

<b>Zeitschrift:</b>	Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
<b>Herausgeber:</b>	Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
<b>Band:</b>	99 (2007)
<b>Heft:</b>	3
<b>Artikel:</b>	Gestaltung der Hochwasserentlastungsanlage des Kárahnjúkar Damms (Island) mittels physikalischer Modellversuche
<b>Autor:</b>	Pfister, Michael / Berchtold, Thomas / Lais, Adriano
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-940140">https://doi.org/10.5169/seals-940140</a>

### 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:** 12.01.2026

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

# Gestaltung der Hochwasserentlastungsanlage des Kárahnjúkar Damms (Island) mittels physikalischer Modellversuche

■ Michael Pfister, Thomas Berchtold, Adriano Lais

## 1. Einleitung

Tiefdruckgebiete auf dem Weg von Amerika nach Europa sorgen für ausgeprägte Regenfälle entlang den Bergzügen Islands. Zusammen mit dem Schmelzwasser der grossen Festlandgletscher resultiert ein beachtliches Potenzial für die Nutzung der Wasserkraft. Der Energiebedarf des Landes ist hingegen bescheiden, da auf der Insel nur 300 000 Personen leben und bislang wenig Industrie ansässig ist. Schätzungen zufolge sind in Island derzeit knapp 20% der wirtschaftlich und ökologisch nutzbaren Ressourcen zur Stromerzeugung ausgebaut. Als Energiequellen zur Erzeugung von elektrischem Strom werden Geothermie und Wasserkraft genutzt.

Island eignet sich aufgrund der günstigen Energie-Produktionsbedingungen besonders für energieintensive Industrien wie die Aluminium-Herstellung. Dieser Industriezweig wurde vor etwa 40 Jahren auf der Insel angesiedelt. Im Vordergrund steht dabei die Verarbeitung von Alumina als Zwischenprodukt mittels Schmelzelektrolyse zum Endprodukt Aluminium.

Der Aluminiumkonzern Alcoa (USA)

baut zurzeit eine neue Schmelze auf Island. Als Standort wurde Reyðarfjörður im Osten der Insel gewählt, da der örtliche Fjord für Hochseeschiffe befahrbar ist und einen natürlichen Hafen bildet. Die nationale Energiegesellschaft Landsvirkjun erhielt den Auftrag, den elektrischen Strom ins Werk einzuspeisen. Dazu ist der Bau der Wasserkraftanlage Kárahnjúkar mit einer installierten Leistung von 690 MW notwendig.

## 2. Projektübersicht

Die Hochdruckanlage Kárahnjúkar ist das grösste bisher in Island gebaute Wasserkraftprojekt. Die geschätzten Baukosten belaufen sich gemäss Landsvirkjun auf ungefähr 1,5 Mia. US \$ (Pétursson, 2006). Das geschaffene Haupt-Reservoir Hálslón liegt an der nordöstlichen Grenze des grössten Inlandgletschers Vatnajökull auf einer Hochebene und wird von Gletscherabflüssen gespeist (Bild 1). Entsprechend schwankt der erwartete Zufluss in den Stausee saisonal zwischen 10 m<sup>3</sup>/s im Winter und 1000 m<sup>3</sup>/s im Spätsommer (Tómasson et al., 2006a). Mit einem Stauvolumen von 2100 Mio. m<sup>3</sup> weist der

Speicher ungefähr zwei Drittel des Volumens des Zürichsees auf. Die Oberfläche des Haupt-Reservoirs beträgt 57 km<sup>2</sup>. Das Hálslón-Reservoir mit einem Stauziel von 625 m ü.M. wird von drei Schüttdämmen aufgestaut. Die 198 m hohe Kárahnjúkar Hauptsperrre wird als Steinschüttdamm mit Oberflächendichtung ausgebildet und hat ein Schüttvolumen von 8,5 Mio. m<sup>3</sup>. Die beiden Seitendämme liegen in den benachbarten Tälern und sind mit 60 und 25 m Höhe deutlich kleiner.

Ungefähr 25 km östlich des Haupt-Reservoirs Hálslón liegt ein peripheres System bestehend aus zwei Seitenspeichern, welche ebenfalls Wasser des Vatnajökull-Gletschers fassen. Aus dem Hauptspeicher und dem peripheren System wird das Triebwasser mittels eines Y-förmigen Stollenystems zur Maschinenzentrale geführt (Petry et al., 2006). Dafür werden 75 km Tunnel aufgefahren, davon knapp drei Viertel durch Tunnelbohrmaschinen mit Durchmessern von 7 bis 8 m. Die Fliessstrecke vom Haupt-Reservoir Hálslón bis zur Zentrale ist 40 km lang.

Die Zentrale befindet sich im Fljótsdalur-Tal in einer Kaverne. Der Was-

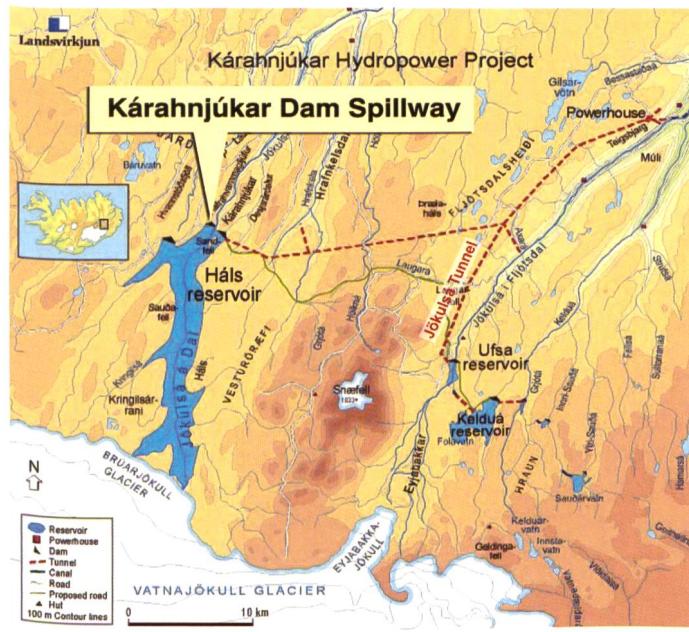
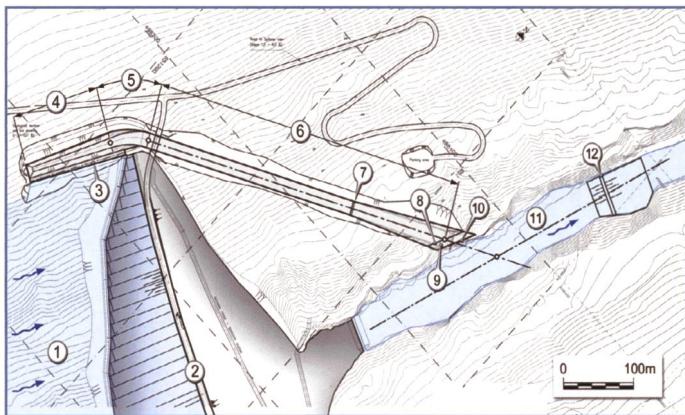


Bild 1. Projektübersicht HPP Kárahnjúkar (Bild Landsvirkjun).



Bild 2. Schlucht im Unterwasser, gesehen von der Krone des Kárahnjúkar Damms: Am linken oberen Rand ist das Ende der Schussrinne erkennbar.



**Bild 3.** Situation der Hochwasserentlastungsanlage: (1) Hálslón-Reservoir, (2) Hauptdamm Kárahnjúkar, (3) Überfallkrone, (4) Sammelkanal, (5) Übergangsbereich, (6) Schussrinne, (7) Sohlbelüftung, (8) obere Absprungkante, (9) unteres Plateau, (10) untere Absprungkante, (11) Schlucht mit Auffangbecken und (12) Unterwasserdamm.

serspiegel des Unterwassers liegt auf Kote 25 m ü.M. Es resultiert eine Bruttostauhöhe von 600 m. In der Zentrale sind sechs vertikalachsige Francis-Turbinen mit einer Leistung von insgesamt 690 MW installiert. Mit einer Ausbauwassermenge von 144 m<sup>3</sup>/s erzeugt die Anlage jährlich 4600 GWh elektrische Energie.

Die Bauzeit des Projekts beträgt fünf Jahre; Baubeginn war im Frühling 2003. Im Herbst 2006 erfolgten die Verplombung der Bauumleitung und danach der kontrollierte Einstau des Hálslón-Reservoirs. Ende des gleichen Jahres lag der Wasserspiegel im Speicher bereits knapp über 562 m ü.M., was zwei Dritteln der Stauhöhe entspricht. Die Inbetriebnahme der Turbinen ist für Sommer 2007 geplant.

Als kritische Aspekte während der Bauphase haben sich einerseits die klimatischen Bedingungen mit Wintertemperaturen von bis zu -20° C kombiniert mit starkem Wind und ausgiebigem Schneefall und andererseits die Einhaltung des Zeitplans beim Auffahren der Tunnels herausgestellt (Pétursson, 2006). Insbesondere die ungünstigen mechanischen Eigenschaften des isländischen Moberg-Gesteins mit seiner grossen Klüftigkeit und Porosität haben den Bau erschwert. Im Stollensystem sind abschnittsweise bis zu 0,9 m<sup>3</sup>/s Bergwasser eingedrungen.

### 3. Hochwasserentlastungsanlage

In einem ersten Projektentwurf wurde die Hochwasserentlastungsanlage des Hálslón-Reservoirs bei einem Seitendamm angeordnet. Als Folge davon wäre über die Hochwasserentlastungsanlage geleitetes Wasser nicht im ursprünglichen Flussbett,



**Bild 4.** Kárahnjúkar Damm mit der Hochwasserentlastungsanlage Ende April 2007 (Bild Landsvirkjun).

sondern im benachbarten Tal abgeflossen. Wegen Auflagen der zuständigen Umweltbehörde konnte diese technisch günstige Variante nicht ausgeführt werden (Tómasson et al., 2006a). Es wurde verlangt, dass nur kurze Restwasserstrecken entstehen und dass die Hochwasser wie bis anhin im Haupttal abfliessen. Daher wurde die Hochwasserentlastungsanlage auf der linken Talseite des Hauptdammes projektiert, wo ungünstige geologische und topografische Bedingungen für die Errichtung einer solchen Anlage vorzufinden sind. Insbesondere die im Gelände rund 100 m tief eingeschnittene und enge Schlucht stellte die Planer vor grosse Herausforderungen (Bild 2). Die folgend beschriebene Bauform der Hochwasserentlastungsanlage ging als Bestvariante aus dem Optimierungsprozess der physikalischen Modelluntersuchung an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW der ETH Zürich hervor (VAW, 2006). Dieser Optimierungsprozess wurde von Lais und Pfister (2005) und Berchtold et al. (2006) detailliert beschrieben.

Bild 3 zeigt eine Situation des Damms und der Hochwasserentlastungsanlage, Bild 4 ist eine Fotografie des entsprechenden Bereichs, und in Bild 5 ist das Längsprofil der Hochwasserentlastungsanlage dargestellt. Das unregulierte Einlaufbauwerk besteht aus einer 140 m langen Überfallkrone und einem Sammelkanal. Die Überfallkrone liegt auf Kote 625 m ü.M. Die Sohlbreite des Sammelkanals beträgt zu Beginn 6 m und nimmt bis zum unterwasserseitigen Ende kontinuierlich auf 12 m zu. Die Sohle ist 0,26% geneigt. Unterstrom des Sammelkanals dreht die Hochwasserentlastungsanlage in einem Übergangsbereich um 34° nach rechts

ab. In dieser Krümmung wird zudem das Trapezprofil des Sammelkanals in ein Rechteckprofil überführt. Anschliessend folgt eine um 16,6% geneigte und 17 m breite, offene Schussrinne. Nach 294 m ist ein Sohlbelüfter angeordnet. Unterstrom des Sohlbelüfters beträgt die Sohlneigung 20,2%, und die Schussrinne wird entlang einer Strecke von 125 m kontinuierlich von 17 auf 30 m aufgeweitet. Die Aufweitung wird auf dem flachen Plateau bis an den Rand der Schlucht geführt und ist am Ende abgestuft, d.h. mit einem oberen und einem unteren, tiefer gelegenen Absprungtisch ausgebildet. Von diesem ungewöhnlich konzipierten Bauwerk wird der zu entlastende Hochwasserabfluss als Wurfstrahl ins Unterwasser befördert. In der Schlucht wird durch Aushub der Flusssohle und mittels eines Unterwasserdamms ein ca. 400 m langes Auffangbecken gebildet, welches ein 15 bis 20 m tiefes Wasserpolster aufstaut. Der überströmbarer Unterwasserdamm wird 150 m unterstrom des Strahl-Auf treffpunkts mit einer Kronenkote von 445 m ü.M. und einer luftseitigen Neigung von 1:7 erstellt.

Die Schussrinne ist für ein Hochwasser von 1350 m<sup>3</sup>/s ausgelegt, was einem 1000-jährlichen Hochwasser zuzüglich eines Sicherheitszuschlags entspricht. Als Extremhochwasser EHQ sind 2250 m<sup>3</sup>/s angesetzt. Bis zu diesem Abfluss muss die Sicherheit des Hauptdammes gewährleistet bleiben. Ein 100-jährliches Hochwasser führt 850 m<sup>3</sup>/s, ein 500-jährliches 950 m<sup>3</sup>/s. Entsprechend dem Speichervolumen des Reservoirs wird die Hochwasserentlastungsanlage in neun von zehn Jahren in Betrieb sein. Simulationen des Kraftwerkbetriebs haben gezeigt, dass an ungefähr 40 Tagen pro Jahr Wasser aus dem Reservoir entlastet werden muss. Dabei werden während der intensiven Gletscherschmelze Ende Sommer Abflüsse bis zu 400 m<sup>3</sup>/s erwartet (Tómasson et al., 2006a).

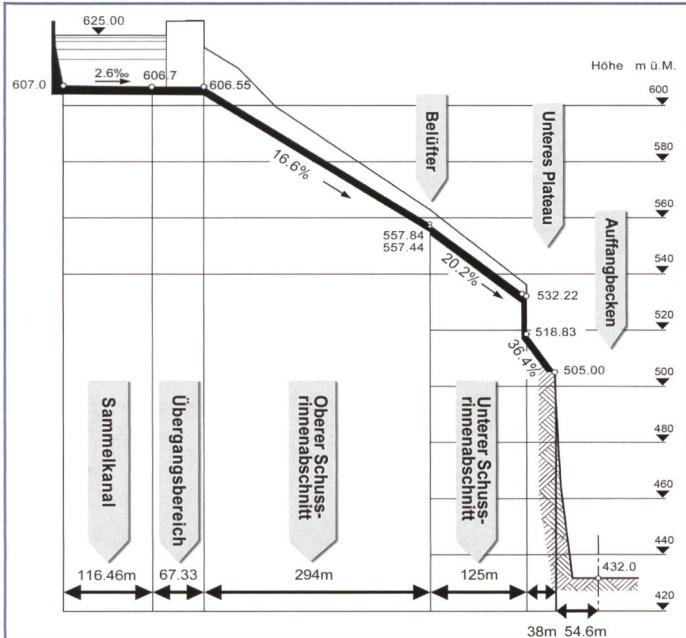


Bild 5. Längsprofil der Hochwasserentlastungsanlage.

#### 4. Modellversuche zur Hochwasserentlastungsanlage

##### 4.1 Problemstellung und Zielsetzung

Die gegenüberliegende, rechte Flanke der Schlucht weist infolge einer parallel zur Talachse verlaufenden tektonischen Kluft eine geringe Standsicherheit auf und droht bei hydrodynamischer Belastung einzustürzen. Es wird daher angestrebt, den Wurfstrahl im Flussbett beziehungsweise im Auffangbecken aufzuschlagen zu lassen, ohne die Flanken der Schlucht zu treffen. Zwei Aspekte erschweren die Einführung des Strahls in das Auffangbecken: Die Schlucht ist mit 70 bis 90 m Breite schmal, und die unregulierte Hochwasserentlastung generiert ein grosses Spektrum an Wurfweiten des Sprungstrahls. Demgemäß standen bei der Projektierung eine Bündelung des grossen Wurfweiten-Spektrums im Auffangbecken und eine Minimierung der Aufprallintensität des Wurfstrahls im Vordergrund.

Die VAW wurde beauftragt, die geplante Hochwasserentlastungsanlage hydraulisch zu modellieren und sie unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen zu optimieren (VAW, 2006). Das hydraulische Modell bildete einen Teil des Speicherbeckens, den Sammelkanal, die Schussrinne und einen Teil der Schlucht inklusive des Auffangbeckens im Massstab 1:45 nach (Bild 6). Die allgemeine Zielsetzung der Untersuchung leitete sich aus der Forderung ab, die Aushub- und Betonvolumen der Anlagekomponenten zu minimieren und gleichzeitig deren hydraulische Funktionstüchtigkeit sicherzustellen.

Der Fokus der Optimierung lag auf dem unteren Abschnitt der Hochwasserentlastungsanlage. Daneben wurden folgende generelle Aspekte untersucht:

- Pegel-Abfluss Beziehung,
- Kavitationsgefährdung der Hochwasserentlastungsanlage und Anordnung von Sohlbelüftern,
- Abflussverhältnisse im Sammelkanal und Verifikation dessen Abmessungen,
- Übergang vom strömenden zum schiesenden Abflusszustand im Übergangsbereich,
- Abflussverhältnisse in der Schussrinne,
- Optimierung der Gestalt des Absprungtisches,
- Trajektorie, Zerfall und Auftreffpunkt des Wurfstrahls,
- Dynamische Beanspruchung und Strömungscharakteristik im Auffangbecken und
- Geschwindigkeitsfeld beim überströmbareren Unterwasserdamm.

##### 4.2 Überfallkrone

Steigt der Wasserstand im Reservoir über die Überfallkrone auf Kote 625 m ü.M., springt die unregulierte Hochwasserentlastung an. Bei der Gestaltung des Überfalls wurde eine Überlaufcharakteristik mit grossen Abflüssen bei kleinen Überfallhöhen angestrebt. Deshalb wurde die Bauhöhe des Überfalls vergleichsweise gering geplant und das Standardprofil für Abflüsse von  $720 \text{ m}^3/\text{s}$  ausgelegt. Sobald Abflüsse über  $720 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeführt werden, fällt der Druck auf der Überfallkrone unter den Atmosphärendruck. Bei EHQ sinkt die minimale Druckhöhe auf der Überfallkrone

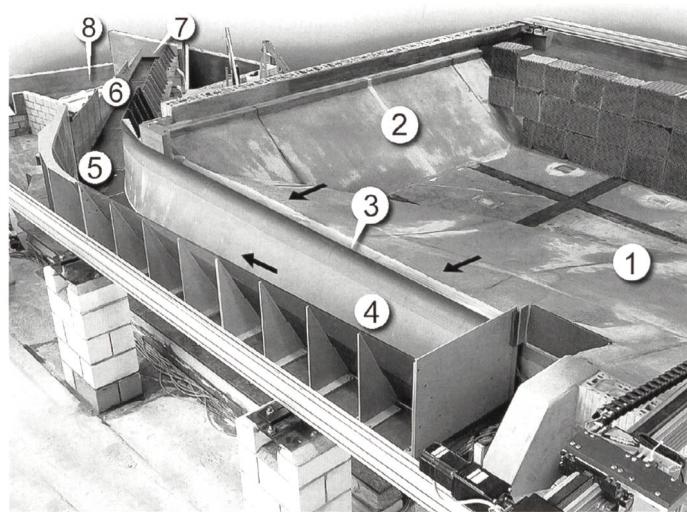


Bild 6. Oberer Bereich des VAW-Modells im Massstab 1:45. (1) Hálslón-Reservoir, (2) Hauptdamm, (3) Überfallkrone, (4) Sammelkanal, (5) Übergangsbereich, (6) Schussrinne, (7) Absprungtisch und (8) Schlucht.

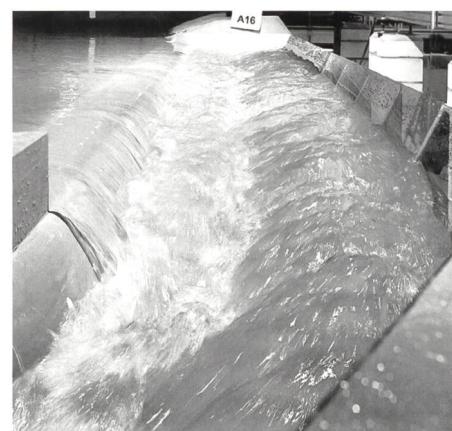


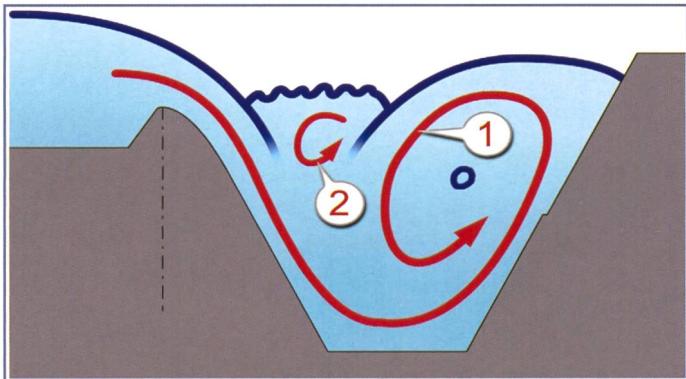
Bild 7. Ausgeschöpfte Abflusskapazität des Sammelkanals bei EHQ im Modell, gesehen entgegen der Fließrichtung.

auf  $-2,9 \text{ m}$  Wassersäule (WS), was im Hinblick auf Kavitation ein zulässiger Wert ist. Im Zulaufbereich 8 m vor der Überfallkrone resultieren bei EHQ Fließgeschwindigkeiten von  $3 \text{ m/s}$ , welche zu einem effizienten Ableiten des Hochwassers beitragen.

##### 4.3 Sammelkanal

Der Sammelkanal ist aus wirtschaftlichen Gründen als kompaktes Bauwerk ausgelegt. Bis zu einem Abfluss von  $1800 \text{ m}^3/\text{s}$  herrschen freie Abflussverhältnisse beim Überfall. Bei grösseren Durchflüssen wird der Überfall durch hohe Wasserstände im oberen Bereich des Sammelkanals eingestaut, was unvollkommenen Überfallverhältnissen entspricht und zu geringerer Abflusseffizienz führt. Bei EHQ ist die Abflusskapazität des Sammelkanals vollständig ausgeschöpft (Bild 7).

Die Strömungsverhältnisse im Sammelkanal sind allgemein stabil. Die Superposition des lateral eintauchenden Strahls mit der axialen Strömung führt zu einer



**Bild 8. Schematische Skizze der Fließstruktur im Sammelkanal im Schnitt mit der typischen Spiralströmung (1) und der Deckwalze (2).**

Spiralströmung mit Deckwalze (*Bild 8*). Bei kleinen Durchflüssen kollabiert diese Spiralströmung im gekrümmten Übergangsbereich zwischen dem Sammelkanal und der Schussrinne. Ab  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  pflanzt sie sich entlang der linken Seitenwand in die Schussrinne fort.

Im Übergangsbereich erreicht die Strömung bei EHQ Geschwindigkeiten von 6 bis 7 m/s in Längsrichtung. Dies entspricht strömendem Fließzustand mit Froude-Zahlen von 0,5, welche sich auf die mittlere Geschwindigkeitskomponente in Längsrichtung beziehen. Beim Gefällswchsel zu Beginn der Schussrinne erreicht die Strömung den kritischen Abflusszustand (Kontrollquerschnitt) und geht unterstrom in den schiessenden Zustand über.

#### 4.4 Schussrinne

Die im Sammelkanal erzeugte Spiralströmung pflanzt sich bei höheren Abflüssen entlang der Außenseite des Übergangsbereichs fort und gelangt in die Schussrinne. Im oberen Abschnitt der Schussrinne erzeugt sie eine ausgeprägte turbulente Scherzone im schiessenden Abfluss. In dieser Scherzone ist die Wasseroberfläche aufgewühlt und Wassertropfen werden aus dem Abfluss geschleudert. Beim Prototyp bildet sich in diesem Abschnitt Gischt mit intensivem Sprühnebel. Zudem wird entlang dieser Zone Luft in den Abfluss eingetragen.

Die Rotationsbewegung der Spiralströmung lässt infolge der Längsbeschleunigung entlang der 16,6% geneigten Schussrinne in Fließrichtung stark nach. Die Geschwindigkeitsverteilung über den Fließquerschnitt nimmt im unteren Abschnitt der Schussrinne allmählich die für eine Gerinneströmung charakteristische Verteilung an. Auf Höhe des Sohlbelüfters betragen bei EHQ die mittlere Fließgeschwindigkeit 32 m/s, die mittlere Ab-

flusstiefe 4 m und die Froudezahl 5,1. In diesem Querschnitt wird ein Kavitationsindex von 0,25 erreicht, was aufgrund der klimatischen Bedingungen in Island als kritischer Wert angesehen wird und zur Anordnung des bereits erwähnten Belüfters führte.

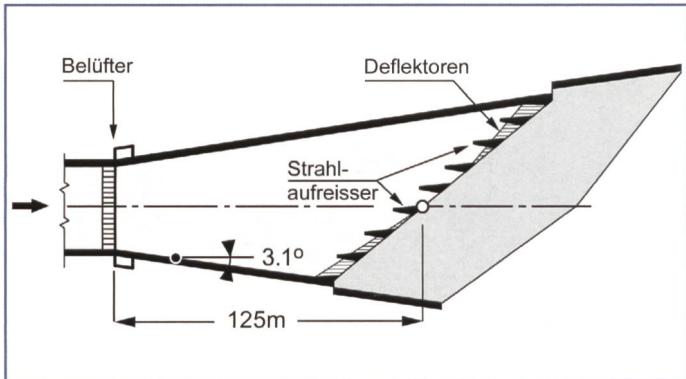
Unterstrom des Sohlbelüfters wird die Schussrinne beidseits mit einem Öffnungswinkel von  $3,1^\circ$  kontinuierlich aufgeweitet. Anfänglich konzentriert sich die Strömung in der Rinnenmitte; die Abflusstiefen sind entlang den Seitenwänden geringer als in der Achse. Mit zunehmender Fließdistanz flacht diese transversale Wölbung der Strömung ab. Schliesslich schießt das Wasser mit über die Breite ausgeglichenen Abflusstiefen am Ende der Schussrinne über die obere Absprungkante. Dort werden bei EHQ maximale Fließgeschwindigkeiten von 36 m/s und Abflusstiefen von 2,2 m gemessen.

#### 4.5 Absprungtisch

Der speziell konzipierte Absprungtisch bildet das Abschlussbauwerk der Schussrinne. Dieses Bauwerk hat sich als massgebendes Element bei der wasserbaulichen Gestaltung der Hochwassерentlastungsanlage herausgestellt. Da die Absprunggeschwindigkeiten des Strahls am Ende der Schussrinne infolge der unregulierten Anlage zwischen 8 m/s bei  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  und 36 m/s bei EHQ betragen, variiert auch die Wurfstrahlänge in einem grossen Spektrum.

Um der Zielsetzung gerecht zu werden und den Wurfstrahl für das gesamte Abflussspektrum ins Auffangbecken einzuleiten, werden bei der Ausführungsvariante folgende Massnahmen getroffen (*Bild 9*):

- 1. Damit der Wurfstrahl bei grossen Abflüssen nicht die gegenüberliegende, rechte Flanke der Schlucht trifft, ist der Absprung zurückversetzt und ober-



**Bild 9. Gestaltung des unteren Schussrinnen-Bereichs und des Absprungtischs.**

strom der Geländekante angeordnet.

- 2. Die maximale Wurfweite wird leicht reduziert, indem der Absprungwinkel des Strahls verkleinert wird. Unterstrom des Sohlbelüfters wird dazu die Aufweitung und der Absprungtisch steiler als der obere Teil der Schussrinne geneigt (*Bild 5*).
- 3. Um die Energiedichte im Auftreffbereich des Wurfstrahls im Auffangbecken zu verringern und dadurch die hydrodynamische Belastung auf den Untergrund zu reduzieren, wird eine möglichst grosse Auftrefffläche angestrebt. Unterstrom des Sohlbelüfters wird die Schussrinne daher von 17 auf 30 m aufgeweitet. Der Strahl wird breiter und weniger dick, was zudem den Zerfallsprozess in der Flugphase fördert.
- 4. Mit sieben Strahlaufreissern bei der oberen Absprungkante wird der Wurfstrahl aufgefächert, was dessen Zerfall anregt. Der spezifische Energieeintrag ins Auffangbecken reduziert sich dadurch erheblich (Kapitel 4.6).
- 5. Wegen des Zurückversetzens der oberen Absprungkante wird ein unteres Plateau notwendig, um kleine Abflüsse zum Rand der Schlucht zu leiten. Abflüsse bis  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  treffen volumänglich auf diesem Plateau auf. Danach erfolgt kontinuierlich die Freigabe des Plateaus. Ab  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  springt der Strahl über die Stufe hinweg direkt in die Schlucht. Das untere Plateau muss geringfügig breiter sein als die obere Absprungkante, damit eine einwandfreie Belüftung unterhalb des Wurfstrahls sichergestellt ist. Die Form des unteren Plateaus ist hauptsächlich durch konstruktive Aspekte gegeben.
- 6. Da die Strahlflanken insbesondere bei kleinen Abflüssen weniger weit als der Kern springen, müssen diese mit kleinen seitlichen Defektoren bei der oberen Absprungkante angehoben

werden. Das untere Plateau wird dadurch bereits bei den unter Punkt 5 erwähnten kleinen Abflüssen übersprungen. Die kritische hydraulische Beanspruchung des unteren Plateaus wird so reduziert.

- 7. Beide Absprungkanten sind schräg zur Fliessrichtung ausgebildet und verlaufen parallel zur Schlucht. Abgesehen von konstruktiven Vorteilen verzerrt diese Geometrie den Wurfstrahl, damit seine Auftrefffläche entlang der Achse der Schlucht ausgerichtet ist.

Insbesondere die Massnahmen 1 und 5 lassen sich nur schwer kombinieren. Je weiter die obere Absprungkante zurückversetzt wird, umso weiter ist der Auftreffpunkt des Strahls im Auffangbecken von der rechten Felswand der Schlucht entfernt. Gleichzeitig aber vergrössert sich dabei die Länge des unteren Plateaus. Aus der Hydrologie ist abzuleiten, dass der Wurfstrahl im Mittel an durchschnittlich 29 von 40 jährlichen Betriebstagen auf dem unteren Plateau aufschlägen wird (Tómasson et al., 2006b). Die Festlegung der hydraulisch optimalen Formgebung des Absprungtisches ist daher ein zentraler Aspekt bei der Überprüfung der Anlage im Modell.

Die Aufweitung und die Strahlaufreisser haben zum Ziel, den Strahlzerfall in der Luft zu erzwingen. Verglichen mit einem kompakten Strahl bewirkt ein zersetzter Strahl im Auffangbecken eine geringere dynamische Beanspruchung des Untergrunds. Aufnahmen mit einer Hochgeschwindigkeitskamera visualisieren in Bild 10 die Struktur der Strahloberfläche vom Absprung bis zum Aufprall. Bild 10 (a) zeigt, wie die Strömung, die über sieben Strahlaufreisser schiesst, in vertikaler Richtung abgelenkt wird. Die raue Wasseroberfläche ist ein Indiz für eine erhöhte Turbulenz des Abflusses. Die auf die Seitenflächen der Strahlaufreisser auftreffenden Strahlen werden transversal abgelenkt, prallen zusammen und fördern dadurch die Dissipationsvorgänge in der Flugphase. Dabei werden entsprechend der Anzahl Strahlaufreisser acht Einzelstrahle gebündelt. Durch die Strahlauffächerung wird die Oberfläche stark vergrössert (Bild 10, b). In der weiteren Flugphase bis kurz vor dem Aufprall zerfällt der Strahl in viele einzelne Wasserpakete (Bild 10, c und d).

#### 4.6 Auffangbecken

Die aufwändigen Massnahmen beim Absprungtisch reichen nicht aus, um die Kolkbildung im Auffangbecken zu kon-

trollieren. Abschätzungen zur Sohl- und Felswandstabilität durch die Planer haben gezeigt, dass im Flussbett und bei der gegenüberliegenden Felswand zusätzliche Massnahmen getroffen werden müssen. Diese Massnahmen beinhalten:

- 1. Aushub des Flussbettes bis zum stabilen Olivin-Basalt ungefähr auf Kote 430 m ü.M.,
- 2. Bau eines überströmbaren Unterwasserdamms in der Schlucht, um ein Wasserpolster aufzustauen,
- 3. Partieller Abtrag der instabilen Felspartie der rechten Schluchtflanke und
- 4. Stabilisierung des Felsens mittels Anker und Drainage.

Die Massnahmen 1 und 2 dienen dazu, ein ausreichend tiefes Wasserpolygon im Auftreffbereich des Wurfstrahls zu erzeugen. Je tiefer dieses ist, desto mehr wird der dynamische Druck, welcher der eintauchende Strahl bei der Umwandlung seiner Energie auf den Untergrund ausübt, gedämpft. Das Auffangbecken ist zwischen 15 und 20 m tief. Ein höherer Einstau wird nicht angestrebt, da konstruktive Schwierigkeiten des überströmbaren Unterwasserdamms und der Einstau des Grundablasses des Hálslón-Reservoirs vermieden werden sollen.

Im Modell sind die Strömungseigenschaften im Auffangbecken untersucht worden. Die Messungen der dynamischen Drücke belegen, dass die Beanspruchung des Felsens im Auffangbecken einerseits mit den Strahlaufreissern und andererseits mit zunehmender Wassertiefe abnimmt. Der Einfluss der Strahlaufreisser lässt sich quantitativ anhand von Druckkarten belegen (Bild 11). Der mittlere dynamische Strömungsdruck  $H_d$  in einer Tiefe von ca. 7,5 m reduziert sich mit dieser Massnahme von maximal 12,7 auf 3,8 m WS bei einem Abfluss von 600  $m^3/s$ . Der Einfluss der Wassertiefe lässt sich anhand von dynamischen Druckkoeffizienten aufzeigen, welche den dynamischen Druck in einer gewissen Wassertiefe in Relation zur Strahlenergie beim Auftreffpunkt angeben. Eine Zunahme der Tiefe von 7,5 auf 12,5 m bewirkt für die vorliegende Konstellation ungefähr eine Halbierung der dynamischen Druckkoeffizienten. Um die dynamische Beanspruchung des Untergrunds zu minimieren, werden beide Massnahmen, d.h. Strahlaufreisser und ein Unterwasserdamm, kombiniert.

Der Wurfstrahl taucht nach dem Auftreffen im Auffangbecken entlang der rechten Felswand ab und wird an der Sohle nach unter- und oberstrom abgelenkt. Das Strömungsmuster an der Wasserober-



Bild 10a.

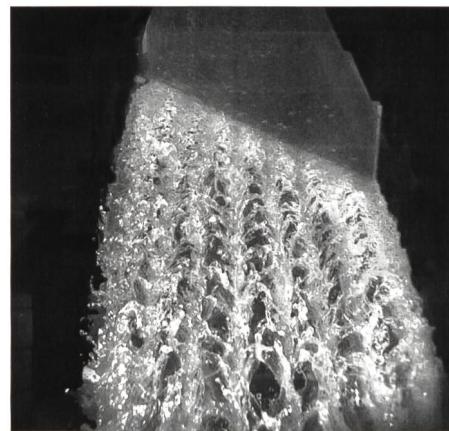


Bild 10b.

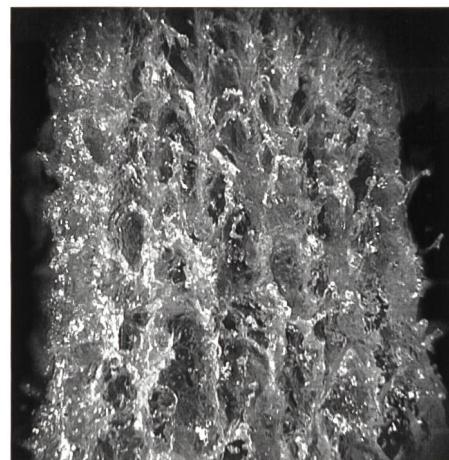


Bild 10c.

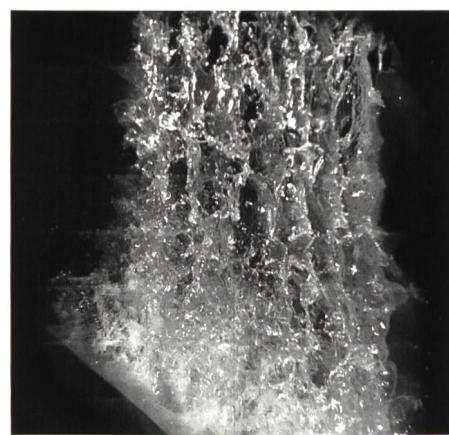
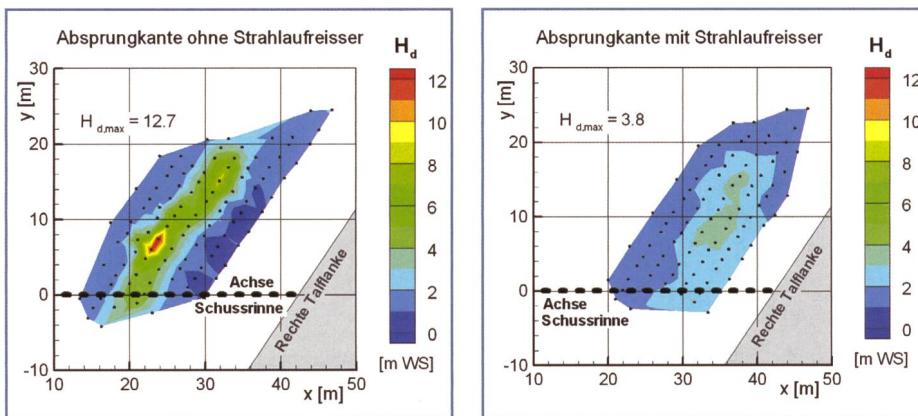
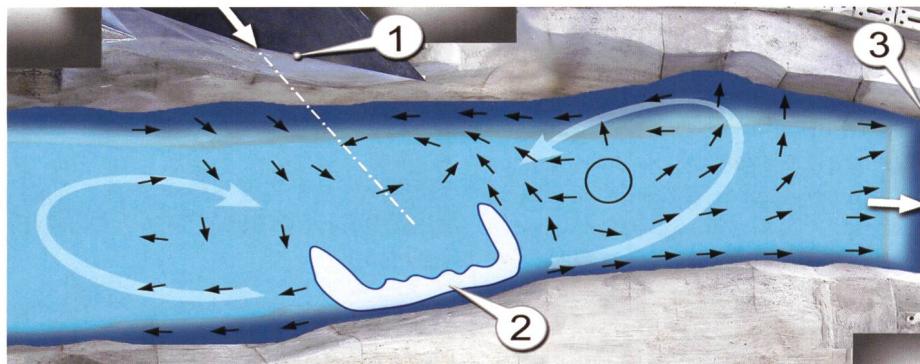


Bild 10d.

**Bild 10a bis d. Struktur des freien Wurfstrahls bei 950  $m^3/s$  bei der oberen Absprungkante (a) in Fliessrichtung und (b) entgegen der Fliessrichtung, (c) auf halber Fallhöhe und (d) kurz vor dem Aufprall.**



**Bild 11.** Verteilung der mittleren dynamischen Druckhöhen  $H_d$  im Auffangbecken in einer Tiefe von ca. 7,5 m bei  $600 \text{ m}^3/\text{s}$  für (a) Absprungkante ohne Strahlaufreisser, und (b) mit Strahlaufreisern.



**Bild 12.** Strömungsmuster im Auffangbecken mit den zwei dominierenden Walzen bei  $950 \text{ m}^3/\text{s}$ . (1) Untere Absprungkante, (2) Strahlauf treffbereich und (3) Unterwasserdamm.

fläche weist zwei grossräumige Walzen auf (Bild 12): (1) unterstrom des Auftreffpunkts des Wurfstrahls mit Drehrichtung entgegen dem Uhrzeigersinn, und (2) oberstrom davon im Uhrzeigersinn. Beim Auftreffpunkt und kurz unterstrom davon werden an der Sohle und entlang der rechten Schluchtflanke maximale Fliessgeschwindigkeiten von 16 m/s bei  $950 \text{ m}^3/\text{s}$  gemessen. Entlang der linken Schluchtflanke bildet sich eine Rückströmung mit Geschwindigkeiten von 6 m/s. Bis zum Unterwasserdamm nehmen die Fliessgeschwindigkeiten ab. Das Strömungsfeld unmittelbar oberstrom des Unterwasserdamms weist eine ausgeprägt räumliche Struktur auf. Auf der Dammkrone resultieren infolge der Strömungskonzentration entlang der linken und rechten Felswand maximale Fliessgeschwindigkeiten von 6 m/s in den Randbereichen und von 4 m/s im Zentrum.

## 5. Zusammenfassung

Im Osten Islands erstellt Landsvirkjun die Wasserkraftanlage Kárahnjúkar zur Versorgung einer Aluminiumschmelze mit elektrischer Energie. Mit Hilfe eines Modellversuchs an der VAW wurde die Hochwasserentlastungsanlage des Haupt-Reservoirs optimiert. Die Abstimmung der

verschiedenen Komponenten zur Gewährung der Betriebssicherheit der komplexen Anlage kann nur mit hydraulischen Modellversuchen erreicht werden, da die generierten dreidimensionalen Abflussphänomene rein rechnerisch ungenügend erfassbar sind.

Als massgebender hydraulischer Aspekt bei der Gestaltung der Hochwasserentlastung hat sich das hydrodynamische Einwirken des Wurfstrahls im Auftreffbereich herausgestellt. Die schmale Schlucht steht dabei dem grossen Sprungweitenspektrum des unregulierten Wurfstrahls gegenüber. Um exzessive Kolkbildung und Instabilitäten insbesondere der rechten Schluchtflanke zu vermeiden, muss dem unteren Abschnitt der Schussrinne und dem Absprungtisch besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Mit einer aufwändigen Gestaltung des Absprungtischs ist es gelungen, für die komplexe Fragestellung eine Lösung zu finden, die sämtliche Randbedingungen berücksichtigt. Ein optimiertes, abgestuftes Schussrinnenende als zentrale Massnahme ermöglicht die Hochwasserabflüsse kontrolliert in die Schlucht zu leiten. Strahlaufreisser bei der Absprungkante und ein künstlich geschaffenes Wasserpolster im Unterwasser beeinflussen

die Energiedämpfung des Strahls günstig. Der Artikel beschreibt nebst den Massnahmen im Bereich des Absprungtischs auch weitere Komponenten der Hochwasserentlastungsanlage.

Die Hochwasserentlastungsanlage wird voraussichtlich erstmals im späten Herbst des Jahres 2007 in Betrieb sein. Eine ausführliche Beschreibung des Projekts und aktuelle Berichte von der Baustelle werden von Landsvirkjun unter [www.karahnjukar.is/EN/](http://www.karahnjukar.is/EN/) veröffentlicht.

## Danksagung

Die Autoren möchten sich bei Herrn Björn Stefánsson von Landsvirkjun und den Herren Gunnar G. Tómasson und Sigurður M. Garðarsson von VST Reykjavík für die gute Zusammenarbeit bedanken.

## Literatur

- Pétursson, G. (2006). The Kárahnjúkar 690 MW hydropower plant in Iceland. Hydro 2006, 16.01 (Part 2): 1–2, Porto Carras, Griechenland.
- Tómasson, G.G., Garðarsson, S.M., Petry, B., Stefánsson, B. (2006a). Design challenges and solutions for the Kárahnjúkar spillway. Hydro-power & Dams 13(5): 84–88.
- Petry, B., Baumann, A., Tómasson, G.G., Stefánsson, B. (2006). Control of hydraulic transients in the power waterways of the Kárahnjúkar HEP in Iceland: Design challenges and solutions. Hydro 2006, 16.02: 1–11, Porto Carras, Griechenland.
- VAW (2006). Kárahnjúkar HEP Iceland, Physical Model Investigation on the Kárahnjúkar Dam Spillway. VAW-Report 4203. VAW, ETH Zürich, Schweiz (nicht publiziert)
- Lais, A., Pfister, M. (2005). Optimierung einer Hochwasserentlastungsanlage. VAW Mitteilungen 190: 267–279, H.-E. Minor ed, VAW, ETH Zürich, Schweiz.
- Berchtold, T., Pfister, M., Lais, A. (2006). Optimierung der Hochwasserentlastungsanlage des Kárahnjúkar Damms (Is.). Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft 46(2): 290–303, TU Graz, Österreich.
- Tómasson, G.G., Garðarsson, S.M., Petry, B., Stefánsson, B. (2006b). Spillway facilities for the Kárahnjúkar Dam in eastern Iceland: Design challenges and solutions. Hydro 2006, 16.03: 1–9, Porto Carras, Griechenland.

## Anschrift der Verfasser

Michael Pfister, Thomas Berchtold, Adriano Lais, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW, ETH Zürich CH-8092 Zürich  
Tel. +41 (0)44 632 59 31  
[pfister@vaw.baug.ethz.ch](mailto:pfister@vaw.baug.ethz.ch)