt er während einer gewissen Zeit mit dieser im Kontakt. Dabei verformt sich die Stütze zuerst elastisch, dann bildet sich in $\xi = b$ ein Fließgelenk, später treten grosse plastische Deformationen auf, und schliesslich verlässt der Stein die Stütze und fällt ins Drahtseilnetz. Die ganze Bewegung ist abgeschlossen, wenn der Stein zusammen mit dem Drahtseilnetz zur Ruhe kommt.

In Analogie zur üblichen Bemessung auf Tragsicherheit betrachten wir hier für die kinetostatische Untersuchung nur das Intervall unmittelbar nach dem Eintreffen des Steines auf die Stütze bis zur Ausbildung des Fließgelenkes in $\xi = b$. Bedingt durch die Seilbremsen ist die Deformation in der Abspaltung (A) gegenüber der Stützendeformation im betrachteten Zeitintervall sehr gross. Für die Bestimmung der Beanspruchung in der Stütze betrachten wir diese daher als starr und vernachlässigen in erster Näherung den Einfluss der Normalenkraft auf das Biegemoment M . Das Intervall ist somit abgeschlossen, wenn in $\xi = b$ der Tragwiderstand $M_R = M_p = f_{y,dyn} * Z_y$ erschöpft ist. Dabei setzen wir für die Fließgrenze unter dynamischer Einwirkung $f_{y,dyn} \approx 1.1 f_y = 1.1 * 235 \text{ N/mm}^2$; $f_{y,dyn} = 258 \text{ N/mm}^2$.

Die Masse der Abspannvorrichtung wird vernachlässigt. Im Versuch traf der Stein auf die Stütze bei $5.7/54 \text{ s}$, und das Fließgelenk war ausgebildet bei etwa $7/54 \text{ s}$. Das zu betrachtende Zeitintervall Δt liegt also bei $\Delta t = 2.41 * 10^{-2} \text{ s}$.

In dieser Phase wird der Stein verzögert um den Betrag a und übt somit auf die Stütze die Kraft $F = m_1 a$ aus. Aus der Versuchsauswertung von Gerber [2] liegen Angaben über a vor. Wir verwenden diese hier aber vorerst noch nicht, sondern bestimmen a aus der kinetostatischen Be-

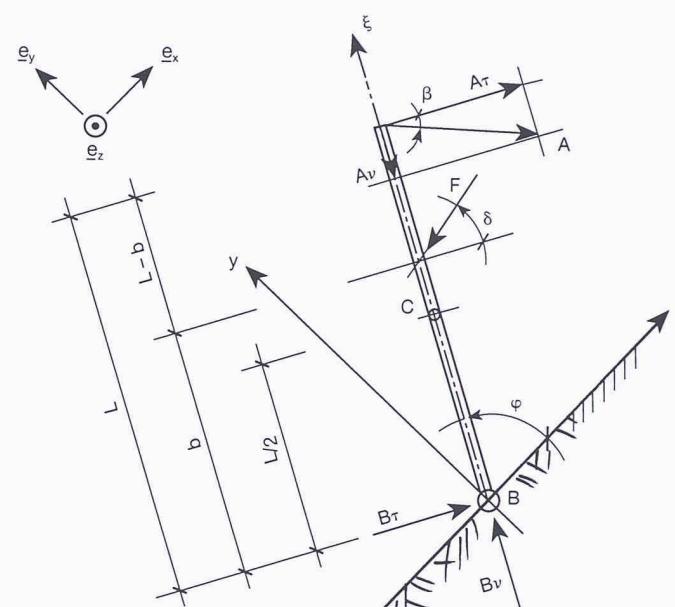


Bild 2.
Schematische Anordnung der Stütze mit der x-Achse des raumfesten Koordinatensystems parallel zur Terrainlinie mit einer durchschnittlichen Neigung von 107% im Verbauungsbereich

trachtung. Diese ermöglicht nämlich auch eine Kontrolle der im Versuch bestimmten Verzögerung. Wir nehmen lediglich an, im betrachteten Zeitintervall Δt finde eine gleichmässige Verzögerung vom Betrag a statt. Das System Stütze und Stein rotiert dann um die z-Achse mit der Winkelgeschwindigkeit

$$\omega = \dot{\varphi} = \frac{v_0 \cos \delta}{b} + \ddot{\varphi} t$$

Dabei ist $\ddot{\varphi}$ die Winkelbeschleunigung

$$\ddot{\varphi} = -\frac{a \cos \delta}{b} = -\frac{a_t}{b}$$

Die mittlere Geschwindigkeit \bar{v} im Punkt $\xi = b$ der Stütze im Intervall Δt beträgt

$$\bar{v} = \left(v_0 - \frac{a * \Delta t}{2} \right) \cos \delta$$

und die mittlere Winkelgeschwindigkeit $\bar{\omega}$ schreibt sich zu

$$\bar{\omega} = \dot{\varphi} = \left(v_0 - \frac{a * \Delta t}{2} \right) * \frac{\cos \delta}{b}$$

Im Versuch wurde v_0 bestimmt zu $v_0 = 25 \text{ ms}^{-1}$, der Einfallswinkel δ zu $\delta = 26^\circ$ und die Länge b zu $b = 2,65 \text{ m}$.

$$m \frac{L}{2} \ddot{\varphi} = F \cos \delta - A_\tau - B_\tau$$

$$m \frac{L}{2} \ddot{\varphi}^2 = F \sin \delta + A_v - B_v$$

Der Drallsatz bezüglich B liefert

$$m \frac{L^2}{3} \ddot{\varphi} = b F \cos \delta - L A_\tau \text{ und somit}$$

$$A_\tau = \frac{1}{L} \left(b F \cos \delta - \frac{1}{3} m L^2 \ddot{\varphi} \right)$$

Beanspruchung

Zur Bestimmung der Beanspruchung Biegemoment M , Querkraft V und Normalkraft N formulieren wir den Impulssatz und den Drallsatz bezüglich dem Massenmittelpunkt $C'(\xi)$.

Der Drallsatz bezüglich $C'(\xi)$ liefert

$$\frac{m}{12L} (L - \xi)^3 \ddot{\varphi} = -\frac{L - \xi}{2} A_\tau - \frac{L - \xi}{2} V - M$$

und somit

$$M_{(\xi)} = -\frac{L - \xi}{L} b F \cos \delta + m \ddot{\varphi} \frac{\xi(L - \xi)}{6} \left(\frac{\xi}{L} + 1 \right)$$

ergibt immer Zug im Flansch auf Talseite auf der Talseite	ergibt im Flansch auf Talseite - Druck bei positivem $\ddot{\varphi}$ - Zug bei negativem $\ddot{\varphi}$
---	---

statischer Anteil am Biegemoment	dynamischer Anteil am Biegemoment
----------------------------------	-----------------------------------

Das Biegemoment wird maximal im Schnitt $\xi = b$ und beträgt dort

$$M = -\frac{L - b}{L} b F \cos \delta + \ddot{\varphi} \frac{b(L - b)}{6} \left(\frac{b}{L} + 1 \right) m.$$

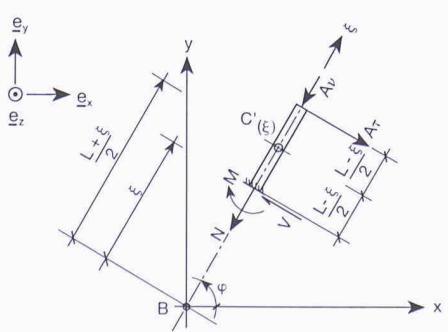


Bild 3.
Beanspruchung in ξ mit $b \leq \xi \leq L$

Lagerreaktionen

Die Lagerreaktionen lassen sich mit dem Impulssatz und dem Drallsatz bestimmen. Wir formulieren den Impulssatz als Massenmittelpunktsatz und den Drallsatz bezüglich dem Gelenk in B. Aus dem Impulssatz ergibt sich

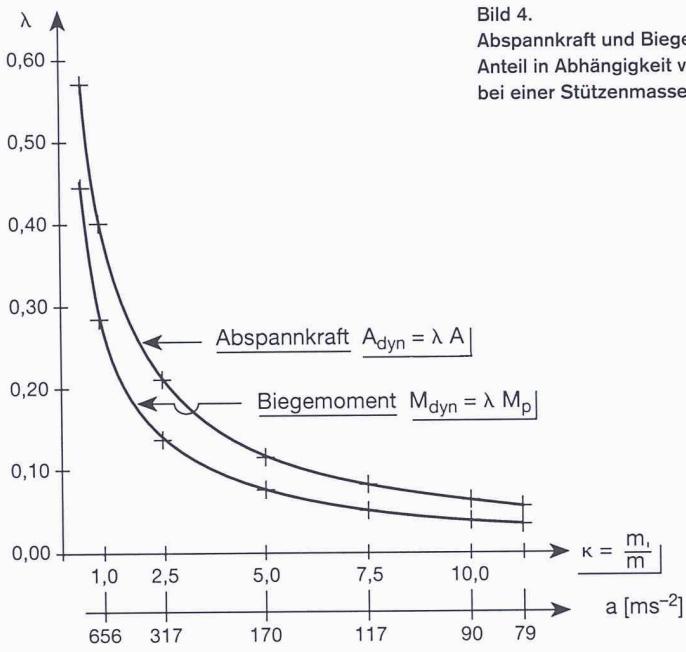


Bild 4.
Aspannkraft und Biegemoment: Dynamischer Anteil in Abhängigkeit von der Steinmasse m_1 , bei einer Stützenmasse $m = 192$ kg

Längenänderung der Aspannseile zulassen. Bei völlig ausgefahrenen Seilbremsen liegen natürlich völlig andere Randbedingungen vor. Sowohl die Tragsicherheit als auch die Gebrauchstauglichkeit des Gesamtsystems ist dann ganz wesentlich reduziert. Insbesondere ist auch ein Verlust an Werkshöhe zu verzeichnen. Dieser ungünstige Fall ist durch Kontrollen und konsequenten Unterhalt (Auswechseln ausgefahrener Seilbremsen) der Verbauung zu vermeiden.

Im Zusammenhang mit den hier gemachten Aussagen ist nun noch zu prüfen, ob die der Berechnung zugrundegelegten Annahmen auch tatsächlich zutreffen. Dabei geht es um die Verträglichkeit der angenommenen Stützenbewegung mit den vorhandenen Bindungen.

Verträglichkeit der Stützenbewegung mit den Bindungen und Energiebilanz

Stützentreffer Versuch No 139 (12.5.1993) HEB 180

$L = 3,76$ m; $b = 2,65$ m; $m = 192,5$ kg; $M_R = M_p = f_y \cdot Z_y$; $M_R = 124.6$ kNm; $m_1 = 2170$ kg; $\delta = 26^\circ$

$$\text{Mit } \dot{\phi} = -\frac{a_t}{b} = -\frac{a \cos \delta}{b}$$

wird das Biegemoment M an der Stelle $\xi = b$

$$M = -a \frac{L-b}{6L} \cos \delta * [6bm_1 + (b+L)m] = -M_R$$

und somit

$$a = \frac{124.6 * 10^3 \text{ kgms}^{-2} * m}{1580.379 \text{ kgm}} \Rightarrow a = 78.84 \text{ ms}^{-2}$$

Die Einwirkung F auf die Stütze beträgt $F = m_1 * a$; $F = 171.1$ kN, und die Winkelbeschleunigung $\ddot{\phi}$ wird $\ddot{\phi} = -26.74 \text{ s}^{-2}$. Damit besteht das Biegemoment M aus einem statischen Anteil M_{stat} von $M_{stat} = -120.3$ kNm und einem dynamischen Anteil $M_{dyn} = -4.3$ kNm.

Bei der Radialkomponente der Gelenkkraft bzw. der Normalkraft führt die Berücksichtigung der Trägheitskräfte zu einem günstigeren Wert. Bei den übrigen Kräften bzw. Schnittgrößen addiert sich der Einfluss der Trägheitskräfte zum Einfluss der Kraft F . Der Einfluss der Trägheitskräfte hängt natürlich vom Verhältnis der Steinmasse m_1 zur Stützenmasse m ab. In Bild 4 sind die Verhältnisse dargestellt für die Aspannkraft A bzw. die Querkraft V und das Biegemoment M .

Bild 4 ist allerdings mit Vorsicht zu interpretieren. Es beruht nämlich auf den Randbedingungen des Versuches No 139

und auf den aus dem Biegewiderstand $M_R = 124.6$ kNm = M_p berechneten Verzögerungen a . Bei kleinen Steinmassen m_1 ergeben sich deshalb sehr hohe Werte für a und somit auch für $\ddot{\phi}$. Wieweit diese realistisch sind, liess sich bisher in der Versuchsanlage nicht überprüfen, weil die obere Grenze der Einfallsgeschwindigkeit v_0 bei etwa 26 ms^{-1} liegt. Immerhin beträgt aber die grösste aus den Versuchen ermittelte Verzögerung etwa $a = 240 \text{ ms}^{-2}$. Nach Bild 4 ist dabei der dynamische Anteil beim Biegemoment etwa 10% und bei der Querkraft bzw. der Aspannkraft etwa 15%.

Bei der Normalkraft ist er etwas höher. Weil er dort aber eine Entlastung bewirkt, ist natürlich der minimale Wert der Verzögerung am Ende der Bewegungsphase massgebend und dieser ist offensichtlich Null.

Die Erhöhung des Biegemomentes durch die Trägheitskräfte ist somit etwa gleich gross wie die Erhöhung des Tragwiderstandes bei der entsprechenden Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$. Sie können daher näherungsweise vernachlässigt werden, falls die aus dem konventionellen Zugversuch ermittelte Streckgrenze f_y in Rechnung gesetzt wird. Die Querkraft wird erfahrungsgemäss bei den Stützenquerschnitten von Steinschlagverbauungen der hier betrachteten Art kaum massgebend. Unter Umständen sind, im Zusammenhang mit konstruktiven Überlegungen, die Stützenanschlüsse zu untersuchen.

Durch die Erhöhung der Aspannkraft wird das Tragwerksverhalten nicht wesentlich beeinflusst, sofern die Seilbremsen noch nicht voll ausgefahren sind und eine entsprechende Auslenkung der Stütze bzw.

Die Bindung am Stützenfuss, die als Gelenk ausgebildet ist, erfüllt offensichtlich die Verträglichkeitsbedingung. Es muss aber noch untersucht werden, ob dies auch für die Aspannung am Stützenkopf zutrifft.

Die Aspannung am Stützenkopf bestand aus zwei Drahtseilen Ø 16 mm, in die je ein Bremsring vom Typ SIFA SK-660 W eingebaut war. Die Auslenkung am Stützenkopf ist in die Seillängenänderungen ΔL_1 und ΔL_2 zu zerlegen.

Die Längenänderung der Seile ist praktisch durch das Deformationsverhalten der Bremsringe gegeben. Weil diese Deformationen gross sind, wird die elastische Dehnung der Seile vernachlässigt. Die Hersteller liefern für ihre Bremsringe Kraft-/Wegdiagramme, die allerdings meistens auf statischen Zugversuchen beruhen. Dies war auch im betrachteten Beispiel der Fall.

Der Nachweis der Verträglichkeit ist äquivalent mit einer Energiebilanz.

Mit der Auftreffgeschwindigkeit v_0 des Steines der Masse m_1 und der Verzögerung a während dem Zeitintervall Δt ergibt sich die Änderung der äusseren Energie zu

$$\Delta E \equiv \frac{m_1}{2} [v_0^2 - (v_0 - a * \Delta t)^2]$$

Mit $v_0 = 25 \text{ ms}^{-1}$; $m_1 = 2170 \text{ kg}$; $a = 78.8 \text{ ms}^{-2}$; $\Delta t = 2.41 * 10^{-2} \text{ s}$ wird $\Delta E \equiv 99.2 \text{ kNm}$.

Der Betrag der Verformungsarbeit U des Systems Stahlstütze und Aspannung schreibt sich zu $U \equiv U_1 + U_2 + U_3$,

U_1 Bremsenergie einer Seilbremse Typ SIFA SK-660W bei $\Delta L_1 = 0.66 \text{ m}$: $U_1 \equiv 34 \text{ kNm}$

U_2 Bremsenergie einer Seilbremse Typ SIFA SK-660W bei $\Delta L_2 = 0.78 \text{ m}$: $U_2 \equiv 43 \text{ kNm}$

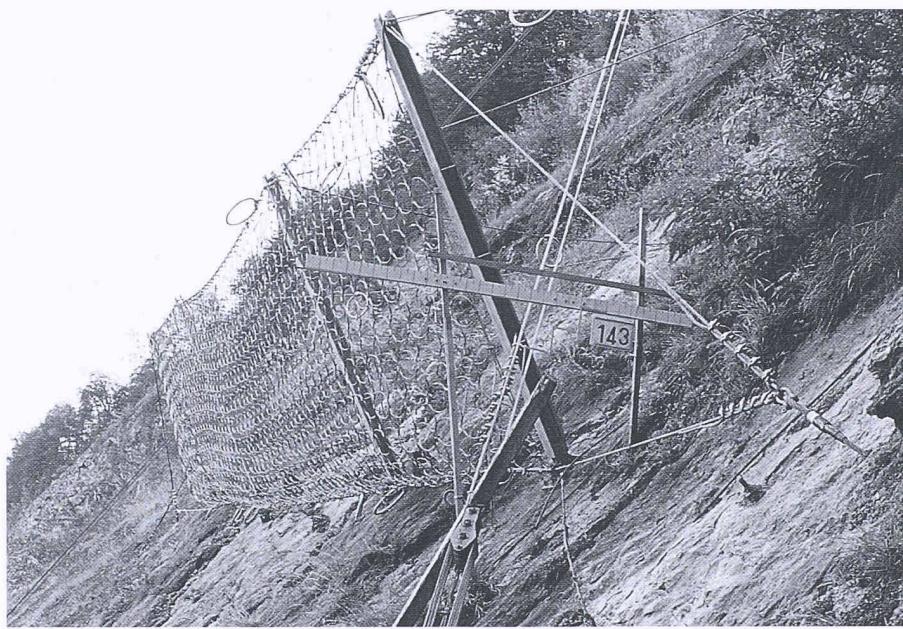


Bild 5.
Steinschlagverbau aus Stahlstützen und Drahtseilnetzen in der Versuchsanlage Risleten, Beckenried, im Massstab 1:1. Energieaufnahmevermögen des Gesamtsystems etwa 1000 kJ

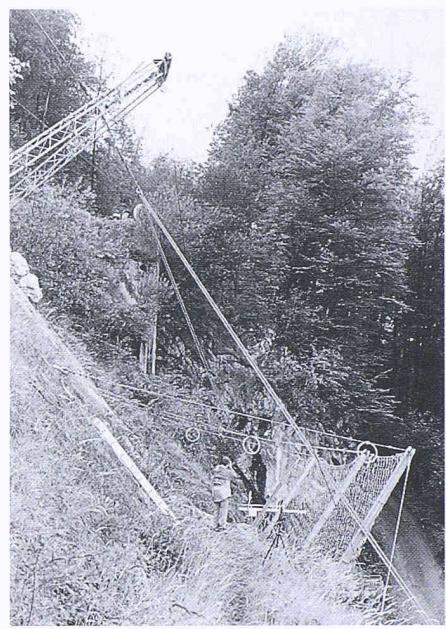


Bild 6.
Versuchsanlage Risleten, Beckenried. Die ringförmigen Seilbremsen in den Abspansseilen sind deutlich zu erkennen. Links im Bild befindet sich der Mast der Seilkrananlage, aus der die Steine direkt in die Verbauung einfallen

U3 Verformungsarbeit der Stütze mit dem Drehwinkel Ω am Fliessgelenk: $U_3 = \Omega * M_p$ mit $\Omega \approx 10^\circ \pi$ und $M_p = 124.6 \text{ kNm}$; $U_3 \approx 22 \text{ kNm}$

Für die Energiebilanz ergibt sich $U \equiv U_1 + U_2 + U_3 \approx 99 \text{ kNm} \equiv \Delta E \approx 99 \text{ kNm}$.

Weil sich in der Natur die Auftreffenergien der Steine meistens recht gut abschätzen lassen, ist die Energiebetrachtung von besonderem Interesse für die Konstruktionspraxis.

Es darf festgestellt werden, dass das Energieaufnahmevermögen einer am Fuss gelenkig gelagerten und am Kopf nachgiebig abgespannten Stütze aus HEB 180 beim Erreichen des Tragwiderstandes etwa 100 kNm beträgt.

Heierli et al. [4] geben für die am Fuss starr eingespannte, als Kragarm wirkende Stütze aus HEB 180 einen Wert von etwa 25 kNm an.

Der Vergleich dieser Werte sowie der Energieaufnahmevermögen der Gesamtsysteme aus Stützen und Drahtseilnetzen zeigt, dass sich die in der Einleitung erwähnte Verbesserung um etwa einen Faktor 4 nicht nur auf die Netze, sondern auch auf den Stützenbereich bezieht.

Diskussion

Der aus dem Tragwiderstand $M_R = M_p = f_{y,dyn} * Z_y = 124.6 \text{ kNm}$ berechnete Betrag der Beschleunigung (Verzögerung) beträgt $a = 78.84 \text{ ms}^{-2} \approx 80 \text{ ms}^{-2}$. Die Auswertung

des Versuchs No 139 lieferte für das entsprechende Zeitintervall $\Delta t = 2.41 * 10^{-2} \text{ s}$ einen Wert $a_{vers} \approx 100 \text{ ms}^{-2}$. Weil die Einwirkung F auf die Stütze linear abhängig von a ist, ergibt sich natürlich auch diesbezüglich der gleiche prozentuale Unterschied.

Gerber [2] weist auf die Schwierigkeiten hin, die sich aus messtechnischen Gründen bei der Bestimmung der Verzögerung im Versuch ergeben. Das Grundproblem besteht übrigens allgemein bei der Bestimmung von Beschleunigungen aus gemessenen Wegkurven; siehe Macaulay [5]. Die Problematik manifestiert sich denn auch im Versuch. Betrachtet man nämlich das Zeitintervall $\Delta t = 0.16 \text{ s}$, während dem sich Stein und Stütze gemeinsam bewegen, ergibt sich eine mittlere Verzögerung von $\ddot{a}_{vers} = 60 \text{ ms}^{-2}$.

Trotzdem muss aber angenommen werden, dass die wirkliche Verzögerung und damit die Einwirkung auf die Stütze grösser war als der aus dem Biegewiderstand errechnete Wert.

Der Hauptgrund liegt in der sogenannten Überfestigkeit der Stahlstütze, die im vorliegenden Fall vor allem durch die Festigkeit des Werkstoffes bedingt ist. Bei der Bestimmung des Biegewiderstandes sind wir bekanntlich von der nominellen Fliessgrenze f_y bzw. $f_{y,dyn}$ ausgegangen, wie dies allgemein bei Bemessungsaufgaben üblich ist, und haben linear elastisch - ideal plastisches Verhalten vorausgesetzt. Am voll plastifizierten Querschnitt ist aber die effektive Fliessgrenze massgebend, und die

Verfestigung spielt eine nicht zu vernachlässigende Rolle.

Nach [6] beträgt der Faktor $\lambda_0 = \frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}$

unter Berücksichtigung einer Verfestigung etwa 1.25. Setzt man diesen Wert in die Berechnung, ergibt sich für die Verzögerung tatsächlich $a \approx 100 \text{ ms}^{-2}$.

Nun stellt sich natürlich die Frage, ob bei der Bemessung mit der effektiven Fliessgrenze zu rechnen sei. Wie die folgenden Überlegungen zeigen, lässt sich diese Frage nicht generell beantworten.

Die Stütze aus HEB 180 wurde beim Versuch derart verformt, dass sie ausgewechselt werden musste. Gleichzeitig hat aber das System Stütze - Drahtseilnetz den Stein aufgehalten, d.h. für diesen bestimmten, in der Praxis unter Umständen sehr seltenen Fall, seine Wirkung erfüllt. In einem konkreten Fall wird man sich, u.a. auch aufgrund wirtschaftlicher Überlegungen entscheiden müssen, ob man ein derartiges Risiko eingehen will. Nebenbei sei hier vermerkt, dass aus einer Bemessung mit $f_{y,dyn} = 1.1 * 235 \text{ N/mm}^2 = 1.1 * f_{y,nom}$ den Lastfaktoren $\gamma_Q = 1.5$ und $\gamma_G = 1.3$ sowie dem Widerstandsbeiwert $\gamma_R = 1.1$ für $a = 78.8 \text{ ms}^{-2}$ und $m_i = 2170 \text{ kg}$ ein Stützenprofil HEB 220 resultiert. Im übrigen sind Stützentrefferei bei Stützenabständen von 10 m relativ selten.

In der Berechnung oben wurde der Einfluss der Normalkraft auf das Biegemoment nicht berücksichtigt. Bei grösseren Deformationen, d.h. nach Ausbildung des Fliessgelenkes, darf dieser Anteil in der

Regel nicht mehr vernachlässigt werden. In anderen Versuchen und Beispielen in der Praxis, bei denen Stützen nur gestreift oder knapp verfehlt wurden, zeigte es sich, dass auch Kippen eine Rolle spielen kann. Bei grösseren Stützenprofilen kann schliesslich Beulen massgebend werden.

Wir empfehlen deshalb: Die Überfestigkeit ist in Rechnung zu setzen, wenn sich das Fliessgelenk an einer ganz bestimmten Stelle ausbilden soll; siehe [6]. Weil bei Verbauungen der hier betrachteten Art der Stein die Stütze in irgendeiner Höhe treffen kann, ist dies für die eigentliche Stütze kaum ein Kriterium. Es spielt aber eine wichtige Rolle im Zusammenhang mit sogenannten Sollbruchstellen, z.B. beim Anschluss der Stütze an das Fundament.

Die Überfestigkeit kann in Rechnung gesetzt werden, falls dies aufgrund einer Risikobetrachtung zulässig ist und von der Bauherrschaft akzeptiert wird.

Falls Stabilitätsprobleme massgebend werden, sind diese zu untersuchen. Dabei zeigt sich aber in der Praxis, dass die verschiedenen Einflüsse meistens nicht sauber

auseinander gehalten werden können und Vereinfachungen vorgenommen werden müssen. Aufgrund der dabei gewählten Modelle ist dann von Fall zu Fall über die einzusetzenden Kennwerte zu entscheiden.

Adresse des Verfassers:

Albert Böll, Dipl. Ing. ETH, Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL, 8903 Birmensdorf, Forschungsbereich Naturgefahren.

Verdankung

Versuche dieser Art sind nur durch die Mitwirkung privater Firmen möglich. Den Firmen GEOBRÜGG Fatzer AG, Romanshorn, und ISOFER AG, Knonau, sei deshalb an dieser Stelle herzlich gedankt für ihr Engagement, die Zurverfügungstellung und den Betrieb der Versuchsanlagen.

Literatur

[1]

Gerber, W.; Böll, A.: Massnahmen zum Schutz gegen Rutschungen und Steinschlag. In: Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft (Hrsg.): Forum für Wissen Naturgefahren: 33–38, 1993

[2]

Gerber, W.: Steinschlagversuche Beckenried in Zusammenarbeit mit GEOBRÜGG Fatzer AG Versuche 1991–1993. Birmensdorf, Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft. Interner Bericht. 18 S., 1994

[3]

CEB-Report No 187: Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading. Lausanne, Comité Euro-International du Béton 3.20–3.26, 1988

[4]

Heierli, W., Merk, A., Temperli, A.: Schutz gegen Steinschlag (2. Auflage). Forschungsarbeit 21/83 auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS). Bundesamt für Straßenbau, Bern. 100 S., 1985

[5]

Macaulay, M.: Introduction to Impact Engineering. London, New York, Chapman and Hall. 276 S., 1987

[6]

Bachmann, H.: Die Methode der Kapazitätsbemessung. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 45: 942–946, 1994

Klaus Hoffmann, Düsseldorf

Zentrale Glashalle für Leipziger Messe

Im Leipziger Messegelände, das bis Ende 1995 fertiggestellt sein soll, erhebt sich die zentrale Glashalle. Der architektonisch und baulich anspruchsvolle Mittelpunkt ist eine Bogenkonstruktion aus Glas und Stahl, wie sie in dieser Grösse als Ganzglasglashalle noch nie zuvor realisiert wurde. Hier fand ein Spezialglas Verwendung, das trotz der geforderten Dicke nicht die grünliche Färbung des normalen Floatglasses aufweist.

Die Halle hat eine freie Spannweite von 80 m, ist 243 m lang und 28 m hoch (Bild 1). Architekten und Ingenieure haben das ausserliegende Tragwerk so filigran konzipiert, dass die untergehängte, punktuell gehaltene Glasschale wie eine scheinbar schwebende Hülle wirkt. Rund 2300 Tonnen wiegt die Konstruktion aus feuerverzinkten Stahlrohren – ein tonnenförmiges Gitternetz –, die eine Glasfläche von

25 000 m² trägt. Die Halle wurde vom Hamburger Architekturbüro von Gerkan, Marg & Partner gestaltet, das den Wettbewerb für den Neubau der Leipziger Messe im April 1992 gewonnen hatte.

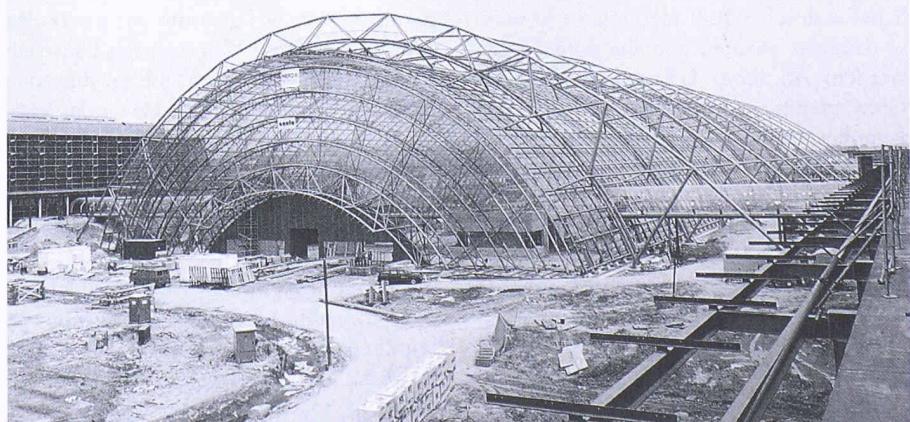


Bild 1.

Leipziger Messe: Zentrale Glashalle mit 80 m Spannweite. Rechts und links auf der Hallen-

Verbund von Stahl und Glas

Der besondere Reiz des Bauwerks liegt im Verbund der Baustoffe Glas und Stahl. Beide bilden eine konstruktive Einheit – wobei die gläserne Hülle eindeutig im Vordergrund steht. Glas bildet das raumabschliessende Element, und die Stahlkonstruktion gibt diesem Gefüge den wirk samen Halt. Kernstück der selbsttragenden Struktur ist ein zylinderförmig gewölbtes

seite erkennt man Verbindungsgänge zu den Ausstellungshallen (Alle Bilder: Mannesmannrohr/Frankenhauser)