

Universität für Bodenkultur Wien

Department Bautechnik und Naturgefahren Institut für Alpine Naturgefahren (IAN)

Peter Jordan Str. 82 A-1190 WIEN Tel.: +43-1-47654-87100 Fax: +43-1-47654-87109



IAN REPORT 175

Band 2: Analyse Sperrenbruch am Pinnisbach 2015



Im Auftrag:



Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft

Abteilung IV/5



Wien, Juni 2016



Report 175

Band 2: Analyse Sperrenbruch am Pinnisbach 2015

Im Auftrag von: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft Abteilung IV/5 GZ: BMLFUW-LE.3.3.3/0086-III/5/2015

> Projektleitung: Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Johannes Hübl Mitarbeiter: Dipl.-Ing. Markus Beck Dörler Simon Kamper Sebastian Matz Sebastian

> > Universität für Bodenkultur Department Bautechnik und Naturgefahren Institut für Alpine Naturgefahren

Peter Jordan Str. 82 A – 1190 Wien Tel.: +43-1-47654-87100 Fax: +43-1-47654-87109

Report Nr. 175

Referenz (Literaturzitat): Hübl J., Beck M., Dörler, S., Kamper, S., Matz, S. (2016): Analyse Sperrenbruch am Pinnisbach 2015; IAN Report 175, Band 2; Institut für Alpine Naturgefahren, Universität für Bodenkultur – Wien (unveröffentlicht)

Wien, im Juni 2016



Inhaltsverzeichnis

1	AUFGABENSTELLUNG1
2	METHODIK 1
3	SYSTEMBESCHREIBUNG 3
4	EREIGNISCHRONIK 4
5	BESTEHENDE SCHUTZMAßNAHMEN 4
6	EREIGNIS AM 7. AUGUST 20155
7	NIEDERSCHLAG
8	ABFLUSS
9	FESTSTOFFBEREITSTELLUNG6
10	FESTSTOFFABLAGERUNGEN BACHAUFWÄRTS HM 18,627
11	LEITPROZESS 11
12	VOLUMINA 11
13	SPERRE BEIM HM 18,62 12
13	3.1 Planung und Ausführung12
14	DOKUMENTATION
15	BERECHNUNGEN ZUM VERSAGEN DER SPERRE 17
15	5.1 Versagensmodell
15	5.2 Berechnung des Auszugwiderstandes18
15	5.3 Lastannahmen
15	5.4 Finite Elemente Modell24
15	5.5 Versagensmechanismus26
16	SCHLUSSFOLGERUNG



Analyse Sperrenbruch am Pinnisbach 2015

1 Aufgabenstellung

Am 7. August 2015 kam es nach heftigen Niederschlägen im Einzugsgebiet des Pinnisbaches zu einem Ereignis mit Hochwasser und starkem Geschiebetransport. Durch dieses Ereignis wurde die Filtersperre bei hm 18,62 (Bereich Herzebner Gatterl) weitestgehend zerstört. Durch den Bruch der Sperre wurde ein Abflussschwall ausgelöst, der aber im bachabwärts liegenden Rückhaltebecken bei hm 17,02 aufgefangen wurde. Das remobilisierte Geschiebe aus dem Rückhalteraum der zerstörten Sperre wurde teils im unterliegenden Becken abgelagert, teils in das Kegelgerinne abtransportiert.

Im Rahmen der Ereignisanalyse sollte eruiert werde, welcher Verlagerungsprozess am Standort der Sperre auftrat und welchen Einwirkungen das Bauwerk ausgesetzt war. Darauf aufbauend sollte ein Versagensszenario entwickelt und die Annahmen baustatisch überprüft werden.

2 Methodik

Die Verlagerungsprozesse am Sperrenstandort werden durch eine Aufnahme der Phänomene vor Ort, unterstützt durch eine terrestrische Vermessung und einer UAV-Befliegung zur Erstellung eines digitalen Oberflächenmodells erhoben. Die Sperre bzw. ihre Bruchstücke werden lagerichtig aufgemessen und beschrieben. Anschließend werden Versagensszenarien entwickelt und mit einfachen Ansätzen überprüft. Das Verhalten der gesamten Sperre unter der angenommenen Belastung wird zuletzt noch mit einem Finite Elemente Modell nachgerechnet um den möglichen Versagensmechanismus abbilden zu können.





Abbildung 1: Abschnitt des Pinnisbaches (hm 17 bis 18,5) mit zerstörter Sperre hm 18,62 (Foto: die-wildbach)



Abbildung 2: Gekippter linksufriger Sperrenflügel der Sperre hm 18,62 (Foto: die-wildbach)



3 Systembeschreibung

Der in den Stubaitaler Alpen gelegene Pinnisbach hat eine Einzugsgebietsgröße von 22,4 km² und liegt in der Gemeinde Neustift im Stubaital, Tirol. Die höchsten Erhebungen im Einzugsgebiet sind der Habicht (3277 m), das Pinnisjoch (3270 m) und das Kirchdach (2840 m). Der Pinnisbach entspringt in den Gletschern des Habichts auf 2700 m und mündet auf 970 m in der Ortschaft Neder rechtsufrig in die Ruetz. Er überwindet auf einer Länge von 9,7 km einen Höhenunterschied von 1730 m, dies entspricht einem mittleren Gefälle von 18 %. Zubringer zum Pinnisbach sind der Schafseitenbach, der Nockergraben und der Kesselbach. Letzterer, mit einem Einzugsgebiet von 0,86 km² steht im ursächlichem Zusammenhang mit dem Sperrenversagen (Abbildung 3).

Die Vegetation im Einzugsgebiet des Pinnisbaches besteht größtenteils aus Krummholzbeständen (Latschen), Lärchenwald, Lärchenwiese, Fichtenwald und Weichholzauen (Grauerlen).



Abbildung 3: Sammelgebiet des Kesselbaches mit Sperrenstandort



4 Ereignischronik

Tabelle 1:	Ereignischronik des Pinnisbaches	(WLV,	2015)
------------	----------------------------------	-------	-------

Datum	Ereignis
1668	Am 14. 5. wurde ein Vertrag zwischen den Güterinhabern am Pinnisbach und jener an der Ruetz geschlossen. Ziel war die "Verarchung" und Räumung des ausgetretenen "Pinnisserbaches". Dieser Vertrag wurde am 23. 5. 1668 von Kaiser Leopold I. genehmigt.
1871	Aus dem "Tiroler Boten": "19.6Am meisten wütete jedoch der Pinnisserbach, er griff die Silleralpe (heute Pinnisalm) an. Die Milchschüsseln schwammen einher, die Ziegen mußten durch den Bach gerettet werden. In Neder setzte er die Umgebung des Zegger-Wirts- hauses unter Wasser und bedeckte 35.000 Quadrat-klafter (22 ha) guten Grasbodens mit 4 bis 5 Fuß dicken Schutt zu. An Heu gingen mehrere Tausend Zentner verloren. Auch viel Holz wurde vom Bach entführt"
1872	Allerheiligenhochwasser. Die obersten Häuserwurden schwer beschädigt und unterspült; Wasser und Schlamm rannen bis zum Zegger-Wirtshaus; die Ruetz wurde abgesiegelt.
1926	Das Bachbett wurde voll aufgefüllt. Die Kapelle in Neder umgespült.
1946	Ähnliches Ereignis wie 1926.
1960	Kleineres Hochwasser.
1978	6. 8 12. 8schweres Hochwasser infolge eines einwöchigen Starkregens. Durch den massiven Einsatz von Großgeräten konnte ein Ausbruch des Baches verhindert werden. Der Talweg und die darin befindliche Trinkwasserleitung von Fulpmes und Neustift wurden schwer beschädigt. Die abgeführte Geschiebemenge wurde auf 30.000 m ³ geschätzt.
1983	4. 7 6. 7: Hochwasser infolge eines starken Gewitters. Durch den Einsatz von Großgeräten konnte ein Ausbrechen am Schwemmkegel verhindert werden. Wieder wurden der Talweg und die Trinkwasserleitung beschädigt; die Geschiebemenge wurde mit 20.000 m ³ angegeben.
1985	Schweres Hochwasser
1987	Leichtes Hochwasser
1991	Leichtes Hochwasser
2015	Hochwasser mit fluviatilem Feststofftransport im Kegelgerinne

5 Bestehende Schutzmaßnahmen

Gerinnestabilisierende Maßnahmen finden sich im Kegelgerinne und am unteren Mittellauf, im bachaufwärts anschließenden Mittellauf bis zur Einmündung des Kesselbaches stehen 2 Filterbauwerke (Herzebner Gatterl), ein weiteres Filterbauwerk ist direkt vor der Einmündung des Kesselbaches (Kesselbrücke) situiert.



6 Ereignis am 7. August 2015

Der Ereignisbeginn am Pinnisbach wird vom Wildbachaufseher mit etwa 19:00 MESZ angegeben. Nach einem rund 1-stündigen Niederschlag mit starkem Hagel am "Kessl" (Kesselspitze) setzte plötzlich starker Geschiebetransport ein, dem etwa eine halbe Stunde weitere Geschiebeschübe folgten. Der Geschiebetrieb setzte sich eineinhalb Tage (bis Sonntag) fort. Um einen Bachausbruch durch fortschreitende Auflandung zu verhindern, wurden gleichzeitig bis zu 5 Bagger und eine Schubraupe eingesetzt.

7 Niederschlag

Im Umfeld des Pinnisbaches finden sich 4 Stationen. Die Messungen zeigen aber bis auf die Station Neustift im Stubaital-Volderau keine wesentlichen Niederschläge.

- Gschnitz-Obertal (15 min): Am 4.8.2015 zwischen 18:15 und 20:45 Uhr insgesamt 6,3 mm Niederschlag Am 7.8.2015 zwischen 18:15 und 18:45 1,1 mm Niederschlag
- Trins (24 h): Trocken am 5. und 6.8.2015
 1,1 mm Niederschlag am 7.8.2015
- Telfes im Stubai (24 h): Trocken am 5. und 6.8.2015
 0,1 mm Niederschlag am 7.8.2015
- Neustift i. St.-Volderau (24 h): Trocken am 5. und 6.8.2015 44,2 mm am 7.8.2015

Deshalb muss es sich beim auslösenden Niederschlag um eine räumlich sehr begrenzte Schauerzelle im Bereich der Kesselspitze gehandelt haben.

Um eine räumlich-zeitliche Aussage über diese Schauerzelle treffen zu können, wurden die INCA Daten von der ZAMG angefordert. Die Auswertung zeigt zwar eine Schauerzelle im Oberlauf des Pinnisbaches, aber keine Niederschläge im Bereich der Kesselbaches (sh. IAN Report 175, Band 1).

Für das Gesamteinzugsgebiet lässt sich für den Zeitraum von 18:00 bis 19:15 ein Gebietsniederschlag von rund 18 mm ermitteln, dies entspricht etwa einem 1jährlichem Ereignis (Abbildung 4).





Abbildung 4: Aus den INCA Daten (ZAMG) ermittelte Niederschlagskennzahlen für das Einzugsgebiet des Pinnisbaches im Vergleich zu Bemessungsniederschlägen verschiedener Jährlichkeit aus ehyd

8 Abfluss

Der Oberlauf des Pinnisbaches bis zur Filtersperre Kesselbrücke zeigte erhöhte Abflüsse, die auf den Niederschlag im oberen Einzugsgebiet des Pinnisbaches zurückzuführen sind. Erst durch den Einstoß des Kesselbaches wurde der Abfluss massiv erhöht. Eine quantitative Aussage zum Abfluss ist mit den vorhandenen Unterlagen leider nicht möglich.

9 Feststoffbereitstellung

Die mobilisierten Feststoffe stammen aus dem Bereich der Kesselspitze, die aus Kalkmarmor aufgebaut ist, welcher dem Hauptdolomit aufliegt. Der Witterschutt aus



steilen Schutthalden (Zwischendeponien) und aus dem Gerinne wurde durch den Abfluss aktiviert und großteils am Kegel des Kesselbaches sowie im anschließenden Gerinne des Pinnisbaches oberhalb der Filtersperre bei hm 18,62 abgelagert. Ein unbekannter Anteil der Geschiebefracht wurde über das Kegelgerinne des Pinnisbaches in den Vorfluter Ruetz abtransportiert.



Abbildung 5: Sehr steiler Mittellauf des Abbildung 6: Akkumulation von Witterschutt Kesselbaches im Gerinne

10 Feststoffablagerungen bachaufwärts hm 18,62

Obwohl die Dokumentation erst im Spätherbst 2015 erfolgte, waren die Ablagerungsmarken entlang dem Gerinne noch sehr gut sichtbar. Für die Dokumentation wurde der Abschnitt von der Sperre hm 17,02 (Herzebner Gatterl) bis zur Kegelspitze des Kesselbaches mit einem Oktokopter beflogen und ein digitales Oberflächenmodell (DOM) mit einer Rasterweite von 0,25 m generiert. Mithilfe der noch vorhandenen Ablagerungen konnte ein digitales Höhenmodell (DHM) der maximalen Ablagerung oberhalb des Sperrenbauwerkes erzeugt werden. Somit stehen für eine detaillierte Dokumentation und Analyse 3 Höhenmodelle zur Verfügung:

• ALS (Erstellung vor 2015, Jahr unbekannt) mit einer Rasterweite von 1 Meter (dies wurde zu Vergleichszwecken in einen Raster von 0,25 m umgerechnet)



- DOM und Orthophoto für den 19./20. Oktober 2015 im Raster von 0,25 m
- Rekonstruiertes DHM der maximalen Ablagerung im Raster von 0,25 m

Die maximalen Geschiebeablagerungen oberhalb des Sperrenstandortes lassen sich im Längsprofil in 2 Abschnitte unterteilen.

Der obere Abschnitt beginnt beim Übergang vom Felskanal des Kesselbaches zum Kegelgerinne (ca. 250 m bachaufwärts der Sperre) bis ca. 50 m bachaufwärts der Sperre bei hm 19,12 (Abbildung 7).

Das Verlandungsgefälle nach der Kegelspitze liegt bei rund 32 % und reduziert sich zuerst auf 23 %, dann auf 16 %. Den Übergang zum unteren Abschnitt bildet eine steile Strecke mit 25 %. Die rekonstruierte höchste Verlandungsoberfläche liegt zumeist über 5 m über der Gerinnesohle. Im Querprofil ist die Verlandungsoberfläche auswärts geneigt, die linksufrigen Außenböschungen fallen steil zum ursprünglichen Gelände hin ab. Die Ablagerungen sind unsortiert und zeigen keine Schichtung (Abbildung 8).

Der untere Abschnitt schließt gerinneabwärts an und endet bei der Sperre hm 18,62 (Abbildung 7).



Abbildung 7: Längsprofile der 3 erzeugten Höhenmodelle mit den Ablagerungshöhen und Verlandungsgefällen





Abbildung 8: Querprofile im oberen Abschnitt, Blick bachaufwärts

Das Verlandungsgefälle beträgt rund 4 % und ist scharf vom oberen Abschnitt abgegrenzt. Die Verlandungshöhe bei der Sperre ist auf die Höhe der Oberkante der Abflusssektion (1202,8 m üNN) anzusetzen.

Nach dem Sperrenbruch erfolgte eine terrassenartige Eintiefung des Gerinnes in die vorhandenen Ablagerungen. Dadurch wurde das Gefüge und die Struktur der Ablagerungen aufgeschlossen (Abbildung 10).

Im Randbereich lagern zuoberst Schichten mit korngestützten Material, eine Struktur kann nicht angesprochen werden. Schäden an der Vegetation im rechtsufrigen Außenbogen sind nicht erkennbar, die Rinde der umflossenen Bäume ist unverletzt. Die gerinneaufwärtigen Abflussmarken sind auf Höhe der Ablagerungen, sodass die



Ablagerung mit sehr geringer Geschwindigkeit erfolgt sein muss (Abbildung 11). Zwischen 1201,0 und 1202,5 m üNN finden sich mehrere cm bis dm mächtige steinig-grobkiesige Schichten mit einem Längsgefälle von 4-8 %, die als korngestützt und normal sortiert angesprochen werden können (Abbildung 12, Abbildung 13).

Diese Merkmale deuten somit auf eine fluviatile Ablagerung in mehreren Schüben in einen nicht eingestauten Verlandungsraum hin.



Abbildung 9: Querprofil rund 27 m oberhalb der Sperre hm 18,62



Abbildung 10: Sperre hm 18,62, unterer Abschnitt des Verlandungsraumes



Abbildung 11: rechtsufriger Anschlagmarken im unteren Abschnitt des Verlandungsraumes



Abbildung 12: Ablagerungen und Erosionskanten im Rückhalteraum



Abbildung 13: Aufschluss der Ablagerungen oberhalb der Sperre hm 18,62



11 Leitprozess

Als Leitprozess kann für den Sperrenstandort fluviatiler Feststofftransport angenommen werden. Bis rund 50 m aufwärts des Sperrenstandortes hingegen dürfte murartiger Feststofftransport dominiert haben.

12 Volumina

Als Basisdatensatz vor dem Ereignis wird das ALS 1 m Modell verwendet, das von der WLV zur Verfügung gestellt wurde. Für die Bestimmung der Ablagerungsvolumina im Verlandungsraum wurde einerseits das DHM der rekonstruierten maximalen Ablagerung herangezogen (Abbildung 14), andererseits das DOM aus der UAV-Befliegung mit einer Gridgröße von 25 cm (Abbildung 15).



Abbildung 14: Verlandungsraum der Sperre hm 18,62 mit maximalen Ablagerungstiefen

Tabelle 2:	Vergleich ALS und DHM für die rekonstruierte maximale Ablagerungen für den
	Abschnitt zwischen Sperre hm 18,62 und Kegelspitze Kesselbach

Positive Volume [Cut]:	26031 m ³
Negative Volume [Fill]:	84 m³
Net Volume [Cut-Fill]:	25947 m³



Im Rückhalteraum der Sperre hm 18,62 konnten beim Ereignis bis zu 26000 m³ Geschiebe zurückgehalten werden.



Abbildung 15: Verlandungsraum der Sperren bei hm 17,02 und hm 18,62 mit Vergleich des DOM aus ALS Daten und DOM vom Oktober 2015

Tabelle 3:Vergleich ALS und DOM vom 19./20. Oktober 2015 für den Abschnitt
zwischen hm 17,02 und Kegelspitze Kesselbach

Positive Volume [Cut]:	12731 m ³
Negative Volume [Fill]:	869 m ³
Net Volume [Cut-Fill]:	11862 m³

Der Geschiebeaustrag für den Zeitraum zwischen dem Ereignis und Oktober 2015 lässt sich somit mit rund 15000 m³ beziffern.

13 Sperre beim hm 18,62

13.1 Planung und Ausführung

Die Filtersperre wurde 1988 als Großdolensperre errichtet (Abbildung 16). Die 2 Großdolen mit der Öffnung von 7,6 m auf 2 m waren durch jeweils 11 Stahl-Hohlformrohren (25/15/8) teilweise verschlossen.

Die Sperre hatte laut Plan eine Spannweite von insgesamt 44,4 m und eine Gesamthöhe von 13,2 m. Sie bestand aus einem 25,4 m langen linken Flügel (ab



Dole) bzw. 22,4 m (ab Fundamentaußenkante), einem 13,0 m langen rechten Flügel (ab Dole) bzw. 10 m (ab Fundamentaußenkante) und einem 2 m breitem Mittelpfeiler. Die Höhe von FUK (Fundamentunterkante) bis AUK (Abflusssektion-Unterkante) betrug 9,8 m. Der rechte Flügel war auf Fels gegründet, der linke Flügel in Lockergestein (Moräne) und als Schwergewichtsmauer mit einem Anzug von 12:1 errichtet. Der Mittelpfeiler war als Winkelstützmauer ausgeführt, mit der Dimension der Bodenplatte von 12,0/6,0/1,2 m. Die Verlandungshöhe ist mit 1202,8 m üNN anzusetzen und entspricht etwa der Abflusssektion-Oberkante (AOK).



Abbildung 16: Maße der Sperre bei hm 18,62

Es wurde berichtet, dass der Rückhalteraum der Sperre vor dem Niederschlagsereignis zu einem sehr geringen Grad mit Geschiebe vorverfüllt war.

Zur Bearbeitung der Statik des Bauwerkes wurde der Kollaudierungsplan der Sperre mit eingetragener Bewehrung herangezogen (Abbildung 17).





Abbildung 17: Bewehrungsplan und Schnitte der Sperre hm 18,62



14 Dokumentation

Durch das Ereignis vom 7. August 2015 wurde die Sperre zerstört, nur der rechte Flügel blieb weitgehend unbeschädigt stehen (Abbildung 18).



Abbildung 18: Erhalten gebliebener rechtsufriger Flügel der Sperre hm 18,62 Der linke Sperrenflügel drehte sich in Fließrichtung um das linksufrige Flügelende und kippte bachabwärts. Dabei wurde er in mehrere Bruchstücke zerlegt.



Abbildung 19: Verdrehter und nach außen gekippter linksufriger Flügel der Sperre hm 18,62 Der Mittelpfeiler wurde als Gesamtes bis zur Balkensperre hm 17,02 transportiert (Abbildung 20). Er war aber zum Zeitpunkt der Dokumentation nicht mehr vorhanden. Die Anschlussbewehrung in der Fundamentfuge ist gut erkennbar, nur wenige Bewehrungsstähle sind gerissen.





Der Kopfbalken konnte nach Tieferlegung der Gerinnesohle rund 20 m unterhalb des Bauwerkes rechtsufrig aufgefunden werden. Zahlreiche Hohlprofile, aber auch Kronensteine, wurden rechtsufrig unterhalb des rechten Sperrenflügels freigelegt, einige Hohlprofile wurden bis zur unteren Sperre verfrachtet (Abbildung 20). Das Fundament wurde im Rahmen der Dokumentation freigelegt, es zeigte keine wesentlichen Schäden.



Abbildung 21: rechtsufrig abgelagerter Kopfbalken mit ausgezogener Anschlussbewehrung. Sichtbar sind die Unterseite des Balkens und die wasserseitige Front. Im Bildvordergrund ist somit die Anschlussbewehrung in den linksufrigen Flügel zu sehen.

Die Lage der Bruchstücke der Sperre (Abbildung 22) ist in Abbildung 23 zusammengestellt.







Pinnisbach Gde. Neustift im Stubaital GK M28 (MGI) Datengrundlagen: 219260 ALS (WLV Tirol) DOM (IAN BOKU Wien) 219240 219220 him 0.0 hm 0,2 219200 219180 219160 Sperre 219140 219120 219100 Lage der Sperrenteile 219080-1 rechtsufriger Sperrenflügel mit Fundamentplatte 2 linksufriger Sperrenflügel (Bruchstück) 3 linksufriger Sperrenflügel (Bruchstück) 219060-4 linksufriger Sperrenflügel (Bruchstück) 5 Kopfbalken 6 Mittelpfeiler 219040-76300 76320 76200 76220 76280 76160 76180 76240 76260 76340 76360 76380 76400 76420

Abbildung 23: Übersicht der Lage der vorgefundenen Sperrenbruchstücke

15 Berechnungen zum Versagen der Sperre

15.1 Versagensmodell

Anlässlich der Begehung vom 19./20.10.2015 wurde festgestellt, dass die Anschlussbewehrung zwischen Fundament und den ausgebrochenen Sperrenteilen



fast ausschließlich ausgezogen und nicht gerissen war (Abbildung 23). Dies deutet darauf hin, dass die Stähle bis nahe der Streckgrenze belastet worden sind und dadurch ein inneres Standsicherheitsversagen infolge von Verbundbrüchen sehr wahrscheinlich ist.



Abbildung 24: Ausgezogene Bewehrungsstäbe zwischen linksufrigem Flügel und Fundament

Daraus lässt sich für die Modellierung eine erste Versagensannahme ableiten.

In einem ersten Schritt wird die maximal aufnehmbare Verbundspannung zwischen Beton und vorhandenem Bewehrungsstahl im Mittelpfeiler berechnet. Aus der maximal aufzunehmenden Verbundspannung wird die mögliche Belastung unter Annahme einer trapezförmigen Erddruckverteilung ermittelt, die zum Versagen der Sperre geführt hat.

15.2 Berechnung des Auszugwiderstandes

Für den Auszug der Bewehrungsstäbe aus dem Fundament wurde für den Bereich des Mittelpfeilers die erforderliche horizontale Belastung berechnet. Die Berechnung erfolgte entsprechend dem Eurocode 2 (EC2).





Abbildung 25: Berechnungsmodell der horizontalen Belastung aus der maximal aufzunehmenden Verbundspannung

Die Werte der Höhe und Breite der Winkelstützmauer sowie die Anzahl der Stabdurchmesser aus Bewehrungsstäbe und wurden den vorliegenden Bewehrungsplänen (Abbildung 17) entnommen. Die Verankerungslänge und die Betondeckung wurde vor Ort nachgemessen, da diese nicht den Angaben der Baupläne entsprach bzw. nicht bekannt war. Ebenso wurden die Anzahl der Bewehrungsstäbe sowie die Stabdurchmesser vor Ort überprüft. Die Annahme der Betonklasse des Betons im Fundament beruht auf den Ergebnissen zweier Betonprüfkörper, die beim Bau der Sperre entnommen wurden. Diese haben eine Betondruckfestigkeit von 31 bzw. 23 N/mm², die den heutigen Betonklassen C25/30 sowie C16/20 entsprechen. Für die Berechnung des Auszugwiderstandes im Fundament wurde die Betonklasse C16/20 mit der geringeren Betonzugfestigkeit herangezogen. Bei einer höheren Betonklasse hätten die Bewehrungsstähle reißen müssen, da die Verbundspannung höher als die Zugfestigkeit der Stähle gewesen wäre.

Die Stahlgüte der Bewehrung wurde mit einem BSt 550 angenommen, das entspricht - auf die Zugfestigkeit bezogen - ungefähr einem StV. Unter diesen Annahmen der Verbundfestigkeit und der Güte des Bewehrungsstahls befinden sich die Bewehrungsstähle im plastischen Zustand. Die Wahl der Stahlgüte für die



Berechnung ist eine Annahme, da die in der Sperre verwendete Stahlklasse nicht nachgewiesen werden kann. Die unbekannt ist, wann die Anschlussbewehrung zwischen Fundament und Flügel bzw. Mittelpfeiler (vor oder erst nach dem Verdichten des Betons) eingebracht wurde, ist die Annahme eines guten Verbundbereiches laut Eurocode 2 mit einem Beiwert von 1,0 hoch. Bei einer verminderten Qualität des Verbundbereiches könnte auch mit einer geringeren Stahlgüte gerechnet werden. An der Tatsache des Versagens der inneren Standsicherheit ändert sich dadurch aber nichts. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen (γ_g) und die Materialteilsicherheitsbeiwerte (γ_C , γ_{BSt}) wurden mit 1,0 angenommen, um eine bessere Nachvollziehbarkeit der Berechnungen und Ergebnisse zu erreichen.

In die Berechnung gingen folgende Werte (Tabelle 4) ein:

Geometrie des Mittelpfeilers				
Höhe	h	7,6	m	
Breite	b	2,0	m	
Beton (nach EC2)				
Betonklasse des Fundaments	C16/20			
Betondruckfestigkeit	f _{ck}	16	N/mm²	
Betonzugfestigkeit	f _{ctk0.05}	1,3	N/mm²	
Betondeckung	Cnom	50	mm	
Teilsicherheitsbeiwert Beton	γc	1,00		
Qualität des Verbundbereiches	Guter Verbund			
Bewehrungsstahl (nach EC2)				
Bewehrungsstahlklasse	BSt 550			
Betonstahlzugfestigkeit	f _{ytk}	620	N/mm²	
Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl	γs	1,00		
Vorhandene Verankerungslänge	I _{b.rqd}	1,20	m	
Stabdurchmesser	ds	24	mm	
Anzahl der Bewehrungsstäbe	n	10		
Staboberfläche	Gerippt			

Tabelle 4:Kennwerte der Geometrie, des Beton und des Bewehrungsstahls



Die Vorgangsweise der Berechnung gliedert sich in folgende Schritte:

1. Berechnung der Verbundspannung f_{bd}

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 2,925 \text{ MN}/m^2$$

- $\eta_1 = 1.0$ Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen (guter Verbund)
- $\eta_2 = 1.0$ Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers (ds \leq 32 mm)
- 2. Berechnung der Bemessungsspannung eines Bewehrungsstabes σ_{sd}

$$\sigma_{\rm sd} = \frac{l_{\rm b.rqd} \cdot 4 \cdot f_{\rm bd}}{d_{\rm s}} = 585 \text{ MN}/\text{m}^2$$

 Bestimmung des Ausnutzungsgrades eines Stabes: kein Überschreiten der Stahlzugfestigkeit

$$\eta = \frac{\sigma_{\rm sd}}{f_{\rm ytd}} = 0,944$$

 Berechnung der vorhandenen Bewehrungsfläche A_{s.vorh} sowie der maximal aufnehmbaren Kraft der Bewehrungsstäbe im Fundament F_{sd}

$$A_{s.vorh} = n \cdot d_s^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 45,239 \text{ cm}^2$$
$$F_{sd} = \sigma_{sd} \cdot A_{s.vorh} = 2,646 \text{ MN}$$

5. Umrechnung von F_{sd} auf ein Moment M_x über den Hebelarm u

$$u = \left(\frac{b}{2} - \frac{d_s}{2} - c_{nom}\right) + \left(\frac{b}{2} \cdot \frac{7}{8}\right) = 1,813 \text{ m}$$
$$M_x = F_{cd} \cdot u = 4.798 \text{ MNm}$$

 Umrechnung des Momentes auf die Resultierende P der Trapezlast über den Hebelarm v. Diese Kraft stellt die horizontale Belastung der Sperre dar, bei deren Überschreitung es zum Auszug der Stabbewehrung aus dem Fundament gekommen ist.

$$v = \frac{h \cdot \left(e_{ah\gamma,1} \cdot \frac{1}{2} + \frac{e_{ah\gamma,4} - e_{ah\gamma,1}}{6}\right)}{e_{ah\gamma,1} + \frac{1}{2} \cdot \left(e_{ah\gamma,4} - e_{ah\gamma,1}\right)} = 3,142 \text{ m}$$
$$P = \frac{M}{v} = 1,527 \text{ MN}$$

Die Berechnung ergibt, dass die zehn Bewehrungsstäbe mit einer Verankerungslänge von jeweils 1,20 m eine Kraft von 2,646 MN bis zum Auszug aufnehmen können. Umgerechnet ergibt das eine horizontale Belastung von 1,527 MN, welche von der Winkelstützmauer maximal aufgenommen werden konnten.



15.3 Lastannahmen

Der Stauraum wurde, wie in Kap. 10, ausgeführt, in mehreren Schüben und sehr geringer Geschwindigkeit durch fluviatile Prozesse bis auf 1202,80 m üNN verlandet. Deshalb wird durch den sehr geringen dynamischen Lastanteil ein statischer Einwirkungszustand angenommen. Da durch die Balkenabstände das Wasser ungehindert abfließen konnte, wird kein Wasserdruck angesetzt. Berücksichtigt wird jedoch der Abfluss über den Kronenbalken durch eine Wasserauflast von 1 m. Die Verlandungshöhe wurde mit der Oberkante der Abflusssektion auf 1202,80 m üNN. bzw. 10,10 m über Fundamentoberkante festgelegt.

Für die Ermittlung der Belastung, die auf die Sperre zum Zeitpunkt des Versagens gewirkt hat, wurde der aktive Erddruck für die Berechnungen der inneren Standsicherheit nach ÖNORM B 4434 bis zur Oberkante der Abflusssektion angesetzt. Der Schenkel wird als nachgiebig und nicht als starr angenommen. Im Bereich des Fundaments wird der Erddruck für eine Winkelstützmauer mittels Rutschkeilverfahren berechnet.



Abbildung 26: Horizontale Erddruckverteilung

Auf Grund der Hohlprofile ergab sich eine Verlandung der Dolen. Dieser Umstand wurde durch die Erweiterung der Lasteinflussbreite und dem Abtragen der Belastung auf die Flügel und den Mittelpfeiler berücksichtigt.





Horizontale Erddruckverteilung - Lastumlagerung

Abbildung 27: Lastumlagerung

Die maßgeblichen Parameter für die Berechnung des aktiven Erddrucks, der Reibungswinkel φ und die Wichte γ des abgelagerten Materials, sind a priori unbekannt. Diese Kennwerte sind mit der Berechnung des Auszugswiderstandes bzw. der maximal aufnehmbaren Kraft des Mittelpfeilers der Sperre solange abgeglichen worden, bis die Sperre bei der Annahme dieser Belastung genau versagen würde. Die Eigenschaften des Ablagerungsmaterials und berechneten Lasten sind in Tabelle 5 angegeben. Die Wichte des abgelagerten Materials entspricht ungefähr der Wichte von geschüttetem Kalksteinschotter oder vergleichbarem Schüttmaterial.

 Tabelle 5:
 Angenommene Material- und berechnete Erddruckkennwerte

Materialkennwerte			
Wichte, feucht	γ	13,00	kN/m³
Reibungswinkel	φ	18,80	0
Kohäsion	С	0,00	kN/m²
Erddruckberechnung			
Erddruckbeiwert ober- und unterhalb vom Rutschkeil	$K_{a\gamma h}$	0,45	
Erddruckbeiwert im Bereich des Rutschkeils		0,51	
Erddruckbeiwert im Bereich der Flügel		0,45	
Erddruck Mittelpfeiler			
- oben	e _{ahγ,1}	24,37	kN/m²
- oberhalb Rutschkeil	e _{ahγ,2}	44,23	kN/m²



- Rutschkeilanfang	e _{ahγ,3}	49,19	kN/m²
- Rutschkeilende	e _{ahγ,4}	77,11	kN/m²

15.4 Finite Elemente Modell

Für die Simulation der Kräfte wurde die Wildbachsperre mit dem Finite Elemente-Programm SOFiSTiK modelliert. Dabei wurde die Wildbachsperre in 237 Elemente (Quads) unterteilt. Für jedes Element wurden die auftretenden Spannungen nach DIN 1045-1 ermittelt, welche durch die Einwirkung des Versagensereignisses auf die Wildbachsperre verursacht wurden. Dadurch kann ermittelt werden, in welchen Bereichen Spannungsspitzen auftreten. Des Weiteren wurden die Verschiebungen des Versagensablaufes nachgebildet.



Abbildung 28: Spannungsverteilung in der Wildbachsperre aufgrund der Belastung – Ansicht in Fließrichtung



Tabelle 6:Modellinputparamter

Geometrie				
Spannweite insgesamt	44,40	m		
Höhe	13,20	m		
Länge linker Flügel	25,40	m		
Länge rechter Flügel	13,00	m		
Länge Mittelpfeiler	2,00	m		
Oberkante Überlauf	9,80	m		
Höhe je Großdole	7,60	m		
Länge je Großdole	2,00	m		
Baumaterial				
Beton (Sperre)	C25/30			
Beton (Fundament)	C16/20			
Betonstahl	BSt 550			
Eigenschaften des Ablagerungsmaterials				
Wichte	13,00	kN/m³		
Reibungswinkel	18,80	o		
Kohäsion	0,00	kN/m²		
Ablagerungshöhe	10,10	m		
Zusätzliche Wasserauflast	9,81	kN/m²		
Lagerungsart				
Linker Sperrenflügel	Federung			
Rechter Sperrenflügel	Federung			
Fundament	Feste Einspannung			

Die Simulation ergab, dass die größten Spannungen im Anschlussbereich der Sperre zum Fundament sowie im Übergangsbereich vom Kopfbalken zum orographisch linken Sperrenflügel auftreten. Es kam zu einer kontinuierlichen Verschiebung des oberen Bereiches des linken Flügels, die wiederum eine Verschiebung des angrenzenden Kopfbalkens samt des oberen Bereiches des Mittelpfeilers zur Folge hatte.



15.5 Versagensmechanismus

Eine Rekonstruktion des Versagensmechanismus ist nicht möglich, es lässt sich aber aufgrund der Modellierung und der vorgefundenen Situation vor Ort der wahrscheinlichste Versagensablauf wie folgt skizzieren:

- Durch die Belastung auf die Sperre kommt es zu einer Verdrehung der Sperre um die x- Achse und somit zur horizontalen Verschiebung des oberen Bereiches des linken Flügels sowie des an ihn anschließenden Kopfbalkens in y-Richtung (Abbildung 29).
- 2. Es bildet sich infolgedessen im Kopfbalken ein Moment um die z-Achse, der Längsachse des Mittelpfeilers, aus.
- Im Übergangsbereich vom Kopfbalken zum Mittelpfeiler werden die Betonmatrix sowie der Verbund zwischen Betonstahl und Beton zerstört. Die Betondeckung platzt ab (Abbildung 21) und die kraftschlüssige Verbindung zum Kopfbalken besteht nicht mehr.
- Die Mittelstütze verliert das obere Widerlager und die Verbundkraft zwischen der Anschlussbewehrung vom Mittelpfeiler zum Fundament wird überschritten.
- Die Verbundfestigkeit wird gleichzeitig im Fundament des linken Flügels überschritten, der Mittelpfeiler und der linksufrige Flügel kippen um ihre x-Achse (Abbildung 30).
- 6. Der linke Flügel kippt nach außen und zerbricht in Einzelteile, der Mittelpfeiler wird durch das ausströmende Wasser-Geschiebe Gemisch bis zur unterhalb liegenden Sperre bei hm 17,02 transportiert, der Kopfbalken wird ebenfalls bachabwärts verfrachtet und rechtsufrig abgelagert und von Geschiebe überlagert.
- Der rechte Flügel ist ausreichend im Fels gelagert und übersteht das Ereignis, mit Ausnahme des Anschlusses des Kopfbalkens, unbeschadet.





Abbildung 29: Verschiebung des oberen Bereiches des linken Flügels und des Kopfbalkens in y-Richtung –Fließrichtung nach unten (y)



Abbildung 30: Kippen des Mittelpfeilers und des linken Flügels um die x-Achse – Ansicht gerinneaufwärts



16 Schlussfolgerung

Das Versagen der Großdolensperre ist auf ein inneres Standsicherheitsversagen aufgrund von Verbundbrüchen zwischen Bewehrung und Beton zurückzuführen, das zum Ausziehen der Stähle geführt hat. Das kann auf zwei maßgebliche Faktoren zurückgeführt werden.

Zum einen wurden der Bewehrungsgrad und die Verankerungslänge bei den gegebenen Abmessungen der Wildbachsperre für die berechnete Einwirkung zu gering gewählt. Aus den Folgeberechnungen mit der berechneten Einwirkung, die im Zuge der Untersuchung angestellt wurden, ergibt sich nach geltender Norm (EC2) für den Mittelpfeiler eine zumindest um 40 % höhere erforderliche Längsbewehrung (in z-Achse) und eine um 15 % höhere erforderliche Verankerungslänge. Dabei wurden für die Einwirkungen (γ_g) der Teilsicherheitsbeiwert mit 1,35, für den Beton der Teilsicherheitsbeiwert (γ_{C}) mit 1,50 und für den Betonstahl der Teilsicherheitsbeiwert (γ_{BSt}) mit 1,15 berücksichtigt.

Zum anderen ist die Krafteinleitung des linken Flügels in den Untergrund durch die geringe Einbindetiefe bzw. das größtenteils fehlende Fundament nur ungenügend gegeben. Dadurch ergeben sich Belastungsspitzen am Anschluss des Flügels an das Fundament und große Verdrehungen bzw. Verschiebungen der Sperre. Bei der Planung für den Neubau der Sperre sollten - um diese Spitzen abzuschwächen - entweder die Fundamentplatte unter dem linken Flügel durchgezogen und/oder Vorfeldaangen eingebaut werden.