Schweizerisches Talsperrenkomitee
Comité suisse des barrages
Comitato svizzero delle dighe
Swiss Committee on Dams

Rückhaltebecken Maradenca

Stauanlage Waldnacht

Hochwasserrückhaltebecken Chatzenbach

Geschiebesammler Unteralpreuss

Sicherheit von kleinen Stauanlagen

Empfehlungen des Schweizerischen Talsperrenkomitees (STK) zu Planung, Bau und Betrieb

Arbeitsgruppe Kleine Stauanlagen **Mai 2025**

Inhalt

Seite

Zusammenfassung 2

1 Einleitung 3
1.1 Motivation und Ausgangslage 3
1.2 Inhalt der Fachpublikation 4
1.3 Abgrenzung der Themenbereiche 4
1.4 Situationsanalyse 5
1.4.1 Ausgangslange 5
1.4.2 Geographische Verteilung 5
1.4.3 Sperrentypen, Nutzungszweck und Alter 6
1.4.4 Stauhöhen und Stauvolumen 8

2 Definition kleine Stauanlagen 9
2.1 Definition gemäss Stauanlagengesetz 9
2.2 Abgrenzung auf Einzelbauwerke 10

3 Planung, Bau und konstruktive Nachweise 11
3.1 Einleitung 11
3.2 Versagensmechanismen von Staudämmen 12
3.2.1 Typische Versagensmechanismen von Schüttdämmen 12
3.2.2 Versagen durch Oberflächenerosion 13
3.2.3 Versagen durch innere Erosion 13
3.2.4 Strukturelle Instabilität 15
3.3 Erkundung Dammkörper und Baugrund 15
3.3.1 Einleitung 15
3.3.2 Baugrunduntersuchungen 16
3.3.3 Beurteilung des Verflüssigungspotenzials 17
3.3.4 Methoden zur Bestimmung der Materialeigenschaften 18
3.3.5 Anzahl der Proben / Tests pro Schicht 21
3.4 Projektierung von Schüttdämmen 22
3.4.1 Lastfälle Standsicherheitsnachweise 22
3.4.2 Abminderungsfaktoren für die Scherfestigkeit 22
3.4.3 Verkehrslast und minimale Anforderungen an die Dammkronenbreite 22
3.4.4 Spezifikation Dammschüttmaterial 23
3.5 Ausführung und Baukontrollen von Schüttdämmen 24
3.5.1 Einleitung 24
3.5.2 Dammaufstandsfläche 24
3.5.3 Dammschüttmaterial 25
3.6 Ersteinstau 28
3.7 Wehre 28

4 Hochwassersicherheit 30
4.1 Einleitung 30
4.2 Unterschied Hochwassersicherheit von Stauanlagen versus Hochwasserschutz vor einer Naturgefahr 30
4.3 Nachweis der Hochwassersicherheit 32
4.4 Hochwasserentlastungsanlagen 33
4.5 Schwemmgut 34
4.6 Überströmbarer Dammbereich als Hochwasserentlastung 34
4.6.1 Einleitung 34
4.6.2 Konstruktive Ausbildung des Transportgerinnes 34
4.6.3 Zusätzliche wichtige Hinweise zum Transportgerinne 37
4.6.4 Praxisbeispiele 38

5 Empfehlungen zu Betrieb und Unterhalt 39
5.1 Einleitung 39
5.2 Visuelle Kontrolle 39
5.3 Messanlage 39
5.3.1 Einleitung 39
5.3.2 Beanspruchungen mit Auswirkungen auf Zustand und Verhalten 40
5.3.3 Sicker- und Drainagewassermengen 41
5.3.4 Auftriebs- und Porenwasserdrücke 43
5.3.5 Verformungen 44
5.3.6 Ankerkräfte 47
5.3.7 Funktionskontrollen und Prüfungen 47
5.4 Beurteilung rasche Stauspiegelabsenkung 48
5.5 Beurteilung Instabilitäten im Stauraumbereich 48
5.6 Spülung und Entleerung des Staubeckens 48
5.7 Unterhalt 49
5.7.1 Begriffsabgrenzung und Zuständigkeiten 49
5.7.2 Umfang der laufenden Instandhaltungsarbeiten 49
5.7.3 Bewuchs auf Dämmen 49
5.7.4 Wühltiere, Fische 50
5.8 Stauanlagen-Monographie 51

6 Empfehlungen für die Erstellung des Notfallkonzepts 52
6.1 Besonderheiten kleiner Stauanlagen 52
6.2 Konzept 52
6.3 Kommunikation 52

7 Besonderheiten bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren 54
7.1 Allgemeines 54
7.2 Unterstellungskriterien 54
7.3 Gefahrenbeurteilung 55

7.4 Planung und Bau 55
7.5 Hochwassersicherheit 56
7.6 Inbetriebnahme 57
7.7 Betrieb und Unterhalt 58
7.8 Notfallplanung 59

8 Möglichkeiten das besondere Gefährdungspotenzial herabzusetzen 60
8.1 Grundlagen 60
8.2 Flutwellenberechnung mit progressiver Bresche 60
8.3 Anpassungen an der Stauanlage 61
8.4 Festinstallierte Schutzsysteme für gefährdete Objekte 61
8.5 Möglichkeit die Unterstellung aufgrund einer detaillierten Grössenbestimmung abzuwenden 61
8.6 Empfehlungen zu Stauanlagen, welche aus der Unterstellung entlassen werden sollen 62

9 Empfehlungen für Stauanlagen ausserhalb des StAG 63
9.1 Gesetzliche Grundlagen / Abgrenzung 63
9.2 Regelmässige Überprüfung des besonderen Gefährdungspotenzials 63
9.3 Planung und Bau 63
9.3.1 Generelle Angaben 63
9.3.2 Schüttdämme 63
9.3.3 Betonsperren 64
9.3.4 Rechenanlagen zur Handhabung von Treibgut 65
9.3.5 Bemessung und Nachweise 65
9.4 Hochwassersicherheit 65
9.4.1 Konstruktive Empfehlungen 65
9.4.2 Dimensionierung der Hochwasserentlastung 66
9.5 Empfehlungen zu Betrieb und Unterhalt 67

10 Literaturverzeichnis 68

Anhänge

A Praxisbeispiele 73

A.1 Impianto di accumulazione Maradenca a Cavagnago (Kanton Tessin) 73

A.2 Impianto di accumulazione Tendrasca in Val Resa a Brione sopra Minusio (Kanton Tessin) 79

A.3 Impianto di accumulazione Ai Dragoni ad Airolo (Kanton Tessin) 86

A.4 Sülibachweiher in Bauma (Kanton Zürich) 92

A.5 Hochwasserrückhalteraum Hegmatten, Winterthur (Kanton Zürich) 95

A.6 Hochwasserrückhaltebecken Isigs Brüggli, Allschwil (Kanton Basel-Landschaft) 98

A.7 Monographie der Stauanlage La Luette, Kanton Wallis (Inhaltsverzeichnis der Monographie) 106

A.8 Geschiebesammler Unteralpreuss, Andermatt (Kanton Uri) 109

B Liste der Normen für verschiedene ausgewählte geotechnische Labor- und Feldversuche 114

C Störung der Proben 115

D Checkliste für Instandhaltungsarbeiten 116

Im Jahre 2020 wurde durch die Hauptversammlung des Schweizerischen Talsperrenkomitees (STK) die Gründung der Arbeitsgruppe «Kleine Stauanlagen» beschlossen mit dem Ziel, Empfehlungen zu Planung, Bau und Betrieb von kleinen Stauanlagen zu erarbeiten.

Die vorliegende Fachpublikation zum Thema "Sicherheit von kleinen Stauanlagen" wurde durch die Arbeitsgruppe «Kleine Stauanlagen» erarbeitet und anlässlich der Sitzung vom 15. Mai 2024 durch die Technische Kommission (TEKO) des STK behandelt und genehmigt.

Der Inhalt dieser Fachpublikation wurde anlässlich des Workshops des STK zum Thema «Sicherheit von kleinen Stauanlagen» vom 15. Januar 2025 der interessierten Fachwelt vorgestellt.

Die Mitglieder der Arbeitsgruppe waren:

Name	Funktion	Arbeitgeber
Martin Aemmer	Präsident	AFRY Schweiz AG
Amin Askarinejad	Präsident ad interim	Bundesamt für Energie, BFE
Nicolas Adam	Vertreter Gruppe junge Ingenieure STK	Alpiq SA
Brigitta Gander		Kanton Zürich, AWEL, Stauanlagensicherheit
Jolanda Jenzer		Berner Fachhochschule
David Marty		IGemetris Technologies SA
Angel Micó		HYDRO Exploitation SA
Gian Luigi Perito		Ufficio dei corsi d'acqua, Kanton Tessin
Barbara Schlegel	Sekretärin	AFRY Schweiz AG
David Walti		IUB Engineering AG

Die Arbeitsgruppe bedankt sich für die Anregungen und die fachliche Unterstützung durch die TEKO des STK. Darüber hinaus sei den folgenden Fachleuten und Behörden gedankt, die mit wertvollen Hinweisen und der Freigabe von Praxisbeispielen zum Entstehen des vorliegenden Handbuches beigetragen haben:

- Bundesamt für Umwelt, Abteilung Gefahrenprävention, Sektion Hochwasserschutz
- Expertenkommission Lawinen und Steinschlag (ELKS)
- Forces Motrices de la Borne S.A.
- Kommission für Hochwasserschutz (KOHS)
- Kanton Basel-Landschaft, Tiefbauamt, Geschäftsbereich Wasserbau
- Kanton Bern, Amt für Wasser und Abfall
- Kanton Uri, Baudirektion, Amt für Tiefbau
- Kanton Thurgau, Amt für Umwelt
- Kanton Zürich, AWEL, Bau
- Dr. Markus von Moos
- Prof. Dr. Anton Schleiss

Zusammenfassung

Die vorliegende Fachpublikation befasst sich mit dem Thema der Sicherheit von kleinen Stauanlagen in der Schweiz und wurde von der Arbeitsgruppe «Kleine Stauanlagen» des STK verfasst. Die Fachpublikation dient als Praxishilfe und beinhaltet insbesondere Empfehlungen zur Planung, dem Bau und Betrieb von kleinen Stauanlagen. Die Themenbereiche Planung und Bau umfassen sowohl den Neubau wie auch den Umbau und die Sanierung von kleinen Stauanlagen. Die Fachpublikation enthält praxisrelevante Ergänzungen zu den übergeordneten gesetzlichen und reglementarischen Vorgaben seitens der zuständigen Aufsichtsbehörden. Sie ersetzt diese behördlichen Vorgaben keinesfalls.

Die Fachpublikation «Sicherheit von kleinen Stauanlagen» beleuchtet wie nachfolgend zusammengefasst die verschiedenen relevanten Themengebiete im Zusammenhang mit kleinen Stauanlagen in der Schweiz.

Einleitend wird die Bedeutung, die historische und technische Entwicklung der kleinen Stauanlagen in der Schweiz und deren Eigentümerschaft sowie die Definition der kleinen Stauanlagen gemäss den gesetzlichen Vorgaben dargelegt. Den Aspekten der Planung, des Baus und den konstruktiven Nachweisen sowie der Hochwassersicherheit von kleinen Stauanlagen sind zwei umfangreichere Kapitel gewidmet. Die Empfehlungen zu Betrieb und Unterhalt basieren auf spezifischen Erfahrungen mit kleinen Stauanlagen. Dasselbe gilt auch für die Empfehlungen für die Erstellung des Notfallreglements. Im Weiteren werden die Besonderheiten von kleinen Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren in einem separaten Kapitel behandelt, da Bauwerke für den Schutz vor Naturgefahren wie den Rückhalt von Geschiebe, Eis und Schnee oder den kurzfristigen Rückhalt von Wasser (Hochwasserrückhalt) auch als Stauanlagen gelten. Als eigenes Thema werden die Möglichkeiten dargelegt, wie sich das besondere Gefährdungspotential einer kleinen Stauanlage herabsetzen lässt. Zudem werden abschliessend praxisrelevante Empfehlungen für kleine Stauanlagen aufgezeigt, welche ausserhalb der Stauanlagengengesetzgebung liegen. In einem separaten Kapitel am Ende der Fachpublikation sind diverse Praxisbeispiele zusammengefasst, die allesamt auf die vorangehenden technischen Kapitel Bezug nehmen.

1 Einleitung

1.1 Motivation und Ausgangslage

Im Vergleich zu den grossen Stauanlagen gibt es in der Schweiz eine viel grösser Zahl an kleinen Stauanlagen. Bei den kleinen Stauanlagen handelt es sich in den meisten Fällen um sogenannte «schwach instrumentierte» Dämme, Mauern und Wehranlagen, die in der Regel nicht laufend durch den Betreiber überwacht werden. Eine Vielzahl der kleinen Stauanlagen ist alt, und im Falle von Schüttdämmen ist das damals verwendete Dammschüttmaterial sowie der effektive Dammaufbau oft nicht bekannt. Zudem wurde in der Vergangenheit bei vielen dieser Stauanlagen kein oder nur ein ungenügender Unterhalt durchgeführt.

Die kleinen Stauanlagen befinden sich oft nahe am urbanen Raum oder sogar in besiedelten Gebieten. Die Eigentümer der kleinen Stauanlagen sind die öffentliche Hand (Zweckverbänden, Gemeinden und Kantone), Privatpersonen, Vereine (Naturschutzvereine, Quartiervereine, etc.), privatrechtliche oder öffentlich-rechtliche Gesellschaften (Kraftwerksbetreiber, Bergbahnen mit Beschneiungsbecken, etc.), die auf dem Gebiet der Stauanlagensicherheit und als Betreiber häufig unerfahren sind. Zudem ist deren Unterhaltsbudget meist sehr limitiert. Bei den kleinen Stauanlagen bestehen oft Interessenkonflikte zwischen den Fragen der Stauanlagensicherheit und den Anforderungen an den Naturschutz, den Denkmalschutz, den Interessen der Jagd- und Fischereiverbänden sowie den gesellschaftlichen Ansprüchen an die Naherholung.

Bedingt durch das Kriterium des besonderen Gefährdungspotenzials gibt es eine signifikante Anzahl an kleinen Stauanlagen, die analog zu den grossen Stauanlagen dem Stauanlagengesetz (StAG) (StAG, 2010) unterstellt sind, ohne dass sie das Grössenkriterium erfüllen. Bei den unter das StAG unterstellten, kleinen Stauanlagen liegt die Zuständigkeit der Stauanlagenaufsicht üblicherweise bei den Kantonen. Die Stauanlagenaufsicht der Kantone wird auf Bundesebene durch das Bundesamt für Energie, Aufsicht Talsperren (BFE) fachlich begleitet. Das BFE hat somit die Oberaufsicht über die kleinen Stauanlagen.

Neben den kleinen Stauanlagen, die ausschliesslich zur Speicherung von Wasser und einschliesslich dem Hochwasserrückhalt dienen, befasst sich die vorliegende Fachpublikation auch mit den spezifischen Anforderungen an die Stauanlagen zum Schutz vor weiteren Naturgefahren wie z.B. Geschiebe, Murgängen und Schneelawinen, welche in der Regel durch Geschiebesammler und Lawinenschutzdämme sichergestellt werden.

Neben den dem StAG unterstellten kleinen Stauanlagen gibt es in der Schweiz mehrere tausend kleine Stauanlagen, die nicht dem StAG unterstellt sind. Bei diesen Stauanlagen gelten allgemein «die Regeln der Baukunde». In der Folge stellen sich für diese Anlagen insbesondere Fragenstellungen hinsichtlich

- der Hochwassersicherheit,
- den Freibordbedingungen,
- der konstruktiven Auslegung und Sicherheit,
- dem Umfang und den Details der Anlagendokumentation,
- dem Betrieb und Unterhalt,
- sowie dem Umgang mit unter Naturschutz, Denkmalschutz etc. stehenden Stauanlagen.

1.2 Inhalt der Fachpublikation

Die Haupthemen, mit denen sich die vorliegende Fachpublikation befasst, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Darlegung der Ausgangslage und Situationsanalyse der kleinen Stauanlagen in der Schweiz
- Definition was unter kleinen Stauanlagen zu verstehen ist und deren geometrische Abgrenzung zu den grossen Stauanlagen gemäss den Ausführungen in der Stauanlagengesetzgebung
- Empfehlungen zu Planung und Bau von kleinen Stauanlagen einschliesslich zur Bestimmung der Materialkennwerte des Dammschüttmaterials sowie zur konstruktiven Ausbildung von breschenförmigen Hochwasser-entlastungsanlagen
- Hochwassersicherheit bei kleinen Stauanlagen mit Empfehlungen für deren Nachweis
- Empfehlungen zu Betrieb und Unterhalt einschliesslich einem angepassten Überwachungskonzept in Abhängigkeit von Grösse und Zweck der Anlage
- Empfehlungen für die Notfallplanung einschliesslich der Erstellung des Notfallreglements
- Besonderheiten bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren (u.a. Hochwasserrückhaltebecken, Geschiebesammler, Murgangsperren, Steinschlagschutzdämme und Anlagen für den Lawinenrückhalt)
- Möglichkeiten das besondere Gefährdungspotential bei bestehenden kleinen Stauanlagen herabzusetzen
- Empfehlungen für den Umgang mit Stauanlagen, die ausserhalb der Stauanlagengesetzgebung liegen
- Vorstellen ausgewählter Beispiele aus der Praxis.

Die vorliegende Fachpublikation dient als Praxishilfe unter Anwendung des StAG und der StAV sowie der dazugehörigen Richtlinien über die Sicherheit der Stauanlagen des BFE. Die Fachpublikation enthält praxisrelevante Ergänzungen zu den gesetzlichen und reglementarischen Vorgaben (StAG, 2010; StAV, 2022) sowie den Richtlinien des BFE, sie ersetzt diese jedoch in keinem Fall.

1.3 Abgrenzung der Themenbereiche

Die formale Definition des Begriffs “Kleine Stauanlagen” ist im nachfolgenden Kapitel 2 in Anlehnung zur Definition in der Stauanlagengesetzgebung dargelegt. Im Weiteren befasst sich die Fachpublikation ausschliesslich mit der Thematik der Sicherheit von kleinen Stauanlagen und macht keine Angaben oder Empfehlungen zu den betrieblichen Aspekten dieser Stauanlagen. Zudem behandelt die vorliegende Publikation nicht die spezifischen Fragestellungen der überregionalen Konzepte des Hochwasserschutzes oder anderen Schutzeinrichtungen vor Naturgefahren, wie z.B. Murgänge, Schneelawinen etc.

Die Fachpublikation deckt möglichst alle, zum Zeitpunkt ihrer Publikation bekannten, praxisrelevanten Themen ab. Dabei besteht jedoch kein Anspruch auf Vollständigkeit.

1.4 Situationsanalyse

1.4.1 Ausgangslange

Grundsätzlich gibt es schweizweit mehrere tausend kleine Stauanlagen, die nicht dem StAG unterstellt sind. Diese Schätzung basiert auf detaillierten Erhebungen in einzeln Kantonen. Eine flächendeckende Erhebung über alle Kantone existiert dazu jedoch nicht.

Daneben gibt es in der Schweiz etwas weniger als 200 kleine Stauanlagen (Stand 2023), die dem StAG unterstellt sind und durch die Kantone beaufsichtigt werden. Um die Bedeutung dieser kleinen, unterstellten Stauanlagen in der Schweiz hervorzuheben, wird an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass es in der Schweiz etwa gleich viele grosse Stauanlagen (200 mit Stand 2023) wie kleine Stauanlagen gibt, die dem StAG unterstellt sind.

1.4.2 Geographische Verteilung

Die geographische Verteilung über die einzelnen Landesteile/Kantone dieser knapp 200 kleinen Stauanlagen unter kantonaler Aufsicht wird aus der nachfolgenden Landeskarte ersichtlich.

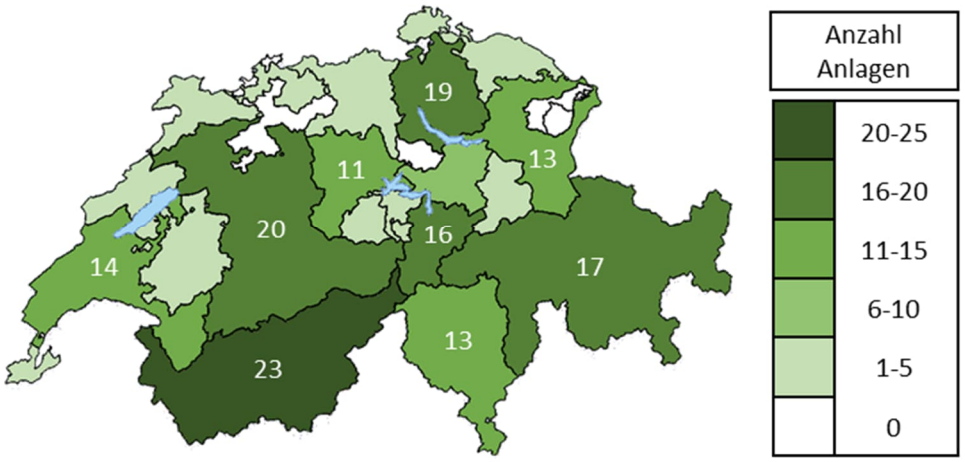

Abbildung 1-1: Verteilung der kleinen Stauanlagen unter kantonaler Aufsicht (Gesamtanzahl 182). Für jene Kantone, die mehr als 10 kleine Stauanlagen beaufsichtigen, ist jeweils die genaue Anzahl in der Karte angegeben. (Angaben des BFE, 2023)

Etwas mehr als 10% dieser kleinen Stauanlagen wurden im Zuge der Industrialisierung gebaut, und deren Ursprünge reichen somit oft mehrere hundert Jahre zurück. Im Weiteren fand die Industrialisierung durch Wasserkraftnutzung mittels kleiner Stauanlagen mehrheitlich im Voralpengebiet und im Jurabogen statt. Aus diesem Grunde weisen insbesondere die Kantone Bern, Basel-Landschaft, St. Gallen, Waadt und Zürich gemäss der obenstehenden Abbildung 1-1 eine bedeutende Anzahl an solchen kleinen Stauanlagen unter kantonaler Aufsicht auf. In der jüngeren Zeit wurden in den genannten Kantonen weitere kleine Stauanlagen hauptsächlich für den Hochwasserrückhalt und dem Schutz vor weiteren Naturgefahren gebaut. Dasselbe gilt auch für die Mittellandkantone Aargau, Solothurn und Thurgau, sowie Kantone mit Voralpengebiet wie Freiburg und Luzern.

Die Mehrheit der kleinen Stauanlagen in den Gebirgskantonen Graubünden, Nidwalden, Obwalden, Schwyz, Uri, Tessin und Wallis dient insbesondere dem Geschieberückhalt

und der energetischen Nutzung. Zudem gibt es in den Gebirgskantonen kleine Stauanlagen neueren Datums, die für Beschneiungszwecke gebaut wurden. Ergänzend dazu gilt zu erwähnen, dass im Kanton Wallis kleine Stauanlagen auch schon in früherer Zeit für Bewässerungszwecke gebaut wurden.

1.4.3 Sperrentypen, Nutzungszweck und Alter

Bei den 182 (Stand 2023) unterstellten kleinen Stauanlagen in der Schweiz handelt es sich vorwiegend um Schüttdämme (rund 60%) sowie Gewichtsmauern (rund 18%) (siehe Abbildung 1-2). Die kombinierten Stauanlagen, bestehend aus einem zentralen Betonbauwerk mit seitlichen Schüttdämmen, werden in der nachfolgenden Abbildung 1-2 als “PG / TE” klassifiziert und umfassen rund 5% der kleinen Stauanlagen in der Schweiz. Zudem sind 4% der kleinen Stauanlagen Wehranlagen und 2% Bogenstaumauern.

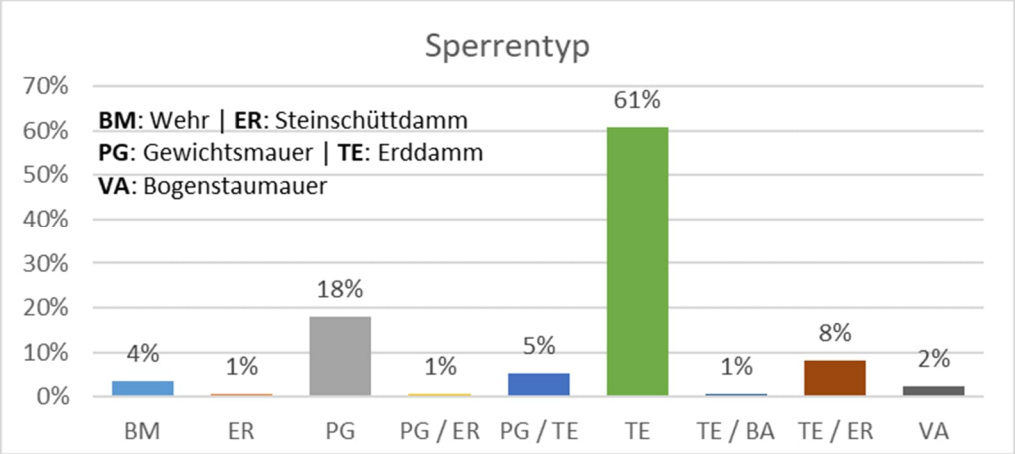

Abbildung 1-2: Prozentuale Verteilung der Zahl der Sperrentypen der unterstellten und unter kantonaler Aufsicht stehenden Stauanlagen (Angaben des BFE, 2023)

Gemäss Abbildung 1-3 dient mehr als die Hälfte der unterstellten kleinen Stauanlagen dem Rückhalt von Wasser, Schneelawinen oder Geschiebe. Wasserkraftanlagen sowie Teich- und Biotopanlagen machen jeweils etwa ein Siebtel der Gesamtzahl aus. Zudem dient rund ein Fünftel der kleinen Stauanlagen für Bewässerungszwecke sei es für landwirtschaftliche Kulturen oder für den Wintersport in Form von Beschneiungsanlagen.

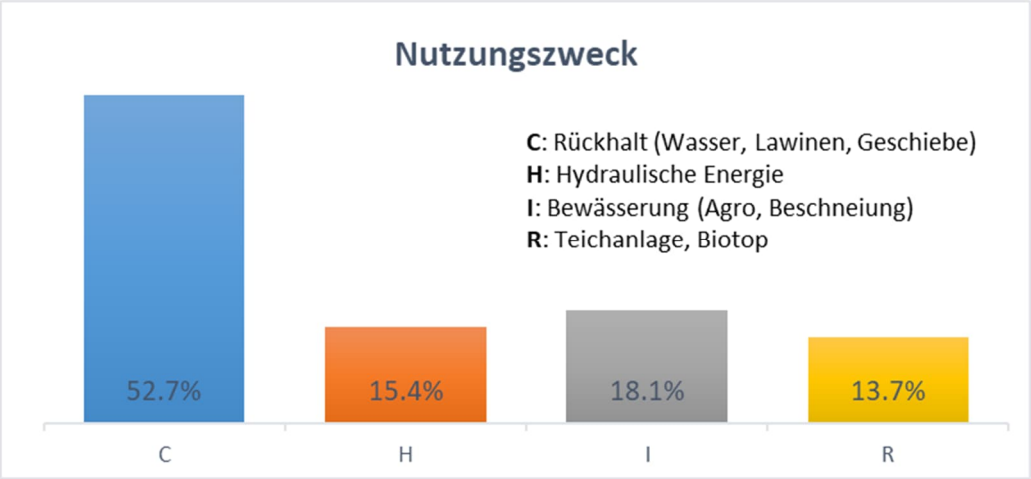

Abbildung 1-3: Nutzungszweck der kleinen Stauanlagen unter kantonaler Aufsicht (Angaben des BFE, 2023)

Die Mehrheit der nach 1980 unterstellten kleinen Stauanlagen wurde für Rückhalte- und Bewässerungszwecke (Abbildung 1-4 und Abbildung 1-5) gebaut, wobei als Sperrentyp hauptsächlich Schüttdämme gewählt wurden.

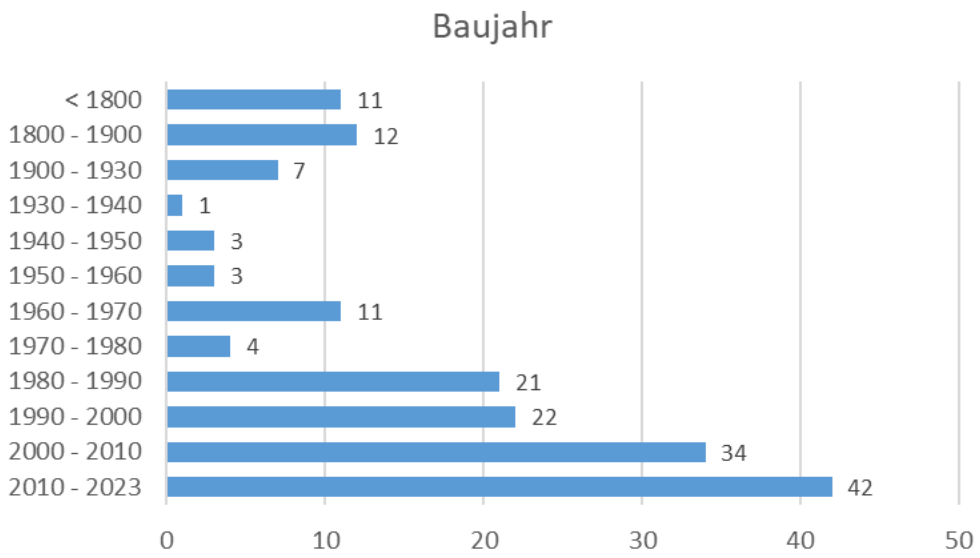

Abbildung 1-4: Durchschnittsalter der kleinen Stauanlagen unter kantonaler Aufsicht sowie Verteilung deren Anzahl nach Altersklassen (Angaben BFE, 2023)

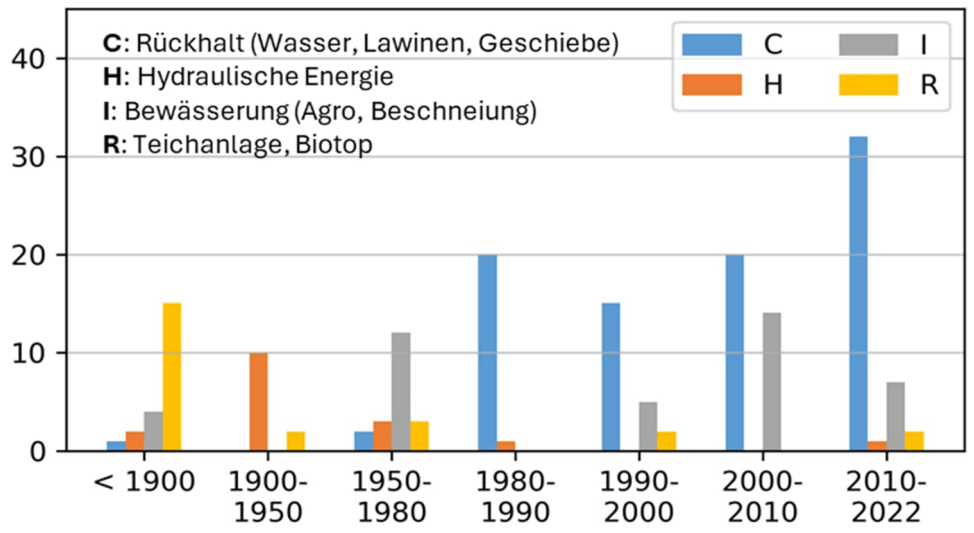

Abbildung 1-5: Zeitliche Verteilung der Realisierung der unterstellten kleinen Stauanlagen mit jeweiliger Unterteilung nach deren heutigem Nutzungszweck (Angabe BFE, 2023)

1.4.4 Stauhöhen und Stauvolumen

Die kumulative Verteilung der Stauhöhen und Stauvolumen der unterstellten kleinen Stauanlagen ist in Abbildung 1-6 dargestellt. Rund 80% der unterstellten kleinen Stauanlagen weisen eine Stauhöhe von kleiner 10 m und rund 90% ein Stauvolumen von kleiner als 100'000 m^3 auf.

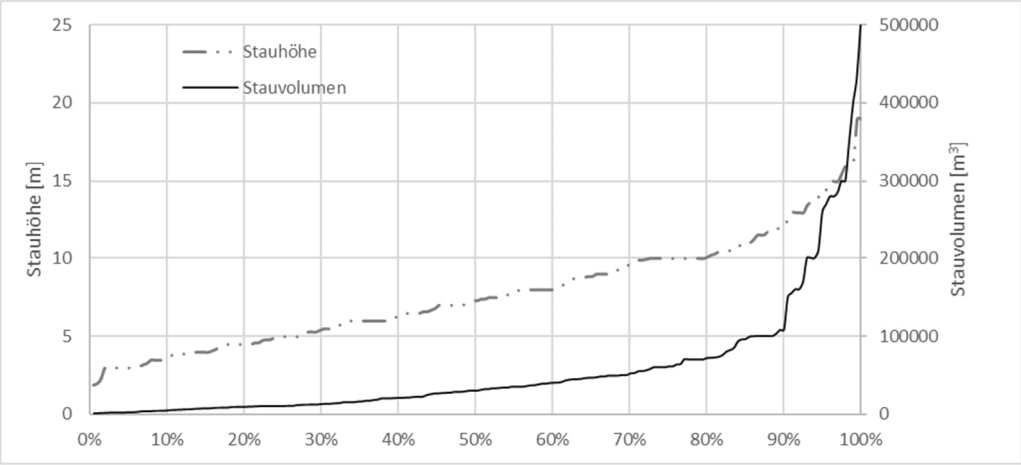

Abbildung 1-6: Kumulative Verteilung der Stauhöhen und Stauvolumen der unterstellten kleinen Stauanlagen (Angabe BFE, 2023)

2 Definition kleine Stauanlagen

2.1 Definition gemäss Stauanlagengesetz

Im vorliegenden Dokument bezieht sich der Begriff "kleine Stauanlagen" auf diejenigen Stauanlagen, die nicht als "grosse Stauanlagen" gemäss der Definition in Artikel 3 des Stauanlagengesetzes (StAG, 2010) eingestuft sind (Abbildung 2-1).

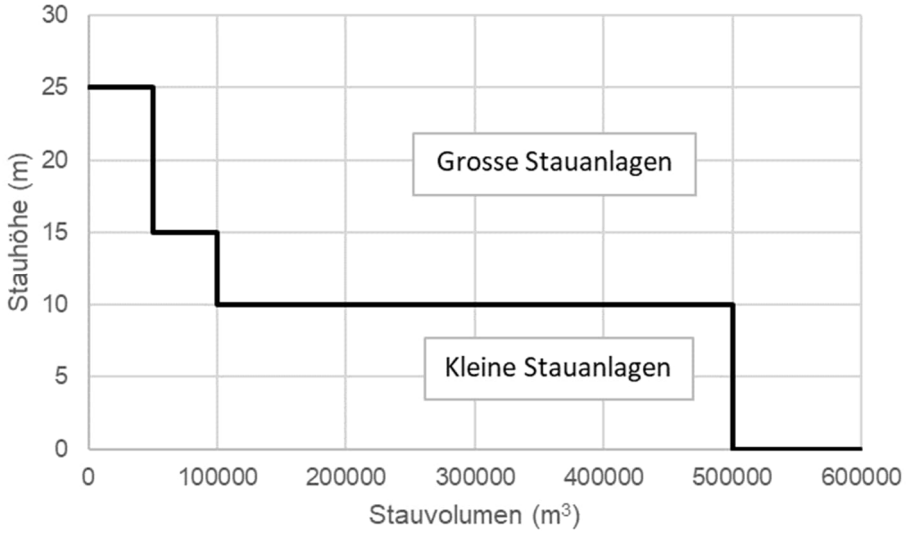

Abbildung 2-1: Geometrische Kriterien zur Definition von "Grossen Stauanlagen" (nach (StAG, 2010) Art. 3) und "Kleinen Stauanlagen"

Die Abgrenzung zwischen kleinen und grossen Stauanlagen gemäss Abbildung 2-1 gilt sowohl für Staumauern und Staudämmen als auch für Wehranlagen.

Die Hinweise und Empfehlungen in der vorliegenden Fachpublikation können sowohl auf kleine Stauanlagen angewendet werden, die dem StAG unterstellt sind, als auch auf jene, die dem StAG nicht unterstellt sind (spezielle Hinweise in Kapitel 9).

Im Weiteren werden alle Stauanlagen, welche der Stauanlagengesetzgebung unterstehen, gemäss den Richtlinien Teil C2 und C3 für den Zweck des Hochwassersicherheitsnachweises und der Erdbebenüberprüfung in drei Klassen gemäss Abbildung 2-2 eingeteilt, an welche unterschiedliche Anforderungen gestellt werden. Die kleinen Stauanlagen gemäss Abbildung 2-1 werden der Stauanlagenklasse III zugeteilt.

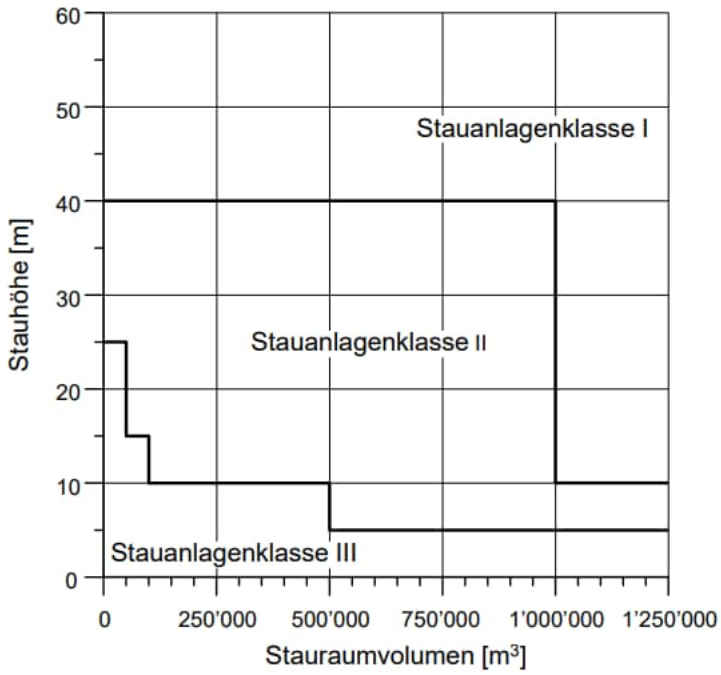

Abbildung 2-2: Definition der drei verschiedenen Stauanlagenklassen I, II und III gemäss Richtlinie Teil C2 und C3 (StAG, 2010)

2.2 Abgrenzung auf Einzelbauwerke

In der vorliegenden Fachpublikation werden nur Einzelbauwerke betrachtet. Insbesondere im Kapitel 4 wird die Betrachtung der Hochwassersicherheit auf ein einzelnes Bauwerk beschränkt. Die übergeordneten Hochwasserschutzkonzepte oder Schutzkonzepte gegen Murgänge, Schneelawinen etc. auf Ebene der Einzugsgebiete, in denen Stauanlagen für den Hochwasserrückhalt oder Geschiebesammler, Lawinenschutzdämme etc. als Schutzelemente mitberücksichtigt werden können, werden hier nicht betrachtet.

Die Fachpublikation fokussiert sich auf die technischen Aspekte, die für die Ingenieure, Anlagenbetreiber und Aufsichtsbehörden kleiner Stauanlagen relevant sind.

Die meisten Ausführungen in dieser Fachpublikation beziehen sich auf die „klassischen“ Stauanlagen. Eine neue Richtlinie für Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren ist beim BFE als Richtlinie Teil G zum Zeitpunkt der Fertigstellung der vorliegenden Publikation in Arbeit. Teils werden in der vorliegenden Fachpublikation in Kapitel 7 die Besonderheiten der Anlagen zum Schutz vor Naturgefahren schon vorweggenommen.

3 Planung, Bau und konstruktive Nachweise

3.1 Einleitung

Rund 60% der unterstellten kleinen Stauanlagen in der Schweiz haben einen Schüttdamm als Absperrbauwerk (Abbildung 1-2). Daher liegt der Schwerpunkt der Themen in diesem Kapitel insbesondere bei der Planung, dem Bau, dem Betrieb sowie beim Nachweis der Standsicherheit von Absperrbauwerken dieser Bauweise. Für Staumauern aus Beton können Publikationen wie die ICOLD-Bulletins 26, 36, 47, 79, 107, 136, 145, 165, 198 (ICOLD, 1976; ICOLD, 1982; ICOLD, 1983; ICOLD, 1991; ICOLD, 1997a; ICOLD, 2009a; ICOLD, 2009b) konsultiert werden.

Zu den Hauptthemen dieses Kapitels gehören die Versagensmechanismen von Staudämmen. Zudem werden Empfehlungen zur Erkundung des Dammkörpers und Baugrunds, zur Projektierung sowie zur Bauausführung von Schüttdämmen kleiner Stauanlagen gemacht. Es beinhaltet zudem Empfehlung für die erforderlichen Eigenschaften an das Schüttmaterial für Schüttdämme kleiner Stauanlagen und dessen Einbau.

Ziel ist es, die Planung und Ausführung von Schüttdämmen kleiner Stauanlagen möglichst zu vereinheitlichen. Die Empfehlungen sollen als Hilfsmittel bei der Planung, Erstellung der Ausschreibung und von Spezifikationen sowie zur Qualitätskontrolle bei der Ausführung dienen. Bei der praktischen Umsetzung eines Ausführungsprojekt für den Neubau oder die Sanierung einer kleinen Stauanlage wird im Weiteren empfohlen die projektspezifisch festgelegten Auslegungskriterien in einer Projektbasis (Nutzungsvereinbarung) festzuhalten.

Bestehende, kleine Staudämme älteren Datums weisen häufig einen homogenen Aufbau auf. Neuere Dämme und aktuelle Dammprojekte sind hingehen selten vollständig homogen, da in der Regel Drainagezonen oder ein Drainagefuss am luftseitigen Dammfuss vorgesehen werden. Eine Dammzonierung mit separatem Dichtungskern und Dammkörpermaterial und ggf. dazugehörigen Filter- und Drainageschichten ist in der Regel bei kleinen Stauanlagen nicht wirtschaftlich erstellbar. Dies ist aufgrund der vergleichsweisen feingliedrigen Geometrie der Dammzonen und folglich kleinerem Bedarf an spezifischen Schüttmaterialmengen sowie erschwertem Einbau bedingt. Bei technischen Erfordernissen, z.B. aufgrund des anstehenden Baugrundes oder der begrenzten Verfügbarkeit von geeignetem Dammschüttmaterial, kann auch bei einem kleineren Damm ein solcher zonierter Aufbau in Betracht gezogen werden. Die im nachfolgenden Kapitel gemachten Empfehlungen schliessen grundsätzlich alle kleinen Stauanlagen mit einem Staudamm als Staufunktion ein, unabhängig von dessen Zonierung und dem Dichtungselement.

Es wird der Dammkörper und die Dammaufstandsfläche behandelt. Untergrund-abdichtungen wie Schlitzwand, Injektionsschirm, etc. sind je nach Fundationsbedingungen (Geologie, Gradient) zusätzlich erforderlich.

Jeder Damm ist ein Prototyp, der gemäss den vorherrschenden Randbedingungen (Baugrund, verfügbares Dammschüttmaterial, Erdbebenbelastung, etc.) zu projektieren bzw. den lokalen Verhältnissen anzupassen ist. Die in der vorliegenden Publikation gemachten Empfehlungen können daher nur als generelle Hinweise dienen. Projektspezifische Abweichungen können sinnvoll und zweckmässig sein.

3.2 Versagensmechanismen von Staudämmen

3.2.1 Typische Versagensmechanismen von Schüttdämmen

Das Versagen von Schüttdämmen kann im Allgemeinen in die folgenden drei Kategorien eingeteilt werden (Abbildung 3-1):

1. Versagen durch Oberflächenerosion
2. Versagen durch innere Erosion
3. Versagen durch strukturelle Instabilität

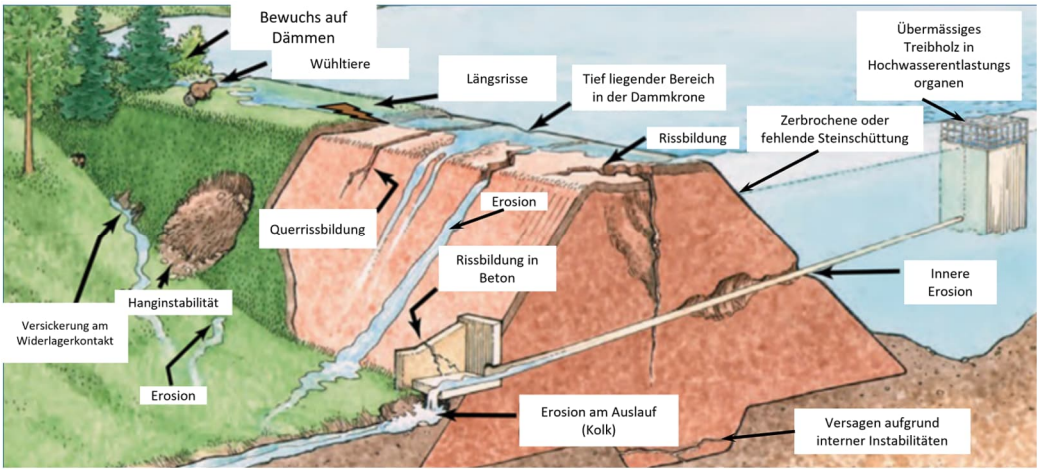

Abbildung 3-1: Typische Versagensmechanismen eines Staudammes (FEMA, 2016)

Internationale Statistiken (ICOLD, 1995) zeigen, dass die primären und sekundären Ursachen für rund 93% der Dammbrüche entweder das Überströmen des Bauwerks oder die innere Erosion des Dammkörpers oder der Fundamentschicht waren. Die Zahl der Brüche von Staudämmen, die nach 1950 gebaut wurden, ist weltweit deutlich zurückgegangen. Die meisten Dammbrüche ereignen sich innerhalb der ersten fünf Betriebsjahre. Ein Versagen aufgrund von innerer Erosion tritt hauptsächlich unter normalen Betriebsbedingungen auf und nicht unter aussergewöhnlichen Umständen wie ein Überströmen des Dammes oder infolge Erdbeben (Abbildung 3-2).

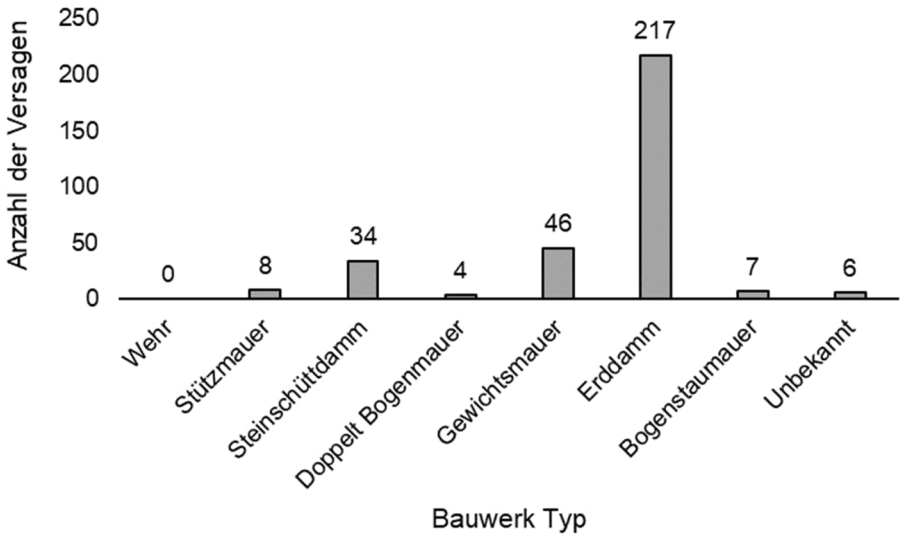

Abbildung 3-2: Anzahl der Dammbrüche nach Bauwerkstyp unterteilt (1900 - 2010) (Nach ICOLD Bull. 99, 2020 & Statkraft, 2022)

3.2.2 Versagen durch Oberflächenerosion

Schüttdämme sind nicht dafür konzipiert, unkontrolliert überströmt zu werden, da dieser Dammtyp besonders anfällig für Versagen durch Oberflächenerosion ist. Das Versagen durch Oberflächenerosion wird durch die unkontrollierte, erosive Wirkung des Oberflächenabflusses auf dem Dammkörper und ggf. neben dem Damm verursacht.

Versagen durch Oberflächenerosion kann direkt oder indirekt auf folgende Szenarien zurückgeführt werden:

- Überströmung:

  Erosion durch unkontrolliertes Abfliessen von Wasser über die und neben der luftseitigen Dammböschung. Mögliche Ursachen für eine Überströmung sind eine unzureichende Bemessung der Hochwasserentlastung, des Freibordes oder grosse Setzungswerte des Dammes oder der Fundation aufgrund von Konsolidierung oder Bewegungen in den Dammböschungen.

- Wellenerosion:

  Die Erosion der wasserseitigen Böschung durch Welleneinwirkung verringert die Breite des Dammquerschnitts und reduziert dessen Standfestigkeit.

- Erosion am Dammfuss:

  Erosion des luftseitigen Dammfusses durch fehlgeleiteten Abfluss der Hochwasserentlastungsanlage oder durch den Betrieb anderer Nebenanlagen wie Grund- oder Mittelablass. Gleiches gilt hinsichtlich einer möglichen Kolkbildung für einen Damm, dessen luftseitiger Dammfuss in unmittelbarer Nähe eines Wasserlaufs liegt, der sein Bett verlassen kann und zu einer Seitenerosion neigt.

3.2.3 Versagen durch innere Erosion

Die meisten permanent eingestauten Dämme weisen eine gewisse Durchsickerung auf. Dieses Sickerwasser muss in Bezug auf seine Abflussmenge und ggf. seine Trübung regelmässig mindestens visuell kontrolliert werden. Die Durchsickerung erfolgt durch

den Dammkörper selbst und/oder durch dessen Fundation bzw. anstehenden natürlichen Untergrund. Wenn die Durchsickerung unkontrolliert erfolgt, kann feines Material aus dem Dammkörper oder aus der Fundation erodieren und einen internen Erosionsprozess einleiten. Innere Erosion in Dämmen bezieht sich auf den Prozess, bei dem Wasser allmählich Bodenpartikel erodiert, was zu einer Schwächung der Stabilität des Dammes führt. Die Erosion tritt auf, wenn die Durchsickerung ausreichend hydraulische Kräfte (hydraulisches Potential) erzeugt, um dann feine Bodenpartikel zu lösen, die dann durch Risse, Hohlräume oder durchlässige Schichten im Damm oder Fundament weggespült und somit aus dem Dammkörper oder der Dammfundation ausgetragen werden. Im Laufe der Zeit kann dies zur Bildung interner Kanäle oder Hohlräume führen, wodurch die strukturelle Integrität des Dammes gefährdet und möglicherweise ein Versagen verursacht wird.

Innere Erosion ist eine der Hauptursachen für Dammversagen und muss sorgfältig überwacht und kontrolliert werden. Gemäss Absatz 4.6.7.1. der Richtlinie Teil C1 (BFE, 2017) ist ein Nachweis bezüglich des Risikos der inneren Erosion durchzuführen.

Es gibt vier Haupttypen der inneren Erosion von Dämmen:

1. Konzentrierte Leckagen:

   Diese treten auf, wenn konzentrierte Sickerströmungen eine Öffnung oder einen Riss im Damm oder in seinem Fundament erodieren, was zu einem möglichen Versagen führt. Bereiche mit geringem umgebenden Erddruck oder Risse können durch unterschiedliche Setzungen, eine Bogentragwirkung innerhalb des Dammkörpers, schlecht verdichtete Dammzonen, Austrocknung des Dammschüttmaterials, Frostwirkung, Erdbeben usw. entstehen.

2. Kontakterosion:

   Diese Erosionsform tritt an der Schnittstelle zwischen zwei Materialien unterschiedlicher Korngrössen auf, beispielsweise zwischen einer groben und einer feinkörnigen Schicht.

3. Rückschreitende Erosion:

   Feine Materialien werden von einem Austrittspunkt, oft auf der Luftseite liegend, rückwärts in Richtung der Wasserseite erodiert.

4. Suffosion:

   Dies geschieht, wenn feine Partikel ausgewaschen werden, während die gröberen Partikel an Ort und Stelle bleiben, was zu einer internen Schwächung der Bodenmatrix führt.

Details zu den Ursachen, zur Risikoanalyse und zu Massnahmen zur Vermeidung innerer Erosion sind im ICOLD Bulletin 167 (ICOLD, 2025) zu finden.

Sickerwasser kann auch zu Instabilitäten der luftseitigen Dammböschung führen, indem dieses das Schüttmaterial sättigt, und dadurch die Stabilität schwächt.

Höhlen oder Löcher, die von Tieren, wie beispielsweise durch das Murmeltier, den Fuchs, den Dachs, den Biber oder die Bisamratte geschaffen werden, führen zu Hohlräumen in der Böschung oder im Dammkörper, welche die Struktur schwächen und als präferenzielle Sickerwasserwege dienen können. Baumwurzeln können ebenfalls präferenzielle Sickerwege für das Sickerwasser bilden. Wenn Bäume absterben, können ihre verrottenden Wurzeln Hohlräume im Dammkörper hinterlassen, die dann als präferenzielle Sickerwege dienen, welche innere Erosion fördern und zur Instabilität des

Bauwerkes führen können. Weitere Informationen zu diesem Themenbereich sind in Kapitel 5.7.4 zu finden.

Im Dammkörper oder in der Dammböschung liegende Rohrleitungen (z.B. Grundablass), Rohrblöcke und oder andere starre Bauten können ebenfalls aufgrund ihrer glatten Oberflächen oder einer mangelnden Verdichtung der unmittelbar umgebenden Einbettung zu präferenziellen Sickerwasserwegen führen, entlang denen innere Erosion auftreten kann. Es wird daher dringend empfohlen, vom Einbau von Leitungen und anderen starren Strukturen in einen Damm abzusehen oder falls dies standortbeding nicht möglich ist, beispielsweise dammquerende Leitungen mit dem Durchlassbauwerk zu kombinieren und in dieses zu integrieren (siehe Praxisbeispiel HWRB Isigs Brüggli in Anhang A.6).

Es gilt allgemein, dass jede Einrichtung oder Änderung an einer Stauanlage, die dem StAG unterstellt ist und welche sich auf die Sicherheit der Anlage auswirkt, von der Aufsichtsbehörde genehmigt werden muss (Art. 9 (StAG, 2010)). Dies betrifft u.a. Leitungen, welche neu in einen Damm gelegt werden sollten.

3.2.4 Strukturelle Instabilität

Strukturelle Instabilität bedeutet die Bildung von Scherflächen im Schüttmaterial des Dammes und/oder in der anstehenden Fundation. Strukturelles Versagen eines Schüttdammes tritt in der Form eines Abrutschens oder einer Materialverschiebung entweder auf der Wasser- oder der Luftseite auf. Visuell erkennbare Erosionsrinnen, Ausbuchtungen, Setzungsmulden, (lokale) Böschungsrutsche, Risse sowie andere Unregelmässigkeiten des Dammkörpers, wie z.B. ein erhöhter Sickerwasseranfall, sind im Allgemeinen Anzeichen für eine ernsthafte Instabilität und können auf ein potenzielles strukturelles Versagen hinweisen.

3.3 Erkundung Dammkörper und Baugrund

3.3.1 Einleitung

Dieses Unterkapitel enthält einige grundlegende Informationen über die Erkundung des Dammschüttmaterials, den Aufbau des Dammköpers eines bestehenden Dammes sowie für einen Neubau einschliesslich der Erkundung der jeweils dazugehörigen Dammgründung. Der Zweck der Erkundung kann sein:

- Projektierung und/oder Bau eines neuen kleinen Staudammes
- Analyse der Stabilität eines bestehenden Staudamms für verschiedene Lastfälle, wie z.B.:
  - Statische Analyse des Dammes
  - Rasche Absenkung des Wasserspiegels im Stausee
  - Nachweis der Erdbebensicherheit des Staudammes
- Projektierung für die Sanierung oder Erhöhung des Dammes

Dieses Unterkapitel befasst sich hauptsächlich mit der Bestimmung der Materialeigenschaften des Dammschüttmaterials und der Dammfundation. Bei allen kleinen Stauanlagen muss durch Baugrunduntersuchungen festgestellt werden, ob das Dammschüttmaterial und die Fundationsschichten die entsprechend erforderlichen geotechnischen und geologischen Mindestanforderungen erfüllen. Die verschiedenen Bodenschichten sind zu identifizieren, zu klassifizieren und es sind die relevanten Bodenparameter zu bestimmen. Es ist zu berücksichtigen, dass alle Bohrungen und

Aufschlüsse ausreichend tief durchgeführt werden, um die Erstellung eines Baugrundmodells zu ermöglichen, welches die zu führenden Nachweise ermöglicht. Es sind alle Materialien zu beproben, die sich aufgrund des Gewichts des Dammes konsolidieren könnten, die unter Erdbebenbelastung instabil werden oder deren physikalische Eigenschaften das Verhalten oder die Stabilität des Dammes und/oder der Fundation beeinflussen könnten. Es ist zu beachten, dass selbst dünne Schichten (z.B. Sand) für die Stabilität und Durchlässigkeit von Dammkörper und Fundation von grosser Bedeutung sein können.

Die Baugrunduntersuchungen müssen von einem Team erfahrener, und mit der Konzeption und dem Bau von Stauanlagen vertrauten, Geotechniker und Geologen geplant und begleitet werden.

3.3.2 Baugrunduntersuchungen

Die Tiefe der geotechnischen und geologischen Untersuchungen ist grundsätzlich so zu wählen, dass die vom Bauwerk beeinflussten Bereiche des Untergrundes möglichst vollständig erfasst werden. Die Sondierungen für den Dammkörper und die Fundationsschichten (inklusive der Widerlager) werden mittels Baggerschlitzen oder Bohrungen

(i) bis zum Niveau der kompetenten Fundationsschicht, oder

(ii) bis zu einer Tiefe von nicht weniger als der 1.3- bis 1.5-fachen Dammhöhe, oder

(iii) bis zum 1.5-fachen der maximalen hydraulischen Druckhöhe durchgeführt.

Die Sondiertiefe wird ausgehende vom natürlichen Terrain gemessen. Sofern vorhanden, sollten die Bohrungen und Aufschlüsse bis in verkarstete Felsschichten, expandierende Tone, Bruch- und/oder geologische Scherzonen, aktive Verwerfungen, und tiefer als die Dichtwand oder, den Injektionsschirm reichen. Bohrungen müssen auch seitlich die Widerlager erkunden, bis zu einer Tiefe von nicht weniger als die 1.5-fache Dammhöhe.

Bei neuen Stauanlagen sollten Baugrunduntersuchungen in der Regel in mehreren Phasen durchgeführt werden, um die Informationen über den Baugrund und das Dammschüttmaterial laufend zu ergänzen. Die Lage der Aufschlüsse in der Situation sowie deren Tiefe und die Entnahmepunkte für Laboruntersuchungen sind individuell für die jeweilige Stauanlage sorgfältig zu planen und durchzuführen. Es wird empfohlen, den horizontalen Abstand der Erkundungsstellen nicht grösser als 30 - 50 m zu wählen. Bei zu erwartender Zonierung oder Heterogenität der Schichten muss dieser Abstand jedoch entsprechend verkleinert werden. In der Regel sind mindestens drei direkte Aufschlüsse im Bereich der Dammachse durchzuführen.

Gegebenenfalls ist auch im Stauraumbereich eine Baugrunderkundung durchzuführen, um die Eignung von allenfalls dort vorhandenem Dammschüttmaterial, die Dichtigkeit des Stauraums, sowie potenzielle Instabilitäten der Hänge abzuklären.

Es wird empfohlen, in den Bohrlöchern SPT-Versuche (Standard Penetration Test) durchzuführen, um

i. die Lagerungsdichte zu bestimmen,
ii. die undrainierte Scherfestigkeit zu korrelieren, und
iii. das Verflüssigungspotential abschätzen zu können.

Je nach Baugrund kann es in feinkörnigen Böden sinnvoll sein, alternativ CPT_U-Drucksondierungen (Cone Penetration Test einschliesslich Bestimmung des

Porenwasserdrucks u) durchzuführen, um die undrainierte Scherfestigkeit zu bestimmen. An im Baugrund entnommenen Bodenproben werden zudem die folgenden Laboruntersuchungen empfohlen:

- Materialklassifizierung gemäss USCS, d.h. mindestens ist die Kornverteilungslinie zu bestimmen und, sofern es sich um bindiges Material handelt, zusätzlich die plastischen Eigenschaften (Plastizitätsgrenzen nach Atterberg).
- Bestimmung der Scherfestigkeit, sofern

  (i) eine konservative Abschätzung der Scherparameter mit entsprechenden Abminderungsfaktoren nicht ausreichend erscheint oder

  (ii) diese nicht bereits mit in-situ Versuchen (SPT, CPTu) ausreichend bestimmt werden konnte.

  Die Bestimmung der drainierten und undrainierten Scherfestigkeit erfolgt idealerweise mit CD (konsolidiert, drainiert) und CU (konsolidiert, undrainiert) Triaxialversuchen, oder alternativ ausschliesslich mit CU-Versuchen unter direkter Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit und Bestimmung der drainierten Scherparameter mittels Auswertung des Spannungspfads (Berücksichtigung des Porenwasserdruckaufbaus). Bei Materialien mit grossen Körnern wird die Korngrössenverteilungskurve des Materials normalerweise basierend auf den Abmessungen der Testausrüstung durch Aussieben jener Körner, die grösser als eine bestimmte, versuchsbedingte maximale Grösse sind, angepasst.
- Bestimmung der Durchlässigkeit, sofern diese für die Planung relevant ist (z.B. kein Dichtungselement im Untergrund) und nicht ausreichend genau aus der Bodenklassifikation abgeleitet werden kann.
- Bestimmung des Setzungs- und Konsolidationsverhaltens mittels Ödometerversuch, sofern dies für die Planung von besonderer Bedeutung ist (z.B. setzungsempfindliche Bauwerke). Die Ergebnisse aus dem Ödometerversuch können Hinweise auf die Vorbelastung (OCR) und damit hilfreiche Informationen für die Abschätzung der undrainierte Scherfestigkeit liefern (mittels Critical State Soil Mechanics gemäss (Askarinejad, 2022)).

3.3.3 Beurteilung des Verflüssigungspotenzials

Die Verflüssigung des Materials des Dammkörpers (bei Erddämmen) oder der Fundationsschicht geht mit einer Verringerung der Scherfestigkeit aufgrund eines erhöhten Porenwasserdrucks während oder unmittelbar nach dem Erdbeben einher. Dieses Phänomen stellt ein erhebliches Risiko für die strukturelle Integrität von Dämmen dar und wurde als mögliche Ursache für Dammbrüche identifiziert. Daher ist es notwendig, eine genaue Bewertung des Verflüssigungspotenzials durchzuführen, die damit verbundenen Risiken zu mindern und mit geeigneten Massnahmen die Sicherheit und Stabilität der Stauanlage zu gewährleisten. Um das Potenzial der Verflüssigung auszuschliessen, muss nachgewiesen werden, dass der Boden nicht einen hohen Sättigungsgrad aufweist oder ausreichend dicht ist oder genügend hochplastische Feinmaterialien enthält, um eine Verflüssigung unter extremen seismischen Belastungen zu verhindern. Dieser Nachweis sollte durch eine detaillierte Analyse, einschliesslich Bodenklassifizierung und Versuche vor Ort, gestützt werden. Das Verflüssigungspotenzial wird in der Regel durch Korrelationen zwischen der Schwere der zyklischen Belastung während eines Erdbebens und den Ergebnissen von In-situ-Versuchen ermittelt, die einen Index der Lagerungsdichte liefern. Diese Versuche, wie

der Standard Penetration Test (SPT), dienen zur Bestimmung der relativen Dichte des Bodens und seiner Verflüssigungsbeständigkeit. Das Verhältnis zwischen zyklischer Beanspruchung durch seismische Ereignisse und der Bodendichte ist entscheidend für die Beurteilung des Verflüssigungspotenzials.

Kornverteilungsbereiche, die sich verflüssigen können, sind in der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C3 (BFE, 2025), gegeben.

3.3.4 Methoden zur Bestimmung der Materialeigenschaften

Der Umfang und die Auswahl der geeigneten Methoden zur Bestimmung der geotechnischen Materialeigenschaften hängt im Allgemeinen von der Bodenart, der Anzahl der erwarteten Materialtypen, den Zielen der Analyse (z.B. Neubau oder eine Ertüchtigung eines Dammes), den verfügbaren Ressourcen (z.B. Finanzen, Zeit etc.) und der Zugänglichkeit des Standorts ab. Es ist zu beachten, dass verschiedene Methoden zu unterschiedlichen Materialeigenschaften für dieselben Bodenschichten führen können. Es wird daher empfohlen, verschiedene Methoden zu kombinieren und so die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse für einen einzelnen Materialkennwert sicherzustellen. Sowohl Qualität als auch Quantität der Bestimmungsmethode sind daher von Bedeutung.

Die wichtigsten Materialeigenschaften, die normalerweise für einen Damm oder dessen Fundation relevant sind, und die entsprechenden Tests, sind in Tabelle 3-2 zusammengefasst. Diese Liste dient grundsätzlich als Übersicht und kann je nach den spezifischen Anforderungen des Projekts und der Art der Materialien angepasst und umgesetzt werden.

Die Methoden bzw. Tests (Versuche) wurden in drei Zuverlässigkeitskategorien (A, B und C) eingeteilt, wobei jeder Kategorie eine Farbe zugeordnet wurde. Die Beschreibung der einzelnen Kategorien ist in Tabelle 3-1 zusammengefasst. Die einzelnen Versuche (Tabelle 3-2) müssen nach der entsprechenden Norm durchgeführt werden. Die Liste der Normen für die wichtigsten geotechnischen Labor- und Feldversuche ist in Anhang B aufgeführt.

Tabelle 3-1: Beschreibung der Versuchskategorien zur Bestimmung der verschiedenen Materialeigenschaften

Kategorie des Tests	Beschreibung
Kategorie A	Diese Methodik ermöglicht eine direkte Messung der Materialeigenschaften, und die Ergebnisse gelten als verlässliche Werte vorausgesetzt, die entsprechenden Normen werden bei der Durchführung der Prüfungen genau eingehalten.
Kategorie B	Diese Methoden beruhen entweder auf direkten Messungen, die jedoch empfindlich auf die Störung der Probe reagieren, oder auf indirekten Messungen. Es gibt jedoch einen grossen internationalen Erfahrungsschatz und gut etablierte systematische Forschungsarbeiten zur Entwicklung zuverlässiger Korrelationen zwischen den Prüfdaten und den Materialeigenschaften.
Kategorie C	Diese Methoden basieren entweder auf indirekten Messungen, die empfindlich auf die Störung der Probe und die Repräsentativität der getesteten Probe (aufgrund des geringen Probenumfangs / geringe Anzahl) reagieren, oder die Dateninterpretationsmethode hat eine geringe Zuverlässigkeit oder es gibt möglicherweise ein hohes Mass an Streuung in den Korrelationsdiagrammen.

Tabelle 3-2: Liste der Materialeigenschaften und der entsprechenden Tests, Anwendbarkeit der Tests auf die Bodenart und Zuverlässigkeitskategorie

Gesuchte Material-eigenschaft	**Parameter/ Charakteristik**	**Versuch**	**Anwend-barkeit ***	**akzeptable Probe-störung**	**Kate-gorie**	**Vorge-schlagene Mindest-anzahl der zu unter-suchenden Proben in einer Boden-schicht (EC7)**
Klassifizierung	Korngrössen-verteilung	Siebanalyse	C1	G	A	4 - 6
		Schlämm-analyse	F1	G	A	4 - 6
	Konsistenz und Konsistenz-grenzen	Konsistenz-grenze	F1	G	A	4 - 6
		Bestimmung des Wassergehalts	F1	G	A	
	Organischer Gehalt	Oxidation		G	A	3 - 5
		Lichterfelder Methode		G	A	
		Glühverlust		G	A	
	Lagerungsdichte	Sandersatzmethode		IS	A	
		Nuclear Density Gauges (z.B. Troxlersonde)		IS	A	
		SPT (z.B. Bowles 1977)	C1 F2	IS	B	

		CPT (z.B. Robertson & Cabal, 2020, und Mayne 2007)	C2 F1	IS	B	
	e_{min} und e_{max} und Bestimmung von $e_{in\text{-}situ}$	Lab. Versuche z.B ASTM D-4253 und D-4254 und durch Bestimmung der Lagerungs-dichte z.B. ASTM D6938 − 23	C1	G/ IS	A	
Scherfestigkeit	Drainierte Scherfestigkeit	CD / CU Triaxialversuch	C1 F1	NM	A	2 - 4 *
		Direkter Scherversuch	C1 F1	NM	B	
	Undrainierte Scherfestigkeit	CU Triaxialversuch	C1 F1	NM	A	3 - 6 *
		UU Triaxialversuch	F1	NM	B	
		Freier Druckversuch	F1	NM	B	
		Taschen- und Laborflügelsonde	F1	NM	C	
		Taschenpenetrometer	F1	IS	C	
		Flügelscherversuch	F1	IS / NM	C	
	Scherfestigkeit in-Situ Versuche	SPT	C2 F3	IS	**B**	
		CPT und CPT(u)	C2 F1	IS	B	
		Pressiometer	CI F1	IS	B	
Steifigkeit	Scherwellen-geschwindigkeit	Down hole test		IS	B	
		Cross hole test		IS	A	
	Elastizitätsmodul (M_E, E, E_{oed}, G_0)	Plattendruckversuch (E_V und M_E)	C1 F1	IS	B	2 - 4
		Triaxialversuch	C1 F1	NM	A	
		Ödometertest	F1	NM	A	
		Flat Dilatometer (z.B. Marchetti, 1980)	F1	IS	B	
Erodierbarkeit	Erodierbarkeit	Jet erosion oder Pinholetest		LG	A	2 -4
Durchlässigkeit	Durchlässigkeit	Konstante Druckhöhe	C1 F1	NM	A	3 - 5
		Fallende Druckhöhe	F1	NM	A	
		In-Situ Versuche	C1 F1	IS		
Konsolidierungs-eigenschaften	Konsolidierungs-beiwert	Ödometertest	C2 F1	NM	A	2 - 4
Verdichtbarkeit	Proctordichte und Proctorkurve	Proctorversuch		G	A	3 - 5

Legende:

- Spalte «Anwendbarkeit»:
  - Die Daten basieren teilweise auf der Norm EC7 (EC7, 2007).
  - C: grobkörniges Material (Sand oder Kies), F: feinkörniges Material (Toniges oder siltiges Material), wie in ISO 14688-1 (EN ISO 14688-1, 2017) definiert.
  - Die Zahlen (1, 2 & 3) geben den Grad der Anwendbarkeit des Tests auf jeden Materialtyp an; 1: hoch, 2: mittel, 3: gering.
- Spalte «Akzeptable Probestörung» (siehe auch Anhang C):
  - G: gestört, IS: In-situ, NM: niedrigstmöglich, LG: leicht gestört
- Spalte «Vorgeschlagene Mindestanzahl der zu untersuchenden Proben in einer Bodenschicht (EC7)»:

  * Eine (1) empfohlene Prüfung bedeutet einen Satz von drei (3) Einzelproben, die bei unterschiedlichen Zelldrücken getestet werden

Zur Bestimmung der Scherfestigkeitsparameter von kiesigem Material werden grosse Triaxialversuche oder grosse direkte Scherversuche empfohlen, z.B. (Simoni & Houlsby, 2006).

3.3.5 Anzahl der Proben / Tests pro Schicht

Geotechnische Untersuchungen sind so zu planen, dass sichergestellt ist, dass relevante geotechnische Informationen und Daten in den verschiedenen Phasen des Projekts zur Verfügung stehen, um festgestellte und erwartete Projektrisiken bewältigen zu können (EC7, 2007).

Das Untersuchungsprogramm für Baugrund- und/oder Dammschüttmaterial sollte, sobald die Ergebnisse vorliegen, überprüft werden, damit die ursprünglichen Annahmen verifiziert werden können. Insbesondere sollte die Anzahl der Proben erweitert werden, wenn dies für notwendig erachtet wird, um einen genauen Einblick in die Komplexität und die Variabilität des Baugrundes am Sperrenstandort resp. der entsprechenden Dammschüttmaterialentnahmestellen zu erhalten. Zudem sollten die ermittelten Parameter dahingehend überprüft werden, ob für das geotechnisch-geologische Model eine Zonierung mit jeweils einheitlicher Charakteristik pro Zone definiert werden kann. Falls erforderlich, sollten zusätzliche Versuche festgelegt werden. Sowohl im Labor, im Feld, als auch im Ingenieurbüro muss je ein geeignetes Qualitätssicherungssystem vorhanden sein.

Es gilt zu beachten, dass die Zuverlässigkeit der geschätzten Werte für charakteristische Parameter einer bestimmten Bodenschicht sowohl von der Qualität der Probennahme und der anschliessenden Versuche sowie von deren Quantität abhängt (Mitchell, 2009). Es ist üblich, dass für dieselbe Schicht unterschiedliche Materialparameter in verschiedenen Labor- und In-situ-Tests ermittelt, werden (Loehr , Ding, & Likos, 2015). Daher kann der aus einer begrenzten Anzahl von Messungen abgeleitete Parameter unabhängig von der Bestimmungsmethode eine erhebliche Unsicherheit aufweisen (Baechler & Christian, 2005; Baecher, 1983). Eine steigende Anzahl an Versuchen erhöht die Genauigkeit bei der Bestimmung der Materialparameter.

Die Tabelle 3-2 beinhaltet zudem einen Vorschlag für die Mindestanzahl an Tests pro geotechnische Einheit. Diese Werte basieren auf den Empfehlungen der Norm EC7, 2007.

3.4 Projektierung von Schüttdämmen

3.4.1 Lastfälle Standsicherheitsnachweise

Für die Standsicherheitsnachweise (Statik, Erdbeben und Hochwasser) sind in den Richtlinienteilen C1 bis C3 (BFE, 2017; BFE, 2018; BFE, 2025) die entsprechenden Lastfälle definiert, die je nach Zweck des Schüttdammes variieren können.

3.4.2 Abminderungsfaktoren für die Scherfestigkeit

Gemäss dem Kapital 4.6.3 «Bestimmung der Materialeigenschaften» der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C1 (BFE, 2017) dürfen die Scherfestigkeitskennwerte des Bodens aus der Literatur entnommen werden. Dies ist jedoch nur für bestehende Stauanlagen der Klasse III vorgesehen und es sind Abminderungsfaktoren auf diese angenommenen Werte anzuwenden (Kap. 4.6.3 der Richtlinie, Teil C1). Zu dieser Reduktion kommen noch die partiellen Widerstandsfaktoren nach Kapitel 4.6.5 der Richtlinie, Teil C1 hinzu.

Zusätzlich ist zu beachten, dass für den Erdbebennachweis der Stauanlagen der Klasse III die zyklische undrainierte Scherfestigkeit vereinfachend mit 80% der statischen undrainierten Scherfestigkeit angenommen werden kann (gemäss BFE Richtlinie Teil C3).

3.4.3 Verkehrslast und minimale Anforderungen an die Dammkronenbreite

3.4.3.1 Durchgehend befahrbare Dammkronen

Für den Fall einer mittels einer Flurstrasse für Landwirtschafts-, Unterhalts- und/oder Forstwirtschaftsfahrzeuge durchgehend befahrbaren Dammkrone werden die folgenden minimalen Werte für die Fahrbahnauslegung empfohlen (siehe Praxisbeispiel HRR Hegmatten in Anhang A.5):

- Kronenbreite: 5.00 m
- Strassenbreite: 3.50 bis 4.00 m
- Verkehrslast: 44 t resp. gemäss Lastmodell 1 aus SIA 261.

Die daraus resultierende Breite für das minimale seitliche Bankett beträgt in Abhängigkeit der gewählten Strassenbreite 0.50 bis 0.75 m.

3.4.3.2 Nicht befahrbare Dammkronen

Für den Fall einer nicht durchgehend befahrbaren, jedoch allenfalls mittels eines Fussweges begehbaren Dammkrone, werden die folgenden minimalen Auslegungswerte empfohlen (siehe Praxisbeispiel HWRB Isigs Brüggli in Anhang A.6):

- Kronenbreite: 3.00 m
- Fusswegbreite: 1.30 m
- Verkehrslast: Maschineneinsatz im Bauzustand ist massgebender Lastfall

Die daraus resultierende Breite des seitlichen Banketts beträgt 0.85 m. Massgebend für die Kronenbreite in diesem Fall ist, dass die Dammkrone während dem Bau und auch

später für den Unterhalt mit kleineren Baumaschinen, Gerätschaften und Fahrzeugen befahren werden kann.

3.4.3.3 Standsicherheitsnachweise unter Berücksichtigung der Verkehrslasten

Sofern für die Standsicherheitsnachweise von Dämmen kleiner Stauanlagen relevant, sind die Verkehrslasten je nach Fall als normale oder ausserordentliche Einwirkung zu berücksichtigen.

3.4.4 Spezifikation Dammschüttmaterial

Die Planung des Schüttdammes richtet sich in der Regel nach dem in geeigneter Qualität und Mange verfügbaren Material. Häufig dürfte es sich hierbei um Moräne handeln, d.h. sandiger Kies mit Anteilen von Silt und Ton. Moränenmaterial weist im Allgemeinen eine gute Stabilität bei geringer Durchlässigkeit auf und ist deshalb als Dammschüttmaterial geeignet. Eine gut abgestufte Kornverteilungslinie (kein Fehlkorn und keine Unstetigkeiten) ist vorteilhaft bezüglich Dichtigkeit, Verarbeitbarkeit und Sicherheit gegen innere Erosion. Das Kornverteilungsband eines geeigneten Dammschüttmaterials ist in Abbildung 3-3 angegeben. Davon abweichendes Material kann ebenfalls zur Anwendung kommen, sofern dies in der Projektierung des Dammes entsprechend berücksichtigt wird.

Die Stabilität des Materials des Schüttdammes und der Fundation ist gegen alle möglichen Formen der inneren Erosion sowie die Filterstabilität angrenzender Dammzonen und zum Untergrund lückenlos nachzuweisen (ICOLD, 2009c). Ggf. ist zudem der zu erwartende Sickerwasseranfall zu bewerten.

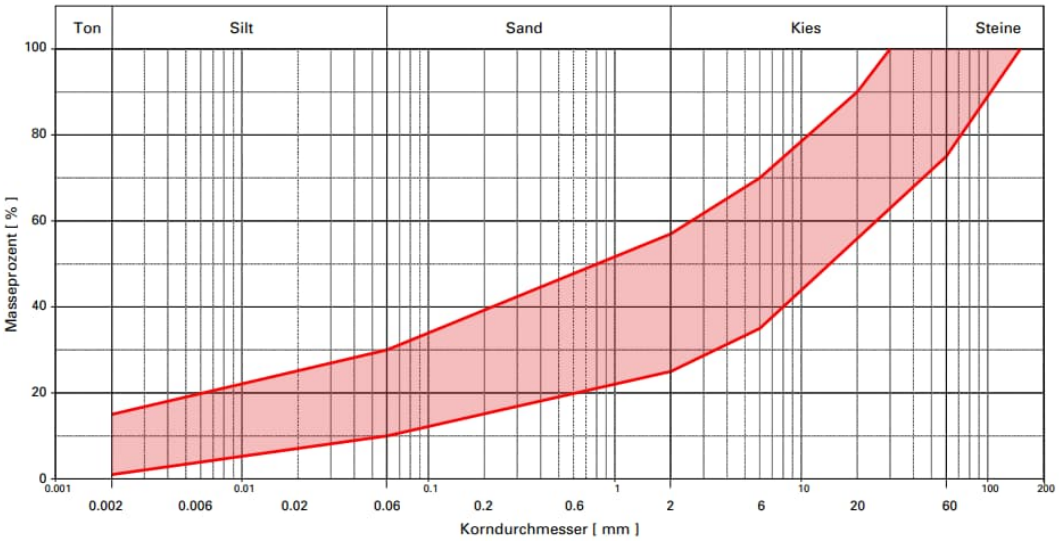

Abbildung 3-3: Kornverteilungsband von geeignetem Dammschüttmaterial (von Moos, 2016)

In der Ausschreibung ist das erforderliche Dammschüttmaterial nach USCS-Klassifikation, Kornverteilungsband und Durchlässigkeit zu spezifizieren. Der Bereich der geforderten Eigenschaften sollte demjenigen des in der Projektierung angenommenen Schüttmaterials entsprechen.

Das Grösstkorn ist auf 60 bis 150 mm zu begrenzen, damit die Schichtstärke für den Einbau und die Verdichtung auch limitiert werden kann, und übliche Baumaschinen zur Anwendung kommen können.

Das Schüttmaterial sollte keine organischen Bestandteile enthalten. Sind diffus verteilte, feine Partikel nicht zu vermeiden, ist die Obergrenze von organischen Beimengungen auf ≤ 3 Masse-% zu beschränken.

3.5 Ausführung und Baukontrollen von Schüttdämmen[1]

3.5.1 Einleitung

Für die Bauausführung ist ein Prüf- und Kontrollplan vorzusehen und umzusetzen. Es ist empfohlen, dass der Prüf- und Kontrollplan bereits vor erteilter Plangenehmigung im Entwurf vorliegt. Der Einbau von Schüttmaterial erfordert am Prozess beteiligtes und mit der Materie vertrautes Fachpersonal. Die im Nachfolgenden gemachten Empfehlungen können fachtechnisches Wissen und Urteilsvermögen nicht ersetzen.

3.5.2 Dammaufstandsfläche

3.5.2.1 Anforderungen an die Dammaufstandsfläche

In der Fundation der Schüttung sind alle organischen Bestandteile (Gras, Oberboden, Pflanzen, Wurzeln, etc.) vollständig zu entfernen.

Zusätzlicher Aushub kann erforderlich sein, um die Dammschüttung auf einem ausreichend tragfähigen Untergrund zu fundieren. Das ausgehobene Material ist durch geeignetes (siehe Kapitel 3.5.3) und ausreichend verdichtetes Dammschüttmaterial (siehe Kapitel 3.5.3.3) zu ersetzen.

Beim Anschluss der Schüttung an einen bestehenden Damm oder ein Widerlager sind diese schichtweise abzutreppen, damit eine Verzahnung mit der neuen Dammschüttung entsteht.

Es ist notwendig, die aktuellen Eigenschaften des Baugrunds aufzuschliessen, bevor die Schüttung erfolgt. Die in der Projektierung angenommenen Bodenparameter sind durch entsprechende Versuche zu überprüfen:

- Überprüfung der Tragfähigkeit (Plattendruckversuch / M_E-Wert)
- Durchlässigkeit (in-situ Versuch oder an ungestörter Probe)
- Bodenklassifikation (nach USCS)
- Scherfestigkeit

Es ist die Mindesttragfähigkeit ME1 ≥ 30 MN/m^2 bzw. EV1 ≥ 22.5 MN/m^2 anzustreben (gemäss (SN 670317, 2018)). Falls erforderlich, sind Massnahmen zu ergreifen, wenn der Wert ME1 unter 30 MPa liegt. Er sollte jedoch stets 20 MPa überschreiten.

Dazu wird es erforderlich sein, die Fundation entsprechend zu verdichten (siehe Kapitel 3.5.3.3). Gefrorener Boden stellt keinen geeigneten Baugrund dar.

Neben dem Materialersatz können auch Rüttelstopfverdichtung, eine eingewalzte Schroppenlage oder in-situ Stabilisierung zum Einsatz kommen. Dabei ist zu beachten, dass diese Massnahmen die Durchlässigkeit des Untergrunds erhöhen, was entsprechend in der Planung zu berücksichtigen ist. Bei kleinen Stauanlagen mit vergleichsweise kleinen Dimensionen sollte der Materialersatz aus ökonomischen Gründen bevorzugt werden.

[1] (Auszug aus Merkblatt "Schüttmaterial und Einbau bei Kleinen Stauanlagen, AFRY Schweiz AG, 2023)

3.5.2.2 Kontrollintervall der Dammaufstandsfläche

Die Dammaufstandsfläche ist über ihre gesamte Fläche vor Erstellung der Schüttung zu kontrollieren, zu dokumentieren und freizugeben. Neben der geologischen Aufnahme und visuellen Kontrollen sind an ausgewählten Stellen Versuche durchzuführen, um die in Kapitel 3.5.2.1 definierten Anforderungen zu überprüfen. Auf der Dammaufstandsfläche sind mindestens 3 Prüfungen, bzw. 1 Prüfung pro 300 – 500 m^2 Dammaufstandsfläche durchzuführen.

3.5.3 Dammschüttmaterial

3.5.3.1 Materialquelle und Homogenität

Das potenzielle Dammschüttmaterial ist an mindestens einer repräsentativen Mischprobe pro Entnahmestelle bzw. alle 1'000 m^3 wie folgt zu untersuchen:

- Klassifizierung (gemäss USCS), d.h. mindestens ist die Kornverteilungslinie zu bestimmen und, sofern es sich um feinkörniges Material handelt, zusätzlich die plastischen Eigenschaften (Plastizitätsgrenzen nach Atterberg).
- Bestimmung des Feinkornanteils (Schlämmanalyse).
- Bestimmung natürlicher Wassergehalt w.
- Proctorversuch um den optimalen Einbauwassergehalt wopt und die erzielbare Trockendichte γd zu ermitteln.
- Bestimmung der Scherfestigkeit, idealerweise mit Triaxialversuchen, CD und CU Triaxialversuche oder alternativ nur CU Triaxialversuch mit Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit auf Basis des Spannungspfades.
- Bestimmung der Durchlässigkeit (Durchlässigkeitsversuch), sofern dies für die Planung von besonderer Bedeutung ist. Es ist zu beachten, dass die Messung der In-situ-Durchlässigkeit in den Bohrlöchern aufgrund von Verschmierungen entlang der Bohrlochwand zu niedrigeren Werten führen kann. Es wird empfohlen, die In-situ-Durchlässigkeit auch in Baggerschlitzen zu messen.
- Bestimmung des Setzungs- und Konsolidationsverhaltens mittels Ödometerversuch, sofern dies für die Planung von besonderer Bedeutung ist (z.B. setzungsempfindliche Bauwerke). Zudem kann mit den Ergebnissen aus den Ödometerversuchen die undrainierte Scherfestigkeit auf Basis der drainierten Scherparameter abgeschätzt werden (oder umgekehrt).
- Bei Indikation für organische Bestandteile ist der Glühverlust zu bestimmen.

Die Homogenität des Dammschüttmaterials jeder Dammzone ist so gut wie möglich sicherzustellen. Deshalb sollte das Dammschüttmaterial für eine Dammzone möglichst aus *einer einzigen* Entnahmestelle stammen. Weitgehende Homogenität von Material innerhalb einer Entnahmestelle kann u.U. durch Selektion innerhalb der Entnahmestelle, eine entsprechende Abbaumethode oder Mischen der anstehenden Böden erreicht werden.

Vorzugsweise sollte das Dammmaterial für kleine Schüttdämme aus maximal drei verschiedenen Entnahmestellen stammen, und das Volumen pro Entnahmestelle sollte 3'000 bis 5'000 m^3 nicht unterschreiten.

Ist das für eine Dammzone vorgesehene Schüttmaterial einer Entnahmestelle oder aus verschiedenen Entnahmestellen nicht homogen, so ist eine entsprechende Zonierung des Dammes vorzusehen.

3.5.3.2 Anforderungen Dammschüttung und Dammkronenweg

In der Dammschüttung sollte eine Trockendichte von 97% der Standard-Proctordichte erreicht werden ($\gamma_{d,erf} \geq 97\%\ \gamma_{d,max}$). Dies wird in der Regel erreicht, wenn der Wassergehalt von homogenem Schüttmaterial im Bereich w_{opt} -2% ≤ w ≤ w_{opt} +2% liegt.

Für den Dammkronenweg ist die Mindesttragfähigkeit $M_{E1} \geq 30$ MN/m^2 bzw. $E_{V1} \geq 22.5$ MN/m^2 anzustreben (gemäss (SN 670317, 2018)), was der unteren Limite der «hohen Tragfähigkeit» (Klasse S3) gemäss (VSS, 2019) entspricht.

Für die üblicherweise in den Stabilitätsnachweisen anzuwendenden Verkehrslasten bei befahrenen oder nicht befahrbaren Dammkronen wird auf des Kapitel 3.4.2 verwiesen.

3.5.3.3 Einbau und Verdichtung Dammschüttung

Um eine ausreichende Verdichtung zu erzielen, erfolgt die Verdichtung von bindigem, feinkörnigem Material mit einer Schaffusswalze, während die Verdichtung von nicht-bindigem bzw. grobkörnigem Material mit einer glatten Vibrowalze erfolgt. Die Dammschüttung entlang von Bauwerken hat mit Rüttelplatten zu erfolgen. Abmessungen und Gewicht der Verdichtungsgeräte werden vom Unternehmer ausgewählt, welcher die Eignung seiner Geräte vor Beginn der Baumassnahme auf einem Versuchsfeld nachzuweisen hat. Das Versuchsfeld soll die Mindestabmessungen von 10 m x 20 m haben, und es sollen darauf mindestens 5 Schichten verdichtet werden.

Auf dem Versuchsfeld wird zudem ermittelt, wie viele Übergänge (Passen) mit dem verfügbaren Verdichtungsgerät erforderlich sind, um den geforderten Verdichtungsgrad für die gewählte Schichtstärke zu erzielen. Einbaugeräte und Einbaumethoden sind zudem so zu wählen, dass ein guter Verbund der Materialschichten gewährleistet ist.

Einbau und Verdichtung des Dammschüttmaterials sollten in der Schichtstärke D von 30 bis 40 cm im verdichteten Zustand resultieren. Die Schichtstärke D sollte mindestens dem dreifachen des Grösstkorns d_{max} entsprechen.

Um einen homogenen Einbau zu erreichen, soll der Einbau gleichmässig über die gesamte Dammfläche parallel zur Dammachse erfolgen. Die Verdichtung des Dammes entlang der Böschungsoberfläche wird mit einem Überprofil der Schüttung von 30 bis 50 cm erzielt, welches anschliessend profilgerecht abzuziehen ist.

Regenwasser sollte von den Oberflächen frei abfliessen können. Deshalb sind die Oberflächen der Dammschüttung während der Bauarbeiten mit einem Quergefälle von 4% (feinkörniges Material) bzw. mindestens 2.5% (grobkörniges Material) vorzusehen. Die Oberflächen von Etappen, die über längere Zeit nicht überschüttet werden, oder bei Arbeitsunterbrechungen aufgrund von Niederschlag, sind diese zum Witterungsschutz glatt abzuwalzen und vor der Wiederaufnahme der Schüttarbeiten aufzurauen. Durchnässte oder ausgetrocknete Oberflächen müssen vor Beginn der weiteren Arbeiten abgetragen werden.

Bei feinkörnigem Untergrund und/oder feinkörnigem Dammschüttmaterial baut sich infolge Verdichtung ein Porenwasserüberdruck auf, welcher sich infolge Konsolidation über die Zeit abbaut. Um während der Dammschüttung eine ausreichende Stabilität zu gewährleisten, kann es erforderlich sein, den Schüttvorgang zu verlangsamen oder Schüttpausen einzuplanen.

Eine Dammüberhöhung soll nach Bauende noch zu erwartende Setzungen kompensieren. Das Überhöhungsmass ist massgeblich von der Schütthöhe und der

Baugrundeigenschaften abhängig. Die Schüttkote im Kronenbereich und die Böschungsneigungen im Bereich der Dammschultern werden entsprechend angepasst.

3.5.3.4 Verdichtungskontrollen

Die Verdichtungskontrolle der Dammschüttung erfolgt über den in Kapitel 3.5.3.2 definierten Verdichtungsgrad (Proctordichte). Neben der Kontrolle der Verdichtungsparameter ist die verdichtete Oberfläche ebenfalls schichtweise visuell auf ausreichende Verdichtung bzw. aufgelockerte Bereiche zu untersuchen. Wenn Baumaschinen und Lastwagen auf der Dammschüttung Spurrinnen hinterlassen, deutet dies auf einen zu hohen Wassergehalt des Dammschüttmaterials hin.

Für die periodische Verdichtungskontrolle eignen sich diverse Methoden, welche je nach Ausrüstung des Prüflabors angewendet werden können. Übliche Methoden zur Verdichtungskontrolle sind das Sandersatzverfahren und die Kontrolle mittels Troxlersonde:

- Beim Sandersatzverfahren ist mindestens 1 Test je angefangene 500 - 1000 m^3 verdichtetes Dammvolumen durchzuführen und mindestens eine Messung pro 30 bis 50 m Länge der verdichteten Schicht (Kriterium in Abhängigkeit vom gesamten Dammvolumen).
- Bei der Verdichtungskontrolle mittels Troxlersonde sind mindestens 10 Messpunkte alle 300 – 500 m^2 und mindestens eine Messung pro 30 bis 50 m Länge der verdichteten Schicht nach 1 bis 2 eingebauten Schichten vorzunehmen. Neben der Proctordichte wird mit dieser Methode zudem der Wassergehalt bestimmt. Es wird empfohlen, dass der Wassergehalt in folgendem Bereich liegt: w_{opt} -2% ≤ w ≤ w_{opt} +2%.

Verdichtungskontrollen der Dammschüttung sollen ebenfalls in Bereichen durchgeführt werden, die eine zweifelhafte Verdichtung vermuten lassen. Besondere Aufmerksamkeit ist der Dammschüttung im Anschlussbereich von Bauwerken (z.B. Grundablass, Hochwasserentlastung) zu schenken.

Die Verdichtungskontrollen können unter anderem mit Penetrometer- oder Plattendruckversuchen kombiniert werden. Daraus lässt sich die Druckfestigkeit resp. Tragfähigkeit ableiten, welche ebenfalls Aufschluss über den Verdichtungsgrad der Schüttung gibt. Einen direkten Vergleich mit dem im Labor nachgewiesenen optimalen Verdichtungsgrad (Proctordichte) ist dabei jedoch nicht möglich.

Für den Unterhaltsweg auf der Dammkrone soll die Tragfähigkeit (M_E-Wert; siehe Kapitel 3.5.3.2) mittels Plattendruckversuch kontrolliert werden. Es sind grundsätzlich mindestens 3 Prüfungen, bzw. 1 Prüfung pro 30 m durchzuführen.

3.5.3.5 Aufbereitung

Feinkörniges Material wird im natürlichen Zustand in der Regel zu feucht sein, um eine optimale bzw. die geforderte Verdichtung (siehe Kapitel 3.5.3.2) zu erzielen. Es ist deshalb zu empfehlen, das vorgesehene bindige bzw. feinkörnige Schüttmaterial nur bei trockener Witterung abzubauen, zu transportieren und einzubauen. Gelagertes Material ist wasserdicht abzudecken. Insbesondere soll das Material nicht während Regens verdichtet werden, d.h. die Arbeiten sind temporär zu unterbrechen.

Liegt der vorhandene Wassergehalt w_{vorh} nur geringfügig über dem optimalen Wassergehalt w_{opt}, kann durch Lufttrocknung und mehrmaliges Umschichten eine entsprechende Korrektur erzielt werden. Die Homogenität des Materials bzw. ein

gleichmässiger Wassergehalt des getrockneten Materials ist durch Mischen zu gewährleisten.

Ist das bindige bzw. feinkörnige Material deutlich zu feucht ($w_{vorh} >> w_{opt}$), kann es erforderlich werden, das Material bzw. die Entnahmestelle zu wechseln. Alternativ bzw. zusätzlich kann das zur Verfügung stehende Material stabilisiert werden. In der Regel wird dazu ungelöschter Kalk verwendet. Die Eignung der Stabilisierungsmassnahmen ist durch Versuche (Scherversuche) zu belegen. Bei der Projektierung der Massnahme gilt es zu berücksichtigen, dass sich eine kalkstabilisierte Schüttung positiv auf deren Tragfähigkeit und die Reduktion der Durchlässigkeit auswirkt, jedoch steif und anfällig für Risse ist. Eine reine zementstabilisierte Dammschüttung ist für Stauanlagen eher ungeeignet, da die Verfestigung mit einer starken Zunahme des Steifemoduls bzw. Verformungsmoduls einhergeht.

Für das Verdichten von grobkörnigem Material, z.B. für Filter- und Drainageschichten, kann es von Vorteil sein, wenn das Material feucht eingebaut wird.

Probeschüttungen sind erforderlich, um die nötige Anzahl der Passen sowie die sinnvolle Dosierung im Falle einer zusätzlichen Stabilisierung zu ermitteln. Die Probeschüttung soll zudem eine Verdichtungskontrolle und Laborversuche zur Bestimmung der Scherfestigkeit umfassen.

3.6 Ersteinstau

Gemäss Artikel 7 des (StAG, 2010) und der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D (BFE, 2015b) ist die erstmalige Inbetriebnahme einer Stauanlage oder von Teilen davon (insbesondere nach einer Erhöhung) durch die Aufsichtsbehörde genehmigungspflichtig. Gleiches gilt für die Wiederinbetriebnahme nach einer von der Aufsichtsbehörde angeordneten vollständigen oder teilweisen Absenkung. Die Spezifikationen für den Fall von Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren, bei denen der Ersteinstau nicht kontrolliert werden kann, werden in Kapitel 7.6 behandelt.

3.7 Wehre

Die folgenden, nicht abschliessenden Empfehlungen sollten bei der Projektierung von Wehren berücksichtigt werden. Sämtliche nachfolgenden Empfehlungen stammen aus Pöyry Energy AG, 2008.

- Grundsätzliches

  Eine Wehranlage hat grundsätzlich alle Anforderungen einer kleinen Gewichtsmauer zu erfüllen, da die angreifenden Wasserdruckkräfte über das Eigengewicht der Pfeiler und Sohlplatte in den Untergrund geleitet werden. Da die Wehre wesentlich komplexer gebaut sind, durch durchströmendes Wasser beansprucht werden und die erforderlichen Durchflussmengen in Abhängigkeit des Wasserdargebots durch die Betreiberin laufend sichergestellt werden müssen, werden zusätzliche Anforderungen gestellt.

- Schützen

  Meist ist ein grosser Teil der Sperrenkonstruktion durch ein Regulierorgan (Wehrverschlüsse) beweglich ausgeführt. Wenn die einwandfreie Funktionsweise der beweglichen Verschlüsse nicht gewährleistet ist, können sehr schnell unkontrollierte Stauspiegelschwankungen mit den entsprechenden Schwall-/Sunkerscheinungen im Ober- und Unterwasser auftreten. Daher müssen bei der Ausrüstung Massnahmen ergriffen werden, um insbesondere

einen ungeplanten Überstau zu vermeiden, oder der Überstau ist bei der Auslegung der Anlage zu berücksichtigen.

- Wasserzuflüsse

  Die Wasserzuflüsse in Flüssen sind mehrheitlich bedeutend grösser als bei kleinen Stauanlagen zur Speicherung von Wasser und/oder Feststoffen aus Naturgefahrenereiginissen und müssen jederzeit kontrolliert in den Unterlauf abgegeben werden. Dadurch ist das Risiko von ernsten Zwischenfällen ungleich grösser, was im Gegensatz zu unregulierten kleinen Stauanlagen in jedem Fall eine permanente, d.h. nicht nur im Hochwasser- oder Notfall aktive, Betriebs- und Pikettorganisation erfordert. Die Wasserdruckkräfte (Überstau, Unterstau) können sich durch betriebliche Eingriffe sehr schnell ändern.

- Schwall und Sunk

  Durch betriebliche Störungen können auch Schwall- und Sunkwellen sowohl im Ober- als auch im Unterwasser ausgelöst werden. Die Betreiberin hat die erforderlichen Vorkehrungen zur Minimierung von Schwall und Sunk gemäss den geltenden Richtlinien des BAFU zu ergreifen (BAFU, 2017).

- Wasserströmung

  Eine Wehranlage wird im Gegensatz zu einer Talsperre nicht nur durch hydrostatische Kräfte belastet, sondern wird beim Betrieb zusätzlich der dynamischen Strömung des Wassers ausgesetzt, was Erosionsschäden durch Unterdruck, Abrasion infolge des Geschiebetriebes oder auch Anprall durch Baumstämme, Boote oder Arbeitspontons zur Folge haben kann.

- Überwachung

  Die Empfehlungen in Kapitel 5 für den Umfang der Überwachung gelten ebenfalls für Wehranlagen. Wehranlagen werden insbesondere mittels visueller Kontrollen, Nivellement und Piezometer überwacht.

4 Hochwassersicherheit

4.1 Einleitung

Die Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2 (BFE, 2018) hat zum Ziel, die Sicherheit einer Stauanlage bei Hochwasser zu gewährleisten und deren Versagen zu verhindern. Nicht Gegenstand der Richtlinie sind insbesondere die Bewältigung des Hochwasserabflusses im Unterlauf und die damit verbundenen Belange des Hochwasserschutzes (siehe Kapitel 4.2).

4.2 Unterschied Hochwassersicherheit von Stauanlagen versus Hochwasserschutz vor einer Naturgefahr

Für nicht Fachkundige ist es oft schwierig die beiden Begriffe «Hochwassersicherheit von Stauanlagen» und «Hochwasserschutz als Schutz vor einer Naturgefahr» voneinander zu unterscheiden. Grundsätzlich soll hier der Unterschied der Risiken zwischen einem Ereignis, welches durch das Versagen einer Stauanlage (vom Menschen geschaffenes Risiko) erzeugt wird und einem natürlichen Ereignis (Hochwasserrisiko), aufgezeigt werden. Bei der Hochwassersicherheit einer Stauanlage (Nutzwasserbau) steht die Sicherheit der Stauanlage mit dem Ziel deren Bruch zu vermeiden im Vordergrund, da deren Versagen katastrophale Folgen für Mensch und erhebliche Sachwerte im Unterlieger haben kann. Beim Hochwasserschutz (Schutzwasserbau) geht es um den Schutz von Menschen und erheblichen Sachwerten vor einem natürlichen Hochwasser (siehe Tabelle 4-1).

Ein wichtiger Grundsatz besteht darin, dass die Sicherheit gegen das durch den Menschen geschaffene Ereignis (z.B. Dammbruch infolge unkontrollierten Überströmens) wesentlich höher als die Sicherheit gegen das Naturereignis (natürliches Hochwasser) sein sollte. Zusammenfassend darf das Risiko für das durch den Menschen geschaffene Ereignis nur sehr klein sein.

Demzufolge sind beim Nachweis der Hochwassersicherheit einer Stauanlage meistens Abflüsse mit deutlich grösseren Wiederkehrperioden (höhere Jährlichkeiten) im Vergleich zu einem Hochwasserschutzprojekt zu verwenden. Werden für Stauanalgen ausgehend von Niederschlägen synthetische Hochwasserganglinien generiert, so ist zudem die Annahme zu treffen, dass das gesamte Niederschlagsvolumen zum Zuflussvolumen in den Stauraum beiträgt (Volumen-Abfluss-Koeffizient $y = 1.0$, (BFE, 2018). Demgegenüber werden bei Hochwasserschutzprojekten meistens statistisch ermittelte Hochwasserspitzen oder Niederschlagsabflussmodelle mit Koeffizienten $y < 1.0$ verwendet.

Als eine weitere mögliche Erklärungshilfe für diesen Unterschied dient die Gegenüberstellung gemäss nachfolgender Tabelle 4-1.

Tabelle 4-1: Unterscheidungsmerkmale zwischen der Hochwassersicherheit einer Stauanlage und dem Hochwasserschutz als Schutz vor einer Naturgefahr

	Hochwassersicherheit von Stauanlagen	Hochwasserschutz vor einer Naturgefahr
Beschreibung	Konstruktive Sicherheit zum Schutz einer Stauanlage vor Versagen durch unkontrolliertes Überströmen infolge eines Hochwassers	Schutz von Menschen und erheblichen Sachwerten vor Hochwasser oder anderen Naturgefahren, wie beispielsweise Murgänge
Schutz vor Risiko	Versagen eines durch den Menschen geschaffenen Bauwerks	Natürliches Hochwasser
Zuständig für die Sicherheit	Betreiberin der Stauanlage	Behörde, Kooperation oder Gesellschaft, welche für den entsprechenden Gewässerabschnitt zuständig ist, in welchem das Hochwasser auftritt.
Zuständige Aufsichtsbehörde	BFE oder Kantone gemäss Aufteilung der Zuständigkeiten nach StAG	Gemäss WBG ist der Hochwasserschutz Sache der Kantone. Die Zuständigkeit im Sinne der Planung und Umsetzung kann auch bei Gemeinden etc. liegen. Der Bund (BAFU) hat die Rolle der strategischen Führung und der finanziellen Unterstützung inne.
Bandbreiten Hochwasser-abflusswerte (HQ)	Bei Stauanlagen wird zwischen dem Bemessungshochwasser (BHQ) und dem Sicherheitshochwasser (SHQ) gemäss der Richtlinie Teil C2 (BFE, 2018) unterschieden. Bei kleinen Stauanlagen (Stauanlagenklasse III) können diese von der Aufsichtsbehörde (gemäss §2.7.1. RL C2) festgelegt werden und liegen in der Regel innerhalb der folgenden Bereiche: BHQ (kleine Stauanlagen): $\leq HQ_{1000}$	Der Bemessungsabfluss oder das Bemessungsvolumen bei einem Hochwasserschutzprojekt orientiert sich an den Schutzzielen. Gleichzeitig werden auch Abflussszenarien betrachtet, die deutlich über dem Bemessungsabfluss liegen (Überlastung der Schutzmassnahme). Hinweise dazu gibt die Wegleitung des Bundes (BWG, 2001). Für Siedlungsgebiete liegt der Bemessungsabfluss in

	SHQ (kleine Stauanlagen): zwischen HQ_{1000} und 1.5 x HQ_{1000}	der Regel zwischen HQ_{30} und HQ_{300}.

4.3 Nachweis der Hochwassersicherheit

Zum Nachweis der Hochwassersicherheit ist aufzuzeigen, dass Hochwasserereignisse in aussergewöhnlichen bis extremen Situationen zurückgehalten oder kontrolliert abgleitet werden können, ohne die Sicherheit der Stauanlage zu gefährden. Die Methoden und Bemessungsereignisse zur Erbringung des Hochwassersicherheitsnachweises sind der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2 (BFE, 2018) zu entnehmen.

Basis zur Erbringung des Nachweises ist die Erarbeitung respektive Überprüfung der hydrologischen Grundlagen und die Bestimmung der Abflusswerte für das Bemessungs- (BHQ) und Sicherheitshochwasser (SHQ). Eine Stauanlage wird in der Regel für ein Bemessungshochwasser bemessen und für ein Sicherheitshochwasser gemäss den Angaben in der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2 (BFE, 2018), überprüft (Andres, Steeb, Badoux, & Hegg, 2021; Viviroli et al., 2022).

In der aussergewöhnlichen Situation (Bemessungshochwasser, BHQ) liegt die maximal zulässige Wasserspiegelkote um das Mass des minimal erforderlichen Sicherheitsfreibords unter der Gefahrenkote. In der extremen Situation (Sicherheitshochwasser, SHQ) entspricht die maximal zulässige Wasserspiegelkote der Gefahrenkote. Die Gefahrenkoten sind in der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2 (BFE, 2018) definiert und entsprechen den Koten, ab denen die Stauanlage gefährdet ist. Dies ist die Oberkante der Dammkrone bei homogenem Schüttdamm resp. die Oberkante des dichtenden Elements bei einem nicht-homogenen Damm mit Dichtungskern, oder die Oberkante der Brüstungsmauer bei einer Staumauer.

Als Sicherheitsfreibord wird, gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2, der vertikale Abstand von der Gefahrenkote bis zum max. Wasserspiegel in der aussergewöhnlichen Situation (BHQ) definiert (für homogene Schüttdämme siehe Abbildung 4-1, für nicht-homogene Schüttdämme und Staumauern siehe (BFE, 2018)). In der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2, werden Richtwerte für den minimal erforderlichen Sicherheitsfreibord angegeben (siehe Tabelle 4-2). Diese Richtwerte dürfen unterschritten werden, falls dies mit den anlagenspezifischen Eigenschaften des Stauraums begründet werden kann. Das Sicherheitsfreibord unter Berücksichtigung der anlagenspezifischen Eigenschaften kann z.B. gemäss dem DVWK Merkblatt Nr. 246 (DVWK, 1997) ermittelt werden. Die initiale Staukote ist in der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2, definiert, wobei für Hochwasserrückhaltebecken eine eigene Definition gegeben ist (siehe Kapitel 7).

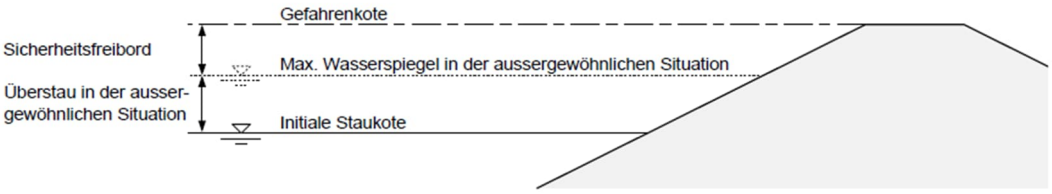

Abbildung 4-1: Gefahrenkote und Sicherheitsfreibord bei homogenen Schüttdämmen, ohne Stauanlagen für Naturgefahren (BFE, 2018).

Tabelle 4-2: Richtwerte für den minimal erforderlichen Sicherheitsfreibord (BFE, 2018)

Höhe des Absperrbauwerks	H ≤ 10 m
Sicherheitsfreibord bei Mauern	0.5 m
Sicherheitsfreibord bei Dämmen	1.0 m

Bei Stauanlagen der Stauanlagenklasse III kann die Aufsichtsbehörde gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2 (BFE, 2018):

- die aussergewöhnliche Situation anpassen. So können beispielsweise die Anforderungen bezüglich des Bemessungshochwassers oder des erforderlichen Sicherheitsfreibords verringert werden.
- auf einen Nachweis der extremen Situation verzichten, falls die entsprechenden Anforderungen zum Schutz der Bevölkerung vor Naturgefahren für den Überlastfall erfüllt werden.

Die Aufsichtsbehörden der Kantone St. Gallen und Zürich haben entsprechende Merkblätter zu den Hochwassersicherheitsanforderungen bei den Stauanlagen der Klasse III resp. Hochwasserrückhaltebecken für die Anwendung im jeweiligen Kanton herausgegeben (AWEL, 2020; AWE, 2020). Für Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren siehe Kapitel 7.5.

4.4 Hochwasserentlastungsanlagen

Die folgenden Bauwerkstypen, auch in gegenseitiger Kombination, werden als Hochwasserentlastungsanlagen für kleine Stauanlagen ausgeführt:

a) Feste Überfälle ohne Verschlüsse, auch mit Sammel- und Schussrinnen (u.a. Mönchsbauwerke, Tulpenüberfälle)

b) Überströmbarer Dammbereich (Dammscharte), siehe Kapitel 4.6

c) Nicht verschliessbare Öffnungen (Durchlass, Stollen, Schlitze)

d) Verschliessbare Öffnungen unterhalb des Vollstaus, siehe Kapitel 4.6

e) Überfälle mit aufgesetzten beweglichen Verschlüssen

Da diese Liste ist nicht abschliessend ist, wird auch die entsprechenden ICOLD Bulletins Nr. 58 (ICOLD, 1987) und Nr. 142 (ICOLD, 2021a) verwiesen.

Die Hochwasserentlastungsanlagen a) sowie in gewissem Umfang auch b) sind bei einem ausreichend breiten Abflussquerschnitt relativ unempfindlich gegenüber Verlegung mit Geschwemmsel und generieren somit einen nahezu robusten Freispiegelabfluss. Deshalb sollten sie bei kleinen Stauanlagen bevorzugt werden.

Da der Durchfluss bei Druckabfluss durch nicht verschliessbare Öffnungen c) nur mit der Wurzel der Druckhöhe steigt, wird ein markanter Wasserspiegelanstieg erforderlich, um die hohen Abflüsse zu entlasten. Zudem besteht das Risiko des Zuschlagens, infolgedessen erhöhte pulsierende Unter- und Überdrücke im Stollen und ein plötzlicher Wasserspiegelanstieg im Stauraum zu erwarten sind.

Konzepte mit verschliessbaren Öffnungen d) und e) sind im Bau und Betrieb vergleichsweise anspruchsvoll, da sie eine redundante Auslegung (n-1) erfordern und die Betriebsfähigkeit der beweglichen Entlastungsorgane jederzeit sichergestellt werden muss.

4.5 Schwemmgut

Bei Hochwasserereignissen werden meist Schwemmstoffe wie Treib- und Schwemmholz, Wurzelstöcke, Laub und Gras, sowie Zivilisationsmüll (Strohballen, Abfallcontainer, Wohnwagen, etc.) mitgeführt, die bei Hochwasserentlastungsanlagen zu Verklausungen führen können. Dadurch wird die Abflusskapazität unter Umständen massgeblich reduziert, und unzulässig hohe Wasserspiegel können resultieren, so dass der erforderliche Sicherheitsfreibord allenfalls nicht mehr gewährleistet ist. In der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2 (BFE, 2018) sowie im Bericht des STK über Schwemmgut an Hochwasserentlastungsanlagen (HWE) von Talsperren (STK, 2017) werden Kriterien zur Beurteilung der HWE hinsichtlich Gefahrenpotential, sowie Konzepte und Massnahmen zum Umgang mit Schwemmgut an Stauanlagen aufgezeigt. Das Thema Schwemmholz wird ebenfalls in (Lange & Bezzola, 2006), in «Schwemmholz am Mauerüberfall von Talsperren» in (BFE, 2022b) und in ”Schwemmholz in Fliessgewässern” (BAFU, 2019) behandelt.

Bei einer Stauanlage, welche als Schüttdamm kombiniert mit einer Mauer konstruiert ist, soll die Oberkante der Mauer nicht horizontal ausgeführt werden, damit der konzentrierte Abfluss des Geschwemmsels in der Mitte erfolgt, und gleichzeitig Erosion an der Flügelmauer/Widerlager verhindert wird.

4.6 Überströmbarer Dammbereich als Hochwasserentlastung

4.6.1 Einleitung

Gemäss dem ICOLD Bulletin 142 (ICOLD, 2021a) sind Schüttdämme jeglicher Bauweise hoch sensitiv gegenüber Überströmung. So wird auch die Überströmung als eine der wichtigsten Ursachen für Dammbrüche von Schüttdämmen beschrieben (ICOLD, 1995; ICOLD, 2020), da die Luftseite dieses Dammtyps (üblicherweise ohne Erosionsschutz) gegenüber strömungsinduzierter Erosion verletzlich ist (Manso P. , 2002).

Die Überströmung von Schüttdämmen ist folglich grundsätzlich zu vermeiden, es sei denn, das Wasser läuft über eine eigens dafür konzipierte und ausgebildete Dammscharte (trapezförmiges Transportgerinne), wo die Dammkrone, der Stützkörper inkl. der luftseitigen Böschung und der Dammfuss mit sogenannten Deckwerken erosionssicher ausgebildet werden und der Damm im Ereignisfall kontrolliert überströmt wird. Hinweise zur geeigneten Ausbildung der Dammkrone, des Dammkörpers und des Dammfusses sind in (Manso P. , 2002), im Leitfaden der «Überströmbare Dämme und Dammscharten» der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LUBW, 2004), und im ICOLD Bulletin 142 (ICOLD, 2021a) zu finden.

4.6.2 Konstruktive Ausbildung des Transportgerinnes

In Tabelle 4-3 sind die Literaturangaben zusammengefasst, in der für die dargelegten konstruktiven Ausbildungsmöglichkeiten (Deckwerktypen) von überströmbaren Dammbereichen (Dammscharten, siehe Kapitel 4.6.1) die Grenzen der Anwendbarkeit bezüglich maximaler Dammhöhe, maximaler Fliessgeschwindigkeit auf der Luftseite, maximaler spezifischer Abfluss, maximaler Überfallhöhe, sowie der maximalen Schubspannung als Richtwerte für die Dimensionierung aufgelistet sind.

Die Tabelle 4-3 gibt eine Übersicht über die wissenschaftlich erforschten, möglichen konstruktiven Ausbildungen von Transportgerinnen breschenförmiger Hochwasserentlastungen. Die detaillierten Randbedingungen sind in der entsprechenden Literatur zu konsultieren.

In der Regel muss eine Filterschicht unter dem Deckwerk angeordnet werden, um einen filterstabilen Aufbau zu erreichen und Auftriebsdrücke auf das Deckwerk infolge Sickerströmungen durch den Damm zu vermeiden. (Manso & Schleiss, 2003) empfehlen je nach konstruktiver Ausbildung im Weiteren eine Drainageschicht.

Tabelle 4-3: Referenzen zu Deckwerktypen mit den Grenzen ihrer Anwendbarkeit

Deckwerkstyp		Referenz	Beispiel, Experiment oder Empfehlung	Max. Dammhöhe	Max. spezifischer Abfluss	Max. Überfallhöhe	Max. Fliessgeschwindigkeit	Max. Sohlschubspannung tcr	Böschungsneigung 1 (V) : X (H)	Bemerkung
				[m]	[m2/s]	[m]	[m/s]	[N/m2]		
A	RCC	Lempérière (1993)			<10					
		FEMA (2014)	Empfehlung	30 - 60	30	6	6 - 9		1:1.5 bis 1:3	
		Powledge (1989)	Beispiel	5.79	<10	4.3				1
		Albert (1992)	Beispiel	23.5	8 bis 10					
B	Konventioneller Beton	Albert (1992)	Beispiel		12	3.7				
		FEMA (2014)	Empfehlung	45 - 60	22 - 26	6	24		1:1.5 bis 1:3	2
C	Gabionen	Peyras (1991)	Experiment		< 3		< 8		1 : 2	
		Frizell (1996)							1 : 3	
		FEMA (2014)	Empfehlung	7.5	2.8 - 3.7	1.4	7 - 9		1:2 bis 1:6	
		Bosshard (1991)	Empfehlung					1500		
D	Gras	LfU (2004)	Empfehlung							3
		FEMA (2014)	Empfehlung	7 - 15	0.5 - 2.0	0.3 - 1.2	2.7		1:1.5 bis 1:3	4
		LL HPP(2022)		10	0.55	< 0.2	2 - 4.5		1 : 1.9	5
		CIRIA (1976)					2 - 3 (für max. 3h)			
		Manso (2002)	Beispiel		0.6		<1.8		1 : 2.5	
		Manso (2002)	Beispiel		1.85				1 : 2	
		ICOLD (1997)			<2		3.7			
		Hewlett (1977)	Empfehlung				0.8 - 2.4	20-100		6
E1	Verstärktes Gras (mittels Geotextil)	FEMA (2014)	Empfehlung	12 - 15	3	1.5	6		1:1.5 bis 1:3	
		Frizell (1996)	Experiment		2.25		6.7		1 : 4	
		Bosshard (1991)								7
E2	Geogittermatratzen	LfU (2004)	Empfehlung	< 10	< 1.0				1 : 4	
E3	Mastix-Schotter-Deckwerk	LfU (2004)	Empfehlung	< 10	< 1.0				1 : 6	
E4	Rasengittersteine	LfU (2004)	Empfehlung	< 10	< 1.0				1 : 6	
		Bosshard (1991)								
F	Bodenverfestigung	LfU (2004)	Empfehlung	< 10	< 1.0				1 : 4	
		Albert (1992)	Beispiel	9		1				
		Powledge (1989)	Experiment			1.2				
G	Steinschüttung/ Riprap	LfU (2004)	Empfehlung	< 10	< 1.0				1 : 4	
		FEMA (2014)	Empfehlung	15	1.0 - 2.0	0.6 - 1.2			1:1.5 bis 1:3	8
		Frizell (1996)			3.7				1 : 5	9
		Bosshard (1991)						80-240		
H	Steinsatz	LfU (2004)	Empfehlung	< 10	< 1.0				1 : 6	
		Bosshard (1991)							1:2.5 bis 1:8	10
I	Vorgefertigte Betonteile	Manso (2003)	Experiment		< 15		< 13.3		1 : 3	

Bemerkungen zu den Referenzen in Tabelle 4-3:

(1) Betrachtung von Hochwasserereignissen mit einer Dauer von 4 - 5 Tagen

(2) Bei hohen Fliessgeschwindigkeiten besteht Kavitationsgefahr. Mögliche Massnahmen bestehen in einer Belüftung.

(3) Ein konventioneller Erddamm mit Grasnarbe ist gemäss (LfU, 2004) nicht als überströmbarer Damm geeignet. Die Begrünung eines überströmbaren Damms soll daher nur in Kombination mit einem entsprechenden Deckwerk bzw. der beschriebenen Bodenverfestigung erfolgen.

(4) Gras ist nur für kurze Überströmdauern geeignet.

(5) Anomalien wie das Vorhandensein von Tierhöhlen, Schilfbewuchs und bereits vorhandene Verformungen können die Widerstandsfähigkeit des Deckwerks stark verringern und zum Versagen führen.

(6) Die Erosionsbeständigkeit des Grasdeckwerks ist von den Dammböschungsneigungen abhängig. Die schadlose Überströmbarkeit ist nur für gepflegte, regelmässige Grasbedeckung gegeben und die tolerierbare Überströmdauer ist nur kurz.

(7) Die Erosionsbeständigkeit gegen Überströmen ist je nach Geotextil sehr unterschiedlich (Es werden keine konkreten Werte angegeben).

(8) Die Erosionsbeständigkeit ist abhängig von der Grösse und Abstufung der Steine.

(9) Annahme eines Korndurchmessers von 15 - 60 cm.

(10) Ein Steinsatz kann einer höheren Belastung standhalten als eine Steinschüttung.

Die Deckwerkstypen, die in der Literatur erwähnt sind, werden wie folgt beschrieben:

A. RCC (roller-compacted concrete / Walzbeton)

   Schutz der Dammböschung mit Walzbeton (RCC) (FEMA, 2014).

B. Konventioneller Beton

   Eine Betonschicht schützt die darunter liegende Dammböschung. An den Seiten sind allenfalls Stützmauern erforderlich, um Seitenerosion und Erosion der Widerlager zu verhindern (FEMA, 2014).

C. Gabionen (Steinkörbe)

   Gabionen erfordern eine Verankerung in der Dammböschung und sollten nur bei Hochwasserentlastungen mit geringer Überfallhöhe und geringer Fliesstiefe berücksichtigt werden (FEMA, 2014).

D. Grasbewuchs

   Ein konventioneller Erddamm mit Grasnarbe ist nicht als überströmbarer Damm geeignet. Die Begrünung eines überströmbaren Damms kann daher nur in Kombination mit einem entsprechenden Deckwerk bzw. der beschriebenen Bodenverfestigung erfolgen (LUBW, 2004).

   Die verschiedenen Typen von Grasbefestigungen sind nur bei kleinen Überfallhöhen und geringer Dauer geeignet (FEMA, 2014).

E. Kohärente d.h. zusammenhängende Deckwerke und Grasbewehrungsmatten (turf reinforcement mats)

   1. Geotextile

      Die Verwendung von Geotextilien soll im Hinblick auf die Widerstandsfähigkeit und Langlebigkeit des Geotextils detailliert abgeklärt oder vermieden werden (FEMA, 2014).

   2. Geogittermatratzen

      Bei den Geogittermatratzen wird eine Steinschüttung von einem Geogitter umschlossen (LUBW, 2004).

   3. Mastix-Schotter-Deckwerke

      Beim Mastik-Schotter-Deckwerk wird Einkornsplit mittels bituminösen Mörtels gebunden (LUBW, 2004).

   4. Verbundene Rasengittersteine

      (siehe Praxisbeispiel Sülibachweiher in A.4 und in (LUBW, 2004))

F. Bodenverfestigung (LUBW, 2004)

Unter Bodenverfestigung wird die Behandlung eines natürlichen bindigen Dammbaumaterials durch das Einmischen der Bindemittel Baukalk und Zement verstanden. Ziel ist eine dauerhafte Veränderung verschiedener bodenphysikalischer Eigenschaften des behandelten Dammschüttmaterials im eingebauten Zustand.

G. Steinschüttung

Bei Steinschüttungen werden die Steine nicht gesetzt, sondern lose mit einer bestimmten Stärke geschüttet (LUBW, 2004).

Eine Steinschüttung ist eine zufällige Anordnung von Steinen durch eine Schüttung. Sie kann als Oberflächensicherung bei Schüttdämmen angebracht werden. Es ist jedoch darauf zu achten, dass durch einen Filter oder durch Abstufungen in der Korngrössenverteilung im Übergangsbereich zum Erddammkörper die Ausspülung von Material verhindert wird. Steinschüttungen sind so zu bemessen, dass die einzelnen Steine nicht von der Strömung mitgerissen werden (FEMA, 2014).

H. Steinsatz

Ein Steinsatz besteht aus regelmässigen oder unregelmässigen Steinen, die einlagig auf Kontakt gesetzt werden (LUBW, 2004).

Hiller (2017) zeigte in Experimenten, dass gesetzter Riprap gegenüber den geschütteten eine höhere Stabilität aufweisen. Die kritische steinbezogene Froude-Zahl war für Blocksatz im Durchschnitt siebenmal höher als die von Blockwurf.

I. Vorgefertigte Betonteile

Es wird empfohlen, ein Produkt zu wählen, das unter den bei einer Überströmung zu erwartenden Fliessbedingungen getestet wurde (FEMA, 2014). (Manso & Schleiss, 2003) untersuchten grosse Betonteile in vier verschiedenen Geometrien.

Hinsichtlich den Geomembranen gilt zu erwähnen, dass diese zwar häufig zum Schutz von Oberflächen gegen Erosion infolge von Meteorwasser eingesetzt werden. Für den Erosionsschutz überströmbarer Dammbereiche scheinen diese jedoch nur in sehr begrenztem Masse geeignet zu sein (FEMA, 2014).

4.6.3 Zusätzliche wichtige Hinweise zum Transportgerinne

Für überströmbare Dammbereiche wird die Einrichtung einer nachjustierbaren Überlaufschwelle zum Ausgleich von Setzungen empfohlen, um dauerhaft eine gleichmässige Überströmung sicherzustellen und so eine hydraulische Überlastung des Deckwerks zu vermeiden (Merkblatt DWA-M522 – Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken (DWA, 2015)). Blocksteine und Betonriegel z.B. können nachjustiert werden. Gemäss der Studie der TU Delft (Koelewijn, et al., 2022) können Anomalien wie das Vorhandensein von Tierhöhlen, Schilfbewuchs und bereits vorhandene Verformungen die Widerstandsfähigkeit der Deckschicht stark verringern und zum Versagen führen (siehe auch Kapitel 3.2).

Die konstruktive Ausbildung, wie die Anordnung der Dammscharte (Lage und Geometrie), der Unterbau und die Filterschicht, die Ausbildung des Überlaufbereichs an der Dammkrone, die Ausbildung der Fusssicherung gegen rückschreitende Erosion, die Verschneidung des überströmbaren Dammbereichs mit den Widerlagerbereichen, die

Einbindung des überströmbaren Dammbereichs in den Damm, den Anschluss des Damms an Bauwerke, sowie die Humusierung und Begrünung sind im Leitfaden der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg «Überströmbare Dämme und Dammscharten» (LUBW, 2004) beschrieben.

Die Dauer der Beaufschlagung der Überströmung spielt bei der Dimensionierung des Deckwerks eine wichtige Rolle.

Zusätzliche Angaben zur Bemessung, Bauausführung und Instandhaltung der überströmbaren Dammbereiche sind im Leitfaden der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg «Überströmbare Dämme und Dammscharten» (LUBW, 2004) zu finden. Weitere Angaben über mögliche Konzepte und Dimensionierungen von überströmbaren Dämmen und Staumauern finden sich im technischen Leitfaden der FEMA (FEMA, 2014).

4.6.4 Praxisbeispiele

Viele Beispiele von überströmbaren Dämmbereichen, die als breschenförmige Hochwasserentlastungsanlagen (Dammscharten) (DWA, 2015) ausgebildet sind sowie mehrere Beispiele von ausgeführten Projekten mit Angaben zu den bisherigen Erfahrungen über das Verhalten der überströmbaren Dammscharten sind im Leitfaden der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg «Überströmbare Dämme und Dammscharten» zu finden (LUBW, 2004).

Weitere Beispiele von Stauanlagen mit breschenförmigen Hochwasserentlastungen finden sich in (Schmocker, Müller, Frei, Stalder, & Gander, 2021) und in Anhang A.5 HRR Hegmatten, Winterthur sowie in Anhang A.6 HWRB Isigs Brüggli, Allschwil.

5 Empfehlungen zu Betrieb und Unterhalt

5.1 Einleitung

Um die Sicherheit einer Stauanlage zu gewährleisten, muss die Anlage fachgerecht betrieben und überwacht werden. Im «Leitfaden für die Betreiber kleinerer Stauanlagen zur Wahrnehmung ihrer Pflichten gemäss der Stauanlagengesetzgebung» (BFE, 2015d) sind Checklisten und Hinweise zu Betrieb und Unterhalt kleiner Stauanlagen enthalten.

Weiterführende Dokumente sind:

- Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D: Inbetriebnahme und Betrieb, Kapitel 4. Überwachung, (BFE, 2015b).
- Messanlagen zur Talsperrenüberwachung“ (STK, 2005).

5.2 Visuelle Kontrolle

Eine der am einfachsten durchzuführenden und effektivsten Kontrollen zur Feststellung von Auffälligkeiten und Schäden ist die visuelle Kontrolle.

In der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D (BFE, 2015b) Kapitel 4.2.3 wird empfohlen, dass die visuellen Kontrollen bei kleinen Stauanlagen 2- bis 4-mal pro Jahr stattfinden sollen. Die Aufsichtsbehörde kann höhere Frequenzen anordnen oder längere Intervalle akzeptieren. In jedem Fall ist jedoch das von der Aufsichtsbehörde genehmigte Überwachungsreglement massgebend.

Im Überwachungsreglement der Stauanlage werden die Häufigkeit sowie die Anforderungen und die Checkpunkte der visuellen Kontrolle definiert.

Im “Leitfaden für die Betreiber kleinerer Stauanlagen zur Wahrnehmung ihrer Pflichten gemäss der Stauanlagengesetzgebung” (BFE, 2015d) gibt es zudem ein “Musterdokument” für den Rapport einer visuellen Kontrolle einer kleinen Stauanlage. Dieses Musterdokument ist anlagenspezifisch anzupassen.

Im Dokument “Zustandsüberwachung von Stauanlagen und Checklisten für die visuellen Kontrollen” des STK von 1997 (STK, 1997) gibt es umfangreichere Checklisten. Diese sind eher für grosse Stauanlagen gedacht, können jedoch sinngemäss auch für kleine Stauanlagen angewendet werden.

Tabelle 5-1: Empfohlene Häufigkeit der visuellen Kontrolle bei kleinen Stauanlagen

	Staudamm	Staumauer
Visuelle Kontrolle	Mind. 4-mal pro Jahr und nach jedem Ereignis*)	Mind. 2- bis 4-mal pro Jahr und nach jedem Ereignis*)

*) Hochwasser, Murgang, Felssturz, Erdbeben MSK > 4 oder anderes relevantes Ereignis

5.3 Messanlage

5.3.1 Einleitung

Mit Hilfe der Messanlage bzw. der Instrumentierung können das Langzeitverhalten einer Stauanlage beobachtet und Verhaltensanomalien entdeckt werden. Die Wahl von Anzahl und Typ der Messinstrumente hängt von den zu beobachtenden Grössen, von der Bauweise der Anlage und den Installationsmöglichkeiten ab. Es ist für kleine

Stauanlagen vorgeschrieben, mindestens eine Messlatte zum Ablesen des Wasserpegels zu installieren (BFE, 2015b).

Die Aufsichtsbehörde prüft, ob die bestehende bzw. geplante Messanlage für eine angemessene Überwachung der Stauanlage ausreicht. Das Messprogramm wird im Überwachungsreglement festgeschrieben. Die Instrumentierung von kleinen Stauanlagen soll einfach ausgelegt und auf die Beobachtung der wichtigsten Messgrössen in sorgfältig ausgewählten Punkten beschränkt sein (Seestand, Verformungen, Sickerwassermengen, Sickerlinie etc.).

Eine detaillierte Beschreibung von empfohlenen Messanlagen befindet sich in der Publikation des Schweizerischen Talsperrenkomitees STK „Messanlagen zur Talsperrenüberwachung“ (STK, 2005).

Die Messungen und die Protokollierung der Messwerte erfolgen entweder durch das Personal der Betreiberin oder durch eine von der Betreiberin beauftragten Fachperson. Für geodätische Messungen wird empfohlen, ein mit dieser Art von Messungen vertrautes Vermessungsbüro beizuziehen, um die geforderte Genauigkeit zu erreichen.

Das Verhalten der Stauanlage wird anhand der ausgewerteten Messergebnisse beurteilt. Die Auswertung erfolgt in den folgenden zwei Stufen:

(i) die Betreiberin ist für die Plausibilitätskontrolle der Messwerte zuständig, und

(ii) die erfahrene Fachperson überprüft die Messwerte und beurteilt aufgrund der Messdaten das Verhalten der Stauanlage.

Im Falle einer unmittelbaren Gefahr informiert die Fachperson unverzüglich die Betreiberin sowie, in Absprache mit dieser, die Aufsichtsbehörde.

5.3.2 Beanspruchungen mit Auswirkungen auf Zustand und Verhalten

Die Beanspruchungen, die sich auf den Zustand und auf das Verhalten einer Stauanlage auswirken, können in zwei Kategorien unterteilt werden, nämlich (i) die Einwirkungen und Beanspruchungen, die während des Betriebs der Stauanlage überwacht werden sollten, sowie (ii) die Anfangs- und Randbedingungen, die das Verhalten der Stauanlage während des Betriebs beeinflussen. Es sind detaillierte Messungen, Informationen und Kenntnisse über diese Aspekte nicht nur für die richtige Interpretation der Ergebnisse der visuellen Inspektionen und der Messungen des Überwachungssystems erforderlich, sondern auch für die quantitativen Auswertungen von Anomalien sowie für die Festlegung von Alarmwerten entsprechender Messungen.

Diese beiden Aspekte können die nachfolgend aufgeführten Punkte umfassen. Diese Liste ist nicht vollständig und ist zudem abhängig von der Art des Bauwerks.

I. Externe Einwirkungen und Beanspruchungen, die während der Lebensdauer einer Stauanlage überwacht werden sollten

   a. Wasserspiegel und mögliche Wellen im Stausee

   b. Niveau der Sedimente im Stausee

   c. Grundwasserspiegel und Sedimente auf der Luftseite der Stauanlage

   d. Die Lufttemperatur und die Innentemperatur der Stauanlage

   e. Lage der Sickerwasserlinie in Staudämmen

   f. Seismische Aktivitäten

g. Meteorologische Daten einschliesslich: Niederschläge und Schneeschmelze

h. Rutscherzeugte Impulswellen (infolge Erdrutsche, Felsstürze, Uferinstabilitäten, Schneelawinen oder Gletscherkalbungen)

i. Treibguteintrag in den Stauraum

j. Aussergewöhnliche Verkehrsbelastungen auf und in der Umgebung der Stauanlage

k. Jegliche Art von mechanischem Anprall auf die Stauanlage, wie z.B. Geschiebe-, Stein- oder Schneelawinen

II. Geologische, geotechnische und strukturelle Randbedingungen

a. Die Baugeschichte der Stauanlage und alle grösseren Sanierungs- oder Veränderungsmassnahmen (z.B. Erhöhung der Stauanlage) sind zu dokumentieren. Daher sollte die Betreiberin der Stauanlage ein separates Dokument resp. eine Monographie (siehe Kapitel 5.8) erstellen und dieses auf dem neuesten Stand halten, in dem alle wichtigen Informationen aus der Bauzeit, während der gesamten Lebensdauer und bis zur einer allfälligen Ausserbetriebnahme der Stauanlage festgehalten werden. Ein Beispiel für das Inhaltsverzeichnis einer Monographie für eine kleine Stauanlage befindet sich in Anhang A.7.

b. Besonderes bodenmechanisches, hydrogeologisches oder chemisches Verhalten der Baumaterialien oder der Fundation wie beispielsweise das Potenzial für Alkali-Aggregat- Reaktionen (AAR) des Betons, das Auftreten weicher geotechnischer Schichten in der Fundation oder von durchlässigen Zonen in den Widerlagern oder im Stauraum (z.B. Karstformationen) einer Stauanlage.

c. Geometrische und konstruktive Details des Damms (z.B. Geometrie der Dichtwände oder des Injektionsschirms zur Abdichtung der Widerlager)

d. Mechanische Eigenschaften des Materials des Absperrbauwerks (z.B. Verteilung und Tiefe von Rissen in Beton oder Asphaltoberflächenabdichtungen)

e. Geotechnische und geologische Eigenschaften der Fundation und der Widerlager (z.B. Erodierbarkeit des anstehenden Materials, Konsolidierungseigenschaften des Dammschüttmaterials oder des Baugrundes, Richtung der Risse in der Gesteinsformation, Potenzial für innere Erosion und “Piping” im Fundament)

f. Talform

5.3.3 Sicker- und Drainagewassermengen

Die hydrostatische Belastung bewirkt Durchsickerungen durch den Staudamm und seine Fundation. Bei Staumauern bewirken die Sickerströmungen im Untergrund Auftriebskräfte, die aufmerksam zu verfolgen sind, weil eine Vergrösserung des Auftriebs die Standsicherheit des Bauwerks vermindert. Bei Staudämmen, die über einen längeren Zeitraum oder dauerhaft eingestaut sind, stellt sich eine Sickerströmung

durch Dammkörper und Untergrund ein. Diese bewirkt Porenwasserdruckspannungen, die für die Gesamtstabilität des Bauwerks von grosser Bedeutung sind. Die Durchsickerungen sind aufmerksam zu überwachen, da sie auf Vorgänge im Damm oder Untergrund hinweisen können, die die Sicherheit der Stauanlage gefährden können (z.B. infolge innerer Erosion).

Die Kontrolle von Sickerwasser, Wasseraustritten und feuchten Stellen erfolgt zunächst visuell. Die Messung von Abflüssen und Trübungen des Sickerwassers setzt voraus, dass diese an geeigneten Stellen gesammelt werden, z.B. in den Drainagezonen am Dammfuss oder Drainageleitungen. Zwei Methoden zur Messung des Abflusses sind denkbar:

- Volumetrische Messung mit Behälter und Stoppuhr.
- Messüberfall und Messkanal: Ermittlung der Abflussmenge mittels einem dreiecks- oder trapezförmigen, geeichten Messwehr. Bestimmung der Überfallhöhe z.B. mit Pegel, Echolot, pneumatischem Pegel oder Druckmesssonde (manuelle oder automatische Messungen).

Abbildung 5-1: Volumetrische Messung (links) und Messüberfall (rechts)

Die Trübung beziehungsweise das Volumen des ausgewaschenen Feinmaterials kann mit einem Absetzmass oder anhand des abgesetzten Materials in einem Schlammschacht beurteilt werden. Wenn gegenüber den langjährigen Beobachtungen plötzlich eine erhöhte Trübung beim Sickerwasser festgestellt wird, sollten Experten zur Überprüfung der möglichen Gefahr von interner Erosion beigezogen werden. Die Messüberfälle werden bei neuen Stauanlagen am Ausgang der Drainagezonen und bei den schon in Betrieb befindlichen Talsperren in jenen Bereichen, wo Wasseraustritte beobachtet werden, installiert. Die Messüberfälle sind sauber zu halten. Die Drainageleitungen sind periodisch zu kontrollieren und allenfalls zu spülen.

In der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D (BFE, 2015b) sind Richtwerte für die Häufigkeit der Durchführung der wichtigsten Messungen angegeben.

Eine Empfehlung für die Häufigkeit der Sicker- und Drainagewassermengen bei kleinen Stauanlagen sowie für die Anzahl der Messstellen ist in Tabelle 5-2 gegeben. Da jede

Stauanlage hinsichtlich ihrer Grösse, Lage und Konstruktion ein Einzelbauwerk ist, sind Abweichungen von den Empfehlungen möglich.

Das Kapitel 7 gibt zudem Empfehlungen für die Messfrequenz bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren.

Tabelle 5-2: Empfohlene Häufigkeit der Sicker- und Drainagewassermengen bei kleinen Stauanlagen

	Staudamm	Staumauer	Zahl der Messstellen
Sicker- und Drainagewassermengen (Trübung)	2- bis 4-mal pro Jahr oder nach einem relevanten Ereignis*)	2- bis 4-mal pro Jahr oder nach einem relevanten Ereignis*)	Je 1 linke und rechte Dammhälfte

*) Hochwasser, Murgang, Felssturz, Erdbeben MSK > 4 etc.

5.3.4 Auftriebs- und Porenwasserdrücke

5.3.4.1 Porenwasserdruck und piezometrischer Wasserstand

Bei Staudämmen ist der kontrollierte Verlauf der Durchsickerungen und die damit verbundenen Porenwasserspannungen sehr wichtig. Sie dürfen jene Werte nicht überschreiten, die der Bemessung der Stauanlage zugrunde gelegt wurden, und sind deshalb zu überwachen. Es wird empfohlen, die zulässigen Werte im Überwachungsreglement zu definieren.

Bei kleinen Staudämmen wird der Verlauf der Durchsickerung meist anhand von Standrohrpiezometern gemessen. Dabei wird mit Hilfe eines Kabellichtlotes in einer Bohrung mit Standrohr die Höhe des Wasserspiegels gemessen. Zusätzlich kann jedes Piezometer auch mit einer automatischen Datenaufzeichnung ausgerüstet werden. Das Standrohrpiezometer ist zuverlässig, langlebig, kostengünstig und leicht ablesbar. Es ermöglicht zudem die Erkennung von Anomalien in der Fundation oder in der luftseitigen Dammböschung.

5.3.4.2 Auftriebsmessung

Bei Staumauern bewirkt die Sickerströmung unter der Mauer einen Auftrieb, welcher der Gewichtskraft des Talsperrenkörpers entgegenwirkt. Die Messung des Auftriebs ist deshalb zentral für die Standsicherheit des Bauwerks. Für Auftriebsmessungen an der Aufstandsfläche sind geschlossene Piezometerzellen gebräuchlich. Die Ablesung erfolgt mittels aufgesetzten Manometers.

In der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D (BFE, 2015b) sind Richtwerte für die Häufigkeit der Durchführung der wichtigsten Messungen inklusive den Auftriebsmessungen angegeben.

Eine Empfehlung für die Häufigkeit der Messungen der Auftriebs- und Porenwasserdrücke bei kleinen Stauanlagen sowie für die Anzahl der Messstellen ist in Tabelle 5-3 gegeben. Da jede Stauanlage hinsichtlich ihrer Grösse, Lage und Konstruktion ein Prototyp ist, sind Abweichungen von den Empfehlungen möglich. Insbesondere sind auch die effektiv angetroffenen Fundationsverhältnisse und wasserdurchlässigen Bodenschichten zu berücksichtigen.

Das Kapitel 7 gibt im Weiteren Empfehlungen für die Messfrequenz bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren.

Tabelle 5-3: Empfohlene Häufigkeit für die Messungen der Auftriebs- und Porenwasserdrücke bei kleinen Stauanlagen

	Staudamm	Staumauer	Zahl der Messstellen
Messungen der Auftriebs- und Porenwasser-drücke	2- bis 4-mal pro Jahr Porenwasserdrücke oder nach einem relevanten Ereignis *)	2- bis 4-mal pro Jahr Kontaktzone Beton-Fels und Fundation oder nach einem relevanten Ereignis *)	Staudamm: min. 2 Piezometer auf der Dammkrone und ergänzend auf der Luftseite wichtiger Dammprofile (min. 1) und je nach geologischen Verhältnissen auch in den Widerlagern.
			Staumauer: min. 2 Mauerquerschnitten

*) Hochwasser, Murgang, Felssturz, Lawinen, Erdbeben MSK > 4 etc.

5.3.5 Verformungen

5.3.5.1 Deformationsmessungen

Die Planung einer Messanlage zur Überwachung des Deformationsverhaltens einer kleinen Stauanlage muss in enger Zusammenarbeit zwischen dem Projektverfasser im Falle eines Neu- oder Umbaus oder zwischen der beauftragten erfahrenen Fachperson bei einer bestehenden Stauanlage und dem beauftragten Vermessungsingenieur erfolgen, unter Berücksichtigung der Konzeption der Stauanlage einschliesslich deren Widerlager, Nebenanlagen und des Stauraumbereichs.

Der Projektverfasser, im Falle eines Neu- oder Umbaus einer kleinen Stauanlage, oder in all den anderen Fällen, die erfahrene Fachperson definiert für die jeweilige Stauanlage die Konfiguration der Messanlage. Dazu gehören im Wesentlichen die folgenden Anforderungen:

- Anzahl und Lage der einzelnen Messpunkte
- Art der zu erfassenden Deformationen: 1D mittels Nivellement, 2D und/oder 3D mittels tachymetrischen Aufnahmen oder mittels flächendeckendem "Laserscan"
- Erforderliche Genauigkeit der Deformationsmessungen

Der Vermessungsingenieur ist für die detaillierte Auslegung der Messanlage unter Sicherstellung der vorgängig an die geodätische Überwachung definierten Anforderungen verantwortlich. Diese Auslegung erfolgt im Wesentlichen unter der Berücksichtigung

- der Referenzpunkte (Rückversicherungspunkte oder Fixpunkte)
- der zusätzlich für das Objekt erstellten Kontrollpunkte (Rückversicherungspunkte) sowie
- der Genauigkeit der Instrumente.

Tabelle 5-4: Empfohlene Häufigkeit der Messungen von Deformation und Setzungen und Anzahl der empfohlenen Messstellen bei kleinen Stauanlagen

	Staudamm	Staumauer	Zahl der Messstellen
Messungen von Deformation und Setzungen	1-mal pro Jahr	1-mal pro Jahr	Mindestens 3 auf der Krone und 3 im Umfeld der Stauanlage, jedoch ausserhalb des Stauraums gelegenen Referenzpunkte

Nach einem Neubau oder einer Neuinstrumentierung einer kleinen Stauanlage wird in der Regel während der ersten 5 bis 10 Jahren der in Tabelle 5-4 empfohlene Messrhythmus angewendet. Je nach Zustand und bei einwandfreiem Verhalten der Anlage kann dieser Messrhythmus mit Zustimmung der Aufsichtsbehörde auf 2 Jahre oder mehr ausgedehnt werden.

5.3.5.2 Referenzpunkte

Das Grundnetz muss so eingerichtet werden, dass eine ausreichende Anzahl an Referenzpunkten (Rückversicherungs- und Kontrollpunkte) vorhanden ist, um die Lage der eigentlichen Messpunkte zu bestimmen, sowie gleichzeitig eine Kontrollmessung der Netzkonfiguration durchführen zu können. Anhand von zusätzlichen Messungen kann zudem kontrolliert werden, ob sich ein Referenzpunkt bewegt hat, resp. sich stabil verhält. Die Referenzpunkte (Kontrollpunkte) sollten in Gebieten platziert werden, die in Absprache mit dem Geologen grundsätzlich als stabil gelten.

Beispielsweise ist es bei einer Netzkonfiguration bestehend aus nur zwei Nivellementmesspunkten unmöglich festzustellen, welcher der beiden Punkte eine Setzung oder umgekehrt eine Hebung aufweist. Eine Ergänzung dieser Netzkonfiguration um einen dritten Punkt eliminiert somit diesen Zweifel. Der Vermessungsingenieur ist dafür verantwortlich das Netzwerk so zu konfigurieren, dass solche grundsätzlichen Probleme, wie im obigen Beispiel dargelegt, gar nicht erst auftreten können, und sowohl die Zuverlässigkeit als auch die Genauigkeit der geodätischen Messungen gewährleistet ist.

Die nachfolgend aufgeführten Dokumente enthalten weitere spezifische Informationen zur Geodäsie von Stauanlagen:

- Messanlagen zur Talsperrenbeobachtung – Konzept, Zuverlässigkeit und Redundanz (STK, 2005)
- Messgeräte - kontrollieren und kalibrieren (STK, 2013)
- Geodäsie für die Überwachung von Stauanlagen (STK, 2013)

5.3.5.3 Messpunkte

Die Messpunkte werden auf der zu kontrollierenden Stauanlage, in den Widerlagern und evtl. im Stauraumbereich platziert. Ihre Materialisierung muss den objektspezifischen Anforderungen entsprechen und die geforderte Genauigkeit erfüllen. Bei einem Nivellementmesspunkt ermöglicht beispielsweise ein gewölbter Kopf jederzeit und wetterunabhängig die eindeutige Messung desselben Punkts, d.h. bei Sonne, Regen, Frost oder Schnee.

Es gibt eine Vielzahl von Bauarten für solche Messpunkte. Bei deren Materialisierung muss jedoch darauf geachtet werden, dass diese so einfach und robust wie möglich gewählt ist, damit das Bewegungsverhalten des Messpunktes über die gesamte Beobachtungszeit hinweg erhalten bleibt. Daher sind "hausgemachte" Verlängerungen oder das zusätzliche Aufbringen spezieller Adapter zu vermeiden, da diese die Kontinuität der Messungen resp. die Langzeitbeobachtung der Messanlage erschweren.

Alle Messpunkte einer Messanlage sollten mehrmals von verschiedenen Standorten aus gemessen werden. Durch diese Redundanzmessungen wird das Messergebnis zuverlässig und systematische Messfehler können erkannt werden.

Grundsätzlich gilt in der Geodäsie: Eine einzige Messung ist keine Messung.

5.3.5.4 Vermessungsinstrumente und Zubehör

Die eingesetzten geodätischen Instrumente müssen den geforderten Genauigkeiten genügen. In der Regel müssen die Instrumente folgende Eigenschaften aufweisen:

Nivelliergerät (Höhenlagenmessungen):

Eine Genauigkeit von 0.2 mm pro gemessenen Höhenunterschied muss gewährleistet sein. Hierfür sind High-End-Instrumente erforderlich und zudem sollten auch Invar-Latten verwendet werden.

Totalstationen (Winkel- und Distanzmessungen):

Diese Instrumente sind in der Regel die hochwertigsten Instrumente im Gerätepark des Vermessungsingenieurs und müssen mindestens folgende Eigenschaften aufweisen:

Richtung: ≤ 1''

Entfernung: 0.6 mm + 1 ppm.

Laserscan

Der Laserscan sollte nur bei Betonbauwerken eingesetzt werden. Es ist zu beachten, dass die Genauigkeit des Laserscans geringer ist als jene der herkömmlichen geodätischen Messungen. Die Genauigkeit des Laserscans hängt von der Erfassungsdistanz, dem verwendeten Instrument, dem Einfallswinkel auf das Bauwerk sowie den Referenzpunkten ab. Wie bei der Geodäsie muss der Laserscan fachgerecht durchgeführt werden und erfordert spezifische Kenntnisse. Die Genauigkeit des Laserscans beträgt +/- 2 mm.

Zubehöre wie Prismen sollten ebenfalls entsprechend ausgewählt werden mit einem durchschnittlichen Zentrierungsfehlern ≤ 1mm.

Alle Instrumente und Zubehörteile müssen ausserdem regelmässig überprüft und justiert werden.

5.3.5.5 Messtechnische Auswertung

Die Qualität der messtechnischen Auswertung hängt wesentlich von der Genauigkeit der, in der vorgängig durchgeführten Messkampagne, verwendeten Instrumente ab.

Die zur messtechnischen Auswertung gehörenden Berechnungen sollten nach der Methode der kleinsten Quadrate erfolgen. Diese Methode ermöglicht es

a. Bewegungen an Referenzpunkten zu erkennen,

b. die Genauigkeit und Zuverlässigkeit an jedem Messpunkt zu quantifizieren, sowie
c. die Gesamtgenauigkeit der Messtypologien im Falle von Mischformen zu bewerten.

Es gibt verschiedene kommerzielle Berechnungsprogramme, die auf dieser Berechnungsmethodik basieren.

So kann festgestellt werden, ob eine zwischen zwei Messzuständen festgestellte Deformation mit einem Konfidenzintervall von z.B. zu mindestens 95% signifikant ist. Diese Berechnungen dienen zur Feststellung, ob eine gegenüber der Vormessung gemessene Verschiebung oder Verformung eines Messpunktes als signifikant und somit als reell eingestuft werden kann.

Tabelle 5-5: Wertetabelle zur Bestimmung einer signifikanten resp. reellen Deformation in Abhängigkeit des angestrebten Konfidenzintervalls und der vorhandenen Dimension einer Messung

Konfidenz-intervall	Wertebereich (Dimension =1 "z")		Wertebereich (Dimension =2 "xy")		Wertebereich Dimension =3 "xyz")	
	Berechnung	Differenz	Berechnung	Differenz	Berechnung	Differenz
95%	1.96	2.77	2.45	3.46	2.70	3.82
99%	2.58	3.65	3.04	4.30	3.37	4.76

Beispiel:

Wenn die Bestimmung einer x- oder y-Koordinate im Zustand 1 eine Genauigkeit von 0.5 mm hat und im Zustand 2 wiederum eine ähnliche Genauigkeit aufweist, so ist eine Verschiebung zwischen den beiden Zuständen als zu 95% signifikant zu bezeichnen, wenn diese mindestens 0.5 mm * 3.46 = 1.73 mm und mehr beträgt.

Im Falle einer 99%-Signifikanz liegt dieser Schwellenwert für eine reelle Verschiebung bei 0.5 mm * 4.30 = 2.15 mm.

5.3.6 Ankerkräfte

Gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C1 (BFE, 2017) sind neu zu erstellende Verankerungen (grundsätzlich vorgespannte Anker) so zu planen und zu installieren, dass die Ankerkraft gemessen (Messung der Restspannung) und ihr Zustand kontrolliert werden kann. Der Zustand von passiven Ankern ist im Rahmen der visuellen Kontrollen zu prüfen.

5.3.7 Funktionskontrollen und Prüfungen

Sämtliche bewegliche Verschlüsse von Entlastungs- und Ablassvorrichtungen sind mindestens einmal im Jahr auf ihre Funktionstüchtigkeit zu prüfen, sofern diese im Laufe des Jahres nicht in Betrieb waren. Weitere Hinweise sind in der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2 (BFE, 2018) in Kap. 4 zu finden. Der Zweck der Funktionsproben liegt darin, zu vermeiden, dass die beweglichen Organe im Falle eines Hochwassers oder einer dringlichen Stauabsenkung nicht betätigt werden können, und es zu schweren Schäden an der Stauanlage sowie in den unterhalb der Sperre gelegenen Gebieten kommt.

5.4 Beurteilung rasche Stauspiegelabsenkung

Der Stauspiegel einer bewirtschafteten, kleinen Stauanlage ist im Betriebs- wie auch im Entleerungsfall unter Umständen starken Schwankungen unterworfen. Dies kann zur Folge haben, dass bei Schüttdämmen das Wasser in den Poren des wasserseitigen Stützkörpers nur mit einer zeitlichen Verzögerung dem Verlauf des Stauspiegels folgen kann. Der Grad der Entwässerung des Dammkörpers ist für dessen Stabilität von entscheidender Bedeutung. Um die Stabilität des Dammkörpers im Lastfall rasche Absenkung (Entleerung) sicherzustellen, wird in der Praxis oft eine Beschränkung der maximal zulässigen Absenkrate eingeführt. Es wird empfohlen diese im entsprechenden Wehrreglement und unter Berücksichtigung der Durchlässigkeitsmerkmale der anstehenden Materialien festzulegen. Gemäss der Publikation “Design, Safety and Operation of Dams” (Schleiss & Pougatsch, 2022) ist 1 m/Tag ein üblicher Wert für die maximal zulässige Absenkrate.

Weitere Angaben und Methoden zur anlagenspezifischen Bestimmung der maximal zulässigen Absenkrate können der Publikation (Reinius, 1948) entnommen werden.

5.5 Beurteilung Instabilitäten im Stauraumbereich

Der Stauraumbereich ist durch eine erfahrene Fachperson Geologie hinsichtlich der Gefahr von Massbewegungen mit Bildung von rutschinduzierten Impulswellen zu untersuchen. Für das Ermitteln der Ausbreitungsbereiche sowie der Höhen solcher rutschinduzierten Impulswellen wird auf die VAW-Mitteilung 254 “Landslide-generated Impulse Waves in Reservoirs – Basics and Computation” (Evers, Heller, Fuchs, Hager, & Boes, 2019) verwiesen.

Im Weiteren sind durch eine erfahrene Fachperson Geologie die Uferbereiche entlang dem Stauraum hinsichtlich möglicher Instabilitäten infolge einer raschen Absenkung der Stauanlage zu beurteilen.

5.6 Spülung und Entleerung des Staubeckens

Stauanlagen können mit Ablassorganen versehen sein, um das Staubecken zu entleeren. Andere Massnahmen sind zulässig, sofern in nützlicher Zeit (3-5 Tage) das Staubecken entleert werden kann.

Bei Anlagen mit einem Grundablass muss gewährleistet sein und durch jährliche Funktionskontrollen kontrolliert werden, dass dieser stets funktionstüchtig ist.

Um die volle Funktionstüchtigkeit des Grundablass zu gewährleisten, sind erfahrungsgemäss Spülungen notwendig oder es kann sogar eine Seeentleerung unabdingbar sein. Um Schäden an der Fauna und Flora zu vermeiden beziehungsweise zu minimisieren, müssen die Spülungen und gegebenenfalls eine Entleerung unter Rücksichtnahme aller gesetzlichen Vorlagen (wie z.B. Fischschonzeiten) frühzeitig organisiert werden.

Um das mit Feinmaterial belastete Wasser, welches aus dem Grundablass strömt, zu verdünnen und die Trübung zu reduzieren, ist es ratsam, die Spülungen oder Entleerung während einem natürlichen Hochwasser oder nach ausgiebigen Regenfällen durchzuführen. Die Zufuhr von klarem Wasser aus Seitenbächen oder Wasserfassungen ist nützlich, um das aus dem Staubecken ausfliessende Wasser weiter zu verdünnen und das im Bach- oder Flussbett unterhalb der Stauanlage sedimentierte Material zu erodieren sowie auf weite Strecken zu verteilen.

Eventuell müssen für diese Massnahmen bei den zuständigen kantonalen Behörden die Genehmigungen eingeholt werden (BUWAL, 1994).

5.7 Unterhalt

5.7.1 Begriffsabgrenzung und Zuständigkeiten

Der Unterhalt hat zum Ziel, die Sicherheit der Stauanlage sowie deren Betriebstauglichkeit dauerhaft zu gewährleisten. Dabei wird gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D (BFE, 2015b) zwischen der planmässigen Instandhaltung (vorsorglicher Unterhalt) und der Schadenbehebung (korrektiver Unterhalt) unterschieden.

Revisionsarbeiten, die einen Einfluss auf die Sicherheit der Stauanlage haben (z.B. Arbeiten an der Instrumentierung, der Entlastungs- und Ablassvorrichtungen), müssen von der Betreiberin gemäss der (StAV, 2022) (Art. 23) der Aufsichtsbehörde gemeldet werden. Diese Arbeiten bedürfen aber keiner Genehmigung seitens der Aufsichtsbehörde. Hingegen können aufgrund weiteren gesetzlichen Bestimmungen Genehmigungen anderer Behörden, wie Umweltfachstellen, erforderlich sein.

Die erfahrene Fachperson macht in ihrem Jahresbericht gemäss (StAV, 2022) (Art. 18 Abs 1) Empfehlungen für notwendige Unterhaltsarbeiten und kontrolliert deren Umsetzung bei der folgenden jährlichen Kontrolle. Laufende, wiederkehrende Instandhaltungsarbeiten können im Überwachungsreglement aufgeführt werden.

Der Talsperrenwärter begleitet den laufenden Unterhalt der Stauanlage und die gängigen Instandsetzungs-, Reparatur- und Sanierungsarbeiten. Dazu bedarf er einer entsprechenden Qualifikation (BFE, 2015b).

5.7.2 Umfang der laufenden Instandhaltungsarbeiten

Eine nicht abschliessende Checkliste mit exemplarischen, üblichen Instandhaltungsarbeiten befindet sich im Anhang D. Für jede Stauanlage soll ein individuelles Instandhaltungsprogramm erstellt werden, welches Bestandteil des Überwachungsreglements ist. Als Hilfsmittel für die periodischen Kontrollgänge bieten sich anlagenspezifische Checklisten an.

5.7.3 Bewuchs auf Dämmen

Der Umgang mit Bewuchs auf Schüttdämmen ist in Kapitel 5.1 der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen. Teil C1 (BFE, 2017) beschrieben. Bei neuen Schüttdämmen ist im Bereich der Böschungen und der Krone das Aufkommen jeglicher Gehölze wie Bäume und Sträucher zu verhindern.

Abbildung 5-2: Bewuchs auf Dämmen (links), Bewuchs auf Damm entfernt (rechts)

Für bestehende Dämme gelten grundsätzlich dieselben Anforderungen wie für neue Dämme. Im Einvernehmen mit der Aufsichtsbehörde kann jedoch eine gewisse Flexibilität bei der Umsetzung dieser Anforderungen akzeptiert werden, insbesondere ausserhalb des statisch erforderlichen Profils.

So sollten bei bestehenden Anlagen vorrangig Bäume und anderer Bewuchs mit hohem Gefahrenpotenzial hinsichtlich Beschädigungen (z.B. infolge Windwurf, Bodenauflockerungen durch Pumpeffekt, Zerstörung der Dichtungsschicht) entfernt werden. Auch Bewuchs, welcher die visuelle Kontrolle und damit die Beurteilung der Stauanlagensicherheit erschwert, ist zu entfernen. Dabei müssen die Wurzeln fachgerecht ausgefräst und die Wurzelkrater mit geeignetem Dammschüttmaterial verfüllt und verdichtet werden. Wurzeln können auf der Dammoberfläche verbleiben, wenn ihr Standort nicht in einem durchsickerten Teil des Dammes liegt (Gefahr von präferenziellen Sickerwegen) und ihre Wurzeln nicht ins statisch erforderliche Profil reichen.

Zudem hält Art. 2 Abs. 3 des Waldgesetzes (WaG, 1991) fest, dass Bäume und Sträucher auf Einrichtungen zur Stauhaltung und in deren unmittelbarem Vorgelände nicht als Wald gelten. Als unmittelbares Vorgelände einer Einrichtung zur Stauhaltung gilt das Gelände, das luftseitig an die Einrichtung angrenzt. Es umfasst in der Regel einen Streifen von 10 m Breite (Art. 3 Abs.2 der Waldverordnung (WaV, 1992).

Daraus folgt auch, dass das Entfernen von Bäumen und Sträucher auf Stauanlagen keine Rodungsbewilligung bedarf. Dies trifft auch für den Fall eines Schutzwaldes im Bereich einer Stauanlage zu. Es empfiehlt sich trotzdem, vor dem Entfernen der Bäume die zuständige Forstwirtschaftsperson zu informieren.

5.7.4 Wühltiere, Fische

Die Nester und Höhlen von Wühltieren wie z.B. Mäuse, Ratte, Biber, Biberratte oder Nutria, Dachse und Murmeltiere können präferenzielle Sickerwege darstellen, sofern sie im durchsickerten Bereich eines Dammes liegen. Bei der Feststellung eines Aufkommens von Schadnagern sind diese ggf. unter Beizug eines Spezialisten eindeutig zu identifizieren, um deren Grabgewohnheiten in Erfahrung bringen zu können. Oberflächennahe Bauten können toleriert werden, sofern diese im Überprofil des nicht durchsickerten oder überströmten Dammbereiches liegen. Ansonsten muss das Aufkommen der Population bekämpft und der Damm entsprechend überprüft und bei Bedarf instand gestellt werden.

Eine Möglichkeit zur Verhinderung eines Aufkommens von Wühltieren ist der Einbau von Wühlsperren wie z.B. Schutzgitter oder Aufstellen von Greifvogel-Sitzstangen.

Fischpopulationen, z.B. in einem Weiher, können ebenfalls negative Auswirkungen auf die Böschungsstabilität haben. So sind Beobachtungen von Karpfen bekannt, welche auf Futtersuche die unter Wasser liegenden Böschungsbereiche beschädigt haben. Auch hier sind konstruktive Massnahmen zur Verhinderung von Schäden z.B. mit Schutzmatten resp. feinmaschigen Schutznetzen und ggf. Instandstellungsmassnahmen angezeigt.

Abbildung 5-3: Karpfen können die Dammböschung beschädigen

5.8 Stauanlagen-Monographie

Gemäss Art. 25 des (StAG, 2010) und Art. 17 der (StAV, 2022) muss die Betreiberin ab Inbetriebnahme eine Aktensammlung über die Stauanlage führen und diese laufend aktualisieren. Sie gewährt der Aufsichtsbehörde jederzeit Einsicht in die Aktensammlung. Das Schweizerische Talsperrenkomitee (STK, 2001) empfiehlt, dass für jede kleine Stauanlage in der Schweiz von der jeweiligen Betreiberin eine Stauanlagen-Monographie erstellt wird, um über grundlegende Informationen der Stauanlage zu verfügen.

Das Dokument muss alle Informationen wie den Bau und den fortlaufenden Betrieb dokumentieren, sowie alle wesentlichen Änderungen seit der Inbetriebnahme sofern verfügbar, enthalten.

Es wird auch empfohlen, das Dokument regelmässig zu aktualisieren und den Ingenieuren und Aufsichtsbehörden, die für die Sicherheit der Talsperre verantwortlich sind, zur Verfügung zu stellen. Es wird zudem empfohlen, die Stauanlagen-Monographie den Aufsichtsbehörden als Anhang zum Jahresbericht zukommen zu lassen.

Details zum Aufbau der Stauanlagenmonographie können der entsprechenden Publikation des Schweizerischen Talsperrenkomitees (STK, 2001) entnommen werden. Ein Beispiel für das Inhaltsverzeichnis eines solchen Dokuments findet sich in Anhang A.7 der vorliegenden Publikation.

6 Empfehlungen für die Erstellung des Notfallkonzepts

6.1 Besonderheiten kleiner Stauanlagen

Dieses Kapitel ist als Ergänzung zur Richtlinie über die Sicherheit von Stauanlagen, Teil E zu verstehen. Das Augenmerk wird dabei auf die Besonderheiten zum Erstellen des Notfallreglements bei kleinen Stauanlagen gerichtet.

Kleine Stauanlagen sind in der Regel nicht ständig durch Betriebspersonal besetzt und werden oft nur 2- bis 4-mal pro Jahr inspiziert. Daher sollten die lokalen Einsatzkräfte bei der Erstellung des Notfallreglements als Unterstützung für die Betreiberin einbezogen werden, damit in einer Notfallsituation eine ausreichend schnelle Reaktion erfolgen kann. Um die nötige Vertrautheit mit den Abläufen zu gewinnen, sollen regelmässig Notfallübungen mit sämtlichen involvierten Stellen durchgeführt werden.

6.2 Konzept

Ziel des Notfallkonzepts (Art. 10 (StAG, 2010) und Art. 25-28 (StAV, 2022)) ist die Planung der Massnahmen, welche die Betreiberin einer Stauanlage ergreifen muss, falls der sichere Betrieb ihrer Anlage nicht mehr gewährleistet ist.

Gemäss Art. 25 (StAV, 2022) besteht das Notfallreglement mindestens aus

- einem geeigneten Einsatzdossier gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil E (BFE, 2015c) Kapitel 3.6. und
- der Überflutungskarte gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil E (BFE, 2015c) Kapitel 3.2.

Hinweis: Nachfolgende Abbildung 6.1 zeigt ein Beispiel für ein Kommunikationsschema für den Notfall.

Zusätzlich wird die Erstellung der folgenden Dokumente empfohlen:

- Gefahrenanalyse gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil E (BFE, 2015c) Kapitel 3.3. 2
- Liste der Aufgaben für die verschiedenen Beteiligten, wie z.B. Betreiberin, Feuerwehr, Polizei, etc.

6.3 Kommunikation

Bei kleinen Stauanlagen läuft die Kommunikation im Notfall fast ausschliesslich über das Mobiltelefonnetz. In den meisten Fällen gibt es keine Redundanz. Wenn das Funknetz (Polycom) der Einsatzkräfte als Redundanz verwendet wird, müssen die Frequenz und die Nummer des Geräts im Notfallreglement verzeichnet sein.

[2] Die Liste der Gefahren in (BFE, 2015c) Kapitel 3.3 ist nicht abschliessend.

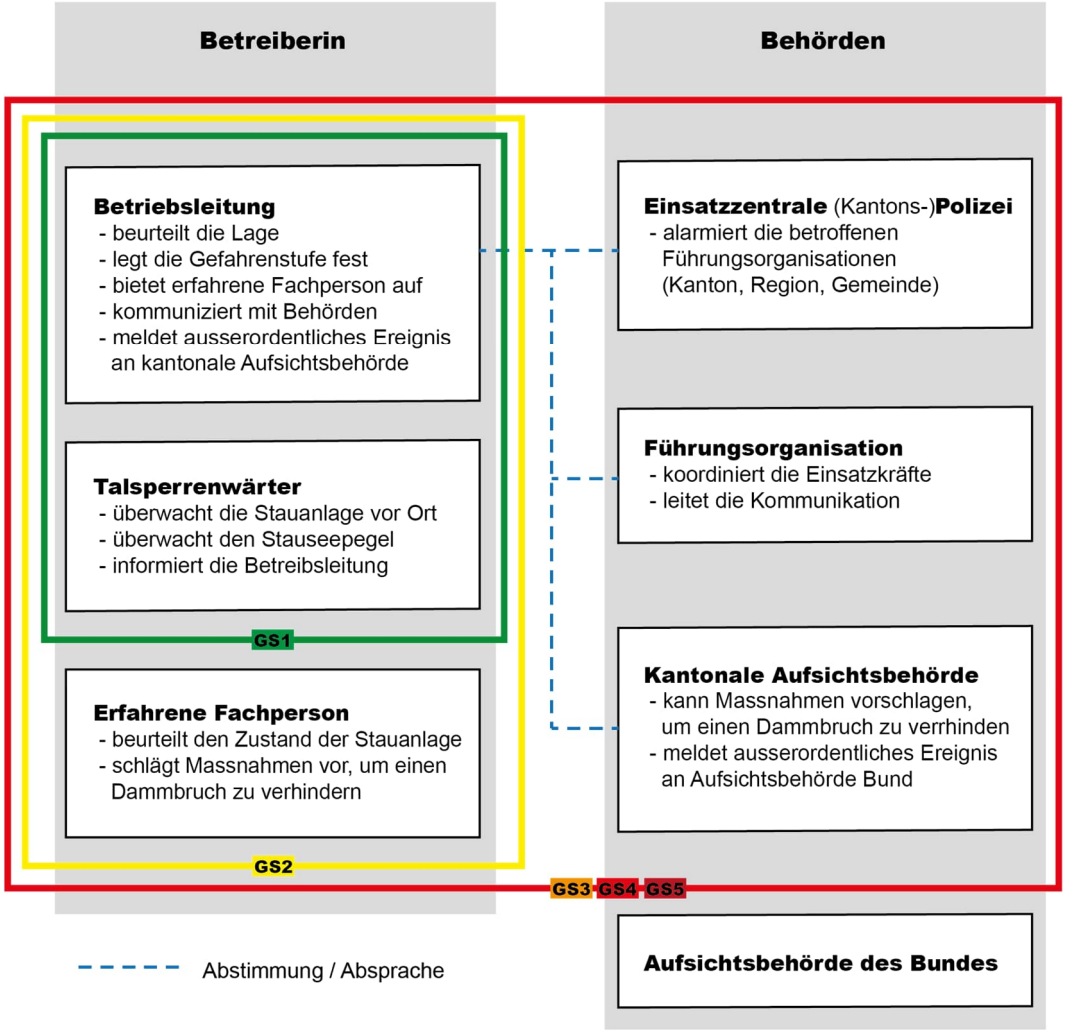

Abbildung 6-1: Beispiel für eine Notfallorganisation mit den unterschiedlichen Beteiligten je Gefahrenstufe (GS)

Legende:

GS1: Gefahrenstufe 1, GS2: Gefahrenstufe 2, GS3: Gefahrenstufe 3, GS4: Gefahrenstufe 4, GS5: Gefahrenstufe 5

7 Besonderheiten bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren

7.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die Besonderheiten bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren ergänzend zu den Ausführungen in den vorhergehenden Kapiteln behandelt. Anlagen zum Schutz vor Naturgefahren dienen dem Rückhalt von:

- Hochwasser
- Geschiebe und Geröll
- Steinblöcken
- Eis
- Schnee

Da die aktuellen Richtlinien über die Sicherheit der Stauanlagen für solche Anlagentypen einen Vertiefungsbedarf aufweisen, erarbeitet das Bundesamt für Energie BFE zum Zeitpunkt der Veröffentlichung der vorliegenden Fachpublikation einen eigenen Richtlinienteil G, welchem mit vorliegender Publikation nicht vorgegriffen werden soll. Bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren handelt es sich oft um ungesteuerte Stauanlagen, d.h. Anlagen ohne Entlastungs- und Ablassvorrichtungen mit beweglichen Verschlussorganen. Bei den Anlagen mit beweglichen Verschlussorganen (z.B. Geschiebesammler Stiglisbrücke, Bürglen UR; Geschiebesammler Schlüüchu, Gampel VS) dienen diese meist dem betrieblichen Ziel eines optimierten Rückhalts und nicht dem sicherheitsrelevanten Einsatz. Hochwasserrückhaltebecken verfügen häufig über eine Notentleerung mit beweglichem Verschluss, über die der Stauraum entleert werden kann, falls der Grundablass bzw. das Durchlassbauwerk verklaust ist. Sowohl bei den Geschiebesammlern als auch bei den Hochwasserrückhaltebecken sind die beweglichen Verschlüsse in der Regel nicht sicherheitsrelevant, da übergeordnet eine Hochwasserentlastung vorhanden ist. Weder für ungesteuerte noch für gesteuerte Anlagen mit beweglichen Verschlüssen ohne sicherheitsrelevanten Einsatz bedarf es ein Wehrreglement ((BFE, 2018), Ziff. 5.1).

Das Eiswehr an der Sihl bei Zürich Brunau ist z.B. eine Anlage zum Schutz vor Eis (Eistrieb).

7.2 Unterstellungskriterien

Die geometrischen Kriterien für eine Unterstellung von Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren unter das StAG sind analog zu jenen der restlichen kleinen Stauanlagen, die primär der Speicherung von Wasser dienen. Die Prüfung eines besonderen Gefährdungspotenzial mittels Flutwellenabschätzung erfolgt gestützt auf einer «Reinwasser»-Annahme. Eine andere Annahme zur Flutwellenabschätzung, beispielsweise der Fall eines Murganges, darf getroffen werden, sofern dies mit wissenschaftlich fundierten Methoden begründbar ist. In diesem Fall gilt es die Ausgangsbedingungen sowie die Schwellenwerte gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil B (BFE, 2014), Tabelle B1 in Absprache mit der Aufsichtsbehörde entsprechend anzupassen. Über die Unterstellung oder die Ausnahme einer Stauanlage befindet das BFE.

7.3 Gefahrenbeurteilung

Bei der Gefahrenbeurteilung ist grundsätzlich zwischen den technischen Gefahren, welche von der Stauanlage im Falle eines Versagens ausgehen, und den Naturgefahren, zu deren Abwehr die Anlage dient, zu unterscheiden. Die beiden genannten Gefahrenarten bilden die Ausgangslage für das Massnahmenpaket, welches für die Risikoprävention umgesetzt werden soll. Bei der Projektierung sowie in der Realisierungsphase ist darauf zu achten, dass sich Massnahmen zum Schutz vor einer Gefährdungsart nicht nachteilig auf jene einer anderen Gefährdungsart auswirken, resp. die beiden Gefahrenarten gleichwertig behandelt werden. Beispielsweise sollte bei der Ertüchtigung eines bestehenden Steinschlagschutzdammes, mit dem Ziel die Sicherheit der Stauanlage nach StAG zu erhöhen, nicht dessen Schutzwirkung vor Steinschlag reduziert werden, was mit einer Abflachung des bergseitigen Dammböschungswinkels erreicht werden könnte. Die Sicherheit gegen die durch den Menschen geschaffene Gefahr (Versagen der Stauanlage) sollte aber wesentlich höher als jene gegen die Gefährdung durch ein Naturereignis sein (vgl. auch Kap. 4.2).

7.4 Planung und Bau

Die Bemessung inkl. Festlegung der massgebenden Lastfälle erfolgt nach der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teile C1 (BFE, 2017), C2 (BFE, 2018) und C3 (BFE, 2025). Allfällige im Rahmen der Gefahrenbeurteilung festgelegten Massnahmen sind auf die Vorgaben aus den vorgenannten Richtlinienteilen abzustimmen.

Stahlbetonsperren oder bewehrte Anlageteile dürfen nach den SIA-Normen bemessen werden, wobei auch hier die Lastfälle nach den vorgenannten Richtlinienteilen des BFE zu bestimmen sind. Dabei gilt es zu beachten, dass Anlagen zum Schutz vor Naturgefahren u.a. erstellt werden, um den Einwirkungen infolge gravitativen Massenbewegungen (dynamische Lastfälle) zu widerstehen. Zusätzlich sollten sie stabil bleiben, wenn das Material (Geschiebe, Murgang, Schnee, Fels, Wasser) den jeweiligen Stauraum oder das Rückhaltebecken gefüllt hat (statische Lastfälle). Die Bemessung des Betonbauwerks für diese Belastungen sollte daher als andauernde (statische Lastfälle) oder vorübergehende (dynamische Lastfälle) Bemessungssituation gemäss SIA 260 (SIA, 2003) erfolgen.

Für ein Geschiebesammler ist beispielsweise folgende Handhabung denkbar, wobei die Bemessungssituationen mit der Aufsichtsbehörde abzusprechen ist:

- Schutzziel vor Naturgefahr (z.B. HQ100) = andauernde (statische Lastfälle) oder vorübergehende (dynamische Lastfälle) Bemessungssituation nach SIA
- Überlastfall Naturgefahr (z.B. HQ300) = Bemessungshochwasser BHQ = aussergewöhnliche Bemessungssituation nach SIA
- Sicherheitshochwasser SHQ (z.B. HQ1'000) = aussergewöhnliche Bemessungssituation nach SIA
- Erdbeben = aussergewöhnliche Bemessungssituation nach SIA (Hinweis: Die Definition der Erdbebeneinwirkung hat nach StAG zu erfolgen.)

Die Einwirkungen aus Lawinen und Murgängen können gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C1, Ziff. 4.4 (BFE, 2017) ermittelt werden. Weiterführende Angaben zu gravitativen Naturgefahren (u.a. Gefährdungsbilder, Stauhöhe und Druck aus dynamischer resp. hydrodynamischer und –statischer Beanspruchung infolge Anpralls an und Umfliessens von Bauwerken) können der Norm SIA 261/1 (SIA, 2020) sowie der Website «Schutz vor Naturgefahren» (Kantonale

Gebäudeversicherungen, 2005) entnommen werden, hinter welcher u.a. die Vereinigung Kantonaler Gebäudeversicherungen VKG und der Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein SIA stehen. Für Anprallkräfte von Grossblöcken werden statische Ersatzkräfte angewendet.

Je nach Disposition kann sich bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren aufgrund der in der Regel kurzen Einstauzeit des Beckens keine signifikante Sickerlinie durch den Rückhaltedamm entwickeln. Für die Erdbebensicherheitsnachweise können für die nachweislich trocken bleibenden Teile des Dammkörpers drainierte Scherfestigkeitskennwerte verwendet werden.

Während bei Hochwasserrückhaltebecken oder sonstigen Stauanlagen zum Rückhalt von Wasser die Dichtheit des Abschlussbauwerkes (Damm) elementar ist, steht bei Anlagen zum Schutz vor Sturzprozessen die Energiedissipation im Vordergrund. Solche Anlagen müssen nicht zwingend dicht ausgebildet werden, sofern die statischen und dynamischen Lastfälle nachgewiesen werden können.

Die Anforderungen an die Dammkronenbreiten entsprechen grundsätzlich den Empfehlungen in Kap. 3.4.3. Massgebend für die Kronenbreite bei Steinschlagschutzdämmen ist, dass die Dammkrone während dem Bau und auch später für den Unterhalt mit kleineren Baumaschinen, Gerätschaften und Fahrzeugen befahren werden kann.

Das jeweilige Rückhaltevolumen wird in Übereinstimmung mit den für die Unterlieger definierten Schutzzielen festgelegt. Diese werden in Abhängigkeit der bestehenden und tragbaren Risiken anhand der Vorgaben des BAFU definiert (ARE, BWG, BUWAL, 2005), (BWG, 2001).

Geschiebesammler sollen so konzipiert und betrieben werden, dass zum einen der Geschieberückhalt den Anforderungen des Hochwasserschutzes genügt und diese gleichzeitig zu einem gewissen Grad geschiebedurchgängig sind (Schwindt, Franca, & Schleiss, 2018). Sohlenerosionen im Unterlauf sollen verhindert werden, und den ökologischen Anforderungen an das Gerinne soll entsprochen werden. Auch die Längsvernetzung für terrestrische und aquatische Lebewesen sowie Wildtiere, welche sich im Schutz des Ufergehölzes bewegen, sollte berücksichtigt werden.

7.5 Hochwassersicherheit

Bei Hochwasserrückhaltebecken entsprechen die Vorgaben denjenigen von Anlagen mit einem permanenten Einstau (vgl. Kap. 4.3). Der Einfluss auf die Anströmungsbedingungen von Hochwasserentlastungen bei mit Geschiebe gefüllten Stauanlagen zum Rückhalt von Geschiebe, Geröll, Blöcken, Eis und/oder Schnee ist jedoch oft nicht vernachlässigbar. Es wird deshalb empfohlen bei der Festlegung des Sicherheitsfreibordes nebst den Anforderungen gemäss StAG (StAG, 2010) auch den Ansatz der Kommission für Hochwasserschutz, Wasserbau und Gewässerpflege Schweiz KOHS (KOHS, 2013) zu berücksichtigen, um Erosionen der luftseitigen Böschung und der Sperrenwiderlager etc. infolge eines unkontrollierten Höherstaus mit einem Überströmen der Stauanlage zu verhindern.

Abbildung 7-1: Gefüllter Geschiebesammler Milibach in Brienz nach dem Ereignis vom August 2024 (www.berneroberlaender.ch).

Das Risiko einer Verklausung der Hochwasserentlastung infolge Schwemmgut wird in Kap. 4.5 behandelt.

Die Hochwassersicherheit bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren (Rückhaltebecken) ist gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2, Ziff. 4.4 (BFE, 2018) i.d.R. mit defekten oder verstopften Öffnungen (Grundablass, Durchlass) nachzuweisen.

7.6 Inbetriebnahme

Die Inbetriebnahme einer Stauanlage zum Schutz von Naturgefahren erfolgt aus technischer Sicht, sobald sich ein Einstau ereignen kann. Dies kann bereits während dem Bau der Fall sein. Folglich sind bereits während der Bauphase Massnahmen vorzusehen, um im Falle eines Einstaus die Sicherheit, der sich noch im Bau befindlichen Anlage gewährleisten zu können oder die Gefährdung der Unterlieger zu minimieren. Häufig handelt es sich dabei um organisatorische Massnahmen (z.B. Notfallkonzept).

Nach der Fertigstellung einer Stauanlage, deren Einstau nicht kontrolliert werden kann, erteilt die Aufsichtsbehörde die Inbetriebnahmebewilligung, wenn alle von der Aufsichtsbehörde erlassenen Auflagen und Bedingungen für die Baugenehmigung erfüllt sind, die Sicherheit der Stauanlage es zulässt sowie nachdem das Abnahmeprotokoll erstellt und sämtliche Reglemente genehmigt wurden (vgl. (BFE, 2015b), Ziff. 2.4) (siehe Kapitel 3.6). Mit der Fertigstellung ist eine Nullmessung sämtlicher Instrumentierung und Messpunkte durchzuführen. Bei Hochwasserrückhaltebecken und Geschiebesammlern soll beim ersten Einstau die Anlage nach Möglichkeit durch den Talsperrenwärter, ggf. unter Beizug der erfahrenen Fachperson, begangen und deren Verhalten kontrolliert werden. Zudem sollen, falls machbar, Deformationsmessungen durchgeführt werden, um das Verformungsverhalten des Abschlussbauwerkes unter Belastung beurteilen zu können.

Bei der Planung von Hochwasserrückhaltebecken und Geschiebesammlern soll in Zusammenarbeit mit der Aufsichtsbehörde abgewogen werden, ob mit verhältnismässigen Mitteln eine Vorrichtung geschaffen werden kann, welche einen kontrollierten Ersteinstau mit Wasser zulässt (z.B. Dammbalken, Plattenschieber). Dabei

gilt es auch die Verhältnismässigkeit der Auswirkungen eines Einstaus z.B. auf die Umwelt und die Landwirtschaft zu prüfen. Durch einen kontrollierten Ersteinstau kann das Verhalten der Stauanlage unter Einstaubedingungen und damit die der Dimensionierung zugrunde liegenden Belastungen frühzeitig überprüft werden. Kann der Einstau kontrolliert werden, erfolgt die Inbetriebnahme gemäss Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D, Ziff. 2.3 (BFE, 2015b).

7.7 Betrieb und Unterhalt

Bei Stauanlagen, die dem Schutz vor Naturgefahren dienen, muss der Füllstand im Rückhaltebecken, z.B. mittels Lattenpegel, abgelesen werden können (BFE, 2015b).

Häufig wird der Einstaugrad resp. der Füllungsgrad bei Geschiebesammlern, Murgangsperren etc. nicht überwacht. Im Gegensatz zu Hochwasserrückhaltebecken ist für das erforderliche Rückhaltevolumen nicht der Einstau infolge Hochwasser, sondern vielmehr das zu erwartende Verlandungsgefälle entscheidend. Im Falle von möglichen Murgängen und Lawinen ist zudem zu beachten, dass sich die Stauanlage schlagartig füllen kann. Diesen Besonderheiten ist in der integralen Notfallplanung betreffend Naturgefahren der zuständigen Behörden Rechnung zu tragen. Die Ereignisbewältigung muss zudem im Betriebs- und Unterhaltsreglement dokumentiert sein.

Das Überwachungsintervall soll grundsätzlich der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D, Ziff. 4.2.3 (BFE, 2015b) entsprechen. Anlagen zum Schutz vor Naturgefahren sollen jährlich, vor der jeweiligen Saison (Gewitter-/Hochwassersaison resp. Lawinensaison) einer visuellen Kontrolle unterzogen werden. Weiter sollen die Anlagen nach jedem bedeutenden Ereignis schnellstmöglich begangen werden, um allfällige Schäden beheben und die Entleerung in die Wege leiten zu können.

Tabelle 7-1: Empfohlene Häufigkeit der Messungen von Deformationen sowie Sicker- und Drainagewassermengen bei kleinen Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren

	Staudamm	Staumauer	Zahl der Messstellen
Sicker- und Drainage-wasser-mengen (Trübung)	Min. 1-mal pro Jahr vor oder nach jeder Ereignissaison und während/kurz nach jedem relevanten Ereignis	Min. 1-mal pro Jahr vor oder nach jeder Ereignissaison und während/kurz nach jedem relevanten Ereignis	Je 1 Messpunkt pro Sperrenseite
Deformation und Setzungen	Min. 1-mal pro Jahr vor oder nach jeder Ereignissaison und während/kurz nach jedem relevanten Ereignis	Min. 1-mal pro Jahr vor oder nach jeder Ereignissaison und während/kurz nach jedem relevanten Ereignis	auf der Dammkrone alle 50 m – 100 m

Zusätzlich zu den bei kleinen Stauanlagen üblichen Unterhaltsarbeiten ist bei Geschiebesammlern, Murgangsperren, Steinschlagschutzdämmen etc. von der Betreiberin die Bewirtschaftung der zu erwartenden Geschiebeablagerungen zu regeln. Dabei gilt festzuhalten, ab welchem Verlandungsgrad Ausbaggerungen vorgenommen werden sollen, damit das Schutzziel im Unterlauf wieder gewährleistet werden kann. Dabei sind auch vorhandene Tot- oder Reservevolumen zu beachten.

Um Geschiebesammler nach einem Ereignis zeitnah entleeren zu können, wird empfohlen, dass die Betreiberin vorgängig mögliche Abnehmer des abgelagerten Materials in Erfahrung bringt. Dabei gilt es die Erfahrungen aus vergangenen Ereignissen hinsichtlich Zusammensetzung des Materials (u.a. Inertstoffe, Totholz, Anteil organische Materialien) zu berücksichtigen. Bei sauberem Material oder nach entsprechender Aufbereitung kann das Geschiebe u.U. als Primärmaterial in der Baustoffherstellung oder im Grund-/Wasserbau verwendet werden. Auch eine teilweise, dosierte Weitergabe in den Unterlauf ist gegebenenfalls denkbar und ökologisch sinnvoll, sofern keine nachteiligen Auflandungen zu erwarten sind und die Behörden dieser Geschiebezufuhr im Unterwasser zustimmen.

Um die Kubaturen der Ausbaggerung bestimmen zu können, kommen bei grösseren Geschiebesammlern zunehmend LIDAR-Vermessungen (Drohnen) zum Einsatz. Mittels eines Vorher-Nachher-Vergleichs lassen sich die entfernten Geschiebemengen ermitteln und können so die Abrechnung mit Fuhrscheinen ersetzen oder diese unabhängig kontrollieren.

Beim Unterhalt der Zufahrt zur Stauanlage ist darauf zu achten, dass diese dauerhaft gewährleistet wird, um im Ereignisfall eine rasche und einfache Intervention zu ermöglichen.

7.8 Notfallplanung

Bei Anlagen zum Schutz vor Naturgefahren umfasst das Notfallreglement im Wesentlichen ein Einsatzdossier mitsamt Überflutungskarte (vgl. auch Kap. 6). Die Notfallorganisation ist in die Einsatzplanung für Naturgefahrenereignisse zu integrieren (vgl. (BFE, 2015c), Ziff. 1.4).

8 Möglichkeiten das besondere Gefährdungspotenzial herabzusetzen

8.1 Grundlagen

In diesem Kapitel wird aufgezeigt, welche Möglichkeiten eine Betreiberin einer Stauanlage hat, wenn ihre Stauanlage aufgrund eines besonderen Gefährdungspotenzials nach Art. 2 Abs. 2 StAG unter den Geltungsbereich der Stauanlagengesetzgebung fallen soll. In der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen Teil B ist der Prozess zur Unterstellung einer solchen Stauanlage in Figur B1 dargestellt. Die Kantone melden dem BFE jene Stauanlagen, welche voraussichtlich ein besonderes Gefährdungspotenzial aufweisen. Das BFE entscheidet, ob die Stauanlage dem StAG unterstellt wird. Dabei hört das BFE i.d.R. die Betreiberin an. Die Betreiberin hat dann die folgenden zwei Optionen:

- Das besondere Gefährdungspotenzial ist unbestritten und die Stauanlage wird durch das BFE dem StAG unterstellt.
- Die Betreiberin zeigt dem BFE auf, dass bei der bestehenden Stauanlage kein besonderes Gefährdungspotenzial vorliegt, bzw. die Situation derart verändern wird, dass keines mehr vorliegt.

Nachfolgend wird nur noch auf die Option b) eingegangen. Es werden verschiedene Möglichkeiten, bzw. Massnahmen aufgezeigt, welche die Betreiberin umsetzen kann, um das besondere Gefährdungspotenzial der betreffenden Stauanlage so weit herabzusetzen, damit die Stauanlage nicht dem StAG unterstellt wird. Es liegt jedoch in der Verantwortung der Betreiberin, dass die Sicherheit der nicht mehr unterstellten Stauanlage jederzeit gewährleistet ist. Weitere Empfehlungen zur Sicherheit von Stauanlagen, die nicht dem StAG unterstellt sind, befinden sich in Kapitel 9.

Für den Entscheid, ob und wenn ja, welche Möglichkeit die Betreiberin umsetzen möchte, empfiehlt sich eine Interessenabwägung, bei der sicherheitstechnische, finanzielle, zeitliche, örtliche, rechtliche und logistische Aspekte sowohl der Stauanlage als auch der Betreiberin im Falle einer Unterstellung resp. Nichtunterstellung berücksichtigt werden. Bei der Erwägung dieses Entscheides muss sich die Betreiberin zudem bewusst sein, dass eine nicht mehr unterstellte Stauanlage zu einem späteren Zeitpunkt gemäss den in Kapitel 9.2 dargelegten Gründen wieder unterstellt werden kann.

8.2 Flutwellenberechnung mit progressiver Bresche

Zur Bestimmung des besonderen Gefährdungspotenzials einer kleinen Stauanlage wird der Breschenabfluss bei einem allfälligen Bruch der Mauer, bzw. des Damms eruiert. Dazu wird gemäss Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil B, (BFE, 2014) die Standardbresche eines plötzlichen Bruchs angenommen. Für homogene Schüttdämme darf im Weiteren gemäss derselben Richtlinie eine progressive Breschenbildung angenommen werden, wenn die Anforderungen gemäss dem BFE-Merkblatt ”Kriterien für die Anwendbarkeit der progressiven Breschen-Berechnung bei Fragen der Unterstellung von Stauanlagen” vom 12. Januar 2022 (BFE, 2022a) erfüllt sind. Falls der Breschenabfluss infolge der Annahme einer progressiven Breschenbildung gegenüber dem Szenario mit einem plötzlichen Bruch kleiner ist, kann sich die Abflussintensität und die Wassertiefe der Flutwelle bei betroffenen Objekten reduzieren. Falls die Abflussintensität bzw. die Wassertiefe unter die Schwellenwerte gemäss Tabelle B1 von (BFE, 2014) fallen, so muss die Stauanlage nicht dem StAG unterstellt werden.

Zur Berechnung des Breschenabflusses eines progressiven Bruchs kann eine spezialisierte Software verwendet werden.

8.3 Anpassungen an der Stauanlage

Eine andere Möglichkeit das besondere Gefährdungspotenzial herabzusetzen ist die Umsetzung von baulichen Massnahmen an der Stauanlage selbst. Dabei können im Wesentlichen die folgenden drei Arten von Massnahmen in Betracht gezogen werden:

- Mit einer Reduktion der Stauhöhe und/oder des Stauvolumens kann der Breschenabfluss verkleinert werden (siehe Beispiel Sülibachweiher in Kapitel 10).
- Neigt der Überlauf resp. die Hochwasserentlastung der Stauanlage zu Verklausungen, so ist für die Berechnung des Breschenabflusses die obere Kante der Hochwasserentlastung (in der Regel die Damm- / Mauerkrone) als Referenzpunkt für die Stauhöhe anzunehmen (BFE-Richtlinie, Teil A). Der Umbau zu einem nicht verstopfungsanfälligen Überlauf und/oder der Neubau einer nicht verstopfungsanfälligen Hochwasserentlastung reduziert somit die Referenzhöhe zur Ermittlung des Breschenabflusses und des besonderen Gefährdungspotenzials auf das entsprechende Stauziel gemäss dem Richtlinienteil A des BFE.
- Ein Rückbau der Stauanlage und die Wiederherstellung des ursprünglichen Zustands kann ebenfalls in Erwägung gezogen werden. Es empfiehlt sich dabei die Interessen des Natur-, Denkmal und Heimatschutzes frühzeitig abzuholen.

8.4 Festinstallierte Schutzsysteme für gefährdete Objekte

Es kann sich anbieten, mit baulichen Massnahmen gefährdete Objekte im Abflussgebiet der Flutwelle zu schützen (Objektschutzmassnahmen). Dies insbesondere, wenn nur einzelne Objekte betroffen sind. Solche Objektschutzmassnahmen sind fix zu installieren. Der Einsatz von mobilen Schutzsystemen für den Bruchfall eines Absperrwerks kann nicht akzeptiert werden, da diese Systeme eine vorausgehende Warnung resp. Vorlaufzeit zum Ereignis bedingen. Mögliche festinstallierte Schutzmassnahmen sind z.B. Mauern und Schutzdämme, welche die Flutwelle ablenken und in Gebiete ohne Objekte mit ständiger Belegung leiten.

8.5 Möglichkeit die Unterstellung aufgrund einer detaillierten Grössenbestimmung abzuwenden

Es gibt kleine Stauanlagen, welche aufgrund des knapp erfüllten Grössenkriteriums (Stauhöhe und/oder Stauvolumen) der Stauanlagengesetzgebung unterstellt sind. Oft weisen diese kleinen Stauanlagen auch ein besonderes Gefährdungspotenzial auf, insbesondere weil bei diesen Stauanlagen auch temporär belegte Objekte bei der Prüfung des besonderen Gefährdungspotenzials zu berücksichtigen sind. Es kann sich somit lohnen bei bestehenden kleinen Stauanlagen, welche das Grössenkriterium nur knapp erfüllen, den Stauraum (Bathymetrie) neu zu vermessen. Fällt das Grössenkriterium weg, so ist nur noch die besondere Gefährdung an Objekten mit ständiger Belegung massgebend, falls solche im Unterlieger vorhanden sind.

Im Weiteren gilt zu beachten, dass nur konsolidierte Sedimente für eine Reduktion des Stauvolumens berücksichtig werden. Als konsolidiert werden diejenigen Sedimente

betrachtet, welche im Falle eines plötzlichen und totalen Bruchs des Absperrbauwerkes nicht aus dem Stauraum entweichen und zudem kein Wasser abgeben.

8.6 Empfehlungen zu Stauanlagen, welche aus der Unterstellung entlassen werden sollen

Die Betreiberin ist unabhängig der Unterstellung jederzeit für die Sicherheit ihrer Stauanlage verantwortlich.

Es wird dringend empfohlen, dass Stauanlagen, welche aus der Unterstellung ausgenommen werden sollen, die Nachweise zur Hochwasser-, Stand- und Erdbebensicherheit, wie in nachfolgendem Kapitel 9 erläutert, erfüllen. Im Weiteren wird empfohlen, dass die sicherheitsrelevanten Betriebsvorschriften nach der Entlassung aus der StAG-Unterstellung weiterhin auf dem neuesten Stand gehalten werden.

9 Empfehlungen für Stauanlagen ausserhalb des StAG

9.1 Gesetzliche Grundlagen / Abgrenzung

Sofern eine Stauanlage die geometrischen Kriterien gemäss Art. 2 Abs. 1 (StAG, 2010) nicht erfüllt und auch das Kriterium des besonderen Gefährdungspotenzials nach Art. 2 Abs. 2 (StAG, 2010) nicht gegeben ist, so ist diese nicht dem StAG zu unterstellen. Oft sind dies kleinere Anlagen, die dem Schutz vor Naturgefahren dienen (Geschiebesammler, Murgangsperren, Wildbachsperren, Hochwasserrückhaltebecken, Steinschlag- bzw. Lawinenschutzdämme etc.) oder permanent resp. mehrheitlich eingestaut sind (Wasserkraftanlagen, Teiche/Weiher, Beschneiungsbecken, Fischzuchtanlagen, Flusswehre etc.).

Die nicht unterstellten Stauanlagen sind nach den Regeln der Baukunde (SIA, VSS, DIN, ICOLD, STK etc.) zu bemessen und ordentlich zu unterhalten, um nicht eine Gefahr für Dritte im Unterlieger darzustellen. Bei konzessionierten Anlagen müssen diese zudem die Auflagen der Konzession erfüllen. Gemäss den allgemeinen Bestimmungen des Obligationenrechts (OR, SR 220), Artikel 58 (OR, 1911) haftet der Werkeigentümer für sämtliche Schäden infolge von fehlerhafter Anlage oder mangelhaftem Unterhalt.

9.2 Regelmässige Überprüfung des besonderen Gefährdungspotenzials

Gemäss Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil B, (BFE, 2014) muss regelmässig geprüft werden, ob ein besonderes Gefährdungspotenzial vorliegt. Insbesondere ist bei baulichen Entwicklungen oder Nutzungsänderungen unterhalb einer Stauanlage das Vorliegen eines besonderen Gefährdungspotenzials durch die zuständige Aufsichtsbehörde des Standortkantons neu zu beurteilen. Dies gilt auch für Stauanlagen, die zu einem früheren Zeitpunkt aus der Unterstellung entlassen wurden. Eine Neubeurteilung ist auch bei Anpassungen der Beurteilungskriterien (gemäss Kap. C der Richtlinie des BFE, Teil B) vorzunehmen.

9.3 Planung und Bau

9.3.1 Generelle Angaben

Die folgenden, nicht abschliessenden Empfehlungen sollten bei der Projektierung von nicht dem StAG unterstellten Schüttdämmen, Betonsperren und Wehren sowie deren Betriebsorganen berücksichtigt werden. Längsdämme entlang von Fliessgewässern werden im vorliegenden Kapitel nicht behandelt. Es wird dabei auf die Publikation der KOHS, 2024 verwiesen (SWV/KOHS, 2025). Ebenso ausgenommen werden Anlagen zum Schutz vor Lawinen und Sturzprozessen. Für Fragestellungen betreffend den Baugrund sowie die Bauwerksfundation wird der Beizug eines auf Geotechnik spezialisierten Büros und eines Geologen empfohlen.

9.3.2 Schüttdämme

- Dammkörper

Grundsätzlich sind Durchleitungen von Gas-, Wasser-, Abwasser- oder Stromleitungen im Dammkörper und dessen Fundation zu vermeiden (vgl. Kap. 3.2). Falls dies nicht möglich ist, sind Massnahmen zur Verhinderung von potenziellen Sickerströmungen und differenziellen Setzungen entlang solcher starren Einbauten zu treffen.

- Dammböschungen

Bei der Festlegung der luft- und wasserseitigen Böschungsneigungen sind neben den statischen Erfordernissen möglichst auch landschaftsgestalterische Belange sowie die Aspekte des Unterhaltes und der Bewirtschaftung zu berücksichtigen. Eine Neigung von ca. 1:3 oder flacher deckt all diese Aspekte erfahrungsgemäss gut ab.

- Dammgründung und Abdichtung des Untergrunds

Die Beschaffenheit des Untergrunds ist für die Tragsicherheit der Stauanlage entscheidend. Eine unterschiedliche Verformbarkeit des Untergrunds würde Setzungsunterschiede im Dammkörper auslösen. Die Dammgründung muss zudem ausreichend dicht sein, um allfällige Um- oder Unterströmungen der Stauanlage zu verhindern. Gegebenenfalls ist die Stabilität der Böschungen im Stauraum sowie dessen Dichtigkeit hinsichtlich einem seitlichen Wasserverlust zu beurteilen.

- Kronengestaltung

Die Festlegung der Kronenhöhe erfolgt nach der Bemessung des notwendigen Freibords. Die zu erwartenden Setzungen sind mit entsprechenden Überhöhungen des Dammkörpers zu berücksichtigen. Die Krone sollte eine Mindestbreite von 3 m haben und ist, falls notwendig, für Unterhaltszwecke befahrbar auszubilden (siehe auch Kapitel 3.4.3).

- Bewuchs

Der Bewuchs auf den nicht unterstellten Stauanlagen sollte, gleich wie bei den unterstellten Anlagen gehandhabt werden (vgl. Kap. 5.7.3), um deren Sicherheit langfristig gewährleisten zu können.

9.3.3 Betonsperren

- Gestaltung Mauerkrone

Die Höhe der Mauerkrone wird, analog zu den Schüttdämmen, anhand des benötigten Rückhaltevolumens sowie des einzuhaltenden Freibordes festgelegt. Die zu erwartenden Setzungen der Anlage aufgrund der zusätzlichen Belastung des Baugrundes sind bei der Projektierung zu berücksichtigen. Die Breite der Krone ergibt sich im Wesentlichen aus den statischen Anforderungen. Die Begehbarkeit der Krone sollte jedoch zu Kontrollzwecken möglich sein.

- Widerlager und Fundation

Die Widerlager sind vor innerer und äusserer Erosion zu schützen, damit die Stabilität der Betonsperre nicht gefährdet und eine Umströmung nicht begünstigt wird. Bei der Wahl der Fundationstiefe ist zudem die Kolkbildung am Sperrenfuss zu berücksichtigen, sofern eine solche nicht durch konstruktive Massnahmen, wie z.B. durch einen Erosionsschutz oder einen Voraushub, verunmöglicht wird.

- Abdichtung des Untergrundes

Der Untergrund der Sperre sollte eine ausreichende Dichtigkeit aufweisen, um ein Um- oder Unterströmen zu verhindern. Falls dies nicht der Fall ist, sind entsprechende Massnahmen (z.B. Injektionen oder Schmalwände) angezeigt.

- Beton

Grundsätzlich soll für den Bau von Betonsperren AAR-beständiger Beton verwendet werden. Bei massigen Bauteilen ($d \geq 0.80$ m) ist zudem der Wärmeentwicklung durch Hydratation entsprechend Rechnung zu tragen. Die Bindlöcher (Spannstellen der Schalungssysteme) sind zu verschliessen, um allenfalls aufkommenden Bewuchs nicht zu begünstigen. Bei zu erwartendem Geschiebetrieb in den Durchlassorganen sind

exponierte Stellen mit geeigneten Massnahmen (z.B. Stahlbleche, Blocksteine, Hochleistungsbeton, etc.) vor Abrasion zu schützen.

- Bewuchs

Aufkommender Bewuchs im Bereich der Betonsperre sollte so weit eingedämmt werden, dass die Inspektion der Anlage jederzeit möglich ist.

- Schutz vor Absturz

Bei Betonsperren in unmittelbarer Nähe zum Siedlungsgebiet oder bei einem möglichen freien Personenzugang ist die Zugänglichkeit der Mauerkrone mittels Absperrungen zu verhindern. Zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit bei Überwachungs- und Unterhaltsarbeiten sind entsprechende Vorrichtungen wie Geländer, Absturzsicherungen gemäss den aktuellen Vorschriften bezüglich Arbeitssicherheit zu installieren.

9.3.4 Rechenanlagen zur Handhabung von Treibgut

Zum Schutz der Einläufe, Grundablässe und Betriebsauslässe vor Verlegung durch Schwemmgut haben sich Rechen in Stahlbauweise bewährt. Rechen sind in ausreichendem Abstand vorzulagern bzw. können im Falle von Einläufen auch als Tauchrechen ausgebildet werden. Die Hochwasserentlastung ist so auszubilden, dass diese auch bei grossem Schwemmholzaufkommen nicht verklausen kann (vgl. Kap. 4). Die Hochwasserentlastung kann u.U. mit einem vorgelagerten Grobrechen gegen Schwemmholzaufkommen geschützt werden.

9.3.5 Bemessung und Nachweise

Der statische Nachweis eines Bauwerks ist dann erbracht, wenn Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit (z.B. nach SIA) erfüllt sind, und die Dauerhaftigkeit während der vorgegebenen Nutzungsdauer erhalten bleibt. Die Gebrauchstauglichkeit von Stauanlagen wird im Wesentlichen durch die hydraulische Sicherheit, die Risssicherheit und die Begrenzung der Verformungen bestimmt. Sie ist bei der Beurteilung des Untergrunds zu evaluieren und beim Bau der Stauanlage zu berücksichtigen.

Die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks ist gegeben, wenn Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit während der vorgesehenen Nutzungsdauer ohne aussergewöhnliche Instandsetzungsmassnahmen beibehalten werden können. Nach der geplanten Nutzungsdauer muss mit erheblichen Investitionen für die Instandhaltung oder einem Rückbau gerechnet werden.

9.4 Hochwassersicherheit

9.4.1 Konstruktive Empfehlungen

Auch nicht unterstellte Stauanlagen sollen Extremhochwasser schadlos abführen können. Dies erfolgt in der Regel über eine Hochwasserentlastung, die das unkontrollierte Überströmen der Anlage verhindert und somit diese vor Instabilitäten durch Überflutungs- und Erosionsschäden bewahrt. Insbesondere muss eine Verklausung der Hochwasserentlastung verhindert werden, da diese zu einem unkontrollierten Überströmen der Stauanlage führen kann. Für die Hochwasserableitung sind freie Überfälle (siehe auch Kapitel 4.6) und offene Gerinne gegenüber Ableitungen in Rohren und Kanälen zu bevorzugen. Der Hochwasserabfluss sollte kontrolliert in den Vorfluter abgeleitet werden. Hochwasserentlastungen sind in der Regel mit einem Tosbecken als gesicherten Bereich zur Energieumwandlung zu versehen. Es wird empfohlen beim Nachweis der Hochwassersicherheit die Verfügbarkeit der

Entlastungsorgane gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2, Ziff. 2.5 (BFE, 2018) zu berücksichtigen.

9.4.2 Dimensionierung der Hochwasserentlastung

Die Hochwasserentlastung einer nicht unterstellten Stauanlage sollte für ein, auf das Schutzziel des unterhalb liegenden Gebietes, abgestimmtes Bemessungshochwasser BHQ (z.B. HQ100) und Sicherheitshochwasser SHQ (z.B. HQ300) dimensioniert werden, wobei die Hochwasserabflussspitzen vorzugsweise aus den Gefahrenkarten zu entnehmen oder abzuleiten sind.

Tabelle 9-1: Empfohlene Freibordauslegung

Kote Stauziel + Überstau bei BHQ + 0.5 m Sicherheitsfreibord (Richtwert) ≤ Kote der Dammkrone
Kote Stauziel + Überstau bei SHQ ≤ Kote der Dammkrone

Abbildung 9-1: Gefahrenkote und Sicherheitsfreibord bei homogenen Schüttdämmen

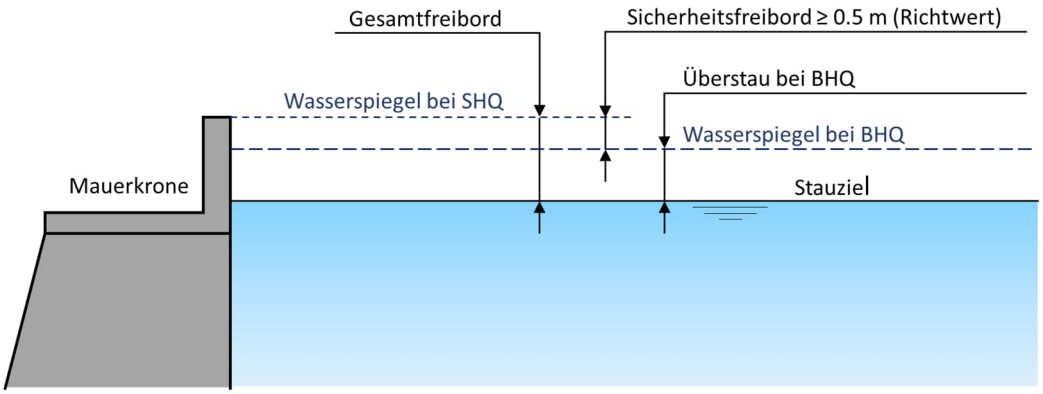

Abbildung 9-2: Gefahrenkote und Sicherheitsfreibord bei Betonsperren

Bei mit Geschiebe oder Sediment gefüllten Stauanlagen zum Rückhalt von Geschiebe, Geröll, Blöcken, Eis und/oder Schnee ist der Einfluss auf die Anströmgeschwindigkeit der Hochwasserentlastung nicht vernachlässigbar. Deshalb sollte bei der Festlegung des Sicherheitsfreibordes zusätzlich der Ansatz der Kommission für Hochwasserschutz, Wasserbau und Gewässerpflege Schweiz KOHS (KOHS, 2013) betrachtet werden und dann das grössere Freibord der beiden Ansätze gewählt werden (vgl. Kap. 7). Bei nicht unterstellten Anlagen sind zudem die Anforderungen zum Schutz der Bevölkerung vor Naturgefahren für den Überlastfall gemäss (BWG, 2001) zu berücksichtigen.

9.5 Empfehlungen zu Betrieb und Unterhalt

Auch wenn die Stauanlage nicht dem StAG unterstellt ist, ist deren Betreiberin für Schäden verantwortlich, die durch den Betrieb oder einen unzureichenden Unterhalt verursacht werden (vgl. Kap. 9.1). Eine nicht unterstellte Stauanlage verfügt i.d.R. weder über eine jährlich wiederkehrende Kontrolle durch eine erfahrene Fachperson noch über ein Überwachungsreglement. Der Eigentümer kann jedoch jederzeit Fachpersonen (Bauingenieur, Geologe, Umweltingenieur, Bautechniker usw.) hinzuziehen, um beispielsweise geeignete Überwachungsmassnahmen oder Unterhaltsarbeiten festzulegen.

Die Unterhaltsarbeiten für eine nicht unterstellte Stauanlage unterscheiden sich nicht von denen für eine unterstellte Stauanlage (vgl. Kap. 5.4). Sämtliche ausgeführten Arbeiten sollten nachvollziehbar dokumentiert werden.

Durch eine regelmässige Überwachung der Stauanlage mittels visueller Kontrollen, Messungen und Funktionsprüfungen der hydromechanischen Ausrüstung können Auffälligkeiten und Schäden frühzeitig festgestellt werden. Für nicht der StAG unterstellte Stauanlagen werden die folgenden Empfehlungen zu deren Betrieb und Unterhalt gemacht:

- Regelmässige Begehung der Anlage und visuelle Kontrollen aller Anlageteile, Betriebsorgane und Betriebseinrichtungen (mindestens jährlich sowie nach bedeutenden Ereignissen)
- Regelmässige Messungen (Seestand, Sickerwassermengen, Verformungen)
- Regelmässige Prüfung der Betriebstüchtigkeit der Entlastungs- und Ablassvorrichtungen mit beweglichen Verschlüssen
- Erstellung und regelmässiges Anpassen eines Unterhaltplans

Bei neuen, nicht unterstellten Stauanlagen sollten die Anforderungen für den Betrieb und Unterhalt in der Nutzungsvereinbarung gem. Norm SIA 260 (SIA, 2003) beschrieben werden. Bei bestehenden Stauanlagen kann die Ausarbeitung einer Nutzungsvereinbarung, die zumindest die Bedürfnisse von Betrieb und Unterhalt abdeckt, sowie einen Überwachungs- und Unterhaltsplan enthält, hilfreich sein.

10 Literaturverzeichnis

Albert, R., & Gautier, J. (1992). Evacuateurs fondés sur remblai. *La Houile Blanche*, 2(3): 147-157.

Andres, N., Steeb, N., Badoux, A., & Hegg, C. (2021). *Extremhochwasser an der Aare. Hauptbericht Projekt EXAR. Methodik und Resultate.* WSL Berichte 104.

ARE, BWG, BUWAL. (2005). *Raumplanung und Naturgefahren. Empfehlung.* Bundesamt für Raumentwicklung, Bundesamt für Wasser und Geologie, Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft.

Askarinejad, A. (2022). *Methods to determine undrained shear strength of soils.* Draft Report: Bundesamt für Energie.

AWE. (2020). *Merkblatt betreffend die Mindestanforderungen Hochwassersicherheit bei Anlagen der Stauanlagenklasse III.* Kanton St. Gallen, Amt für Wasser und Energie.

AWEL. (2020). *Hochwassersicherheit bei Rückhaltebecken der Stauanlagenklasse III.* Kanton Zürich, Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft.

Baecher, G. (1983). *Simplified geotechnical data analysis. Reliability theory and its application in structural and soil mechanics.* Springer.

Baechler, J., & Christian, J. (2005). *Reliability and statistics in geotechnical engineering.* John Wiley & Sons.

BAFU. (2017). *Schwall-Sunk - Massnahmen. Ein Modul der Vollzugshilfe Renaturierung der Gewässer.* Bundesamt für Umwelt.

BAFU. (2019). *Schwemmholz in Fliessgewässern.* Bundesamt für Umwelt.

Basebreach. (2024). *https://gitlab.ethz.ch/vaw/public/basebreach*.

BFE. (2014). *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil B: Besonderes Gefährdungspotenzial als Unterstellungskriterium.* Bundesamt für Energie.

BFE. (2015a). *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil A: Allgemeines.* Bundesamt für Energie.

BFE. (2015b). *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil D: Inbetriebnahme und Betrieb. Inbetriebnahme - Unterhalt - Überwachung.* Bundesamt für Energie.

BFE. (2015c). *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil E: Notfallkonzept.* Bundesamt für Energie.

BFE. (2015d). *Leitfaden für die Betreiber kleinerer Stauanlagen zur Wahrnehmung ihrer Pflichten gemäss der Stauanlagengesetzgebung.* Bundesamt für Energie.

BFE. (2017). *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C1: Planung und Bau.* Bundesamt für Energie BFE.

BFE. (2018). *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2: Hochwassersicherheit und Stauseeabsenkung.* Bundesamt für Energie.

BFE. (2022a). *Kriterien für die Anwendbarkeit der progressiven Breschenberechnungen bei Fragen der Unterstellung von Stauanlagen.* Bundesamt für Energie.

BFE. (2022b). *Schwemmholz am Mauerüberfall von Talsperren. Schlussbericht.* Bundesamt für Energie.

BFE. (2025). *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C3: Erdbebensicherheit.* Bundesamt für Energie.

Bosshard, M. (1991). *Überflutbarkeit kleiner Dämme.* Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössichen Technischen Hochschule Zürich.

BUWAL. (1994). *Schriftenreihe Umwelt Nr. 219, Ökologische Folgen von Stauraumspülungen.* Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft.

BWG. (2001). *Hochwasserschutz an Fliessgewässern. Wegleitung des BWG.* Bundesamt für Wasser und Geologie.

BWG. (2002). *Basisdokument zur Überwachung und Unterhalt.* https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/wasser/fachinformationen/massnahmen-zum-schutz-der-gewaesser/renaturierung-der-gewaesser/schwall-und-sunk.html: Bundesamt für Wasser und Geologie.

DVWK. (1997). *Freibordbemessung an Stauanlagen. Merkblätter zur Wasserwirtschaft 246.* Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.v. (DVWK).

DWA. (2015). *Merkblatt DWA-522, Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken.* Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

EC7. (2007). *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing.* EN 1997-2.

EN ISO 14688-1. (2017). *Geotechnical investigation and testing, Identification and classification of soil, Part 1: Identification and description.*

Evers, F., Heller, V., Fuchs, H., Hager, W., & Boes, R. (2019). *Landslide-generated Impulse Waves in Reservoirs.* Zürich: VAW-Mitteilungen.

FEMA. (2014). *Technical Manual: Overtopping Protection for Dams. Best Practices for Design, Construction, Problem Identification and Evaluation, Inspection, Maintenance, Renovation and Repair.*

FEMA. (2016). *Pocket Safety Guide for Dams and Impoundments.* FEMA P-911.

Frizell K.H., M. B., Frizell, K., Mefford, B., Vermeyen, T., & Morris, D. (1996). US5544973: concrete step embankment protection. *Delphion Intellectual Property Network, Patent Plaques*, pp. 1-8 (http://www.delphion.com).

Heller, V., Hager, W.-H., & Minor, H.-E. (2008). *VAW Mitteilung 206, Rutscherzeugende Impulswellen in Stauseen, Grundlagen und Berechnung.* Zürich: Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich.

Hewlett, H. (1977). *Design of Reinforces Grass Waterways.* CIRIA Report 116.

ICOLD. (1976). *Bulletin 26, Methods of determining effets of shrinkage, crrep and temperature on concrete for lage dams, Méthodes pour déterminer les effets du retrait, du fluage et de la température sur les bétons des grands barrages:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (1982). *Bulletin 36, Cements for concrete for large dams, Ciments utilisés pour le béton des grands barrages:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (1983). *Bulletin 47, Quality control of concrete, Contrôle de la qualité du béton:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (1987). *Bulletin 58, Spillways for dams, Evacuateur de crue de barrages.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (1991). *Bulletin 79, Alkali-Aggregate reaction in concrete dams, Alcali-réaction dans les barrages en béton:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (1995). *Bulletin 99,Dam Failures - Statistical Analysis.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (1997a). *Bulletin 107, Concrete dams – Control and treatment of cracks, Barrages en béton – Contrôle et traitement des fissures:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (1997b). *Bulletin 109, Dams less than thirty metres high - cost savings and safety improvements.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2009a). *Bulletin 136, The specification and quality control of concrete for dams, Les spécifications et le contrôle de qualité des barrages en béton:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2009b). *Bulletin 145, The physical properties of hardened conventional concrete in dams:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2009c). *Bulletin 164, Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes and their Foundations, L'érosion interne dans les digues, barrages existants et leurs fondations:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2013). *Bulletin 165, Selection of materials for concrete in dams:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2020). *Bulletin 99 update, Dam Failures - Statistical Analysis.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2021). *Bulletin 162, Environmental Fluid Mechanics.* International Commission On Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2021a). *Bulletin 142, Bulletin on safe passage of extreme floods, Bulletin sur le passage en sécurité de crues extrêmes.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2023). *Bulletin 198, Ageing of concrete dams:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

ICOLD. (2025). *Bulletin 167, Regulation of Dam Safety: An Overview of Current Practices Worldwide / Reglementation de la Securité des Barrages:.* International Commission on Large Dams ICOLD.

Kantonale Gebäudeversicherungen. (2005). *Wegleitung Objektschutz gegen gravitativer Naturgefahren VKF/AEAI.* https://www.schutz-vor-naturgefahren.ch/spezialist.html : Kantonale Gebäudeversicherungen.

Koelewijn, A., Rikkert, S., Peeters, P., Depreiter, D., van Damme, M., & Zomer, W. (2022). Overflow Tests on Grass-Covered Embankments at the Living Lab Hedwige-Prosperpolder: An Overview. *Water*, 14, 2859, https://doi.org/10.3390/w14182859.

KOHS. (2013). Freibord bei Hochwasserschutzprojekten und Gefahrenbeurteilungen, Empfehlungen der Kommission Hochwasserschutz (KOHS). *Wasser Energie Luft, 105. Jahrgang*, Heft 1 (Seite 43-53).

Lange , D., & Bezzola, G. (2006). *VAW Mitteilungen Nr. 188, Schwemmholz, Probleme und Lösungsansätze.* Zürich: Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich.

Lempérière, F. (1993). Dams that have failed by flooding: an analysis of 70 failures. *Water Power & Dam Construction, September/ October, No. 5*, pp. 19-24.

LfU. (2004). *Flussdeiche Überwachung und Verteidigung.* Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU).

Loehr , J., Ding, D., & Likos, W. (2015). *Effect of number of soil strength measurements on reliability of spread footing designs.* 2511, 37-44: Transportation Research Record.

LUBW. (2004). *Überströmbare Dämme und Dammscharten.* Landesanstalt für Umweltschtz Baden-Würtemberg.

Manso, P. (2002). *Stability of linings by concrete elements for surface protection of overflow earthfill dams. Communications 12.* Laboratoire de Constructions Hydrauliques Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Manso, P., & Schleiss, A. (2003). *Improvement of embankment dam safety against overflow by downstream face concrete macro-roughness linings.* Dam Maintenance and Rehabilitation, Swets & Zeitlinger.

Marchetti, S. (1980). In-situ tests by Flat Dilatometer. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 106(3): 299-321.

Mayne, P. (2007). *In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. Characterization & Engineering Properties of Natural Soils. Vol. 3.* London: 1602-1652: Taylor & Francis Group,.

Mitchell, J. (2009). Geotechnical surprises - or are they? 1: the 2004 H. Bolton seed lecture. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135, 998-1010.

OR. (1911). *Bundesgesetz betreffend die Ergänzung des Schweizerischen Zivilgesetzbuches (Fünfter Teil: Obligationenrecht).*

Peyras, L., Royet, P., & Degoutte, G. (1992). Ecoulement et dissipation sur les déversoirs en gradins de gabions. *La Houille Blanche*, (1): 37-47.

Powledge G.R., R. D., Powledge, G., Ralston, D., Miller, P., Chen, Y., Clopper, P., & Temple, D. (1989). Mechanics of overflow erosion on embankments, II: hydraulic and design considerations. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 115(8): 1056-1075.

Pöyry Energy AG. (2008). *Wehranlagen an Flüssen, Sicherheits- & Überwachungskonzept, Ergänzende Massnahmen zu kleinen Gewichtsmauern.* Bundesamt für Energie.

Reinius, E. (1948). *On the stability of the upstream slope of earth dams.*

Robertson, P., & Cabal, K. (May 2010). *Estimating soil unit weight from CPT.* In 2nd International symposium on cone penetration testing (pp. 2-40).

Schleiss, A., & Pougatsch, H. (2022). *Design, Safety and Operation of Dams.*

Schmocker, L., Müller, H., Frei, I., Stalder, J., & Gander, B. (2021). *Sanierung Stauanlagen im Zürcher Oberland.* Mitteilungen 262, Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel, Tagungsband 1 Wasserbau.

Schwindt, S., Franca, M., & Schleiss, A. (2018). *Teildurchgängige Geschiebesammler für sicheren Rückhalt, Partially Continuous Bedload Collector for safe Retention.*

SIA. (2003). *SN 505 260, SIA 260: 2013, Bauwesen, Grundlagen der Projekterung von Tragwerken.* SIA.

SIA. (2020). *SN 505 261/1, SIA 261/1: 2020 Bauwesen, Einwirkungen auf Tragwerke - Ergänzende Festlegungen.* SIA.

Simoni, A., & Houlsby, G. (2006). The direct shear strength and dilatancy of sand-gravel mixtures. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24: 523-49.

SN 670010. (2011). *Schweizer Norm SN 670010. Geotechnische Erkundung und Untersuchung. Geotechnische Kenngrössen.* Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.

SN 670317. (2018). *Schweizer Norm SN 670317. Böden. Plattendruckversuche Ev und ME.* Forschung und Normierung im Strassen- und Verkehrswesen.

StAG. (2010). *Bundesgesetz über die Stauanlagen (Stauanlagengesetz).*

Statkraft. (2022). *Handbook Risk assessment and risk management for dams.* ISBN 978-82-546-1008-4.

StAV. (2022). *Stauanlagenverordnung.*

STK. (1997). *Zustandsüberwachung von Stauanlagen und Checklisten für die visuellen Kontrollen.* Schweizerisches Talsperrenkomitee.

STK. (2001). *Talsperrenmonographie. Empfehlung für die Redaktion (Inhalt und Struktur).* Schweizerisches Talsperrenkomitee.

STK. (2005). *Messanlagen zur Talsperrenüberwachung, Konzept, Zuverlässigkeit, Redundanz.* Schweizerisches Talsperrenkomitee.

STK. (2013). *Geodäsie für die Überwachung von Stauanlagen, Empfehlungen des Schweizerischen Talsperrenkomitees STK für den Einsatz der geodätischen Deformationsmessung bei Stauanlagen.* Schweizerisches Talsperrenkomitee.

STK. (2013). *Messgeräte kontrollieren und kalibrieren, Empfehlung des Schweizerischen Talsperrenkomitees STK für die Kontrolle der Funktionstüchtigkeit von Messgeräten für Stauanlagen.* Schweizerisches Talsperrenkomitee.

STK. (2015). *Rolle und Aufgaben der Talsperrenwärter, Niveau 1 der Überwachung von Stauanlagen.* Schweizerisches Talsperrenkomitee.

STK. (2017). *Schwemmgut an Hochwasserentlastungsanlagen (HWE) von Talsperren, Bericht des Schweizerischen Talsperrenkomitees STK über den Stand der Schwemmgutproblematik an Talsperren.* Schweizerisches Talsperrenkomitee.

SWV/KOHS. (2025). *Längsdämme entlang von Fliessgewässern - Ein Leitfaden für die Praxis.* WEL 2/2025.

Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd Edition.* 592 pp.: Wiley-Interscience.

Viviroli et al. (2022). Comprehensive space-time hydrometeorological simulations for estimating very rare floods at multiple sites in a large river basin. *Natural Hazards and Earth Sytem Sciences 22(9):2891-2920*, https://doi.org/10.5194/nhess-22-2891-2022.

von Moos, D. (2016). *Kleine Stauanlagen Kanton Bern, Empfehlungen zu geotechnischen Grundlagen.* Bericht Nr. 11292: Bau-, Verkehrs- und Energiedirektion Kanton Bern, Amt für Wasser und Abfall, Wassernutzung.

VSS. (2019). *VSS 40'324. Dimensionierung des Strassenaufbaus. Unterbau und Oberbau.* VSS.

WaG. (1991). *Bundesgesetz über den Wald (Waldgesetz).*

Wan, C., & Fell, R. (2004). *Experimental Investigation of Internal Instability of Soils in Embankment Dams and their Foundation.* Sydney: UNICIV Report No. 429, The University of New South Wales.

WaV. (1992). *Verordnung über den Wald (Waldverordnung).*

Whitehead, E. (1976). *Guide to the Use of Grass in Hydraulic Engineering Practice. Technical Note 71.* London UK: CIRIA.

A Praxisbeispiele

A.1 Impianto di accumulazione Maradenca a Cavagnago (Kanton Tessin)

Hauptcharakteristiken

Standort:	Koord. 2'711'055/1'140'715
Baujahr:	2005
Kote Krone:	908.80 m ü.M.
Kote Hochwasserentlastung:	906.00 m ü.M.
Höhe:	11.20 m
Länge Krone:	100 m
Breite Krone:	3.00 m
Breite Sperrenfuss:	10.00 m
Stauvolumen (HWS):	9'000 m^3
Stauvolumen (Krone):	17'800 m^3
Einzugsgebiet:	1.90 km^2
HQ_{300}:	29.0 m^3/s
Breite Hochwasserentlastung:	10.00 m
Grundablass:	4.00 x 8.00 m (Rechen)
Baumaterial:	Massenbeton (250 kg/m^3 Zement + 70 kg Flugasche

Beschreibung

Das Projekt umfasst den Bau eines Rückhaltebeckens zum Schutz der Gemeinde Giornico TI vor Murgängen.

Die Stauanlage befindet sich auf einer Höhe von ungefähr 890 m ü.M. auf dem Gebiet der Gemeinde Cavagnago, in der Ortschaft Maradenca, flussabwärts des Zusammenflusses des Rio Mulino und des Ri Puledro.

Das angestrebte Fassungsvermögen des Rückhalteraums (ca. 20.000 m^3, Ablagerungswinkel Verlandungsgefälle 10 %) zielt darauf ab, Murgänge zurückzuhalten, die bei grossen Regenereignissen flussaufwärts im Wildbach ausgelöst werden können.

Es gilt zu betonen, dass das Rückhaltesystem nur die Risiken im Zusammenhang mit kleineren bis mittleren Ereignissen abdecken kann, während die grösseren Erdrutsche der Rutschmasse des Pian della Cascina nur durch die Konsolidierung des Erdrutschkörpers sowie durch Überwachungs- und Warnsysteme bewältigt werden müssen.

Da die Höhe des Rückhaltebeckens über dem Boden bzw. die massgebende Stauhöhe mehr als 10 m beträgt, unterliegt das Projekt der Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen (StAV, 2022).

Betrachtete Szenarien:

Für die Gefahrenbeurteilung eines Murgangs, der aus der Verflüssigung des Bergsturzes Pian della Cascina resultiert, wurden die vom Forstamt des Kantons Tessins entwickelten Szenarien herangezogen.

Die in dieser Studie betrachteten Szenarien sind die folgenden:

- Szenario B: Abrutschen von 160'000 m^3

  Dieses Szenario beinhaltet das Abrutschen und die anschliessende vollständige Verflüssigung des Erdmaterials, was zu einem Murgang führt.

- Szenario C: Ablösung von 2'000'000 m^3

  Dies entspricht dem Einsturz der gesamten Frontalzone stromabwärts des Dèiro-Kerns und betrifft eine Fläche von ca. 117'000 m^2 bei einer durchschnittlichen Mächtigkeit von ca. 17 m. Es handelt sich um ein katastrophales Ereignis, das die Festlegung der Restgefahrenzone erfordert.

Fotos

Foto 9-1: Gewichtsstaumauer mit luftseitigem Ballast (Aushubmaterial)

Foto 9-2: Selektive Rechenanlage als Grundablass

Foto 9-3: Fundation mit Halbschalen für Drainage

Foto 9-4: Rechenanlage für die Fauna durchgehend, mit an der Basis fixierten vertikalen Elementen

Foto 9-5: Betonieretappen müssen die Temperaturentwicklung durch die Hydrationswärme berücksichtigen

Foto 9-6: Kontrollgang am Mauerfuss für Messung der Drainagewassermengen

Foto 9-7: Vorversuche zum Bestimmen der optimalen Betonmischung. Mit einem Betonblock ausgerüstet mit einem Temperaturfühler kann die Entwicklung der Hydratationswärme des Massenbetons bestimmt werden (ev. Kühlrohre verlegen)

Foto 9-8: Schacht mit Inklinometer für Deformationsmessung

Pläne

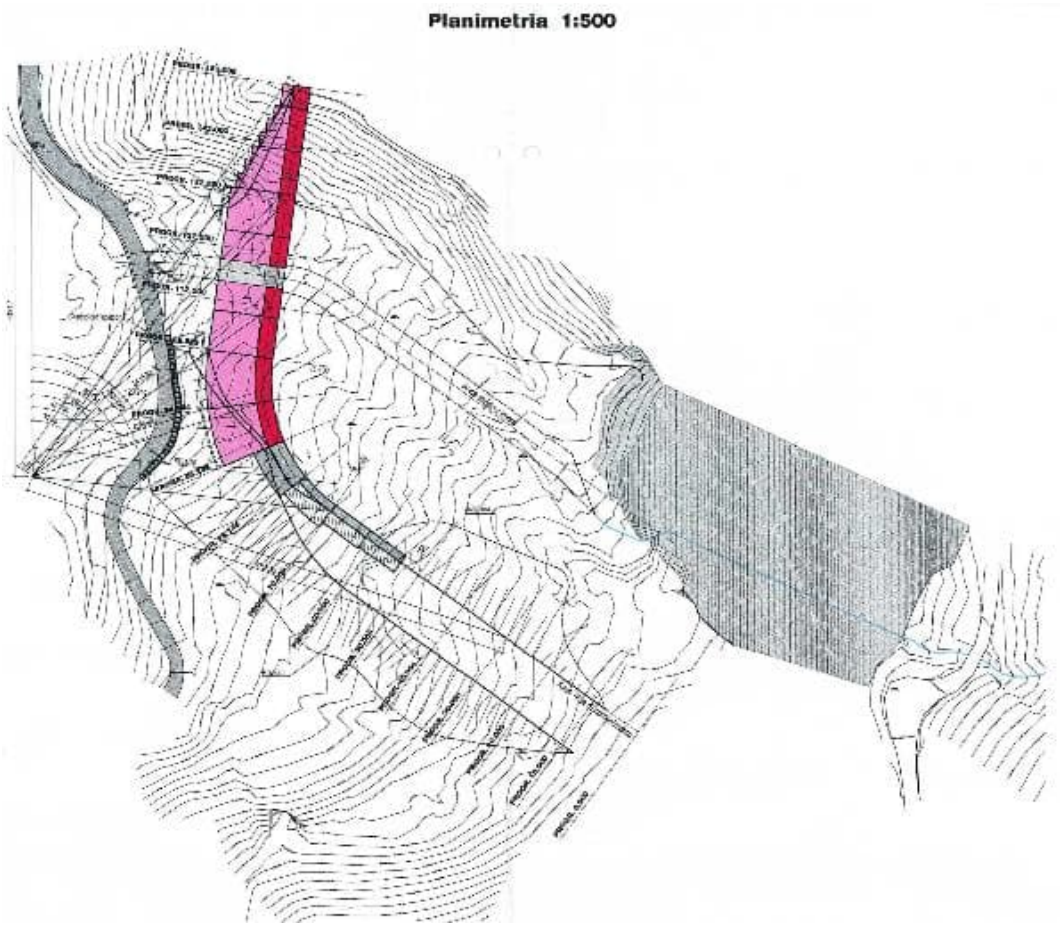

Abbildung 9-3: Situationsplan

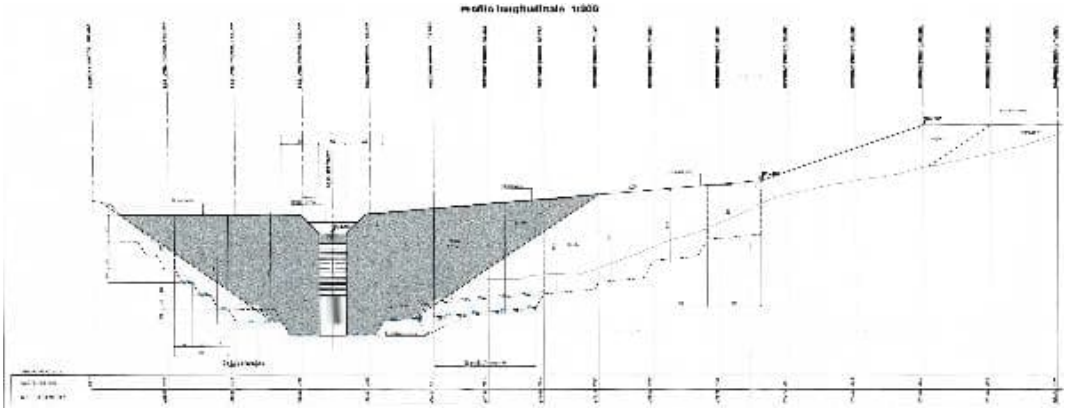

Abbildung 9-4: Wasserseitige Ansicht

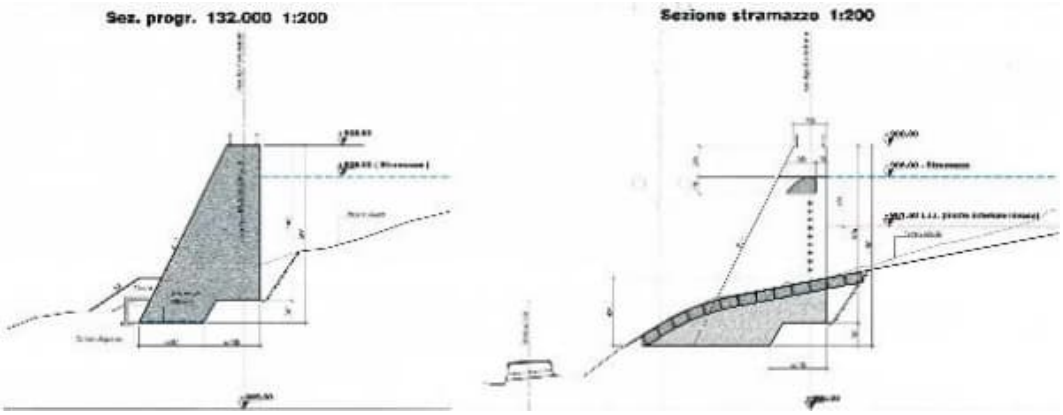

Abbildung 9-5: Massgebende Querprofile

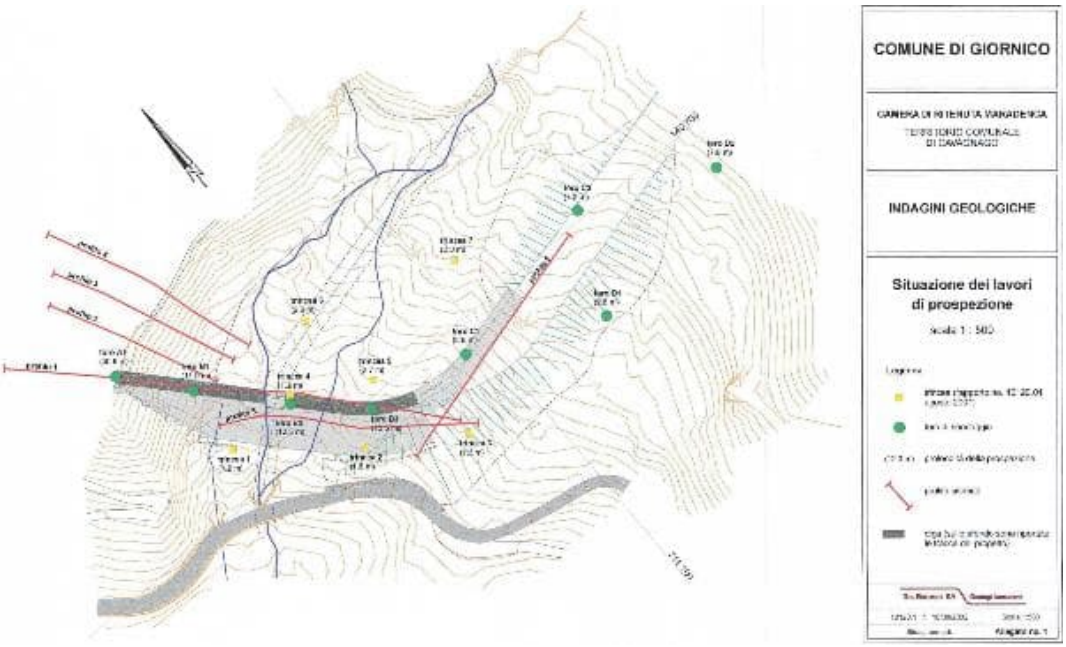

Abbildung 9-6: Geologische Voruntersuchungen

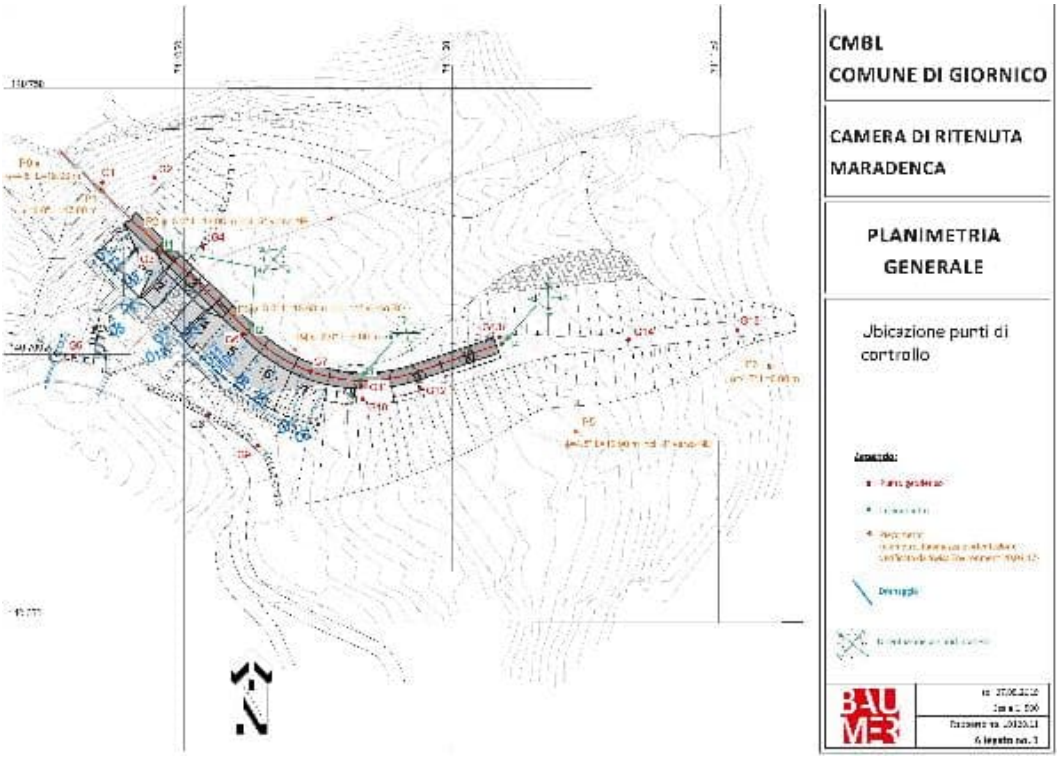

Abbildung 9-7: Überwachungskonzept mit Inklinometern in der Gewichtsstaumauer und zusätzlichen geodätischen Kontrollpunkten

A.2 Impianto di accumulazione Tendrasca in Val Resa a Brione sopra Minusio (Kanton Tessin)

Hauptcharakteristiken

Standort:	Koord. 2'706'930/1'116'370
Betreiber:	Gemeinde Brione sopra Minusio (1893: Grand Hôtel Muralto; 1937: Cartiera Locarno SA, Tenero)
Baujahr:	1893 (2014 Sanierung mit teilweisem Rückbau)
Kote Krone:	690.55 m ü.M. (1893: 691.15 m ü.M.; 1937: 692.65 m ü.M.)
Kote Hochwasserentlastung:	690.05 m ü.M. (1937: 691.74 m ü.M.)
Höhe:	7.40 m (1893: 8.00 m; 1937: 9.50 m)
Länge Krone:	20 m
Breite Krone:	2.70 m
Breite Sperrenfuss:	4.00 m
Stauvolumen (HWS):	10'000 m^3
Einzugsgebiet:	3.60 km^2
HQ_{1000}:	80.0 m^3/s
Breite Hochwasserentlastung:	10.00 m
Grundablass:	0.60 x 0.60 m (Tafelschütze)
Baumaterialien:	Massenbeton mit Kalk/Zement als Bindemittel (1893). Neue Betonkrone aus armiertem Beton mit der alten Mauer durch Anker verbunden.

Beschreibung

Die Stauanlage wurde östlich des Dorfes Brione sopra Minusio auf Initiative der Familie Benedetto Balli aus Muralto errichtet. Am 5. Mai 1893 erhielt der Ingenieur Attilio Balli das Recht zur Nutzung des Wassers des Baches Navegna und die Genehmigung zum Bau eines Kraftwerks auf der Seite des gleichnamigen Baches in der Ortschaft "Ai Mulini", um die für die Beleuchtung der Zimmer und Säle des Grand Hotels in Muralto benötigte Energie zu liefern. Diese Konzession wurde 1937 an die Papierfabrik Cartiera di Tenero SA abgetreten.

Die Gemeinde Muralto vereinbarte mit dem Ingenieur Balli, 60 öffentliche Glühbirnen in den Gassen des Dorfes und vier Glühbirnen im Gemeindesaal zu installieren.

Das Kraftwerk wurde 1973 ausser Betrieb genommen. Seit 1988, nach einem grossen Unwetter, füllte sich der Stausee allmählich mit Schwemmmaterial und die Anlage wurde zu einem Rückhaltebecken. Die Staumauer war bis 1997 im Besitz der Papierfabrik und wurde dann an den Ortsverein Pro Minusio für einen symbolischen Schweizer Franken verkauft.

Von 1987 bis 1996 erstellte das Ingenieurbüro Dr. G. Lombardi mehrere Inspektionsberichte über den Erhaltungszustand der Stauanlage.

In den Jahren 2006 und 2007 wurden im Auftrag des Kantons Tessin zwei Gutachten mit Untersuchungen an den bestehenden Baumaterialien und der Sicherheit der Staumauer erstellt, aus denen hervorging, dass die Staumauer nicht den geltenden Stabilitätsvorschriften entsprach.

Das daraufhin vom Studio Lombardi Beratende Ingenieure AG ausgearbeitete Sanierungsprojekt umfasste den Abbruch der Krone um etwa drei Meter und die Realisierung einer neuen Staumauerkrone mit einer Stärke von 1.50 m. Die Verringerung der Höhe in Kombination mit den Verstärkungsmassnahmen ermöglichten das Bauwerk zu erhalten.

Heute erfüllt das Bauwerk mehrere Anforderungen im Zusammenhang mit dem Hochwasserschutz (Rückhaltebecken), dem Waldschutz (Löschbecken) und der Naherholung.

Das Projekt wurde von den Gemeinden Minusio und Brione sopra Minusio in Auftrag gegeben sowie vom BAFU und dem Kanton Tessin im Rahmen eines Hochwasserschutzprojektes mitfinanziert. Nach der Sanierung kaufte die Gemeinde Brione sopra Minusio das Grundstück und die Stauanlage für einen symbolischen Schweizer Franken dem Ortsverein ab.

Fotos

Foto 9-9: Die ursprüngliche Bogenmauer aus dem Jahr 1893 wurde 1937 um 1.50 m erhöht

Foto 9-10: Hochwasserentlastung und alter Antrieb für den Grundablass (ausser Betrieb)

Foto 9-11: Vollständig verlandete Anlage nach der Aufgabe des Betriebs durch das Elektrizitätswerk mit einer mittleren Jahresproduktion von 550'000 kWh

Foto 9-12: Das Hochwasser von 1988 hat das Becken teilweise gefüllt. In den folgenden Jahren wurde weiteres Material eingetragen

Foto 9-13: Entnahme von Bohrkernen für die Bestimmung der Materialkennwerte der Baumaterialien

Foto 9-14: Lugeon-Test um die Durchlässigkeit der bestehenden Mauer zu bestimmen

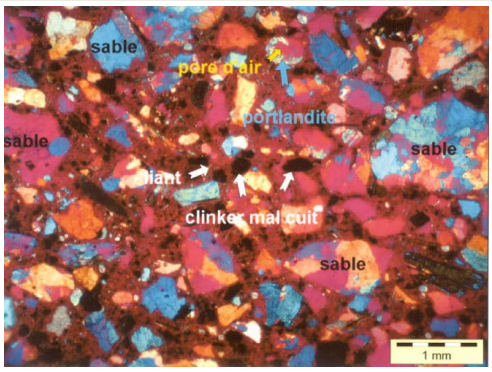

Foto 9-15: Feinschliff, um die Bindemittel und Zuschlagstoffe zu bestimmen

Foto 9-16: Der erste Einstau der sanierten Staumauer wurde kontrolliert mit dem Grundablass ausgeführt

Foto 9-17: Die Stauanlage wurde im Jahre 2014 saniert und die Höhe der Mauer um 1.50 verringert, um die Beanspruchungen zu reduzieren sowie die Standsicherheit zu gewährleisten

Foto 9-18: Heute erfüllt die Stauanlage mehrere Anforderungen im Zusammenhang mit dem Hochwasserschutz (Rückhaltebecken), ...

Foto 9-19: Grundablassöffnung 0.60 x 0.60 m. Anschluss für zukünftige Druckleitung ist vorgesehen

Foto 9-20: …dem Waldschutz (Löschbecken)

Foto 9-21: ...der Naherholung und...

Pläne

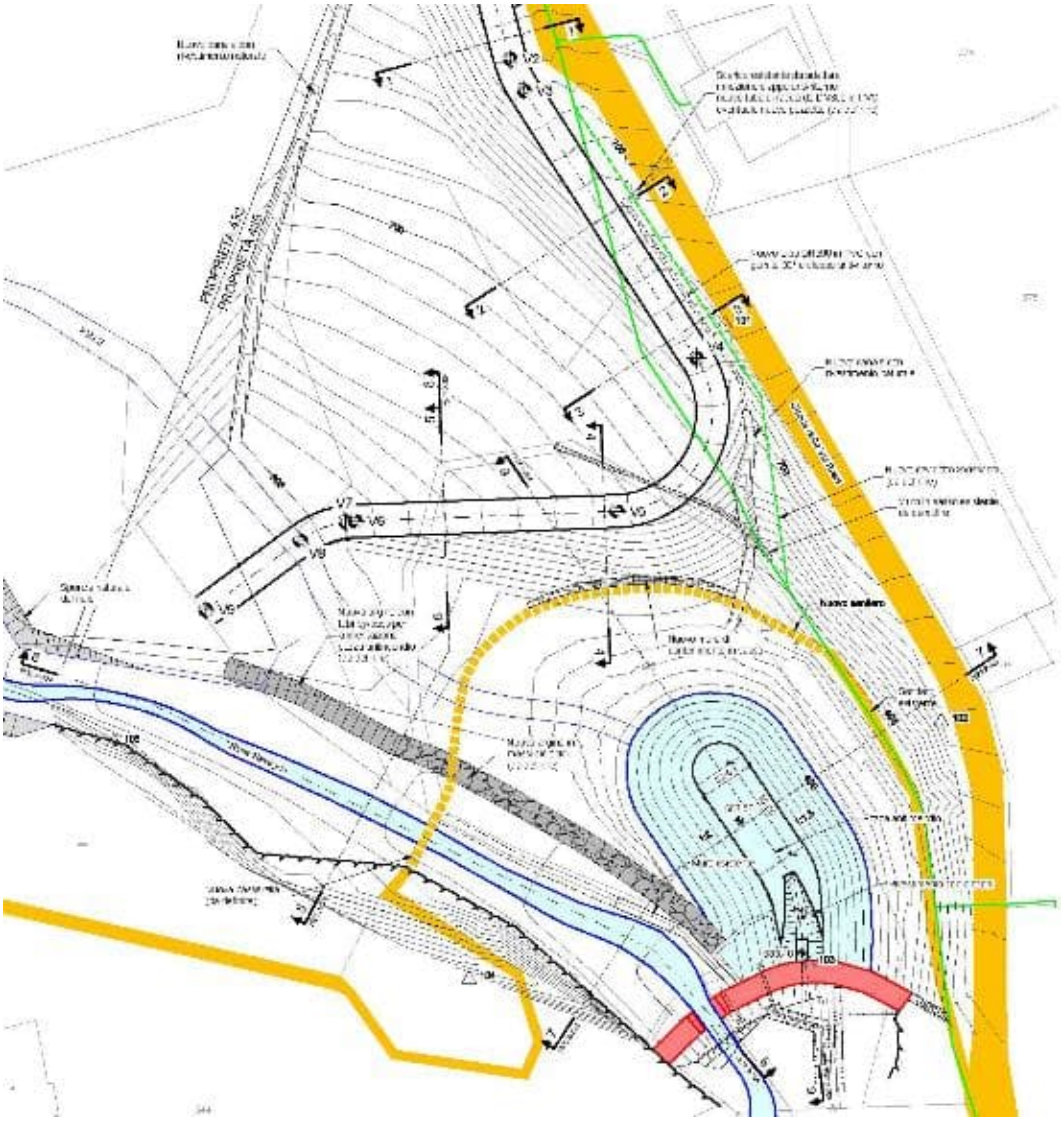

Abbildung 9-8: Situationsplan

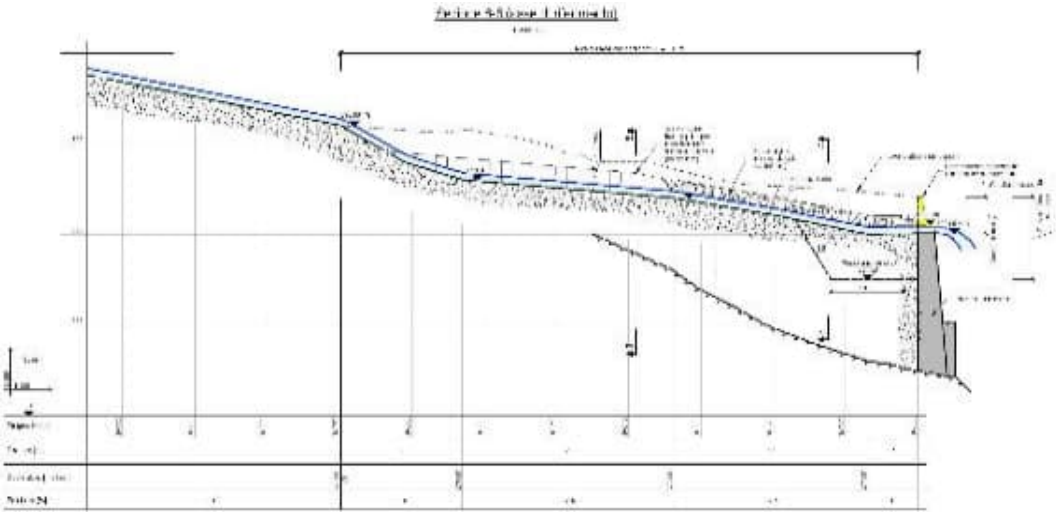

Abbildung 9-9: Querschnitt 6-6

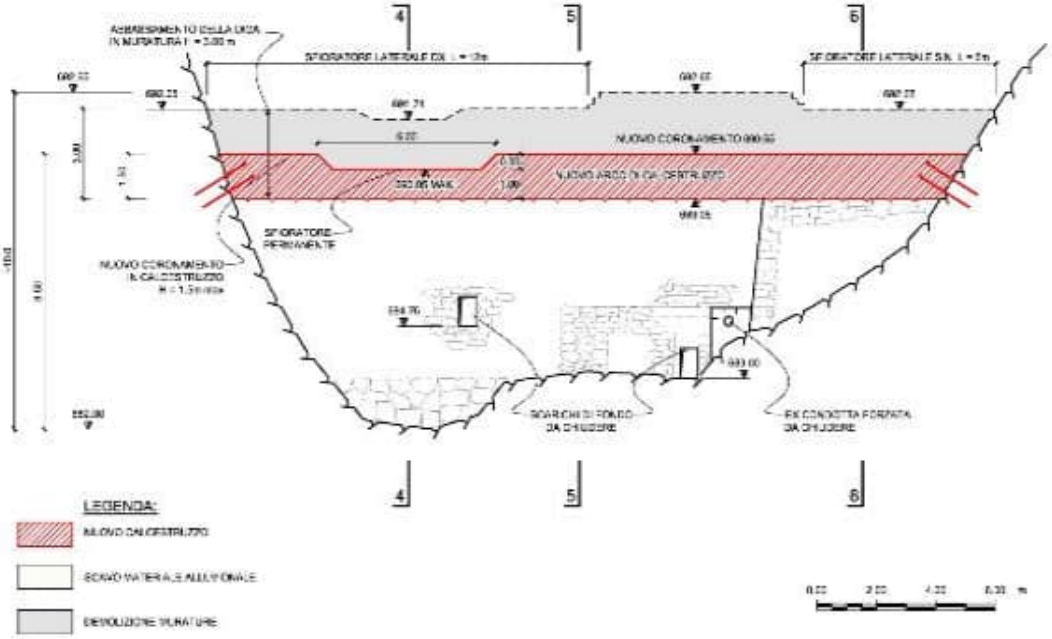

Abbildung 9-10: Längsschnitt

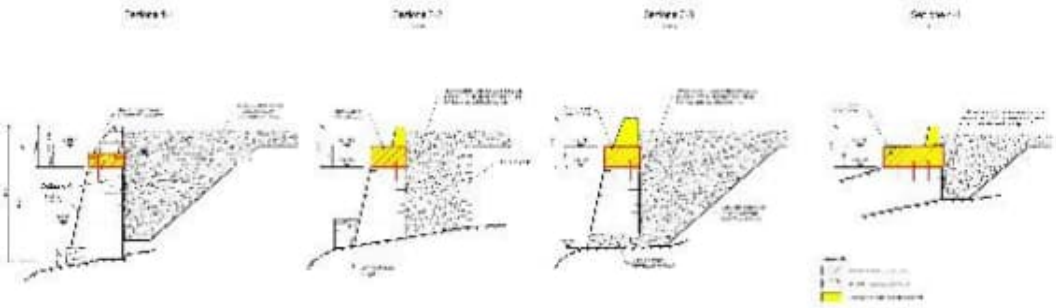

Abbildung 9-11: Querschnitte 1-1, 2-2, 3-3 und 4-4

A.3 Impianto di accumulazione Ai Dragoni ad Airolo (Kanton Tessin)

Hauptcharakteristiken

Standort:	Koord. 2'690'580/1'154'110
Betreiber:	Gemeinde Airolo
Baujahr:	2005
Kote Krone:	1'283.00 m ü.M.
Kote Hochwasserentlastung:	1'277.35 m ü.M.
Höhe:	25.00 m
Länge Krone:	265 m
Breite Krone:	5.00 m
Breite Sperrenfuss:	55.00 m
Stauvolumen (HWS):	50'000 m^3
Einzugsgebiet:	0.36 km^2
HQ_{1000}:	14.6 m^3/s
Breite Hochwasserentlastung:	6.50 m
Grundablass:	2.40 x 2.50 m
Baumateriale:	Lockermaterial. Wasserseitig mit Textomur Erdbewehrung.

Beschreibung

Oberhalb der Ortschaft von Airolo, im nord-östlichen Gebiet Croce wurde das Rückhaltebecken mit einem Volumen von ca. 50'000 m^3 Inhalt erbaut. Der Staudamm hat eine Höhe von 25 m und wurde gebaut, um primär Lawinen mit einer Wiederkehrperiode von 300 Jahren aufzufangen.

Aber auch Steinschlag, unter Umständen verbunden mit ausserordentlicher Wasserführung im Rì del Dragone, mit einem Einzugsgebiet von 0.36 km^2, werden durch das Becken aufgefangen.

Fotos

Foto 9-22: Stauanlage Ai Dragoni in Airolo

Foto 9-23: Auf der «Wasserseite» wurde eine Verstärkung mit Blöcken ausgeführt, um der Anprallkraft der Lawine besser zu widerstehen

Foto 9-24: Grundablass

Foto 9-25: Bewehrte Erde, um das Volumen des Staudammes zu reduzieren resp. das Rückhaltevolumen zu erhöhen

Foto 9-26: Aufbereitung des Aushubmaterials mit mobilem Steinbrecher und mobiler Siebanlage. Die Materialkennwerte wurden vom Geologen regelmässig vor Ort kontrolliert (lokales Labor)

Foto 9-27: Der optimale Feuchtigkeitsgehalt musste während dem Bau berücksichtigt werden. Nach längeren und intensiven Regenereignissen musste die oberste Schicht vor dem weiteren Einbau, da zu nass und schlecht verdichtbar, wieder abgetragen werden

Foto 9-28: Inklinometerrohr mit Durchmesser 3'' (76.2 mm)

Pläne

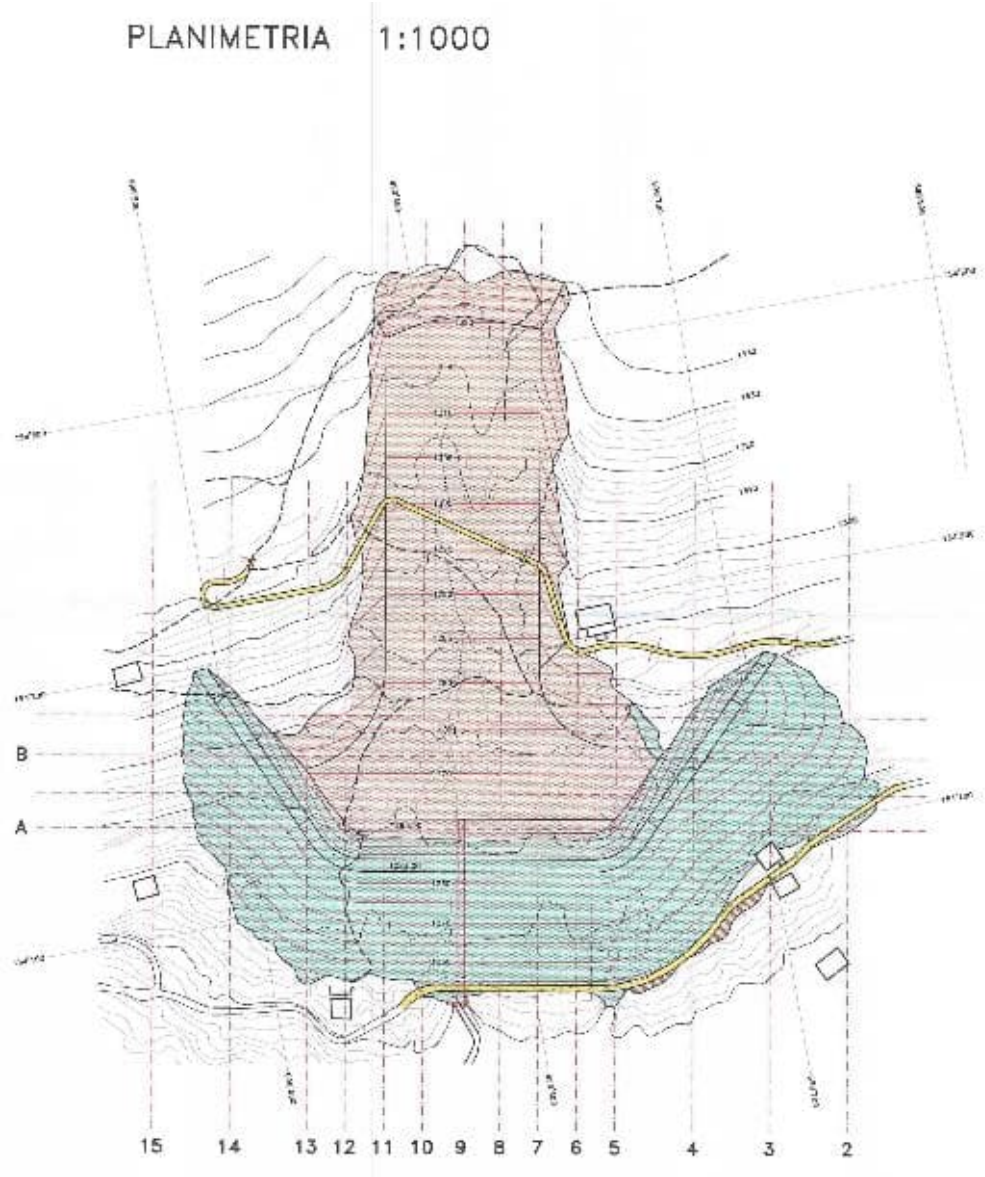

Abbildung 9-12: Situationsplan

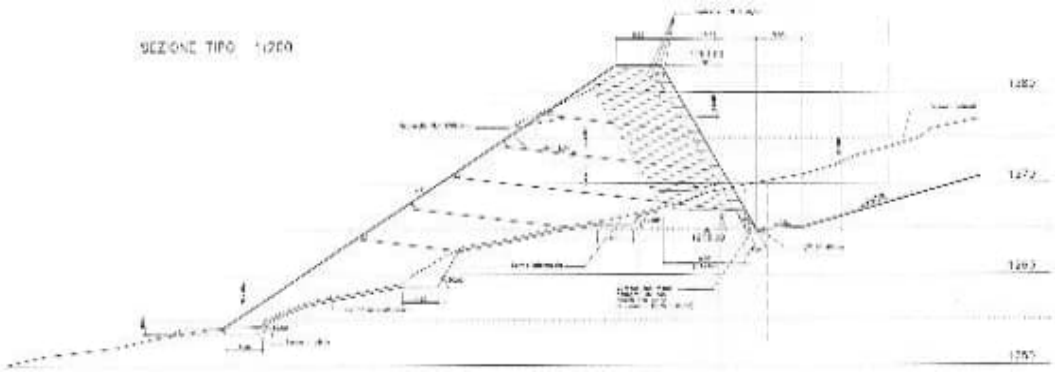

Abbildung 9-13: Querschnitt

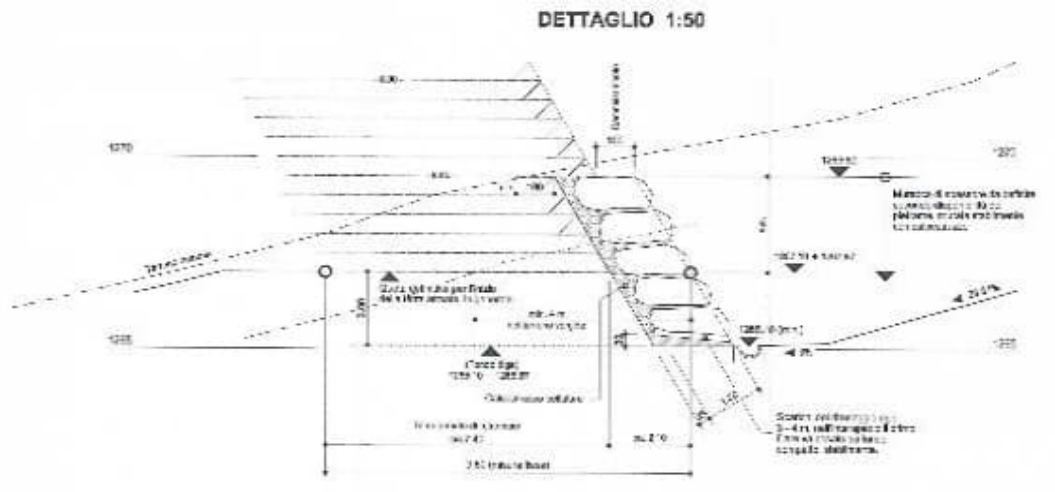

Abbildung 9-14: Querprofil im Detail

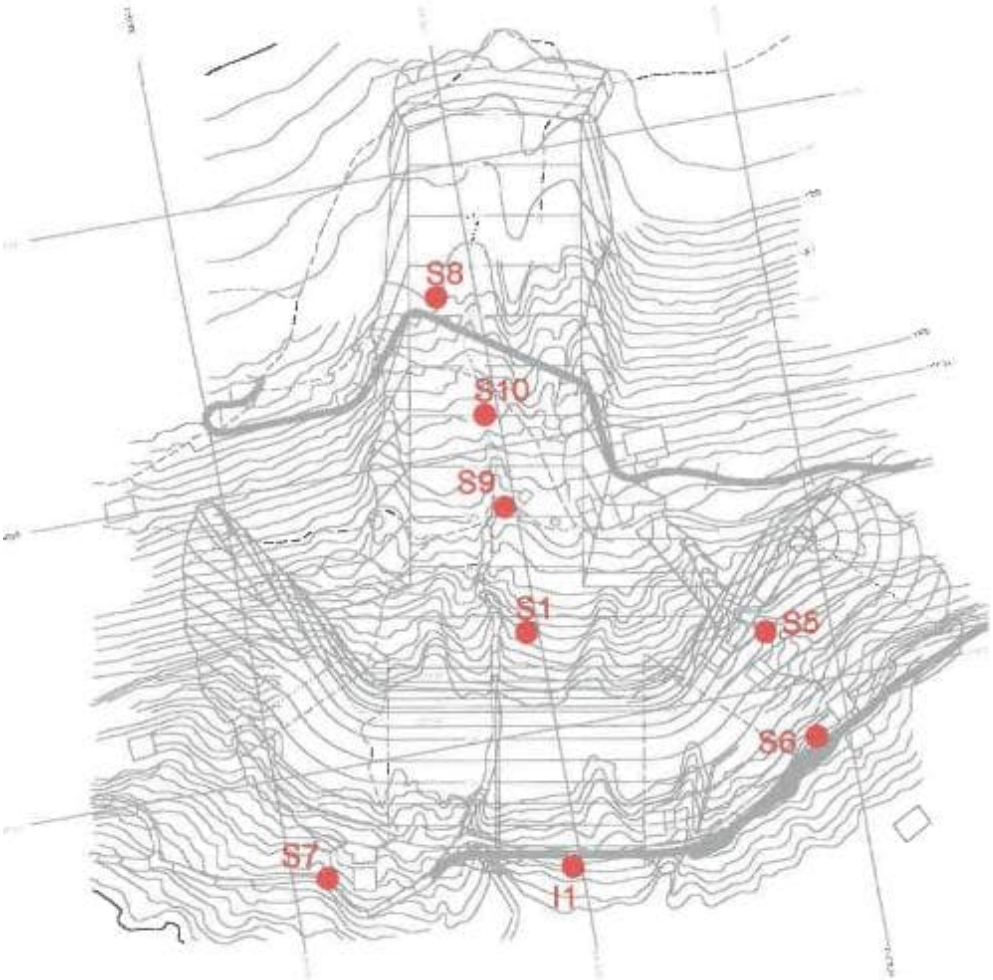

Abbildung 9-15: Geologische Voruntersuchungen

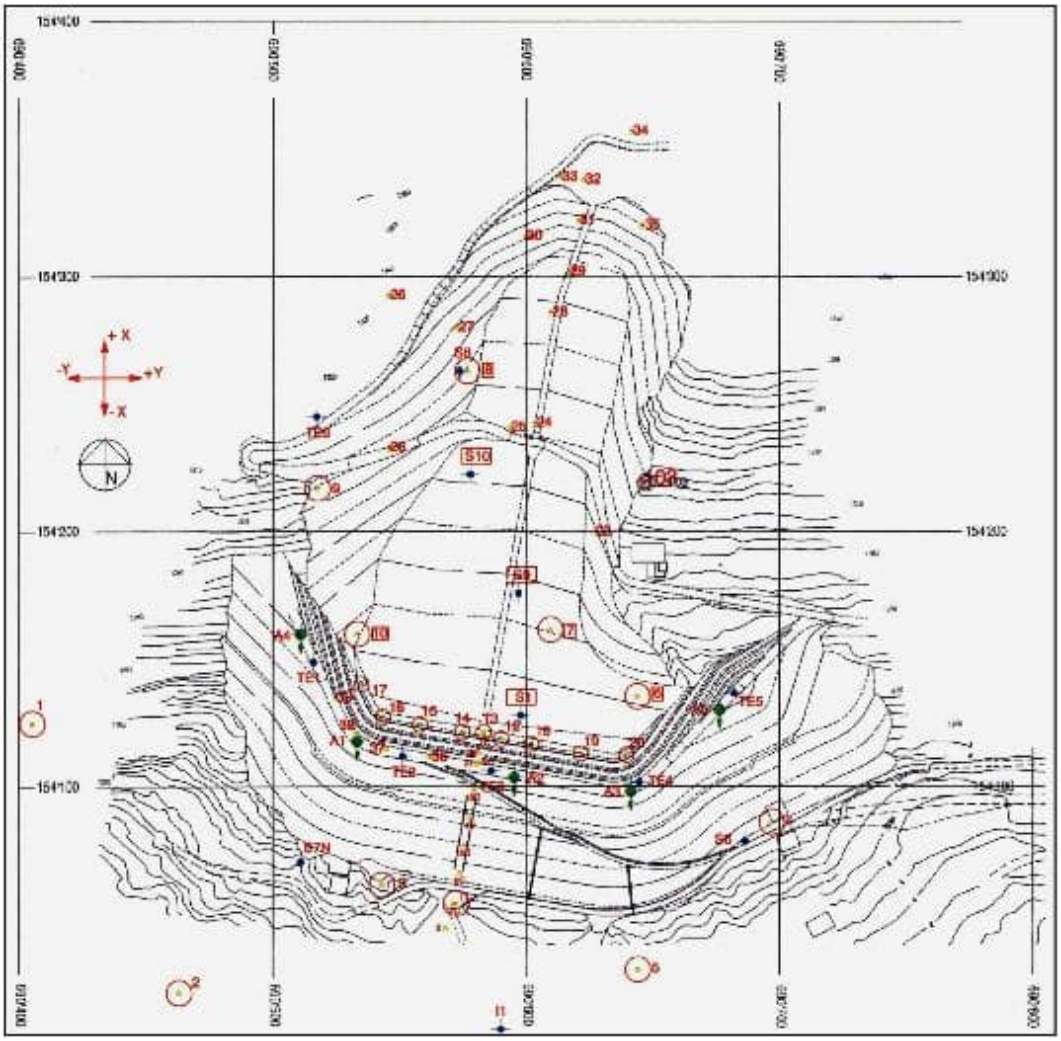

Abbildung 9-16: Überwachungsanlage mit Inklinometern im Staudamm und zusätzlichen geodätischen Kontrollpunkten

A.4 Sülibachweiher in Bauma (Kanton Zürich)

Hauptcharakteristiken

	Vor Sanierung	Nach Sanierung
Kote Krone:	660.00 m ü.M.	657.00 m ü.M.
Kote Hochwasserentlastung:	659.00 m ü.M.	656.00 m ü.M.
Kote Stauziel:	658.70 m ü.M.	655.70 m ü.M.
Höhe:	9.0 m	6.0 m
Breite Dammkrone:	2.5 m	15.3 m
Breite Hochwasserentlastung:	7 m	7 m
Stauvolumen:	29’120 m^3	13’850 m^3
HQ_{100}:	5 m^3/s	5 m^3/s

BHQ und SHQ wurden nicht bestimmt

Beschreibung

Der Sülibachweiher in Bauma liegt in einem Seitental des Tösstals im Hauptschluss zum Sülibach. Vor rund 150 Jahren wurde im Sülibachtobel ein Damm aufgeschüttet und der heutige Weiher damals zur Wasserkraftnutzung bewirtschaftet. Dieser frühere Bestandteil der Wasserkraftanlage ist nun als Natuschutzgebiet von überkommunaler Bedeutung inventarisiert.

Das trapezförmige Transportgerinne der Hochwasserentlastung wurde mit Rasengittersteinen gegen Erosion geschützt. Diese wurden mit gebogenen Nägeln im Dammmaterial befestigt (siehe Foto 9-32 und Abbildung 9-17).

Da die ursprüngliche Stauanlage Sülibachweiher bei einem allfälligen Dammbruch ein besonderes Gefährdungspotenzial darstellte, wurde sie dem Stauanlagengesetz unterstellt. Um diese Unterstellung aufzuheben zu können, wurden im Winter 2018/2019 das Stauziel, die Dammkrone und der Überfall der Hochwasserentlastung um 3 Meter abgesenkt. Bei dieser Sanierung wurde zudem luftseitig eine einheitliche Böschungsneigung von 1:2 hergestellt. Das neue Auslaufbauwerk des Weihers wurde am Standort des alten Auslaufbauwerks auf tieferem Niveau neu erstellt.

Infolge der Sanierungsmassnahmen reduzieren sich die Dammhöhe sowie das Stauvolumen. Der Breschenabfluss bei einem allfälligen Dammbruch wird dadurch so weit reduziert, dass keine besondere Gefährdung mehr von der Stauanlage ausgeht. Die Unterstellung des Sülibachweihers unter das Stauanlagengesetz konnte aufgehoben werden.

Fotos

Foto 9-29: Dammkrone vor Sanierung

Foto 9-30: Dammkrone nach Sanierung

Foto 9-31: Abgesenkte und breitere Dammkrone mit breschenförmiger Hochwasserentlastung

Foto 9-32: Einbau Rassengittersteine zur Befestigung der Hochwasserentlastung

Foto 9-33: Überwachsene Hochwasserentlastung 5 Jahre nach dem Umbau

Pläne

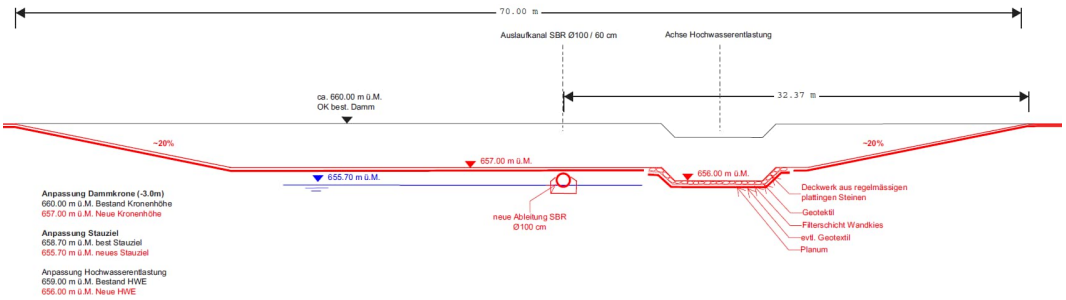

Abbildung 9-17: Längsschnitt Damm inkl. Aufbau Hochwasserentlastung

A.5 Hochwasserrückhalteraum Hegmatten, Winterthur (Kanton Zürich)

Hauptcharakteristiken

Dammhöhe:	3.5 m
Dammkronenlänge:	1'440 m
Dammschüttvolumen:	138'000 m^3
Rückhaltevolumen:	570'000 m^3
Basisbreite Trapezüberfall:	40 m
Kapazität Hochwasserentlastung (bei Beckenvollstau):	88 m^3/s
Max. Überfallhöhe Hochwasserentlastung:	0.96 m.

Beschreibung

Der HRR Hegmatten beinhaltet ein Rückhaltevolumen von 570'000 m^3, welches den Scheitelwert des 100-jährlichen Hochwasserabflusses der Eulach und des Riedbachs von maximal 67 m^3/s auf 43 m^3/s zu drosseln vermag und dabei das unterliegende Stadtzentrum von Winterthur vor Überschwemmungen schützt. Der Rückhalteraum liegt im Einzugsgebiet des Riedbachs und somit im Nebenschluss der Eulach, weshalb das Wasser der Eulach im Hochwasserfall mittels eines streichwehrartigen Trennbauwerks, welches an einen bestehenden Hochwasserkanal anschliesst, und mittels eines unterirdisch erstellten, 390 m langen Zuflusskanals, übergeleitet wird. Bei Extremereignissen gelangt rund die Hälfte des Hochwassers des bestehenden Hochwasserentlastungskanals künftig über das Trennungsbauwerk und den Zuflusskanal in den Rückhalteraum Hegmatten. Das im Rückhalteraum aufgestaute Wasser wird danach gedrosselt über den Riedbach wieder abgeleitet. Der Rückhaltedamm wird aus einem ab dem gewachsenen Terrain rund 3.5 m hohen und rund 1'440 m langen homogenen Schüttdamm gebildet. Das Durchlassbauwerk dient im Normalfall als Durchlass für den Riedbach und im Hochwasserfall als Drosselbauwerk. Im zentralen Bereich des Durchlasses mündet zusätzlich eine Notentleerung ein. Diese Notentleerung lässt sich von der Dammkrone her bedienen und ermöglicht bei einem Beckeneinstau infolge Verstopfung der Drosselöffnung eine kontrollierte Entleerung des Reservoirs.

Die Hochwasserentlastung liegt im westlichen Bereich des Dammes und besteht im Wesentlichen aus einer 40 m breiten Bresche, an die auf der luftseitigen Dammböschung das befestigte Transportgerinne anschliesst. Mit dieser Hochwasserentlastung können bei Beckenvollstau zusätzlich bis zu 88 m^3/s sicher entlastet werden. Der Aufbau der 40 m breiten Schussrinne ist wie folgt:

1. 20 cm Magerbeton

2. 40-50 cm Wasserbausteine zyklopisch; Fugen bis zur halben Höhe mit Beton verfüllt

3. Extensive Begrünung durch Auffüllen der Fugen mit kiesigem Material.

Der Rückhalteraum wird sowohl landwirtschaftlich wie auch als Erholungsgebiet für verschiedene Freizeitaktivitäten intensiv genutzt. Die Gesamtdauer für die Realisierung des HRR Hegmatten dauerte ca. 25 Monate von April 2015 bis Mai 2017.

Fotos

Foto 9-34: Dammkrone des Norddammes mit einer 4.00 m breiten Flurstrasse und einem seitlichen Bankett von je 0.50 m Breite

Foto 9-35: Norddamm mit überströmbarem Bereich als Hochwasserentlastung

Pläne

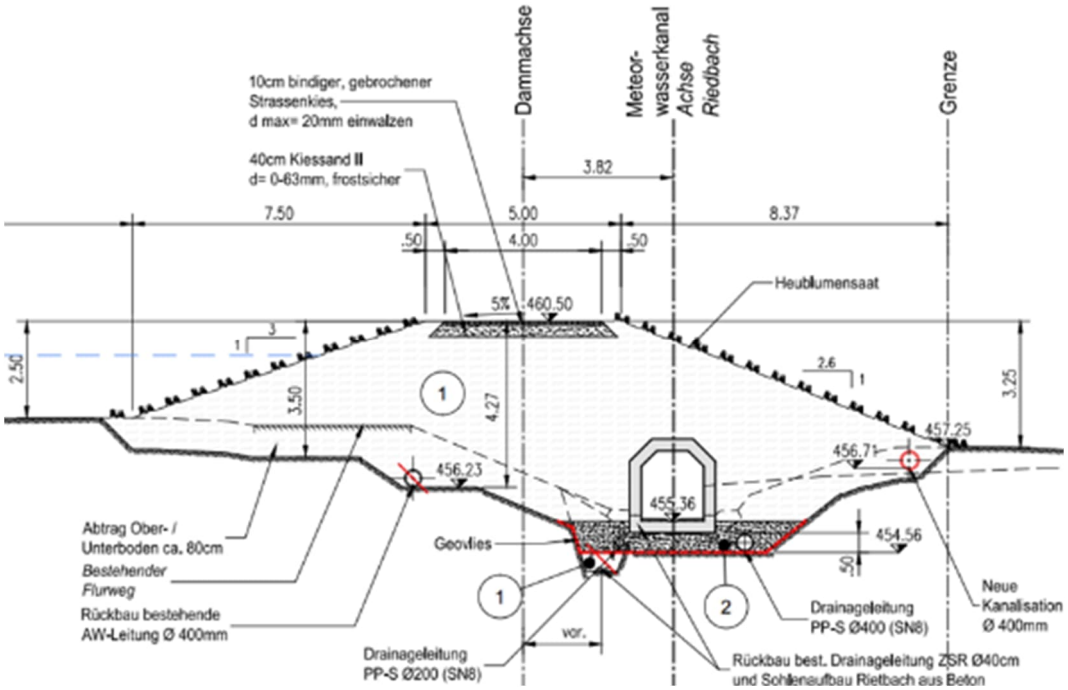

Abbildung 9-18: Ausbildung der 5.00 m breiten Dammkrone des Norddamms mit einer 4.00 m breiten Flurstrasse

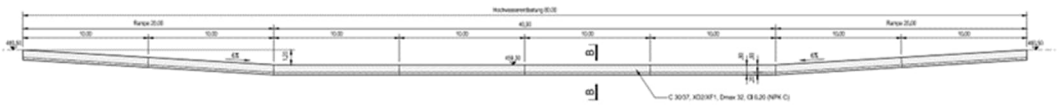

Abbildung 9-19: Trapezförmige Überfallkante beim Übergang zum Transportgerinne der Hochwasserentlastung

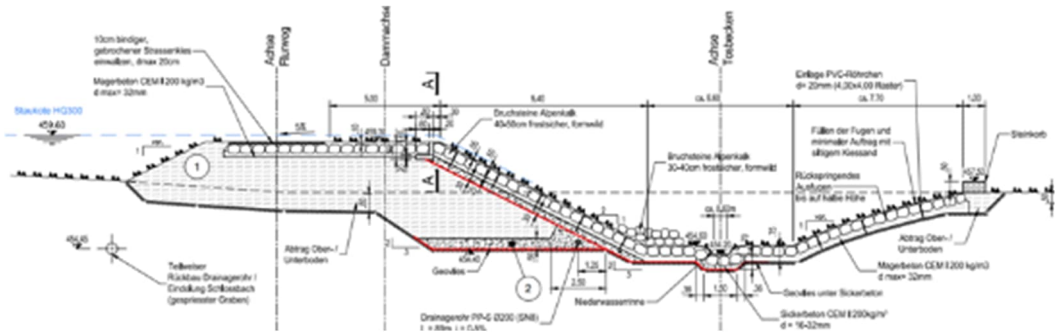

Abbildung 9-20: Schnitt durch den Norddamm mit überströmbarem Bereich als Hochwasserentlastung

A.6 Hochwasserrückhaltebecken Isigs Brüggli, Allschwil (Kanton Basel-Landschaft)

Hauptcharakteristiken

Dammhöhe:	10.15 m
Dammkronenlänge:	225 m
Dammschüttvolumen:	41'700 m^3
Rückhaltevolumen:	200'000 m^3
Basisbreite Trapezüberfall:	40 m
Kapazität Hochwasserentlastung (bei Beckenvollstau):	67 m^3/s
Max. Überfallhöhe Hochwasserentlastung:	1.00 m

Beschreibung

Das HWRB „Isigs Brüggli“ beinhaltet ein Rückhaltebecken mit einem Stauraumvolumen von 200'000 m^3, welches den Scheitelwert des 100-jährlichen Hochwasserabflusses im Mülibach von 16 m^3/s auf 1.5 m^3/s zu drosseln vermag. Das Rückhaltebecken wird aus einem im Maximum 10.15 m hohen und rund 225 m langen Schüttdamm, der beim Standort „Isigs Brüggli“ liegt, gebildet.

Der Dammkörper wurde als zonierte Schüttung aus unterschiedlichen Schüttmaterialien erstellt. Als dichtendes Kernmaterial (Zone 3) wurde der an der Sperrstelle anstehende Lösslehm wieder verwendet und mit dem vom Unternehmer gelieferten Alluvionen/Schottermaterial angereichert. Der Stützkörper (Zone 1) besteht generell aus Alluvionen/Schotter, welche von externen Quellen auf die Baustelle geführt wurden. Ein Grossteil des beim Böschungsabtrag im Bereich des rechten Widerlagers angefallenen tonigen Kiessands konnte zudem im oberwasserseitigen Stützkörper (Zone 2b), direkt neben dem Kern eingebaut werden. In den Kontaktzonen zwischen den einzelnen Dammschüttmaterialien wurden luftseitig des Kerns zudem Filter- und Drainageschichten (Zonen 4a und 4b) aus aufbereitetem Kiessand eingebaut, dies unteranderem zur Vermeidung von Auftriebskräften unter der 40 m breiten Betonplatte der breschenförmigen Hochwasserentlastung.

Der Baugrund weist folgenden Aufbau auf:

- Auffüllungen (Schicht A)
- Lösslehm (Schicht B)
- Jüngere Deckenschotter (Schicht C)
- Elsässer Molasse (Schicht D)

Die Auffüllungen (Schicht A) wurden nur im Seitental des Mülibachs im Bereich des rechten Widerlagers aufgeschlossen. Die Schichten B, C und D bildet den Baugrund des Rückhaltedammes. Die im Bereich des HWRB „Isigs Brüggli“ durchgeführten Bohrungen, Baggerschlitze und Aushubarbeiten zeigen eine Lösslehmschicht (Schicht B) mit einer Mächtigkeit zwischen 1.0 und 4.4 m. Dieser tonige Silt hat eine sehr geringe Wasserdurchlässigkeit und bildet somit eine natürliche Abdichtung des

Rückhaltebeckens. Jüngere Deckenschotter (Schicht C) mit einer Stärke von 3-6 m unterlagern den Lösslehm. Im Bereich des rechten Widerlagers sind diese Schotter zum Teil direkt anstehend und weisen eine Stärke bis zu 12 m auf. Die jüngeren Deckenschotter bestehen aus Kiessand mit einem vergleichsweise hohen Feinanteil und sind dementsprechend wenig durchlässig. Die Bohrungen haben jedoch bis zu 1 m starke Schichten aus sauberen Kiesen und Sanden aufgeschlossen. Die Schotter, zum Teil stark verkittet (Nagelfluh), weisen eine gute Tragfähigkeit auf. Die Elsässer Molasse (Schicht D), vorwiegend dicht gelagerter siltiger Sand, zum Teil tonig, und nur lokal zu Sandstein verfestigt, weist eine gute Tragfähigkeit und eine geringe Durchlässigkeit auf.

Um die durchlässigen Schichten der Deckenschotter sowie das rechte Widerlager abzudichten, wurde eine Untergrundabdichtung mit Injektionen vorgenommen. Die Injektionen wurden durch installierte PVC-Manschettenrohre in 3 Phasen durchgeführt. Für die Verpressarbeiten wurde eine stabile Mischung aus 400 kg CEM I 42.5 und 50 kg Ton (W/Z-Faktor 0,8) und 2% Intraplast verwendet. Der Einpressvorgang erfolgte unter konstanter Kontrolle der Injektionsrate und Druckentwicklung (Mengenbeschränkung max. 400 kg, Injektionsdruck max. 20 bar). Vor und während der Injektionsarbeiten wurden die Eigenschaften der Mischung kontrolliert. Der Erfolg der Injektion wurde mittels Wasserabpressversuchen überprüft.

Die Hochwasserentlastung liegt im zentralen Bereich des Dammes und besteht im Wesentlichen aus einer 40 m breiten Bresche, an die auf der luftseitigen Dämmböschung ein befestigtes Transportgerinne anschliesst, welches im Fussbereich in ein Tosbecken zur sicheren Energiedissipation mündet. Mit dieser Hochwasserentlastung können bei Beckenvollstau bis zu 67 m^3/s sicher entlastet werden. Zur Verringerung der Setzungsempfindlichkeit wurde das gesamte Transportgerinne in monolithischer Bauweise erstellt. Der Aufbau des Transportgerinnes ist wie folgt:

1. 20 cm Sickerbeton
2. 35 cm armierte Betonplatte
3. 40-50 cm Wasserbausteine zyklopisch; Fugen bis zur halben Höhe mit Beton verfüllt
4. Extensive Begrünung durch Auffüllen der Fugen mit kiesigem Material.

Im zentralen Bereich der Dammgründung befindet sich das Durchlassbauwerk, das im Normalfall als fischgängiger Durchlass und im Hochwasserfall als Drosselbauwerk resp. Grundablass dient. Im Durchlassbauwerk ist zudem die bestehende Abwasserleitung von Neuwiller (F) integriert, die in einer angepassten Linienführung den Stauraum und die Sperrstelle quert. Die Deckel der Kontrollschächte sind im Bereich des Stauraumes und des Durchlassbauwerkes verschraubt ausgeführt. Im Bereich der wasserseitigen Dammböschung mündet zusätzlich eine Notentlastung in das Grundablassbauwerk ein. Diese Notentlastung lässt sich auf der linksseitigen Dammkrone bedienen und ermöglicht bei Beckenvollstau infolge verstopfter Drosselblende eine kontrollierte Entleerung. Die Gesamtdauer für die Realisierung des HWRB dauerte ca. 22 Monate vom März 2006 bis Dezember 2007.

Tabelle 9-2: Anforderungen an den Einbau der Dammschüttmaterialien

Zone	Material	Schichstärke nach Ausbreitung [cm]	Anzahl Passen	Wassergehalt	Raumgewicht
1	Alluvionen/Schotter	30	min. 4	(wopt ± 2)%	≥ 97% PS
2b	Lösslehm mit Kiessand	30	min. 6	(wopt ± 2)%	≥ 98% PS
3	Alluvionen/Schotter mit Lösslehm im Verhältnis 80%/20% angereichert	≤30	min. 6	(wopt ± 2)%	≥ 98% PS
4a	Kiessand (Filter) aufbereitet gem. Spezifikationen	30	min. 3	feucht - nass	≥ 98% PS
4b	Kiessand 4-16 mm	30	min. 3	feucht - nass	≥ 98% PS

Prüfplan beim Einbau der Dammschüttmaterialien

Tabelle 9-3: Stützkörperzone 1: Art und Anzahl der durchgeführten geotechnischen Untersuchungen an total 9 Probennahmen

Zone 1: Alluvionen / Schotter						
IMP-Nr.	Sieb/Schlämm-analyse	Anlieferungs-wassergehalt	Konsistenzgr. Atterberg	Verdichtung CBR Topf	k-Wert	Raumgew. Sandersatz
06-04828-001		x		x		
06-04828-002	x	x	x	x	x	x
06-04828-003	x	x	x	x	x	x
06-04828-004	x	x		x	x	x
07-01550-001		x		x		
07-01550-002	x	x		x	x	x
07-02107-001		x		x		
07-02294-001	x	x		x	x	x
07-03565-001		x		x		

Tabelle 9-4: Stützkörperzone 2b: Art und Anzahl der durchgeführten geotechnischen Untersuchungen an total 5 Probeentnahmen

Zone 2b: Löss + Kiessand (Aushub Seitental)						
IMP-Nr.	Sieb/Schlämm-analyse	Anlieferungs-wassergehalt	Konsistenzgr. Atterberg	Verdichtung CBR Topf	k-Wert	Raumgew. Sandersatz
06-04236-002	x	x		x		x
06-04830-001		x		x		
06-05560-001	x	x	x	x	x	x
07-01574-001	x	x		x		x
07-02125-001	x					

Tabelle 9-5: Kernzone 3: Art und Anzahl der durchgeführten geotechnischen Untersuchungen an total 10 Probeentnahmen

Zone 3: Alluvionen / Schotter mit Lösslehm aufbereitet					
IMP-Nr.	Sieb/Schlämm-analyse	Anlieferungs-wassergehalt	Verdichtung CBR Topf	k-Wert	Raumgew. Sandersatz
06-04236-001	x	x	x		x
06-04832-001		x	x		x
06-05453-001	x	x	x	x	x
06-05453-002	x	x	x		x
07-01497-001	x	x	x		x
07-01497-002	x	x	x		x
07-01497-003	x	x	x	x	x
07-02295-001	x	x	x	x	x
07-03564-001	x	x	x		x
07-03564-002	x	x	x		x

Tabelle 9-6: Filterzone 4a: Art und Anzahl der durchgeführten geotechnischen Untersuchungen an total 2 Probeentnahmen

Zone 4a: Filterkies					
IMP-Nr.	Siebanalyse nass	Anlieferungs-wassergehalt	Verdichtung CBR Topf	k-Wert	Raumgew. Sandersatz
06-04833-001	x	x	x	x	
07-02296-001	x	x	x	x	

Fotos

Foto 9-36: Rückhaltedamm mit überströmbarem Bereich als Hochwasserentlastung

Foto 9-37: Trapezförmiges Transportgerinne mit anschliessendem Tosbecken

Foto 9-38: 3.00 m breite Dammkrone mit einem Fussweg von 1.30 m Breite und einem seitlichen Bankett von je 0.85 m

Foto 9-39: Dammschüttarbeiten der verschiedenen Zonen des Dammkörpers

Pläne

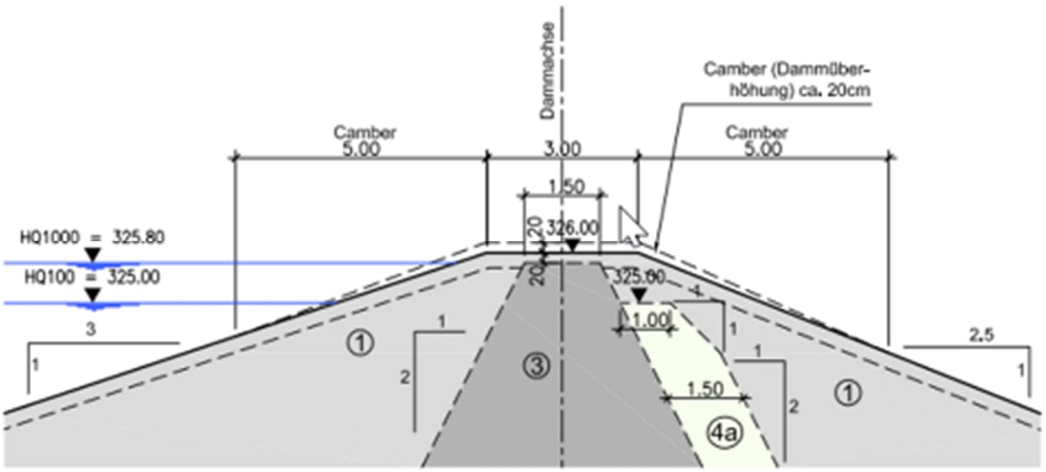

Abbildung 9-21: Ausbildung der 3.00 m breiten Dammkrone mit einem 1.30 m breiten Fussweg

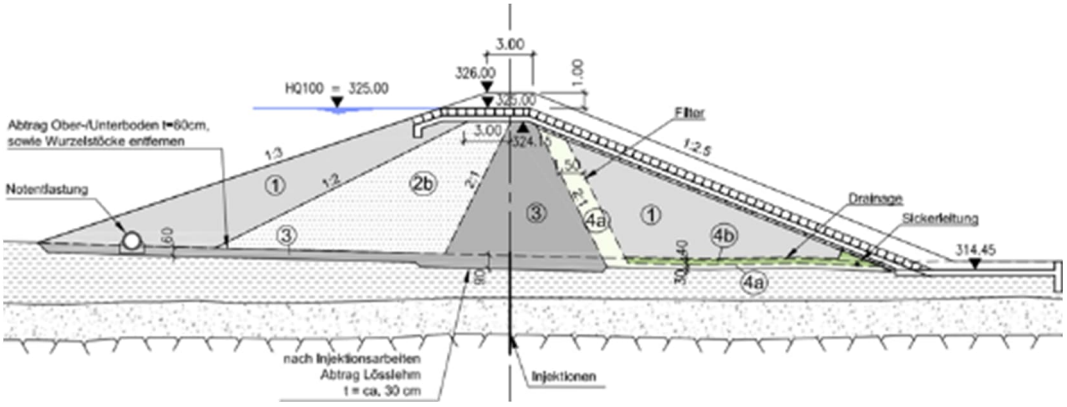

Abbildung 9-22: Schnitt durch den Rückhaltedamm mit überströmbarem Bereich als Hochwasserentlastung

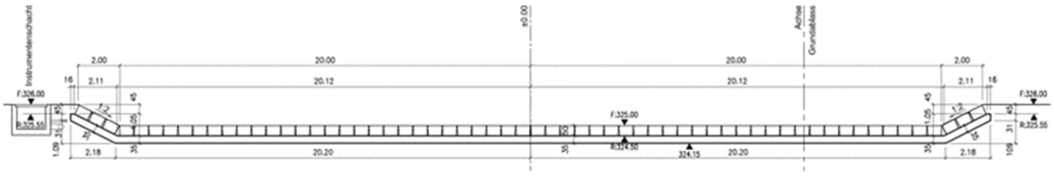

Abbildung 9-23: Trapezförmiger Überfall beim Übergang zum Transportgerinne der Hochwasserentlastung

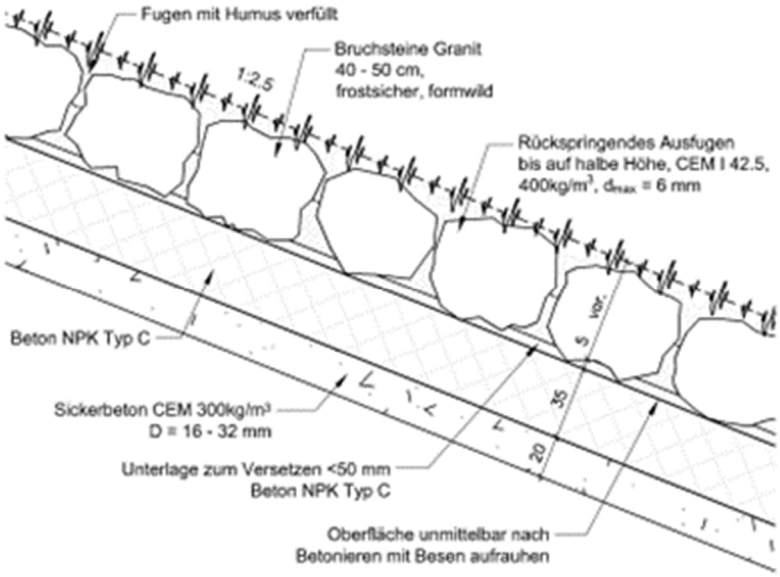

Abbildung 9-24: Detail konstruktive Ausbildung Transportgerinne

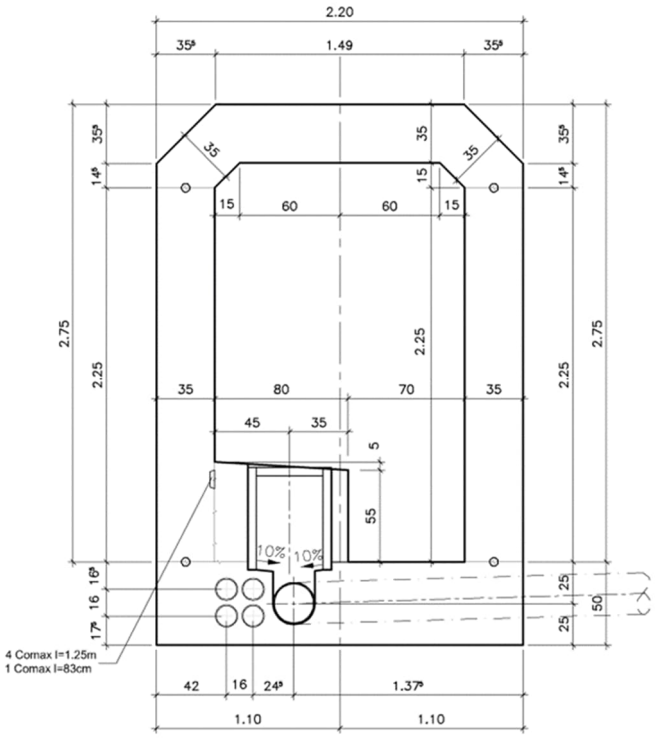

Abbildung 9-25: Querschnitt durch das Durchlassbauwerk mit im Bankett integrierter Kanalisationsleitung und Kontrollschacht sowie vier Leerrohren

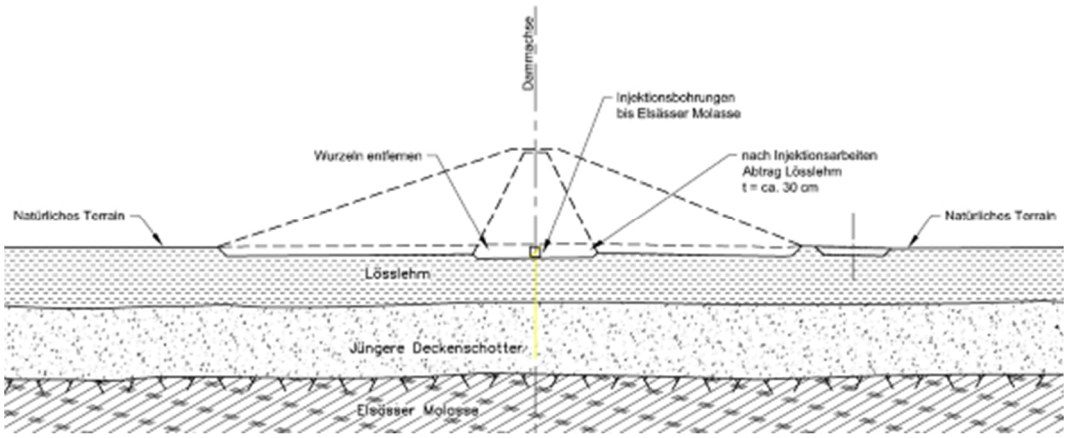

Abbildung 9-26: Typischer Dammquerschnitt mit Untergrundabdichtung (Injektionen) in der durchlässigen Dammfundation (Schicht C), welche bis in die Elsässer Molasse (Schicht D) reicht

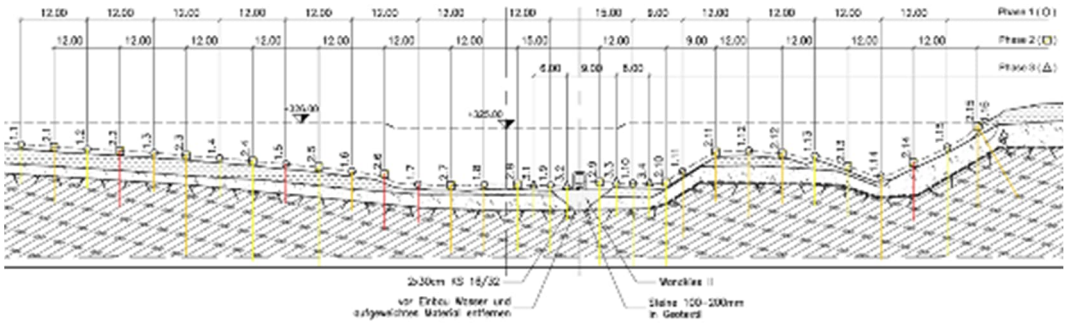

Abbildung 9-27: Raster der in 3 Phasen ausgeführten Untergrundabdichtung (Injektionen)

A.7 Monographie der Stauanlage La Luette, Kanton Wallis (Inhaltsverzeichnis der Monographie)

HYDRO EXPLOITATION

RAPPORT / *BERICHT*			
Dpt / *Abt.*, unité / *Einh.*, CEH	Auteur / *Autor*	Date / *Datum*	No document / *Dokumentnr.*
OM-GC	Angel Mico	23.04.2013	FMdB-RA-MIA-120327-1

Propriétaire / *Besitzer :*	**Forces Motrices de la Borgne SA**
Aménagement / *Anlage :*	Barrage de la Luette
N° de Contrat / *Vertragsnr. :*	C120169
Destinataire(s) / *Empfänger :*	Forces Motrices de la Borgne SA, OFEN Section barrages Berne, SEFH Etat du Valais Sion, OM-DIX, OM-GC, Chancellerie
Copie(s) électronique à / *Elektronische Kopie(n) an :*	GE, BIA, BER, NJG, LEG, HAF, KAE
Type de rapport / *Berichtsart :*	Monographie

MONOGRAPHIE DU BARRAGE DE LA LUETTE

Vue amont du barrage de La Luette vide

Pour ce document et son contenu, nous nous réservons tous les droits de copyright. La reproduction, la publication à des fins ou l'utilisation à d'autres fins n'est pas autorisée.
Für dieses Dokument und den darin enthaltenen Gegenstand behalten wir uns alle Rechte der Veröffentlichung, Bekanntgabe an Dritte oder Verwendung ausserhalb des vereinbarten Zweckes vor/ not gestattet

Sig. A. Mico Lopez	Sig. A. Bircher	Sig. E. Léger
Auteur / Autor	*Contrôlé / Kontrolliert*	*Validé / Genehmigt*

FMdB-RA-MIA-120327-1-La Luette Monographie 1 / 19

HYDRO EXPLOITATION

TABLE DES MATIÈRES

1	**Introduction**	**4**
1.1	Bref descriptif de l'ouvrage	4
1.1.1	Nom et situation	4
1.1.2	But	4
1.1.3	Concession	4
1.1.4	Complexe hydroélectrique des Forces Motrices de la Borgne	4
1.2	Personnes concernées par la construction, l'exploitation et la surveillance	5
1.2.1	Propriétaire de l'ouvrage	5
1.2.2	Projet et travaux	5
1.2.3	Surveillance	5
2	**Conditions locales**	**6**
2.1	Topographie, morphologie, accessibilité	6
2.2	Climat et apports	6
2.2.1	Climatologie	6
2.2.2	Réseau des adductions	6
2.2.3	Hydrologie	6
2.2.4	Apports solides	7
2.3	Géologie	7
2.3.1	Géologie	7
2.3.2	Stabilité des rives	7
2.3.3	Sismicité	7
3	**Barrage et ouvrages annexes**	**8**
3.1	Données principales	8
3.1.1	Barrage	8
3.1.2	Retenue	8
3.1.3	Ouvrages annexes	8
3.2	Projet - Exécution – Mise en service	10
3.2.1	Calendrier de réalisation	10
3.3	Exploitation de la retenue	10
3.3.1	Remplissage et production	10

3.3.2 Sédimentation 11
3.3.3 Dotation 11
3.4 Modifications et compléments 11

4 Surveillance du barrage de La Luette 13
4.1 Concept de surveillance 13
4.1.1 Dispositif initial 13
4.2 Evolution et modernisation de l'installation de mesures 13
4.2.1 Installations abandonnées 13
4.2.2 Nouveaux dispositifs 14
4.3 Dispositif actuel d'auscultation 14
4.3.1 Installations de mesures 14
4.3.2 Géodésie 14
4.4 Etudes particulières 14
4.4.1 Vérification aux séismes 14

5 Bibliographie 15

6 Annexes 18

A.8 Geschiebesammler Unteralpreuss, Andermatt (Kanton Uri)

Hauptcharakteristiken

Baujahr:	2014 - 2015
Max. Sperrenhöhe:	12.9 m
Stauhöhe:	7.7 m
Kronenlänge:	47 m
Stauvolumen (Wasser):	13'000 m^3
Rückhaltevolumen (Geschiebe):	20'000 m^3
Betreiberin:	Kanton Uri, Amt für Tiefbau, Abteilung Infrastruktur
Aufsichtsbehörde:	Kanton Uri, Amt für Tiefbau, Abteilung Projekte

Beschreibung

Der Geschiebesammler Unteralpreuss liegt in Andermatt im Kanton Uri auf einer Höhe von ca. 1'450 m ü.M. und schützt den Dorfkern vor Ausuferungen infolge Auflandungen im Gerinne. Er ist Teil des Hochwasserschutzes der Gemeinde Andermatt.

Die Stauanlage wurde aufgrund ihres besonderen Gefährdungspotenzials dem StAG unterstellt, da im Falle eines Sperrenbruchs Teile von Andermatt, mit einer Intensität höher als der zulässige Schwellenwert, überflutet werden. Um die Bevölkerung für den Fall, bei dem der sichere Betrieb der Anlage nicht mehr gewährleistet ist, bestmöglich zu schützen, wurde ein Notfallreglement erarbeitet. Dieses wurde auf die Notfallplanung Naturgefahren der Gemeinde Andermatt abgestimmt, um die Notfallorganisation zu vereinfachen.

Da die Feuerwehr im Hochwasserfall ohnehin Patrouillengänge an den neuralgischen Stellen entlang der Fliessgewässer durchführt, wurde ein zusätzlicher Beobachtungspunkt beim Geschiebesammler eingeführt. Mittels vereinfachter Checkliste kontrolliert dort die Feuerwehr die Anlage während einem Hochwasserereignis regelmässig. Bei Auffälligkeiten betreffend die Sicherheit der Stauanlage wird umgehend der Kanton Uri als Betreiberin informiert. Die Betreiberin entscheidet anschliessend, ggf. unter Beizug der erfahrenen Fachperson, ob die Sicherheit der Anlage weiterhin gewährleistet ist. Sofern ein Bauwerksversagen nicht ausgeschlossen werden kann, wird der kantonale Führungsstab Uri (KAFUR) resp. die Feuerwehr Andermatt mit der Umsetzung von weiteren Massnahmen beauftragt. In Abhängigkeit der Intensität, von welcher ein Gebiet im Falle eines Bruchs der Sperre betroffen ist, werden die Gebiete evakuiert (Zone 1, mittlere und hohe Intensität) oder werden die betroffenen Personen aufgefordert sich ins Gebäudeinnere und dort in ein oberes Stockwerk zu begeben (Zone 2, geringe und mässige Intensität).

Aufbau Notfallreglement und Einsatzdossier

Wie in Kap. 7.8 erläutert, beschränkt sich das Notfallreglement bei Anlagen zum Schutz vor Naturgefahren im Wesentlichen auf das Einsatzdossier mitsamt Überflutungskarte.

Das Notfallreglement für den Geschiebesammler Unteralpreuss ist deshalb wie folgt gegliedert:

1. Anlagenbeschreibung
   - Zweck der Anlage
   - Erwähnung der Verantwortlichkeiten bei der Bewältigung von Hochwasserereignissen in Abhängigkeit der Gefahrenstufe
   - Vermerk, dass in Absprache mit der Aufsichtsbehörde der Umfang des Reglements und des Einsatzdossiers der Situation / des Anlagenzwecks angepasst wurde.
2. Überflutungskarte
   - Verweis auf die Überflutungskarte und den Bericht zur Flutwellenmodellierung im Anhang
3. Gefahrenanalyse
   - Vermerk, dass in Absprache mit der Aufsichtsbehörde auf eine Gefahrenanalyse verzichtet wird.
4. Notfallstrategie
   - Vermerk, dass die auf die Erstellung einer betriebseigenen Notfallstrategie verzichtet wird und die Notfallstrategie im Rahmen der Einsatzplanung der Gemeinde und des Kantons abgehandelt wird.
5. Notfallorganisation
   - Beschrieb des Aufbaus der Notfallorganisation
   - Festlegung der Kommunikationsmittel und Zuständigkeit für die Evakuierung
   - Festhalten der Zuständigkeit für die Protokollierung
6. Einsatzdossier
   - Verweis auf Einsatzdossier im Anhang
7. Nachführung
   - Regelung der Zuständigkeit bei Änderungen

Das Einsatzdossier als zentrales Element des Notfallreglements ist wie folgt aufgebaut:

1. Notfallorganisation mit Kommunikationsschema
   - Graphische Darstellung der Notfallorganisation als Flussdiagramm
2. Anlagenkennwerte und Bauwerkspläne
   - Wichtigste Kennwerte der Stauanlage
   - Situationsplan, Längs- und Querschnitt durch die Hochwasserentlastung

Fotos

Foto 9-40: Luftseitige Ansicht der Betonsperre mit nachgelagertem Tosbecken

Foto 9-41: Wasserseitige Ansicht der Betonsperre mit Hochwasserentlastung und Grundablässen

Pläne

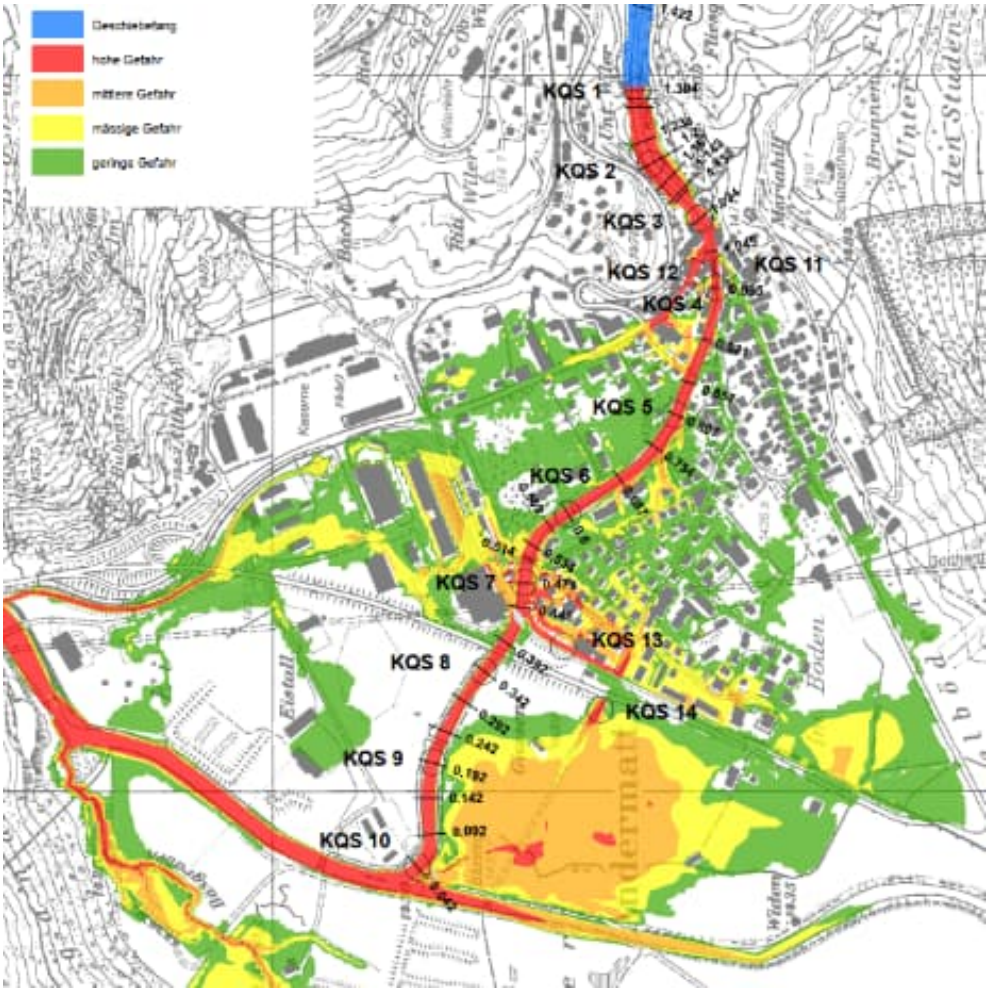

Abbildung 9-28: Gefährdungsstufen im Falle einer Flutwelle infolge Sperrenbruch (Amt für Tiefbau Uri)

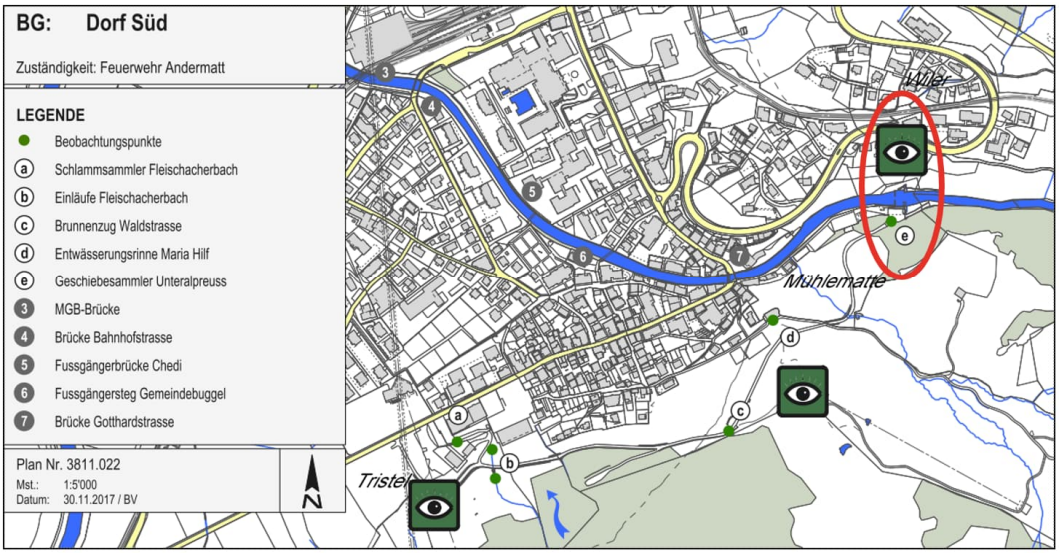

Abbildung 9-29: Übersicht Beobachtungsgebiet Süd mit Beobachtungspunkt Geschiebesammler Unteralpreuss (Amt für Tiefbau)

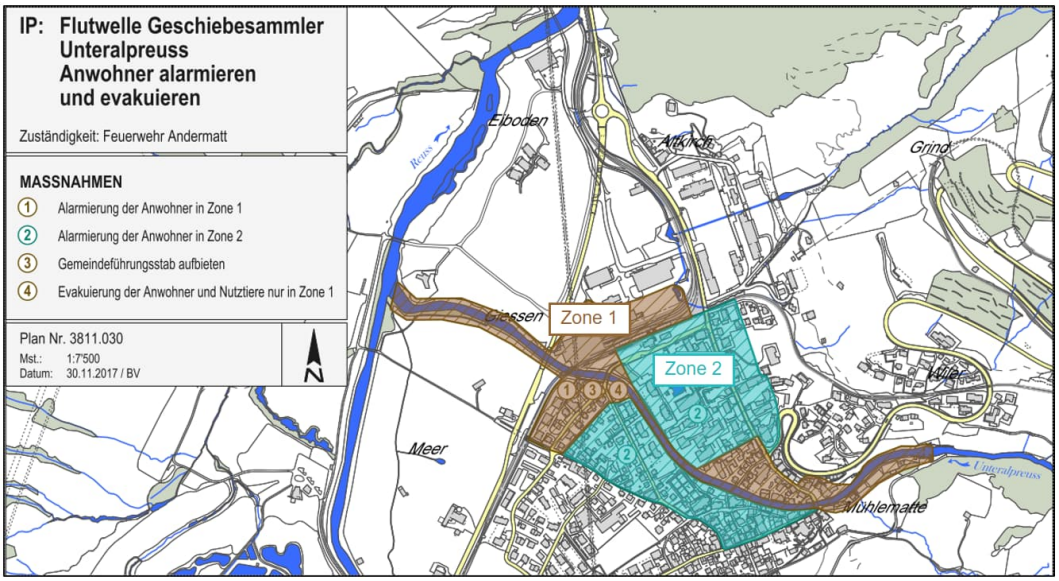

Abbildung 9-30: Evakuationsplan mit Zonierung des betroffenen Gebietes (Amt für Tiefbau Uri)

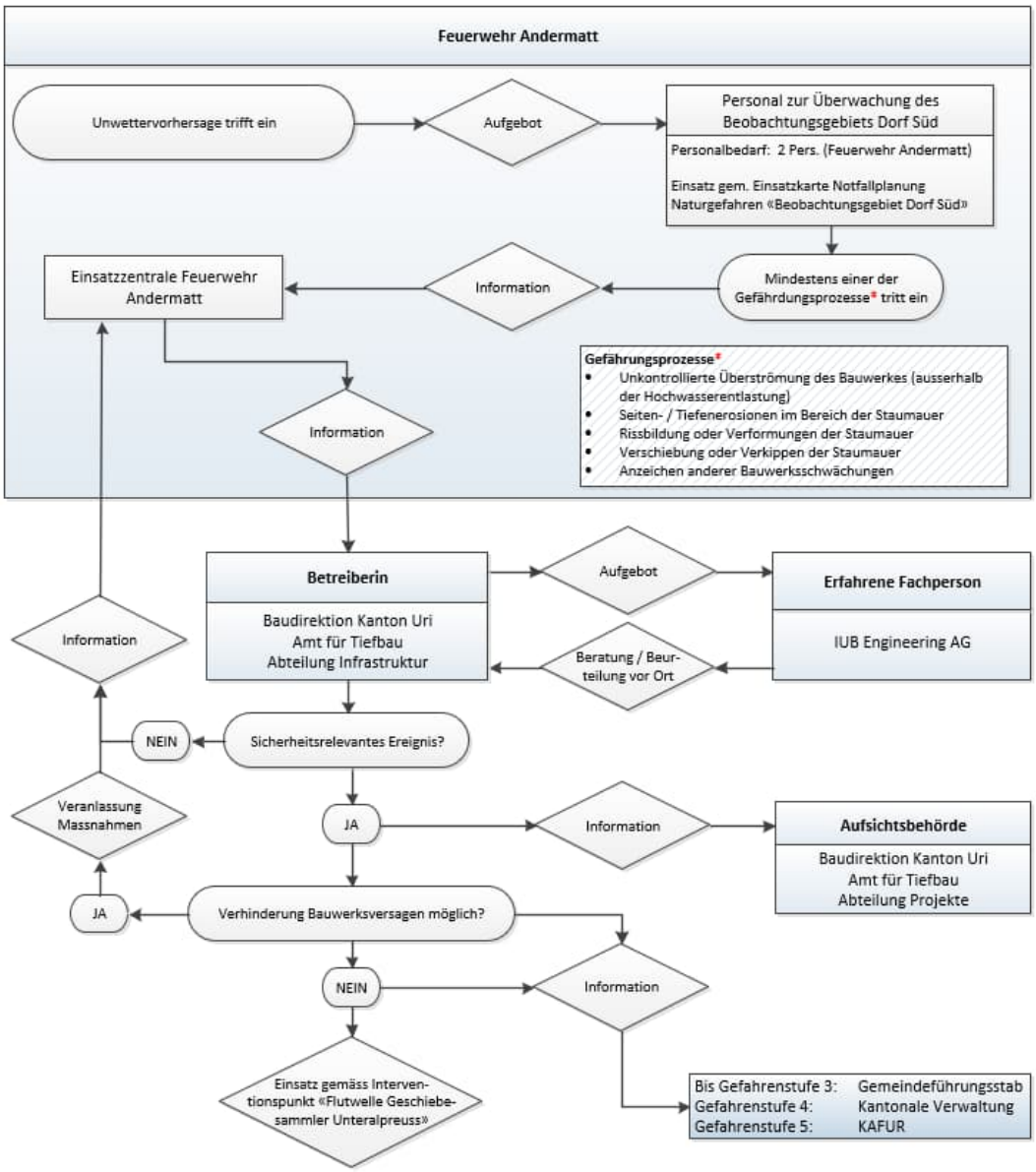

Abbildung 9-31: Notfallorganisation mit Kommunikationsschema (vereinfachte Darstellung)

B Liste der Normen für verschiedene ausgewählte geotechnische Labor- und Feldversuche

	Normen			
Versuch	SN	ASTM Standard	DIN	Andre Normen
Siebanalyse	SN EN ISO 17892-4			EN ISO 14688-1 und 2
Schlämmanalyse	SN EN ISO 17892-4			EN ISO 14688-1 und 2
Konsistenzgrenze	SN-EN-ISO-17892-12	ASTM D 427		EN ISO 14688-1 und 2
Bestimmung des Wassergehalts	SN-EN-ISO-17892-1			EN ISO 14688-1 und 2
Oxidation	VSS-70370A			EN ISO 14688-1 und 3
Lichterfelder Methode	VSS-70370A			EN ISO 14688-1 und 4
Glühverlust	VSS-70370A			EN ISO 14688-1 und 5
CD / CU Triaxialversuch	SN-EN-ISO-17892-9 / 8			
Direkter Scherversuch	SN-EN-ISO-17892-10		DIN 18137-3:2002-09	
CU Triaxialversuch	SN-EN-ISO-17892-8			
UU Triaxialversuch				
Freier Druckversuch	SN-EN-ISO-17892-7			
Taschen- und Laborflügelsonde	VSS 70 350a			
Taschenpenetrometer	VSS 70 350a			
Flügelscherversuch	SN-EN-ISO_22476-9			
SPT	SN 670 318-3	ASTM D1586/D1586M-18e1	DIN 4094-2	EN ISO 22476-3: 2018
CPT(u)	SN 670 318-1			
Pressiometer	SN-EN-ISO_22476-4			
Down hole test	-	ASTM D7400		
Cross hole test	-	ASTM D4428/D4428M		
Plattendruckversuch (E_V und M_E)	SN 670 317b / SN 670 312		DIN 18 134	
Triaxialversuch	SN-EN-ISO-17892-9			
Ödometertest	SN-EN-ISO-17892-5			
Jet erosion oder Pinholetest	-	ASTM D5852-95		
Konstante Druckhöhe	SN EN ISO 17892-11			
Fallende Druckhöhe	SN EN ISO 17892-11			
Ödometertest	SN-EN-ISO-17892-5			
Proctorversuch	SN 670 330b / SN 640 585		DIN 18127	EN 13286-1: 2003

C Störung der Proben

Für einige Laborversuche sind hochwertige, möglichst ungestörte Bodenproben erforderlich, um die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der Böden zuverlässig bestimmen zu können. In den meisten Fällen kann eine Störung der Proben zu erheblichen Fehlern führen. Beispielsweise führt eine Störung der Probe zu einer Verringerung der Spannungen vor der Verfestigung und somit zu einer Verringerung des Kompressionsindexes bei Ödometerversuchen. Diese Auswirkungen sind vor allem bei weichem, feinkörnigem Material ausgeprägter, aber im Allgemeinen wird die Störung der Probe bei allen Bodentypen als problematisch angesehen. Parameter wie die Wandstärke und der Durchmesser des Probeentnahmerohrs sowie die Bohrmethoden können den Grad der Probenstörung beeinflussen.

Das von (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996) vorgestellte Schema, das auf den volumetrischen Dehnungen der Proben unter Verwendung von Ödometertests basiert, kann zur Bestimmung des Störungsgrades oder der "Probenqualitätsbezeichnung" SQD[3] (Tabelle 9-7) verwendet werden. Bei dieser Methode wird die volumetrische Dehnung bis zur Rückkehr zur effektiven Vertikalspannung in situ gemessen. Es sollte jedoch beachtet werden, dass diese Werte nur indikativ sind und die volumetrische Dehnung bis zur effektiven vertikalen In-situ-Spannung eine Funktion der Art des Materials ist.

Tabelle 9-7: Charakterisierung der Probenstörung anhand der ödometrischen Volumendehnung zum Erreichen der in situ effektiven Vertikalspannung (nach Terzaghi, et al., 1996).

Volumetrische Dehnung (%)	"Probenqualitätsbezeichnung" SQD
1	A
1 bis 2	B
2 bis 4	C
4 bis 8	D
> 8	E

[3] Specimen Quality Designation

D Checkliste für Instandhaltungsarbeiten

- Regelmässiger Unterhalt der Anlage und Behebung der festgestellten Schäden durch Instandstellungs-, Erneuerungs- und Umbauarbeiten.
- Regelmässiges Zurückschneiden der Sträucher und Entfernen der Bäume auf den Dammböschungen
- Das Aufkommen von Wald auf und im Nahbereich der Stauanlage ist zu verhindern.
- Entfernen von Geschwemmsel im Stauraum (Spülung, usw.).
- Eingriffe in eine bestehende Bestockung haben mit Sorgfalt zu erfolgen, um eine Schädigung der Dammstruktur zu vermeiden.
- Der aufkommende Bewuchs auf der Betonoberfläche (z.B. Sträucher, Moos etc.) ist periodisch zu entfernen, damit allfällige Schadensbilder des Betons oder Wasseraustritte erkannt werden können.
- Oberflächenabdichtungen aus bituminöser Asphaltdichtung: Risse abdichten, die Schäden sanieren, Vegetation aus Rissen entfernen
- Oberflächenabdichtungen mit Geomembranabdichtung: Reparatur und Reinigung des Abdichtungssystems, Kontrolle und Reparatur des Blasenbildungsytems zur Verhinderung des Anfrierens an der Oberflächendichtung.
- Drainagen: regelmässige Reinigung, Kamerainspektion
- Betonsperren: Betonsanierung, AAR-Sanierung
- Bauwerke mit Mauerwerksverkleidung: Ersetzen von Bruchsteinen, Sanierung der Fugen, usw.
- Unterhalt von hydromechanischen Elementen (Schieber etc.): Schmieren, regelmässige Funktionskontrollen, etc.
- Unterhalt des Überwachungssystems (Wasserspiegel, Versandung, Abflussmenge der Drainagen, Piezometer, Messbolzen, Versicherungspunkte, usw.)
- Installation und Unterhalt von Sicherheitsbarrieren oder Verbotsschildern (Hochwassergefahr, Schwimmen verboten, usw.)
- Verhindern, dass Tiere den Damm durch Wühlen, Tritte, etc. beschädigen (Wühltiere, Kühe, usw.)
- Unterhalt von Nebenanlagen und Zugängen (Strasse, usw.)
- Unterhalt von Steinschlagschutzsysteme zum Schutze der Stauanlage und der Zugänge: Unterhalt und regelmässige Kontrollen von Schutznetzen usw.
- Uferpflege
- Entfernen von Schwemmgut (Holz, Stroh- und Heuballen, Fässer, etc.)
- Neophytenbekämpfung