

Zeitschrift: Schweizerische Zeitschrift für Forstwesen = Swiss forestry journal = Journal forestier suisse

Herausgeber: Schweizerischer Forstverein

Band: 153 (2002)

Heft: 10

Artikel: Tragsicherheit von Holzkonstruktionen im Wildbachverbau : ein Fallbeispiel 60-jähriger Wildbachsperrern

Autor: Noetzi, Konrad Philipp / Frei, Martin / Böll, Albert

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-1098255>

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: 01.05.2026

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

Tragsicherheit von Holzkonstruktionen im Wildbachverbau – Ein Fallbeispiel 60-jähriger Wildbachsperrren

KONRAD PHILIPP NOETZLI, MARTIN FREI und ALBERT BÖLL

Keywords: Natural hazards; log crib dams; timber structures; structural design; limit analysis; long-term behaviour; bending tests; Switzerland. FDK 384 : 812 : (494.34)

Abstract: Timber is a valuable building material for log crib dams in torrent control. However, due to inherent biological deterioration its stability and strength decreases over time. Round wood beams from three log crib dams, built around 1940, were subjected to bending tests in a case study in situ to determine the bending moment at failure. 60 years after installation, two-thirds of the tested beams still showed a higher bending moment at failure than the original design moment, with an average safety factor of 1.2. The influence of the test conditions and the statics of the systems are discussed here.

Abstract: Holz ist ein wertvoller Werkstoff für Verbaumassnahmen in Wildbachgerinnen. Durch biologische Abbauprozesse wird jedoch seine Festigkeit im Laufe der Zeit vermindert. In einer Fallstudie wurden die Rundhölzer von drei um 1940 gebauten Wildbachsperrren am Verbaumungsort einzeln auf Biegung bis zum Bruch belastet. Zwei Drittel der geprüften Rundhölzer wiesen 60 Jahre nach dem Einbau immer noch ein höheres Bruchmoment auf, als bei der Bemessung vorausgesetzt wird, wobei die mittlere Sicherheitsreserve bezüglich den Bemessungswerten 1.2 betrug. Der Einfluss der Versuchsbedingungen sowie das statische System werden diskutiert.

Einleitung

Holz hat als Werkstoff im Wildbachverbau eine lange Tradition. Es wird heute hauptsächlich für Werke in kleineren Gerinnen mit geringer Geschiefbeführung eingesetzt (BÖLL *et al.* 1999). Gegenüber anderen Baustoffen wie Beton oder Stahl bietet Holz verschiedene Vorteile. Einerseits kann es meist in der Nähe des Verbaumungsortes bereitgestellt werden, andererseits ist es relativ kostengünstig, einfach zu bearbeiten und weist bei geringem Gewicht eine hohe Festigkeit auf (REINHARDT 1973). Dadurch lässt sich Holz auch in wenig tragfähigen Böden als Baustoff verwenden, wo Betonsperren aufwendig fundiert werden müssen. Zudem sind Holzkonstruktionen im Vergleich zu Werken aus Beton gegenüber Deformationen bei Bodenbewegungen relativ unempfindlich, was bei instabilem Gelände ein entscheidender Vorteil sein kann (ZELLER & RÖTHLISBERGER 1987, BÖLL 1988).

Unbehandeltes Holz unterliegt im Freien dem natürlichen Abbau durch Pilze und andere Mikroorganismen (RYPÁČEK & JAHN 1966, RAYNER & BODDY 1988, ZABEL & MORRELL 1992, HIGHLEY 1995). Holz mit ständigem Erd- und Wasserkontakt gilt als besonders gefährdet (HIGHLEY 1984, GRAF 1997). Derartige Bedingungen sind jedoch für Holz als Werkstoff im Wildbachverbau typisch. Daraus ergibt sich die Frage, wie sich die Tragsicherheit der Sperren langfristig entwickelt. Bisherige Untersuchungen zum Langzeitverhalten von Wildbachsperrren basierten auf einer optischen Beurteilung der Funktionstauglichkeit und des Vermorschungsgrades der Bauwerke (ZELLER & RÖTHLISBERGER 1987). Die aktuelle Holzfestigkeit der verbauten Rundhölzer blieb dabei eine unbekannte Grösse. Für die Tragsicherheit der Werke ist jedoch die Veränderung der Festigkeit des verbauten Holzes unter den spezifischen Bedingungen in Wildbachgerinnen von zentraler Bedeutung. Nur die Kenntnis dieser Entwicklung ermöglicht letztlich Aussagen über die langfristig zu erwartende Tragsicherheit von Holzkonstruktionen im Wildbachverbau.

Erste Biegebruchversuche an einer rund 60 Jahre alten Sperre ergaben relativ hohe Bruchwerte der verbauten Rundhölzer (FREI & BÖLL 2001). Ziel der vorliegenden Arbeit war es, in einer grösser angelegten Untersuchung Anhaltspunkte über den Tragwiderstand von Rundhölzern zu erhalten, welche vor mehreren Jahrzehnten verbaut wurden.

Material und Methoden

Untersuchungsobjekte

Die Untersuchung wurde in einem vollständig beschatteten Gerinne am Westhang des Zimmerbergs durchgeführt (Gemeinde Hirzel ZH). Die einwandigen Wildbachsperrren aus Fichten- und Tannenholz waren gemäss Angaben des lokalen



Abbildung 1: Wildbachsperrren in Hirzel (Dia: Martin Frei).

Die untersuchten einwandigen Wildbachsperrren waren in einem erneuerungsbedürftigen Zustand; die Sperrenflügel fehlten. Im Vordergrund die Sperre Nr. 1. Die aus der Sicht des Betrachters linke Einbindung wurde beim Bau mit Blocksteinen verstärkt.

Figure 1: Log crib dams in Hirzel (slide: Martin Frei).

The one-walled log crib dams due for demolition; the dam wings are missing. In the foreground, dam no. 1. The support to the left was reinforced with stone blocks when it was built.

Forstdienstes zwischen 1939 und 1945 erstellt worden. Der Forstdienst schätzte zum Zeitpunkt der Untersuchung im Herbst 2000 die ganze Verbauung als sanierungsbedürftig ein, und es war geplant, sie im Jahr 2001 zu ersetzen. Für die Untersuchung wurden drei Sperren auf rund 650 m ü.M. ausgewählt (Abbildung 1).

Nachweis der Tragsicherheit

Wildbachsperren aus Holz sind grundsätzlich auf die gleichen Einwirkungen wie Bachsperren aus Stahlbeton zu bemessen (ASF 1973, BÖLL 1997). Der Nachweis der Tragsicherheit erfolgt dabei üblicherweise nach der Schweizerischen Holzbaunorm SIA 164 (1992). Die Bemessung des einzelnen Rundholzes basiert auf einer Leiteinwirkung, welche aus dem hydrostatischen Wasserdruck bei einem vollständigen Einstau der nicht hinterfüllten Sperre resultiert (Abbildung 2a). Bei steiler Hinterfüllung (z.B. bei Runsensperren) muss auch der Erddruck in die Berechnung einbezogen werden (BÖLL 1997).

Das statische System für ein verbautes Rundholz entspricht in erster Näherung einem einfachen Balken (Abbildung 2b). Die ideellen Auflager werden in halber Einbindungstiefe angenommen. Aus diesem statischen Modell resultiert ein maximales Biegemoment $M_{max} = q \cdot L^2 / 8$ in Balkenmitte, wobei q die aus dem hydrostatischen Wasserdruck resultierende Linienlast und L die Länge des Rundholzes zwischen den ideellen Auflagern ist.

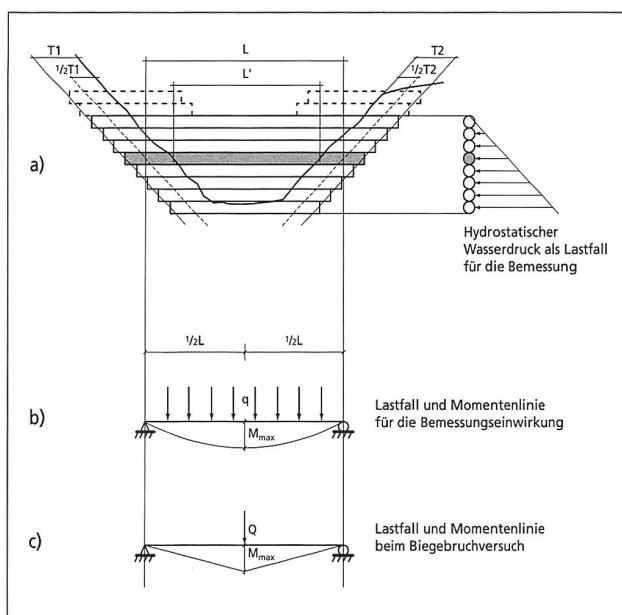


Abbildung 2: Schematische Darstellung der untersuchten Sperren.

- Bei der Bemessung wird als Einwirkung der hydrostatische Wasserdruck bei vollständigem Einstau ohne Hinterfüllung angenommen.
- Aus dem hydrostatischen Wasserdruck resultiert für jedes Rundholz eine Linienlast q . Das maximale Biegemoment M_{max} tritt in der Mitte des Balkens auf.
- Das beim Versuch in Balkenmitte angebrachte Drahtseil erzeugt eine dreiecksförmige Momentenlinie. Das maximale Biegemoment M_{max} tritt ebenfalls in der Balkenmitte auf.

Figure 2: Schematic diagram of the investigated dams.

- For the purpose of design, hydrostatic water pressure is assumed, representing the newly built dam without refilling.
- The uniformly distributed load q results from hydrostatic water pressure on each beam. The maximum bending moment M_{max} appears in the middle of the beam.
- The metal cable fixed to middle of the beam is used to create a triangular moment line. Here too the maximum bending moment M_{max} appears in the middle of the beam.

Die verbauten Rundhölzer werden normalerweise gemäss Elastizitätstheorie auf Biegung bemessen. Dabei wird in Anlehnung an die Norm SIA 164 (1992) nach dem Konzept der zulässigen Spannungen folgender Nachweis erbracht:

$$M_{max} \leq M_{zul} = \sigma_{zul} \cdot W_y$$

wobei

$$\sigma_{zul} = \sigma_b \cdot c_D \cdot c_W \cdot c_g$$

M_{max} :	maximales Moment aus der Bemessungslast [Nm]
M_{zul} :	zulässiges Moment, Bemessungsmoment [Nm]
σ_{zul} :	Bemessungsspannung (zulässige) [N/mm ²]
W_y :	Widerstandsmoment des Querschnitts beim Rundholz: $d^3 \cdot \pi / 32$ [mm ³]; d: Durchmesser [mm]
σ_b :	Grundwert der zulässigen Spannung [N/mm ²]
c_D :	Beiwert für die Lastdauer
c_W :	Beiwert für die Holzfeuchte
c_g :	Geometrisch bedingter Beiwert

Das zulässige Moment M_{zul} liegt dabei weit unter dem effektiven Bruchmoment M_U und beinhaltet die Sicherheiten gegenüber Versagen auf Biegung (vgl. Abbildung 6).

Versuchsordnung

Die Versuchsordnung wurde entsprechend den oben dargestellten Modellvorstellungen gewählt. Zunächst wurden die Verbindungs Nägel zwischen den Rundhölzern durchgetrennt, um die Bauteile ohne den Einfluss vertikaler Verbindungen prüfen zu können. Die Einwirkung auf jedes Rundholz wurde mit einem Drahtseil als Einzellast in der Mitte eingeleitet (Abbildung 2c). Dadurch ergab sich – analog zum Bemessungsmodell – das maximale Feldmoment in Balkenmitte zu $M_{max} = Q \cdot L / 4$. Die Länge L wurde nach der Formel $L = L' + 1/2(T1 + T2)$ berechnet, wobei die sichtbare Länge L' vor und die horizontalen Einbindetiefen $T1$ bzw. $T2$ nach dem Versuch gemessen wurden (vgl. Abbildung 2a).

Mit einer traktorbetriebenen Seilwinde wurden die einzelnen Rundhölzer der Sperren auf Biegung bis zum Bruch belastet (Abbildung 3). Die Kraft Q wurde mit einer am Zugseil installierten Messdose (Firma Burster 200 kN) in Intervallen von 0.25 Sekunden registriert und in einem Datenlogger (Eigenkonstruktion Eidgenössisches Institut für Schnee- und Lawinenforschung SLF, Davos) gespeichert. Mit dieser Anordnung konnten sowohl der Kraftverlauf während der Belastung als auch die Bruchkraft Q_U (Maximalkraft) ermittelt werden (Abbildung 4).

Von jedem Rundholz wurde nach dem Versuch der Durchmesser in der Mitte (an der Stelle $L/2$) und die Anzahl der Bruchstellen festgehalten. Es wurde versucht, durch Beobachtung die Reihenfolge der Brüche festzuhalten. Diese folgten jedoch zeitlich so nahe aufeinander, dass sie sich nicht unterscheiden liessen.

Auswertung

Aus der gemessenen Bruchkraft wurde für jedes Rundholz das Bruchmoment M_U berechnet, wobei entsprechend den üblichen vereinfachenden Bemessungsannahmen von frei drehbaren Auflagern ausgegangen wurde. Für die Versuchsordnung zutreffendere statische Systeme werden weiter unten behandelt. Um das erhaltene Bruchmoment M_U mit den Festigkeitskennwerten nach der Norm SIA 164 (1992) zu vergleichen, müsste nun die Bruchspannung σ_U aus der Gleichung $\sigma_U = M_U / W_y$ berechnet werden.



Abbildung 3: Biegebruchversuch an einer einwandigen Holzsperr (Dia: Martin Frei).

Die Krafteinleitung in Balkenmitte erfolgte mittels eines Drahtseils und einer traktorbetriebenen Winde.

Figure 3: Bending/failure tests on a one-walled timber dam (slide: Martin Frei).

The force was applied in the middle of the beam using a metal cable and winch powered by a tractor.

Dieser Zusammenhang gilt jedoch streng genommen nur bei kleinen Biegebelastungen (ZAKIC 1973, STEIGER 1995). Bei einer Biegebelastung im Bereich der Bruchlast weist Bauholz eine nicht lineare Spannungsverteilung über den Querschnitt auf (Abbildung 5). Dies ist durch die geringere Druckfestigkeit des Holzes gegenüber seiner Zugfestigkeit begründet (NIEMZ 1993). Zudem verhält sich Holz gegenüber Druckbelastungen duktiler als auf Zug. Bei normalem Bauholz tritt der Bruch jedoch trotzdem meist aufgrund von Strukturstörungen auf der Zugseite ein, bevor plastische Verformungen auf der Druckseite eintreten (STEIGER 1995). Daraus ergibt sich ein sprödes Versagen von trockenem Holz auf Biegung (Abbildung 6a, linke Kurve), und die Gleichung $\sigma_u = M_u/W_y$ ist näherungsweise gültig.

Bei einer hohen Holzfeuchte ist jedoch ähnlich wie bei schlagfrischem Holz (HEIZ 2001) ein grosser Anteil an plastischer Verformung der Balken zu erwarten (Abbildung 6a, rechte Kurve und Abbildung 6b). Dieses Phänomen beruht darauf, dass mit zunehmender Holzfeuchte die Druckfestigkeit deutlich stärker abnimmt als die Zugfestigkeit (DUBAS 1981, MADSEN 1992). Darrproben von zehn geprüften Rundhölzern wiesen eine mittlere Holzfeuchte von 170% auf, weshalb der lineare Zusammenhang zwischen Bruchmoment und Bruchspannung kaum gegeben sein dürfte. Aufgrund dieser Unsicherheit bezüglich des plastischen Verhaltens der Rundhölzer unter den realen Einbaubedingungen wurde das nachfolgend beschriebene Vorgehen zur Auswertung verwendet.

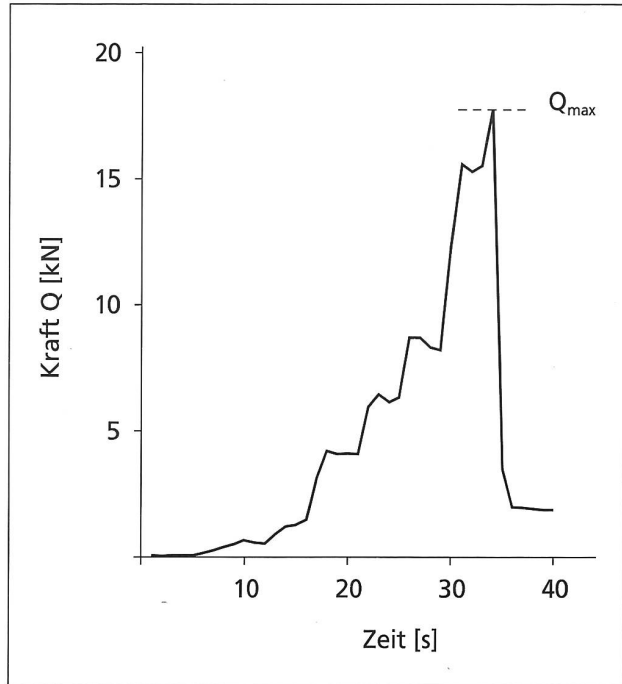


Abbildung 4: Beispiel eines Kraftverlaufs.

Aufzeichnung der gemessenen Kraft Q in Funktion der Zeit. Die Messung erfolgte mit einer zeitlichen Auflösung von 0.25 s.

Figure 4: Example of a force in function of time.

Recordings of measured force Q over time. Measurements were recorded 4 times per second.

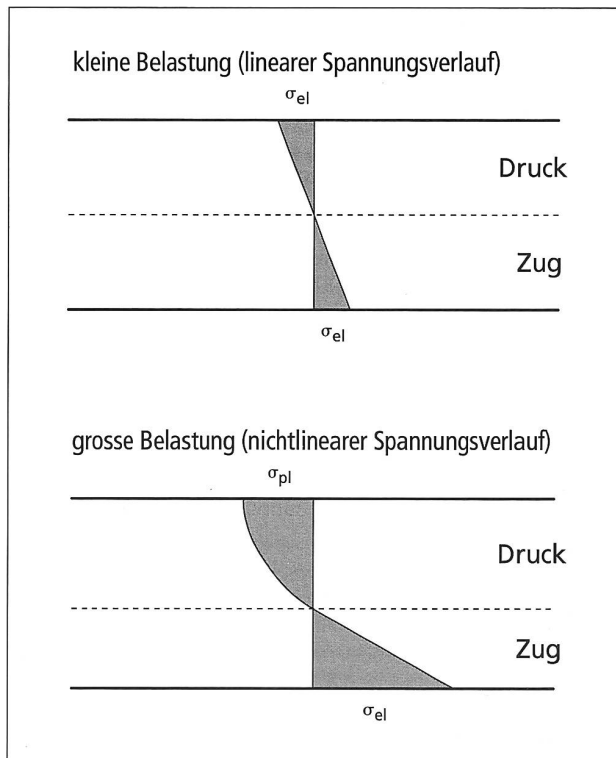


Abbildung 5: Spannungsverteilung in einem Holzbalken bei Biegebelastung nach ZAKIC (1973), verändert.

Bei kleiner Belastung ist die Spannungsverteilung linear. Bei grosser Belastung, insbesondere im Bereich der Bruchlast, treten auf der Druckseite plastische Verformungen auf, und die Spannungsverteilung ist nicht mehr linear.

Figure 5: Stress distribution in a beam in bending according to ZAKIC (1973), modified.

Under low loads stress distribution is linear. Higher loads, especially near the ultimate load, result in plastic deformations, and stress distribution is no longer linear.

Aus dem Grundwert der zulässigen Biegespannung von 7 N/mm² für Holz der Festigkeitsklasse III (SIA 164 1992) lässt sich der entsprechende zulässige Biegezugspannung zu $M_{zul} = \sigma_{zul} \cdot W_y$ berechnen, da σ_{zul} in einem Bereich liegt, in welchem eine linear-elastische Spannungsverteilung vorliegt (vgl. *Abbildung 6a*). Um die gemessenen Bruchmomente auch mit einem Materialkennwert auf dem Niveau der Bruchlasten (ohne Sicherheitsbeiwerte) vergleichen zu können, wurde folgender Ansatz gewählt:

Die Norm DIN 1052 (1988) ordnet der Güteklasse III nach DIN 4074-1 (1989) dieselbe zulässige Spannung σ_{zul} von 7 N/mm² zu, wie die Norm SIA 164 (1992) der Festigkeitsklasse III. Für die entsprechende tiefste Klassierung (S7) gibt die Norm DIN V ENV (1995) einen charakteristischen Wert der Biegezugfestigkeit $f_{m,k}$ (5%-fraktile, «rechnerische Biegezugspannung») von 16 N/mm² an. Daraus ergibt sich ein Umrechnungsfaktor von $f_{m,k}/\sigma_{zul} = 16/7 \approx 2.3$. Mit Hilfe dieses Umrechnungsfaktors wurde für jeden Balken aus dem zulässigen Moment M_{zul} ein rechnerischer Grenzwert für den Biegezugzugspannung M_R berechnet («rechnerisches Bruchmoment»), welcher dem Biegezugzugspannung auf dem Niveau der charakteristischen Biegezugfestigkeit entspricht. Anschliessend erfolgte für jedes Rundholz ein paarweiser Vergleich dieses rechnerischen Grenzwerts des Biegezugzugspannung M_R mit dem Bruchmoment M_U , wobei gilt:

$M_U = Q_U \cdot L$	Q_U : Gemessene Bruchkraft [N]
4	L: Rundholzlänge zwischen den ideellen Auflagern [mm]
$M_R = M_{zul} \cdot 2.3$	σ_b : Grundwert der zulässigen Spannung = 7 N/mm ²
wobei	c_D : Lastdauerbeiwert = 1.30
	c_W : Holzfeuchtebeiwert = 0.6
	c_G : Geometrisch bedingter Beiwert = 1.0
$M_{zul} = \sigma_b \cdot c_W \cdot c_D \cdot c_G \cdot W_y$	W_y : Widerstandsmoment des Querschnitts [mm ³] = $d^3 \cdot \pi / 32$
	d: Durchmesser des Rundholzes [mm]

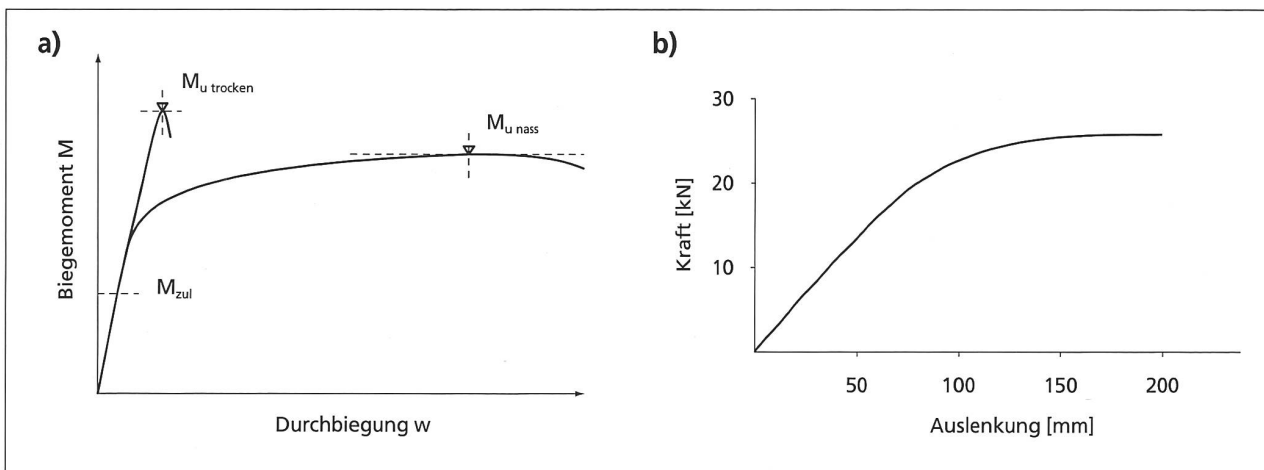


Abbildung 6: Schematischer Verlauf des Biegemoments bei der Belastung von Rundhölzern.

- a) Linke Kurve: nahezu elastisches Bruchverhalten bei trockenem Bauholz mit normalen Strukturstörungen. Rechte Kurve: plastische Verformung bei nassem Holz (sowie bei fehlerfreien Kleinproben) unter hoher Biegebelastung. M_U : Bruchmomente, M_{zul} : Zulässiges Moment nach der Norm SIA 164 (1992), welches die Sicherheiten gegenüber Versagen auf Biegung beinhaltet.
- b) Verhalten von schlagfrischem Fichtenholz im Biegeversuch (Holzproben der Abmessungen 80-80-1440 mm, Krafteinleitung in Balkenmitte. Nach HEIZ 2001, verändert). Bei einer Auslenkung von 200 mm wurde der Versuch abgebrochen. Biegeversuche an frisch geschlagenen Rundhölzern zeigten ein analoges Verhalten.

Die Holzfeuchte von rund 170% liegt weit über dem Fasersättigungspunkt, welcher für Fichte und Tanne bei rund 32% liegt (KOLLMANN & SCHNEIDER 1959, REINHARDT 1973). Dieser hohen Holzfeuchte wurde mit dem Feuchtebeiwert $c_W = 0.6$ Rechnung getragen. Durch den Lastdauerfaktor c_D von 1.30 wurde die kurze Belastungsdauer des Prüfversuchs berücksichtigt.

Für alle Rundhölzer wurde der Quotient $r = M_U/M_R$ berechnet und geprüft, ob die Bedingung $r = M_U/M_R > 1$ noch erfüllt ist und das Holz somit auch nach 60 Jahren noch die bei einer Bemessung vorausgesetzten Festigkeitswerte aufwies. Zudem wurden die gefundenen Bruchmomente mit den zulässigen Momenten M_{zul} nach der Norm SIA 164 (1992) verglichen.

Resultate

Insgesamt wurden vierzehn Rundhölzer geprüft. Es kamen sieben Rundhölzer von der ersten, vier von der zweiten und drei von der dritten Sperre zur Auswertung. Die Messresultate sind in *Tabelle 1* zusammengestellt.

In *Abbildung 7* sind die Werte von $r = M_U/M_R$ dargestellt. Der Median der gemessenen Werte lag mit 1.2 signifikant über dem Wert 1 (Wilcoxon-Test, einseitig, $p < 0.05$). Die Bruchmomente von vier Rundhölzern erreichten den rechnerischen Grenzwert des Biegezugzugspannung M_R knapp nicht mehr, bei einem Rundholz war dieser Wert deutlich unterschritten. Gegenüber den zulässigen Momenten M_{zul} lag der Median der Bruchmomente M_U ebenfalls signifikant um den Faktor 2.8 höher (Wilcoxon-Test, einseitig, $p < 0.05$).

Elf Rundhölzer brachen während der Krafteinleitung sowohl in der Mitte als auch im Bereich der beiden Einbindungen, zwei brachen in der Mitte und an einer Einbindung und eines wies nur in der Mitte eine Bruchstelle auf.

Diskussion

Die Feldversuche ergaben, dass der Median der Bruchmomente M_U der Rundhölzer von etwa 60-jährigen Wildbachsperrn

Figure 6: Schematic diagram of bending moments in timber beams. a) Left curve: almost elastic behaviour of dry timber beam with normal structural disturbance. Right curve: plastic deformation of wet timber (and of defect-free samples) under high bending stress. M_U : bending moment at failure, M_{zul} : admissible moment according to SIA standard 164 (1992), which includes safety margins against failure. b) Behaviour of freshly cut spruce in bending test (size of sample 80-80-1440 mm, force applied at the middle of the beam. According to HEIZ 2001, modified). The test was terminated at a displacement of 200 mm. Bending tests on freshly cut logs deliver the same results.

Tabelle 1: Messresultate der im Biegebruchversuch geprüften Rundhölzer.

Table 1: Results of bending/failure tests on round wood beams.

Sperre/Rundholz	T [m]	L [m]	L' [m]	d [mm]	Q _u [kN]	M _u [kNm]	M _R [kNm]	M _{zul} [kNm]	r	BS	Lage
1.1	1.33	5.99	4.66	174	18.1	27.1	6.5	2.8	4.20	2	m, l
1.2	1.5	4.65	3.15	168	4.5	5.3	5.8	2.5	0.91	3	m, l, r
1.3	1.22	4.37	3.15	166	3.0	2.8	5.6	2.5	0.53	3	m, l, r
1.4	1.23	4.13	2.90	142	3.0	2.8	3.5	1.5	0.86	3	m, l, r
1.5	1.25	4.62	3.37	220	31.9	30.3	13.1	5.7	2.45	1	m
1.6	1.3	4.20	2.90	158	8.1	8.5	4.8	2.1	1.76	2	m, l
1.7	1.1	3.50	2.40	166	17.8	15.5	5.6	2.5	2.77	3	m, l, r
2.1	0.8	5.10	4.30	184	5.5	7.0	7.6	3.3	0.92	3	m, l, r
2.2	0.95	4.75	3.80	162	5.7	6.8	5.2	2.3	1.31	3	m, l, r
2.3	0.95	4.40	3.45	180	6.7	7.4	7.2	3.1	1.04	3	m, l, r
2.4	0.95	3.95	3.00	204	11.0	10.9	10.4	4.6	1.05	3	m, l, r
3.1	1.2	4.70	3.50	180	4.8	5.6	7.2	3.1	0.78	3	m, l, r
3.2	1.2	4.30	3.10	216	16.7	18.0	12.4	5.4	1.46	3	m, l, r
3.3	1.2	4.10	2.90	206	15.8	16.2	10.7	4.7	1.52	3	m, l, r

T: Mittlere horizontale Einbindungstiefe ($= \frac{1}{2}(T_1+T_2)$), L: Länge des Balkens für die Momentenrechnung, L': Sichtbare Länge des Rundholzes, d: Durchmesser des Rundholzes in Balkenmitte, Q_u: Bruchkraft, M_u: Bruchmoment, M_R: Rechnerischer Grenzwert des Biegegewiderstands, M_{zul}: Zulässiger Biegegewiderstand in Anlehnung an die Norm SIA 164 (Holz der Festigkeitsklasse III, $\sigma_{zul} = 7 \text{ N/mm}^2$), r: Quotient M_u/M_R , BS: Anzahl Bruchstellen. Lage: Lage der Bruchstellen, m: Mitte; l,r: linke bzw. rechte Einbindung aus Sicht des Betrachters (vgl. *Abbildung 1*).

um einen Faktor 1.2 über dem rechnerischen Grenzwert des Biegegewiderstands M_R lag. In der Literatur wird Fichten- und Tannenholz generell als wenig dauerhaft eingestuft (PANSHIN & DE ZEEUW 1970, BOSSHARD 1974, KUCERA & GFELLER 1994) und bei Holz in Erd- und Wasserkontakt von einer besonders kurzen Lebensdauer ausgegangen (FINDLAY 1962). Die ermittelten Bruchmomente weisen jedoch darauf hin, dass zumindest bei den untersuchten Objekten auch nach mehreren Jahrzehnten noch von einer genügenden Holzfestigkeit ausgegangen werden kann. Bei der Interpretation dieses Resultates ist zu berücksichtigen, dass die durchgeführten Versuche nicht in jeder Hinsicht den bei einer Bemessung verwendeten Modellvorstellungen entsprachen. Im Folgenden werden einige Aspekte diskutiert, welche die Versuchsergebnisse beeinflussen können.

Probenmaterial

Bei den geprüften Balken handelte es sich um Rundhölzer. Die Schweizer Holzbaunorm SIA 164 (1992) macht keinen Unterschied zwischen Schnittholz und Rundholz. Da beim Einschneiden des Holzes unweigerlich Fasern angeschnitten werden, hat Rundholz bei gleicher Querschnittsfläche meist eine höhere Biegefestigkeit als Kantholz. Eine Studie mit schwedischer Kiefer ergab für Rundholz im Vergleich zu Kanthölzern eine um etwa 25% höhere Bruchspannung (THUNNEL 1957). Die Deutsche Norm DIN 1052 (1988) erlaubt für Rundholz eine Erhöhung der zulässigen Spannung um 20%.

Im Weiteren muss berücksichtigt werden, dass die Festigkeitsklassen der geprüften Rundhölzer nicht bekannt waren, was in der Verbaupraxis die Regel ist. Bei der Bemessung wird aus Sicherheitsüberlegungen die Festigkeitsklasse III (mit einer zulässigen Spannung σ_{zul} von 7 N/mm^2) verwendet. Geht man davon aus, dass die Rundhölzer beim Bau zumindest teilweise der Festigkeitsklasse II angehörten ($\sigma_{zul} = 10 \text{ N/mm}^2$), so werden diese mit einer Bemessung anhand der Festigkeitsklasse III unterschätzt und weisen im Bruchversuch entsprechend hohe Bruchmomente bzw. einen hohen Quotienten $r = M_u/M_R$ auf. Dies könnte eine Erklärung für den relativ hohen Quotienten r von Rundholz Nr. 1.1 liefern (vgl. *Tabelle 1*).

Diese beiden Überlegungen deuten darauf hin, dass einerseits bei der Bemessung von Bachsperrren wahrscheinlich von einer höheren zulässigen Biegespannung ausgegangen werden darf als der aus der Holzbaunorm übernommene Grund-

wert für die Festigkeitsklasse III. Andererseits ist aber bei der Interpretation der im Feldversuch gemessenen Bruchmomente Vorsicht geboten, da die beschriebenen Faktoren, welche bei der Ermittlung des Grenzwerts des rechnerischen Biegegewiderstands nicht berücksichtigt wurden, zu einem grösseren Bruchmoment beitragen können.

Statisches System

Die meisten Rundhölzer wiesen neben der Bruchstelle in Balkenmitte noch eine bis zwei weitere Bruchstellen an den seitlichen Einbindungen auf (*Tabelle 1*). Im Modell des beidseitig frei drehbar gelagerten Balkens gemäss *Abbildung 2* treten jedoch an den Auflagern keine Biegemomente auf. Das zugrunde gelegte statische Modell trifft also zumindest für einige der Rundhölzer nicht genau zu. Dies muss bei der Berechnung des Bruchmoments M_u aus der Bruchkraft Q_u berücksichtigt werden.

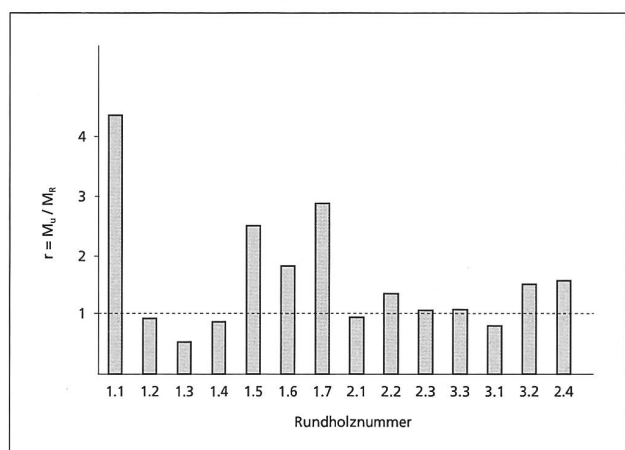


Abbildung 7: Darstellung der Quotienten r aus dem Bruchmoment M_u und dem rechnerischen Grenzwert des Biegegewiderstands M_R für alle geprüften Rundhölzer.

Die Rundholznummer entspricht der Bezeichnung der geprüften Rundhölzer in *Tabelle 1*.

Figure 7: Illustration of the quotient r of bending moment at failure M_u and the calculated ultimate bending resistance M_R for all tested logs.

The number of each log corresponds to the notation of the logs in table 1.

Grundsätzlich sind von frei drehbaren Auflagern (Abbildung 8a) bis hin zu einer beidseitigen Einspannung (Abbildung 8b) alle Fälle denkbar. Für eine gegebene Kraft Q nimmt im elastischen Bereich das maximale Biegemoment ab, je stärker die Rundhölzer im Boden eingebunden sind. Daraus folgt, dass bei der Bemessung unter der Annahme frei drehbarer Lagerungen bezüglich der effektiv auftretenden Spannungen von einem ungünstigeren Fall ausgegangen wird, als in Wirklichkeit zu erwarten ist.

Eine beidseitig (volle) Einspannung (Abbildung 8b) kommt aufgrund des tonigen Bodenmaterials kaum in Betracht. Das Auftreten von drei Bruchstellen bei 11 von 14 Rundhölzern (bei praktisch gleichzeitigen Brüchen), weist darauf hin, dass wahrscheinlich teilweise Einspannungen vorlagen. Die Einspannwirkung des Bodenmaterials ist jedoch schwierig abzuschätzen.

Ein Anhaltspunkt für die Grössenordnung der aus den realen Auflagerbedingungen resultierenden Momente ergibt sich aus der Annahme einer einseitigen Einspannung und einem frei drehbaren zweiten Auflager (Abbildung 8c). Für die Sperre Nr. 1 mit einem Widerlager aus Blocksteinen an der linken Einbindung (vgl. Abbildung 1) könnten diese Verhältnisse näherungsweise zutreffen. Aus diesen Auflagerbedin-

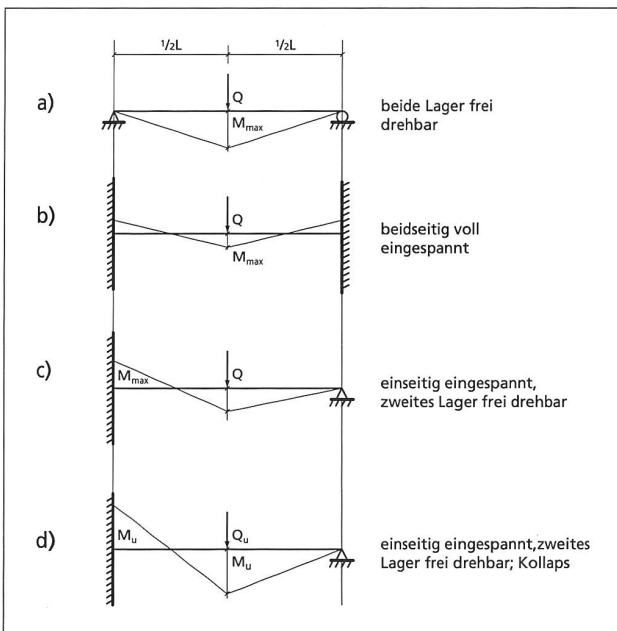


Abbildung 8: Mögliche Auflagerbedingungen der Rundhölzer und die daraus resultierenden Momentenlinien (schematisch).

- Frei drehbare Lagerung, Modellannahme bei der Bemessung.
 $M_{\max} = 1/4 \cdot Q \cdot L (= 24/96 \cdot Q \cdot L)$.
- Beidseitig volle Einspannung, aufgrund des tonigen Bodenmaterials nicht anzunehmen. $|M_{\max}| = 1/8 \cdot Q \cdot L (= 12/96 \cdot Q \cdot L)$.
- Einseitige Einspannung links und frei drehbare Lagerung rechts, Modellannahme für die Bemessung im elastischen Bereich. $M_{\max} = -3/16 \cdot Q \cdot L (= -18/96 \cdot Q \cdot L)$.
- Balken bei Bruchzustand (plastischer Kollaps, Lagerbedingungen wie in c). Das Bruchmoment $|M_u| = 1/6 \cdot Q \cdot L (= 16/96 \cdot Q \cdot L)$ tritt sowohl an der Einspannstelle als auch in Balkenmitte auf (unter Q_u).

Figure 8: Possible support conditions for logs and the resulting bending moment diagrams (schematically).

- Simply supported beam as assumed for design purposes. $M_{\max} = 1/4 \cdot Q \cdot L (= 24/96 \cdot Q \cdot L)$.
- Beam fully built in on both sides, not to be expected owing to clay soil. $|M_{\max}| = 1/8 \cdot Q \cdot L (= 12/96 \cdot Q \cdot L)$.
- Beam fully built in on the left and freely rotating on the right; bending moment for elastic design $M_{\max} = -3/16 \cdot Q \cdot L (= -18/96 \cdot Q \cdot L)$.
- Beam at failure, supports as in c). The ultimate bending moment $|M_u| = 1/6 \cdot Q \cdot L (= 16/96 \cdot Q \cdot L)$ appears at both supports as well as in the middle of the beam (under Q_u).

gungen folgt für die Bemessungsaufgabe ein maximales (massgebendes) Moment $M_{\max} = -3/16 \cdot Q \cdot L$ an der Einspannung, was vom Betrag her dem Mittel der maximalen Momente bei frei drehbaren Auflagern ($M_{\max} = 1/4 \cdot Q \cdot L$) und bei beidseitiger Einspannung ($M_{\max} = 1/8 \cdot Q \cdot L$) entspricht. Beim Kollaps des Rundholzes unter der Bruchlast Q_u sind die Verhältnisse leicht unterschiedlich: Unter der Voraussetzung von über die ganze Balkenlänge konstanten Querschnitts- und Festigkeitskennwerten tritt dabei das Bruchmoment M_u sowohl an der Einspannung als auch in Balkenmitte auf (Abbildung 8d). Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich dabei der Betrag des Bruchmoments zu $M_u = 1/6 \cdot Q \cdot L$. Der Medianwert der Bruchmomente M_u aller Rundhölzer war bei Berechnung nach diesen Modellen nicht mehr signifikant grösser als jener der rechnerischen Grenzwerte des Biege- widerstandes M_R (Wilcoxon-Test, einseitig, $p > 0.05$).

Versuchsanordnung

Der Einfluss der Methode der konzentrierten Krafteinleitung hat einen schwierig abzuschätzenden Einfluss auf das gemessene Bruchmoment. Einerseits wurde das Drahtseil direkt am Rundholz befestigt und konnte sich so bei zunehmender Kraft ins Holz einschneiden. Ein Reiter aus Hartholz konnte aus praktischen Gründen nicht angebracht werden. Dadurch auftretende Faserquetschungen auf der Druckseite führten zu einer Verringerung des lastaufnehmenden Querschnitts und somit zu einer verminderten Biegefestigkeit. Andererseits schlägt MADSEN (1992) bei einer Einzellast in Balkenmitte im Vergleich zur Lastannahme bei der Bemessung (Linienlast) eine Erhöhung der Bruchspannung vor, da sich bei einer Linienlast aus statistischen Überlegungen Strukturstörungen stärker auswirken. Diese Angaben beziehen sich jedoch auf Kanthölzer, weshalb sie nicht direkt in die Auswertung der Versuche einbezogen wurden. Der oben beschriebene Effekt des Einschnitts des Drahtseils liess sich jedoch bei allen Rundhölzern beobachten. Deshalb wird davon ausgegangen, dass aus der Krafteinleitung mit der beschriebenen Methode weniger hohe Bruchkräfte resultieren, als wenn die Sperre mit einer Linienlast oder durch eine Krafteinleitung in den Drittelpunkten geschehen wäre.

Weiter konnte die Kraft, bedingt durch die einfache Windenmechanik, nicht immer mit konstanter Geschwindigkeit eingeleitet werden. Eine Verbesserung könnte mit einer Kraftübertragung an die Winde mit einem Hydrostatgetriebe oder über eine Flüssigkeitskupplung erreicht werden, wodurch eine konstante Geschwindigkeit der Krafteinleitung möglich würde.

Ansatz der Auswertung

Anstelle des in der Norm SIA 164 (1992) verwendeten Tragsicherheitsnachweises anhand der zulässigen Bemessungsspannung σ_{zul} wurden in der vorliegenden Arbeit Bruchmomente M_u mit rechnerisch bestimmten Grenzwerten für den Biege- widerstand M_R verglichen.

Da sich von den geprüften Balken aufgrund der nicht linearen Spannungsverteilung keine Bruchspannungen ermitteln liessen, konnte die Streuung der Biegefestigkeit der Gesamtheit der geprüften Hölzer nicht bestimmt werden. Dies erschwerte die generelle Angabe von Sicherheitsfaktoren gegen Versagen des verbauten Holzes auf Biegung. Stellt man trotzdem vereinfachend die gemessenen Bruchmomente M_u den aus der zulässigen Spannung resultierenden Biege- widerständen $M_{zul} = \sigma_{zul} \cdot W_y$ gegenüber, so ergibt sich ein mittlerer Quotient der Mediane aller Werte von M_u/M_{zul} von 2.8. Dabei liegt das Bruchmoment bei allen Rundhölzern über dem zulässigen

Moment M_{zul} . Auch wenn die Sicherheitsreserve $r = M_U/M_R$ gegenüber Versagen auf Biegung (unter Bruchlasten) nur noch 1.2 beträgt, könnten alle geprüften Balken die Bemessungslast (unter Gebrauchslasten) auch nach 60 Jahren noch tragen.

Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Frage nach der langfristigen Sicherheit stellt sich nicht nur im Falle von Wildbachsperrern aus Holz. Bei allen Schutzbauwerken gegen Naturgefahren können sich sowohl die Einwirkungen als auch die Eigenschaften der Tragwerke verändern (BÖLL 2001). Im vorliegenden Fall waren die Biegegewiderstände M_U (unter Bruchlast) von zwei Dritteln der verwendeten Rundhölzer nach 60 Jahren noch grösser als der für den Vergleich vorausgesetzte rechnerische Grenzwert des Biegegewiderstands M_R («rechnerisches Biegebruchmoment»). Gegenüber dem zulässigen Biegemoment M_{zul} nach Norm SIA 164 (1992) erfüllten alle Bauteile trotz ihrem Einsatz über Jahrzehnte unter den typischen wechselfeuchten Bedingungen im Wildbachverbau die geforderte Tragwirkung.

Nicht vergessen werden darf jedoch, dass die Lebensdauer einer Wildbachsperre aus Holz noch von anderen Prozessen als dem biologischen Abbau des Werkstoffes abhängt. Erwähnt seien hier mechanische Beschädigung durch Geschiebe, Murgänge oder Geländeverschiebungen. Geht man nach ZELLER & RÖTHLISBERGER (1987) davon aus, dass Holzsperrern nach etwa 40 Jahren saniert werden müssen, so erscheint eine Bemessung nach der Norm SIA 164 (1992) zumindest nach den vorliegenden Ergebnissen geeignet, die Tragsicherheit der Bauteile ausreichend lange zu gewährleisten.

Die Ergebnisse der vorliegenden Fallstudie müssen durch weitere Versuche bestätigt werden. Insbesondere interessieren auch Sperrern in Gerinnen mit weniger günstigen Bedingungen, z.B. mit starker Besonnung und/oder nur temporärer Wasserführung. Der verwendete Ansatz der Feldprüfung ist für reine Holzfestigkeitsanalysen aus den oben diskutierten Gründen nur bedingt geeignet. Andererseits werden aber nur in einer derartig angelegten Studie sämtliche am Standort auftretenden Besonderheiten, welche das Bruchverhalten beeinflussen können, adäquat berücksichtigt.

Zusammenfassung

An drei rund 60-jährigen einwandigen Wildbachsperrern, welche im Rahmen eines Erneuerungsprojektes zum Abbruch vorgesehenen waren, wurde das Bruchmoment von 14 verbauten Rundhölzern mittels Bruchversuchen unter den realen Einbaubedingungen ermittelt. Dieses Bruchmoment wurde anschliessend mit einem rechnerischen Grenzwert für den Biegegewiderstand verglichen, welcher aus den bei einer Bemessung verwendeten Normenwerken hergeleitet wurde.

Bei zwei Dritteln aller Rundhölzer wurde ein höheres Bruchmoment M_U ermittelt als der zugehörige rechnerische Grenzwert für den Biegegewiderstand M_R . Der Median der Werte M_U lag dabei um einen Faktor 1.2 über demjenigen der Werte M_R . Verglichen mit den zulässigen Momenten nach der Schweizerischen Holzbaunorm SIA 164 (1992) betrug dieser Faktor 2.8. Die bei der Bemessung eingeführten Sicherheitsreserven der Rundhölzer waren somit nach 60 Jahren zwar nicht mehr uneingeschränkt gegeben, alle Rundhölzer hätten jedoch einer Lasteinwirkung auf dem Niveau der zulässigen Spannungen unter Gebrauchslasten widerstanden. Eine Bemessung nach der Norm SIA 164 (1992) wird als geeignet erachtet, die Tragsicherheit von Holzkonstruktionen über mehrere Jahrzehnte zu gewährleisten, wobei dies in weiteren Studien zu bestätigen ist.

Summary

Bearing resistance of timber structures – a study of 60-year-old log crib dams

Under real in situ conditions three 60-year-old one-walled log crib dams, destined for demolition, were investigated. In all, 14 logs were subjected to bending tests and the bending moments at failure were registered. Subsequently, the bending moments at failure were compared with the calculated values of ultimate bending resistance according to standard design codes.

It could be shown that two-thirds of the 14 measured logs failed at a higher bending moment M_U , than the corresponding calculated value for ultimate resistance, M_R . The average of value M_U was greater than that of M_R by a factor of 1.2. Compared with the admissible design moment prescribed by the Swiss Timber Building Standard 164 (SIA 1992) the factor is 2.8. Although the original factor of safety is no longer unrestrictedly given, it can be stated that all beams were still capable of supporting the design loads. Design in accordance with standard 164 (SIA 1992) seem adequate to ensure the safety of timber structures over many decades, although this finding should be confirmed by further studies.

Translation: ANGELA RAST-MARGERISON and ALBERT BÖLL

Résumé

Résistance de structures de protection en bois utilisées dans la correction de torrents, à l'exemple d'ouvrages vieux de soixante ans

Des essais effectués en conditions réelles ont permis de déterminer le moment de rupture de 14 bois ronds faisant partie de trois barrages à paroi simple, vieux de soixante ans et voués à être remplacés. Ce moment a été comparé avec une valeur limite calculée pour la résistance à la flexion utilisée dans le dimensionnement d'ouvrages normés.

Pour deux tiers de ces bois, le moment de rupture M_U dépassait la valeur limite correspondante calculée pour la résistance à la flexion M_R . La valeur médiane de M_U dépassait M_R d'un facteur 1,2. Ce facteur était de 2,8 comparé aux moments admis dans la norme SIA 164 (1992) consacrée aux constructions en bois. Bien qu'après soixante ans les marges sécuritaires introduites dans le dimensionnement des bois ronds n'étaient plus toujours valables, tous les rondins auraient cependant résisté à l'action d'une charge d'un niveau de tension admis pour les charges usuelles. Un dimensionnement selon la norme SIA 164 (1992) est jugé approprié pour garantir la résistance de constructions en bois durant plusieurs décennies. Cette qualité devra encore être vérifiée par d'autres études.

Traduction: CLAUDE GASSMANN

Literatur

- ASF (1973): Eidgenössisches Amt für Strassen- und Flussbau: Dimensionierung von Wildbachsperrern aus Beton und Stahlbeton. Eidgenössische Drucksachen- und Materialzentrale, Bern, 3 S.
- BÖLL, A. (1988): Holz im Wildbach- und Hangverbau. Wald und Holz 70 (6): 428-433.
- BÖLL, A. (1997): Wildbach- und Hangverbau. Bericht der Eidgenössischen Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft 343, Birmensdorf, 123 S.
- BÖLL, A. (2001): Sicherheitsaspekte bei der Bemessung von Schutzmassnahmen gegen Naturgefahren. Proc. FAN-Kurs 2001, Typenprüfung, Walenstadt (SG), 19 S.
- BÖLL, A., GERBER, W., GRAF, F., RICKLI, C. (1999): Holzkonstruktionen im Wildbach-, Hang- und Runsenverbau. Birmensdorf, Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft, 60 S.

- BOSSHARD, H.H. (1974): Holzkunde (Bd. 2: Zur Biologie, Physik und Chemie des Holzes). Birkhäuser, Basel, 312 S.
- DIN 1052 (1988): Holzbauwerke. Beuth, Berlin, 358 S.
- DIN 4074 (1989): Teil 1, Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit: Nadelschnittholz. In: DIN-Taschenbuch 31, Normen über Holz. Beuth, Berlin: 12–18.
- DIN V ENV (1995): Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. In: Schneider, K.-J. (Hrsg.): Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Werner, Düsseldorf, 9.1-9.48.
- DUBAS, P. (1981): Einführung in die Norm SIA 164 (1981), Autographie zum Fortbildungskurs für Bauingenieure. Lehrstuhl für Baustatik und Stahlbau, ETH Zürich, 334 S.
- FINDLAY, W. (1962): The preservation of timber. A & C Black. Ltd., London, 162 S.
- FREI, M., BÖLL, A. (2001): Holz wieder entdeckt: Holzkonstruktionen im Wildbachverbau. *tec21* 127 (41): 13–17.
- GRAF, E. (1997): Biogene Gefährdung und Schutzmöglichkeiten für Holz im Aussenbau. *Wald und Holz* 78 (10): 15–18.
- HEIZ, U. (2001): Mechanische Stabilität ausgewählter Baumarten unter quasistatischer Windeinwirkung. Unveröffentlichte Diplomarbeit Departement Forstwissenschaften, ETH Zürich, 166 S.
- HIGHLEY, T.L. (1984): Protecting piles from decay – end treatments. *Material und Organismen* 19 (2): 149–156.
- HIGHLEY, T.L. (1995): Comparative Durability of Untreated Wood in Use Above Ground. *Int. Biodeter. Biodegr.* 35 (4): 409–419.
- KOLLMANN, F., SCHNEIDER, A. (1959): Sorptionsmessungen an mit Salzen imprägnierten Hölzern. *Holz Roh- Werkst.* 17 (1): 212–219.
- KUCERA, L., GFELLER, B. (1994): Einheimische und fremdländische Nutzhölzer. Merkmale und Eigenschaften der in der Schweiz gebräuchlichsten Holzarten. Professur Holzwissenschaften, ETH Zürich, Zürich, 144 S.
- MADSEN, B. (1992): Structural Behaviour of Timber. Timber Engineering Ltd., Vancouver, 405 p.
- NIEMZ, P. (1993): Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe. DRW, Leinfelden-Echterdingen, 243 S.
- PANSHIN, A.J., DE ZEEUW, C. (1970): Textbook of Wood Technology. Vol. 1, ed. 3, McGraw-Hill Book Company, New York, 704 p.
- RAYNER, A.D.M., BODDY, L. (1988): Fungal Decomposition of Wood: Its Biology and Ecology. John Wiley & Sons, Chichester, 587 p.
- REINHARDT, H.W. (1973): Ingenieurbaustoffe. Ernst, Berlin, 270 S.
- RYPÁČEK, V., JAHN, E. (1966): Biologie holzerstörender Pilze. Fischer, Jena, 211 S.
- SIA 164 (1992): Holzbau. Norm. Schweiz. Ing. Archit., Zürich, 76 S.
- STEIGER, R. (1995): Versuche an Fichten-Kanthölzern: Biegemoment-Normalkraft-Interaktionen. IBK Bericht 209, Birkhäuser, Basel, 187 S.
- THUNNEL, B. (1957): Über den Einfluss der Baumkante auf die Biegefestigkeit von Bauholz. *Holz Roh- Werkst.* 15 (7): 297–301.
- ZABEL, R.A., MORRELL, J.J. (1992): Wood Microbiology: Decay and Its Prevention. Academic Press, San Diego, 476 p.
- ZAKIC, B.D. (1973): Inelastic bending of wood beams. *ASCE Journal of the structural division* 104 (10): 2079–2095.
- ZELLER, J., RÖTHLISBERGER, G. (1987): Lebensdauer von Holzsperrern am Beispiel der Gamser Wildbäche. Bericht der Eidgenössischen Anstalt für das forstliche Versuchswesen, 34 S.

Dank

Unser Dank geht an Herrn R. Fluri, Revierförster, Horgenberg, für die zur Verfügung gestellten Bachsperrten im Hirzel. Weiter sind wir den Herren O. Bär und F. Leuthold, Landwirte, Hirzel, und Herrn F. Ammann, Forstunternehmer, Bolligen, sehr dankbar für ihre Hilfestellungen im technischen Bereich bei den Feldversuchen. Ebenfalls danken wir Herrn Dr. A. Mischler, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, für die fachliche Begleitung und Herrn Dr. P. Greminger von der Eidgenössischen Forstdirektion für die Unterstützung der Arbeit und weiterer Studien zum Langzeitverhalten von Holzkonstruktionen im Wildbachverbau.

Autoren

KONRAD PHILIPP NOETZLI, dipl. Forsting. ETH; MARTIN FREI, dipl. Forsting. ETH; ALBERT BÖLL, dipl. Forsting. ETH, dipl. Bauing. ETH, Abteilung Wasser-, Erd- und Felsbewegungen, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, Zürcherstrasse 111, 8903 Birmensdorf.