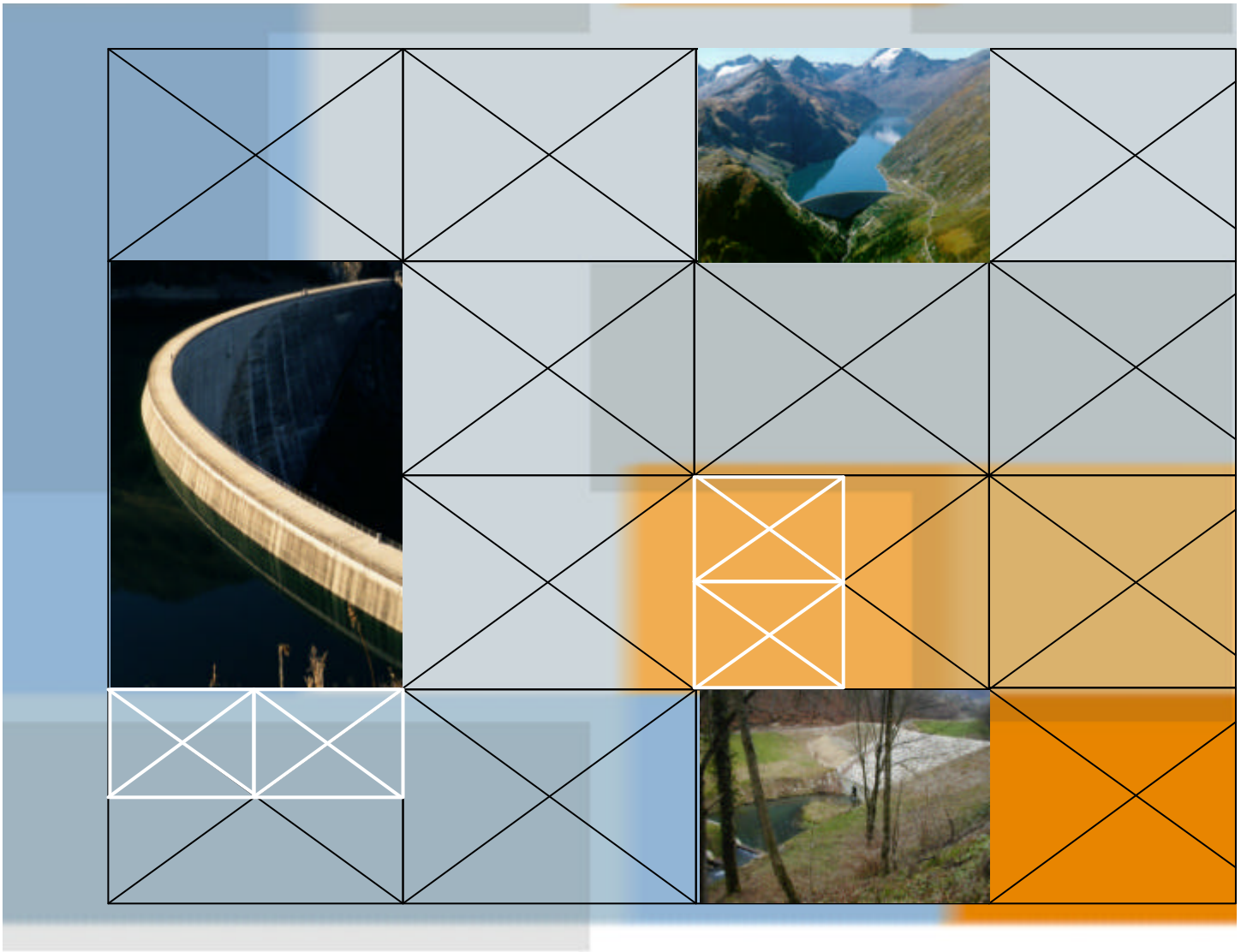


Sicherheit der Stauanlagen

Richtlinie zum Nachweis der Erdbebensicherheit : Anwendungsbeispiele an Sperren mit kleiner Stauhöhe

Berichte des BWG, Serie Wasser - Rapports de l'OFEG, série Eaux - Rapporti dell'UFAG, Serie Acque

März 2003

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

VORWORT

Am 1. Januar 1999 trat die Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen vom 7. Dezember 1998 in Kraft (Stauanlagenverordnung, StAV). Artikel 26 der StAV lautet:

"Das Bundesamt kann Richtlinien zur Anwendung dieser Verordnung erlassen. Es zieht dabei Vertreter der kantonalen Aufsichtsbehörden, der Wissenschaft, der Fachorganisationen und der Wirtschaft bei".

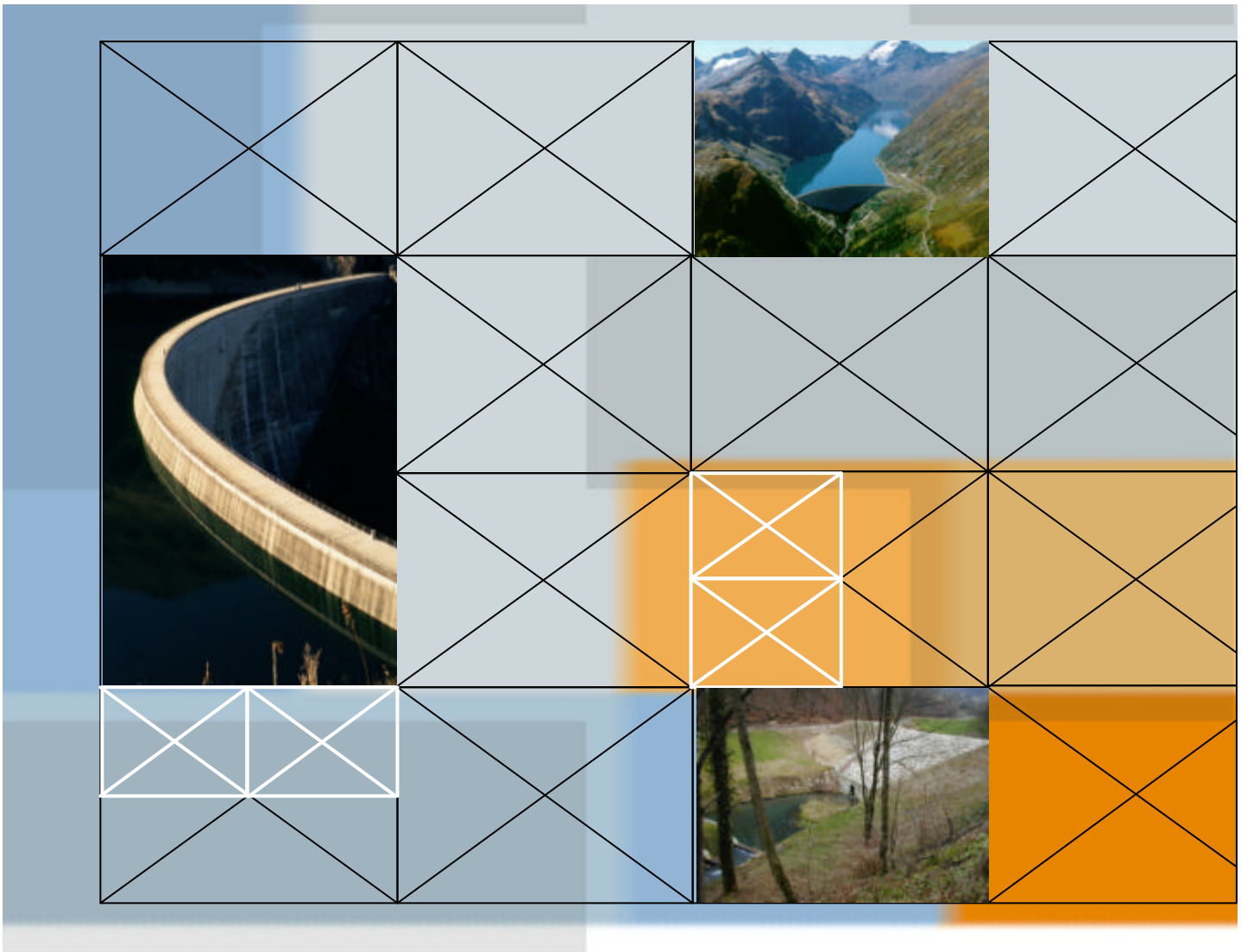
Gestützt auf diesen Artikel hat das Bundesamt für Wasser und Geologie als Aufsichtsbehörden die Vorbereitung von Richtlinien veranlasst. Ein wichtiger Kapitel betrifft den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen. Dieses Dokument stellt entsprechende Anwendungen an Sperren mit kleiner Stauhöhe vor. 4 Beispiele werden dabei behandelt:

Homogener Damm (« Vorgehensbeispiel bei Dämmen der Klasse III »)

Damm mit zentralem Kern (« Staudamm mit zentralem Dichtungskern »)

Damm mit Oberflächendichtung (« Staudamm mit bergseitiger Abdichtung »)

Gewichtsmauer (« Gewichtsmauer »)



Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen

Vorgehensbeispiel bei Dämmen der Klasse III

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

Talsperren
Barrages
Sbarramenti
Dams

Bundesamt für Wasser und Geologie
2501 Biel

BWG Richtlinie: Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen

Vorgehensbeispiel bei Dämmen der Klasse III

Version 30. November 2001

STUDER ENGINEERING
Jost A. Studer, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA
Thujastrasse 4 · CH-8038 Zürich
Telefon +41-1-481 06 00 · Fax +41-1-481 06 02

COLENCO
Colenco Power Engineering AG

Inhaltsverzeichnis Seite

1 Einleitung 2

2 Beschreibung der Anlage, vorhandene Unterlagen (Hauptvariante) 2

3 Erdbebennachweis gemäss Richtlinie (Hauptvariante) 3

4 Varianten und Erläuterungen 7

4.1 Klassierung 7

4.2 Aktive Verwerfungen 7

4.3 Dammarten 7

4.4 Lastfälle 7

4.5 Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs 8

4.6 Nachweis nicht erfüllt 10

4.7 Nachweis der Gleitverschiebungen nicht erfüllt 13

4.8 Antwortspektren 14

Beilagen:

Beilage 1 Geometrie des homogenen Dammes
Beilage 2 Geologische Übersicht
Beilage 3 Eigenschaften der Fundation
Beilage 4 Eigenschaften der eingesetzten Baumaterialien
Beilage 5 Checkliste für Begehungen und zur Erfassung der relevanten Unterlagen
Beilage 6 Beurteilung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs
Beilage 7 Bearbeitete Projekte durch Herrn K. Muster
Beilage 8 Vereinfachte Stabilitätsanalyse Lastfall 1
Beilage 9 Vereinfachte Stabilitätsanalyse Lastfall 3
Beilage 10 Berechnung der kritischen Beschleunigung
Beilage 11 Variante Damm mit Kerndichtung
Beilage 12 Variante Damm mit Oberflächendichtung

1 Einleitung

Gestützt auf die am 1. Januar 1999 in Kraft getretene Stauanlagenverordnung (StAV) hat das Bundesamt für Wasser und Geologie die Vorbereitung von Richtlinien veranlasst.

In den Jahren 1999 und 2000 entstand in einer Arbeitsgruppe die Richtlinie für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen (Entwurf vom 20.11.2000). Als Vorgehenshilfe soll in diesem Bericht ein Beispiel für den Erdbebennachweis von Dämmen der Klasse III gemäss dieser Richtlinie ausgearbeitet werden.

Die Vorgehensweise wird in den Abschnitten 2 und 3 anhand eines existierenden homogenen Dammes erläutert. Varianten zu diesem Vorgehen werden im Abschnitt 4 behandelt, insbesondere:

- Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs
- Nachweis der Gleitverschiebungen
- Damm mit Kerndichtung
- Damm mit Oberflächendichtung

Abzweigungen zu Varianten bzw. Erläuterungen sind im Text angegeben.

Nachfolgend sind zur besseren Verständigung im linken Teil die Abschnitte der Basisdokumentation (RL) aufgeführt, im rechten Teil die entsprechenden Arbeitsschritte.

Zwischenresultate sind im Text *kursiv* dargestellt.

2 Beschreibung der Anlage, vorhandene Unterlagen (Hauptvariante)

Die untersuchte Stauanlage ist ein homogener Damm mit einer Stauhöhe von 13m und einem Stauvolumen von 90'000 m^3. Er befindet sich in der Nähe von Zürich, seine Koordinaten (Schweizer Koordinaten) lauten: 720.000 / 227.000.
(Erläuterung zur Klassierung: Abschnitt 4.1.)

Die vorhandenen Unterlagen der Stauanlage umfassen:

- Geometrie und Beschaffenheit des Dammkörpers: Beilagen 1 und 4
- Geologische Übersicht: Beilage 2
- Eigenschaften der Fundation: Beilage 3

Die Überprüfung der vorhandenen Unterlagen auf deren Richtigkeit wurden im Rahmen einer Begehung durchgeführt (vgl. Beilage 5).

3 Erdbebennachweis gemäss Richtlinie (Hauptvariante)

RL Teil A/B: Klassierung und Nachweisbeben

RL A3., Tab.1/Abb.1

Klassierung der Anlage:
Stauraum: 90'000 m^3
Stauhöhe 13m
Þ *Klasse III*

RL B1.

Aktive Verwerfung:
Gemäss geologischem Bericht keine aktive Verwerfung bekannt.
(Erläuterung zu aktiven Verwerfungen: Abschnitt 4.2.)
Þ *keine besonderen Sicherheitsstudien nötig*

Eintretenswahrscheinlichkeit:
Klasse III Þ *mittlere Wiederkehrperiode 1'000 Jahre*

Spitzenbeschleunigung:
Mit Wiederkehrperiode 1'000 Jahre: RL Anhang B1, Abbildung 4 massgebend

RL Anhang B1, Abb. 4

Þ Gemäss Abbildung 4: massgebende MSK-Intensität für den Standort des Dammes mit den Koordinaten 720.000 / 227.000:
$I_{MSK} = 6.8$

Umrechnung von I_{MSK} auf a_h:

RL Anhang B1

$\log a_h = 0.26 \cdot I_{MSK} + 0.19$ (a_h in cm/s^2)

$\log a_h = 0.26 \cdot 6.8 + 0.19 = 1.958$

$a_h = 10^{1.958}\ cm/s^2 = 91\,cm/s^2 = 9.1\%g$

Þ $a_h = 9\ \%\ g$

RL Teil C: Erdbebennachweis für Dämme

RL C1.

Dammart:

Þ *Homogener Damm*

(Erläuterung zu den verschiedenen Dammarten: Abschnitt 4.3.)

Unterlagen:

- Geometrie und Beschaffenheit des Dammkörpers: Beilagen 1 und 4
- Geologische Übersicht: Beilage 2
- Eigenschaften der Fundation: Beilage 3
- Unterlagen der Begehung: Checkliste gemäss Beilage 5
- Erdbebeneinwirkung: Gemäss RL Teil B.

RL C1., Abs. 1.5

Lastfälle:

(Erläuterung zu den verschiedenen Lastfällen: Abschnitt 4.4.)

- <u>Lastfall 1:</u> maximaler Betriebsstau
  - Max. Wasserspiegel: 501 m.ü.M.
  - Eigengewicht
  - Sickerlinie
  - Erdbebenbelastung gemäss RL Teil B
  - Eventuelle Porenwasserüberdrücke

- <u>Lastfall 2:</u> leerer See
  - Die Restwassermenge ist gering (vgl. Checkliste Beilage 5), es besteht keine Gefahr des Auslaufens bei Böschungsversagen

    Þ *ein Nachweis erübrigt sich*

- <u>Lastfall 3:</u> Schnelle Absenkung
  - Min. Wasserspiegel: 491 m.ü.M.
  - Eigengewicht
  - Sickerlinie
  - Erdbebenbelastung gemäss RL Teil B
  - Eventuelle Porenwasserüberdrücke

RL C2.3

Materialeigenschaften:

(Zonen ①-③ gemäss Beilage 1, Eigenschaften der Fundation gemäss Beilage 3, Eigenschaften der Baumaterialien gemäss Beilage 4)

① Untergrund

Klassifikation: SC-CL
Wassergehalt ca. 10%
Porosität n=25%
Sättigung S_r=68%
γ_d=20 kN/m^3, γ_s=26.8 kN/m^3
$\gamma = \gamma_d + S_r\, n\, \gamma_W = 20+0.68 \cdot 0.25 \cdot 10 = 21.7$kN/m^3
Durchlässigkeit k=10^{-7} cm/s
Plastizität: w_L=23%, w_P=13%, I_P=10%
Scherfestigkeit φ'=28°, c' = 0 (angenommen)
Restscherfestigkeit φ'_r=28°
SPT-Wert: ca. 40

② Dammbaumaterial

Klassifikation: GC-CL
Wassergehalt ca. 6%; Sättigung S_r=92%
γ_d=22 kN/m^3, γ=23.3 kN/m^3
Durchlässigkeit k=10^{-7} cm/s
Scherfestigkeit φ'=32°, Kohäsion c'=1 bis 3 kN/m^2
Restscherfestigkeit φ'_r=32°

③ Drainageteppich

Klassifikation: SP
γ_d=19 kN/m^3, γ=21 kN/m^3
Durchlässigkeit k=10^{-2} cm/s
Scherfestigkeit φ'=33°

RL C2.4

Modellbildung:

Aufbau des homogenen Dammes inkl. Sickerlinie gemäss Beilage 1

RL C2.5

Ablaufschema für den Erdbebennachweis:

RL C2.5.1

1. Erhebung der geologischen / geotechnischen Verhältnisse

Þ *Gemäss Beilagen 1 bis 4*

RL C2.5.2, Anhang C-5.

2. Beurteilung des potentiellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

Kriterium 1: Korngrössenverteilungskurve liegt innerhalb Bereiche im Anhang C4, und Steilheit C_u < 2.

Þ Gemäss Beilage 6: KGV liegt ausserhalb krit. Bereich, Steilheit C_u ist gleich 150, viel grösser als 2.

Þ *Analyse nach RL C, Abs. 2.5.5. ist nicht erforderlich*
(Vorgehen, falls Analyse erforderlich: Abschnitt 4.5.)

3. vereinfachte Stabilitätsanalysen

RL C2.5.3

- Horizontale Ersatzbeschleunigung für den Nachweis:
  $1.5 \cdot a_h = 1.5 \cdot 9\%\ g =$ *14% g*

- Gemäss RL C2.5.3 wird für Dämme der Klasse III keine vertikale Erdbebenersatzkraft berücksichtigt.

- Einfache Stabilitätsberechnung gemäss Beilagen 8 und 9 (Stabilitätsberechnungen Wasserseite) mit Berücksichtigung der horizontalen Beschleunigung von 14%g:

RL Anhang C-11.

Lastfall 1: Þ *F = 1.15*
Lastfall 3: Þ *F = 1.10*

- Stabilitäts-Kriterium: F>1.0; das Kriterium wird somit sowohl für Lastfall 1 als auch für Lastfall 3 erfüllt.

- Weitere Stabilitätsberechnungen an der Luftseite haben gezeigt, dass die Wasserseite kritischer ist als die Luftseite. Die obigen Beurteilungsfaktoren sind deshalb massgebend.

- Uferbereich: Gemäss der Begehung (vgl. Beilage 5) sind keine Probleme im Uferbereich zu erwarten. Auf Stabilitätsnachweise im Uferbereich wird deshalb verzichtet.

- Nebenanlagen:
  - Der Grundablass wurde gemäss statischer Berechnung der Firma XY entworfen (Beton und Stahlschützen von Firma ZV geliefert). Die eingebauten Stahlelemente sind gemäss Spezifikation vom Lieferanten für eine Beschleunigung von 0.15% ausgelegt (wurde vom Lieferanten garantiert). Dies wurde in diesem Nachweis nicht überprüft.

  - Die Hochwasserentlastung ist seitlich angebracht mit freiem Überfall, es sind keine Schützen vorhanden. Die Betonkonstruktion wurde gemäss den SIA Normen entworfen und berechnet. Die Erdbebenbelastung ist für die Hochwasserentlastung kein Problem, da gemäss obigem Nachweis keine Deformationen im Dammkörper auftreten.

RL C1.1

<u>Beurteilung:</u>

Þ **Nachweis der Erdbebensicherheit erfüllt**

Die Erdbebensicherheit des untersuchten Dammes wurde gemäss der "Richtlinie für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen" überprüft. Die Sicherheitskriterien der Richtlinie sind erfüllt.

Zürich, 08/04/03

Bestätigt von

K. Muster

Kurt Muster
Dipl. Bau-Ing. ETH
Ingenieurbüro X. Meier, Zürich

RL A5. / RL C2.1

Der Sachbearbeiter Kurt Muster (Jg. 1962) ist dipl. Bau-Ing. ETHZ (1986).
Er leitet unsere geotechnische Gruppe in der Firma seit 1990 und ist auch für unsere Wasserbauprojekte zuständig.

Eine Auswahl der von Herrn Muster bearbeiteten Grund- und Wasserbauprojekte befindet sich in Beilage 7.

4 Varianten und Erläuterungen

4.1 Klassierung

RL A3.

Gemäss RL Teil A3 fallen in die Talsperrenklasse III solche Anlagen, welche mindestens eines der folgenden vier Kriterien erfüllen (mit H=Stauhöhe und V=Stauraum):

- H maximal 5m
- H maximal 10m und gleichzeitig V maximal 500'000m^3
- H maximal 15m und gleichzeitig V kleiner als 100'000m^3
- H kleiner als 25m und gleichzeitig V kleiner als 50'000m^3

Übrige Anlagen werden in die Klassen I oder II eingeteilt. Das Vorgehen beim Erdbebennachweis für Dämme der Klasse I oder II ist in RL C3. bzw. C4. beschrieben und ist nicht Gegenstand dieses Dokumentes.

4.2 Aktive Verwerfungen

RL B1.

Gemäss RL B1 ist die Errichtung von neuen Dämmen auf eine bekannte aktive Oberflächenverwerfung nicht zugelassen.

Falls beim Standort von bestehenden Dämmen eine aktive Oberflächenverwerfung bekannt ist, so sind zum Nachweis der Erdbebensicherheit besondere Sicherheitsstudien notwendig. Der Umfang solcher speziellen Studien ist in der RL nicht beschrieben.

4.3 Dammarten

RL C1.1

Es werden homogene Dämme, Dämme mit Dichtungskern und Dämme mit Oberflächendichtung unterschieden.
In den Beilagen 11 und 12 sind als Varianten zum homogenen Damm Modelle eines Dammes mit Kerndichtung und eines Dammes mit Oberflächendichtung dargestellt. Zudem sind Besonderheiten im Vergleich zu homogenen Dämmen erwähnt. Das Vorgehen für den Nachweis der Erdbebensicherheit ist grundsätzlich bei allen Dammarten gleich.

4.4 Lastfälle

RL C1.5

Es sind folgende drei Lastfälle zu berücksichtigen:

- LF 1: Maximaler Betriebsstau
- LF 2: Leerer See
- LF 3: Schnelle Absenkung

Lastfall 2 (leerer See) ist im allgemeinen nicht massgebend, sofern die Restwassermengen bei leerem Staubecken gering sind.

Für Dämme mit Oberflächendichtung ist zudem Lastfall 3 (schnelle Absenkung) nicht massgebend, da der Stützkörper auch bei vollem See nicht durchströmt wird.

Eine schnelle Absenkung (Lastfall 3) unmittelbar nach Erdbebenereignissen soll grundsätzlich vermieden werden. Dies sollte im Betriebsreglement geregelt werden.

4.5 Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

RL C2.5.2

Falls die Kornverteilungskurve des untersuchten Materials innerhalb der Bereiche 1 - 3 gemäss RL C-4 liegt (insbesondere innerhalb des Bereichs 2 zwischen 10% und 90%) und deren Steilheit C_u kleiner als 2 ist, so ist gemäss Ablaufschema der Erdbebennachweis nach Punkt 1. wie folgt weiter zu führen:

<u>2. Beurteilung des potentiellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs</u>

Kriterium 1: Korngrössenverteilung liegt innerhalb Bereiche im Anhang C4 und Steilheit $C_u < 2$.

Þ *Korngrössenverteilung liegt innerhalb des kritischen Bereichs, Steilheit $C_u = 1.5$*
(Annahme für dieses Beispiel)

Kriterium 2: lockere Lagerung

Für das Beispiel wird angenommen, dass die Lagerung D_r (berechnet gemäss RL Anhang C-5) gleich 0.45 und das Material somit locker gelagert ist.

Þ *$D_r = 0.45$, lockere Lagerung*

Kriterium 3: gesättigtes Material (i.a. unterhalb Grundwasserspiegel)

Þ *Das Material ist gesättigt*

Þ *Alle drei Kriterien wurden positiv beantwortet, also ist eine Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs erforderlich*

RL C2.5.5

<u>3. Analyse des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs</u>

Das Ziel ist, die maximal mobilisierbare Scherfestigkeit s_r in Abhängigkeit der Tiefe zu berechnen. Diese Abhängigkeit wird durch folgende Formel ausgedrückt:

$$\frac{s_r}{\sigma'_{v0}} = 0.0055 \cdot (N_1)_{60-CS}$$

Es seien folgende SPT-Versuche in verschiedenen Tiefen beim Dammbaumaterial des bestehenden Dammes durchgeführt worden:

Tiefe z	SPT-Wert N_{60}	
2m	15	
4m	25	
8m	35	
12m	45	
15m	45	(Untergrund Moräne)

Das Raumgewicht γ' des Dammbaumaterials (unter Auftrieb) ergibt sich bei einem Raumgewicht γ von 23.3kN/m^3 (vgl. Beilage 4) zu
$\gamma' = \gamma - 10\text{kN/m}^3 = \underline{13.3\text{kN/m}^3}$

Bei gesättigtem Material wird somit σ'_{v0} in Abhängigkeit der Tiefe gemäss $\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$ berechnet:

Tiefe z	σ'_{v0} in kN/m^2
2m	26.6
4m	53.2
8m	106.4
12m	159.6
15m	199.5

RL Anhang C-6.

Berechnung von $(N_1)_{60}$ in Abhängigkeit der Tiefe gemäss

$$(N_1)_{60} = \frac{N_{60}}{\sqrt{\sigma'_{vo}}}$$ (dabei ist σ'_{v0} in kg/cm^2 einzusetzen):

Tiefe z	N_{60}	σ'_{v0} in kg/cm^2	$(N_1)_{60}$
2m	15	0.266	39.9
4m	25	0.532	34.3
8m	35	1.064	33.9
12m	45	1.596	35.6
15m	45	1.995	31.9

RL Anhang C-6., Tabelle Feinanteil

Berücksichtigung des Feinanteils:
gemäss Kornverteilungskurve des Dammbaumaterials mache die Fraktion mit Korndurchmesser kleiner als 0.06mm 25% aus (konstant mit der Tiefe)

Þ $\Delta(N_1)_{60}$ = 2 gemäss Tabelle Anhang C6.

Korrektur von $(N_1)_{60}$ zu $(N_1)_{60\text{-}CS}$ gemäss $(N_1)_{60\text{-}CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$:

Tiefe z	$(N_1)_{60}$	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60\text{-}CS}$
2m	39.9	2	41.9
4m	34.3	2	36.3
8m	33.9	2	35.9
12m	35.6	2	37.6
15m	31.9	2	33.9

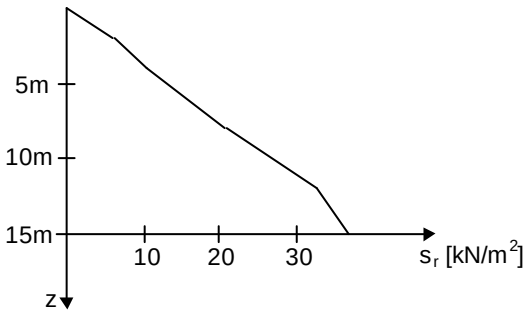
Somit berechnet sich schliesslich die maximal mobilisierbare Scherfestigkeit s_r in Abhängigkeit der Tiefe gemäss

RL C2.5.5

$$\frac{s_r}{\sigma'_{v0}} = 0.0055 \cdot (N_1)_{60\text{-}CS}:$$

Das Tiefenprofil der maximal mobilisierbaren Scherfestigkeit s_r sieht demzufolge folgendermassen aus:

Tiefe z	σ'_{v0} in kN/m^2	$(N_1)_{60\text{-}CS}$	s_r in kN/m^2
2m	26.6	41.9	6.13
4m	53.2	36.3	10.6
8m	106.4	35.9	21.0
12m	159.6	37.6	33.0
15m	199.5	33.9	37.2



RL C2.5.6

Das weitere Vorgehen (Stabilitätsanalyse mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs, Berechnung der Gleitverschiebungen mit Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs) ist analog den gezeigten Beispielen in den Beilage 8 und 9. Der einzige Unterschied bei der Berücksichtigung des Porenwasserdruckanstiegs besteht darin, dass in jeder Tiefe die angenommene Scherfestigkeit des Materials die mobilisierbare Scherfestigkeit s_r in der entsprechenden Tiefe nicht überschreiten darf.

4.6 Nachweis nicht erfüllt

RL C2.5.4

Ist der Stabilitätsnachweis (mit oder ohne Berücksichtigung des erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs) nicht erfüllt, d.h. ist der Beurteilungsfaktor F kleiner als 1.0, so ist ein Gleitnachweis erforderlich.

Für die weiteren Berechnungen wird angenommen, dass sich gemäss Stabilitätsberechnung in Beilage 8 ein Gleitkreis mit einem Sicherheitsfaktor < 1.0 ergeben hätte. Es sei dies z.B. Gleitkreis Nummer 6 gemäss Beilage 8.

Die benötigten Grössen dieses Gleitkreises sind:
- Grösse y gemäss Abbildung RL Anhang C-10.
- "Tiefe" gemäss RL 2.5.4 (Parallele zur Dammböschung).

Gemäss Beilage 8 betragen diese Grössen ungefähr:
y = 7.5m
Tiefe = 4.5m

Gleitnachweis

<u>1. Bestimmung Grundperiode T_0 des Dammes:</u>

RL Anhang C8.

$$T_0 = \frac{2\pi h_1}{\bar{a}_1 v_{S1}}$$

RL Anhang C3.

Abschätzung von v_{s1} und v_{s2}:
Dammmaterial v_{s1} = 400m/s (toniger Kies)
Untergrund v_{s2} = 800m/s (Moräne)

Dichten:
Dammmaterial ρ_1 = 2330 kg/m^3
Untergrund ρ_2 = 2170 kg/m^3

Höhen:
Höhe Damm h_1 = 13m
Tiefe bis zum Fels h_2 = 25m (gemäss geologischem Bericht)

somit ergibt sich:

$$m = \frac{v_{S1}\,\rho_1}{v_{S2}\,\rho_2} = \frac{400 \cdot 2330}{800 \cdot 2170} = 0.54$$

RL Anhang C8.

$$q = \frac{v_{S1}\,h_2}{v_{S2}\,h_1} = \frac{400 \cdot 25}{800 \cdot 13} = 0.96$$

gemäss Diagramm Anhang C-8: mit q=0.96 und m=0.54
Þ a_1 = 1.2

also:

$$T_0 = \frac{2\pi h_1}{\bar{a}_1\,v_{S1}} = \frac{2\pi \cdot 13}{1.2 \cdot 400} = 0.17\text{s}$$

<u>2. Berechnung von a_G</u>

Für den kritischen Gleitkreis 6 gilt:
Þ y / h = 7.5 m / 13 m = 0.58

RL Anhang C10.

Maximale Beschleunigung an der Dammkrone:

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot a_1)^2 + (1.06 \cdot a_2)^2 + (0.86 \cdot a_3)^2}$$

Eigenkreisfrequenzen:
ω_1 = 2.40 v_s/h = 2.4·400/13 = 73.8 rad/s
ω_2 = 5.52 v_s/h = 5.52·400/13 = 169.8 rad/s
ω_3 = 8.65 v_s/h = 8.65·400/13 = 266.2 rad/s

Perioden T_1 bis T_3:
$T_1 = 2\pi/\omega_1$ = 0.085 s
$T_2 = 2\pi/\omega_2$ = 0.037 s
$T_3 = 2\pi/\omega_3$ = 0.024 s

RL B2./B3.

Die Spektralwerte a_1 bis a_3 zu den zugehörigen Perioden T_1 bis T_3 werden mittels eines Antwortspektrums ermittelt. Die Antwortspektren sind in Teil B der Richtlinie in Abbildung 1 bis 3 gegeben, in Abhängigkeit der Baugrundklassen A bis C sowie der Dämpfung. (Erläuterung zu Antwortspektren: Abschnitt 4.8.)

Bestimmung der Baugrundklasse:
Die Untergrundverhältnisse in diesem Beispiel entsprechen der Baugrundklasse A. (Definition der Baugrundklassen in RL B3)
Somit ist das Antwortspektrum in Abbildung 1, RL B2., massgebend.
Die Dämpfung wird gewählt zu: *15%* (gemäss RL Anhang C-10.)

RL B2., Abb. 1

Spektralwerte a_1 bis a_3, für Dämpfung 15% aus Abbildung 1 bzw. Formeln in Anhang B2:
a_1 (0.085 s) = 1.68 · a_h = 1.68 · 9 %g = 0.151 g
a_2 (0.037 s) = 1.30 · a_h = 1.30 · 9 %g = 0.117 g
a_3 (0.024 s) = 1.19 · a_h = 1.19 · 9 %g = 0.107 g

maximaler Beschleunigungswert a_D:

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot 0.151)^2 + (1.06 \cdot 0.117)^2 + (0.86 \cdot 0.107)^2}\, g$$

RL Anhang C10.

Þ $a_D = 0.29\ g = 29\%\ g$

maximale Beschleunigung a_G im Schwerpunkt des Gleitkreises Nummer 6 gemäss Diagramm RL Anhang C.10.:
mit y / h = 0.58 Þ $a_G / a_D = 0.53$
Þ $a_G = 0.53 \cdot 29\%\ g = 15\%\ g$

3. Berechnung von a_C für den kritischen Gleitkreis

Kritische Beschleunigung a_c: Beschleunigung, bei welcher der Beurteilungsfaktor für Gleitkreis 6 gleich 1.0 ist. Berechnung gemäss Beilage 9:

RL Anhang C12.

Þ $a_c = 19\%\ g$

4. Ermittlung der totalen bleibenden Gleitverschiebung

mit $a_c / a_G = 19 / 15 = 1.27$ ergibt sich aus dem Diagramm im Anhang C-13:

RL Anhang C13.

$$\frac{u}{a_G \cdot T_0} = 0\ s$$

Þ $u = 0 \cdot a_G \cdot T_0 = 0\ cm$

Dieses Resultat ist für das gegebene Beispiel selbstverständlich, denn die Stabilität ist gemäss Erdbebennachweis (vgl. Abschnitt 3) gegeben. Es kommt nicht zum Gleiten solange $a_c > a_G$.

Wäre a_c aber geringer, z.B. 5 % g, so ergäbe sich
$a_c / a_G = 5 / 15 = 0.33$, und aus Diagramm Anhang C-13 folgt:

$$\frac{u}{a_G \cdot T_0} = \text{ca. } 0.2\ s$$

woraus u wie folgt berechnet wird:

$u = 0.2s \cdot a_G \cdot T_0 = 0.2 \cdot 1.5\ m/s^2 \cdot 0.17s = 0.05m = 5\ cm$.

Dies ist die Verschiebung des Gleitkreises Nummer 6.
Gemäss RL Anhang C-13. entspricht diese Verschiebung in erster Näherung sowohl der totalen vertikalen Einsenkung als auch der totalen horizontalen Verschiebung des Gleitkreises.

5. Prüfung, ob die ermittelte Verschiebung zulässig ist

Tiefe des Gleitkörpers = 4.5 m
Dies entspricht mehr als 20% der totalen Dammhöhe
Þ *Gleitkörper ist "tief" gemäss Definition in RL C2.5.4*

Zulässige Verschiebung für tiefe Gleitkörper : 50cm
Vorhandene Verschiebung u = 5 cm

RL C2.5.4

Þ *Nachweis der Gleitverschiebungen erfüllt.*

4.7 Nachweis der Gleitverschiebungen nicht erfüllt

RL C2.5.4

Falls die Gleitverschiebungen nach Abschnitt 4.6.zu gross sind, so sind spezielle Untersuchungen notwendig:

1. Freibord muss auch im deformierten Zustand genügend gross sein:

Annahme: Verschiebung u entspricht totalen vertikalen Einsenkung.

RL Anhang C13.

Der Freibord des Dammes beträgt im undeformierten Zustand 2m.

Im deformierten Zustand beträgt der Freibord in unserem Beispiel f_{def} = 2m – 0.05m = 1.95 m.
Somit ist der Freibord auch im deformierten Zustand genügend gross, um ein Überströmen des Dammes zu vermeiden.

2. Gefahr der inneren Erosion muss ausgeschlossen werden:

a) Filterkriterien müssen zwischen den einzelnen Dammzonen eingehalten sein:

RL C2.5.4

- Homogener Damm: keine Probleme
- Damm mit Oberflächendichtung: keine Probleme
- Damm mit Kerndichtung:
  3 Kriterien gemäss Schweizer Norm SNV 670125:
  - $\frac{d_{15\,Filter}}{d_{15\,Boden}} > 5$
  - $\frac{d_{15\,Filter}}{d_{85\,Boden}} < 5$
  - $\frac{d_{50\,Filter}}{d_{50\,Boden}} < 25$

b) Kern besteht aus „selbstheilendem Material“:
Das Material muss genügend plastisch sein, um die aufgezwungenen Verformungen mitmachen zu können. Dies trifft im allgemeinen für tonige Materialien zu.

c) Restdicke der Filterschichten:
Für zonierte Dammarten mit Filterschichten soll die Gleitverschiebung in den Filterschichten höchstens die Hälfte der Filterdicke ausmachen.

3. Nachweis der Stabilität des Gleitkörpers im deformierten Zustand

Der Stabilitätsnachweis des Gleitkörpers im deformierten Zustand entspricht dem Nachweis in Beilage 8 (bzw. 9), mit dem Unterschied, dass mit der Restscherfestigkeit des Materials φ'_r zu rechnen ist (vgl. RL Anhang C-1.). In diesem Beispiel sind Spitzen- und Restscherfestigkeit identisch.

4.8 Antwortspektren

RL B2/B3.

Die verschiedenen Antwortspektren in RL B2. und B3. sind abhängig von:

- Baugrundklasse
- Dämpfung

Baugrundklasse
Die RL unterscheidet zwischen drei Baugrundklassen A, B und C.

Je nach Baugrundklasse sind die entsprechenden Antwortspektren massgebend:

- Baugrundklasse A: Antwortspektren gemäss Abb. 1
- Baugrundklasse B: Antwortspektren gemäss Abb. 2
- Baugrundklasse C: Antwortspektren gemäss Abb. 3

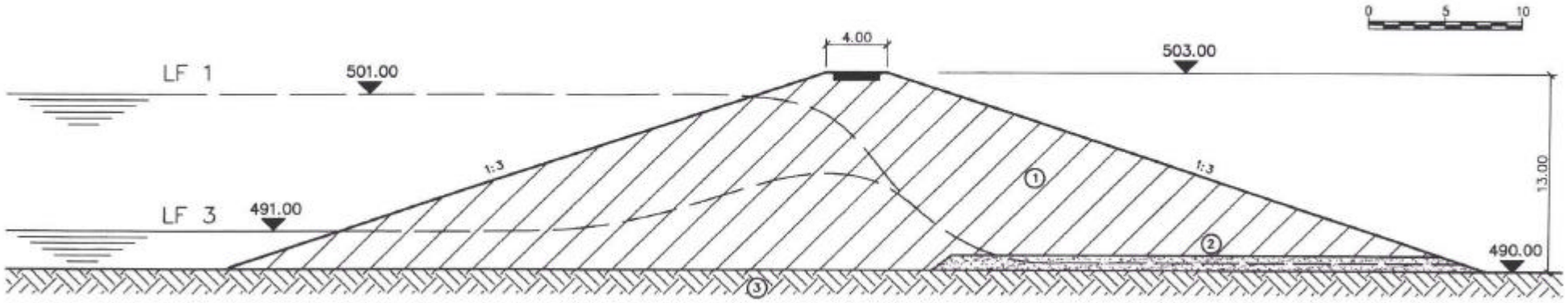
Dämpfung

RL Anhang C-16. 1.2.1

In RL Anhang C-16., Abschnitt 1.2.1 ist die Materialdämpfung von feinkörnigen Böden in Abhängigkeit der zyklischen Schubdehnung dargestellt. Die zyklische Schubdehnung ist jedoch ohne eine vorgängige dynamische Berechnung nicht bekannt.

Für einfache Fälle (Dämme der Klasse III und teilweise II) kann für Dammbaumaterialien eine Dämpfung von 15% angenommen werden (gemäss RL C.10).
Für komplexe Fälle, in denen eine Zeitschrittberechnung gemäss der Richtlinie notwendig ist, wird die Dämpfung in Abhängigkeit der Schubdehnung bei jedem Zeitschritt verändert.

Beilage 1: Geometrie des homogenen Dammes



① Dammschüttmaterial

② Filter

③ Untergrund (rund 25m Moräne über Süsswassermolasse)

Lastfälle:
LF 1: maximaler Betriebsstau
LF 3: schnelle Absenkung
(LF 2: leerer See nicht massgebend)

Beilage 2: Geologische Übersicht

Auszug aus dem geologisch / geotechnischen Bericht:

Geologische Übersicht

Der "Talbach" fliesst im untersuchten Abschnitt in Nordrichtung, entlang morphologisch schwach ausgeprägten Moränenwällen und quartären Ablagerungen.
Dementsprechend sollte die Felsunterlage links des Talbaches rund 19-25m unter dem heutigen Terrain liegen. Beim Fels handelt es sich um obere Süsswassermolasse ("Tortonien"), bestehend aus einer Wechsellagerung von vorwiegend Mergel und Sandstein.
Über dem Molassefels folgt eine uneinheitliche Moränendecke aus der Würmeiszeit mit sandig-siltiger Zusammensetzung. Darüber folgt verschwemmtes Moränenmaterial, nämlich eine Wechsellagerung von sandigen und siltig-sandigen Schichten.
Gehängelehm und künstliche Auffüllungen bilden oft die Deckschichten. Die heutige Oberflächenform ist von diesen Deckschichten stark beeinflusst. Anzeichen von Rutschungen sind leicht zu erkennen und sollten nur die Deckschichten betreffen.

Bodenverhältnisse

Felsunterlage aus Molasse:

Die technischen Eigenschaften der Molasse und der Verlauf der Felsoberfläche ist im Zusammenhang mit der Beurteilung des Untergrundes für den vorgesehenen Damm ohne Bedeutung, da sie durch bauliche Massnahmen nicht berührt wird.

Moräne:

Es handelt sich um siltig-sandigem Lehm, gelegentlich mit Steinen und Blöcken und allen Übergängen von lehmigen Feinsand bis lehmigen Silt. Dieses Material ist relativ kompakt gelagert und zeigt meist nur eine kleine Wasserdurchlässigkeit.

Verschwemmtes Moränenmaterial:

Mittels der Bohrarbeiten wurden verschiedene Übergänge zwischen reinen Gletscherablagerungen (Moränen) und reinen Flussablagerungen aufgeschlossen, die unter dem Sammelnamen "Verschwemmtes Moränenmaterial" zusammengefasst sind. Es handelt sich dabei um meist tonarme silt- und sandreiche Ablagerungen, die im Gegensatz zu den echten Moränen eine Schichtung aufweisen und damit auf Wassertransport hindeuten. Häufig fehlen die gröberen Komponenten, so dass dann daraus eigentliche Sand- und Siltschichten resultieren. Besonders im Baggerschlitz Nr. 1 wurde siltiger Feinsand mit 2-10 cm dicken Schichten bestehend aus sandigem, feinkörnigen Kies, aufgeschlossen.

Gehängelehm:

Zusätzlich zu einem wenige Dezimeter dicken humosen Boden ist eine Überdeckung aus jungen, eingeschwemmten Sedimenten vorhanden. Diese bestehen aus tonigen, meist braunen, siltigen Materialien.
Manchmal ist die Deckschicht schwierig von unterliegenden Ablagerungen zu unterscheiden, da kein ausgeprägter Wechsel, weder in der Zusammensetzung, noch in der Farbe, bemerkbar ist.

Bachablagerungen in der Talsohle:

Die Bachablagerungen enthalten vorwiegend durch fliessende Wasser angeschwemmte, kohäsionslose, siltig-sandige Kiese. Jüngste Ablagerungen sind die im Bachbett liegenden, vorwiegend sandigen, mit zahlreichen Blöcken mit Durchmesser bis zu 80 cm durchsetzten, Materialien.

Beilage 3: Eigenschaften der Fundation

Auszug aus dem geologisch / geotechnischen Bericht:

Geotechnische Verhältnisse

Insgesamt wurden 15 Proben analysiert. Die Kornverteilung und Klassifikation derselben sind in den Beilagen dargestellt.

Dabei fällt auf, dass auf der rechten Talflanke vorwiegend tonige Sande mit kleiner bis mittlerer Plastizität, und auf der linken Flanke siltige Sande und Kies ohne Plastizität auftraten. Ungestörte Proben zur Bestimmung der Bodeneigenschaften in situ konnten nur bei den tonigen Materialien entnommen werden.

Um die Durchlässigkeit des Lockergesteins festzustellen, wurden in den Bohrlöchern alle 2 m Absenkversuche durchgeführt. Ausser bei zwei Versuchen, im Bereich von kieshaltigen Schichten, und resultierenden k-Werten von 10^{-4} und 10^{-6} m/s waren wegen den geringen Durchlässigkeiten keine messbaren Absenkungen festzustellen. Aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse kann jedoch erwartet werden, dass die Durchlässigkeitswerte in der Grössenordnung von 10^{-5} bis 10^{-7} cm/s liegen, wobei in den mehr kiesigen Bereichen allerdings auch bis zu zwei Zehnerpotenzen höheren Werte vorkommen können.

Die Mittelwerte der Standard Penetration Tests zeigen, dass die Moräne im allgemeinen dicht bis sehr dicht gelagert ist, während der Gehängelehm und die Alluvionen eine lockere Lagerung aufweisen.

Die Beilagen enthalten je einen Oedometerversuch mit künstlich verdichteten Proben aus den Schächten. Der Einbau von ungestörten Proben war wegen der vielen Steine nicht möglich. Für das anstehende Material sind in den Beilagen die Proctorkurven dargestellt.

Zusammenfassend sind in der folgenden Tabelle einige Materialkennwerte, nach Bodenschichten geordnet, zusammengestellt. Die Reibungswinkel wurden nach der Methode Dhawan abgeschätzt.

Kennwerte		***Moräne***
Klassifikation		*SC-CL*
Wassergehalt w	*%*	*5.2-12.3*
Raumgewicht g	*kN/m³*	*22.0*
Spez. Gewicht g_s	*kN/m³*	*26.8*
Trockenraumgewicht g_d	*kN/m³*	*20.5*
Porosität n	*%*	*25*
Sättigungsgrad S_r	*%*	*68*
Fliessgrenze w_L	*%*	*23*
Ausrollgrenze w_P	*%*	*13*
Plastizitätsindex I_P	*%*	*10*
Winkel der inneren Reibung j '	*°*	*28-30*
Kohäsion		*nicht bestimmt*
Durchlässigkeit k	*m/s*	*10^{-7} bis 10^{-9}*
SPT Widerstand		*> 40 Schläge*

Beilage 4: Eigenschaften der eingesetzten Baumaterialien

Auszug aus dem geologisch / geotechnischen Bericht:

Schüttmaterial

Als Materialquelle steht Moränenmaterial aus einer Grube ca. 12 km von der Sperrstelle entfernt. Wie die im Labor durchgeführten Versuche zeigen, handelt es sich bei diesem Material vorwiegend um siltigen Kies mit reichlich Sand und wenig Ton (geotechnische Bezeichnung: GC-CL) mit einem deutlich unter dem für den Einbau optimalen natürlichen Wassergehalt. In der folgenden Tabelle wird eine Zusammenfassung dieser Versuche gegeben. Die k-Werte wurden aus Vergleichsdaten geschätzt.

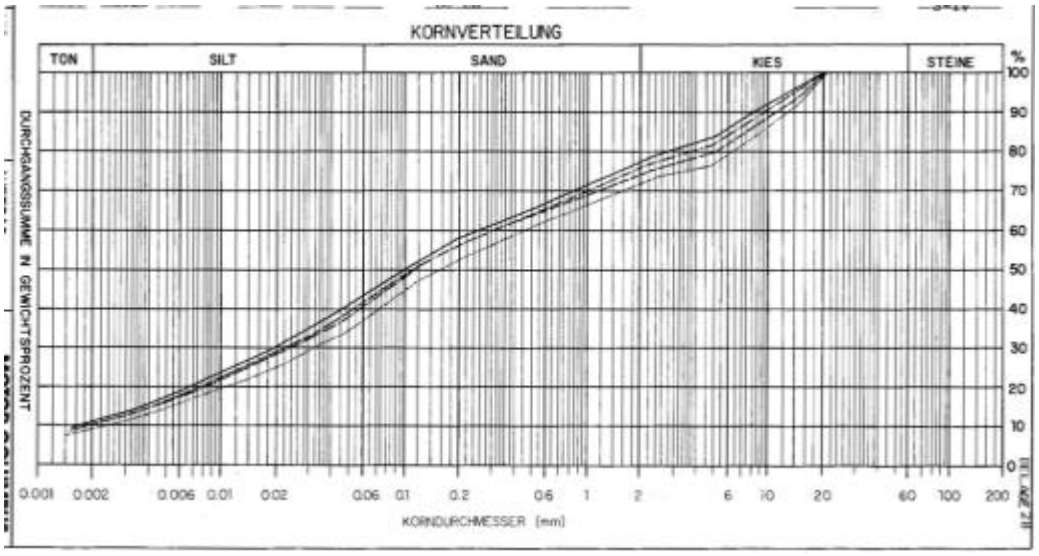
Probe	***1***	***2***	***3***	***4***
Klassifikation	*GC-CL*	*SC-CL*	*GC-CL*	*GC-CL*
Wassergehalt w %	*7.3*	*4.5*	*5.3*	*5.8*
Trockenraumgewicht g_d kN/m^3		*22.3*	*21.0*	
Feuchtraumgewicht g kN/m^3		*23.3*	*22.1*	
optimaler Wassergehalt w%	*8.3*	*7.6*	*7.6*	*7.6*
opt. Trockenraumgewicht g_d kN/m^3	*21.3*	*22.1*	*22.1*	*21.8*
Entspr. Feuchtraumgewicht g kN/m^3	*23.1*	*23.8*	*23.8*	*23.5*
Sättigungsgrad S_r %	*83*	*92.2*	*92.2*	*85*
k-Wert cm/s	*10^{-5}*	*10^{-6}*	*10^{-5}*	*10^{-5}*

Stabilität

In folgender Tabelle sind die Materialkennwerte für das Dammmaterial aus der Grube zusammengestellt, die der Stabilitätsberechnung zugrunde gelegt werden können. Die Restscherfestigkeit entspricht der Spitzenscherfestigkeit.

	j ' °	*c' kN/m^2*
Dammmaterial	*ca. 32*	*1 bis 3*

Korngrössenverteilungskurven der Dammbaumaterialien



Beilage 5: Checkliste für Begehungen und zur Erfassung der relevanten Unterlagen

Das Ziel der Begehung ist die Überprüfung der vorhandenen Dokumente mit der Lage vor Ort, sowie eine kurze Darstellung des allgemeinen Zustandes der Anlage bezüglich sicherheitsrelevanten Aspekten.

1. Benötigte Unterlagen (aus Bau- und Unterhaltsperiode)

	vorhanden	überprüft
- Projektberichte (geologische / geotechnische Situation, Sicherheitsnachweise, Kriterien etc.)	✓	✓
- Situationsplan (Massstab 1:1'000), inklusive Einzeichnung der Lage von Bohrungen, Baggerschlitze, andere Aufschlüsse usw.	✓	✓
- Längenprofil des Dammes (Massstab 1:1'000 bzw. 1:200)	✓	✓
- Schnitte durch den Damm an relevanten Orten (Massstab 1:200)	✓	✓
- Bohrprofile der verschiedenen Bohrungen, inkl.:		
- Lage der Schichten mit Beschreibung	✓	✓
- Klassifikation der Schichten	✓	✓
- Lage von entnommenen Bodenproben für Untersuchungen	✓	✓
- Lage des Grundwasserspiegels	✓	✓
- Ergebnisse von evtl. Versuchen (z.B. SPT Versuche)	✓	✓
- Für entnommene Proben (Laborversuche):		
- Kornverteilungskurve	✓	✓
- Klassifikation	✓	✓
- Wassergehalt	✓	✓
- Raumgewichte γ, γ_s, γ_d	✓	✓
- Porenzahl	✓	✓
- Plastizitätseigenschaften w_L, w_P, I_P	✓	✓
- Sättigungszahl S_r	✓	✓
- Evtl. Ergebnisse von Triaxialversuchen	✓	✓
- Evtl. Ergebnisse von Oedometerversuchen	-	-
- Evtl. Ergebnisse von Proctorversuchen	✓	✓

2. Checkliste für Begehungen

	Resultat Begehung
- Allgemeine Kontrolle der Situation (generelle Übereinstimmung der Dokumente mit der Situation), namentlich:	
- Grobkontrolle der Geometrie und der Masse des Dammes	*Entspricht den Plänen*
- Kontrolle der Lage von Nebenanlagen	*Entspricht den Plänen*
- Allgemeine Beurteilung des Zustandes bezüglich Sicherheit (Zustand der Oberfläche des Dammes auf Luft- und Wasserseite):	
- Sackungen in Krone und Böschungen (Hinweise auf bestehende Schwachstellen)	*Keine Sackungen*
- Risse	*Keine Risse*
- Bepflanzung (sind Büsche, Bäume usw. vorhanden?)	*Kleine Büsche sind vorhanden; können entfernt werden*
- Sickerstellen (Quellen?)	*Keine Sickerstellen*
- Erosionsstellen von Oberflächenwasser	*Keine Erosionsstellen*
- Beurteilung des Freibordes: Übereinstimmung des maximalen Wasserspiegels bzw. der Dammkrone mit den Plangrundlagen	*Max. Wasserspiegel und Dammkrone entsprechen den Plänen*
- Beurteilung der Restwassermenge: Elevation und Volumen von Restwasser bei entleertem Reservoir (wird für Lastfall 2 der Richtlinie, Abschnitt 1.5., benötigt)	*Restwassermenge ist gering, maximal 150m^3 / s*
- Beurteilung der Uferpartien (potentielle Instabilitäten etc.)	*Flache Ufer, keine Instabilitäten zu erwarten*

Für die Begehung:

Zürich, 08/04/03

K. Muster

Kurt Muster
Dipl. Bau-Ing. ETH
Ingenieurbüro X. Meier, Zürich

Beilage 6: Beurteilung des potentiellen erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs

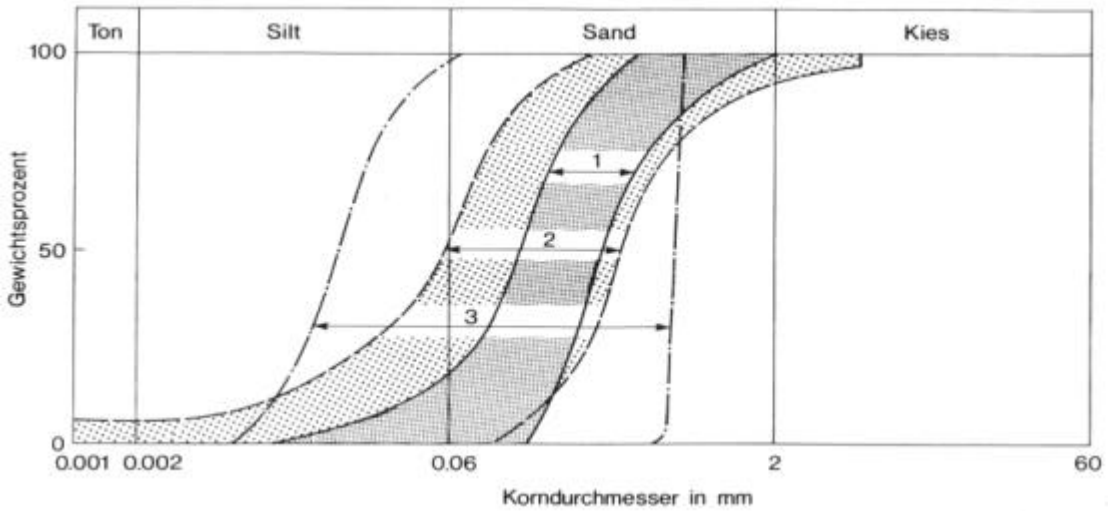


Fig. 1: Bereiche für potentielle erdbebeninduzierte Porenwasserdruckanstiege

In Figur 1 sind die kritischen Bereiche von Korngrössenverteilungskurven gemäss RL Anhang C-4. dargestellt. Insbesondere ist der Bereich "2" zwischen 10% und 90% massgebend.

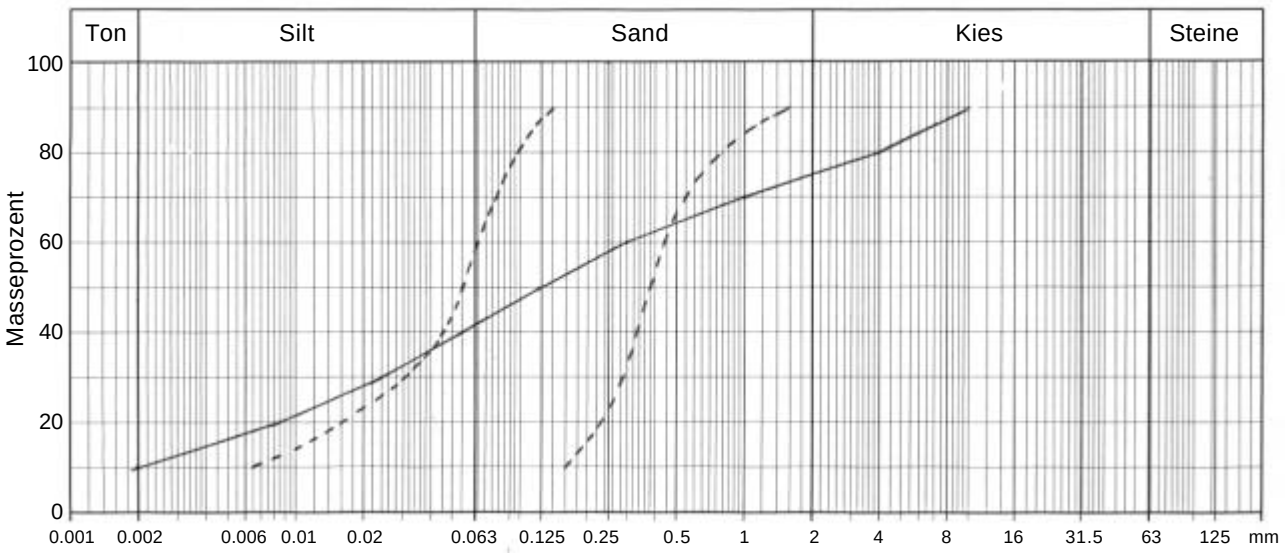


Fig.2: Vergleich der Kornverteilungskurven der Dammbaumaterialien mit den kritischen Korngrössenverteilungskurven für potentiellen Porenwasserdruckanstieg

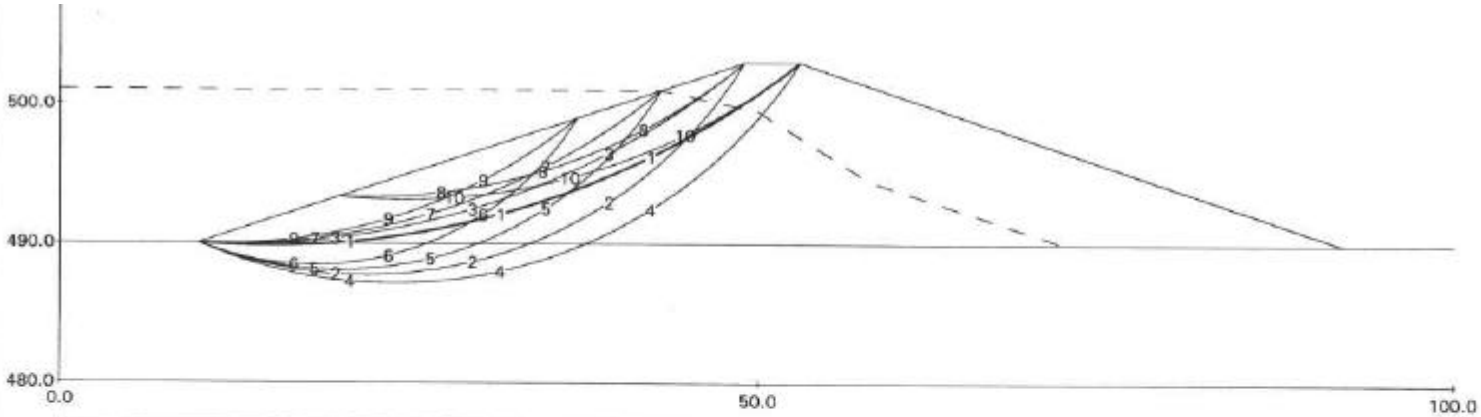
In Figur 2 ist der kritische Bereich für Kornverteilungskurven (Bereich "2" gemäss Figur 1, zwischen 10% und 90%) zusammen mit der Kornverteilungskurve des Dammbaumaterials dargestellt. Es ist ersichtlich, dass sich das Material nicht im kritischen Bereich befindet. Somit entwickelt das Material infolge einer Erdbebenanregung keine zusätzlichen Porenwasserüberdrücke.

Die Steilheit C_u der Kornverteilungskurve des Dammbaumaterials ist gleich
d_{60} / d_{10} = 0.3mm / 0.002mm = 150.

Beilage 7: Bearbeitete Projekte durch Herrn K. Muster, Ingenieurbüro X. Meier (Auswahl)

Objekt	Bauherr	Funktion K. Muster
1991: Statische und dynamische Analyse eines Dammes mit Kerndichtung, Höhe 40m	KSI Engineering	Sachbearbeiter
1992: Prüfung Standsicherheitsnachweise eines Dammes mit Oberflächendichtung, Höhe 70m	EPE International	Prüfingenieur
1992: Erdbebennachweise homogener Damm, Höhe 19m	Kt. Zürich	Projektleiter
1993: Überprüfung der Standsicherheit versch. Stauanlagen, inkl. Erdbebensicherheit	Kt. Bern	Projektleiter
1995: Entwurf und Konstruktion eines Dammes mit Kerndichtung, Höhe 85m	HB Power Int.	Projektleiter

Beilage 8: Vereinfachte Stabilitätsanalyse Lastfall 1



BODENKENNZIFFERN

	ρ g/cm³	ρ_{sat} g/cm³	φ' °	c' kPa	$\delta\varphi'$ °	Ko -	u
1 Dammschüttung	2.33	2.34	32.00	2	0.00	0.47	hydrost.
2 Untergrund	2.17	2.25	28.00	0	0.00	0.53	hydrost.

SICHERHEITSGRAD DER GLEITFLÄCHEN

Kreis Nr.	Erdbeben: $a=0$	$a=0.14$	$a=0.22$
1	→2.09	1.15	0.90
2	2.09	1.15	0.90
3	2.10	→1.15	→0.89
4	2.12	1.18	0.92
5	2.13	1.15	0.90
6	2.14	1.16	0.90
7	2.16	1.16	0.90
8	2.19	1.22	0.95
9	2.21	1.19	0.92
10	2.22	1.25	0.98

BWG Seismik Damm

Homogener Damm

STABILITÄTSRECHNUNG, METHODE BISHOP

LF 1

Maximaler Betriebsstau

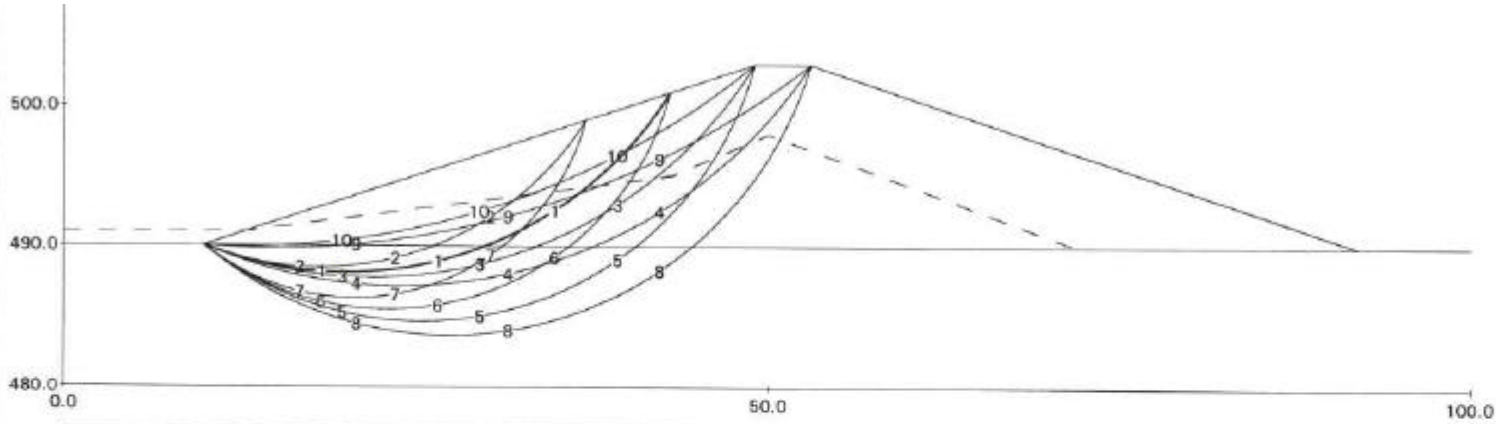
COLENCO
Colenco Power Engineering AG

Masstab 1 / 500.0
Baden, 25.09.01
No

Für eine horizontale Beschleunigung von 14% g ergibt sich somit ein Sicherheitsfaktor von 1.15 an der Wasserseite des Dammes.

Unter statischen Bedingungen (keine horizontale Beschleunigung) beträgt gemäss obiger Stabilitätsberechnung der Sicherheitsfaktor 2.09.

Beilage 9: Vereinfachte Stabilitätsanalyse Lastfall 3



BODENKENNZIFFERN

	ρ g/cm³	ρ_{sat} g/cm³	ϕ' °	c' kPa	$\delta\phi'$ °	Ko -	u
1 Dammschüttung	2.33	2.34	32.00	2	0.00	0.47	hydrost.
2 Untergrund	2.17	2.25	28.00	0	0.00	0.53	hydrost.

SICHERHEITSGRAD DER GLEITFLÄCHEN

Kreis Nr.	Erdbeben: $a=0$	$a=0.14$	$a=0.22$
1	→1.66	1.11	0.92
2	1.66	→1.10	→0.91
3	1.67	1.11	0.92
4	1.69	1.12	0.93
5	1.81	1.23	1.03
6	1.81	1.22	1.02
7	1.81	1.22	1.02
8	1.86	1.25	1.05
9	1.87	1.24	1.03
10	1.87	1.25	1.04

BWG Seismik Damm

Homogener Damm

STABILITÄTSRECHNUNG, METHODE BISHOP

LF 3

Schnelle Absenkung

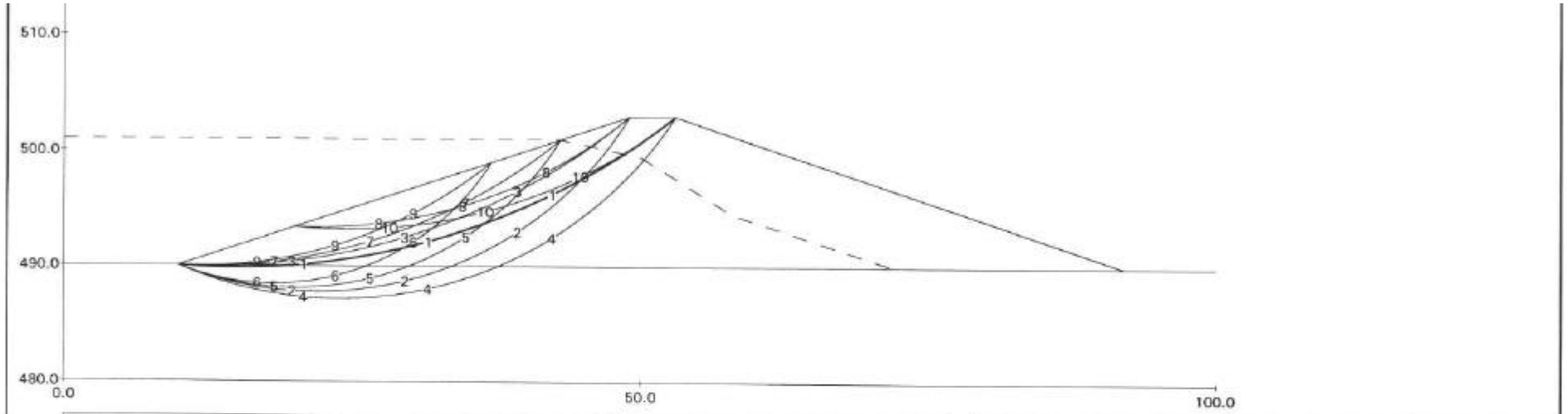
COLENCO
Colenco Power Engineering AG

Masstab 1 / 500.0
Baden, 25.09.01
No

Für eine horizontale Beschleunigung von 14% g ergibt sich somit ein Sicherheitsfaktor von 1.10 an der Wasserseite des Dammes.

Unter statischen Bedingungen (keine horizontale Beschleunigung) beträgt gemäss obiger Stabilitätsberechnung der Sicherheitsfaktor 1.66.

Beilage 10: Berechnung der kritischen Beschleunigung



BODENKENNZIFFERN

	ρ g/cm³	ρ_{sat} g/cm³	ϕ' °	c' kPa	$\delta\phi'$ °	Ko -	u
1 Dammschüttung	2.33	2.34	32.00	2	0.00	0.47	hydrost.
2 Untergrund	2.17	2.25	28.00	0	0.00	0.53	hydrost.

SICHERHEITSGRAD DER GLEITFLÄCHEN

Kreis Nr.	Erdbeben: $a=0$	$a=0.19$
1	2.09	1.00
2	2.09	1.00
3	2.10	0.99
4	2.12	1.02
5	2.13	1.00
6	2.14	1.00
7	2.16	1.00
8	2.19	1.06
9	2.21	1.02
10	2.22	1.09

BWG Seismik Damm

Homogener Damm

STABILITÄTSRECHNUNG, METHODE BISHOP

LF 1

Maximaler Betriebsstau

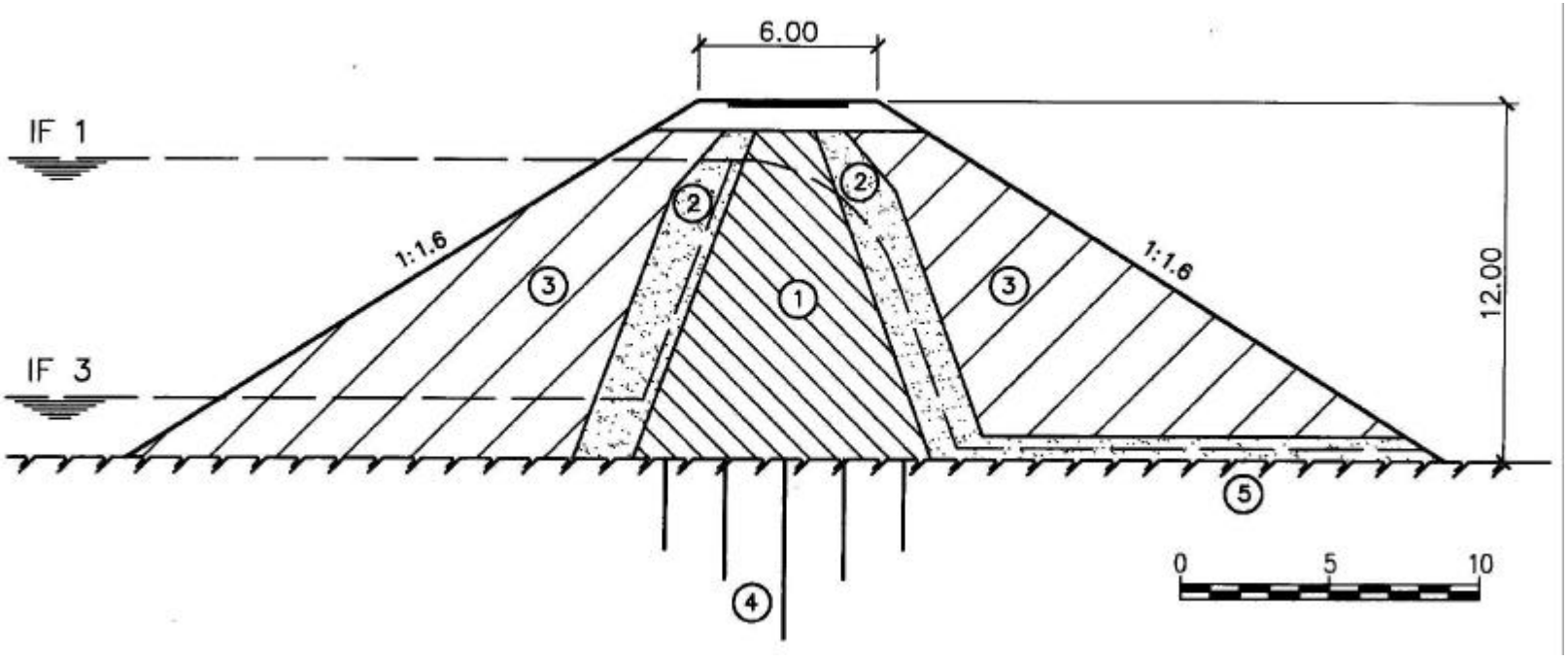
COLENCO
Colenco Power Engineering AG

Masstab 1 / 500.0
Baden, 16.10.01
No

Es ist ersichtlich, dass ein Sicherheitsfaktor von 1.0 für den Gleitkreis 6 bei einer horizontalen Beschleunigung von 19%g auftritt. Diese Beschleunigung ist die "kritische Beschleunigung" für diesen Gleitkreis.

Auch für die Gleitkreise 1, 2, 5 und 7 ist gemäss obiger Figur die kritische Beschleunigung gleich 19%g.

Beilage 11: Variante Damm mit Kerndichtung

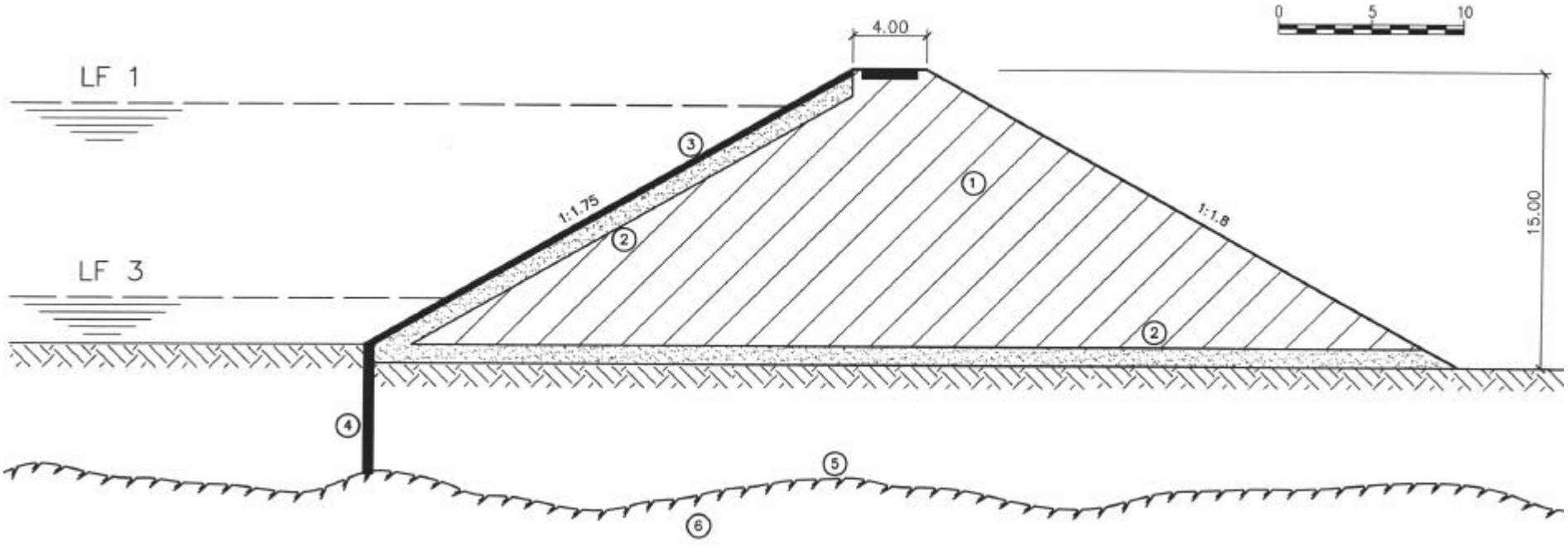


① Dichtungskern
② Filter
③ Steinschüttung
④ Felsinjektionen
⑤ Untergrund (Fels)

Lastfälle:
LF 1: maximaler Betriebsstau
LF 3: schnelle Absenkung
(LF 2: leerer See nicht massgebend)

Besonderheiten bei Dämmen mit Kerndichtung: Das Vorgehen für den Nachweis der Erdbebensicherheit ist grundsätzlich gleich wie bei homogenen Dämmen. Falls Gleitverschiebungen auftreten, ist hier jedoch speziell zu beachten, dass die Gleitverschiebungen in den Filterschichten höchstens die Hälfte der Filterdicke ausmachen dürfen (gemäss RLC2.5.4).

Beilage 12: Variante Damm mit Oberflächendichtung



① Dammschüttmaterial
② Filter
③ Oberflächendichtung (Bitumen)
④ Schlitzwand (Dichtung)
⑤ Alluvium
⑥ Untergrund (Fels)

Lastfälle:
LF 1: maximaler Betriebsstau
LF 3: schnelle Absenkung
(LF 2: leerer See nicht massgebend)

Besonderheiten bei Dämmen mit Oberflächendichtung: Das Vorgehen für den Nachweis der Erdbebensicherheit ist grundsätzlich gleich wie bei homogenen Dämmen. Falls Gleitverschiebungen auftreten, ist hier jedoch speziell zu beachten, dass die Gleitverschiebungen in den Filterschichten höchstens die Hälfte der Filterdicke ausmachen dürfen (gemäss RLC2.5.4) und dass die Funktion der Oberflächendichtung durch diese Verschiebungen nicht beeinträchtigt werden darf.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen

Staudamm mit zentralem Dichtungskern

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

Talsperren
Barrages
Sbarramenti
Dams

BWG
Biel, Schweiz

NACHWEIS DER ERDBEBENSICHERHEIT VON STAUANLAGEN

Anwendungsbeispiele

Staudamm mit zentralem Dichtungskern

LOMBARDI AG
BERATENDE INGENIEURE

u/Z: 7010.0-R-5

Minusio, Februar 2002

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

1. EINLEITUNG 1

2. STAUDAMM MIT ZENTRALEM DICHTUNGSKERN 1

2.1 Charakteristiken der Sperre 1

2.1.1 Typ und Geometrie 1
2.1.2 Geografische Lage 2
2.1.3 Geologie des Sperrenuntergrundes 2
2.1.4 Sicherheitsorgane 2
2.1.5 Ufer 3
2.1.6 Klassifikation 3

3. BESTIMMUNG DER ERDBEBENEINWIRKUNGEN 4

3.1 Nachweisbeben 4

4. BEWERTUNG GEMÄSS ABLAUFSCHEMA RL C, KAP. 2.5 5

4.1 Materialeigenschaften der Sperre und des Baugrundes 5

4.2 Beurteilung der Bodenverflüssigungsgefahr (RL C2.5.2) 5

4.3 Stabilitätsanalyse (gemäss RL C 2.5.3) 7

4.3.1 Lastfälle 7
4.3.2 Pseudostatische Beschleunigung 8
4.3.3 Talseitige Böschung 8
4.3.4 Seeseitige Böschung 8

4.4 Vereinfachte Ermittlung der Gleitverschiebung (gemäss C 2.5.4) 8

4.4.1 Periode T_o 8
4.4.2 Äquivalente Beschleunigung auf Dammkrone (Anhang RL C10) 9
4.4.3 Bleibende Verschiebung (talseitige Böschung) 11
4.4.4 Bleibende Verschiebung (bergseitige Böschung) 12

4.5 Andere Nachweise 13

5. KONFORMITÄTSERKLÄRUNG 13

Anhang 1: Berechnungen der Stabilität und des Gleitkreises der Sperre ZXY

Anhang 2: Lebenslauf des verantwortlichen Ingenieurs der Studie

1. EINLEITUNG

Im Rahmen der Veröffentlichung der Richtlinien betreffend den Nachweis der Erdbebensicherheit von Staumauern hat das BWG die Lombardi AG, Beratende Ingenieure, mit der Erarbeitung von diesbezüglichen Anwendungsbeispielen beauftragt.
Drei repräsentative Beispiele der Sperrenklasse III wurden vorgeschlagen:

1. Gewichtsmauer
2. Staudamm mit zentralem Dichtungskern
3. Staudamm mit seeseitiger Abdichtung.

Jedes beschriebene Beispiel stützt sich auf einen reellen Fall, wobei Veränderungen der Materialeigenschaften oder der Geometrie des Bauwerkes vorgenommen wurden, um damit den didaktischen Wert der vorgeschlagenen Beispiele zu erhöhen.
Im vorliegenden Bericht bezieht man sich auf das Anwendungsbeispiel eines Schüttdammes mit zentralem Dichtungskern.

2. STAUDAMM MIT ZENTRALEM DICHTUNGSKERN

2.1 Charakteristiken der Sperre

2.1.1 Typ und Geometrie

Der Staudamm YZX ist 1970 eingeweiht worden. Da 1999 die schweizerische Erdbebenkarte nachgeführt worden ist, hat der Betreiber des Elektrizitätswerkes unser Ingenieurbüro beauftragt, die Erdbebensicherheit unter Berücksichtigung der neuen Normen nachzuweisen. Die Sperre ist dem Sperrentyp Staudamm mit zentralem Dichtungskern zuzugliedern.
Der Hauptquerschnitt ist in **Abbildung 1** dargestellt. Die Charakteristiken der Sperre sind:

Dammkrone:	1365.50 m ü.M.
Normalstau:	1364.11 m ü.M.
Max. Höhe der Sperre (im Mittelschnitt):	18.5 m
Massgebende Klassifizierungshöhe:	14.1 m (seeseits, oberhalb des mittleren natürlichen Geländes)
Gesamtes Stauvolumen:	45'000 m^3

Kronenlänge: 90 m
Freibord: 1.4 m

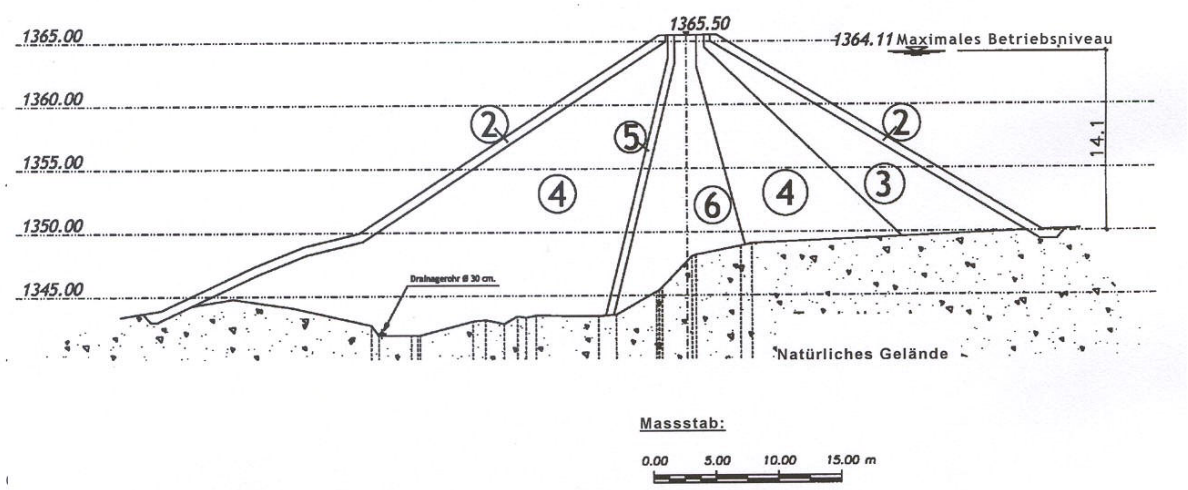


Abb. 1: Hauptquerschnitt der Sperre.

2.1.2 Geografische Lage

Die Koordinaten des Bauwerks sind 600015/145210 (siehe Abbildung 3).

2.1.3 Geologie des Sperrenuntergrundes

Der Untergrund besteht aus einer Moräne voreiszeitlicher Herkunft (im Folgenden wird der Untergrund als Material Nr. 7 bezeichnet). Die Scherwellengeschwindigkeit dieses Materials kann gemäss RL, Anhang C3, auf rd. 825 m/s geschätzt werden. Der kompakte Fels unterhalb der Sperre ist etwa auf Kote 1330 m ü.M. anzutreffen.

2.1.4 Sicherheitsorgane

Die Ableitung des Hochwassers ist durch einen Überlauf von 12 m Breite und 50 m^3/s Kapazität, sowie durch einen Grundablass von 16 m^3/s sichergestellt. Der HW-Überlauf befindet sich auf der linken Seite der Sperre und ist auf Fels fundiert.

2.1.5 Ufer

Die Stabilitätsbedingungen der Seeflanken sind Gegenstand des geologischen Berichtes von 1992 (siehe geologisches Gutachten betreffend die Stabilität der Böschungsflanken des Sees XYZ von Dr. ..... vom 15. September 1992). In diesem Bericht wird auf ein Rutschgebiet von insgesamt 6'000 m^3 Material hingewiesen, das die Wurzelzone des Sees, rd. 350 m vom Damm entfernt, anbetrifft.
Die Sicherheit der Sperre ist durch diese Rutschung keineswegs in Frage gestellt.

2.1.6 Klassifikation

Gemäss RL A3 (siehe auch **Abbildung 2**) ist die Sperre in die Kategorie III einzustufen (h = 14.1 m, V = 45'000 m^3).

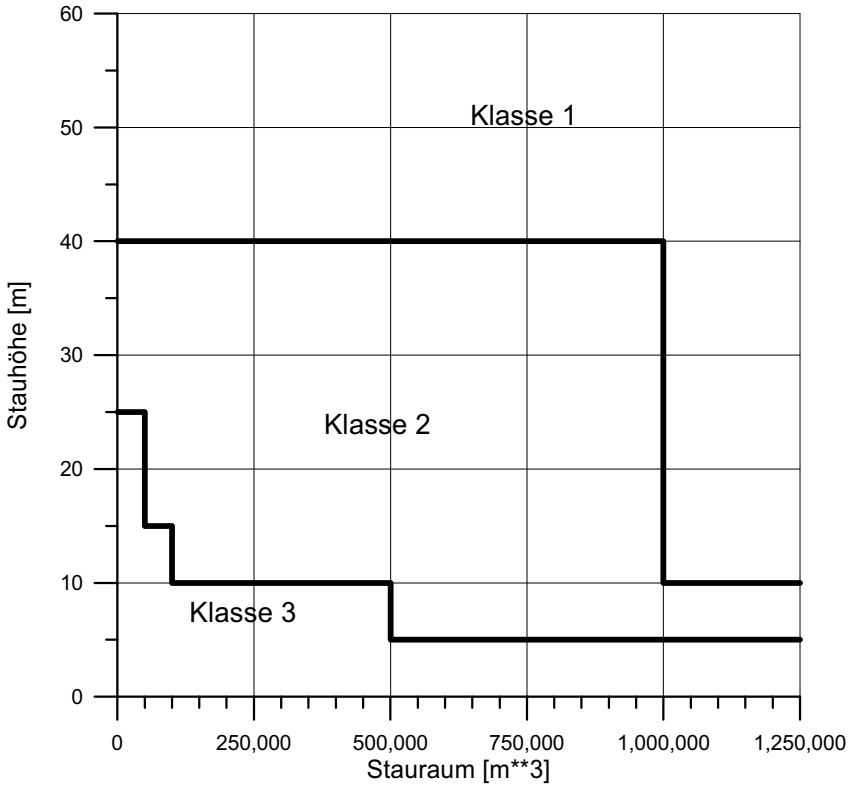


Abb. 2: Sperrenklasse.

3. BESTIMMUNG DER ERDBEBENEINWIRKUNGEN

3.1 Nachweisbeben

Die Wiederkehrperiode des Nachweisbebens für eine Sperre der Klasse III beträgt 1000 Jahre (RL B1). Mit Hilfe der Risikokarte der Schweiz (Anhang B1 der RL und Abbildung 3) kann am Ort der Sperre eine entsprechende Intensität Imsk = 8.0 ermittelt werden.

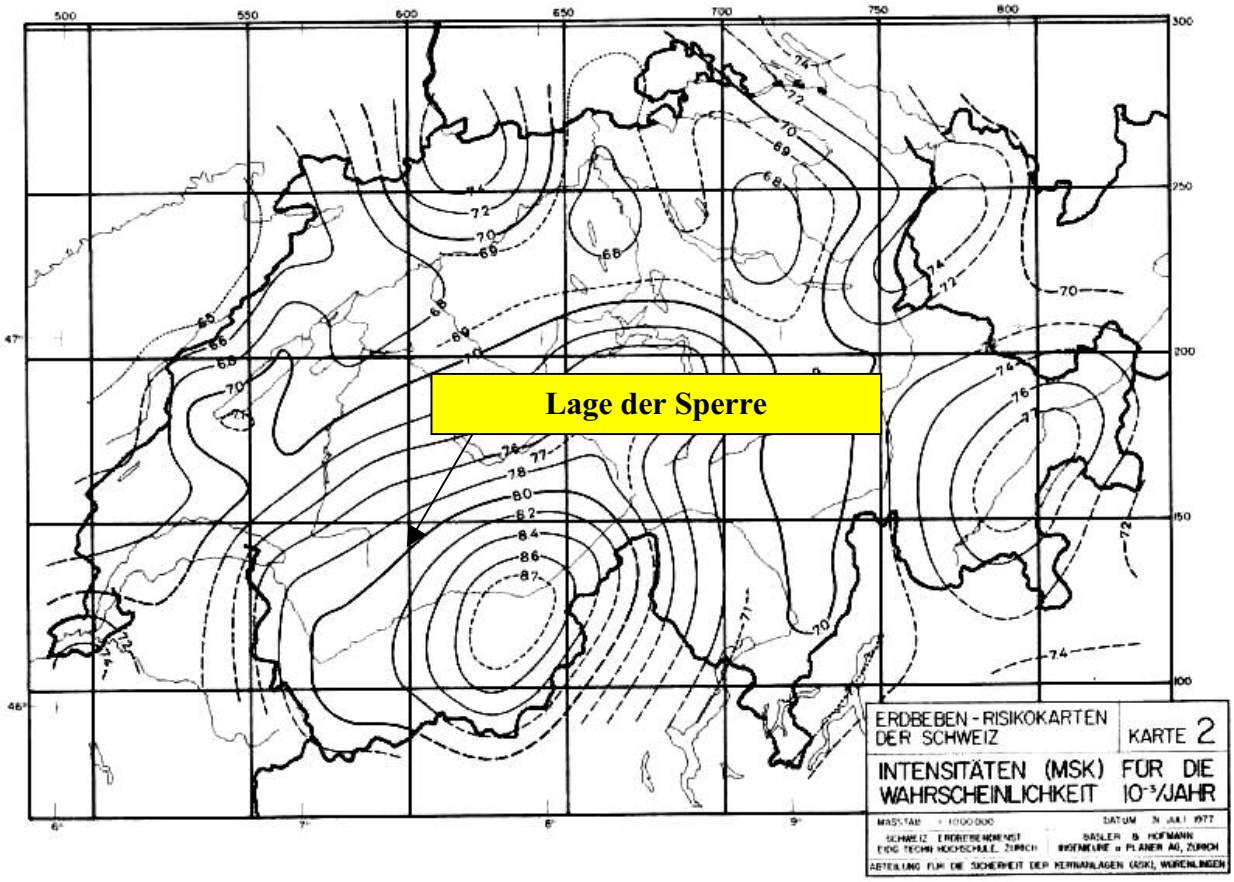


Abb. 3: Lage der Sperre. Intensitäten (MSK) für die Wahrscheinlichkeit 10-3/Jahr.

Gemäss der Konvertierungstabelle des Anhanges B1 der RL beträgt die Spitzenbeschleunigung am Boden: a_h = 0.19 g.

Es sei erwähnt, dass bei der Projektierung die Erdbebensicherheit des Dammes unter Anwendung der pseudostatischen Methode nachgewiesen wurde. Die dem Projekt zugrunde gelegte Spitzenbeschleunigung am Boden wurde mit a_h = 0.1 g angenommen.

4. BEWERTUNG GEMÄSS ABLAUFSCHEMA RL C, KAP. 2.5

4.1 Materialeigenschaften der Sperre und des Baugrundes

Der Schüttdamm besteht, gemäss **Tabelle 1** und Abbildung 1, aus 6 verschiedenen Materialien:

Material Nr. 2 Böschungsschutz (Steinwurf)
Material Nr. 3 Stützkörper (Moräne 5÷250 mm)
Material Nr. 4 Stützkörper (Moräne 0÷250 mm)
Material Nr. 5 Filter (Kies 0÷31.5 mm)
Material Nr. 6 Kern (Sand 0÷5 mm +2% Bentonit)
Material Nr. 7 Grundmoräne

		Untergrund	Dammkörper				
Material Nr.		7	2	3	4	5	6
Materialtyp		Grund-moräne	Böschungs-schutz	Stützkörper	Stützkörper	Filter	Kern
γ	[kN/m^3]	28	24	25	25	24	22.3
φ	[°]	45	45	41	40	44	35
c	[kPa]	100	20	0	4	0	11

Tabelle 1: Materialeigenschaften der Sperre (siehe auch Abb. 1).

Die Spitzen und Restfestigkeiten sind praktisch identisch.
Die Daten der Tabelle 1 sind folgendem Bericht entnommen worden:
"Kontrollmessungen während der Bauausführung", 1970.

4.2 Beurteilung der Bodenverflüssigungsgefahr (RL C2.5.2)

In der **Abbildung 4** sind die Kornverteilungsbereiche von Böden angegeben, die sich bei Sättigung und zyklischer Belastung verflüssigen können (gemäss Anhang C4 RL).

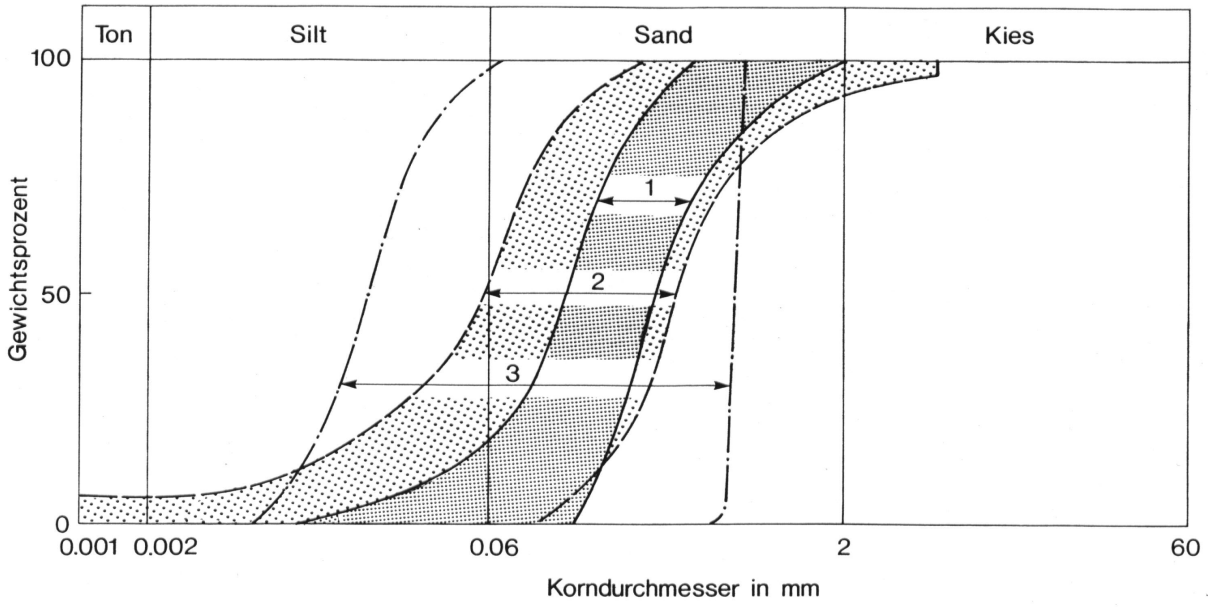


Abb. 4: Kornverteilungsbereiche von Böden, die sich u.U. verflüssigen können. 1: Niigata Sand; 2: Umhüllende von 19 Sanden aus Japan, die sich unter Erdbebeneinwirkung verflüssigt haben; 3: nach Laborversuchen von Lee und Focht

In **Abbildung 5** sind die Kornverteilungskurven der im Damm XYZ verwendeten Materialien sowie die Grenzen des granulometrischen "Verflüssigungsbereichs 2" dargestellt.

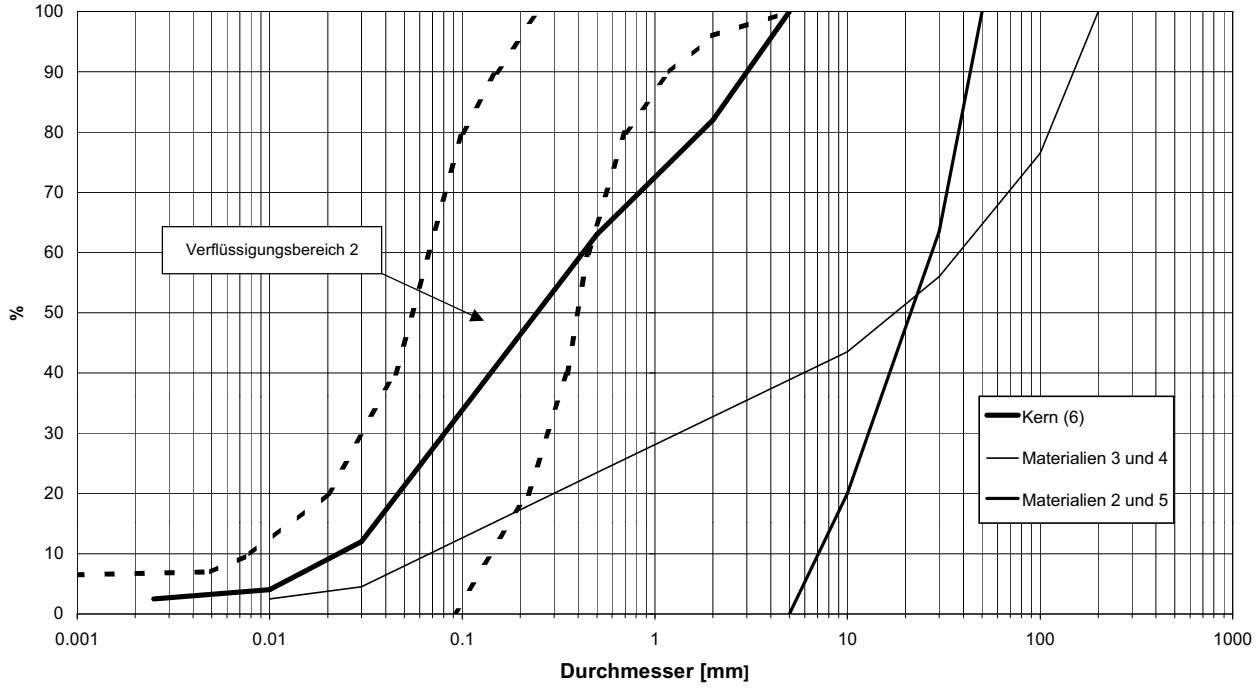


Abb. 5 Kornverteilung der Sperrenmaterialen.

Das einzige Material, dessen Kornverteilung in den kritischen Verflüssigungsbereich gelangt, ist das Material Nr. 6, das für den Kern verwendet wurde. Jedoch sind die Steilheiten C_u der Korngrössenverteilungskurven immer grösser als der kritische Wert 2:

Kern 6	d_{10} = 0.03 mm	d_{60} = 0.45 mm	$C_u = d_{60}/ d_{10}$ = 15.0
Materialien 3 und 4	d_{10} = 0.08 mm	d_{60} = 35.0 mm	$C_u = d_{60}/ d_{10}$ = 4.4
Materialien 2 und 5	d_{10} = 7.50 mm	d_{60} = 28.0 mm	$C_u = d_{60}/ d_{10}$ = 3.7

Aufgrund dieser Betrachtungen dürfen folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die beim Damm XYZ eingesetzten Materialien lassen die Gefahr eines signifikanten Porenwasserdruckanstieges ausschliessen.
- Es besteht somit keine Gefahr einer Bodenverflüssigung.

4.3 Stabilitätsanalyse (gemäss RL C 2.5.3)

4.3.1 Lastfälle

Für die Analyse eines Erddammes der Klasse III sind folgende Lastfälle zu berücksichtigen:

1. Eigengewicht.
2. Porenwasserdrücke im Sperrenkörper und dessen Fundation.
3. Horizontale Erdbebenbeanspruchung mit Beschleunigung von 1.5 x a_h = 0.285 g (bergwärts für die seeseitige Böschung bzw. talwärts für die talseitige Böschung); es wird keine vertikale Erdbebenersatzkraft berücksichtigt (siehe RL C 2.5.3).
4. Die Porenwasserdrücke im Dammkörper entsprechen denjenigen bei Normalstau; es wird kein dynamischer Zuschlag infolge Erdbebenbeanspruchung angenommen, wie dies im Kapitel 4.3 näher begründet worden ist.

Die nachzuweisenden Verhältnisse in bezug auf ein unkontrolliertes Ausfliessen des Wassers betreffen den See bei Normalstau (siehe RL C 1.5).

4.3.2 Pseudostatische Beschleunigung

Die horizontale seismische Beschleunigung ist die folgende:
a_h=1.5 x 0.19 = 0.285 g (siehe RL C 2.5.3).

4.3.3 Talseitige Böschung

Im Anhang 1, Abbildung 1, ist der nach der Methode von Fellenius berechnete kritische Gleitkreis aufgezeichnet. Die dabei angesetzte horizontale Erdbebenbeschleunigung beträgt 0.285 g und wirkt talwärts.
Da der Sicherheitsfaktor nur 0.91 beträgt, ist die Grösse der Gleitverschiebung zu berechnen (RL C 2.5.3).

4.3.4 Seeseitige Böschung

Im Anhang 1, Abbildung 2, ist für den Fall einer bergwärts wirkenden Erdbebenbeanspruchung der kritische Gleitkreis dargestellt.
Der Sicherheitsfaktor ist in diesem Fall mit 0.68 noch geringer, und somit muss auch hier die Grösse der Gleitverschiebung ermittelt werden.

4.4 Vereinfachte Ermittlung der Gleitverschiebung (gemäss C 2.5.4)

4.4.1 Periode T_o

Die Berechnung der Periode T_o der Sperre erfolgt nach dem in **Abbildung 6** (Anhang RL C8) dargestellten Verfahren. Die Scherwellengeschwindigkeiten und die Lagerungsdichte der verschiedenen Materialien werden aufgrund des Anhangs RL C3 bestimmt.

Dammkörper (Kies-Sand)	V_{s1} = 335 m/s	ρ_1 = 2500 kg/m^3
Dammuntergrund (Moräne)	V_{s2} = 825 m/s	ρ_2 = 2800 kg/m^3

Die massgebenden Höhen sind:
h_1 = 18.5 m
h_2 = 17 m

Die Beiwerte m und q betragen:

$$m = \frac{V_{s1}\rho_1}{V_{s2}\rho_2} = 0.363 \qquad \text{und} \qquad q = \frac{V_{s1}h_2}{V_{s2}h_1} = 0.40$$

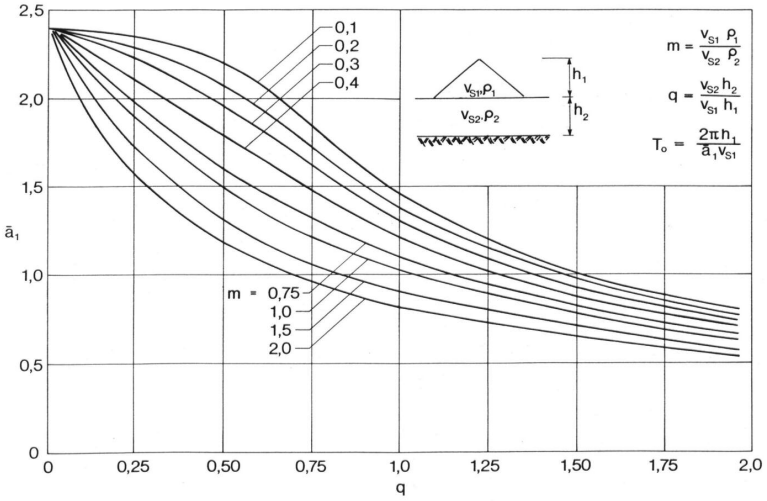


Abb. 6: Grundperiode To eines Dammes auf elastischer Unterlage.

Aus Abbildung 6 ergibt sich: a_1=2

wobei: $T_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_1}{a_1 \cdot V_{s1}}$ =0.18 s

4.4.2 Äquivalente Beschleunigung auf Dammkrone (Anhang RL C10)

Die äquivalente Beschleunigung a_d auf Kronenhöhe ist nach dem Vorgehen ermittelt, das im Anhang RL C10 beschrieben wird. Ausgehend von der Eigenfrequenz der Sperre ergeben sich folgende Werte:

$$\omega_1 = 2.40 \cdot \frac{V_s}{h} = 40.2 \qquad \text{wobei } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.156 \text{ s}$$

$$\omega_1 = 5.52 \cdot \frac{V_s}{h} = 92.46 \qquad \text{wobei } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.067 \text{ s}$$

$$\omega_1 = 8.65 \cdot \frac{V_s}{h} = 144.89 \qquad \text{wobei } T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0.043 \text{ s}$$

Die spektralen Beschleunigungen sind bestimmt für die Baugrundklasse A (Basis: RL B3, für v_s= 825 m/s > 400 m/s). Gemäss **Abbildung 7** mit *Dämpfungsfaktor 15%* (RL C10) errechnet man die spektralen Beschleunigungen a_1, a_2 und a_3 wie folgt:

- a_1=1.8*0.19 g = 0.342 g
- a_2=1.5*0.19 g = 0.285 g
- a_3=1.3*0.19 g = 0.247 g

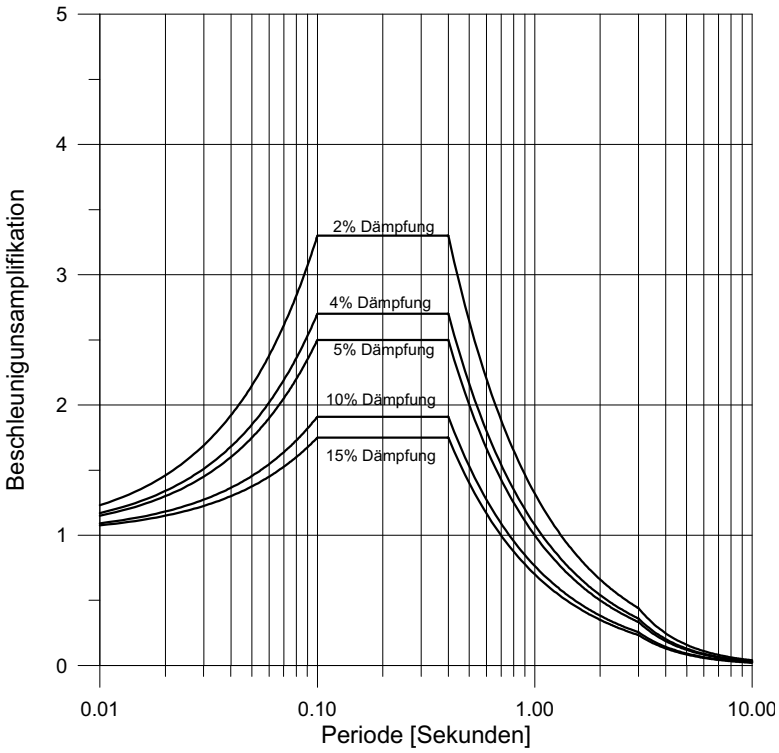


Abb. 7: Spektrum der Baugrundklasse Typ A.

Die äquivalente Dämpfung a_D auf Kronenhöhe ist laut Anhang RL C10:

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot a_1)^2 + (1.06 \cdot a_2)^2 + (0.86 \cdot a_3)^2} = 0.66 \text{ g}$$

4.4.3 Bleibende Verschiebung (talseitige Böschung)

Äquivalente Beschleunigung im Gravitationszentrum (talseitige Böschung)

Die äquivalente Beschleunigung im Gravitationszentrum a_G wird nach Anhang RL C10 (**Abbildung 8**) bestimmt.

Die kritische Gleitfläche für die talseitige Böschung betrifft eine Tiefe von y = 15.6 m (siehe Anhang 1, Abb. 1). Die Höhe h der talseitigen Böschung hingegen beträgt rd. 22 m. Bei y/h = 0.70 wird das Verhältnis a_G/a_D = 0.60 (Höchstwert des Bereichs in Abb. 8). Demzufolge ist a_G = 0.40 g.

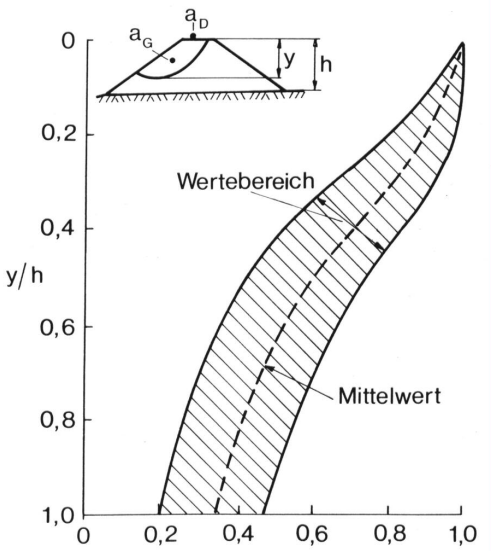


Abb. 8: Spitzenbeschleunigung des Gleitkörpers in Funktion der Lage der Gleitfläche.

Kritische Beschleunigung und bleibende Verschiebung (talseitige Böschung)

Die kritische Beschleunigung a_C ist diejenige horizontale Beschleunigung, bei welcher die Gleitsicherheit F =1 beträgt. Sie wird unter Anwendung der Methode von Fellenius ermittelt. Wie im Anhang 1, Abb. 3, angegeben, ist a_c = 0.24 g.

Das Verhältnis a_C/a_G beträgt somit 0.60, so dass gemäss Diagramm **Abbildung 9** die bleibende Gleitverformung folgendermassen ermittelt werden kann:

$$\frac{u}{a_G \cdot T_o} = 0.012$$

u = 0.012x0.4gx0.18 = 0.0085 m

u = 0.8 cm

Dieser Wert liegt deutlich unterhalb der kritischen Grenzwerte von 0.5 m, für tiefe Gleitkörper, und 0.2 m, für oberflächennahe Gleitkörper (RL C 2.5.4).

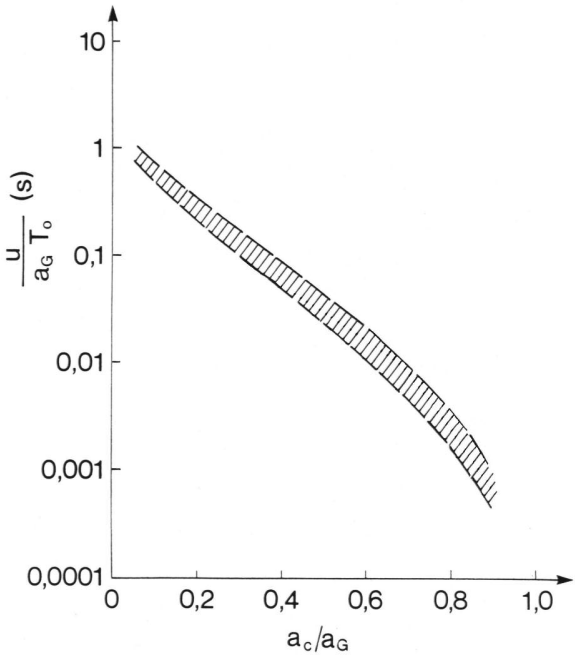


Abb. 9: Verschiebung des Gleitkörpers.

4.4.4 Bleibende Verschiebung (bergseitige Böschung)

<u>Äquivalente Beschleunigung im Gravitationszentrum (bergseitige Böschung)</u>

Die äquivalente Beschleunigung a_G im Gravitationszentrum wird bestimmt gemäss Anhang RL C10 (Abb. 8).

Die Tiefe der kritischen Gleitfläche beträgt y = 18.0 m (siehe Anhang 1, Abb. 2).

Die Höhe h der bergseitigen Böschung beträgt im Mittel 20 m. Aus den Verhältnissen y/h = 0.92 und a_G/a_D = 0.50 (Höchstwert des Bereichs in Abb. 8) ergibt sich a_G = 0.33 g.

<u>Kritische Beschleunigung und bleibende Verschiebung (seeseitige Böschung)</u>

Die kritische Beschleunigung a_C wird unter Anwendung der Methode von Fellenius ermittelt. Wie im Anhang 1, Abb. 4, angegeben, ist a_c = 0.145 g.

Das Verhältnis a_C/a_G beträgt somit 0.42, und gemäss Diagramm Abb. 9 erhalten wir:

u = 0.09x0.33gx0.18 = 0.05 m, d.h. u = 5 cm

Auch dieser Wert liegt unterhalb der kritischen Grenzwerte (gemäss RL C 2.5.4).

4.5 Andere Nachweise

Ufer: Es hat sich bei den Seeufern keine potenzielle Instabilität aufgezeigt, welche ein unkontrolliertes Ausfliessen des Staues auslösen könnte (siehe auch Kap. 2.1.5).

Sicherheitsorgane:

Sowohl die Hochwasserentlastungsanlage wie auch der Grundablass sind seitlich der Sperre im linksufrig anstehenden Fels angeordnet. Beide Organe sind sehr robust gebaut, und ihre Sicherheit im Falle eines Erdbebens stellt somit kein Problem dar.

5. KONFORMITÄTSERKLÄRUNG

Der Unterzeichnete, _____, Leiter der Abteilung Wasserbau des Ingenieurbüros _____ AG (siehe auch Anhang 2 gemäss RL A5) erklärt, dass die Richtlinien RL, herausgegeben durch das Bundesamt für Wasser und Geologie, für den Nachweis der Erdbebensicherheit der Sperre XYZ vollumfänglich angewandt wurden.

Die Ufer und die Sicherheitsorgane sind ebenfalls überprüft worden, und es haben sich keine möglichen Gefahrensituationen herausgestellt, die ein unkontrolliertes Ausfliessen des Wassers infolge Erdbeben bewirken könnten.

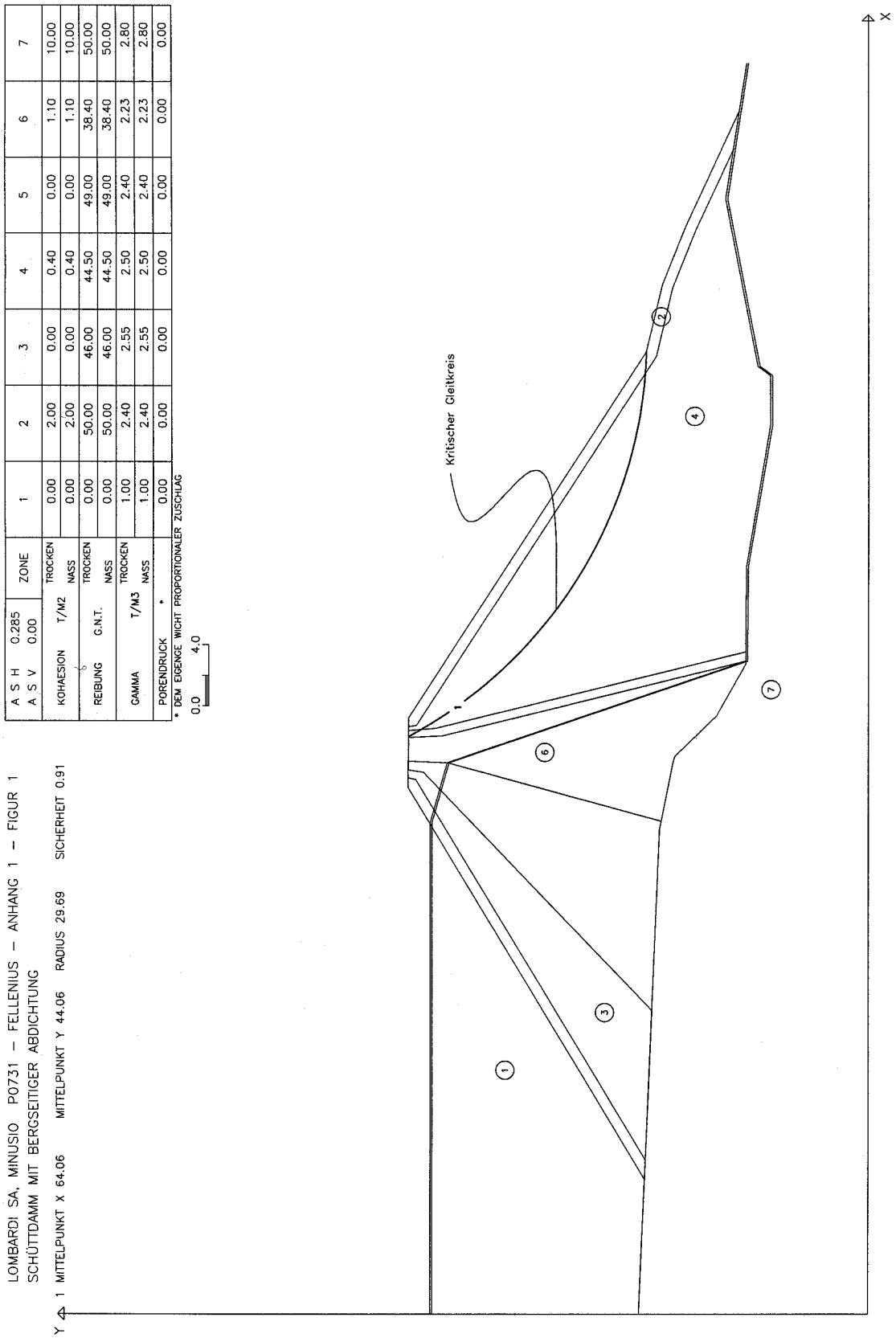
Die Hangrutschung im hinteren Seebereich wird vom Geologen regelmässig überprüft und stellt keine so grosse Gefährdung dar, bei der Wellen entstehen könnten, die zu einer Erosion des Dammes und somit zu einem unkontrollierten Entleeren des Sees führten könnte.

Die strukturellen Nachweise der Sperre YZX vom Typ Staudamm mit zentralem Dichtungskern, die nach den vereinfachten Methoden der Richtlinien des BWG für Sperren der Klasse III ausgeführt wurden, lassen den Schluss ziehen, dass die Verschiebungen an den Böschungen infolge Erdbeben mit Wiederkehrperiode von 1'000 Jahren kleiner sind als die nach RL zulässigen. Die Sicherheit des Bauwerkes gegen Erdbebenbeanspruchung entspricht den Anforderungen der Richtlinie.

....., den 15.01.2002

ANHANG 1

Berechnungen der Stabilität und des Gleitkreises der Sperre ZXY
(projektbezogenes und kritisches Erdbeben)


LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 – FELLENIUS – ANHANG 1 – FIGUR 1
SCHÜTTDAMM MIT BERGSEITIGER ABDICHTUNG
1 MITTELPUNKT X 64.06 MITTELPUNKT Y 44.06 RADIUS 29.69 SICHERHEIT 0.91
A S H 0.285
A S V 0.00
ZONE 1 2 3 4 5 6 7
KOHAESION T/M2 TROCKEN 0.00 2.00 0.00 0.40 0.00 1.10 10.00
NASS 0.00 2.00 0.00 0.40 0.00 1.10 10.00
REIBUNG ° G.N.T. TROCKEN 0.00 50.00 46.00 44.50 49.00 38.40 50.00
NASS 0.00 50.00 46.00 44.50 49.00 38.40 50.00
GAMMA T/M3 TROCKEN 1.00 2.40 2.55 2.50 2.40 2.23 2.80
NASS 1.00 2.40 2.55 2.50 2.40 2.23 2.80
PORENDRUCK * 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
* DEM EIGENGE WICHT PROPORTIONALER ZUSCHLAG
0.0 4.0
Kritischer Gleitkreis
Y
X
1
2
3
4
6
7

LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 – FELLENIUS – ANHANG 1 – FIGUR 2
SCHÜTTDAMM MIT BERGSEITIGER ABDICHTUNG

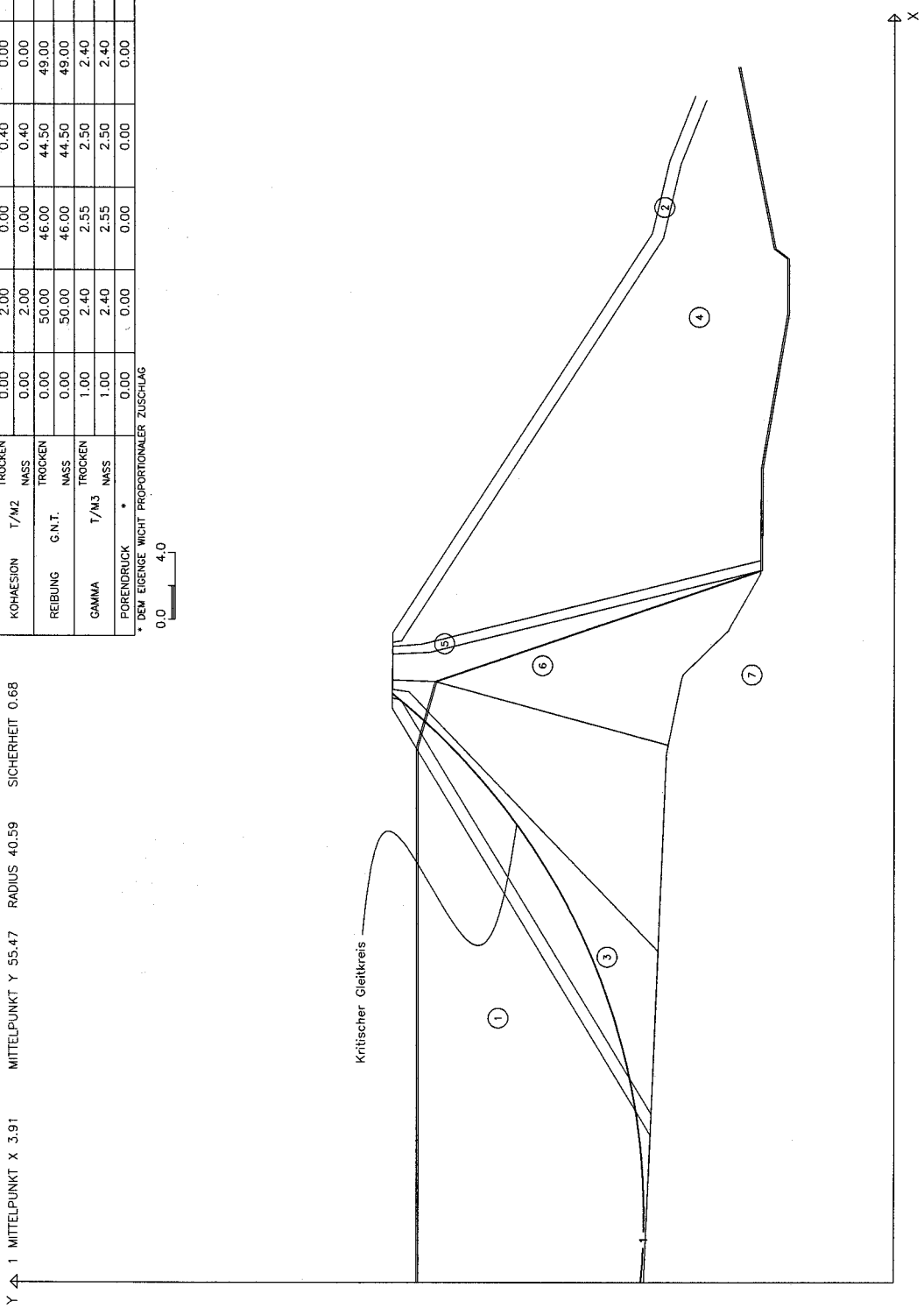
1 MITTELPUNKT X 3.91 MITTELPUNKT Y 55.47 RADIUS 40.59 SICHERHEIT 0.68

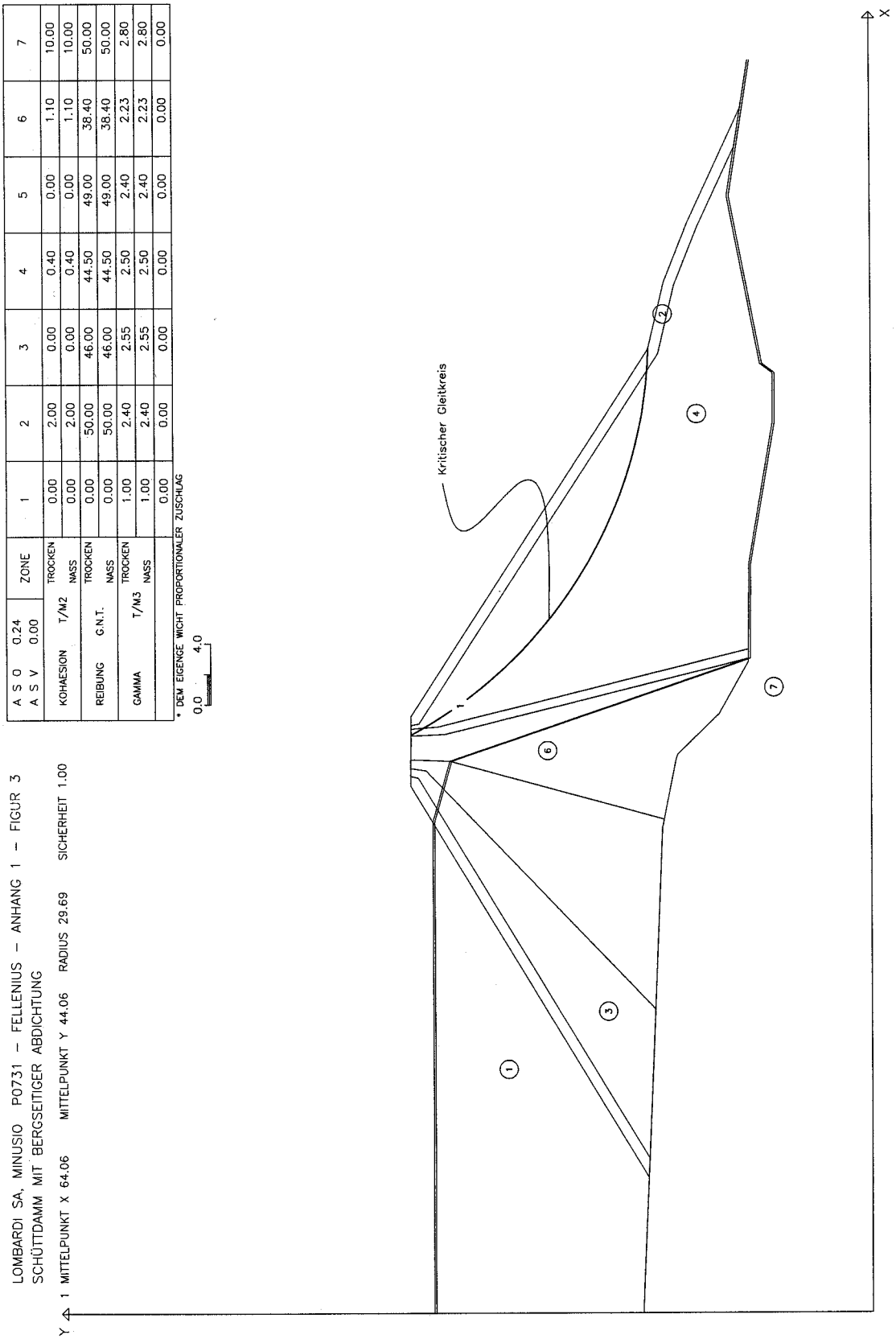
A S O 0.285
A S V 0.000

			ZONE	1	2	3	4	5	6	7
KOHAESION	T/M2		TROCKEN	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
			NASS	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
REIBUNG	G.N.T.		TROCKEN	0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
			NASS	0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
GAMMA	T/M3		TROCKEN	1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
			NASS	1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
PORENDRUCK	*			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* DEM EIGENGE WICHT PROPORTIONALER ZUSCHLAG

0.0 4.0





		ZONE	1	2	3	4	5	6	7
KOHAESION	T/M2	TROCKEN	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
		NASS	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
REIBUNG	G.N.T.	TROCKEN	0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
		NASS	0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
GAMMA	T/M3	TROCKEN	1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
		NASS	1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

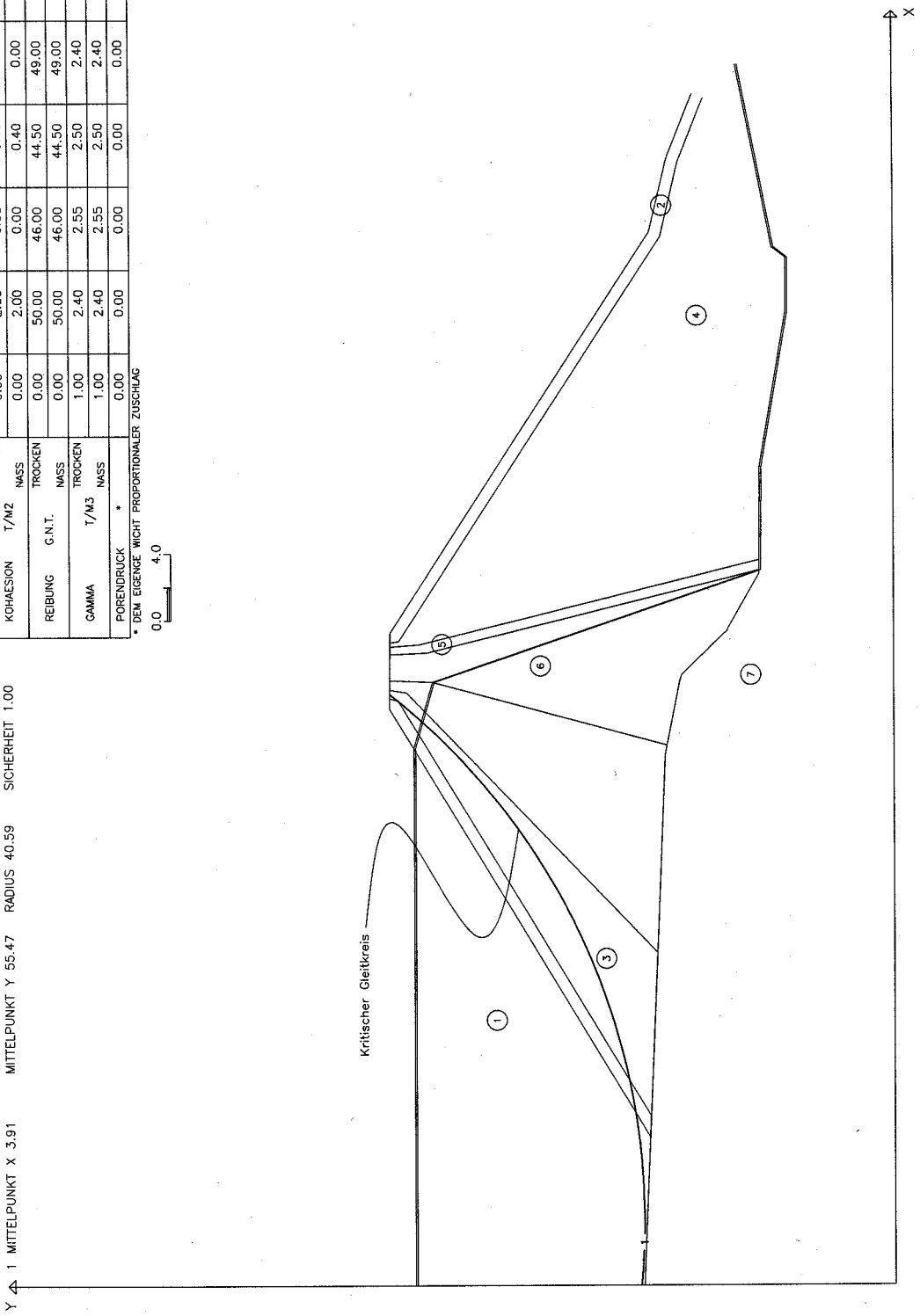
LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 – FELLENIUS – ANHANG 1 – FIGUR 4
SCHÜTTDAMM MIT BERGSEITIGER ABDICHTUNG

1 MITTELPUNKT X 3.91 MITTELPUNKT Y 55.47 RADIUS 40.59 SICHERHEIT 1.00

A S H 0.14 A S V 0.00		ZONE	1	2	3	4	5	6	7
KOHAESION	T/M2	TROCKEN	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
		NASS	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
REIBUNG	G.N.T.	TROCKEN	0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
		NASS	0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
GAMMA	T/M3	TROCKEN	1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
		NASS	1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
PORENDRUCK	*		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* DEM EIGENGE WICHT PROPORTIONALER ZUSCHLAG

0.0 4.0



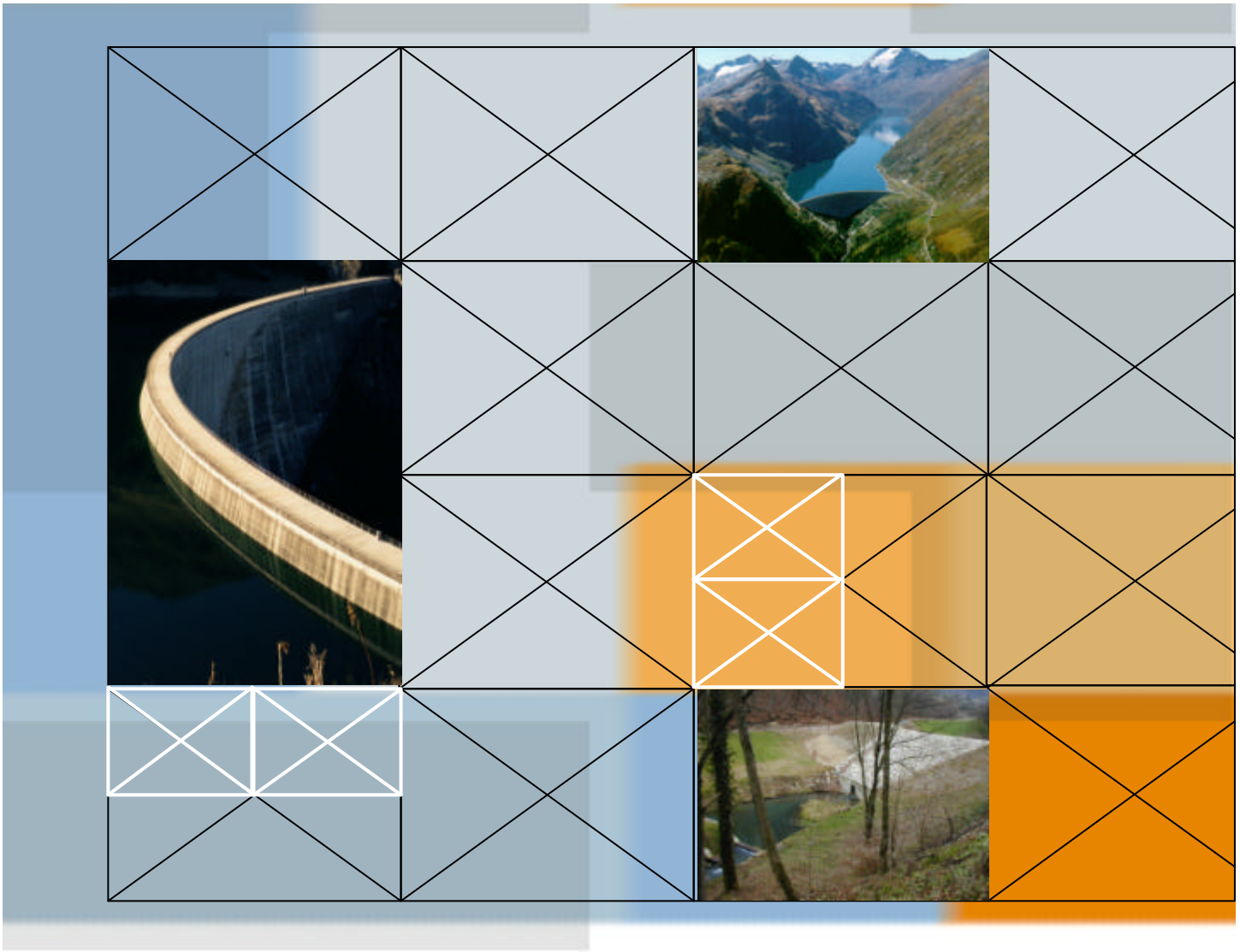
ANHANG 2

Lebenslauf des verantwortlichen Ingenieurs dieser Studie

Lebenslauf von Herrn _____

Geboren am _____

1995	Diplom als Ingenieur an der ETHZ
1995-1997	Mitarbeit im Ingenieurbüro _____ AG beim Kanalisationsprojekt der Stadt _____ (CH)
1997-1999	Projektingenieur bei der Bauabteilung der Unternehmung _____ AG, die mit der Erdbebenstudie der Brücke _____ in Frankreich beauftragt war
1999-2001	Ingenieurbüro _____ AG Verantwortlicher der Erneuerungsprojekte der Sperren _____ (CH): Ersetzen der Hochwasserentlastungen _____ (CH): Überhöhungsprojekt mit Baubegleitung _____ (CH): Projekt der neuen Wasserableitung.



Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen

Staudamm mit bergseitiger Abdichtung

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

Talsperren
Barrages
Sbarramenti
Dams

BWG
Biel, Schweiz

NACHWEIS DER ERDBEBENSICHERHEIT VON STAUANLAGEN

Anwendungsbeispiele

Staudamm mit bergseitiger Abdichtung

LOMBARDI AG
BERATENDE INGENIEURE

u/Z: 7010.0-R-6

Minusio, Februar 2002

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

1. EINFÜHRUNG 1

2. STAUDAMM MIT SEESEITIGER ABDICHTUNG 1

2.1 Charakteristiken der Sperre 1

2.1.1 Typ und Geometrie 1
2.1.2 Geografische Lage 2
2.1.3 Geologie des Sperrenuntergrunds 2
2.1.4 Sicherheitsorgane 3
2.1.5 Ufer 3
2.1.6 Klassifikation 3

3. BESTIMMUNG DER ERDBEBENEINWIRKUNG 4

3.1 Lage der Sperre und Nachweisbeben 4

4. BEWERTUNG GEMÄSS ABLAUFSCHEMA RL C 2.5 5

4.1 Materialeigenschaften der Sperre 5

4.2 Beurteilung der Bodenverflüssigungsgefahr (RL C 2.5.2) 5

4.3 Stabilitätsnachweis (gemäss RL C 2.5.3) 5

4.3.1 Massgebende Lastfälle 5
4.3.2 Pseudostatische Beschleunigung 6
4.3.3 Talseitige Böschung 6
4.3.4 Seeseitige Böschung 6

4.4 Vereinfachte Ermittlung der Gleitverschiebung (gemäss C 2.5.4) 6

4.4.1 Grundperiode des Dammes T_o 7
4.4.2 Äquivalente Beschleunigung auf Dammkrone (Anhang RL C 10) 8
4.4.3 Berechnung der Gleitverschiebung an der talseitigen Böschung 9

4.5 Andere Nachweise 10

5. KONFORMITÄTSERKLÄRUNG 11

Anhang 1: Stabilitätsberechnungen der Dammböschung

Anhang 2: Lebenslauf des verantwortlichen Ingenieurs dieser Studie

1. EINFÜHRUNG

Im Rahmen der Veröffentlichung der Richtlinien betreffend den Nachweis der Erdbebensicherheit von Staumauern hat das BWG die Lombardi AG, Beratende Ingenieure, mit der Erarbeitung von diesbezüglichen Anwendungsbeispielen beauftragt.
Drei repräsentative Beispiele der Sperrenklasse III wurden vorgeschlagen:

1. Gewichtsmauer
2. Staudamm mit zentralem Dichtungskern
3. Staudamm mit seeseitiger Abdichtung.

Jedes beschriebene Beispiel stützt sich auf einen reellen Fall, wobei Veränderungen der Materialeigenschaften oder der Geometrie des Bauwerkes vorgenommen wurden, um damit den didaktischen Wert der vorgeschlagenen Beispiele zu erhöhen.
Im vorliegenden Bericht wird das Anwendungsbeispiel bezüglich eines Staudammes mit bergseitiger Abdichtung beschrieben.

2. STAUDAMM MIT SEESEITIGER ABDICHTUNG

2.1 Charakteristiken der Sperre

2.1.1 Typ und Geometrie

Im Rahmen der Studien über die Sicherheit der Sperre ZXY ist es, 30 Jahre nach dem Bau notwendig geworden, dieselbe auf die Erdbebensicherheit gemäss der letzten Ausgabe der Richtlinien des BWG zu überprüfen. Die Betriebsleitung des Elektrizitätswerkes ZXY hat unser Büro mit diesem Nachweis beauftragt.
Der repräsentative Querschnitt des Staudamms ist schematisch in **Abbildung 1** dargestellt. Die hauptsächlichsten Charakteristiken sind folgende:

Kronenkote:	605.50 m ü.M.
Normalstau:	603.00 m ü.M.
Max. Höhe des Dammes:	23.5 m (wovon 20 m über Terrain)
Massgebende Klassifizierungshöhe:	21 m
Gesamtes Stauvolumen:	48'000 m^3
Kronenlänge:	80 m
Freibord:	2.5 m

Die Abdichtung erfolgt durch einen Bitumenbelag von 6÷9 cm Stärke auf der seeseitigen Böschung.
Um talseits die Böschungslänge zu begrenzen, ist dort eine Stützmauer errichtet worden.

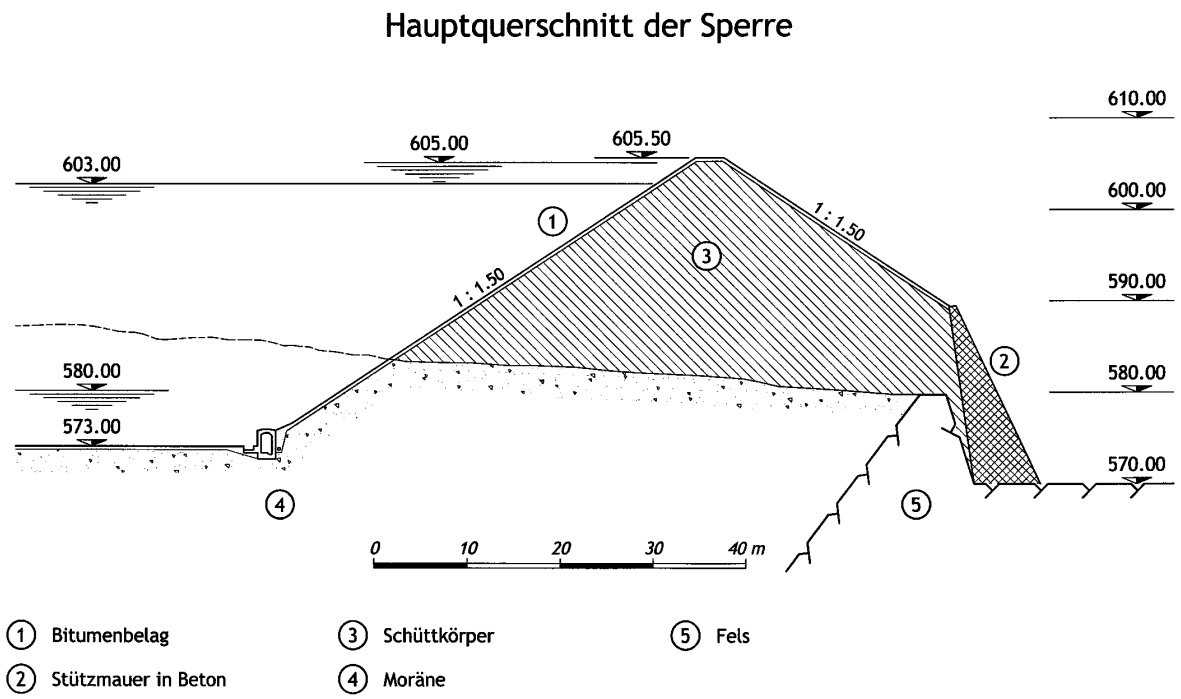


Abb. 1: Hauptquerschnitt der Sperre.

2.1.2 Geografische Lage

Die Koordinaten des Bauwerks sind 710150/200010 (siehe Abbildung 3).

2.1.3 Geologie des Sperrenuntergrunds

Der Untergrund besteht aus Moräne paleoglazialer Herkunft; anstehender Fels ist am talseitigen Sperrenfuss bis auf Kote 580 m ü.M. vorhanden. Unterhalb der Sperre hingegen liegt die Felsoberfläche etwa auf Kote 565 m ü.M. Die Scherwellengeschwindigkeit beträgt 1900 m/s im Fels bzw. 825 m/s im Moränenuntergrund (siehe RL, Anhang C3).

2.1.4 Sicherheitsorgane

Die Ableitung des Hochwassers wird durch einen freien Überlauf von 8 m Breite und 30 m^3/s Kapazität sowie einen Grundablass von maximal 16 m^3/s garantiert. Diese beiden Organe sind im Fels angeordnet, so dass auf einen diesbezüglichen Sicherheitsnachweis verzichtet werden kann.

2.1.5 Ufer

Die beiden Uferseiten des Sees weisen unterschiedliche Lithologien auf; Moräne am linken Ufer, fester Fels am rechten Ufer. Bei der visuellen Inspektion, die im Rahmen der Jahresbegehung 2001 durchgeführt wurde, sind an den Uferböschungen keine potenziellen Instabilitäten aufgezeigt worden, die im Falle eines Starkbebens dazu führen könnten, dass ein unkontrolliertes Entleeren des Beckens zu befürchten wäre.

2.1.6 Klassifikation

Gemäss RL A3 (siehe auch **Abbildung 2**) ist die Sperre in die Kategorie III (h = 21 m, V = 48'000 m^3) einzuordnen.

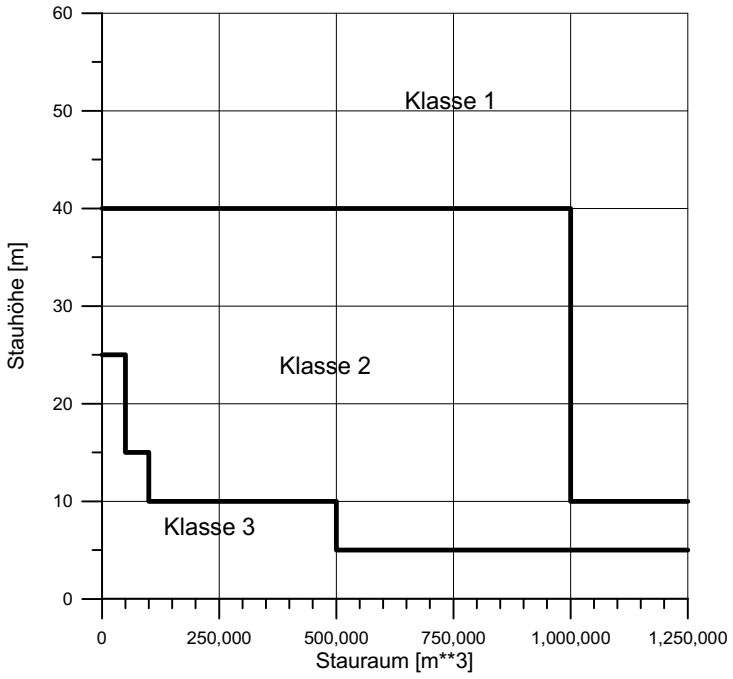


Abb. 2: Sperrenklasse.

3. BESTIMMUNG DER ERDBEBENEINWIRKUNG

3.1 Lage der Sperre und Nachweisbeben

Die Lage der Sperre ist in **Abbildung 3** dargestellt.

Die Wiederkehrperiode des nachzuweisenden Erdbebens für eine Sperre der Klasse III ist auf 1'000 Jahre festgelegt (siehe RL B1).

Gemäss Abbildung 3 beträgt die Intensität am Sperrenstandort I_{msk} = 7.0

Mit der Konvertierungstabelle des Anhanges RL B1 lässt sich die Spitzenbodenbeschleunigung mit a_h = 0.10 g ermitteln.

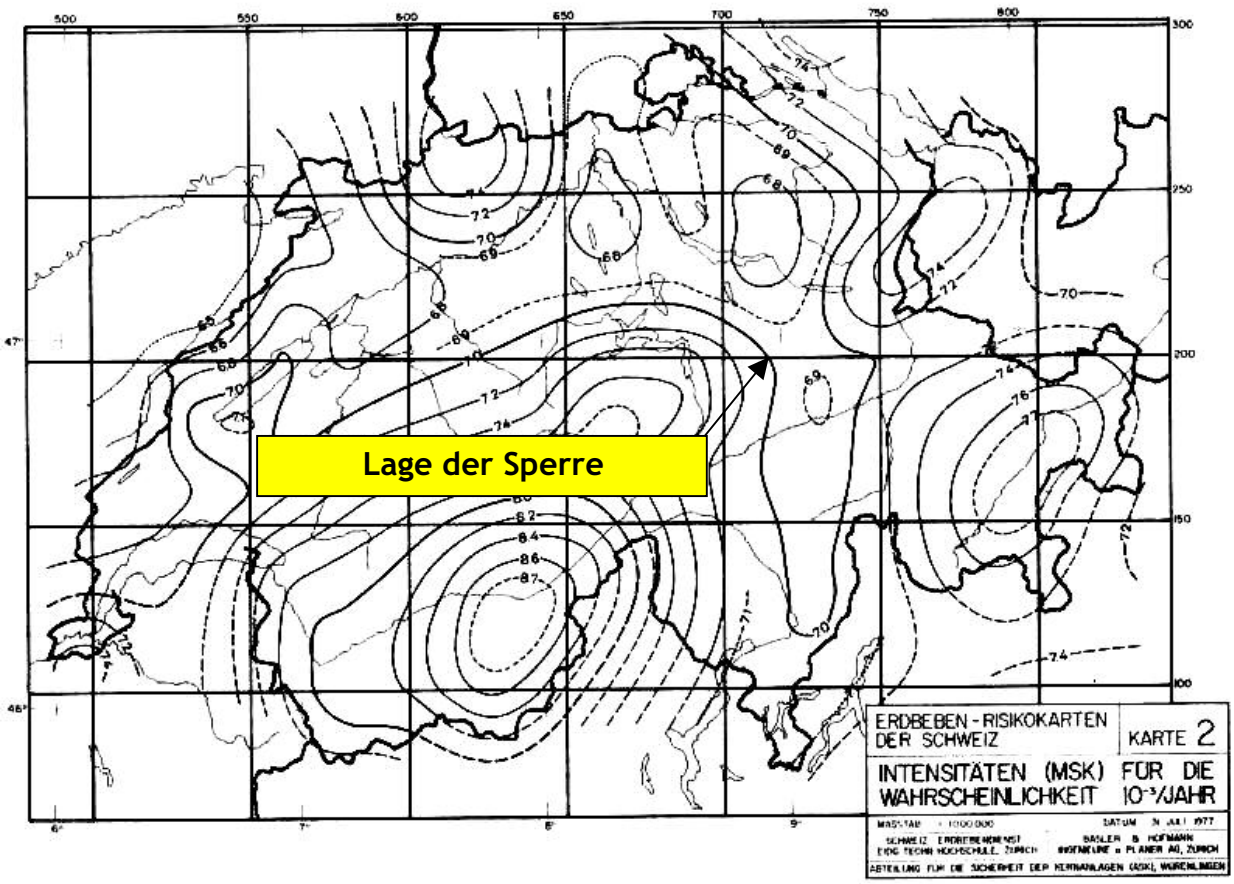


Abb. 3: Lage der Sperre. Intensitäten (MSK) für die Wahrscheinlichkeit 10-3/Jahr.

4. BEWERTUNG GEMÄSS ABLAUFSCHEMA RL C 2.5

4.1 Materialeigenschaften der Sperre

Wie aus **Tabelle 1** und Abbildung 1 ersichtlich, können folgende Materialien unterschieden werden:

		Material			
		Beton der Stützmauer (2)	Schüttkörper (3)	Moräne (4)	Fels (5)
γ	[kN/m^3]	25	24	24	26
φ	[°]	49.5	39	40.5	45
c	[kPa]	2000	0	5	500

Tabelle 1: Materialeigenschaften der Sperre und des Untergrundes.

Die in Tabelle 1 aufgeführten Werte sind dem Bericht über die statische Berechnung der Sperre ZXY vom März 1951 entnommen worden.

4.2 Beurteilung der Bodenverflüssigungsgefahr (RL C 2.5.2)

Dank der Oberflächenabdichtung auf der seeseitigen Dammböschung, deren Funktionstüchtigkeit im Drainagestollen am Böschungsfuss kontrolliert wird, und dem der Sperre vorgelagerten Dichtungsteppich kann davon ausgegangen werden, dass der Schüttkörper des Damms nicht gesättigt ist.
Demzufolge besteht keine Gefahr eines erdbebeninduzierten Porenwasserdruckanstiegs und somit einer Bodenverflüssigung.

4.3 Stabilitätsnachweis (gemäss RL C 2.5.3)

4.3.1 Massgebende Lastfälle

Für die Analyse eines Erddammes der Klasse III sind folgende Lastfälle zu berücksichtigen:

1. Eigengewicht.
2. Evtl. Porenwasserdrücke im Sperrenkörper und dessen Fundationen (Kap. 4.2).
3. Horizontale Erdbebenlast mit Beschleunigung von $1.5 \cdot a_h = 0.15$ g (bergwärts für die seeseitige Böschung bzw. talwärts für die talseitige Böschung); es wird keine vertikale Erdbebenersatzkraft berücksichtigt (siehe RL C 2.5.3).

Gemäss Richtlinie RL C 1.5 ist der Nachweis beim maximalen Betriebsstau vorzunehmen.

4.3.2 Pseudostatische Beschleunigung

Es ist die folgende horizontale Spitzenbeschleunigung zu berücksichtigen:
a_h=1.5 x 0.10 = 0.15 g (siehe RL C 2.5.3)

4.3.3 Talseitige Böschung

Im Anhang 1, Abbildung 1, ist der nach der Methode von Fellenius berechnete kritische Gleitkreis für die talseitige Böschung dargestellt. Die dabei berücksichtigte Spitzenbeschleunigung beträgt 0.15 g und wirkt talwärts.
Da der Sicherheitsfaktor nur 0.92 beträgt, muss die Gleitverschiebung z.B. nach der vereinfachten Methode gemäss Kap. C 2.5.4 berechnet werden.
Man muss jedoch bemerken, dass der kritische Gleitkreis sehr oberflächlich verläuft, und alle tiefer liegenden Kreise Sicherheitsfaktoren grösser 1 ergaben.

4.3.4 Seeseitige Böschung

Im Anhang 1, Abbildung 2, ist die Berechnung nach Fellenius mit Bestimmung des kritischen Gleitkreises der seeseitigen Böschung dargestellt. Die Spitzenbeschleunigung von 0.15 g wirkt seewärts.
Wie die Berechnungsresultate zeigen, bestehen für die seeseitige Böschung keine Stabilitätsprobleme.

4.4 Vereinfachte Ermittlung der Gleitverschiebung (gemäss C 2.5.4)

Diese Verschiebung wird nur für die talseitige Böschung nachgewiesen.

4.4.1 Grundperiode des Dammes T_o

Die Berechnung der Grundperiode T_o des Dammes erfolgt nach dem in **Abbildung 4** erläuterten Verfahren (siehe Anhang RL C 8). Die Sperre ist auf Moräne fundiert und die Scherwellengeschwindigkeiten gemäss Anhang C3 sind folgende:

Material der Sperre (sandiger Kies)	V_{s1}=300 m/s	ρ_1=2400 kg/m^3
Moräne	V_{s2}=825 m/s	ρ_2=2400 kg/m^3

Die massgebenden Höhen sind:

h_1=20 m

h_2=15 m (geschätzt)

Die Beiwerte m und q betragen:

$$m = \frac{V_{s1}\rho_1}{V_{s2}\rho_2} = 0.364 \qquad \text{und} \qquad q = \frac{V_{s1}h_2}{V_{s2}h_1} = 0.273$$

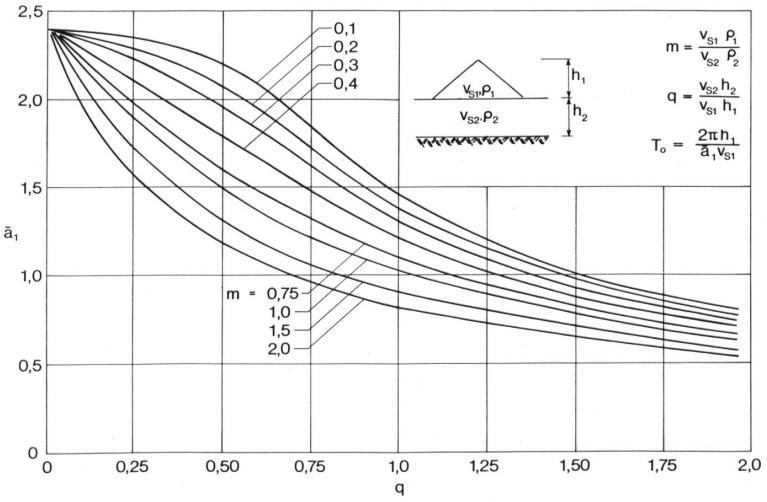


Abb. 4: Grundperiode T_o eines Dammes auf elastischer Unterlage.

Aus Abbildung 4 ergibt sich:

a_1=2.14

Daraus folgt die Grundperiode des Dammes: $T_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_1}{a_1 \cdot V_{s1}}$ = 0.195 s

4.4.2 Äquivalente Beschleunigung auf Dammkrone (Anhang RL C 10)

Die äquivalente Beschleunigung a_D auf der Dammkrone wird nach den Vorgehen des Anhangs C10 bestimmt. Ausgehend von der Eigenfrequenz der Sperre ergeben sich folgende Werte:

$$\omega_1 = 2.40 \cdot \frac{V_{s1}}{h_1} = 36.0 \qquad \text{wobei } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.175 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 5.52 \cdot \frac{V_{s1}}{h_1} = 82.8 \qquad \text{wobei } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.076 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 8.65 \cdot \frac{V_{s1}}{h_1} = 129.8 \qquad \text{wobei } T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0.048 \text{ s}$$

Danach werden die spektralen Beschleunigungen für die Bodenklasse A berechnet (RL B 3) (Scherwellengeschwindigkeit des Fundationsmaterials > 400 m/s). Aus **Abbildung 5** werden die spektralen Beschleunigungen a_1, a_2 und a_3 mit Dämpfungsmass 15% bestimmt:

- a_1=1.8*0.10 g = 0.18 g
- a_2=1.5*0.10 g = 0.15 g
- a_3=1.3*0.10 g = 0.13 g

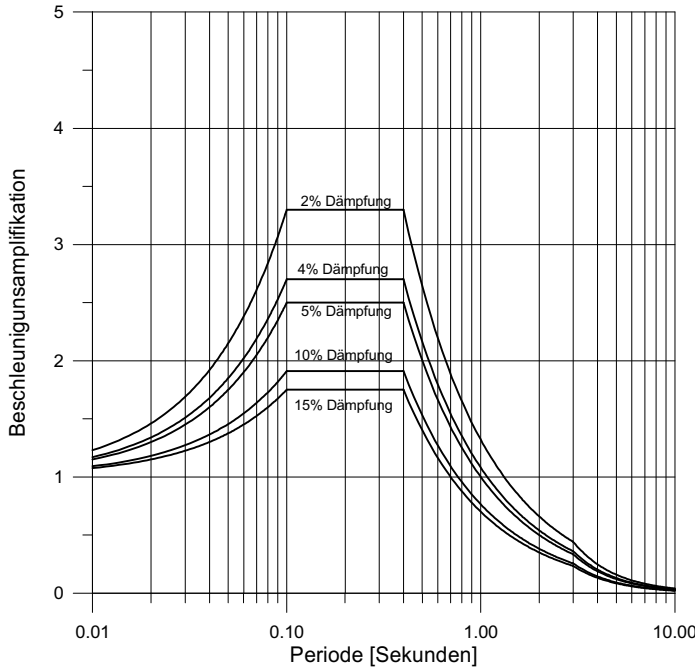


Abb. 5: Spektrum der Baugrundklasse Typ A.

Die maximale Beschleunigung auf der Dammkrone a_D wird nach der folgenden Formel ermittelt:

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot a_1)^2 + (1.06 \cdot a_2)^2 + (0.86 \cdot a_3)^2} = 0.35 \text{ g}$$

4.4.3 Berechnung der Gleitverschiebung an der talseitigen Böschung

Maximale Beschleunigung im Schwerpunkt des Gleitkörpers a_G

Die maximale Beschleunigung im Zentrum des Gleitkörpers a_G ist gemäss Anhang RL C10 (**Abbildung 6**) bestimmt.

Die Tiefe des kritischen Gleitkörpers ist y = 13 m (siehe Anhang 1). Die Höhe der talseitigen Böschung beträgt 16 m und das Verhältnis y/h = 0.81.

Aus der Abbildung 6 folgt ein Verhältnis a_G/a_D von 0.5 (es wurde der höchste Wert des Variationsbereichs gewählt).

Die maximale Beschleunigung im Schwerpunkt des Gleitkörpers ist damit a_G = 0.18.

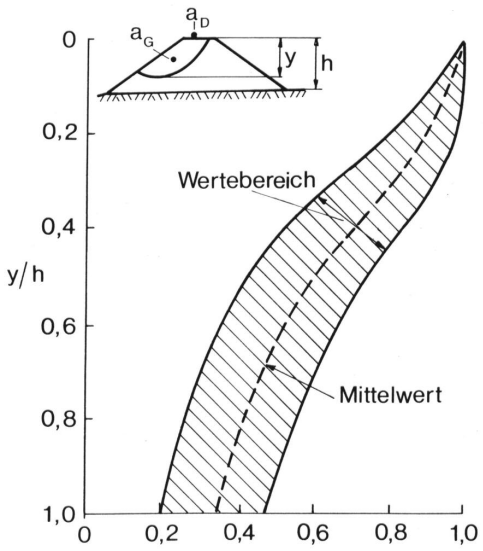


Abb. 6: Spitzenbeschleunigung des Gleitkörpers in Funktion der Lage der Gleitfläche.

Kritische Beschleunigung und Verschiebung des Gleitkörpers

Die Bestimmung der kritischen horizontalen Beschleunigung a_C der potentiellen Gleitfläche erfolgt nach der Methode von Fellenius. Gemäss Anhang 1, Abbildung 3, ist a_c = 0.11 g.

Das Verhältnis a_C/a_G ist gleich 0.61. Nach Diagramm **Abbildung 7** ist das Verhältnis:

$$\frac{u}{a_G \cdot T_0} = 0.011 \text{ s.}$$

Daraus folgt die bleibende Verformung von

$u = a_G \cdot T_0 \cdot 0.011 = 018 \cdot 9.81 \cdot 0.195 \cdot 0.11 \text{ s} = 0.004 \text{ m}$

$u = 0.4 \text{ cm}$

Dieser Wert liegt deutlich unterhalb der kritischen Grenzwerte von 20 cm für oberflächennahe Gleitkörper (RL C 2.5.4).

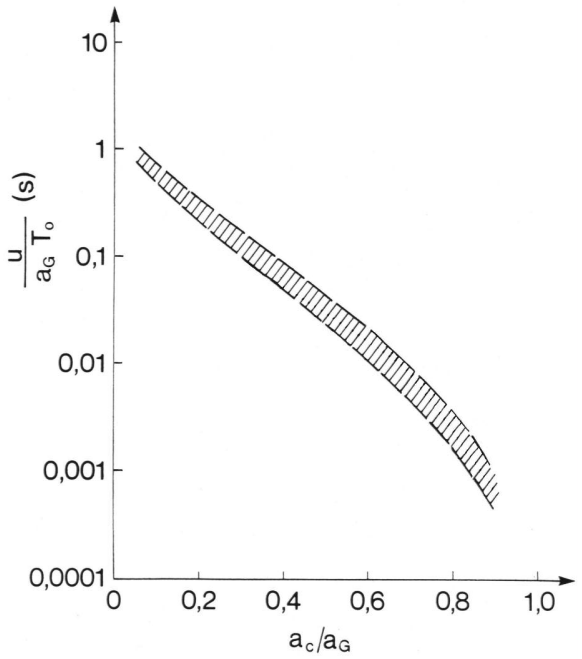


Abb. 7: Verschiebung des Gleitkörpers.

4.5 Andere Nachweise

Ufer: Es konnten keine potenziellen Instabilitäten bei den Seeufern nachgewiesen werden (siehe Kap. 2.1.5).

Sicherheitsorgane: Es konnten keine Instabilitäten nachgewiesen werden, welche die Funktionstüchtigkeit infolge Erdbebens beeinträchtigen könnten. Die armierten

Betonmauern der HW-Entlastung sind schon für das Ausführungsprojekt auf eine horizontale Ersatzkraft entsprechend 0.1 g überprüft worden.

5. KONFORMITÄTSERKLÄRUNG

Der Unterzeichnete, _____, Leiter der Abteilung Wasserbau des Ingenieurbüros _____ AG (siehe auch Anhang 2 gemäss RL A5) erklärt, dass die Richtlinien RL, herausgegeben durch das Bundesamt für Wasser und Geologie, für den Nachweis der Erdbebensicherheit der Sperre XYZ vollumfänglich angewandt wurden.

Die Ufer und die Sicherheitsnebenanlagen sind ebenfalls überprüft worden, und es haben sich keine möglichen Gefahrensituationen herausgestellt, die ein unkontrolliertes Ausfliessen des Wassers infolge Erdbebens bewirken könnten.

Die strukturellen Nachweise der Sperre YZX vom Typ Schüttdamm mit bergseitiger Abdichtung hat gemäss der vereinfachten Methode, die in der Richtlinie des BWG für Sperren der Klasse III erläutert wird, aufgezeigt, dass infolge Erdbebenbeanspruchung mit Wiederkehrperiode 1'000 Jahren die Verschiebungen an der talseitigen Böschung kleiner sind, als es die Richtlinie zulässt. Die Sicherheit des Bauwerkes gegenüber dem massgebenden Erdbeben erfüllt die Anforderungen der einschlägigen Richtlinie.

....., den 15.01.2002

ANHANG 1

Stabilitätsberechnungen der Dammböschung

LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 – ANHANG 1 – ABBILDUNG 1

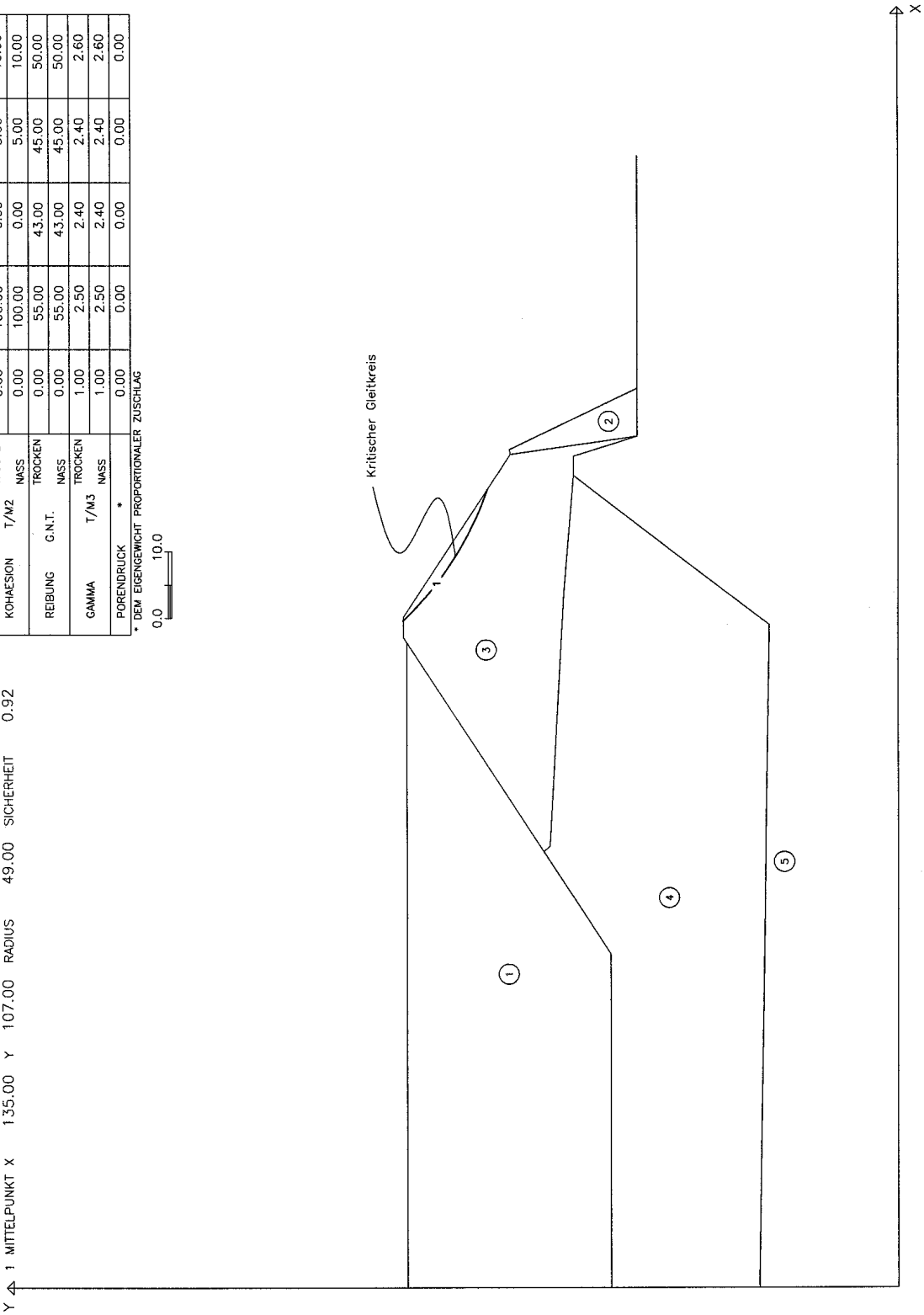
SCHÜTTDAMM MIT BERGSEITIGER ABDICHTUNG

1 MITTELPUNKT X 135.00 Y 107.00 RADIUS 49.00 SICHERHEIT 0.92

ASH 0.15 ASV 0.00		ZONE	1	2	3	4	5
KOHAESION	T/M2	TROCKEN	0.00	100.00	0.00	5.00	10.00
		NASS	0.00	100.00	0.00	5.00	10.00
REIBUNG	G.N.T.	TROCKEN	0.00	55.00	43.00	45.00	50.00
		NASS	0.00	55.00	43.00	45.00	50.00
GAMMA	T/M3	TROCKEN	1.00	2.50	2.40	2.40	2.60
		NASS	1.00	2.50	2.40	2.40	2.60
PORENDRUCK	*		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* DEM EIGENGEWICHT PROPORTIONALER ZUSCHLAG

0.0 10.0



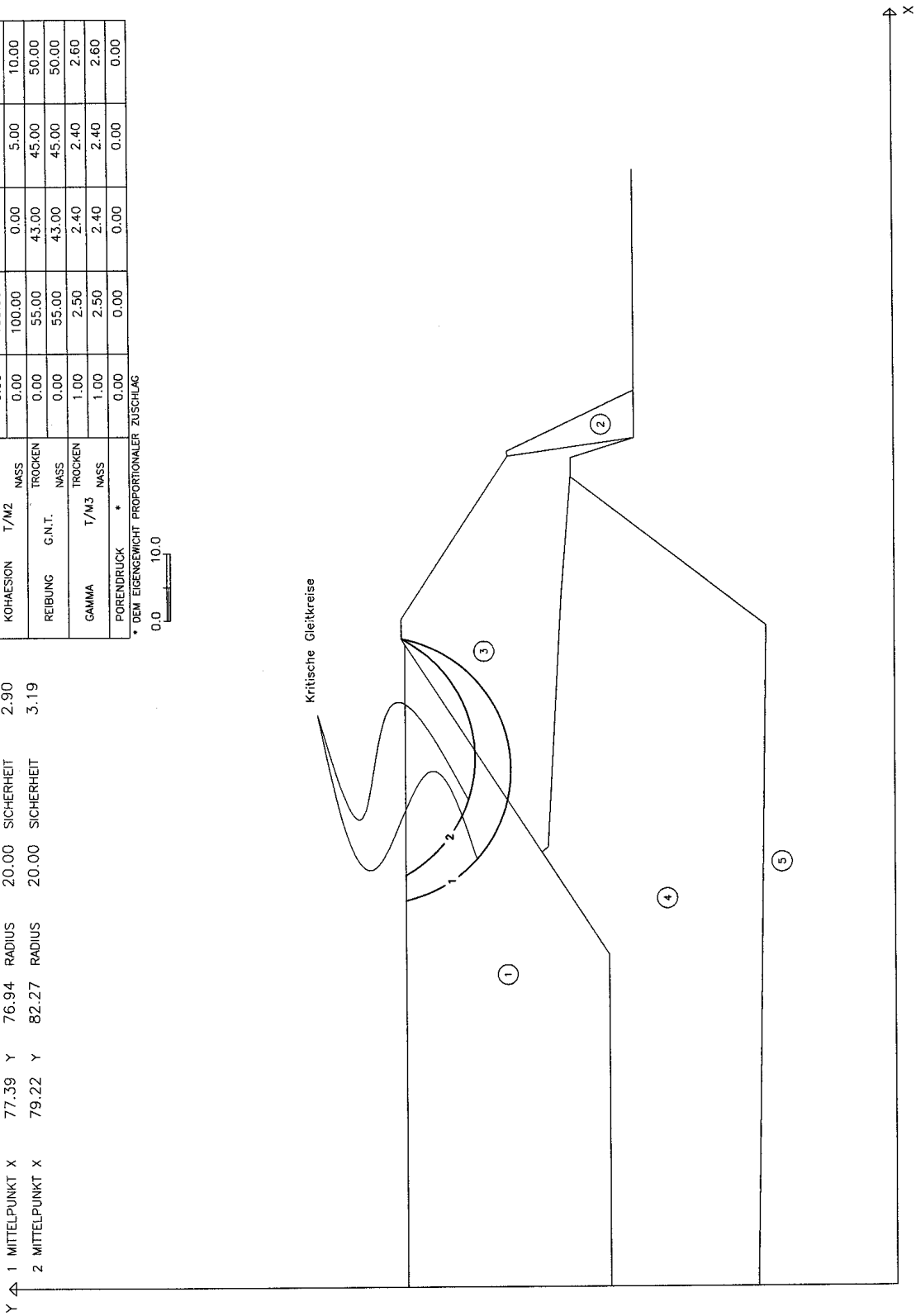
LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 – ANHANG 1 – ABBILDUNG 2
SHÜTTDAMM MIT BERGSEITIGER ABDICHTUNG

1 MITTELPUNKT X 77.39 Y 76.94 RADIUS 20.00 SICHERHEIT 2.90
2 MITTELPUNKT X 79.22 Y 82.27 RADIUS 20.00 SICHERHEIT 3.19

ASH 0.15 ASV 0.00		ZONE	1	2	3	4	5
KOHAESION	T/M2	TROCKEN	0.00	100.00	0.00	5.00	10.00
		NASS	0.00	100.00	0.00	5.00	10.00
REIBUNG	G.N.T.	TROCKEN	0.00	55.00	43.00	45.00	50.00
		NASS	0.00	55.00	43.00	45.00	50.00
GAMMA	T/M3	TROCKEN	1.00	2.50	2.40	2.40	2.60
		NASS	1.00	2.50	2.40	2.40	2.60
PORENDRUCK	*		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* DEM EIGENGEWICHT PROPORTIONALER ZUSCHLAG

0.0 10.0



LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 – ANHANG 1 – ABBILDUNG 3

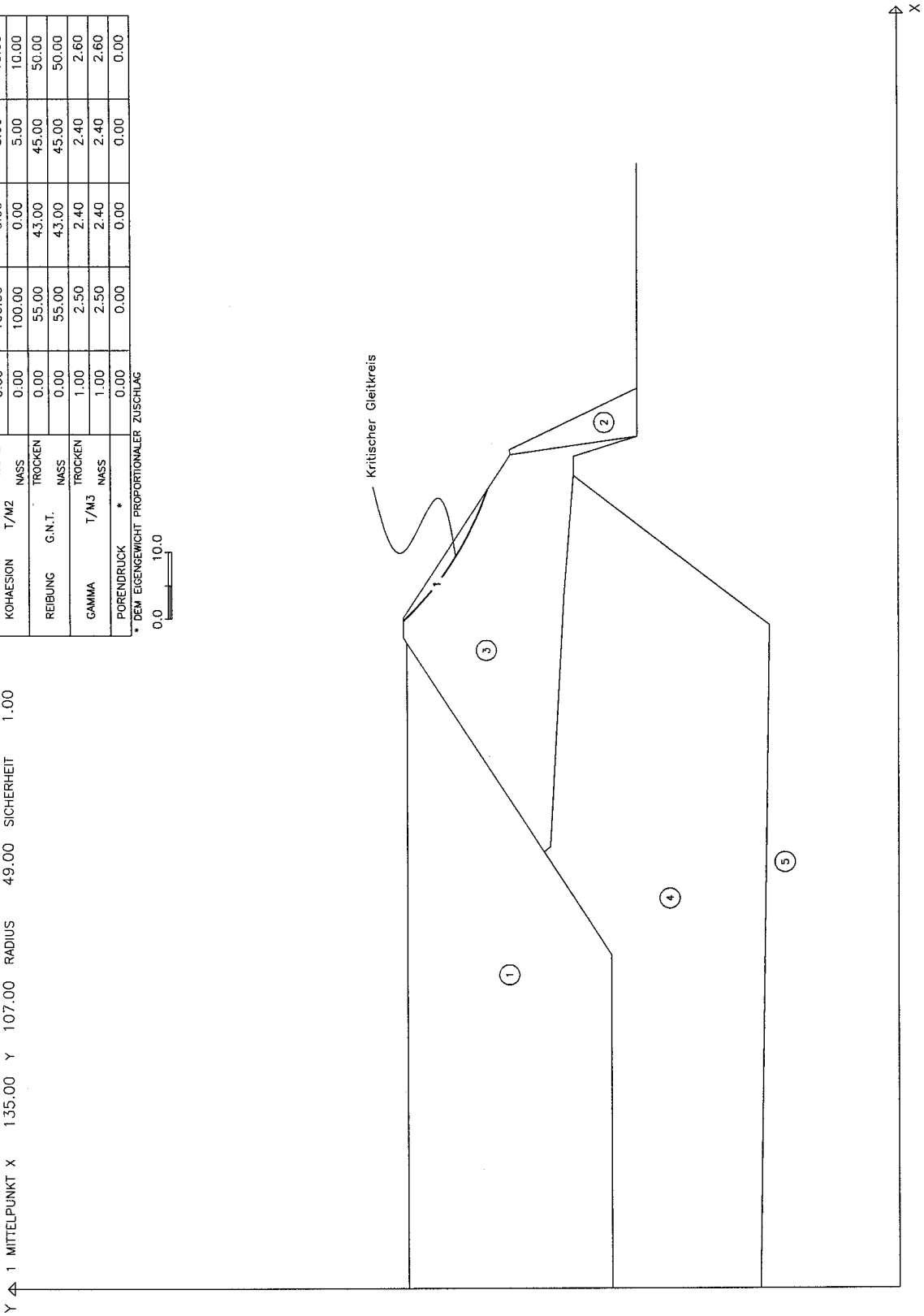
SCHÜTTDAMM MIT BERGSEITIGER ABDICHTUNG

1 MITTELPUNKT X 135.00 Y 107.00 RADIUS 49.00 SICHERHEIT 1.00

ASH 0.11 ASV 0.00		ZONE	1	2	3	4	5
KOHAESION	T/M2	TROCKEN	0.00	100.00	0.00	5.00	10.00
		NASS	0.00	100.00	0.00	5.00	10.00
REIBUNG	G.N.T.	TROCKEN	0.00	55.00	43.00	45.00	50.00
		NASS	0.00	55.00	43.00	45.00	50.00
GAMMA	T/M3	TROCKEN	1.00	2.50	2.40	2.40	2.60
		NASS	1.00	2.50	2.40	2.40	2.60
PORENDRUCK	*		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* DEM EIGENGEWICHT PROPORTIONALER ZUSCHLAG

0.0 10.0



ANHANG 2

Lebenslauf des verantwortlichen Ingenieurs dieser Studie

Lebenslauf von Herrn _____

Geboren am _____

1995	Diplom als Ingenieur an der ETHZ
1995-1997	Mitarbeit im Ingenieurbüro _____ AG beim Kanalisationsprojekt der Stadt _____ (CH)
1997-1999	Projektingenieur bei der Bauabteilung der Unternehmung _____ AG, die mit der Erdbebenstudie der Brücke _____ in Frankreich beauftragt war
1999-2001	Ingenieurbüro _____ AG Verantwortlicher der Erneuerungsprojekte der Sperren _____ (CH): Ersetzen der Hochwasserentlastungen _____ (CH): Überhöhungsprojekt mit Baubegleitung _____ (CH): Projekt der neuen Wasserableitung.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen

Gewichtsmauer

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

Talsperren
Barrages
Sbarramenti
Dams

BWG
Biel, Schweiz

NACHWEIS DER ERDBEBENSICHERHEIT VON STAUANLAGEN

Anwendungsbeispiele

Gewichtsmauer

LOMBARDI AG
BERATENDE INGENIEURE

u/Z: 7010.0-R-4

Minusio, Februar 2002

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

1. EINLEITUNG 1

2. GEWICHTSMAUER 1

2.1 Charakteristiken der Sperre 1

2.1.1 Typ und Geometrie 1
2.1.2 Geografische Lage 2
2.1.3 Geologie des Sperrenuntergrundes 2
2.1.4 Sicherheitsorgane 3
2.1.5 Ufer 3
2.1.6 Klassifikation 3

3. BESTIMMUNG DER ERDBEBENEINWIRKUNG 4

3.1 Nachweisbeben 4

4. MATERIALEIGENSCHAFTEN DER SPERRE UND ZUSTAND 5

4.1 Zustand 5

4.2 Charakteristische Materialeigenschaften der Mauer 6

5. BEWERTUNG GEMÄSS RL D, KAPITEL 2 7

5.1 Grundlagen 7

5.2 Materialien (RL D2.2.2) 7

5.3 Bestimmung der statischen Anfangsbedingungen (RL D2.2.3) 7

5.4 Empirisch-gestützte dynamische Analyse (RL D2.2.4) 8

5.4.1 Geometrische Modellierung (Anhang RL D1) 8
5.4.2 Bestimmung der mitschwingenden Wassermenge (Anhang RL D2) 10
5.4.3 Bestimmung der Resonanzfrequenz der Gewichtsmauer (Anhang RL D3) 10
5.4.4 Spektrale Beschleunigung (Anhang RL D4) 10
5.4.5 Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der höheren Eigenformen (Anhang RL D4) 11
5.4.6 Erste modale Verformung der Gewichtsmauer (Anhang RL D5) 12
5.4.7 Massenbeiwert der ersten Eigenfrequenz 12
5.4.8 Bestimmung der Erdbebenlasten (Anhang RL D6) 12

5.5 Spannungsnachweis (ohne Berücksichtigung des Auftriebs) (RL D2.2.5) 13

5.6 Stabilitätsnachweis (mit Berücksichtigung des Auftriebs) (RL D2.2.6) 13

5.6.1 Kippnachweis – Querschnitt 1 14
5.6.2 Kippnachweis – Querschnitt 2 14
5.6.3 Gleitnachweis – Querschnitt 1 15
5.6.4 Gleitnachweis – Querschnitt 2 15

5.7 Andere Nachweise 16

6. KONFORMITÄTSERKLÄRUNG 17

Anhang 1: Stabilitätsberechnung der Sperre XYZ

Anhang 2: Lebenslauf des verantwortlichen Ingenieurs dieser Studie

1. EINLEITUNG

Im Rahmen der Veröffentlichung der Richtlinien betreffend den Nachweis der Erdbebensicherheit von Staumauern hat das BWG die Lombardi AG, Beratende Ingenieure, mit der Erarbeitung von diesbezüglichen Anwendungsbeispielen beauftragt.
Drei repräsentative Beispiele der Sperrenklasse III wurden vorgeschlagen:

1. Gewichtsmauer
2. Staudamm mit zentralem Dichtungskern
3. Staudamm mit seeseitiger Abdichtung.

Jedes dieser Beispiele stützt sich auf einen reellen Fall, wobei Veränderungen der Materialeigenschaften oder der Geometrie des Bauwerkes vorgenommen wurden, um damit den didaktischen Wert zu erhöhen.
Im vorliegenden Bericht bezieht man sich auf das Anwendungsbeispiel einer Gewichtsmauer.

2. GEWICHTSMAUER

2.1 Charakteristiken der Sperre

2.1.1 Typ und Geometrie

Im Rahmen der Konzessionserneuerung der Sperre XYZ, welche am 15.6.1988 eingeweiht wurde, musste ein Nachweis der Erdbebensicherheit gemäss den einschlägigen Richtlinien eingereicht werden. Das zu überprüfende Objekt ist aus Beton vom Typ Gewichtsmauer. Zwei repräsentative Querschnitte sind in der **Abbildung 1** dargestellt.

Die Charakteristiken der Sperre sind:

Krone:	1154 m ü.M.
Normalstau:	1152 m ü.M.
Stauhöhe:	
Querschnitt mit HW-Entlastung:	19 m (Fundation 1133 m ü.M.)
Normalquerschnitt Mauer:	15 m (Fundation 1137 m ü.M.)
Massgebende Klassifizierungshöhe:	19 m

Breite der Mauerblöcke:	10 m
Breite HW-Entlastung:	6 m
Maximales Stauvolumen:	38'000 m^3
Kronenlänge:	70 m
Freibord:	2.60 m

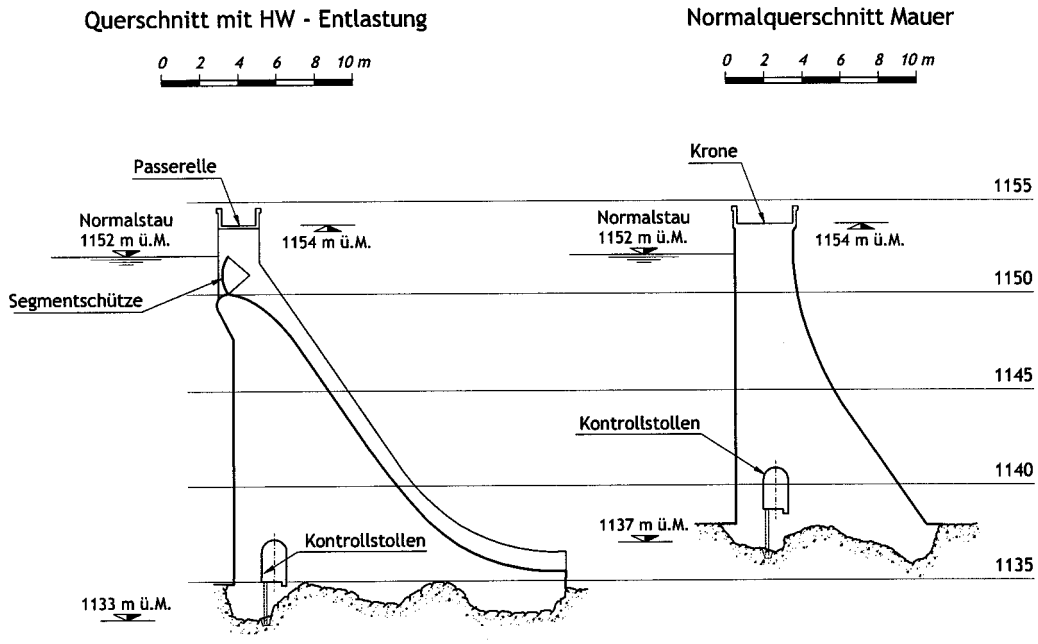


Abb. 1: Gewichtmauer. Hauptquerschnitte.

Diese beiden Querschnitte sind sehr unterschiedlich und müssen somit getrennt überprüft werden.

2.1.2 Geografische Lage

Die Koordinaten des Bauwerks sind 701200/151710 (siehe Abbildung 3).

2.1.3 Geologie des Sperrenuntergrundes

Der Baugrund des Bauwerkes besteht aus gesundem Gneis, für den gemäss RL, Anhang C3, die Scherwellengeschwindigkeit auf rd. 2'500 m/s abgeschätzt werden kann.

2.1.4 Sicherheitsorgane

Die Ableitung des Hochwassers wird durch einen regulierbaren Überlauf (Segmentschütze) von max. 30 m^3/s sowie einen Grundablass mit Gleitschütze von max. 60 m^3/s garantiert. Die Überprüfung dieser Sicherheitsorgane kann mit Hilfe der pseudostatischen Methode erfolgen.
Da der Grundablass im Felsen angeordnet ist, und die Gleitschütze eine sehr grosse Sicherheit gegen Bruch aufweist, haben wir für dieses Organ auf einen Sicherheitsnachweis verzichtet.
Die Untersuchung für die Segmentschütze hingegen wird im Kap. 5.7 behandelt.

2.1.5 Ufer

Der See liegt in einem vom Gletscher ausgeschliffenen Taleinschnitt im Gneis. Die Uferböschungen oberhalb der Seeoberfläche weisen ein maximales Gefälle von 1:2 auf.
Bei der visuellen Inspektion, die im Rahmen der Begehung vom 15.11.2001 durchgeführt wurde, ist keine potentielle Instabilität aufgezeigt worden, die im Falle eines Starkbebens ausgelöst werden könnte.
Selbstverständlich muss eine rasche Entleerung des Sees vermieden werden.

2.1.6 Klassifikation

Gemäss RL A3 (siehe auch **Abbildung 2**) ist die Sperre in die Kategorie III einzustufen (h = 19 m, V = 38'000 m^3).

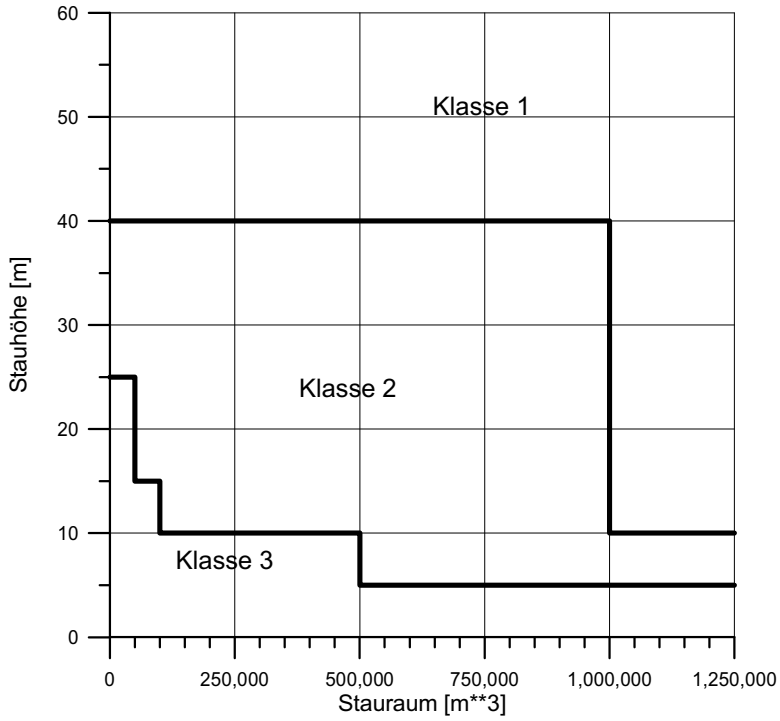


Abb. 2: Grafische Darstellung der Talsperrenklassen.

3. BESTIMMUNG DER ERDBEBENEINWIRKUNG

3.1 Nachweisbeben

Die Wiederkehrperiode des Nachweisbebens für eine Sperre der Klasse III beträgt 1'000 Jahre (RL B1). Aus der Risikokarte des Anhanges B1 der RL (in **Abbildung 3** dargestellt) kann für den Standort der Sperre eine Intensität I_{msk} = 7.2 ermittelt werden.

Gemäss der Konvertierungstabelle des Anhanges B1 der RL beträgt die Spitzenbodenbeschleunigung a_h = 0.12 g.

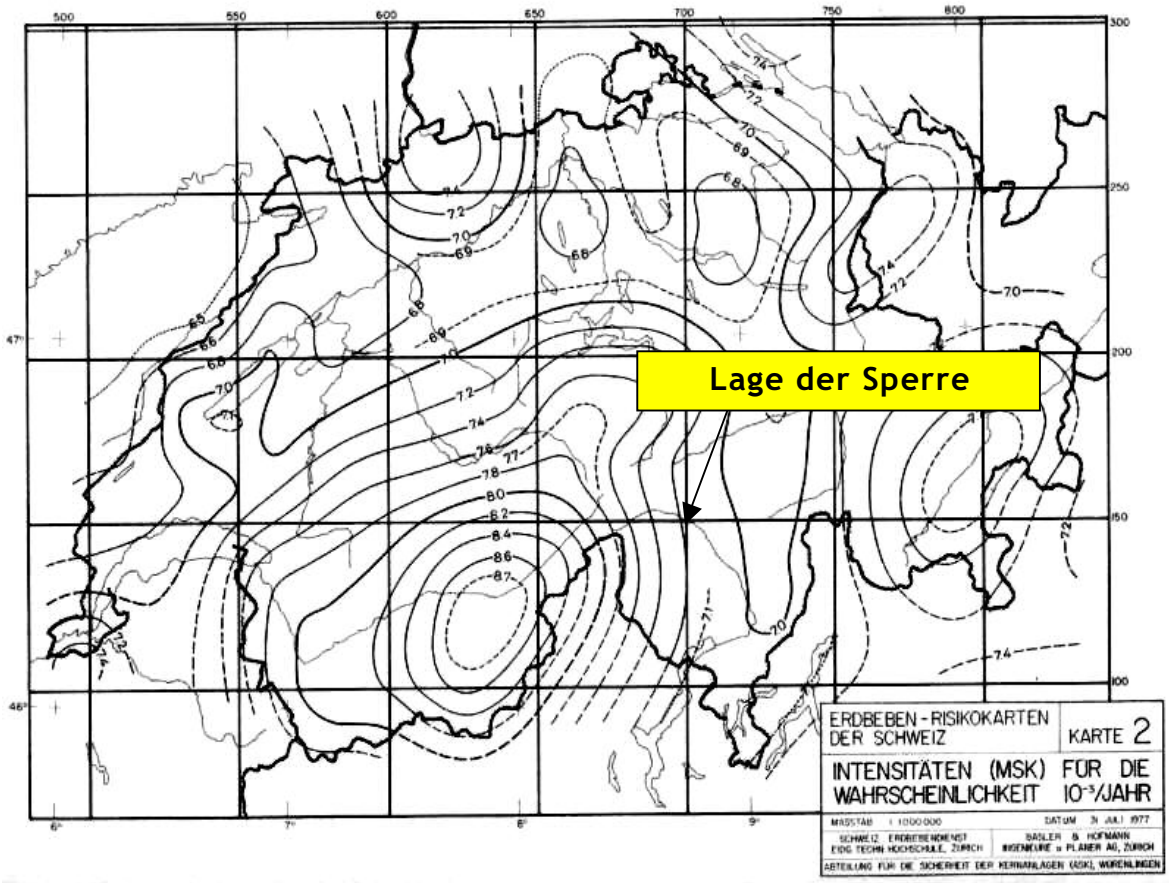


Abb. 3: Lage der Sperre. Intensitäten (MSK) für die Wahrscheinlichkeit 10^{-3}/Jahr.

4. MATERIALEIGENSCHAFTEN DER SPERRE UND ZUSTAND

4.1 Zustand

Die für die Bewertung des Zustandes der Sperre berücksichtigten Dokumente sind die Jahresrapporte seit 1990 und die Projektunterlagen, insbesondere der Technische Bericht des Ausführungsprojektes.

Die Besichtigung vom 15.11.2001 sowie die zur Verfügung stehende Dokumentation lassen auf einen normalen Zustand der Sperre schliessen.

4.2 Charakteristische Materialeigenschaften der Mauer

Aufgrund der Projektunterlagen sowie der einschlägigen Fachliteratur konnten folgende Annahmen getroffen werden:

- Der Mauerbeton kann als isotop betrachtet werden.
- Für die Festigkeitseigenschaften an der Kontaktfläche Beton/Fels sind Werte aus der Literatur herangezogen worden.
- In der nachfolgenden **Tabelle 1** sind die Berechnungsannahmen zusammengestellt:

Materialeigenschaften	
Statischer Elastizitätsmodul	E_s = 20'000 MPa (1)
Dynamischer Elastizitätsmodul	E_d = 1.25 E_s = 25'000 MPa (RL D2.2.2)
Querdehnungszahl	ν = 0.25 (1)
Dichte	ρ = 2'450 kg/m^3 (2)
Materialdämpfung	4% (RL D2.2.2)
Statische Druckfestigkeit Beton	f_{cs} = 15 MPa (1)
Dynamische Druckfestigkeit	f_{cd} = 1.5 f_{cs} = 22.5 MPa (RL D2.2.2)
Dynamische	f_{td} = 0.1 f_{cd} = 2.25 MPa (RL D2.2.2) (3)
Zugfestigkeit bei den Betonierfugen	$\sigma_{t,max}$ = 1 MPa
Reibungswinkel Beton/Fels	φ = 35° (2)
Zul. Druckspannung Fels	σ_D = 5 MPa
Zul. Zugspannung Beton/Fels	σ_Z = 0.3 MPa
Zul. Schubspannung Beton/Fels	c = 0.3 MPa

(1) Aus Literatur entnommen:
Donaggio, E; "Manuale del calcestruzzo armato", Zanichelli 1990.

(2) Annahmen aus dem Projekt der Sperre:
"Relazione tecnica del progetto esecutivo", 1956

Tabelle 1: Berechnungsannahmen.

5. BEWERTUNG GEMÄSS RL D, KAPITEL 2

5.1 Grundlagen

Eine analytische Bewertung der Sicherheit der Sperre wird gemäss RL D2 (insbesondere Anhänge RL D1÷D4) durchgeführt. Man geht von der Annahme aus, dass der Untergrund der Sperre starr ist (RL D2.1).

5.2 Materialien (RL D2.2.2)

Die Sperre ist aus Beton vom Typ Gewichtsmauer, deren Eigenschaften im Kapitel 4.2 ersichtlich sind.

5.3 Bestimmung der statischen Anfangsbedingungen (RL D2.2.3)

Aufgrund der RL D1.5 werden als Lastfall die ungünstigsten Wasserstände angenommen. Es handelt sich hier um folgende:

- Wasserlast bei Normalstau (1152 m ü.M.)
- Eigengewicht der Mauer
- Auftrieb mit linearem Verlauf zwischen Tal- und Bergseite (bergseits = hydrostatischer Druck, talseits = 0)
- seismische Beanspruchung nur in der horizontalen Berg-Talrichtung berücksichtigt (massgebender Lastfall, RL D2.1).

Die thermischen Variationen verursachen höchstens allfällige lokale Spannungen, die vernachlässigt werden.

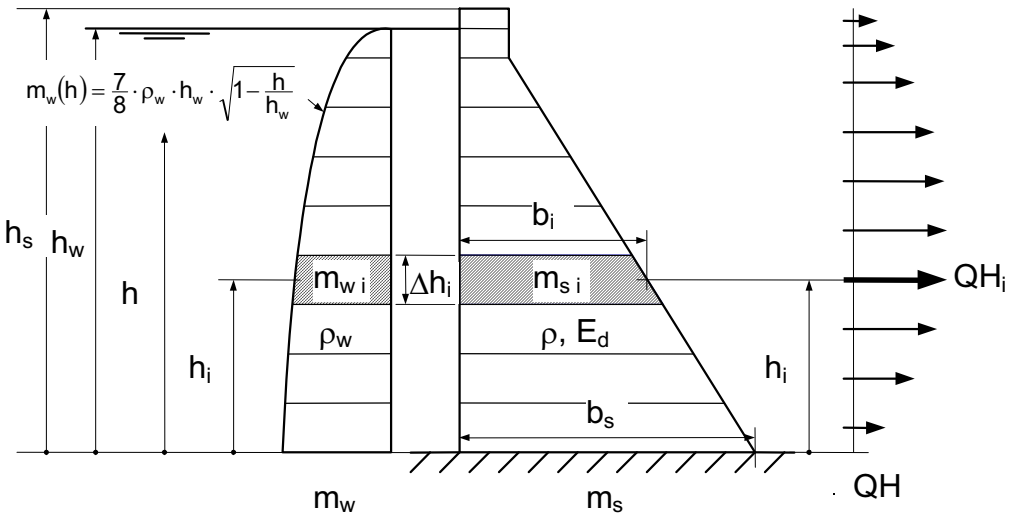
Die statischen Anfangsbedingungen entsprechen dem hydrostatischen Wasserdruck, dem Eigengewicht und den Auftriebsdrücken. Diese sind im Anhang 1 (Tabellen 1 und 3), für die beiden Berechnungsquerschnitte zusammengestellt und werden im folgenden zusammen mit den seismischen Beanspruchungen erläutert.

5.4 Empirisch-gestützte dynamische Analyse (RL D2.2.4)

Das empirische analytische Vorgehen des Anhanges RL D1 bis D6 dient als Leitfaden für die Untersuchung.

5.4.1 Geometrische Modellierung (Anhang RL D1)

Die Modellierung der beiden Sperrenquerschnitte geschieht durch eine Aufteilung derselben in Lamellen wie in **Abbildung 4** dargestellt. Diese Abbildung enthält auch das Verzeichnis der verwendeten Begriffe.



m_s :	Sperrenmasse	Δh_i :	Dicke der Lamelle i
m_{si} :	Sperrenmasse der Lamelle i	b_s :	Breite der Sperre
m_w :	Wassermasse	b_i :	Breite der Lamelle i
m_{wi} :	Wassermasse der Lamelle i	ρ :	Dichte der Sperre
h_s :	Höhe der Sperre	ρ_w :	Dichte des Wassers
h_w :	Höhe des Wasserspiegels	E_d :	Dynamischer Elastizitätsmodul
h :	Höhe (variabel)	QH :	Horizontale Erdbebenersatzlasten
h_i :	Höhe der Lamelle i	QH_i:	Horizontale Erdbebenersatzlasten der Lamelle i

Abb. 4: Modellierung einer Gewichtsmauer.

Wie im Kap. 1 erwähnt, werden 2 geometrisch unterschiedliche Querschnitte untersucht. Diese sind in **Abbildung 5** dargestellt. In der Analyse wurde zur Näherung ein äquivalentes Dreieckprofil angenommen.

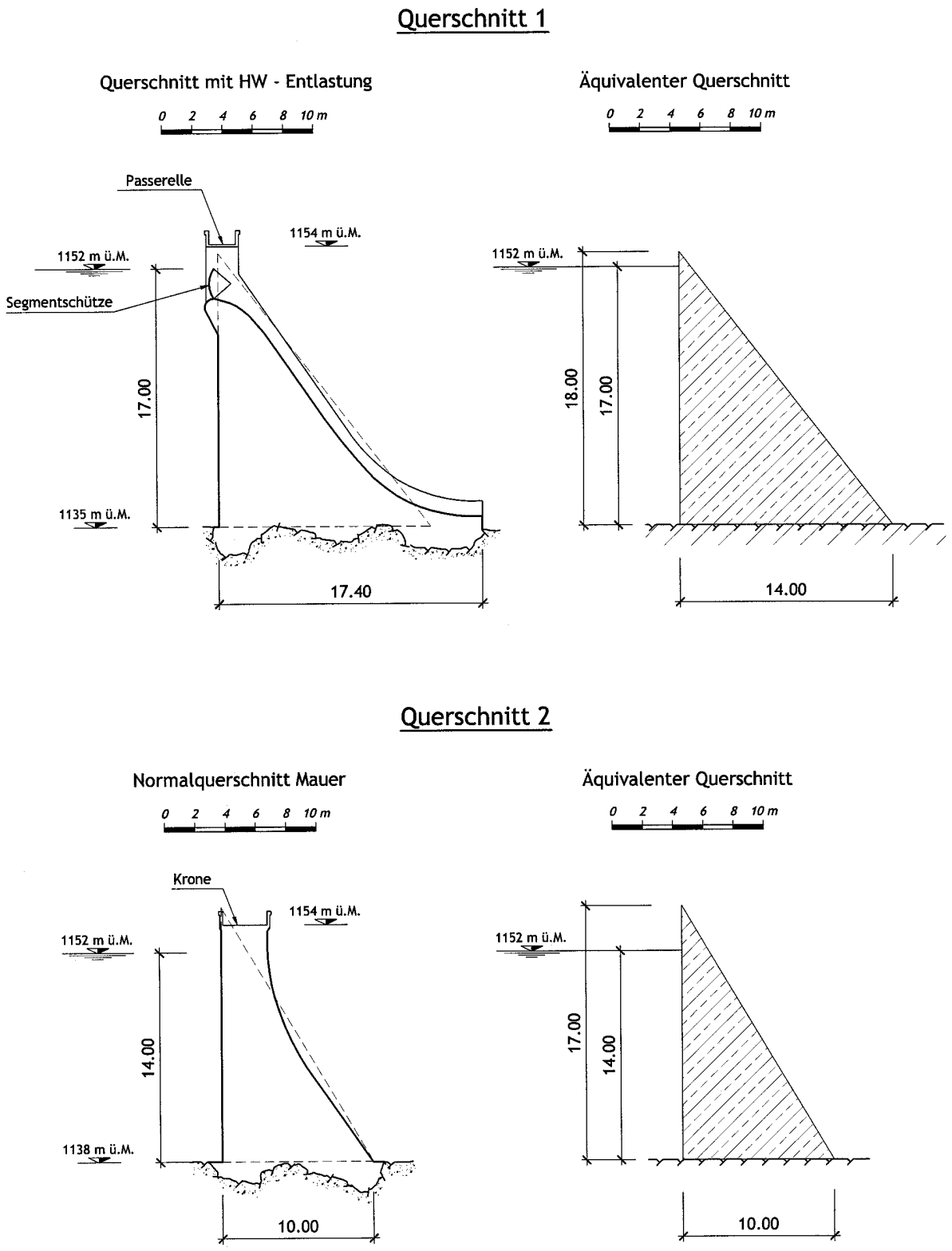


Abb. 5: Berechnungsquerschnitte.

5.4.2 Bestimmung der mitschwingenden Wassermenge (Anhang RL D2)

Die als inkompressibel angenommene Wassermenge des Stausees schwingt mit der Mauer mit. Die Wassermenge, die der Lamelle i zuzuschreiben ist, berechnet sich nach Westergaard (Anhang RL D2) wie folgt:

$$m_{wi} = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot h_w \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \cdot \Delta h_i$$

5.4.3 Bestimmung der Resonanzfrequenz der Gewichtsmauer (Anhang RL D3)

Die Bestimmung der ersten Eigenfrequenz des Systems Gewichtsmauer – Fundation errechnet sich nach der Formel

$$f_s = \alpha \cdot \frac{b_s}{h_s^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d}{\rho}}$$

begrenzt auf 10 Hz (oberhalb dieser Begrenzung spielen die Flexibilitätseigenschaften der Fundation eine massgebende Rolle).

Untersuchter Querschnitt (1)	ρ [kg/m³]	b_s [m]	h_s [m]	h_w [m]	E_d [MPa]	b_s/h_s	α	f [Hz] $f_s = \alpha \cdot \frac{b_s}{h_s^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d}{\rho}}$	
1	2450	14	18	17	25'000	0.78	0.121	16.7 Hz (begrenzt auf 10Hz)	
2	2450	10	17	14		0.58	0.129	14.3 Hz (begrenzt auf 10 Hz)	
(1) Siehe Abb. 5									

Tabelle 2: Eigenfrequenz der Sperre.

5.4.4 Spektrale Beschleunigung (Anhang RL D4)

Für die Bestimmung der spektralen Beschleunigung ist das Spektrum betreffend felsigen Untergrund (Baugrundklasse A, RL B) mit einer Materialdämpfung von 4% anwendbar (siehe Abb. 6). Der Amplifikationswert bei einer Eigenfrequenz von 10 Hz (entsprechend einer Periode von 0.1 sec) beträgt 2.7.
Die spektrale Amplifikation beträgt somit:

a_s=2.7xa_h=2.7x0.12 g=0.32 g

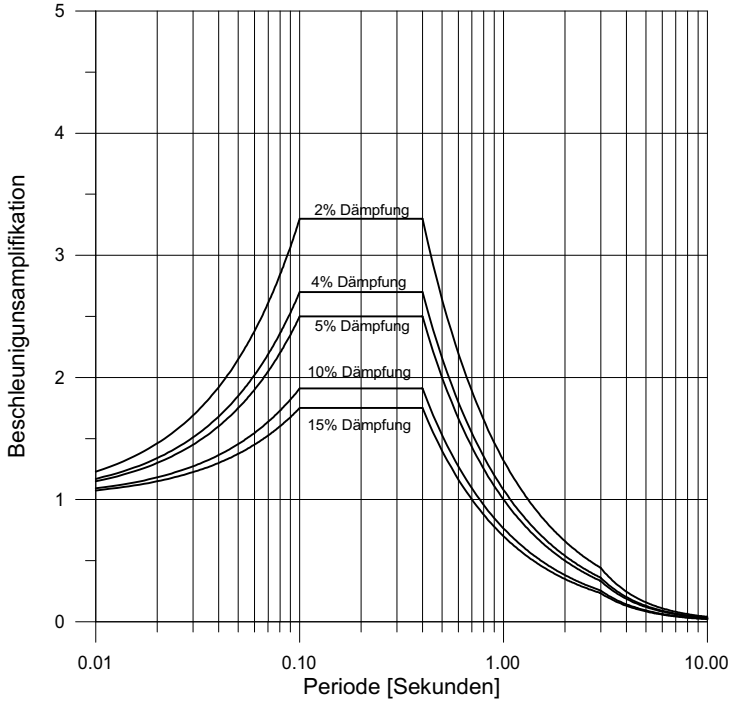


Abb. 6: Antwortspektrum der Baugrundklasse A.

5.4.5 Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der höheren Eigenformen (Anhang RL D4)

– Der Korrekturfaktor ist gleich:

Querschnitt 1 $a_s/a_h = 2.7$ und $b_s/h_s \cong 0.8$ → $\psi_k = 1.011$

Querschnitt 2 $a_s/a_h = 2.7$ und $b_s/h_s \cong 0.6$ → $\psi_k = 1.009$

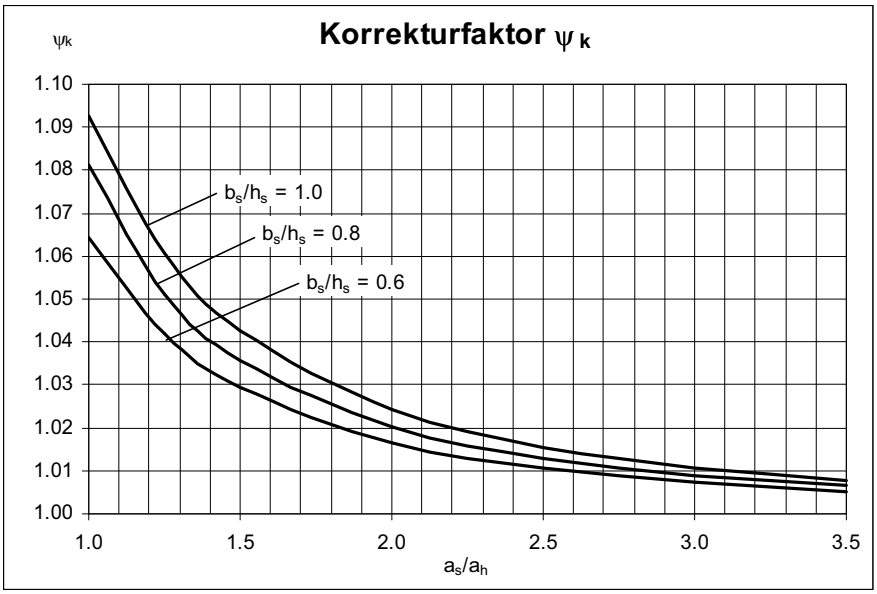


Abb. 7: Korrekturfaktoren ψ_k zur Berücksichtigung der höheren Eigenformen.

5.4.6 Erste modale Verformung der Gewichtsmauer (Anhang RL D5)

Unter Berücksichtigung der ersten modalen Verformung für die Verteilung der Trägheitskräfte berechnet sich der Faktor ψ_i der Lamelle i wie folgt:

$$\psi_i = 0.69 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^3 + 0.14 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^2 + 0.17 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)$$

5.4.7 Massenbeiwert der ersten Eigenfrequenz

Der Massenbeiwert ψ_m (siehe Anhang D6) beim maximalen Seespiegel ist gleich 0.428 im Querschnitt 1 ($b_s/h_s \cong 0.78$) respektive 0.410 im Querschnitt 2 ($b_s/h_s \cong 0.59$).

5.4.8 Bestimmung der Erdbebenlasten (Anhang RL D6)

In der Folge werden, wenn nicht anders spezifiziert, die nachfolgenden Regeln angewandt:

1. Die positiven Momente bewirken eine talseitige Rotation der Mauer.
2. Die positiven Kräfte wirken gegen die Talseite oder gegen unten.
3. Die Vorzeichenkonventionen für die Exzentrizitäten werden dementsprechend gewählt.

Im Abschnitt "statische Lasten" der Tabellen 1 und 3 des Anhanges 1 sind die auf den Mauerteil oberhalb der Lamellenbasis wirkenden Kräfte aufgeführt. Es wird darauf hingewiesen, dass die Lamellen sowohl im Querschnitt 1 als auch im Querschnitt 2 1 m hoch sind, während die Werte von h_i und b_i sich auf die Höhe resp. Breite auf halber Lamellenhöhe der Lamelle i beziehen.
Es werden auch die Exzentrizitäten der Kräfte in bezug auf den Mittelpunkt des Querschnittes aufgelistet und dies mit den gleichen Vorzeichenregelungen.

– Die gesamte horizontale Erdbebenlast, die auf die Sperre wirkt, berechnet sich wie folgt:

$$QH_{tot} = a_s \cdot \psi_k \cdot \psi_m \cdot \sum \left(m_{si} + m_{wi}\right)$$

– Die Verteilung der horizontalen Erdbebenlast auf die verschiedenen Höhen wird wie folgt vorgenommen:

$$QH_i = QH_{tot} \cdot \frac{(m_{si} + m_{wi}) \cdot \psi_i}{\sum (m_{si} + m_{wi}) \cdot \psi_i}$$

– Die totale seismische Beschleunigung in vertikaler Richtung wird nicht berücksichtigt (siehe RL, Teil D, Kap. 2.1).

5.5 Spannungsnachweis (ohne Berücksichtigung des Auftriebs) (RL D2.2.5)

Der zu untersuchende Fall, für welchen ein unkontrolliertes Entleeren des Beckens zu verhindern ist, ist derjenige, bei dem die horizontale Beschleunigung in Talrichtung wirkt.
Die Normalspannungen (Druckspannung positiv) sind wie folgt bestimmt worden:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{b_{si}} + \frac{M}{b_{si}^2/6} \qquad (\sigma_{max} \leq f_{cd})$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{b_{si}} - \frac{M}{b_{si}^2/6} \qquad (|\sigma_{min}| \leq f_{td})$$

Die Resultate sind in den Tabellen 2 und 4, Anhang 1, aufgeführt, während die grössten Normalspannungen in der Sperre folgende Werte aufweisen:

Querschnitt 1	σ_{max} = 0.47 MPa	σ_{min} = -0.11 MPa
Querschnitt 2	σ_{max} = 0.52 MPa	σ_{min} = -0.11 MPa

Für beide Querschnitte sind die vorhandenen Betonspannungen eindeutig geringer als die zulässigen Werte.

5.6 Stabilitätsnachweis (mit Berücksichtigung des Auftriebs) (RL D2.2.6)

Es handelt sich darum, die Sperre auf Gleiten und Kippen zu überprüfen. Dies erfolgt mit Hilfe eines Festkörpermodells mit der effektiven Geometrie der Sperre. Die Kontaktfläche Sperre – Fundation wird als ebene Fläche angenommen; der allfällige Einspannungseffekt (nicht nachweisbar) wird vernachlässigt.
Die Resultate sind in den Tabellen 2 und 4, Anhang 1, ersichtlich.

Man muss hier auf den Auftrieb verweisen, für den man, wie schon im Kap. 5.3 erläutert, einen linearen Verlauf angenommen hatte. Die Auftriebskräfte wirken senkrecht auf die Fundationsfläche; dementsprechend ist die Resultierende:

$$A = \frac{b_s \cdot \gamma_w \cdot h_w}{2}$$

mit Angriffspunkt im Abstand $b_s/6$ bezüglich Fundationsmitte.
Die Reibung φ auf der Gleitfläche wird mit 35° angenommen, während die Kohäsion auf 0.3 MPa geschätzt wurde (siehe Kap. 4.2).
In den Tabellen 2 und 4, Anhang 1, sind die resultierenden Kräfte, die auf die Sperre wirken, zusammengefasst.

5.6.1 Kippnachweis – Querschnitt 1

Im untersuchten Fall ergibt sich die Normalkraft auf der Sperrenbasis aus der Summe von Eigengewicht und Auftrieb, während das resultierende Moment der Summe der Momente entspricht (siehe Tabelle 2, Anhang 1).

Dies ergibt:

$R_v = G_{tot}+A$ = 1'861 kN

$M_{tot} = M(G_{tot})+M(W_{tot})+M(QH_{tot})+M(A)$ = 10'866 kN·m

Exzentrizität $e = M_{tot}/R_v$ = 5.85 m

Wobei man unter Anwendung der klassischen Formeln für die Berechnung der Spannungen in einem Querschnitt folgende Werte findet:

$\sigma_{bergseits}$ = - 0.20 MPa

$\sigma_{talseits}$ = 0.47 MPa

Es handelt sich um Spannungen, die für den Felsuntergrund und die Fundationsfläche durchaus zulässig sind.

5.6.2 Kippnachweis – Querschnitt 2

Im untersuchten Fall ergibt sich eine Normalkraft auf Fundamentfläche aus der Summe von Eigengewicht und Auftrieb, während das resultierende Moment der Summe der Momente entspricht (siehe Tabelle 4, Anhang 1).

Dies ergibt:

$R_v = G_{tot}+A$ = 1'356 kN

$M_{tot} = M(G_{tot})+M(W_{tot})+M(QH_{tot})+M(A)$ = 6'378 kN·m

Exzentrizität $e = M_{tot}/R_v$ = 4.70 m

Wobei man unter Anwendung der klassischen Formeln für die Berechnung der Spannungen in einem Querschnitt folgende Werte findet:

$\sigma_{bergseits}$ = - 0.25 MPa

$\sigma_{talseits}$ = 0.52 MPa

Es handelt sich um Spannungen, die für den Felsuntergrund und die Fundationsfl ä-che als zulässig erachtet werden können.

5.6.3 Gleitnachweis – Querschnitt 1

Mittlere Normalspannung auf Fundationsfläche:

R_v = 1'861 kN daraus folgt σ_m = 0.13 MPa

Vorhandene Schubspannung:

R_H = 2'075 kN daraus folgt τ_m = 0.15 MPa

Scherwiderstand:

$\tau_R = \sigma_m \cdot \tan(\varphi) + c = 0.39 \geq \tau_m$.

Der Nachweis ist damit erfüllt.

5.6.4 Gleitnachweis – Querschnitt 2

Mittlere Normalspannung auf Fundationsfläch e:

R_v = 1'356 kN daraus folgt σ_m = 0.14 MPa

Vorhandene Schubspannung:

R_H = 1'385 kN daraus folgt τ_m = 0.14 MPa

Scherwiderstand:

$\tau_R = \sigma_m \cdot \tan(\varphi) + c = 0.39 \text{ MPa} \geq \tau_m$

Der Nachweis ist damit erfüllt.

5.7 Andere Nachweise

Ufer: Es haben sich keine potentiellen Instabilitäten bei den Seeufern herausgestellt (siehe auch Kap. 2.1.4).

Fundation: Die Beanspruchungen des Untergrundes sind kompatibel mit den Festigkeitseigenschaften des Felsmassivs.

Sicherheitsorgane:

Wie eingangs erwähnt, wird der Nachweis nur für die Sektorschützen durchgeführt. Die Schütze weist ein Gesamtgewicht von rd. 120 kN auf. Infolge Erdbebenbeanspruchung entsteht pro Schützenwiderlager eine horizontale pseudostatische Ersatzlast von

$$F^{h}_{Schütze} = \frac{1}{2} 120 \times 0.32 \;=\; 19.2 \text{ kN}$$

wobei:

a_h = 0.32 der ersten modalen Beschleunigung auf der Mauerkrone entspricht (Kap. 3.1 und 5.4.4)

Nach Rückfrage mit dem Schützenhersteller ist diese zusätzliche Beanspruchung als noch zulässig zu betrachten.

6. KONFORMITÄTSERKLÄRUNG

Der Unterzeichnete, _____, Leiter der Abteilung Wasserbau des Ingenieurbüros _____ AG (siehe auch Anhang 2 gemäss RL A5) erklärt, dass die Richtlinien RL, herausgegeben durch das Bundesamt für Wasser und Geologie, für den Nachweis der Erdbebensicherheit der Sperre XYZ vollumfänglich angewandt wurden.

Die Ufer und die Sicherheitsnebenanlagen sind ebenfalls überprüft worden, und es haben sich keine möglichen Gefahrensituationen herausgestellt, die ein unkontrolliertes Ausfliessen des Wassers infolge Erdbebens bewirken könnten.

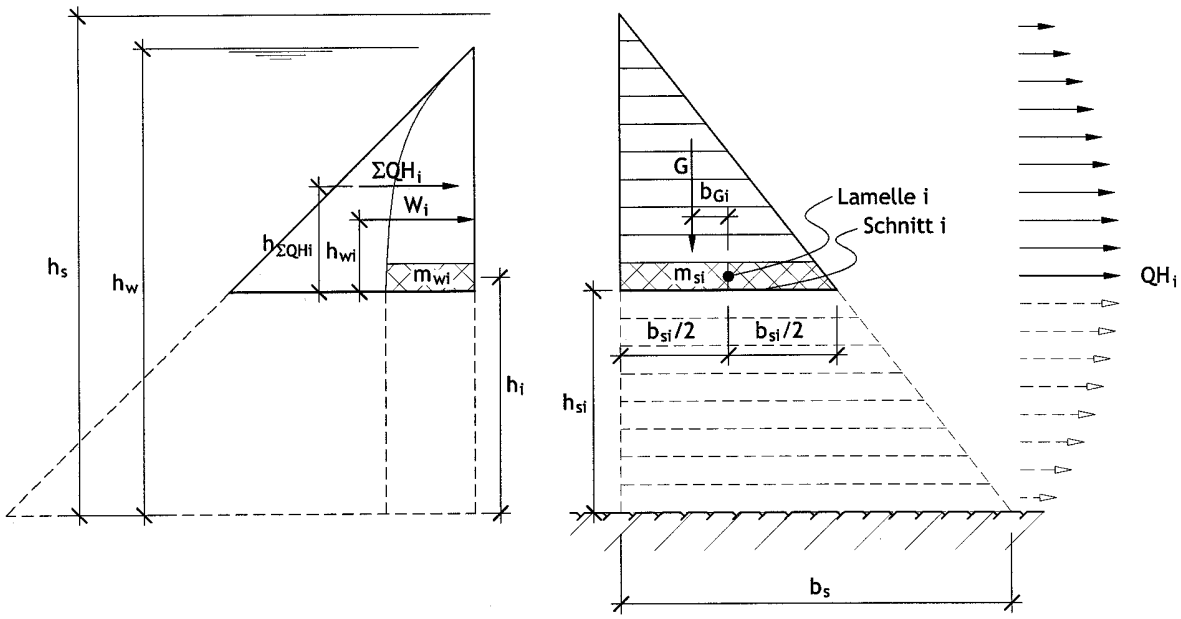
Die strukturellen Nachweise der Sperre XYZ vom Typ Gewichtsmauer haben gemäss der vereinfachten Methode, die in der Richtlinie des BWG für ähnliche Sperren der Klasse III erläutert wird, gezeigt, dass sowohl im Mauerbeton wie im Untergrund keine unzulässigen Beanspruchungen auftreten. Ebenfalls die Stabilitätsuntersuchungen der Gesamtsperre sind im Rahmen tolerierbarer Grenzen.

....., den 15.01.2002

ANHANG 1

Stabilitätsberechnungen der Sperre XYZ

Querschnitte 1/2 - Wichtigste Grundbegriffe



QUERSCHNITT 1

	Geometrie				Statische Lasten						Seismische Lasten						
Lamelle	Höhe der Lamelle i	Breite der Lamelle i	Höhe der Lamellenbasis	Breite der Lamellenbasis	Eigengewicht des Mauerteils über Lamellenbasis	Exzentrizität des Eigengewichtes	Moment infolge Eigengewicht bezüglich Basismitte	Wasserdruck über Lamellenbasis	Angriffspunkt des Wasserdruckes über Lamellenbasis	Moment infolge Wasserdruck bezüglich Lamellenbasis	Masse der Lamelle i	Masse des Wassers auf Höhe der Lamelle i	Formfaktor für die Lamelle i	Ersatzlast der Lamelle i	Summe der Ersatzlasten über Lamellenbasis	Moment bezüglich Lamellenbasis	Angriffspunkt über Lamellenbasis
	h_i	b_i	h_{si}	b_{si}	G_i	b_{Gi}	$M(G_i)$	W_i	h_{Wi}	$M(W)$	m_{si}	m_{wi}	ψ_i	QH_i	ΣQH_i	$\Sigma M(QH_i)$	$h_{\Sigma QHi}$
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kg/m]	[kg/m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]
1	0.50	13.61	0.00	14.00	3028	-2.33	-7066	1418	5.67	8033	33347	14655	0.0048	2	657	7175	10.93
2	1.50	12.83	1.00	13.22	2701	-2.20	-5953	1256	5.33	6697	31442	14204	0.0155	6	655	6519	9.96
3	2.50	12.06	2.00	12.44	2393	-2.07	-4963	1104	5.00	5518	29536	13738	0.0282	10	649	5868	9.05
4	3.50	11.28	3.00	11.67	2103	-1.94	-4089	961	4.67	4486	27631	13256	0.0434	15	638	5224	8.19
5	4.50	10.50	4.00	10.89	1832	-1.81	-3325	829	4.33	3592	25725	12755	0.0620	20	623	4594	7.37
6	5.50	9.72	5.00	10.11	1580	-1.69	-2662	706	4.00	2825	23819	12234	0.0847	26	603	3981	6.61
7	6.50	8.94	6.00	9.33	1346	-1.56	-2094	594	3.67	2176	21914	11690	0.1121	32	577	3391	5.88
8	7.50	8.17	7.00	8.56	1131	-1.43	-1613	491	3.33	1635	20008	11120	0.1451	39	544	2831	5.20
9	8.50	7.39	8.00	7.78	935	-1.30	-1212	397	3.00	1192	18103	10518	0.1842	45	506	2305	4.56
10	9.50	6.61	9.00	7.00	757	-1.17	-883	314	2.67	837	16197	9880	0.2302	51	461	1822	3.95
11	10.50	5.83	10.00	6.22	598	-1.04	-620	240	2.33	561	14292	9198	0.2838	57	409	1387	3.39
12	11.50	5.06	11.00	5.44	458	-0.91	-416	177	2.00	353	12386	8461	0.3457	62	353	1006	2.85
13	12.50	4.28	12.00	4.67	336	-0.78	-262	123	1.67	204	10481	7653	0.4167	65	291	684	2.35
14	13.50	3.50	13.00	3.89	234	-0.65	-151	78	1.33	105	8575	6749	0.4973	65	226	426	1.88
15	14.50	2.72	14.00	3.11	150	-0.52	-78	44	1.00	44	6669	5704	0.5885	62	161	232	1.44
16	15.50	1.94	15.00	2.33	84	-0.39	-33	20	0.67	13	4764	4419	0.6908	54	99	102	1.03
17	16.50	1.17	16.00	1.56	37	-0.26	-10	5	0.33	2	2858	2551	0.8049	37	45	30	0.67
18	17.50	0.39	17.00	0.78	9	-0.13	-1	0	0.00	0	953	0	0.9317	8	8	4	0.50
													QH_{tot} =	657			

Tabelle 1 - Statische und seismische Lasten in den Lamellen - Querschnitt 1

QUERSCHNITT 1

Spannungsnachweis (ohne Auftrieb)

Lamelle	Höhe der Lamellenbasis	Breite der Lamellenbasis	Resultierende Vertikalkraft auf der Lamellenbasis	Moment aller Kräfte bezüglich Basismitte	$\sigma_{talseits}$	$\sigma_{bergseits}$
	[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]	[MPa]	[MPa]
1	0.00	14.00	3028	8142	0.47	-0.03
2	1.00	13.22	2701	7264	0.45	-0.04
3	2.00	12.44	2393	6423	0.44	-0.06
4	3.00	11.67	2103	5621	0.43	-0.07
5	4.00	10.89	1832	4861	0.41	-0.08
6	5.00	10.11	1580	4144	0.40	-0.09
7	6.00	9.33	1346	3474	0.38	-0.10
8	7.00	8.56	1131	2853	0.37	-0.10
9	8.00	7.78	935	2286	0.35	-0.11
10	9.00	7.00	757	1776	0.33	-0.11
11	10.00	6.22	598	1328	0.30	-0.11
12	11.00	5.44	458	944	0.28	-0.11
13	12.00	4.67	336	627	0.24	-0.10
14	13.00	3.89	234	379	0.21	-0.09
15	14.00	3.11	150	199	0.17	-0.08
16	15.00	2.33	84	82	0.13	-0.05
17	16.00	1.56	37	22	0.08	-0.03
18	17.00	0.78	9	3	0.04	-0.01

Stabilitätsnachweis (mit Auftrieb)

Zusammenfassung der Kräfte, die auf die Sperre wirken

		Eigengewicht	Wasserdruck	Auftrieb	Dynamische Ersatzlasten
		G_{tot}	W_{tot}	A	QH_{tot}
Resultierende	[kN/m]	3028	1418	-1167	657
Angriffspunkt	[m]	-2.33	5.67	-2.33	10.93
Moment	[kNm/m]	-7066	8033	2724	7175

A. Nachweis der Kippsicherheit

Resultierende Vertikalkraft	Resultierende Horizontal-kraft	Gesamt-moment	Exzentrizität	$\sigma_{talseits}$	$\sigma_{bergseits}$
R_V	R_H				
[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[MPa]	[MPa]
1861	2075	10866	5.85	0.47	-0.20

B. Nachweis der Gleitsicherheit

φ =	35	[°]	c =	0.30	[MPa]
R_V =	1861	[kN]	σ_m =	0.13	[MPa]
R_H =	2075	[kN]	τ_m =	0.15	[MPa]
			$\tau_R = \sigma_m * \tan(\varphi) + c$ =	0.39	[MPa]

Tabelle 2 - Nachweis der Spannungen und Stabilität der Sperre - Querschnitt 1

QUERSCHNITT 2

	Geometrie				Statische Lasten						Seismische Lasten						
Lamelle	Höhe der Lamelle i	Breite der Lamelle i	Höhe der Lamellenbasis	Breite der Lamellenbasis	Eigengewicht des Mauerteils über Lamellenbasis	Exzentrizität des Eigengewichtes	Moment infolge Eigengewicht bezüglich Basismitte	Wasserdruck über Lamellenbasis	Angriffspunkt des Wasserdruckes über Lamellenbasis	Moment infolge Wasserdruck bezüglich Lamellenbasis	Masse der Lamelle i	Masse des Wassers auf Höhe der Lamelle i	Formfaktor für die Lamelle i	Ersatzlast der Lamelle i	Summe der Ersatzlasten über Lamellenbasis	Moment bezüglich Lamellenbasis	Angriffspunkt über Lamellenbasis
	h_i	b_i	h_{si}	b_{si}	G_i	b_{Gi}	$M(G_i)$	W_i	h_{Wi}	$M(W)$	m_{si}	m_{wi}	ψ_i	QH_i	ΣQH_i	$\Sigma M(QH_i)$	$h_{\Sigma QHi}$
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kg/m]	[kg/m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]
1	0.50	9.71	0.00	10.00	2043	-1.67	-3405	961	4.67	4486	23779	12029	0.0051	2	424	4152	9.78
2	1.50	9.12	1.00	9.41	1810	-1.57	-2839	829	4.33	3592	22338	11575	0.0166	5	423	3729	8.82
3	2.50	8.53	2.00	8.82	1591	-1.47	-2339	706	4.00	2825	20897	11103	0.0302	9	418	3309	7.92
4	3.50	7.94	3.00	8.24	1386	-1.37	-1902	594	3.67	2176	19456	10609	0.0470	13	409	2895	7.08
5	4.50	7.35	4.00	7.65	1195	-1.27	-1523	491	3.33	1635	18015	10091	0.0676	17	396	2493	6.29
6	5.50	6.76	5.00	7.06	1018	-1.18	-1198	397	3.00	1192	16574	9545	0.0930	22	379	2105	5.56
7	6.50	6.18	6.00	6.47	855	-1.08	-922	314	2.67	837	15132	8966	0.1240	27	357	1738	4.87
8	7.50	5.59	7.00	5.88	707	-0.98	-693	240	2.33	561	13691	8347	0.1615	32	330	1394	4.23
9	8.50	5.00	8.00	5.29	573	-0.88	-505	177	2.00	353	12250	7678	0.2063	37	297	1081	3.63
10	9.50	4.41	9.00	4.71	452	-0.78	-355	123	1.67	204	10809	6945	0.2591	42	260	802	3.08
11	10.50	3.82	10.00	4.12	346	-0.69	-238	78	1.33	105	9368	6125	0.3210	45	219	562	2.57
12	11.50	3.24	11.00	3.53	254	-0.59	-150	44	1.00	44	7926	5177	0.3927	47	173	366	2.11
13	12.50	2.65	12.00	2.94	177	-0.49	-87	20	0.67	13	6485	4010	0.4750	45	127	216	1.71
14	13.50	2.06	13.00	2.35	113	-0.39	-44	5	0.33	2	5044	2315	0.5688	38	82	112	1.37
15	14.50	1.47	14.00	1.76	64	-0.29	-19	0	0.00	0	3603	0	0.6750	22	44	50	1.13
16	15.50	0.88	15.00	1.18	28	-0.20	-6	0	0.00	0	2162	0	0.7944	16	22	17	0.78
17	16.50	0.29	16.00	0.59	7	-0.10	-1	0	0.00	0	721	0	0.9278	6	6	3	0.50
													QH_{tot} =	424			

Tabelle 3 - Statische und seismische Lasten in den Lamellen - Querschnitt 2

QUERSCHNITT 2

Spannungsnachweis (ohne Auftrieb)

Lamelle	Höhe der Lamellenbasis	Breite der Lamellenbasis	Resultierende Vertikalkraft auf der Lamellenbasis	Moment aller Kräfte bezüglich Basismitte	$\sigma_{talseits}$	$\sigma_{bergseits}$
	[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]	[MPa]	[MPa]
1	0.00	10.00	2043	5234	0.52	-0.11
2	1.00	9.41	1810	4482	0.50	-0.11
3	2.00	8.82	1591	3795	0.47	-0.11
4	3.00	8.24	1386	3170	0.45	-0.11
5	4.00	7.65	1195	2605	0.42	-0.11
6	5.00	7.06	1018	2100	0.40	-0.11
7	6.00	6.47	855	1652	0.37	-0.10
8	7.00	5.88	707	1262	0.34	-0.10
9	8.00	5.29	573	929	0.31	-0.09
10	9.00	4.71	452	651	0.27	-0.08
11	10.00	4.12	346	429	0.24	-0.07
12	11.00	3.53	254	261	0.20	-0.05
13	12.00	2.94	177	143	0.16	-0.04
14	13.00	2.35	113	69	0.12	-0.03
15	14.00	1.76	64	31	0.10	-0.02
16	15.00	1.18	28	11	0.07	-0.03
17	16.00	0.59	7	2	0.05	-0.03

Stabilitätsnachweis (mit Auftrieb)

Zusammenfassung der Kräfte, die auf die Sperre wirken

		Eigengewicht	Wasserdruck	Auftrieb	Dynamische Ersatzlasten
		G_{tot}	W_{tot}	A	QH_{tot}
Resultierende	[kN/m]	2043	961	-687	424
Angriffspunkt	[m]	-1.67	4.67	-1.67	9.78
Moment	[kNm/m]	-3405	4486	1145	4152

A. Nachweis der Kippsicherheit

Resultierende Vertikalkraft	Resultierende Horizontal-kraft	Gesamt-moment	Exzentrizität	$\sigma_{talseits}$	$\sigma_{bergseits}$
R_V	R_H				
[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[MPa]	[MPa]
1356	1385	6378	4.70	0.52	-0.25

B. Nachweis der Gleitsicherheit

φ =	35	[°]	c =	0.30	[MPa]
R_V =	1356	[kN]	σ_m =	0.14	[MPa]
R_H =	1385	[kN]	τ_m =	0.14	[MPa]
			$\tau_R = \sigma_m * \tan(\varphi) + c$ =	0.39	[MPa]

Tabelle 4 - Nachweis der Spannungen und Stabilität der Sperre - Querschnitt 2

ANHANG 2

Lebenslauf des verantwortlichen Ingenieurs dieser Studie

Lebenslauf von Herrn _____

Geboren am _____

1995	Diplom als Ingenieur an der ETHZ
1995-1997	Mitarbeit im Ingenieurbüro _____ AG beim Kanalisations-projekt der Stadt _____ (CH)
1997-1999	Projektingenieur bei der Bauabteilung der Unternehmung _____ AG, die mit der Erdbebenstudie der Brücke _____ in Frankreich beauftragt war
1999-2001	Ingenieurbüro _____ AG Verantwortlicher der Erneuerungsprojekte der Sperren _____ (CH): Ersetzen der Hochwasserentlastungen _____ (CH): Überhöhungsprojekt mit Baubegleitung _____ (CH): Projekt der neuen Wasserableitung.