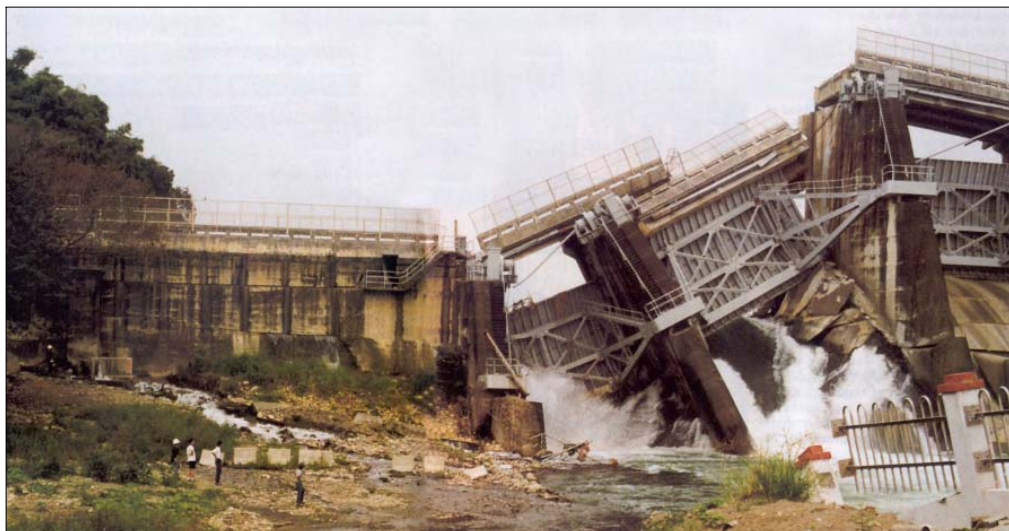


**Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft
Österreichische Staubeckenkommission**

ERDBEBENBERECHNUNG VON TALSPERREN

BAND 1

Grundlagen



2001

Inhaltsverzeichnis	Seite
1. Einleitung	2
1.1. Allgemeines	2
1.2. Erdbeben und Talsperrensicherheit	3
2. Seismologische Grundlagen	6
2.1. Entstehung von Erdbeben	6
2.2. Erdbebenskalen	6
2.3. Ingenieurmäßige Auswertung	7
2.4. Bemessungsbeben	10
3. Erdbebenschäden an Talsperren	12
3.1. Überblick	12
3.2. Beobachtete Schäden	15
3.2.1. Betonsperren	15
3.2.2. Schüttdämme	16
3.3. Registrierung von Fernbeben durch Lotanlagen	17
4. Rechenmodell	19
4.1. Allgemeines	19
4.2. Absperrbauwerke	20
4.3. Untergrund	20
4.4. Stausee	21
4.5. Materialkennwerte	23
4.5.1. Beton	23
4.5.2. Schüttmaterialien	23
5. Rechenmethoden	25
5.1. Allgemeines	25
5.2. Pseudostatische Methode	25
5.3. Dynamische Näherungsberechnungen	25
5.4. Modale Analysen	26
5.5. Analyse im Frequenzbereich	27
5.6 Direkte Integration	27
6. Instrumentierung	28
7. Literatur	29

1. Einleitung

1.1. Allgemeines

Stauanlagen und dabei insbesondere die Absperrbauwerke sind so zu errichten und zu betreiben, daß sie auch für den Fall von seltenen und extremen Einwirkungen sicher sind. Für die Gewährleistung der Sicherheit solcher Anlagen gibt es in Österreich keine starre Reglementierung. Das generelle Vorgehen wird durch das Österreichische Wasserrechtsgesetz geregelt, zu einigen Detailfragen wurden von der Staubeckenkommission Richtlinien erlassen. Als allgemeine Forderung gilt, daß die Anlagen dem jeweiligen Stand der Technik entsprechen müssen.

Der Lastfall Erdbeben wurde in Österreich bei der Bemessung und Sicherheitsbeurteilung der Talsperren als ein zwar seltener, jedoch möglicher Lastfall auch bereits bisher berücksichtigt. Die Staubeckenkommission hat sich zu Beginn der Siebzigerjahre eingehend mit der Erdbebenfrage beschäftigt und dazu 1974 Richtlinien [1.1] erlassen. Dem damaligen **Stand der Technik** entsprechend steht darin als Verfahren für die rechnerischen Nachweise die pseudostatische Berechnung im Vordergrund.

Seit der Formulierung der Empfehlungen im Jahre 1974 haben sich zur Frage der Erdbebensicherheit von Talsperren zwar keine grundsätzlich neuen und mit der bisherigen Praxis im Widerspruch stehenden Gesichtspunkte ergeben, der Stand der Technik und des Wissens hat sich in den vergangenen 25 Jahren jedoch beträchtlich weiterentwickelt. Dies betrifft vor allem

- die Kenntnisse über die Erdbebenanregung,
- spezifische Fragen bei der Berechnung von Talsperren, wie z.B. Zusammenwirken von Wasser, Untergrund und Strukturen oder Bodenverflüssigung von Schüttmaterialien,
- die Rechenmethoden und auch die Verfügbarkeit der Methoden und
- das Verhalten von Talsperren, welche zum Teil erheblichen Erdbebeneinwirkungen ausgesetzt waren.

Für die Stauanlagen in Österreich gibt es auch aus heutiger Sicht keinen Grund, an deren Erdbebensicherheit zu zweifeln, zumal die Anlagen in Österreich konservativ bemessen und gut überwacht und gewartet werden. Dennoch ist es im öffentlichen Interesse und auch im Interesse des Eigentümers, das Verhalten der Anlagen und die Sicherheitsreserven im Falle eines Erdbebens unter Zugrundelegung des anerkannten aktuellen Standes der Technik zu kennen.

Dafür schien die Überarbeitung der Empfehlungen angezeigt. Für diese Aufgabe wurde von der Staubeckenkommission eine Arbeitsgruppe eingesetzt. Die Mitglieder sind:

Leiter: P. Oberhuber

Mitglieder: P. Hochmair, W. Lenhardt, R. Melbinger, P. Tschernutter

Experten: R. Gerstner, E.H. Weiß, W. Demmer, H.N. Linsbauer

Ziel der Arbeiten dieser Arbeitsgruppe war es,

- den derzeitigen Stand der Technik bei der Erdbebenberechnung von Talsperren darzustellen,
- für Österreich verbesserte Grundlagen für die Erdbebenanregung zu erstellen,
- für die Durchführung der Erdbebenberechnungen einen Leitfaden vorzugeben und
- noch offene Fragen und damit Schwerpunkte für die zukünftige Forschung und Entwicklung aufzuzeigen.

Die Erarbeitung bzw. Zusammenstellung des derzeitigen Standes der Technik und eine Quantifizierung der Seismizität in Österreich war erforderlich, um für die Neuformulierung der Empfehlungen eine solide Basis zu besitzen. Angeregt wurde diese Grundlagenerarbeitung unter anderem auch durch den Bericht „Erdbeben und Talsperren in der Schweiz“ des Schweizer Nationalkomitees für Große Talsperren [1.2].

Die Neufassung der Empfehlungen wurde der bisherigen Praxis entsprechend kurz gehalten. Sie sind als Anleitung zu verstehen, wie bei Stauanlagen der Lastfall Erdbeben dem derzeitigen Stand der Technik entsprechend zu behandeln ist. Gegenüber den bisherigen Richtlinien sind nunmehr, insbesondere bei Betonsperren, für Erdbebennachweise dynamische Berechnungen anzuwenden.

Zur Veranschaulichung der verschiedenen Berechnungsmöglichkeiten und der Anwendung der Richtlinien wurden für die drei Sperrentypen

- Gewichtsmauer am Beispiel der Sperre Großer Mühdorfersee,
- Bogenmauer am Beispiel der Sperre Wiederschwing und
- Schüttdamm mit Kerndichtung am Beispiel des Durlaßboden-Dammes

dynamische Erdbebenberechnungen nach verschiedenen Verfahren und die Nachweise entsprechend den Richtlinien durchgeführt.

Die Veröffentlichung der Arbeiten der Arbeitsgruppe wurde zur einfacheren Handhabung in 6 Bände gegliedert:

- Band 1 enthält den eigentlichen Bericht zum Stand der Technik.
- Band 2 beschreibt die Erdbebengefährdung in Österreich und enthält Angaben über die den Berechnungen zugrundezulegenden Erdbeben.
- Band 3 beinhaltet die Richtlinien.
- Band 4, 5 und 6 enthalten die Beispiele der Erdbebenberechnungen für die verschiedenen Sperrentypen.

Die vorliegenden Bände sind vor allem an die Talsperrenbetreiber, Planer, Behörden, aber auch an einschlägige Forschungsstätten gerichtet. Damit sollen in Zukunft sowohl für Neuanlagen als auch bei der Überprüfung bestehender Anlagen die Erdbebenberechnungen nach einheitlichen Kriterien und dem Stand der Technik entsprechend durchgeführt werden. Die erarbeiteten Unterlagen und dabei insbesondere die Richtlinien sind als Basis bzw. Hilfe für die Sicherheitsanalysen zu betrachten, sie ersetzen aber keinesfalls den Experten mit profunder Fachkenntnis, dem nach wie vor die Sicherheitsbeurteilung vorbehalten bleibt.

1.2. Erdbeben und Talsperrensicherheit

Erdbeben sind zwar seltene, aber jedenfalls mögliche Einwirkungen auf Bauwerke. Österreich ist ein Gebiet mit geringer bis mittlerer Seismizität, und der Lastfall Erdbeben ist beim Entwurf, der Bemessung, Konstruktion und der Sicherheitsanalyse von Bauwerken im allgemeinen zu berücksichtigen.

Für Hochbauten sind die Regeln für den Nachweis der Erdbebensicherheit in ÖNORM B 4015 festgehalten. Ausgenommen aus dem Anwendungsbereich sind eine Reihe von speziellen Bauwerken, darunter auch Talsperren.

Nach einer Schweizer Studie ist das Erdbebenrisiko, ermittelt aus Eintrittswahrscheinlichkeit und Schadenspotential, verglichen zu anderen Naturgefahren wie z.B. Hochwasser, Lawinen oder Meteoriten, das größte Naturgefahrenrisiko in der Schweiz [1.3] -für Österreich dürften ähnliche Verhältnisse vorliegen.

Grundsätzlich lösen Erdbeben entlang von Bruchflächen bleibende Relativverschiebungen, die bis zur Erdoberfläche reichen können, sowie Erschütterungen aus. Erdbeben können das Bauwerk direkt oder indirekt beanspruchen, sie können aber auch über das unmittelbare Ereignis hinaus, wie z.B. durch Ausfall der Betriebseinrichtungen, die Sicherheit beeinträchtigen. Hinsichtlich der Folgen kann somit zwischen primären (direkten und indirekten) sowie sekundären Auswirkungen unterschieden werden [1.2].

Unter direkten Auswirkungen eines Erdbebens auf das Absperrbauwerk wären Verschiebungen, Setzungen (Freibordverlust), Risse, Rutschungen, Gleitungen und generell Überbeanspruchungen zu verstehen. Indirekte Auswirkungen wären z.B. Erosionen, verursacht durch Schwall zufolge Rutschungen bzw. Felsstürzen im Stauraumbereich oder Erosionen als Folge von Setzungen, Ribbildungen etc. Sekundäre, meist zeitlich verzögerte Auswirkungen wären z.B. Überbeanspruchungen zufolge Ausfall von Betriebseinrichtungen.

Im wesentlichen sollten bei der Sicherheitsanalyse einer Stauanlage jeweils alle möglichen Wirkungen in Betracht gezogen und nicht nur die rechnerische Sicherheit des Absperrbauwerkes nachgewiesen werden.

Zur Gewährleistung der Sicherheit von Stauanlagen wird in Österreich, ähnlich wie z.B. in der Schweiz [1.4], ein gestaffeltes Sicherheitskonzept verfolgt. Dazu gehören:

- Konstruktive Sicherheit: Sorgfältige Planung und Bauherstellung, aber auch Instandhaltung.
- Überwachung: Meßtechnische Überwachung und regelmäßige Inspektionen und Erprobungen, um bedenkliche Entwicklungen rechtzeitig erkennen und Gegenmaßnahmen zu ergreifen.
- Notmaßnahmen: Notabsenkung, Evakuierung, um Folgeschäden möglichst zu minimieren.

Überwachung und allfällige Notmaßnahmen tragen zur Sicherheit von Stauanlagen bei, weil sich bedrohliche Zustände bei derartigen Anlagen im allgemeinen langsam entwickeln und meist genügend Zeit gegeben ist, entsprechende Maßnahmen einzuleiten.

Für den Lastfall Erdbeben trifft dies jedoch nicht zu. Der Zeitpunkt des Eintreffens läßt sich nicht vorhersagen, und die Einwirkung läuft derart schnell ab, daß Rückmeldungen aus der Bauwerksüberwachung und daraus abzuleitende Maßnahmen zu spät kommen würden. Das heißt, die Verhinderung eines Schadens durch Erdbeben ist, trotz der geringen Eintretenswahrscheinlichkeit, eine primäre Entwurfsaufgabe.

Daraus ergeben sich Konsequenzen vor allem für die Projektierung aber auch für die Überwachung einer Anlage. Stauanlagen müssen jedenfalls so bemessen, errichtet und instandgehalten werden, daß sie Erdbebenbelastungen ohne kritische Schäden überstehen.

Nach den **ICOLD-Richtlinien** [1.5] sind Stauanlagen für zwei Erdbebenlastfälle auszulegen, und zwar für das

- **Betriebserdbeben** (Operating Basis Earthquake, OBE) und das
- **Maximal Denkbare Erdbeben** (Maximum Credible Earthquake, MCE).

Als OBE ist nach diesen Richtlinien ein Erdbeben anzusetzen, das in 100 Jahren mit 50 %iger Wahrscheinlichkeit nicht überschritten wird. Das entspricht etwa einem 143 jährlichen Erdbeben - bei einem 100 jährlichen Erdbeben ist die Wahrscheinlichkeit, das dieses in 100 Jahren nicht überschritten wird, nur ca 37% (Band 2). Es dürfen dabei keine nennenswerten Schäden auftreten, und die Betriebssicherheit der Anlage muß gewährleistet sein. Als MCE ist das größtmögliche, "vernünftig" denkbare Erdbeben anzusetzen, und es dürfen dabei keine Schäden mit der Folge eines unkontrollierten Wasserabflusses auftreten, begrenzte Schäden werden toleriert. Die Erdbebenlastfälle sind jeweils in ungünstiger Kombination mit den normalen Belastungen, wie z.B. Vollstau, Temperatur etc. anzusetzen.

Um eine gefährliche Entwicklung allfälliger Schäden zu verhindern, ist unmittelbar nach einem Bebenereignis das Bauwerk sorgfältig zu inspizieren. Diese Überprüfung muß Sperre einschließlich Gründung, Vorland, Stauraum und Betriebseinrichtungen (Hochwasserentlastungsanlage, Grundablaß) umfassen. Dies erfordert Einrichtungen, um das Ereignis sicher zu erkennen sowie entsprechende betriebliche Vorkehrungen (Betriebsanweisungen und Personaleinsatz).

In Österreich sind an Stauanlagen bisher noch nie Schäden durch Erdbeben aufgetreten. Weltweit betrachtet haben Erdbeben an Talsperren zwar zum Teil erhebliche Schädigungen, hervorgerufen und es hat sogar Brüche gegeben, es ist jedoch kein Fall einer Talsperrenkatastrophe zufolge Erdbeben dokumentiert. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, daß Talsperren, wenn man von Dämmen, die mit ungeeignetem Schüttmaterial errichtet wurden, absieht, gegen Erdbeben generell widerstandsfähig sind und der Erdbebenlastfall bei der Auslegung stets berücksichtigt wird. Systematische Mängel hinsichtlich der Erdbebensicherheit, wie z.B. bei Fertigteilbrücken im Auflagerbereich oder bei Aussteifungen von Hochbaukonstruktionen, waren bei Talsperren nicht festzustellen.

2. Seismologische Grundlagen

2.1. Entstehung von Erdbeben

Für unsere Betrachtungen sind ausschließlich die tektonischen Beben von Bedeutung. Andere Bebenursachen, wie z.B. vulkanische Beben, Einsturzbeben oder von Stauseen induzierte Beben, spielen in Österreich keine und weltweit nur eine untergeordnete Rolle.

Tektonische Beben werden durch Bruchvorgänge in der Erdkruste als Folge von überhöhten Spannungen ausgelöst. Der Spannungsaufbau erfolgt über längere Zeiträume durch unterschiedliche Bewegungen der verschiedenen Platten der Erdkruste. Die Entspannung erfolgt meist plötzlich und oftmals entlang bekannter Bruchflächen. Diese Bruchvorgänge lösen an der Erdoberfläche Erschütterungen aus, bei größeren Ereignissen können die Versetzungen entlang der Bruchflächen bis zur Oberfläche reichen und somit in der Erdoberfläche Verstellungen entlang von Bruchlinien bewirken.

Die wichtigsten Begriffe zur Lokalisierung von Erdbeben sind.

- Herdfläche: Darunter versteht man die Bruchfläche im Erdinneren. Deren Länge kann bei kleinen Beben in der Größenordnung von 10 m liegen, jedoch bei den größten Beben über 100 km betragen.
- Hypozentrum: Ist die instrumentell bestimmte Lage des Erdbebenherdes im Erdinneren.
- Epizentrum: Ist der lotrecht über den Hypozentrum liegende Punkt an der Erdoberfläche.
- Herdtiefe: Tiefe des Hypozentrums unter der Erdoberfläche. Es wird zwischen Flachbeben mit Herdtiefen < 70 km und Tiefbeben mit größeren Herdtiefen unterschieden. In Österreich sind ausschließlich Flachbeben mit Herdtiefen zwischen 3 km und 30 km von Bedeutung, weltweit wurden Herdtiefen bis zu 700 km registriert.
- Epizentraldistanz: Abstand zwischen Epizentrum und einem betrachteten Punkt.
- Schüttergebiet: Gebiet, in dem das Erdbeben durch Menschen wahrgenommen wird.

2.2. Erdbebenskalen

Die Auswirkungen bzw. die Stärke eines Erdbebens werden durch zwei Größen, die Intensität **I** und Magnitude **M** beschrieben.

Die **Intensität** ist ein Maß für die Auswirkung eines Erdbebens an einem bestimmten Standort. Sie basiert auf einer Bewertung der Wahrnehmungen der Bevölkerung und der aufgetretenen Schäden. Seit Mitte des 19. Jahrhunderts werden die Wahrnehmungen und Schäden nach verschiedenen Intensitätsskalen systematisch klassifiziert. In Europa wurde 1964 die 12stufige MSK-Skala (Medvedev-Sponheuer-Karnik) eingeführt, heute wird in Europa die Europäische Makroseismische Skala verwendet (Band 2).

Die Intensität eines Bebens ist von Ort zu Ort verschieden. Die stärksten Erschütterungen werden im allgemeinen im Epizentralgebiet wahrgenommen und man spricht dabei von der Epizentralintensität **I₀** eines Bebens.

Die **Magnitude** ist ein Maß für die Energie, die durch ein Erdbeben freigesetzt wird. Sie wird meist nach dem von C.F. Richter 1935 angegebenen Verfahren aus den Registrierungen an den Erdbebenstationen ermittelt [2.1].

Zwischen der Magnitude und der Energie eines Bebens besteht folgende empirische Beziehung:

$$\log E = 11,4 + 1,5 M$$

wobei M die Magnitude nach Richter und E die Energie in erg bedeutet. Die stärksten Beben (M ca. 8,5) haben Energien von 10^{24} erg, das entspricht ungefähr 30.000 GWh, die größten für Österreich anzusetzenden Erdbeben (M ca. 5,7) haben Energien von 10^{20} erg, entsprechend ca. 3 GWh. Zum Vergleich: Der Jahresverbrauch elektrischer Energie in Österreich beträgt ca. 50.000 GWh.

Für die Beziehung zwischen Magnitude M, Epizentralintensität I_0 und Herdtiefe h gibt es mehrere empirische Formeln. Die für unsere Region am ehesten zutreffende Beziehung lautet (Band 2):

$$M = 0,67 I_0 + 2,3 \log h[\text{km}] - 2,0$$

2.3. Ingenieurmäßige Auswertung

Seit ca. 1890 können Erdbeben mittels Seismographen aufgezeichnet werden. Als Meßprinzip wird dabei die Erfassung der Relativbewegung des Bodens gegenüber einem Einmassenschwinger mit sehr tiefer Frequenz verwendet. Die Aufzeichnungen erfolgen in den drei Richtungen. Neuere Geräte (Abb. 2.1) decken einen sehr großen Beschleunigungsbereich von z.B. 0,5 g mit einer Auflösung von 0,00025 g ab, als Resultate werden bereits die Beschleunigungen in den drei Richtungen in digitaler Form aufgezeichnet, eine automatische Aktivierung der Aufzeichnung (Triggerung) bei einer bestimmten Beschleunigung, z.B. 0,01 g, ist möglich.



Abb. 2.1: Beschleunigungsaufnehmer in der Sperre Schlegeis

Aus den aufgezeichneten Seismogrammen einer Bewegungsgröße, z.B. der Beschleunigung (**Beschleunigungszeitverlauf**, Acceleration Time History), können die anderen Bewegungsgrößen, wie z.B. Geschwindigkeiten und Verformungen, ermittelt werden. Abb. 2.2 zeigt die Beschleunigungen in den drei Richtungen für das Friaul-Erdbeben 1976, Station Tolmezzo, Abb. 2.3 die Zeitverläufe für die drei Bewegungsgrößen Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verformung der N-S-Komponente dieses Erdbebens. Zeitverläufe können von verschiedenen Institutionen, mittlerweile auch über Internet, bezogen werden.

Aus den Seismogrammen kann neben der Stärke des Erdbebens vor allem auch die Dauer sowie das Eintreffen der verschiedenen Wellentypen abgelesen werden. Aus den Aufzeichnungen von mehreren Stationen (mindestens 3) kann der Erdbebenherd lokalisiert und die Erdbebenstärke ermittelt werden.

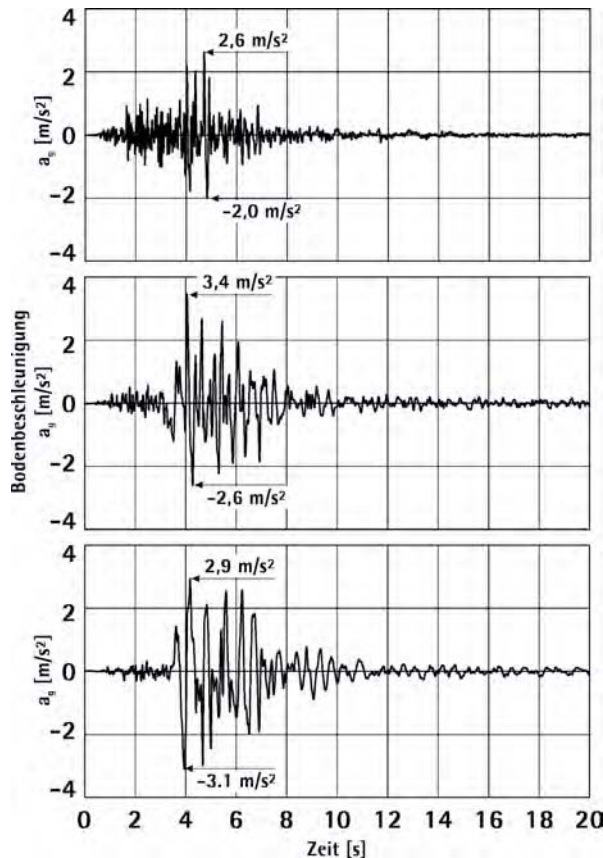


Abb. 2.2: Beschleunigungs-Zeitverläufe, Vertikal, N-S, E-W Station Tolmezzo, Friaul-Erdbeben 1976, [2.8]

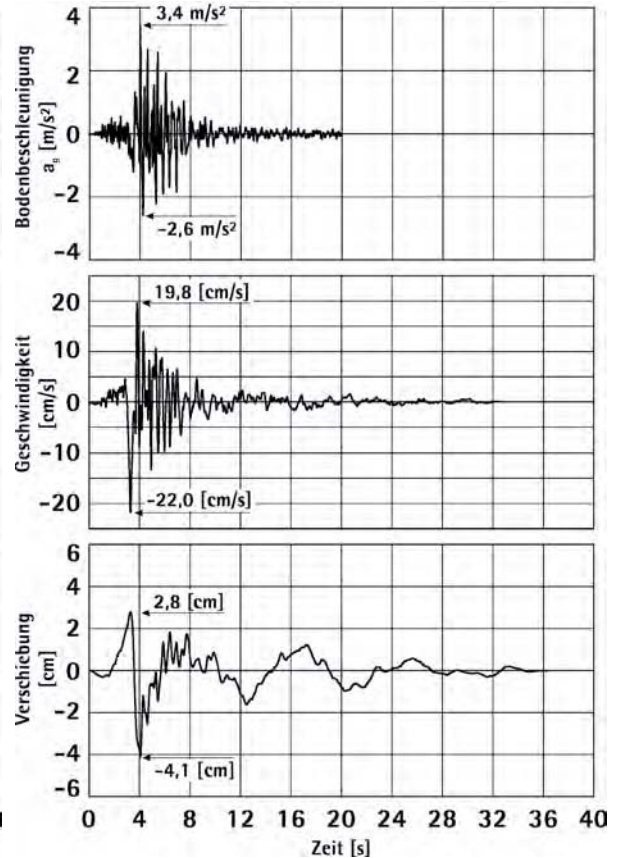


Abb. 2.3: Zeitverläufe, N-S Komponente Station Tolmezzo, Friaul-Erdbeben 1976, [2.8]

Um einen noch besseren Einblick in die Eigenschaften eines aufgezeichneten Erdbebens zu erhalten, können die Zeitverläufe nach verschiedenen Gesichtspunkten ausgewertet werden. Am wesentlichsten für den Bauingenieur ist dabei die Berechnung der zugehörigen Antwortspektren (Response Spectra). Ein **Antwortspektrum** ist die Antwort (maximale Bewegungsgröße) von Einmassenschwingern mit unterschiedlicher Frequenz und Dämpfung auf den vorgegebenen Zeitverlauf der Erschütterung. Die Erregung erfolgt dabei am Fußpunkt des Einmassenschwingers, die daraus resultierenden maximalen Bewegungsgrößen der Masse, die maximale relative Verschiebung, die maximale relative Geschwindigkeit und die maximale absolute Beschleunigung stehen näherungsweise in einem bestimmten Verhältnis zueinander und lassen sich deswegen in einem sogenannten tripartiten Diagramm darstellen. Für das Friaul-Erdbeben sind die Antwortspektren für verschiedene Dämpfungen ζ in Abb. 2.4 dargestellt. Einzelheiten zu der Ermittlung und den Eigenschaften von Antwortspektren sh. z.B. [2.2].

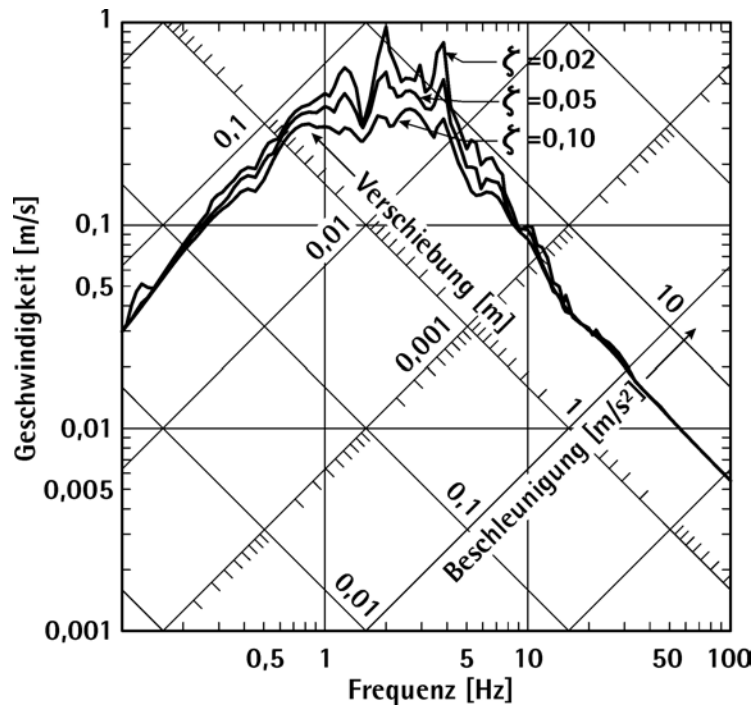


Abb. 2.4: Antwortspektrum, N-S - Komponente, Station Tolmezzo, Friaul-Erdbeben 1976, [2.8]

Für die Fragen zur Erdbeben­tätigkeit in Österreich ist der **Österreichische Erdbe­bendienst** zuständig. Dieser ist der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) angegliedert. Allgemeine Auskünfte, insbesondere auch über aktuelle Erdbebenereignisse, können über das Internet (www.zamg.ac.at) abgefragt werden. Vom Erdbe­bendienst wird auch das seismische Meßnetz in Österreich (Abb. 2.5) betrieben.

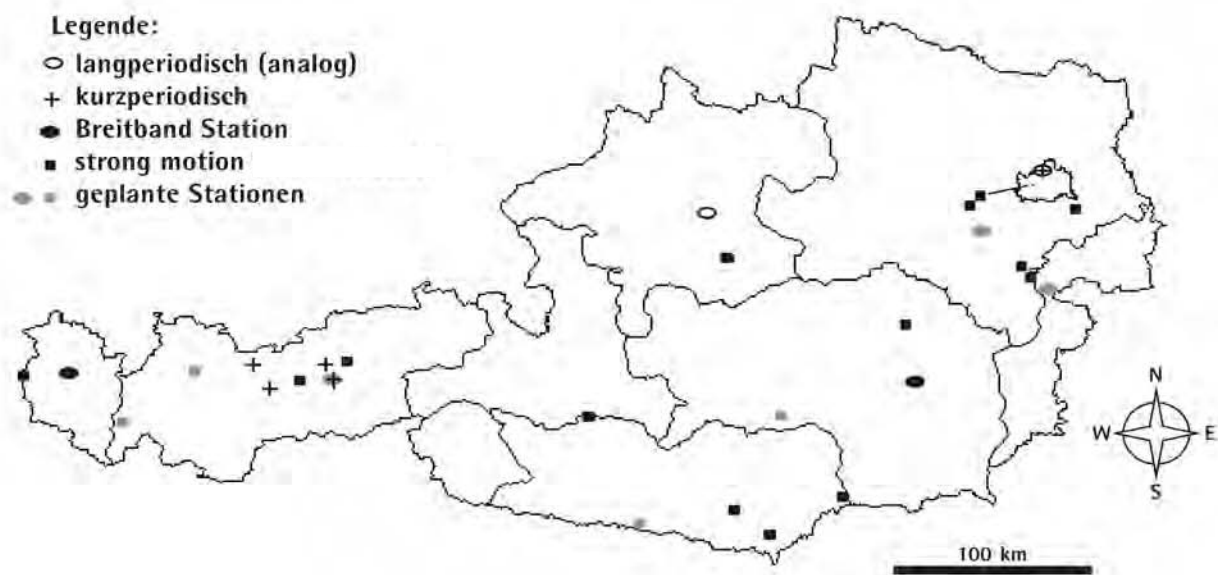


Abb. 2.5: Seismisches Meßnetz in Österreich, Stand Juni 1999

Dieses Meßnetz umfaßt kurzperiodische Systeme hauptsächlich für die Erfassung von Nahbeben, Breitbandssysteme für die Erfassung von kleinsten Bodenbewegungen und die sogenannten Strong-Motion-Systems für die Registrierung von stärkeren Bodenbewegungen

2.4. Bemessungsbeben

Den Standsicherheitsnachweisen sind sogenannte Bemessungsbeben zugrunde zu legen. Je nach Rechenverfahren sind dabei in den horizontalen und vertikalen Richtungen die folgenden Angaben erforderlich:

- Die maximalen Beschleunigungen (Peak Ground Acceleration),
- die normierten Bemessungsspektren (Design Spectra), und/oder
- die normierten Zeitverläufe (Time Histories).

Für Stauanlagen sind diese Angaben sowohl für das OBE als auch das MCE erforderlich.

Die Basis für die Ermittlung der Bemessungsbeben bildet die seismische Gefährdung des zu betrachtenden Standortes und diese wird primär aus den vorliegenden Daten über historische Erdbeben sowie aus den globalen und lokalen, für die Seismizität maßgebenden geologischen Gegebenheiten abgeleitet.

Für die bei Talsperren in Österreich anzusetzenden Bemessungsbeben wurde im Rahmen des Arbeitskreises eine entsprechende Studie durchgeführt. Vorgehen und Ergebnisse sind in Band 2 im Detail beschrieben und werden im folgenden nur kurz zusammengefaßt.

Grundlage für diese Studie bildet die für Österreich zur Verfügung stehende Schadensbebenstatistik. Diese wurde bereits Anfang des 13. Jahrhunderts begonnen und enthält über die letzten ca. 250 Jahre eine lückenlose Erfassung der Erdbeben. Die Erdbeben sind nach Intensitäten klassifiziert. Aus der örtlichen Verteilung der Intensitäten eines Erdbebens kann auf die Intensität im Epizentrum geschlossen werden. Zwischen Epizentralintensität und Magnitude wurde die in Abschnitt 2.2 angegebene Beziehung verwendet. Aus den für einen Standort relevanten Erdbebenherden und der Statistik über deren Stärken lassen sich die Kennwerte für die Bodenbewegungen ermitteln. Es wurden dafür die Beziehungen von McGuire [2.3] verwendet. Für die maximale horizontale Beschleunigung gilt:

$$a_{\max} = 10 \exp [0.67 + 0.28 M - 1.3 \log (R+25)]$$

wobei R die Hypozentraldistanz in Kilometer, M die Magnitude und a_{\max} die maximale horizontale Beschleunigung in m/s^2 bedeutet.

Auf der Basis der Schadensbebenstatistik und mit den oben angeführten Beziehungen wurde für das gesamte Bundesgebiet eine OBE-Gefährdungskarte ermittelt, wobei das OBE mit dem 200-jährlichen Erdbeben gleichgesetzt wurde. Die Erdbebengefährdung wird in Form von Isolinien für die maximalen horizontalen Beschleunigungen angegeben.

Für das MCE wurde auf der gleichen Basis, unter Berücksichtigung von Resultaten der Extremwertstatistik, historischer Erdbebenforschung und geologischen Informationen eine Zonenkarte entwickelt. Eine Wiederkehrperiode kann dem so abgeleiteten MCE nicht zugeordnet werden. Die Zoneneinteilung für das MCE ist weiters nur als Anhalt zu betrachten, im Einzelfall sind die regionalen und lokalen geologischen Verhältnisse zu berücksichtigen und es ist daher im allgemeinen ein seismologisches Gutachten für den jeweiligen Standort einzuholen.

Die Karten für das OBE und das MCE sind in den Richtlinien Band 3 zu finden, für das OBE beträgt der Mindestwert für die maximale horizontale Beschleunigung $0,6 \text{ m/s}^2$ und der Größtwert im Bundesgebiet $1,4 \text{ m/s}^2$, für das MCE liegen die maximalen horizontalen Beschleunigungen zwischen den Werten $1,1 \text{ m/s}^2$ und $3,0 \text{ m/s}^2$.

Für die vertikalen Bodenbewegungen wird empfohlen, zwei Drittel der für die horizontale Richtung geltenden Werte anzusetzen.

Neben den maximalen Bodenbeschleunigungen sind für das Bemessungserdbeben auch die anzuwendenden Antwortspektren, d.h. die Bemessungsspektren vorzugeben. Für die Ermittlung von Bemessungsspektren gibt es grundsätzlich zwei Möglichkeiten:

- Eine rein theoretische, bei der man versucht, aus den Bruchvorgängen und den Kenntnissen über die Wellenfortpflanzung auf die Anregung am Standort zu schließen und
- eine mehr empirische Methode, bei der gemessene Zeitverläufe zugrundegelegt werden.

Die meisten der heute verwendeten Bemessungsspektren basieren auf der zweiten Methode, Beispiele dafür sind:

- Das von Newmark entwickelte Spektrum [2.4],
- die für die amerikanischen Kernkraftwerke entwickelten US-NRC-Spektren [2.5],
- die für Schweizer Kernanlagen entwickelten HSK-Spektren [2.6] oder
- die auf der Studie von McGuire [2.3] basierenden Spektren.

Bei der Festlegung der Bemessungsspektren für Österreich wurde die McGuire-Studie als Basis verwendet. Das daraus abgeleitete Spektrum gilt für Felsuntergrund, aber auch für Alluvionen. Nicht anzuwenden ist das Spektrum für Untergrundverhältnisse, bei denen signifikante Verstärkungen der Anregung durch Sedimente zu erwarten sind. Für solche Fälle ist entweder eine eigene Studie über den Einfluß des Untergrundes durchzuführen oder näherungsweise ein etwas modifiziertes Spektrum zu verwenden.

Für verschiedene Rechenverfahren, wie z.B. die Berechnung im Frequenzbereich oder direkte Integration, sind als Eingangswert die Zeitverläufe der Bodenbeschleunigungen erforderlich. Es sind dafür Zeitverläufe zu verwenden, die mit den Bemessungsspektren kompatibel sind, d.h. ein Antwortspektrum ergeben, das vom Bemessungsspektrum nicht allzu sehr abweicht. Verwendet werden dafür geeignete historische Erdbeben oder sogenannte künstlich generierte. Für die Generierung von künstlichen Erdbeben gibt es entsprechende Computerprogramme [2.7]. Für die für Österreich anzusetzenden Bemessungsspektren wurden 3 Zeitverläufe generiert. Diese Zeitverläufe sind stochastisch unabhängig und können für die 3 Anregungsrichtungen verwendet werden (Band 3).

3. Erdbebenschäden an Talsperren

3.1. Überblick

Über Schäden an Talsperren, die durch Erdbeben verursacht wurden, gibt es einige Zusammenstellungen bzw. Statistiken. Aus diesen Übersichten können generelle Aussagen abgeleitet werden, eine statistische Auswertung dieser Informationen ist jedoch problematisch, da die Daten meist unvollständig sind. Aus einigen Ländern, mit einer großen Anzahl von Talsperren und einer hohen Seismizität, wie zum Beispiel China, liegen kaum Informationen vor.

In einigen Statistiken ist die Anzahl der Schäden bzw. Brüche von Talsperren zufolge Erdbeben der Gesamtanzahl der Talsperren gegenübergestellt. Dies ist eine mögliche Betrachtungsweise. Um Aussagen hinsichtlich der Erdbebensicherheit von Anlagen zu erhalten, wäre es jedoch richtiger, jeweils für ein bestimmtes Erdbeben die Anzahl der beschädigten Talsperren den betroffenen gegenüberzustellen. Derartige Auswertungen gibt es jedoch nur für Einzelereignisse und meist auch nicht systematisch.

Eine weitere wesentliche Frage bei Erdbebenstatistiken betrifft die sogenannten Tailings Dams, da diese in den Talsperrenstatistiken meist nicht erfaßt sind, hinsichtlich Erdbeben jedoch zu den gefährdetsten Anlagentypen gehören.

Trotz aller Einschränkungen, die bei der Interpretation von unvollständigen Informationen geboten ist, können jedoch Talsperren, mit Ausnahme spezieller Typen wie z.B. Spüldämme, grundsätzlich als „erdbebensicher“ bezeichnet werden.

Die vorliegende Zusammenstellung (Tab. 3.1) basiert vorwiegend auf der von Dipl.-Ing. Boris Huber am Institut für Konstruktiven Wasserbau der TU Wien verfaßten Diplomarbeit [3.1] und der Zusammenstellung des amerikanischen Nationalkomitees für große Talsperren [3.2].

Tabelle 3.1 gibt einen Überblick über die aus der Literatur bekannten Erdbebenschäden an Talsperren. Es sind darin aus [3.1] die Zusammenstellungen für große Talsperren und für kleine Talsperren - nicht jedoch die Zusammenstellung für Tailings Dams - sowie einzelne Ergänzungen enthalten. Die Tabelle ist nach Erdbebenereignissen gegliedert. Für die Bezeichnungen des Sperrentyps wurden die ICOLD-Definitionen (VA = Bogenmauer, PG = Gewichtsmauer, CB = Pfeilerkopfmauer, TE = Erddamm, ER = Steinschüttdamm) übernommen. Für das Schadensausmaß wurde folgende Klassifizierung übernommen:

F.....	totales Versagen,
D1.....	sehr schwere Schäden, nahezu totales Versagen,
D2.....	schwere Schäden,
D3.....	moderate Schäden.

Eine ICOLD-Zusammenstellung und statistische Auswertung aus dem Jahre 1995 [3.3] über insgesamt ca. 180 Talsperrenbrüche weist unter den Betonsperren kein einziges Versagen zufolge Erdbeben und bei den Erddämmen in drei Fällen Erdbeben als Ursache für den Bruch aus. Es sind dies die Fälle LLiu-LLiu und Lo Ovalle in Chile 1985 und Lower San Fernando in den USA 1971. In einer anderen Zusammenstellung [3.1] sind diese Fälle mit D1 (sehr schwerer Schaden, nahezu totales Versagen) klassifiziert.

Land	Erdbeben		Sperre					
	Datum	M	Name	Type	Höhe [m]	Distanz zum Epizentr. [km]	Schaden	Literatur
USA	19/04/1906	8.3	Lower Howell	TE	11.7	0.0	F	3.4
			Piedmont	TE	16.0	29.0	D3	3.4
			San Andreas	TE	30.0	0.0	D2	3.4
			Temescal	TE	32.0	29.0	D3	3.4
			Upper Crystal Springs	TE	23.0	0.0	D2	3.4
			Upper Howell	TE	11.7	0.0	D3	3.4
Mexiko	1915	6.0	Volcano Lake	TE	11.7	?	D1	3.5
Japan	01/09/1923	7.9	Lower Murayama	TE	16.2	?	D2	3.5
			Ono	TE	49.3	30.0	D2	3.6
			Upper Murayama	TE	24.0	?	D2	3.5
USA	29/06/1925	6.3	Sheffield	TE	7.6	11.2	F	3.7
USA	08/1930	6.3	Chatsworth Dam	TE	13.4	19.3	D2	3.5
Mexiko	1940	7.0	Volcano Lake	TE	11.7	?	D1	3.5
Chile	06/04/1943	7.9	Cogoti	ER	82.7	89.0	D2	3.8
			Recoleta	TE	46.5	83.0	D3	3.8
Japan	1943	7.4	Mitani	PG	27.0	8.0	D3	3.25
USSR	1944	5.7	Boz `Suiskeya	TE	27.4	?	D3	3.4
Japan	21/12/1946	8.1	Honen-ike	CB	29.7	?	D3	3.6
			Otani-ike	TE	27.0	?	D2	3.6
Japan	28/06/1948	7.2	Hosogori	TE	8.5	4.8	F	3.5
USA	21/07/1952	7.7	Buena Vista	TE	6.0	29.0	D2	3.4
			Dry Canyon	TE	20.0	72.0	D2	3.4
			South Haiwee	TE	27.7	153.0	D3	3.4
Australien	1954	5.5	Barossa	VA	36.0	45.0	D3	3.25
Algerien	09/1954	7.7	Ponteba Dam	PG	18.0	3.5	D3	3.9
USA	23/10/1955	5.4	Saint Mary	TE	16.8	?	D3	3.5
Großbritannien	11/02/1957	6.5	Blackbrook Dam	PG	30.0	6.4	D3	3.10
USA	17/08/1959	7.6	Hebgen	TE	37.5	0.1	D2	3.4
Japan	19/08/1961	7.2	Miboro	ER	131.0	17.0	D3	3.11
China	19/03/1962	6.1	Hsinfengjiang	CB	105.0	1.5	D2	3.12
USA	27/03/1964	8.5	Eklutna	TE	8.0	240.0	D3	3.14
Japan	16/06/1964	7.5	Kanno	PG	45.0	74.0	D3	3.25
			Kijiyama	CB	46.0	68.0	D3	3.25
			Miomote	PG	88.0	42.0	D3	3.25
			Yakuwa	PG	98.0	61.0	D3	3.25
Mexiko	07/1964	7.0	La Calera	ER	30.3	125.0	D2	3.6
Chile	28/03/1965	7.0	Catopilco	TE	14.0	20.0	D2	3.8
			Culimo	TE	37.0	30.0	D3	3.8
			Huechun	TE	15.4	87.0	D3	3.8
			LLiu-LLiu	TE	20.0	86.0	D2	3.8
			Pitama	TE	16.5	107.0	D3	3.8
Jugoslawien	30/11/1967	6.5	Globocice	ER	98.0	20.0	D2	
Indien	11/12/1967	6.5	Koyna	PG	103.0	3.0	D2	3.13
Chile	03/03/1968	7.7	Rapel	VA	112.0	?	D3	3.25
Japan	16/05/1968	7.9	Shimizu River	TE	23.0	?	D3	3.14

Tab. 3.1.1: Erdbebenschäden an Talsperren, Teil 1

Land	Erdbeben		Sperr					
	Datum	M	Name	Type	Höhe [m]	Distanz zum Epizentr. [km]	Schaden	Literatur
Südafrika	1969	6.6	Ceres	VA	30.0	25.0	D3	3.25
Südafrika	1969	6.3	Krone	TE	7.0	?	F	3.14
China	05/01/1970	7.7	Redflag	PG	35.0	?	D3	3.25
USSR	14/05/1970	6.6	Cirjutskaja	TE	37.5	30.0	D2	
USA	09/02/1971	6.6	Channel Diversion Dike	TE	13.0	10.5	D3	3.4
			Lower San Fernando	TE	42.2	13.0	D1	3.4
			Pacoima	VA	114.0	6.4	D3	3.15
			San Fernando Dike B	TE	11.0	10.5	D3	3.4
			Upper San Fernando	TE	25.0	9.7	D1	3.4
Chile	08/07/1971	7.5	Catapiilco	TE	14.0	40.0	D2	3.8
			Cogoti	ER	82.7	168.0	D3	3.8
			Culimo	TE	37.0	56.0	D3	3.8
			Huechun	TE	15.4	112.0	D3	3.8
			LLiu-LLiu	TE	20.0	87.0	D2	3.8
			Lo Ovalle	TE	13.0	96.0	D3	3.8
			Perales de Tapihue	TE	14.5	105.0	D3	3.8
			Pitama	TE	16.5	93.0	D3	3.8
			Rungue	TE	21.0	94.0	D3	3.8
China	04/02/1975	7.3	Sandaoling	TE	17.0	?	D2	3.14
			Sherwao	PG	52.6	75.0	D3	3.15
			Shimenling	TE	46.0	33.0	D2	3.14
China	28/07/1976	7.8	Bahie	TE	66.0	100.0 - 150.0	D1	3.16
			Douhe	TE	22.0	?	D2	3.14
			Siathinze	VA	20.5	?	D3	3.25
Rumänien	04/03/1977	7.2	Izvorul Muntelui	PG	125.0	100.0	D3	3.17
Mexiko	14/03/1979	7.6	El Infiernillo	ER	147.5	87.0	D3	3.18
			La Villita	ER	60.0	108.0	D3	3.18
USA	27/05/1980	6.1	Long Valley	TE	55.0	nahe	D3	3.19
USA	24/04/1984	6.2	Leroy Anderson	ER	72.0	16.0	D2	3.20
Japan	14/09/1984	6.8	Makio	ER	106.0	5.0	D3	1.2
Chile	03/03/1985	7.8	La Marquesa	TE	10.0	45.0	F	3.21
			La Palma	TE	10.0	80.0	F	3.21
Mexiko	19/09/1985	8.1	El Infiernillo	ER	147.5	68.0	D3	1.2
			La Villita	ER	60.0	60.0	D3	1.2
Chile	1985	?	LLiu-LLiu	TE	20.0	?	D1	3.3
			Lo Ovalle	TE	13.0	?	D1	3.3
Neuseeland	02/03/1987	6.3	Matahina	ER	70.0	40.0	D3	3.22
Algerien	31/10/1988	5.4	Bouroumi	ER	100.0	15.0	D3	1.2
USA	17/10/1989	7.1	Austrian	TE	62.0	8.0	D2	3.23
			Guadalupe	TE	47.0	18.0	D3	3.23
			Leroy Anderson	ER	72.0	18.0	D3	3.23
			Lexington	TE	65.0	16.0	D3	3.23
Armenien	7.-8.12./89	7.0	Dzoraget	PG	15.0	40.0	D3	3.24
			Gumush	ER	17.3	60.0	D3	3.24
			Leninakan	PG	4.0	35.0	D3	3.24
Iran	21/06/1990	7.6	Sefid Rud	CB	106.0	< 1,0	D2	3.14

Tab. 3.1.2: Erdbebenschäden an Talsperren, Teil 2

3.2. Beobachtete Schäden

Generell kann ausgesagt werden, daß weltweit nur wenige Talsperren durch Erdbeben schwer beschädigt wurden und nur einige kleinere Erddämme vollständig zu Bruch gegangen sind. Es ist kein Fall dokumentiert, bei dem durch Erdbeben eine Talsperrenkatastrophe ausgelöst worden wäre.

Im folgenden werden die an Talsperren beobachteten Schäden, geordnet nach Sperrentypen, kurz beschrieben.

3.2.1. Betonsperren

Es ist kein Fall bekannt, bei dem eine Betonsperre durch Erdbeben zu Bruch gegangen wäre [3.2]. Die beobachteten Schäden sind vor allem

- Risse im Kronenbereich,
- Öffnung und Schäden an Blockfugen,
- Schäden an den Widerlagern und
- Zunahme der Sickerwässer.

Bei **Bogensperren** sind in keinem Fall schwere Schäden dokumentiert, obwohl einige Anlagen, wie zum Beispiel Pacoima in den Vereinigten Staaten, Ambiesta beim Friaul-Erdbeben in Italien sowie Honen-ike in Japan sehr starken Erdbeben ausgesetzt waren.

Die 1929 errichtete **Pacoima**-Sperre mit einer Höhe von 113 m und einer Kronenlänge von 190 m war beim San Fernando-Erdbeben 1971 einer Bodenbeschleunigung von ca. 0,7 g ausgesetzt. Am Felswiderlager oberhalb der Sperrenkrone wurden maximale horizontale Beschleunigungen von 1,25 g und Vertikalbeschleunigungen von maximal 0,7 g gemessen. Diese hohen Werte dürften jedoch auf die lokale Topographie zurückzuführen sein. Die Hauptfolgen des Erdbebens waren:

- Öffnen der Blockfuge zwischen Sperre und Widerlagerblock,
- Risse im Widerlagerblock,
- Talverengung mit einer Sehnenverkürzung von ca. 2,5 cm,
- Schäden am linken Widerlager,
- Zunahme des Sickerwassers und von Kluftwasserdrücken.

Bei **Gewichtsmauern** bzw. **Pfeilerkopfmauern** wurden zufolge Erdbeben etwas größere Schäden beobachtet als bei Gewölbemauern. Das bekannteste Beispiel ist die 1964 vollendete **Koyna**-Sperre in Indien mit einer Höhe von 103 m und einer Kronenlänge von 854 m. Die Sperre weist einen für eine Gewichtsmauer untypischen Querschnitt auf - Projektsänderung während der Bauausführung.

Das Erdbeben vom 11. Dezember 1967 mit einer Magnitude von ca. 6.5 wird allgemein als ein durch den Aufstau induziertes Beben angesehen. Im Kontrollgang in der Nähe der Aufstandsfläche wurden maximale Beschleunigungen von 0,63 g in Längsrichtung, 0,49 g in Querrichtung und 0,34 g in vertikaler Richtung beobachtet.

Die Hauptfolgen dieses Erdbebens waren vor allem horizontale Risse sowohl an der Wasser- als auch an der Luftseite der Sperre, konzentriert am Übergang der steileren zur flacheren Neigung der luftseitigen Sperrenoberfläche. Die Blöcke im Bereich des Hochwasserüberfalls mit einem gedrungeneren Querschnitt und ohne den schlanken Kronenbereich weisen keine Risse auf.

Einen spektakulären Schaden erlitt die Shih-Kang-Sperre beim 1999-Erdbeben in Taiwan (Abb. 3.1). Eine bei diesem Erdbeben aktive Störung kreuzt das Sperrenbauwerk und verursachte vertikale Relativverschiebungen von ca. 6 m. Es ist dies ein Beispiel für einen Schaden der durch Verformungen (Verstellungen) der Erdoberfläche und nicht durch Erschütterungen entstanden ist.



Abb. 3.1: Shih-Kang - Sperre nach dem Erdbeben von 1999, [3.26]

3.2.2. Schüttdämme

Bei Schüttdämmen war zu beobachten, daß sie teilweise ausgezeichnetes Verhalten bei Erdbeben zeigten, in einigen Fällen jedoch starke Schäden bzw. völliges Versagen verursacht wurde. Schlechtes Verhalten zeigten vor allem ältere Schüttdämme aus schlecht verdichteten Sanden und dabei vor allem die sogenannten Spüldämme sowie insbesondere die Tailings Dams. Nahezu alle Fälle von Brüchen von Dämmen zufolge Erdbeben betrafen Dämme mit schlecht verdichtetem und ungeeignetem Material und waren meist eine Folge der Bodenverflüssigung.

Das bekannteste Beispiel ist der 1915 fertiggestellte **Lower van Norman Dam**, auch bekannt unter Lower San Fernando Dam. Es handelt sich dabei um einen sogenannten Spüldamm mit einer Höhe von 42 m und einer Kronenlänge von 630 m. Dieser Damm wurde beim San Fernando-Erdbeben am 9. Februar 1971 durch eine Gleitung der wasserseitigen Böschung nahezu vollkommen zerstört (Abb. 3.2). Eine Katastrophe großen Ausmaßes - ca. 70.000 Leute leben unmittelbar unterhalb der Sperre - wurde nur dadurch vermieden, daß zum Zeitpunkt des Erdbebens der Wasserspiegel im Speicher ungewöhnlich tief war. Der Freibord nach der Rutschung betrug noch ca. 1,5 m. Die maximale Bodenbeschleunigung bei diesem Erdbeben betrug ca. 0,55 bis 0,6 g, die Kronenbeschleunigung war in derselben Größenordnung. Die Rutschung ist eindeutig auf Anstieg des Porenwasserdruckes und Verflüssigung des feinkörnigen Schüttmaterials zurückzuführen. Aus den diversen Meßergebnissen konnte rückgeschlossen werden, daß die Rutschung erst ca. 30 Sekunden nach Ende des Erdbebens eingesetzt hat.



Abb. 3.2: Lower van Norman Dam nach dem Erdbeben von 1971

Ein Beispiel für große, durch ein Erdbeben induzierte Wasserwellen ist der **Hebgen**-Speicher in den USA [3.2]. Der mehr als 20 km lange Stauraum, der durch einen ca. 30 m hohen Erddamm abgeschlossen wird, war beim Erdbeben 1959 nahezu voll. Durch die Erschütterungen, Verformungen des Beckens und Rutschungen wurden Wasserwellen von erheblicher Größe ausgelöst und der Damm dadurch überströmt. Dies führte zu Erosionsschäden an der Luftseite, nicht jedoch zum Bruch.

Von zahlreichen Dämmen liegen Beschleunigungsaufzeichnungen vor, und zwar von Instrumenten an der Aufstandsfläche und im Bereich der Krone. Die daraus abzuleitende Aufschaukelung der Bewegungen zwischen Aufstandsfläche und Krone ist sehr unterschiedlich und hängt offensichtlich von mehreren Parametern wie z.B. Erdbebenstärke, Grad der Materialnichtlinearität ab. Nach [3.2] sind Werte von 1.5 bis 2.5 für Sperren mittlerer Höhe und starken Erdbeben üblich. Die generelle Tendenz ist, daß die Aufschaukelung mit zunehmender Sperrenhöhe zunimmt und schwächere Beben zu höheren Aufschaukelungen führen als stärkere.

3.3. Registrierung von Fernbeben durch Lotanlagen

Durch die automatische Registrierung und Grenzwertüberwachung von Lotanlagen in Talsperren wurde festgestellt, daß durch Fernbeben Lote erheblich angeregt und damit in Schwingung versetzt werden können. In mehreren Fällen kam es dadurch zu kurzzeitigen Grenzwertüberschreitungen und damit Alarmauslösungen. Die Talsperren selbst werden bei diesen Beben keinesfalls angeregt oder in irgendeiner Weise beansprucht, es ist lediglich das Meßinstrument, das auf die Bewegungen reagiert.

Die Lote weisen Pendellängen von über 100 m auf. Die Eigenfrequenzen f für Hängelote können näherungsweise nach der Formel für ein mathematisches Pendel

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{l}}$$

mit g = Erdbeschleunigung und l = Lotlänge berechnet werden. Für eine Pendellänge von 100 m

ergibt sich somit eine Eigenfrequenz von 0,05 Hz bzw. eine Periode von 20 Sekunden. Bei Schwimmloten hängt die Eigenfrequenz neben der Lotlänge auch von der Masse des Schwimmkörpers und der Auftriebskraft ab.

Bei starken Erdbeben wird nicht nur der Nahbereich stark erschüttert, sondern im wesentlichen die gesamte Erdkruste in Schwingung versetzt, wobei in großer Entfernung vor allem die Oberflächenwellen registriert werden. Diese Wellen, die eine sehr niedrige Frequenz und große Wellenlänge aufweisen, können Systeme mit tiefer Eigenfrequenz, wie es ein Lot darstellt, anregen. Systeme mit höheren Eigenfrequenzen, wie z.B. Talsperren, folgen als starre Körper der Bewegung der gesamten Umgebung.

In Abbildung 3.3 sind für die während des Taiwan-Erdbebens vom 20. September 1999 aufgetretenen Lotschwingungen des 132 m langen Hängelotes im Mittelblock der Limbergsperre sowie die Aufzeichnungen der Mikroseismik der Station Kölnbrein dargestellt. Die Lotbewegungen liegen im Millimeterbereich, die Beschleunigungen hingegen sind kleiner als 0,1 mm/s² und sind damit jedenfalls kleiner als 1/1.000 einer nennenswerten Beschleunigung. Diese Bodenbewegungen stellen somit, wie bereits erwähnt, keinerlei Beanspruchung bzw. Gefährdung für die Sperre selbst dar [3.27].

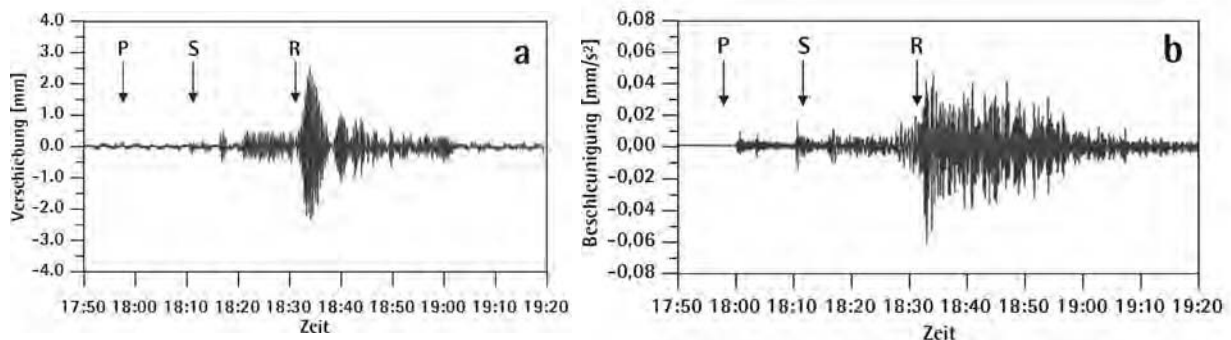


Abb. 3.3: Taiwan - Erdbeben vom 20.9.1999 [3.27],
a) Lotschwingungen Limbergsperre, Hängelot Block 0
b) Horizontalkomponente NS der Bodenbeschleunigung, Station Kölnbrein

4. Rechenmodell

4.1. Allgemeines

Bei der statischen bzw. dynamischen Berechnung für ein Bauwerk geht es im Grunde darum, sein Verhalten unter den zu erwartenden bzw. denkbaren Einwirkungen möglichst gut zu prognostizieren und auf dieser Basis seine Tragsicherheit zu beurteilen. An Bearbeitungsschritten sind dafür erforderlich:

- die Erstellung eines mathematischen Modelles,
- die Wahl der Berechnungsparameter,
- die Durchführung der eigentlichen Berechnung sowie
- die Interpretation der Ergebnisse.

Das mathematische Modell bildet das Bindeglied zwischen der physikalischen Realität und der numerischen Formulierung, wobei letztlich selbst das aufwendigste Modell immer nur eine Näherung darstellen kann. Die Art des Modells (FE-Modell, Starrkörpermodell etc.) hängt von der ins Auge gefaßten Berechnungsmethode ab. Der Grad der Vereinfachungen ist im wesentlichen immer in Abwägung zwischen Rechenaufwand und Aussagekraft der Ergebnisse festzulegen. Grundsätzliche Entscheidungen sind Finite Element-Berechnung oder Näherungsberechnungen, zweidimensionales oder dreidimensionales Modell, lineare oder nichtlineare Berechnung etc. Wesentlich ist jedenfalls, daß das Modell die Probleme, die man untersuchen will, zufriedenstellend repräsentiert.

Bei der Erdbebenberechnung von Talsperren gibt es hinsichtlich der Modellbildung einige spezifische Probleme (Abb. 4.1), die bei herkömmlichen Strukturen nicht auftreten bzw. von geringerer Bedeutung sind. Dazu zählt vor allem die Interaktion zwischen den beteiligten Hauptstrukturen Bauwerk, Untergrund und Stausee. Weitere Probleme sind die große Ausdehnung der Bauwerke und die damit verbundene uneinheitliche Erdbebenanregung entlang der Modellränder sowie das nichtlineare Strukturverhalten (Blockfugen, Kontaktflächen, Risse) und, vor allem bei Schüttdämmen, das nichtlineare Materialverhalten.

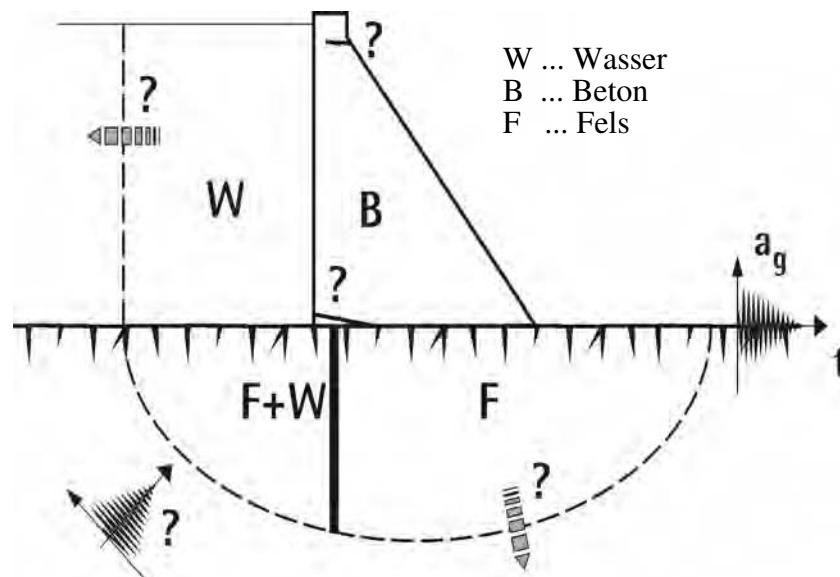


Abb. 4.1: Problembereiche bei der Modellierung von Betonsperren

Die folgenden Anmerkungen zur Modellierung der Absperrbauwerke, des Untergrundes und des Stausees beziehen sich primär auf Finite Element-Berechnungen.

4.2. Absperrbauwerke

Bei **Gewichtsmauern** wird man im allgemeinen mit einer ebenen Berechnung das Auslangen finden. Die Anzahl der Elemente über den Querschnitt spielt damit im Hinblick auf den Rechenaufwand keine so große Rolle wie bei dreidimensionalen Berechnungen. Ein Modell mit zehn isoparametrischen Elementen mit quadratischem Verschiebungsansatz über den Querschnitt im Bereich der Aufstandsfläche wird für die meisten Berechnungen genügen (Band 4). Eine größere Anzahl könnte erforderlich werden, wenn man spezifische Probleme untersuchen will.

Da an der Aufstandsfläche im Erdbebenfall Zugspannungen zu erwarten sind, ist vor allem die Frage lineare/nichtlineare Berechnung zu entscheiden. Bei linearen Berechnungen ist der Einfluß des allfälligen Öffnens der Kontaktfläche Fels/Beton bzw. von Arbeitsfugen in der Sicherheitsbeurteilung im Nachhinein zu berücksichtigen. Bei nichtlinearen Berechnungen kann dieser Einfluß direkt untersucht werden.

Berücksichtigt werden sollte jedenfalls auch der Sohlenwasserdruck. Es wird im allgemeinen genügen, den Sohlenwasserdruck des zugrundegelegten Betriebslastfalles anzusetzen. Änderungen des Sohlenwasserdruckes während des Erdbebens sind Gegenstand von Forschungsprojekten, in der Praxis werden sie derzeit nicht berücksichtigt.

Für **Gewölbemauern** ist generell ein dreidimensionales Modell vorzusehen. Ohne spezielle Untersuchungen hinsichtlich der Brauchbarkeit von Elementen sind zwei bis drei isoparametrische Elemente mit quadratischem Verschiebungsansatz über den Querschnitt im Bereich der Aufstandsfläche wohl die untere Grenze für die Beurteilung der Erdbebensicherheit (Band 5). Nichtlinearitäten sind bei Erdbebenberechnungen von Gewölbemauern vor allem aufgrund von Bogenzugspannungen und den damit verbundenen Fugenöffnungen im oberen Bereich der Sperre sowie analog zu den Gewichtsmauern im Bereich der Aufstandsfläche zu erwarten. Will man diese Nichtlinearitäten berücksichtigen, so muß man die Blockfugen im Modell mehr oder weniger genau nachbilden, der Aufwand dafür sowie für die nichtlineare Berechnung ist jedoch erheblich. In vielen Fällen wird man mit einer Abschätzung des Einflusses der Nichtlinearitäten auf Basis der Ergebnisse einer linearen Berechnung das Auslangen finden.

Hinsichtlich Sohlenwasserdruck gilt im wesentlichen das gleiche wie bei Gewichtsmauern.

Bei **Schüttdämmen** ist die Modellierung vor allem auf den Dammaufbau (Zonendamm, Damm mit Oberflächendichtung) sowie auf die zu erwartenden Nichtlinearitäten (große Verformungen) abzustimmen. Finite Element-Berechnungen zur Beurteilung von z.B. bleibenden Verformungen zufolge Erdbeben oder der Gefahr der Bodenverflüssigung erfordern sehr viel Erfahrung, auch sind dafür die meisten kommerziellen Programme nur bedingt geeignet.

4.3. Untergrund

Mit Ausnahme von Schüttdämmen auf Felsuntergrund, bei denen aufgrund des großen Steifigkeitsunterschiedes in den meisten Fällen eine starre Auflagerung des Dammes angenommen werden darf, sollte bei allen Erdbebenberechnungen das Zusammenwirken von Sperre und Untergrund berücksichtigt werden. Das grundsätzliche Problem dabei ist, daß der Untergrund eine unendliche Ausdehnung besitzt, mit Finiten Elementen jedoch nur ein endlicher Bereich modelliert werden kann.

Bei statischen Berechnungen löst man dieses Problem dadurch, daß man einen genügend großen Anteil des Untergrundes mitmodelliert und an den Rändern starre Randbedingungen vorschreibt. Da im statischen Fall die Verformungen im Untergrund mit der Entfernung von der Struktur ohnehin stark abnehmen, werden die Rechenergebnisse für die zu untersuchende Struktur durch die Randbedingungen kaum beeinflußt.

Bei einer Erdbebenberechnung hingegen spielt der Untergrund eine grundsätzlich andere Rolle als im Falle der Statik. Einerseits wird die Struktur über den Untergrund angeregt und weiters wird den Schwingungen der Struktur über den Untergrund durch die Abstrahlung Energie entzogen [4.1], [4.2].

Über den ersten Punkt hilft man sich im allgemeinen dadurch hinweg, daß man den Untergrund als masselos annimmt. Unter dieser Voraussetzung ist es am ehesten noch zulässig, das Erdbeben von der Oberfläche zu den Rändern des Modells zu transferieren und dort anzusetzen. Die vorgegebenen bzw. angenommenen Erdbeben-Kenngrößen, wie maximale Beschleunigungen und Antwortspektren bzw. Zeitverläufe, beziehen sich grundsätzlich auf die freie Oberfläche, d.h. ohne Struktur (Free Field Motion). Die herkömmlichen Berechnungsverfahren und damit Computerprogramme verlangen jedoch die Eingabe der Erdbebenanregung an den starren Rändern des Modells, d.h. bei Berücksichtigung des Untergrundes an dessen Berandung. Will man die Masse des Untergrundes mit berücksichtigen, so müßte man konsequenterweise die Erdbebenanregung an den Rändern des Modells erst aus den bekannten Größen an der Erdoberfläche berechnen.

Der zweite Punkt, nämlich die Abstrahlung der Energie durch den Untergrund, wird bei der Annahme von starren Modellrändern vernachlässigt. Für bestimmte Verhältnisse kann diese Energieabstrahlung einen sehr großen Einfluß auf die Ergebnisse haben. Das Dämpfungsmaß einer starren Struktur auf einem elastischen Halbraum kann zum Beispiel über 100 % der kritischen Dämpfung betragen [4.2]. Die vertikalen und horizontalen Bewegungen sind dabei grundsätzlich stärker gedämpft als die Rotationsbewegungen, weiters ist die Dämpfung bei einem homogenen Untergrund größer als bei einem geschichteten, da bei letzterem die Wellen an den Schichträndern reflektiert werden und so weniger Energie in den Untergrund abgestrahlt werden kann.

Generell gibt es folgende mögliche Vorgehensweise bei der Berücksichtigung des Untergrundes:

- Modellierung eines begrenzten Bereiches - die Kriterien für die Abmessung dieses Bereiches sind ähnlich wie bei statischen Problemen-, starre Lagerung an den Modellrändern und Annahme eines masselosen bzw., falls das verwendete Rechenprogramm eine Masseneingabe verlangt, eines nahezu masselosen Untergrundes (Band 4 und 5). Diese Annahmen sind insbesondere bei dreidimensionalen Berechnungen nach wie vor Stand der Technik. In vielen Fällen wird damit wegen der Vernachlässigung der Energieabstrahlung die Erdbebenbeanspruchung des Systems eher überschätzt.
- Genauere Berücksichtigung des Untergrundes mit z.B. Randelementmethode und Substrukturtechnik. Für zweidimensionale Probleme [4.3] sind solche Berechnungen überschaubar, für dreidimensionale Probleme jedoch sehr aufwendig. Die zur Verfügung stehenden Techniken und Programme setzen meistens harmonische Anregung und damit eine Berechnung im Frequenzbereich voraus. Sie sind somit auf lineare Probleme beschränkt [4.4], [4.5].

4.4. Stausee

Der Einfluß des Wassers, d.h. die Interaktion zwischen Stausee und Absperrbauwerk, ist bei der Erdbebenberechnung von Betonsperren grundsätzlich zu berücksichtigen, bei der Berechnung von Schüttdämmen ist dieser Einfluß im allgemeinen gering und kann vernachlässigt werden.

Bei der Modellierung des Wassers gibt es im wesentlichen ähnliche Probleme wie bei der Behand-

lung des Untergrundes. Die Wellengleichungen für die Flüssigkeit sind jedoch aufgrund der fehlenden Schubsteifigkeit einfacher und es können für viele Fälle für harmonische Anregung geschlossene Lösungen angegeben werden.

Die Ermittlung des hydrodynamischen Druckes auf eine Talsperre gelang Westergaard in seinem klassischen Werk [4.6] für den Fall

- ebenes Problem mit starrer vertikaler wasserseitiger Sperrenoberfläche,
- unendlich langes Staubecken,
- kompressible Flüssigkeit,
- kleine Verschiebungen und Vernachlässigung von Oberflächenwellen,
- nur horizontale Bewegungen.

Die Druckverteilungen an der Sperrenoberfläche ist von der Erregerfrequenz abhängig. In einer Näherung (inkompressible Flüssigkeit) wird die Druckverteilung frequenzunabhängig und kann durch mitschwingende Wassermassen simuliert werden. Die Breite (b) der mitschwingenden Wassermasse hängt von der Wassertiefe (y) und der Gesamttiefe des Stausees (h) ab:

$$b = \frac{7}{8}\sqrt{hy}$$

Für einen Großteil der Aufgaben ist es sicherlich ausreichend, den Wasserdruck aus dem Lastfall Erdbeben nach dieser Methode anzusetzen. Für gekrümmte wasserseitige Sperrenoberflächen, wie z.B. bei Gewölbemauern, ist diese Methode zu verallgemeinern. Die Wassermasse, die jeweils nur von der Tiefe unterhalb des Stauspiegels abhängt, ist so anzusetzen, daß nur Kräfte normal auf die Sperrenoberfläche wirksam werden [4.7].

Durch die Annahme einer inkompressiblen Flüssigkeit werden bei diesem Verfahren vor allem Resonanzeffekte im Stausee sowie die aus der vertikalen Erregung des Stausees resultierenden hydrodynamischen Drücke vernachlässigt. Untersuchungen haben gezeigt, daß diese Effekte einen großen Einfluß haben können, wesentlich dabei ist vor allem das Verhältnis von Eigenfrequenz des Gesamtsystems bzw. Erregerfrequenz und Eigenfrequenz des Stausees. Letztere errechnet sich zu

$$f = \frac{c}{4h}$$

mit $c = 1440\text{m/s}$ (Wellengeschwindigkeit des Wassers) und h die Seetiefe. Inwieweit eine Dämpfung der Wellen im Stausee durch den Stauseeboden einer Aufschaukelung entgegenwirkt, ist noch nicht abgeklärt.

An Verfahren zur verbesserten Berücksichtigung der Interaktion zwischen Sperre und Stausee sind vor allem zu erwähnen:

- Die Modellierung des Stauraumes mit Finiten Elementen - vor allem für 2D-Aufgaben,
- die auf der Methode der Randelemente und Substrukturtechnik basierenden Verfahren und daraus abgeleitete Näherungen [4.8, 4.9].

Elemente für die Modellierung des Stausees stehen meist in den kommerziellen Programmen zur Verfügung, für die Anwendung der Randelementmethode sind Spezialprogramme erforderlich bzw. sind Eigenentwicklungen zu tätigen.

4.5. Materialkennwerte

4.5.1. Beton

Die Materialkennwerte hängen grundsätzlich von der Dehnungsgeschwindigkeit ab und sind somit für statische Beanspruchungen und dynamische Beanspruchungen unterschiedlich. Es gibt dazu einige Untersuchungen [4.10], [4.11], [1.2], aus denen sich zusammenfassend folgendes ableiten läßt:

Der **Elastizitätsmodul** steigt mit zunehmender Dehnungsgeschwindigkeit. Die Zunahme unterliegt großen Streuungen und ist vor allem bei schlechten Betonen ausgeprägt. Übliche Werte liegen in der Größenordnung von 30 %. In [4.10] sind Versuchsergebnisse von einer Kalifornischen Talsperre zitiert, die Zunahme des E-Moduls beträgt danach 22 -25%. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die statischen Berechnungen von Talsperren meist mit sogenannten Verformungsmoduln, die ein gewisses Kriechen berücksichtigen, durchgeführt werden und nicht mit den Labor-E-Moduln, ermittelt unter Kurzzeitbelastung. Das Verhältnis zwischen dynamischem E-Modul und Verformungsmodul kann durchaus größer sein. Einen Hinweis auf den dynamischen E-Modul erhält man auch durch in situ Schwingungsversuche und Rückrechnung [4.13]. Für die Sperre Kölnbrein wurde zum Beispiel aus Ergebnissen von Schwingungsversuchen ein dynamischer E-Modul von 34 kN/mm^2 abgeleitet, der den statischen Berechnungen zugrundegelegte Verformungsmodul liegt in der Größenordnung von 20 kN/mm^2 .

Bei den **Festigkeiten** ist ebenfalls eine Zunahme mit der Beanspruchungsgeschwindigkeit festzustellen, wobei die größte Zunahme bei den Zugfestigkeiten (bis zu einem Faktor von 2) zu verzeichnen ist. Bei den in [4.10] angeführten Versuchen beträgt die Zunahme der Druckfestigkeit 12 - 15% und die der Zugfestigkeit 62 - 83%.

Die Dämpfung eines Systems setzt sich im allgemeinen aus mehreren Anteilen, wie Materialdämpfung, Strukturdämpfung (z.B. durch Öffnen und Schließen von Fugen) oder Abstrahlungsdämpfung in den Untergrund zusammen. Schwingungsversuche an Talsperren haben Dämpfungskoeffizienten von 2 bis 4 % der kritischen Dämpfung ergeben [4.12], diese niedrigen Werte dürften vor allem auf die kleinen Schwingungsamplituden zurückzuführen sein. Für Erdbebenberechnungen kann sicherlich mit höheren Werten (Größenordnung 5 %) gerechnet werden.

4.5.2. Schüttmaterialien

Für die Erdbebenberechnungen von Schüttdämmen sind vor allem der dynamische Schubmodul und das Dämpfungsverhalten der verwendeten Materialien von Bedeutung. Diese Werte sind, im Gegensatz zum Beton, stark von der Verformungsamplitude abhängig.

Für zu erwartende Dehnungen bis 0,01 % können die Schubmoduln durch einen Resonant Column-Test im Labor bestimmt werden. Bei diesem Resonanzversuch wird die Geschwindigkeit der Schubwellen bei wechselnden Frequenzen bestimmt und hieraus Schubmodul, Poissonzahl und Dämpfung der Bodenprobe ermittelt.

Die Schubmoduln können auch durch Felduntersuchungen mit dem Cross-Hole Seismic Verfahren bestimmt werden. Dabei wird der Boden in einem Bohrloch dynamisch angeregt und die Wellenausbreitung in benachbarten Bohrlöchern gemessen.

Für größere Dehnungsbereiche (0,01 % bis 5 %) lassen sich die Bodenkennwerte in dynamischen Direktscherversuchen, dynamischen Torsionsschubversuchen oder dynamischen Triaxzellen ermitteln. Den dynamischen Belastungsverlauf simuliert man im allgemeinen durch sinus- oder rechteckförmige einachsige Schubbeanspruchungen.

Während für bindige und feinkörnige Böden zum Teil umfangreiche Untersuchungsergebnisse über das dynamische Verhalten des Bodens vorliegen, sind für Schüttungen aus größerem Material oder Felsschüttungen kaum Untersuchungsergebnisse bekannt.

Im allgemeinen sind Schüttmaterialien mit einer breiten, gut abgestuften Kornverteilung günstiger, da ihre dynamische Widerstandsfähigkeit sich nur wenig von der statischen unterscheidet. Bei feinen Materialien mit einer steilen Kornverteilungskurve (Schluffe, Sande) wird die dynamische Scherfestigkeit bei größeren dynamischen Einwirkungen stark herabgesetzt und es kann dadurch zu Verflüssigungen kommen.

5. Rechenmethoden

5.1. Allgemeines

Für die dynamischen Berechnungen von Strukturen haben sich je nach Aufgabenstellung verschiedene Rechenverfahren etabliert. Für die Standardmethoden stehen bereits zahlreiche, allgemein anwendbare Computerprogramme, wie z.B. ANSYS, ABAQUS oder auch kleinere Programme zur Verfügung. Spezielle Probleme der Bauwerksdynamik sind jedoch nach wie vor Gegenstand von Forschungsarbeiten und es ist in vielen Fällen nicht einfach, die Forschungsergebnisse unmittelbar in der Praxis umzusetzen.

Die dynamischen Rechenverfahren werden im folgenden kurz erläutert und im Hinblick auf die Erdbebenberechnung von Talsperren deren Vor- und Nachteile aufgezeigt. In den Bänden 4, 5 und 6 sind die gebräuchlichsten Rechenverfahren an konkreten Beispielen, nämlich der Gewichtsmauer Großer Mühdorfersee, der Bogenmauer Wiederschwing und des Erddammes Durlaßboden angewendet. Damit können sich die folgenden Erläuterungen auf das grundsätzliche beschränken.

5.2. Pseudostatische Methode

Die pseudostatische Methode ist das am einfachsten anzuwendende Rechenverfahren, um die Erdbebenbeanspruchung einer Talsperre zumindest näherungsweise zu berücksichtigen. Man nimmt dabei an, daß die Massen des Bauwerkes entsprechend den zugrundegelegten Erdbebenkoeffizienten über den gesamten Bereich gleich beschleunigt werden. Die resultierenden Trägheitskräfte werden dann als statische Lasten aufgebracht und die entsprechenden statischen Berechnungen durchgeführt. Die Trägheitskräfte können entsprechend den zu berücksichtigenden Erdbeben in allen drei Richtungen angesetzt werden, die hydrodynamische Wirkung des Wassers wird im allgemeinen durch zusätzliche Wassermassen berücksichtigt.

Bei den pseudostatischen Berechnungen wird im allgemeinen nicht die maximale Beschleunigung als Erdbebenkoeffizient angesetzt, sondern eine sogenannte effektive Beschleunigung, die etwas geringer (ca 70 %) ist.

Das Verfahren wird nur mehr bei kleineren Betonsperren und bei Schüttdämmen verwendet. Entsprechend den Vereinfachungen in den Rechenannahmen, die keinesfalls zu konservativen Resultaten führen, sind strengere Kriterien bei den Sicherheitsnachweisen zu erfüllen als bei dynamischen Berechnungen.

5.3. Dynamische Näherungsberechnungen

Bei den dynamischen Näherungsberechnungen handelt es sich im Prinzip um quasi statische Berechnungen, bei denen die Trägheitskräfte näherungsweise nach Rechenrezepten, die meist auf Parameterstudien basieren, ermittelt werden. Die bekanntesten Verfahren sind das Verfahren nach Chopra [5.1] für Gewichtsmauern und das Verfahren nach Newmark [5.2] und Makdisi/Seed [5.3] für Schüttdämme.

Beim Verfahren nach Chopra für Gewichtsmauern wird die Verteilung der Massenkräfte entsprechend der ersten Eigenschwingung, die näherungsweise ermittelt wird, angesetzt. Der Untergrund wird als starr angenommen, die hydrodynamische Wasserlast wird näherungsweise nach dem Verfahren von Westergaard für kompressible Flüssigkeit ermittelt. Die erforderlichen Formeln und Tabellen sind in [5.1] angegeben, in Band 4 ist dieses Verfahren auf das Beispiel Große Mühdorfersperre angewendet.

Bei den Methoden nach Newmark und Makdisi/Seed für Schüttdämme handelt es sich im wesentlichen um Gleitkreisberechnungen, bei denen die dynamischen Kräfte näherungsweise ermittelt werden. Die Aufschaukelung der Bewegung von der Gründungsfläche zur Krone wird berücksichtigt. Es wird generell eine horizontale und eine vertikale Erregung angenommen, wobei im allgemeinen die maximalen Beschleunigungen angesetzt werden. In vielen Fällen ist bei diesen extremen Annahmen vor allem beim MCE die Gleitsicherheit < 1 , d.h. es kommt zu Zeitpunkten der Spitzenbelastungen zu kurzzeitigen Gleitungen. Mit dem Näherungsverfahren kann auch die Größenordnung der zu erwartenden Gesamtgleitung ermittelt werden.

Die Anwendung der Näherungsverfahren für die Berechnung von Schüttdämmen ist in den Dammbau-Richtlinien [5.4] beschrieben, im Band 6 sind diese Verfahren am Beispiel des Durlaßbodendamms angewendet.

5.4. Modale Analysen

Bei der Erdbebenberechnung einer Struktur nach der Modalen Analyse stehen grundsätzlich zwei Methoden zur Verfügung, und zwar

- die Response-Spektrum-Methode und
- die Modale Analyse mit Zeitintegration.

Den beiden Methoden gemeinsam ist, daß in einem ersten Schritt für das Rechenmodell die Eigenfrequenzen, die Eigenformen (Modes) und die Anteilsfaktoren zu ermitteln sind. Damit zerlegt man das gekoppelte System in voneinander unabhängige Einmassenschwinger, deren Antwort auf die Erdbebenrechnung einfach zu berechnen ist.

Bei der Response-Spektrum-Methode werden für jeden Mode mit Hilfe des Bemessungsspektrums die maximalen Bewegungsgrößen, Spannungen und Schnittkräfte ermittelt. Anschließend werden die Ergebnisse der einzelnen Modes überlagert, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Maxima nicht gleichzeitig auftreten.

Für die Erdbebenberechnung nach der Response-Spektrum-Methode stehen bereits zahlreiche Computerprogramme zur Verfügung und der Bearbeitungsaufwand ist im allgemeinen nicht viel größer als bei einer statischen Berechnung. Die hydrodynamische Wirkung des Wassers kann näherungsweise mit zusätzlichen Wassermassen berücksichtigt werden, der Untergrund wird meist als begrenzte masselose Struktur modelliert.

Bei der Modalen Analyse mit Zeitintegration wird für jeden Mode, ausgehend von Beschleunigungszeitverläufen, eine Zeitintegration durchgeführt und die Resultate der einzelnen Modes Zeitschritt für Zeitschritt überlagert, sodaß man als Ergebnis die Zeitverläufe der Gesamtbewegungen bzw. Spannungen der Struktur erhält. Diese Methode ist etwas aufwendiger, hat aber den Vorteil, daß man als Ergebnis nicht nur die Maxima, sondern auch die Zeitverläufe erhält.

In Band 4 ist die Response-Spektrum-Methode auf die Gewichtsmauer Großer Mühdorfersee und in Band 5 auf die Bogenmauer Wiederschwing angewendet. Im Band 4 wurde außerdem für die Gewichtsmauer eine Berechnung nach der Modalen Analyse mit Zeitintegration durchgeführt.

Die Methoden der Modalen Analyse sind, da sie auf dem Superpositionsprinzip beruhen, auf lineare Berechnungen beschränkt. Für lineare Erdbebenberechnungen von Talsperren sind sie gut geeignet.

5.5. Analyse im Frequenzbereich

Die Methode der Berechnung einer Struktur im Frequenzbereich ist nicht zu verwechseln mit der Methode der Modalen Analyse. Es werden dabei keine Eigenfrequenzen berechnet, sondern die Differentialgleichungen mittels Integraltransformation gelöst.

Im wesentlichen sind dabei folgende Bearbeitungsschritte auszuführen:

- Transformation der Belastung, d.h. für eine Erdbebenberechnung des Beschleunigungszeitverlaufes, vom Zeitbereich in den Frequenzbereich,
- Lösung der Aufgabe im Frequenzbereich, d.h. Berechnung der Struktur für eine Anzahl von harmonischen Anregungen, wobei für jede Frequenz im wesentlichen eine statische Berechnung mit einer komplexen Steifigkeitsmatrix auszuführen ist,
- Rücktransformation der gewünschten Resultate (Bewegungen, Spannungen, Schnittkräfte) vom Frequenzbereich in den Zeitbereich.

Auch für dieses Berechnungsverfahren gibt es kommerzielle Finite Element-Programme. Für die Integraltransformationen stehen sehr schnelle Algorithmen (Fast Fourier Transform) zur Verfügung. Die Methode ist ebenfalls auf lineare Probleme beschränkt. Das häufigste Anwendungsgebiet ist die Lösung von Spezialaufgaben, wie Untersuchung der Interaktion zwischen Untergrund, Sperre und Stausee und die Berücksichtigung der Wellenfortpflanzung, da dafür im Frequenzbereich vielfach geschlossene Lösungen vorliegen.

5.6 Direkte Integration

Bei der Methode der direkten Integration werden die Strukturen räumlich ebenfalls mit Finiten Elementen diskretisiert und die Bewegungsgleichung in Zeitschritten direkt integriert. Dazu ist es erforderlich, auch eine zeitliche Diskretisierung vorzunehmen und entsprechende Ansätze zu treffen. Für die zeitliche Integration hat sich fast ausschließlich das Differenzenverfahren durchgesetzt. Ansätze basierend auf Finiten Elementen werden dafür kaum verwendet. Diese unterschiedliche Behandlung der räumlichen und zeitlichen Komponente der Bewegungsgleichung hat ihre Ursache im Aufbau der partiellen Differentialgleichung.

Als Differenzenverfahren für die zeitliche Integration wird meist ein implizites Verfahren, wie z.B. die Methoden von Wilson und Newmark, verwendet [5.5]. Mit den entsprechenden Parametern sind diese Verfahren unabhängig von der Wahl des Zeitschrittes stabil. Die Größe des Zeitschrittes ist jedoch für die Genauigkeit der Berechnung von Bedeutung, mit einem Zeitschritt von 0,01 Sekunden werden Frequenzen bis zu 20 Hz noch erfaßt.

Die direkte Integration ist die Standardmethode für nichtlineare Probleme. Der Rechenaufwand ist insbesondere für dreidimensionale nichtlineare Aufgaben sehr groß und es fällt eine große Datenmenge an. Die Methode ist in den großen kommerziellen Finite-Element-Programmen verfügbar.

Im Band 5 wurde für die Gewölbemauer Wiederschwing eine nichtlineare Erdbebenberechnung unter Berücksichtigung des Öffnens und Schließens der Blockfugen mit der Methode der direkten Integration durchgeführt.

6. Instrumentierung

Für die Bestimmung des dynamischen Verhaltens der Talsperren und zur Alarmierung im Erdbebenfall sollten zumindest die größeren Anlagen mit einer entsprechenden Instrumentierung ausgestattet sein. Die dafür vorzusehenden Instrumente sind Starkbebenaufnehmer, wie unter Abschnitt 2.3 (Abb. 2.1) kurz beschrieben. Je Sperre sollten mindestens 3 Aufnehmer, einer am Sperrenfuß, einer an der Sperrenkrone und einer abseits der Sperre im sogenannten freien Feld vorgesehen werden. Für genauere Schwingungsanalysen der Anlagen, insbesondere bei Gewölbemauern, wäre die Instrumentierung entsprechend zu verdichten [6.1].

Bei den heute verwendeten Geräten handelt es sich um Beschleunigungsaufnehmer, d.h. als Resultate werden bereits die Beschleunigungen in den drei Richtungen ausgegeben. Für die Speicherung der Erdbebenaufzeichnungen durch Aktivierung bei einer bestimmten Beschleunigungsschwelle wird von den Geräteanbietern eine entsprechende Software zur Verfügung gestellt.

In Österreich sind mittlerweile einige Anlagen, wie z.B. der Feistritzbachdamm [6.2] sowie die Gewölbemauern Schlegeis und Zillergründl mit derartigen Anlagen ausgestattet, auch liegen von diesen Anlagen bereits Aufzeichnungen vor.

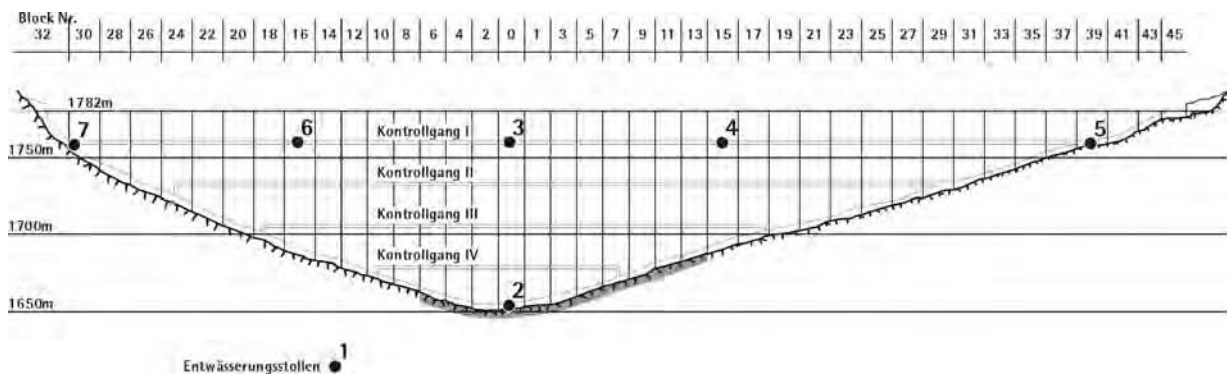


Abb. 6.1: Sperre Schlegeis mit Lage der Starkbebenaufnehmer

7. Literatur

- [1.1] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Staubeckenkommission, "Empfehlungen des Unterausschusses für Erdbebenfragen", 1974
- [1.2] Schweizerisches Nationalkomitee für Große Talsperren, "Erdbeben und Talsperren in der Schweiz", 1991
- [1.3] PETER T. et al, "Erdbeben, das größte Naturgefahrenrisiko in der Schweiz", Referat der D-A-CH-Tagung 1997, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein
- [1.4] BIEDERMANN R., "Safety Concept for Dams - Development of the Swiss Concept since 1980", Wasser-Energie-Luft, Heft 3/4, 1997
- [1.5] ICOLD-Bulletin Nr. 72, "Selecting Seismic Parameters for Large Dams", 1989
- [2.1] RICHTER C.F., "An Instrumental Earthquake Magnitude Scale", Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 25, 1935
- [2.2] BACHMANN H., "Erdbebensicherung von Bauwerken", Birkhäuser Verlag, 1995
- [2.3] McGUIRE R.K., "Seismic Structural Response Risk Analysis, Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", MIT, Dept. of Civil Eng., Research Report 74-51, 1974
- [2.4] NEWMARK N.M., HALL W.J., "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California, 1987
- [2.5] U.S. Nuclear Regulatory Commission, "Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants", 1973
- [2.6] BASLER & HOFMANN, "Erdbeben-Bemessungsspektren für Schweizer Kernanlagen", Bundesamt für Energiewirtschaft, Hauptabteilung für die Sicherheit der Kernanlagen, 1984
- [2.7] MIT, Dept. of Civil Engineering, "SIMQKE, a Program for Artificial Motion Generation", distributed by NISEE, 1976
- [2.8] Pacific Earthquake Engineering Research, "Strong Motion Database", University of California, 2000
- [3.1] HUBER B., "Earthquake Induced Damage to Dams - Classification and Statistical Evaluation", Diplomarbeit am Institut für Konstruktiven Wasserbau der TU-Wien, Mai 1955
- [3.2] USCOLD, "Observed Performance of Dams During Earthquakes", July 1992
- [3.3] ICOLD-Bulletin Nr. 99, "Dam Failures, Statistical Analysis", 1995
- [3.4] SEED H.B., MAKDISI F.I., DE ALBA P., "Performance of Earth Dams during Earthquakes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Jg. 108, Nr. 1, 1982
- [3.5] AMBRASEYS N.N., "On the Seismic Behavior of Earth Dams", Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol. I, 1960
- [3.6] ICOLD, Lessons from Dam Incidents, Paris, 1974
- [3.7] SEED H.B., LEE K.L., IDRIS I.M., "Analysis of Sheffield Dam Failure", ASCE Journ. of the Soil Mech. and Found. Div., Vol. 95, No. SM6, 1969

- [3.8] NOGUERA L.G., "Seismic behaviour of some Chilean Earth Dams", ICOLD 13th Congress, New Delhi, 1979
- [3.9] THÉVENIN J., LE MAY Y., "Quelques Constatations Particulières Faites sur les Déformations de Barrages sous l'effet de la Charge d'Eau, de la Température, des Séismes", 8th ICOLD Congress, Edinburgh, Great Britain, Proc., Vol. II, Q. 29, R. 12, 1964
- [3.10] WALTERS R.C.S., "Damage by Earthquake to Blackbrook Dam, Loughborough, England", Proceedings of the 8th International Congress on Large Dams, Q. 29, Edinburgh, Scotland, 1964
- [3.11] OKAMOTO S., YOSHIDA M., NAKAYAMA K., "Observations of Dams During Earthquakes", Proceedings of the 8th International Congress on Large Dams, Q. 29, Edinburgh, Scotland, 1964
- [3.12] HANSEN K.D., ROEHM L.H., "The Response of Concrete Dams to Earthquakes", Water Power & Dam Construction, April 1979
- [3.13] CHOPRA A.K., CHAKRABARTI P., "The Koyna Earthquake of December 11, 1967, and the Performance of Koyna Dam", University of California, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC-71-1., 1971
- [3.14] Data Station for Dam Failures (DSDF) Vienna, "Erdbebenschäden an Talsperren", Juli 1994
- [3.15] HANSEN K.D., ROEHM L.K., "The Response of Concrete Dams to Earthquakes", Water Power & Dam Construction, Vol. 31, No. 4, April 1979
- [3.16] LIU L., LI K., BING D., "Earthquake Damage of Baihe Earth Dam and Liquefaction Characteristics of Sand and Gravel Materials", Proc., 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Sept., Vol. 3, 1980
- [3.17] PRISCU R., "The Behaviour of Romanian Dams During the Vrancea Earthquake of March 4, 1977", Proceedings of the International Congress on Large Dams, Q. 51, New Delhi, India, 1979
- [3.18] RÉSENDIZ D., ROMO M.P., MORENO E., "El Infiernillo and La Villita Dams: Seismic Behaviour", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Jg. 108, 1982
- [3.19] SEED H.B., "Lessons from the Performance of Earth Dams during Earthquakes", Dams and Earthquake, ICE, London, 1981
- [3.20] Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1987, Vol. 6, No. 1
- [3.21] DE ALBA, SEED, RETAMAL, "Analyses of Dam Failures in 1985 Chilean Earthquake", Journal of Geot. Eng. Div. ASCE, 114 (GT 12), 1987
- [3.22] Int. Water Power & Dam Construction, IV, 1988
- [3.23] BUREAU, G. et al, "Effects on Dams of the Loma Prieta Earthquake of October 17, 1989", USCOLD Newsletter, Issue No. 90, 1989
- [3.24] Int. Water Power & Dam Construction, VIII, 1989
- [3.25] Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1988, Vol. 7, No. 2

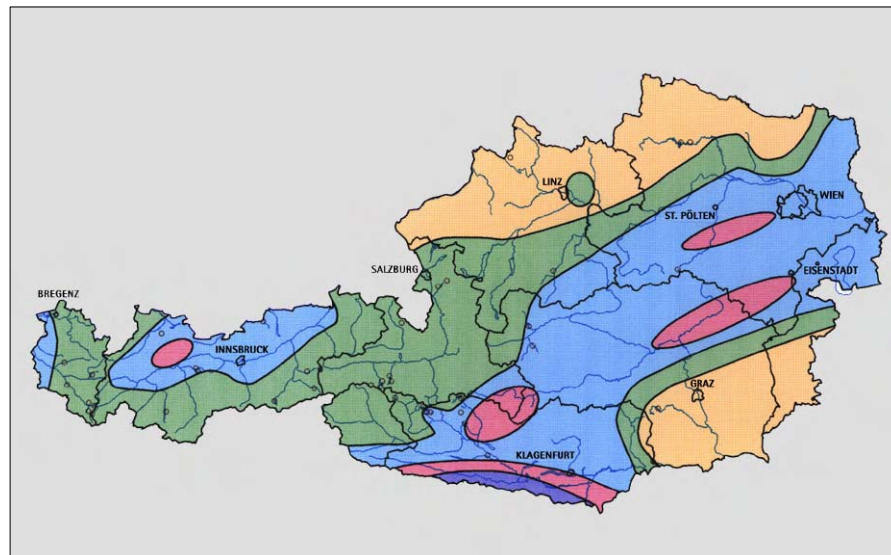
- [3.26] Int. Water Power & Dam Construction, XI, 1999
- [3.27] Fiel R., "Lotauslenkungen durch Erdbeben", Diplomarbeit am Institut für Geophysik der Montanuniversität Leoben, Sept. 2000
- [4.1] CHOPRA A.K. et al, "Earthquake Response of Concrete Gravity Dams including Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects", Report UCB/EERC-80/81, University of California, 1980
- [4.2] WOLF J.P., "Dynamik Soil-Structure Interaction", Prentice-Hall, 1985
- [4.3] OBERNHUBER P. et al, "Soil-Structure Interaction in Dam Analysis", ICOLD-Symposium, Chile, 1996
- [4.4] EAGD-84, "A Computer Program for Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams", Report UCB/EERC-84/11, University of California, 1984
- [4.5] EADAP, "Enhanced Arch Dam Analysis Program", Report UCB/EERC-87/07, University of California, 1989
- [4.6] WESTERGAARD H.M., "Water Pressures on Dams during Earthquakes", Transaction ASCE, Vol. 98, 1933
- [4.7] SHAW J., HAN KUO, "Fluid-Structure Interactions: Added Mass Computations for Incompressible Fluid", Report UCB/EERC-82/09, 1982
- [4.8] WEBER B., "Rational Transmitting Boundaries for Time-Domain Analysis of Dam-Reservoir Interaction", Diss. ETH-Zürich, 1994
- [4.9] DARBRE G.R., "Phenomenological Two-Parameter Model for Dynamic Dam-Reservoir Interaction", Journal Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 4, 1998
- [4.10] ICOLD-Bulletin Nr. 46, "Seismicity and Dam Design", 1983
- [4.11] CEB-Bulletin Nr. 209, "Vibration Problems in Structures", 1991
- [4.12] WIELAND M., "State-of-the-Art Report über das dynamische Verhalten von Stau-mauern und von Staumauerbeton während Erdbeben", ETH-Zürich, 1977
- [5.1] CHOPRA A.K., "Earthquake Resistant Design of Concrete Gravity Dams", Journal of Struct. Div., June 1978
- [5.2] NEWMARK N.M., "Effects of Earthquake on Dams and Embankments", 5th Rankine Lecture, Geotechnique 15, No. 2, 1965
- [5.3] MAKDISI F.I., SEED H.B., "Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response", Journal of Soil Mech. and Foundation Div., ASCE, Vol. 105, Dec. 1979
- [5.4] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, "Richtlinien zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen", Mai 1996
- [5.5] BATHE K.J., "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Prentice-Hall, 1976
- [6.1] DARBRE G.R., "Strong-Motion Instrumentation of Dams", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, 1995
- [6.2] LENHARDT W.A., NEUSCHITZER F., "Strong-Motion Instrumentation of Austria's Feistritzbach Dam, Hydropower and Dams, 1997

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft
Österreichische Staubeckenkommission

ERDBEBENBERECHNUNG VON TALSPERREN

BAND 2

Erdbebenkennwerte



1996

**ERDBEBENKENNWERTE
ZUR BERECHNUNG
DER TALSPERREN ÖSTERREICHS**

Bericht erstattet an das

**BUNDESMINISTERIUM FÜR
LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT
Österreichische Staubeckenkommission
Stubenring 12
A-1010 Wien**

von der

**ZENTRALANSTALT FÜR METEOROLOGIE UND GEODYNAMIK
Abteilung Geophysik
Hohe Warte 38
1190 Wien**

Verfasser: Univ.Doz.Dr. Wolfgang Lenhardt

1996

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einführung	4
1.1 Themenstellung	4
1.2 Terminologie	5
1.3 Vorgangsweise	6
2 Erdbeben in Österreich	7
2.1 Bebenhäufigkeit	7
2.2 Historische Erdbeben	8
2.3 Vollständigkeit des Erdbebenkatalogs	9
2.4 Seismische Regionen	10
<i>Region 1, 2, 3</i>	11
<i>Region 4, 5</i>	12
<i>Region 6, 7, 8</i>	13
<i>Region 9, 10, 11</i>	14
<i>Region 12, 13, 14</i>	15
<i>Region 15</i>	16
2.5 Vergleich der Regionen	16
3 Methode	17
3.1 Grundlagen	17
<i>Herleitung der Grundgrößen</i>	19
3.2 Berechnung des OBE	22
3.3 Methoden der MCE-Bestimmung	25
<i>Geologische Information</i>	25
<i>Historische Bebeninformation</i>	27
<i>Extremwertstatistik</i>	27
<i>Herdiefenanalyse</i>	29
<i>Bruchlänge</i>	29
<i>Vergleich verschiedener MCE-Bestimmungsmethoden</i>	30
3.4 Einflüsse des Untergrundes	32
<i>Grundlagen</i>	32
<i>Korrekturfaktoren für die Kennwerte der Bodenbewegung</i>	34
<i>Entscheidungskriterien</i>	34
3.5 Zur Konstruktion der Bemessungsspektren	36
4 Anwendung auf Österreichische Talsperren	37
4.1 Bemessungsspektrum	37
4.2 OBE-Kennwerte	40
4.3 MCE-Kennwerte	41
<i>Zur Erstellung der Karte</i>	42
4.4 Vergleich OBE - MCE	46
4.5 Vergleich mit der ÖNORM B 4015	47
5 Talsperren-induzierte Seismizität	49
5.1 Überblick	49
5.2 Österreich	50
5.3 Kriterien zur Abschätzung möglicher induzierter Seismizität durch Talsperren	51
6 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen	53
<i>Fragen und Antworten</i>	54

Anhangverzeichnis

		Seite
Anhang 1	Literaturverzeichnis	57
Anhang 2	Intensitäts-Skala	62
Anhang 3	Liste aller bekannten österreichischen Erdbeben ($I_0 \geq 7$, ab 1201)	63
Anhang 4	Zur Theorie der Amplitudenverstärkung durch Sedimente	64
Anhang 5	Liste ausgewählter Talsperren	71
Anhang 6	Bisherige Erdbebenbelastungen der Talsperrenstandorte	72
Anhang 7	Bemessungsspektrum	73
Anhang 8	OBE - Tabellen und Karte	74
Anhang 9	MCE - Tabellen und Karte	78
Anhang 10	Beispiele	80
	<i>Mühldorfer Sperre</i>	80
	<i>Durlaßboden</i>	82
Anhang 11	Karte der im Text erwähnten geologischen Störungszonen	84
Anhang 12	Geologie Österreichs	85

1 EINFÜHRUNG

1.1 Themenstellung

Im Zuge der Erstellung neuer Richtlinien für den Bau und Betrieb Österreichischer Talsperren wurde vom *Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Sektion IV, Wasserbau* eine Studie in Auftrag gegeben, die folgende Fragenkomplexe behandelt:

- **Erdbebengefährdung**
- **Untergrundeinflüsse**
- **Bemessungsspektren**

Ziel dieser Studie ist die Festlegung zweier Kenngrößen, die bei der Planung, Errichtung und dem Betrieb von Talsperren ihre Anwendung finden sollen. Es handelt sich dabei um das **Operating Basis Earthquake (OBE)** und das **Maximum Credible Earthquake (MCE)**. Laut ICOLD (1989) werden noch zwei weitere Begriffe unterschieden: das Design Basis Earthquake (DBE) und das Maximum Design Earthquake (MDE).

'OBE' und 'DBE' stellen den Lastfall dar, bei dem keine nennenswerten Schäden an der Talsperre zugelassen sind und die Betriebstüchtigkeit der Sperre nicht in Mitleidenschaft gezogen wird. Die Bestimmung des 'OBE/DBE' erfolgt laut ICOLD am besten mit probabilistischen Methoden, wobei als Erfordernis eine Erdbebenbelastung festgesetzt wurde, die mit wenigstens 50 % Wahrscheinlichkeit in 100 Jahren nicht überschritten werden soll. Auf jeden Fall soll das 'OBE/DBE' laut ICOLD einen wesentlich geringeren Bebenlastfall darstellen, als das 'MDE' und das 'MCE'. Es gilt daher

$$\text{OBE} = \text{DBE} < \text{MDE} \leq \text{MCE}$$

Das 'Maximum Design Earthquake - MDE' stellt den Lastfall dar, der die größte Erdbebenbelastung berücksichtigt. Die Bestimmung der Erdbebenbelastung kann probabilistisch erfolgen ('50 % Nichteintrittswahrscheinlichkeit in einem langen Zeitraum') - oder aufgrund von Kriterien festgelegt werden. Das 'Maximum Credible Earthquake - MCE' ist stellvertretend für das maximale 'vorstellbare und begründbare' Erdbeben, - es stellt also eine Obergrenze der zu berücksichtigenden Lastfälle dar. In Gebieten großer Bevölkerungsdichte ist aus Sicherheitsgründen das 'MCE' als 'MDE' anzusetzen. Daher wurde für das Bundesgebiet von Österreich

$$\text{OBE} = \text{DBE} < \text{MDE} = \text{MCE} ,$$

angesetzt, da sowohl ein Bruch einer Talsperre als auch die erdbebenbedingte Auslösung von großen Hangrutschungen oder Bergstürzen im Staubeckenbereich in Österreich eine unmittelbare Katastrophe darstellen würde. Im folgenden wird daher das MDE/MCE der Kürze wegen als **MCE** angesprochen, und das OBE/DBE als **OBE**.

1.2 Terminologie

Magnitude und Intensität

Naturkatastrophen durch Erdbeben stellen in bestimmten Regionen der Erde eine außerordentliche Gefahr für die Bewohner dar. Um das Schadensausmaß und die Energie zu klassifizieren, führten die Seismologen verschiedene Skalen ein.

Eine der ersten "**Intensitäts-Skalen**" wurde von Mercalli und Sieberg¹ entwickelt. Seitdem wurde die Intensitätsskala mehrfach überarbeitet, um den neuen Baugegebenheiten Rechnung zu tragen (Grünthal, 1993) - aber die Grundidee blieb dieselbe. Die Skala beschreibt wie stark das Beben verspürt wurde, bzw. wie groß das Ausmaß der Zerstörungen ist. Die Skala reicht vom Grad 1 bis zum Grad 12 - ab Grad 6 können Gebäudeschäden auftreten. Diese Skala wurde bis 1935 ausschließlich zur Erdbebenklassifizierung verwendet. Der Bereich der stärksten Auswirkungen wird als Epizentrum und die entsprechende Intensität als Epizentralintensität (I_0) bezeichnet (Abb.1). Nachdem ausreichend Seismographen zur Verfügung standen und Erfahrung gesammelt war, führte Richter² die "**Magnituden-Skala**" ein. Diese Skala ist nicht nach oben begrenzt - zum Unterschied zur Intensitäts-Skala - und mißt die freigesetzte seismische Bebenenergie, die von den Seismographen registriert wird. Obwohl die Skala nicht nach oben begrenzt ist, liegt das Maximum der Magnitude etwa bei M9, da die Erdkruste nicht mehr Energie speichern kann. Eine Erhöhung der Magnitude um eine Einheit, z.B. von M4 auf M5, bedeutet eine Zunahme der seismischen Energie um das 30-fache - und nicht das 10-fache, wie vielfach angenommen wird.

Beide Skalen werden oft miteinander verwechselt. Dies führt zu Verwirrung und läßt oft keinen Schluß zu, ob es nun zu einer Katastrophe kam oder nicht. Eine einfache Regel erlaubt aber, die eine Skala in die andere überzuführen, obwohl, streng genommen, zwei grundsätzlich verschiedene Größen miteinander verglichen werden:

$$\text{Magnitude} \cong \frac{2}{3} \text{ Epizentralintensität.}$$

Diese Beziehung gilt nur für Erdbeben im alpenländischen Raum mit Herdiefen von 6 bis 10 km. Abbildung 1 verdeutlicht das Zusammenspiel zwischen Magnitude, Intensität und Herdtiefe.

¹ Intensitätsskala : Beschreibung der Erdbebenstärke aufgrund seiner Auswirkungen (siehe Anhang 2)

² Magnitude : Logarithmisches Maß der durch das Erdbeben freigesetzten Schwingungsenergie (Richter, 1935)

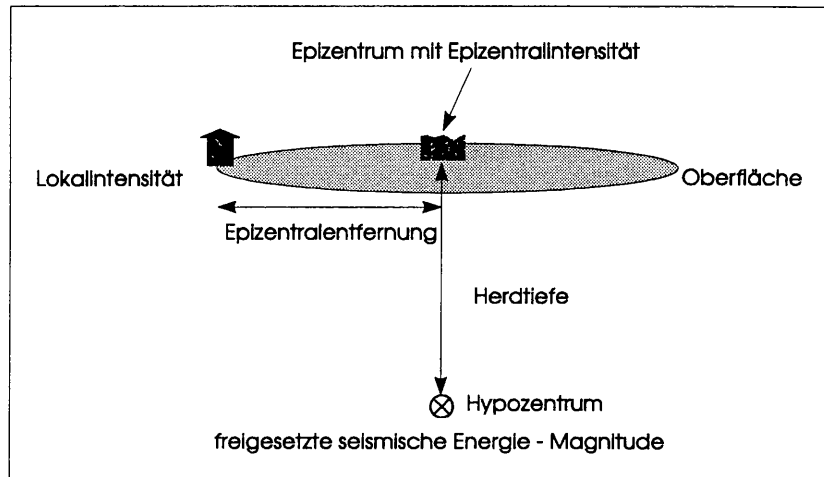


Abbildung 1. Zur Begriffsbestimmung

Viele Erdbeben ereignen sich aber in viel größeren Herdtiefen - wie z.B. im Pazifischen Raum, wo Herdtiefen bis 700 km beobachtet werden. Solche tiefen Erdbeben verursachen aber selten Probleme, da deren Intensität an der Erdoberfläche infolge der großen Herdtiefe gering ist - während ein Erdbeben derselben Magnitude, aber mit einer Herdtiefe von 10 km, in bewohntem Gebiet eine Katastrophe bedeuten würde. Heutzutage wird weltweit von den Seismologen die Magnitude verwendet, um die "Stärke" eines Bebens zu beschreiben, da die Magnitude innerhalb kurzer Zeit zu bestimmen ist - und weil sie ein objektives Maß für die involvierte Energie darstellt. Im Zusammenhang mit der Herdtiefe läßt sich aus ihr jederzeit das Zerstörungspotential an der Erdoberfläche, bzw. die zu erwartende Intensität (s.a. Anhang 2) abschätzen.

1.3 Vorgangsweise

Die OBE- und MCE-Kennwerte wurden aus einer Folge von Untersuchungen und Methoden entwickelt, die in den folgenden Kapiteln dargestellt werden.

Kapitel 2 befaßt sich mit der seismotektonischen Situation in Österreich. Es werden die nötigen statistischen Grundvoraussetzungen für die weiteren anzuwendenden Verfahren geschaffen.

Kapitel 3 stellt die verschiedenen methodischen Ansätze vor, die zur Berechnung der OBE und MCE-Kennwerte notwendig sind.

Kapitel 4 wendet die Methoden an, die in Kapitel 3 vorgestellt worden sind und diskutiert die Resultate.

Kapitel 5 widmet sich dem Problem der induzierten Seismizität durch Talsperren.

Kapitel 6 faßt die wichtigsten Punkte zusammen und versucht anstehende Fragen zu beantworten.

2 ERDBEBEN IN ÖSTERREICH

Die Erdbeben­­tätigkeit in Österreich ist vergleichbar mit der Aktivität im Nachbarland Schweiz. Das Beben­­geschehen beider Staaten tritt hauptsächlich im Zusammenhang mit der Gebirgsbildung der Alpen auf.

In Österreich wurden seit 1900 mehr als 1500 Erdbeben verspürt (Abb.2). Davon verursachten 51 Erdbeben leichte Gebäudeschäden (Intensitätsgrad 6), acht Erdbeben führten zu mittleren Gebäudeschäden (Intensitätsgrad 7) und ein Erdbeben bei Schwadorf/NÖ am 8.Oktober 1927 erreichte den Intensitätsgrad 8. Aus dem Zeitraum vor 1900 sind insgesamt 181 österreichische Erdbeben bekannt. Die wichtigsten Erdbeben sind im Anhang 3 angeführt.

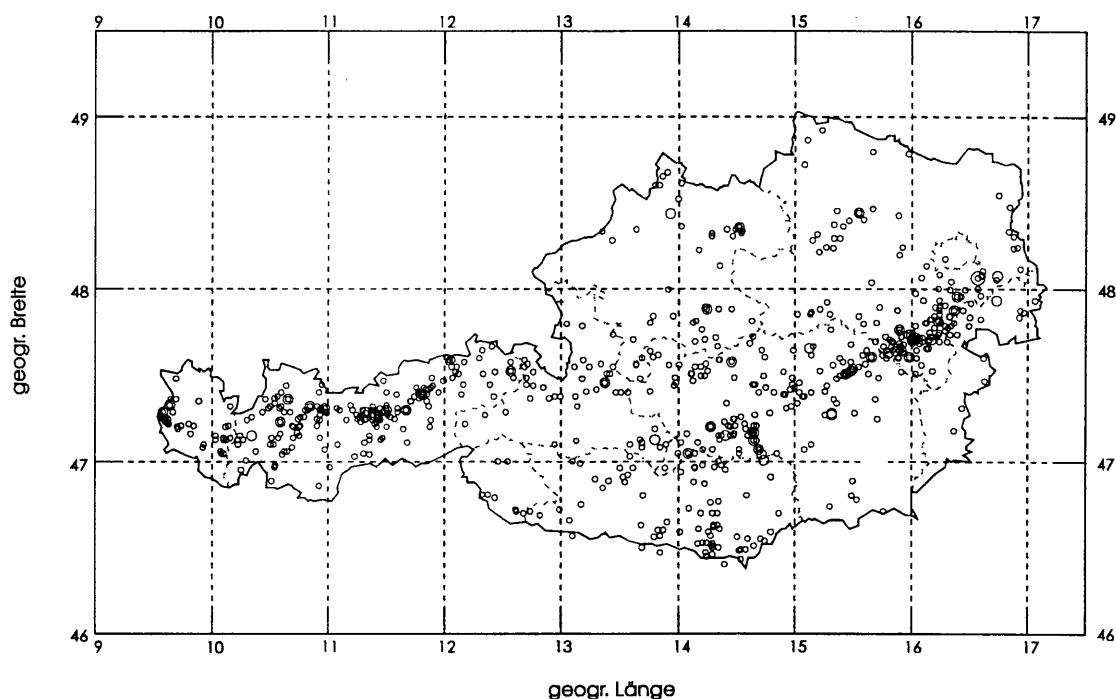


Abbildung 2. Verspürte Erdbeben in Österreich (1900 - 1996)

2.1 Bebenhäufigkeit

Die Häufigkeit von Erdbeben einer bestimmten Region folgt der Beziehung

$$\log_{10} N = a - b \cdot M, \quad \text{gültig für } M_{\min} < M < M_{\max}$$

wobei

- N... Anzahl der Beben pro Jahr mit einer Magnitude $\geq M$
- a... Konstante ('Seismizität', spezifisch für eine Region)
- b... Konstante (spezifisch für eine Region)

M_{\min} stellt hierbei die minimale Magnitude von Erdbeben dar, die innerhalb des Zeitfensters sicher beobachtet werden konnte. M_{\max} ist hingegen ein für jede Region spezifischer Wert, bis zu dem die lineare Beziehung gilt. Die

Anzahl der Erdbeben pro Jahr, die eine Magnitude 'M' überschreiten, ergibt sich für das gesamte Bundesgebiet von Österreich aus den Daten seit 1900 zu:

$$\text{Anzahl/Jahr} = 10^{(3,13 - 0,85 \cdot M)}, \quad \text{gültig für } 2,5 < M < 5,3$$

Der Gültigkeitsbereich ($M_{\min} = 2,2$, $M_{\max} = 5,3$) und die Konstanten dieser Beziehung ($a = 3,13$ und $b = 0,85$) sind aber in den einzelnen Bereichen Österreichs unterschiedlich. In manchen Teilen Österreichs wird M_{\min} geringer sein, in anderen Gebieten wiederum höher. Dasselbe trifft auch auf M_{\max} zu.

Außerdem benötigt eine statistisch fundierte Aussage der Erdbebengefährdung ein bestimmtes Datenvolumen. Aus diesem Grund wurde das Bundesgebiet in 15 Erdbebenregionen eingeteilt, die im Kapitel 2.4 vorgestellt werden. Damit werden Seismizitätsvergleiche und eine Korrektur unvollständiger Erdbebeninformationen der einzelnen Regionen ermöglicht.

2.2 Historische Erdbeben

Vor 1900 sind 24 Erdbeben der Epizentralintensität ≥ 7 in Österreich bekannt (Anhang 3). In einem Land mittlerer Erdbebengefährdung ist gerade diese Information besonders wichtig, da die Wiederholungszeiten dieser stärkeren Erdbeben relativ lang sind. Weiters verschlechtert sich die Qualität der Epizentrumszuordnung, je länger die Beben zurückliegen.

Zu den Bereichen, die mit großen Unsicherheiten bzgl. Bestimmung der Erdbebengefährdung behaftet sind, zählen das 'Westliche Niederösterreich' sowie die Regionen 'Nördliches & Südliches Kärnten' und das 'Mur-Mürztal'. Die Ursache liegt im historischen Bebensgeschehen, das aufgrund der Art der Überlieferungen nur begrenzt interpretierbar ist. Von den vier fraglichen historischen Erdbeben

- 1201 : Katschberg, bislang 'Murau' zugeschrieben
- 1348 : Friaul ?, bislang 'Villach' zugeschrieben
- 1590 : Neulengbach
- 1690 : Friaul oder Krain ?, bislang ebenfalls 'Villach' zugeschrieben

sind für eine Berechnung einer Erdbebengefährdungskarte trotz ausführlicher Untersuchungen nur unzureichende Kenntnisse vorhanden, da vor allem die Epizentren meist nicht eindeutig zugeordnet werden können.

Für die Berechnung der Erdbebengefährdung und die Extrembebenabschätzung wurden für die fraglichen Ereignisse vom Autor folgende Annahmen getroffen:

1201 : Koordinaten von Gmünd/Katschberg in Kärnten. Studie von Hammerl (1995).

1348, 1690 : Koordinaten nach Ambraseys (1976), der die Epizentren nach Friaul - unweit der österreichischen Staatsgrenze - verlegte. Studie bzgl. 1348 von Hammerl (1992), die zu dem Resultat gelangte, daß Villach nicht als das Epizentrum des Erdbebens von 1348 anzusehen ist.

1590 : Koordinaten von Neulengbach. Studie von Gutdeutsch et al. (1987).

2.3 Vollständigkeit des Erdbebenkatalogs

Eine Vollständigkeitsanalyse des österreichischen Erdbebenkatalogs zeigte, daß Informationen über verschiedene Erdbeben erst ab einem bestimmten Zeitpunkt als vollständig anzusehen sind (Grünthal et al., 1995, Tab. 2, Abb. 3).

Tabelle 2. Vollständigkeit des Erdbebenkatalogs

Intensität	vollständig seit
3 - 5	1900
6	1850
7	1670
8	1450

Erdbeben vom Intensitätsgrad 8 scheinen ab 1450, Intensitäten vom Grad 7 ab 1670 vollständig zu sein. Die Vollständigkeit des Bebenkatalogs für Erdbeben unter dem Intensitätsgrad 6 ist erst ab 1900 gewährleistet.

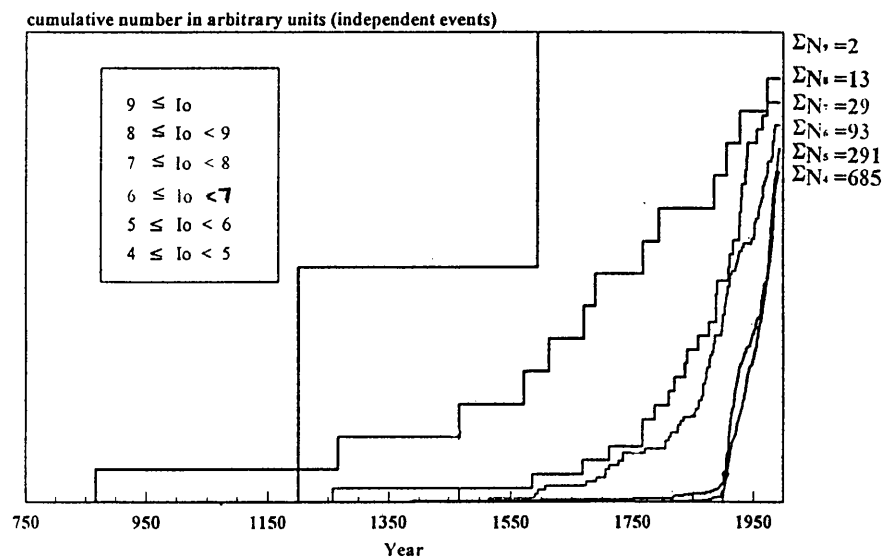


Abbildung 3. Vollständigkeit des österreichischen Erdbebenkatalogs (Grünthal et al., 1995)

2.4 Seismische Regionen

Die Abgrenzung der einzelnen Erdbebenregionen (Abb. 4) wird durch die Seismizität, Geologie (s.a. Anhang 12) und durch statistische Erfordernisse bestimmt. Zu geringe Datenmengen in bestimmten Bereichen ließen es notwendig erscheinen, diese Bereiche zu einer seismischen Region zusammenzufassen - obwohl diese Region bereits verschiedene geologische Einheiten umfassen kann.

Für jede Region wird die durchschnittliche Herdtiefe berechnet und das größte - auch historische - Erdbeben berücksichtigt. Die durchschnittlichen Herdtiefen jeder Region finden später in der Rekonstruktion der Magnituden älterer Erdbeben ihre Anwendung.

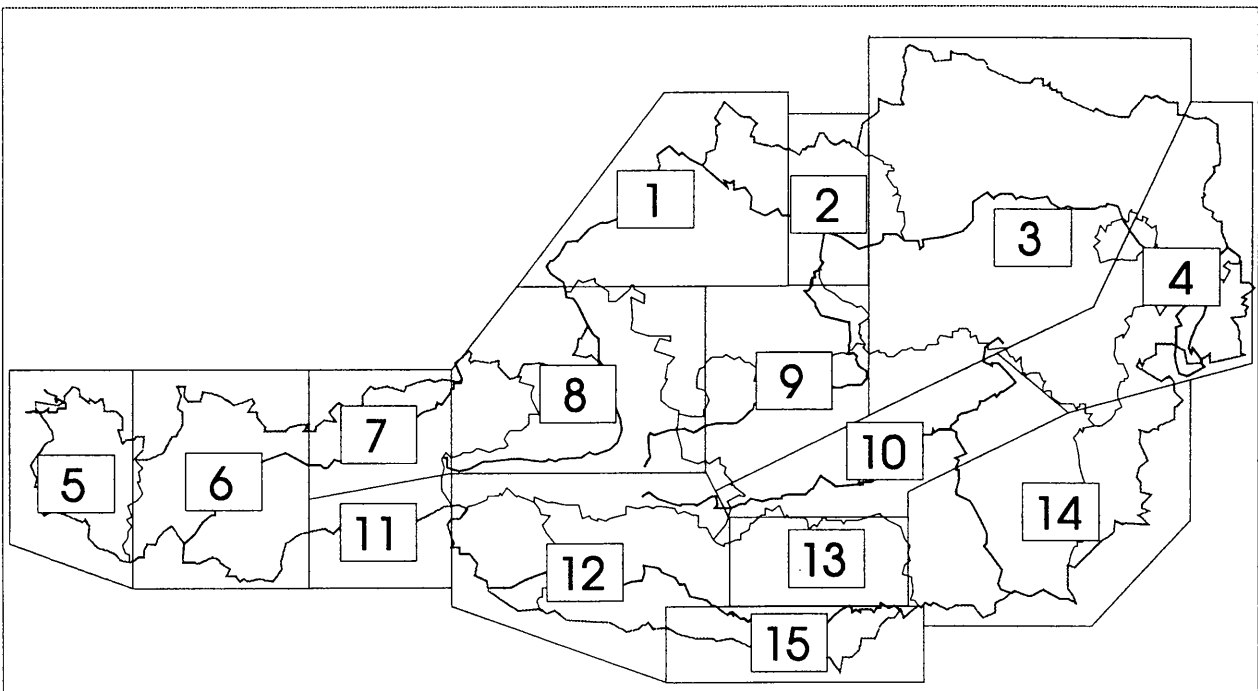


Abbildung 4. Seismische Regionen Österreichs (Lenhardt, 1995)

Die folgenden Beschreibungen der einzelnen Regionen stellen eine Zusammenfassung der wichtigsten Informationen und Kennwerte dar. Die hier erwähnten geologische Störungszonen sind im Anhang 11 dargestellt.

Die Bedeutung der Kennwerte:

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
unterhalb dieser Magnitude sind die Daten unvollständig	größte bekannte Magnitude, meist aufgrund historischer Unterlagen abgeschätzt	Anzahl der Beben mit einer Magnitude $\geq 2,8$ in 100 Jahren. $M \geq 2,8$ wird in allen Regionen seit 1900 erfaßt - und dient zum Vergleich der Seismizität der einzelnen Regionen	kleinste bekannte Herdtiefe (km)	größte bekannte Herdtiefe (km)	durchschnittl. Herdtiefe (km) - wichtig für Datenergänzung, wenn die Herdtiefe unbekannt ist

Region 1 - Nordwestliches Oberösterreich

Die Seismizität des Mühlviertels ist als gering zu bezeichnen. Sowohl aus dem Bereich der Pfahl-Störung, als auch der Donau-Störung sind Erdbeben bekannt, die aber den Intensitätsgrad 6 nicht überschritten. Dasselbe trifft auf die Rodl-Störungszone zu, die sich nördlich von Linz bis östlich von Budweis nach Tschechien erstreckt.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
1,6	3,3	1,5	2	5	3,4

Region 2 - Nordöstliches Oberösterreich

Aus dem Raum Pregarten, Hagenberg und Wartberg sind vor allem seichte Kleinbebenschwärme bekannt. Die Böhmisches Masse ist von Bruchzonen durchzogen, die sich in Verwerfungen und Transversalstörungen äußern. Das stärkste bekannte Erdbeben dieser Region ereignete sich 1972 in Pregarten ($I_0 = 6 - 7$) an einer NW-SE streichenden Bruchfläche. Die Bebenserie von 1972 ist vergleichbar mit dem Bebenschwarm von 1899/1900.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
1,2	3,5	3,7	1	4	2,3

Region 3 - Westliches Niederösterreich

Die Bebenstätigkeit dieser Region wird von den Starkbebenherden Neulengbach (1590, Magnitude M_6 ?) und Scheibbs (1876) bestimmt. Zwei orthogonale Bruchsysteme (NE-SW und NW-SE) dominieren den Raum von Neulengbach (z.B. Gutenbach und die Verlängerung der Schwechater-Störung). Im Bereich von Scheibbs verlaufen die Isper-Störung (NS streichend) und die Hochwart-Störung (WNW-ESE). Weiters sind leichte Erdbeben aus der Nähe der Diendorfer-Störung - z.B. Senftenberg im Jahr 1959 - bekannt. Der nördliche Teil des Waldviertels ist weitgehend bebenfrei. Obwohl sich die Diendorfer Störungszone vom Alpenvorland bis nach Maissau erstreckt, sind Erdbeben nur im Bereich des Donautales bekannt.

Ein zweite Störungszone (Vitis-Störung) erstreckt sich von Perg im Donautal bis nach Zwettl. Senkrecht zu den bereits genannten Störungen verläuft die Ottenschlager-Störungszone, die sich von Groß Pertholz bis nach Spitz in der Wachau erstreckt. Diese Brüche erscheinen ebenfalls nicht seismotektonisch aktiv.

Über den Charakter der zwei Starkbebenherde (Neulengbach und Scheibbs) können nur Vermutungen angestellt werden, da keine seismischen Aufzeichnungen dieser zwei Ereignisse existieren. Vermutlich handelt es sich um einen Aufschiebungsvorgang infolge der N-S Kompression der Alpen.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
1,8	6?	6,2	1	10	3,7

Region 4 - Wiener Becken

Die Ursache der Beben­­tätigkeit im Wiener Becken ist in der horizontalen Verschiebung entlang der Mur-Mürztal-Störung zu suchen. Im Bereich des Semmering teilt sich die Mur-Mürztal-Störungszone: Ein Ast setzt sich Richtung Osten am südlichen Rand des Wiener Beckens fort, während der zweite Ast entlang des Westrandes des Wiener Beckens - der Thermenlinie - verläuft.

Zwischen diesen beiden Hauptlinien, die das Wiener Becken begrenzen, verlaufen mehrere Parallelstörungen. Sie verlaufen im Wiener Becken in NE-SW-Richtung. Entlang dieser Störungen ereigneten sich vermutlich die stärkeren Erdbeben (z.B. Schwadorf 1927, $I_0 = 8$). Die Beben­­tätigkeit ist im südlichen Teil des Wiener Beckens (Wiener Neustadt, Neunkirchen, Seebenstein) besonders ausgeprägt.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
2,0	5,2	104,7	1	15	6,4

Region 5 - Vorarlberg

Das Beben­­geschehen konzentriert sich im Bereich 'Feldkirch - Götzis' im Rheintal. Es handelt sich hierbei um die Aktivität seichter Herde. Insbesondere aus dem Raum Feldkirch sind Beben­­serien bekannt (z.B. 1778). Nur vereinzelt treten Beben im Klostertal-Arlberg Paß und im Bregenzerwald (Bezau) auf. Die Tamina-Störung verläuft durch die Ortschaft Ragaz (Schweiz) und östlich von Feldkirch, Hohenems, Dornbirn und Scheffau und erstreckt sich bis Memmingen in Deutschland.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
1,8	4,6	19,0	2	11	4,4

Region 6 - Westliches Tirol

Eine der erdbebenaktiven Bereiche Österreichs. Das Bebensgeschehen konzentriert sich in den Bereichen von Namlos und Nassereith-Silz. Mehrere Bruchzonen streichen NE-SW (z.B. Loisachtal- und Engadiner-Störung). Beide Störungszonen verlaufen in unmittelbarer Nähe von Nassereith und sind durch ihre Bebenaktivität als seismotektonisch aktiv zu bezeichnen. Dies trifft allerdings nicht auf den Bereich südlich des Inntales zu. Im Pillerseegebiet (an der Engadiner Störung) kam es zu Bebenschwärmen (1921/22) mit Herdtiefen von etwa 3 km.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
2,4	5,3	92,9	3	21	7,7

Region 7 - Nordöstliches Tirol

Aktive Bebenzone Österreichs. Begleitende Bruchzonen der Inntalstörung sind von Wörgl bis Innsbruck seismotektonisch aktiv. Im Norden (bei Wörgl) wird die Störung durch die Priener-Störung abgelöst. Bei Innsbruck geht sie in die Stubaital-Störung über. Immer wieder traten stärkere Beben in dieser Region auf - in Hall im Jahr 1670 und in Innsbruck in den Jahren 1571 & 1689.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
2,1	5,3	58,6	1	18	6,2

Region 8 - Nördliches Salzburg

Vereinzelt ereigneten sich Beben in Kitzbühel, Lofer, Leogang, Maria Alm, Hüttau und St.Martin. Seismotektonisch aktiv dürften die Saalach-Störung (Fieberbrunn, Reichenhall, Salzburg) und Salzachauer-Störung sein. Die Epizentralintensität überstieg bisher $I_0 = 7$ nicht.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
2,7	4,1	70,8	4	13	8,2

Region 9 - Südliches Oberösterreich und nordwestliche Steiermark

Auch im Enns- und Steyrtal kam es vereinzelt zu Erdbeben. Die bekanntesten Epizentren sind Admont (1810, $I_0 = 7$) und Molln (1967, $I_0 = 6 - 7$). Man vermutet eine EW-verlaufende Tiefenstörung, die sich entlang des Alpenvorlandes von Neulengbach (1590), über Scheibbs (1876) nach Molln (1967) erstreckt (Drimmel, 1981). Aus Satellitenbildaufnahmen läßt sich erkennen, daß Admont nördlich der NS-verlaufenden Pölstal-Störung liegt, die sich nach Süden in der Hirschegger-Störung (Stainz, Stmk.) und der Obdacher-Störung fortsetzt. Der Bereich von Molln ist hingegen durch eine Vielzahl von Störungssystemen gekennzeichnet; sie lassen keine Verbindung zur Pölstal-Störung erkennen.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
2,4	4,6	41,5	1	20	6

Region 10 - Mur-Mürztal

Dieser Bereich ist eine der seismotektonisch aktivsten in Österreich. Die Störung besteht aus einer Vielzahl von Einzelbruchzonen, die sich zu einer linksdrehenden Blattverschiebung zusammensetzen. Sie reicht vom Semmering bis in den oberen Murtalbereich. Die Störung setzt sich über das Lavanttal nach Süd-Westen (Klagenfurter Becken) und entlang des Leithagebirges bzw. der Thermenlinie (Wiener Becken) nach Nord-Osten fort. Starkbebenherde sind Leoben ($I_0 = 8$, 1794) und Kindberg ($I_0 = 8$, 1267, 1885). Die mittlere Verschiebungsrate entlang der Mur-Mürztal-Störung liegt bei nur etwa 0,03 cm/Jahr (Gutdeutsch & Aric, 1977), während sie z.B. bei der San Andreas-Störungszone in Kalifornien mindestens das dreißigfache (1-10 cm/Jahr) beträgt.

Die Mur-Mürztal-Störung wird im Bereich von Kapfenberg von der Trofaiach-Störung in EW-Richtung gekreuzt.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
2,4	6?	118,6	3	19	7,5

Region 11 - Südliches Nordtirol

Keine stärkeren Erdbeben ($I_0 \geq 6$) und generell geringe Seismizität. Lokale Beben sind im Stubaital und in Brenner-Nähe (Wipptal-Störung/Silltal-Störung) bekannt.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
2,2	4,2	9,6	3	11	6,4

Region 12 - Osttirol, westliches Kärnten und südliches Salzburg

Aus diesem Bereich sind nur vereinzelt Erdbeben bekannt. Stärkere Beben ($I_0 \geq 6$) ereigneten sich in Matrei, Tamsweg und in Sillian.

Tektonisch ist das Gebiet durch das Periadriatische Lineament geprägt, das sich im Westen bis zum Ende des Tauern Fensters erstreckt (Iffinger). Dort geht die Störung in die Judicarien Linie bzw. in die Insubrische Linie über.

Auch im Raum Gmünd - südlich des Katschbergs - kommt es immer wieder zu Erdbeben. Ein Zusammenhang mit den dort NNE-verlaufenden geologischen Deckengrenzen am Ostende des Tauernfensters ist nicht auszuschließen.

M_{min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100$ Jahre	z_{min}	z_{max}	z_{mittel}
2,5	6?	41,5	2	22	7,8

Region 13 - Nördliches Kärnten

Der nördliche Teil der Lavanttal-Störung ist seismotektonisch aktiv. Das Lavanttaler Bruchsystem besteht aus einer Vielzahl versetzter Brüche, die im südlichen Abschnitt den Charakter einer rechtsdrehenden Horizontalverschiebung annehmen. Zwischen den einzelnen Bruchsegmenten kommt es durch den lateralen Bruchversatz zu

Grabenbildungen - ähnlich wie im Wiener Becken. Nördlich von Wolfsberg setzt sich das Bruchsystem in der Obdacher-Störung, die nahezu NS verläuft, fort.

M_{min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100$ Jahre	z_{min}	z_{max}	z_{mittel}
2,4	6?	21,8	3	13	7,8

Region 14 - Östliche Steiermark

Aus diesem Bereich sind keine stärkeren ($I_0 > 6$) und nur wenige schwache Erdbeben bekannt. Der Raum Fürstenfeld ($I_0 = 6$) weist geringe Seismizität auf. An die nördliche Grenze dieser Region schließt die Mur-Mürztal Störung an. Zu ihr zählt auch der Bereich Frohnleiten im Murtal.

M_{min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100$ Jahre	z_{min}	z_{max}	z_{mittel}
2,5	3,3	14,9	4	11	7,5

Region 15 - Südliches Kärnten

Dieser Bereich ist entlang des Gailtals bzw. Rosentals seismotektonisch aktiv. Die Periadriatische Nahtzone stellt eine rechtsdrehende Horizontalverschiebung dar (Pustertal und Gailtal-Linie). Diese endet westlich des Tauernfensters.

Der Bereich Villach ist bekannt durch zwei Erdbeben im Jahr 1348 und 1690, von denen sich wenigstens das erste Erdbeben sich nach neuesten Erkenntnissen aber in Friaul oder der Krain ereignet haben dürfte (Hammerl, 1992). Dennoch waren die Auswirkungen auf Villach groß, da durch die Erschütterungen eine Reihe von Berg- und Felsstürzen am stark geklüfteten Dobratsch ausgelöst wurden. Die Felsmassen verschütteten den Lauf der Gail im Bereich des Dobratsch an mehreren Stellen (Brandt, 1981) und trugen somit zur Vergrößerung des Schadensausmaßes bei.

M_{\min}	M_{hist}	$n (M \geq 2,8)/100 \text{ Jahre}$	z_{\min}	z_{\max}	z_{mittel}
2,5	6?	36,6	1	20	6,7

2.5 Vergleich der Regionen

In Tabelle 3 sind nochmals alle Werte der einzelnen Regionen aufgelistet, die in den späteren Berechnungen ihre Berücksichtigung finden.

Tabelle 3. Seismizität der verschiedenen seismischen Regionen Österreichs

Nr.	Name der Region	Anzahl ($M \geq 2,8$) in 100 Jahren	mittl. Herdtiefe (km)	Bekannte maximale Magnitude
1	NW - Oberösterreich	1,5	3,4	3,3
2	NE - Oberösterreich	3,7	2,3	3,5
3	W - Niederösterreich	6,2	3,7	6*
4	Wiener Becken	104,7	6,4	5,2
5	Vorarlberg	19,0	4,4	4,6
6	W - Tirol	92,9	7,7	5,3
7	NE - Tirol	58,6	6,2	5,3
8	N - Salzburg	70,8	8,2	4,1
9	S - Oberösterreich & NW - Steiermark	41,5	6	4,6
10	Mur-Mürztal	118,6	7,5	6*
11	S - Tirol	9,6	6,4	4,2
12	Osttirol, W - Kärnten, S - Salzburg	41,5	7,8	6*
13	N - Kärnten	21,8	7,8	6*
14	E - Steiermark	14,9	7,5	3,3
15	S - Kärnten	36,6	6,7	6*

Bemerkung:

* : geschätzt aufgrund historischer Überlieferungen

3 METHODE

3.1 Grundlagen

Das generelle Verfahren, nach dem die Erdbebengefährdung gerechnet wird, gliedert sich in vier Schritte, die in Abbildung 5 dargestellt sind:

- 1) Wahl des Bezugspunktes und seismische Quellzuordnung (potentielle Hypozentren)
- 2) Wiederholungsraten
- 3) Abminderung der Erdbebenbelastung durch die Entfernung 'Bezugspunkt-Hypozentrum'
- 4) Häufigkeit oder Wahrscheinlichkeit der Erdbebenbelastung für einen bestimmten Bezugspunkt.

EARTHQUAKE HAZARD ASSESSMENT

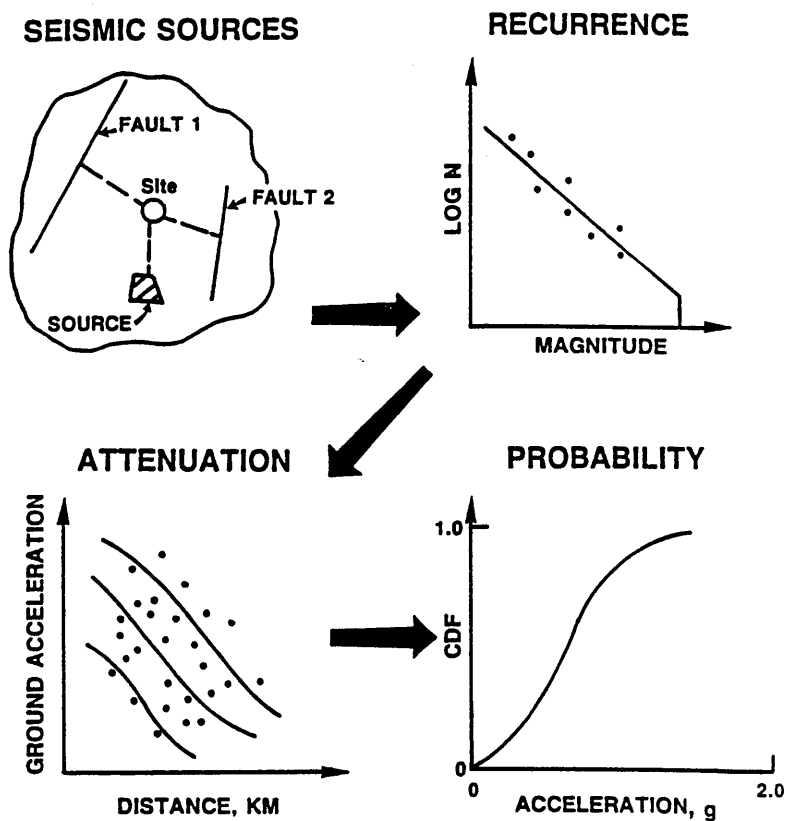


Abbildung 5. Generelles Schema für die Berechnung der Erdbebengefährdung (Hays, 1991)

Computerprogramme beruhen meist auf Cornell's (1968) Publikation, wie z.B. EQRISK (McGuire, 1976), FRISK (McGuire, 1978), SEISRISK III (Bender & Perkins, 1987) und PRISK (Mallard et al., 1991). Sie erlauben eine Berechnung einer Gefährdungskarte - unter der Voraussetzung, daß die angeführten Faktoren (s.a. Peruzza & Slejko, 1993)

1. Quellzuordnung und seismotektonisch aktive Störungszonen
2. Vollständigkeit der Daten
3. Distanz-Abnahmegesetze der Bodenbewegungen
4. Eintrittswahrscheinlichkeiten und seismotektonische Grenzwerte (maximale Magnitude oder Intensität)

berücksichtigt werden. Da alle vier Punkte mit Ungenauigkeiten und Annahmen behaftet sind, wurde ein eigenes Computerprogramm entwickelt, das den lokalen Gegebenheiten Rechnung trägt. Es wurden folgende Kriterien gewählt, die eine objektive Berechnung der Erdbebengefährdung gewährleisten sollen:

ad 1. Die Vielzahl der sichtbaren und unsichtbaren Störungszonen, die in Verbindung mit Erdbeben gesehen werden können, erschwert eine eindeutige Zuordnung. Für jede Störungszone wäre es zudem notwendig, eine Häufigkeitsanalyse der aufgetretenen Erdbeben durchzuführen. Diese wäre jedoch nicht aussagekräftig, da aufgrund der vorhandenen Seismizität in Österreich jeweils zu wenige Daten zur Verfügung stehen. Eine eindeutige Zuordnung der seismischen Potentiale zu entsprechenden Bruchzonen erscheint daher nicht realisierbar. Aus diesem Grund wurden nicht Gruppen von Bruchzonen als Quellregionen definiert, sondern die ursprünglichen Koordinaten der Hypozentren der Erdbeben im Erdbebenkatalog zur Erdbebengefährdungsberechnung herangezogen. Dadurch ist es nicht notwendig, 'Quellregionen' festzulegen, deren subjektive Definition der Grenzen Anlaß zur Diskussion bieten kann.

ad 2. Nur Daten des Bebenkatalogs wurden verwendet. Da die Vollständigkeit des Bebenkatalogs erst ab 1900 gewährleistet ist, wurden für die Bestimmung der Eintrittswahrscheinlichkeit bestimmter Beschleunigungen an einem definierten Bezugspunkt nur Daten entsprechend der Vollständigkeit des Bebenkatalogs (Tab.2) herangezogen. Maximalwerte der Bodenbeschleunigung, der Geschwindigkeit und des Schwingweges wurden aus Abschätzungen der Magnituden historischer Erdbeben vor 1450 mitberücksichtigt.

ad 3. Die Distanz-Abnahmegesetze für die Bodenbeschleunigung, Schwinggeschwindigkeit und den Schwingweg sind regional unterschiedlich. Die Resultate umfassender Untersuchungen aus den USA (Esteve, 1970, Donovan, 1973, McGuire, 1974, Orphal & Lahoud, 1974, Joyner & Boore, 1981 u.v.a.) und aus Italien (Chiaruttini & Siro, 1981, Sabetta & Pugliese, 1987) unterscheiden sich aufgrund verschiedener Datenmengen, Magnituden und Distanzbereiche. Seit geraumer Zeit sind auch Meßergebnisse aus der Schweiz bekannt (Smit, 1994), die sich allerdings ausschließlich mit Bodenbeschleunigungen befassen. Verschiedene Abnahmegesetze wurden angewendet, um deren Einfluß auf die Rechenmethode zu überprüfen.

Ein Vergleich der Abnahmegesetze bzw. der Daten verschiedener Autoren (Esteva, 1970, Donovan, 1973, McGuire, 1974, Orphal & Lahoud, 1974, Joyner & Boore, 1981, Ambraseys, 1991, Smit, 1994) zeigte, daß sie meist nur bedingt den Erdbebenauswirkungen im Nah- und im Fernfeld gerecht werden. Auch die maximalen Beschleunigungswerte variieren sehr stark.

ad 4. Das 'OBE' wird probabilistisch berechnet, das heißt aufgrund von Häufigkeitsstatistiken der Bodenbewegungen für verschiedene Bezugspunkte in Österreich.

Seismotektonische Grenzwerte treffen hingegen auf lange Interpretationszeiträume zu, d.h. auf das 'MCE'. Deshalb wird das MCE in erster Linie aufgrund der regionalen seismotektonischen Erfahrungswerte unter Einbeziehung geologischer Gegebenheiten festgelegt.

Herleitung der Grundgrößen

Als erster Schritt wird die Magnitude der Erdbeben bestimmt. Seit etwa 1970 wird die Magnitude vom Österreichischen Erdbebendienst direkt aus den Bebenregistrierungen berechnet. Die Magnitude von Erdbeben älteren Datums wurde hingegen aus der Epizentralintensität und der Herdtiefe bestimmt. Ist die Herdtiefe unbekannt, so wird die durchschnittliche Herdtiefe der jeweiligen Region verwendet (Tab.3).

Zuerst wird die Epizentralintensität 'I_o' aus der Distanz, der Herdtiefe und der Intensitätsverteilung nach

$$I_o = I_{\text{lokal}} + 3 \cdot \log_{10}(R/z) + 1,3 \cdot \alpha \cdot (R - z)$$

mit: I_o = Intensität im Epizentrum
I_{lokal} = Intensität am Bezugspunkt
R = Hypozentraldistanz (km)
z = Herdtiefe (km)
α = Absorptionskonstante

berechnet (Sponheuer, 1960). Die Konstante α wurde für das Österreichische Bundesgebiet mit α = 0,001 empirisch ermittelt. Die Magnitude läßt sich dann nach

$$M = 0,67 \cdot I_o + 2,29 \cdot \log_{10}(z) - 2$$

bestimmen (Shebalin, 1958).

Der zweite Schritt besteht in der Berechnung der horizontalen Bodenbewegungen, denn diese überwiegen meist die vertikalen Bodenbewegungen (Newmark & Hall, 1987).

Sind die relevanten Erdbebenherde für den Untersuchungsbereich identifiziert, so lassen sich die Kennwerte der maximalen Bodenbewegungen

Beschleunigung: $a \text{ (m/s}^2\text{)} = 10 [0,67 + 0,28 * M - 1,3 * \log_{10}(R + 25)]$,

Schwinggeschwindigkeit: $v \text{ (m/s)} = 10 [-1,25 + 0,4 * M - 1,2 * \log_{10}(R + 25)]$

Schwingweg: $d \text{ (m)} = 10 [-2,406 + 0,43 * M - 0,88 * \log_{10}(R + 25)]$

aus den Magnituden und den Hypozentraldistanzen 'R' berechnen (McGuire, 1974).

Bei der Distanzbestimmung 'Standort-Epizentrum' wird in den Berechnungen die begrenzte Genauigkeit vieler Epizentrenangaben (± 5 km) berücksichtigt, denn oft sind die Koordinaten der Epizentren nur auf eine Dezimalstelle genau im Bebenkatalog angegeben.

Der Streubereich der Kennwerte der maximalen Bodenbewegung beträgt etwa 50 %. Sie entsprechen damit den von anderen Autoren beobachteten Wertebereichen (Schenk & Schenkova, 1981). Die Standardabweichungen der Bodenbewegungen wurden absichtlich nicht in den Formeln berücksichtigt, da die Multiplikationsfaktoren für die dämpfungsabhängigen Bemessungsspektren bereits die Standardabweichung beinhalten.

Der scheinbar umständliche Berechnungsweg über die - zum Teil - aus Intensitätsangaben rekonstruierten Magnituden, hat folgenden Grund: Aus den McGuire-Beziehungen lassen sich aus der Magnitude und der Hypozentralentfernung die durchschnittlichen Maximalbewegungen ableiten, in denen impliziert die Dauer der jeweiligen Anregung enthalten ist. Einer Intensität sind die Bodenbewegungen nicht eindeutig zuzuordnen, da die jeweilige Dauer der Bodenbewegung mit berücksichtigt werden muß (Arias, 1970).

Die Distanz-Abnahmegesetze wurden von McGuire (1974) aus Bebenaufzeichnungen aus dem Distanzbereich von 15 - 125 km abgeleitet. Dies ist aber kein Nachteil, da ab 100 km Entfernung die Bodenbeschleunigungen durch lokale Erdbeben - aufgrund der begrenzten maximalen Erdbebenmagnitude von M6,5 - in Österreich überwiegen. Weiters schreibt McGuire (1974, Seite 85): *Es wurden keine Bebenaufzeichnungen verwendet, bei denen eine signifikante Verstärkung durch Sedimente erkannt ('established') werden konnte. Alle anderen Registrierungen wurden verwendet, - ohne Berücksichtigung, ob sie auf Fels oder auf Alluvionen gemessen wurden.* Das bedeutet, daß es sich um einen gemischten Datensatz gehandelt hat und somit Effekte durch Sedimentbedeckungen in den Eingangsdaten nicht ausgeschlossen werden können. Die Bodenbewegungswerte nach McGuire entsprechen demnach einem 'durchschnittlichen' Untergrundmodell (Übergang zwischen Modell 'A' und den Modellen 'B' und 'C', siehe Kapitel 3.4) - und nicht dem 'anstehenden Fels'. Auf diese Fragestellung wird im Kapitel 3.4 ausführlich eingegangen.

Aus den folgenden Gründen wurden daher die McGuire-Formeln übernommen:

1. Formeln existieren für Beschleunigungen, Schwinggeschwindigkeiten und Schwingwege. Die drei Parameter sind notwendig, um ein Bemessungsspektrum zu definieren. Die Formeln oder Meßwerte der meisten anderen Autoren können diese Anforderung nicht erfüllen (Ambraseys, 1991, Esteva, 1970, Sabetta & Pugliese, 1987, Smit, 1994).

2. Selbst im Epizentralbereich und für kleinere Magnituden sind die obigen Beziehungen anwendbar, wie Gegenüberstellungen (McGarr & Bicknell, 1990) von Magnituden mit den beobachteten Beschleunigungswerten zeigen (Tab.4). Die Beschleunigungen nach McGuire entsprechen allerdings nur 65 % von McGarr's Werten. Die Ursache ist in der lokalen Geologie zu suchen, denn McGarr's Werte beruhen auf Messungen im präkambrischen Schild Südafrikas, der eine sehr geringe Absorption seismischer Wellen aufweist.

Tabelle 4. Vergleich der Beschleunigungen in m/s^2 im Epizentrum

Magnitude	McGuire	McGarr	Verhältnis McGuire/McGarr
1	0,11	0,17	0,63
2	0,20	0,32	0,64
3	0,39	0,60	0,65
4	0,74	1,13	0,65
5	1,41	2,13	0,66

3. Die geophysikalischen Verhältnisse im Alpenraum werden durch die McGuire-Formeln gut angenähert, wie Vergleiche mit den Abklingfunktionen der Bodenbewegungen belegen (Chiaruttini & Siro, 1981). In Tabelle 5 werden die Resultate der zwei Autoren einander gegenübergestellt. Die hierbei getroffene Annahme war ein Erdbeben der Magnitude M5 in der für Österreich typischen Herdtiefe von 6 km.

Tabelle 5. Vergleich der Beschleunigungen in m/s^2 im Fernfeld

Entfernung vom Epizentrum (km)	McGuire	Chiaruttini & Siro (1981)	Verhältnis McGuire/ Chiaruttini & Siro
50	0,43	0,43	1,00
100	0,22	0,21	1,01
200	0,10	0,11	0,93

☞ Die McGuire-Beziehungen werden sowohl für die Berechnung der OBE-Gefährdungskarte, als auch für die Festlegung der MCE-Grenzwerte herangezogen. Sie stellen durchschnittliche Kennwerte der maximalen Bodenbewegung dar.

☞ Zur Abschätzung vertikaler Bodenbewegungen können für den gesamten Frequenzbereich $2/3$ der horizontalen Bodenbewegungswerte herangezogen werden (Newmark & Hall, 1987).

3.2 Berechnung des OBE

Die probabilistische Berechnung des 'OBE' beruht auf folgendem Kriterium:

Die Wahrscheinlichkeit, daß die Bodenbewegung durch ein sogenanntes 100jähriges Erdbeben ($T_b = 100$) überschritten wird, kann nach

$$P = 100 (1 - \exp^{-T_a/T_b})$$

$$N = 100 - P$$

- mit: P = Überschreitungswahrscheinlichkeit in %
 Ta = Zeitraum des Interesses - z.B. Bauwerksnutzungsdauer
 Tb = mittlere Wiederholungsperiode der Erdbeben
 N = Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit in %

bestimmt werden. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit 'P' ergibt sich dabei zu 63 % in 100 Jahren (= 'Ta'). Die Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit 'N' beträgt daher nur 37 %. Um eine Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit - 'oder Sicherheit' - von mindestens 50 % zu gewährleisten und weil von Talsperren eine Nutzungsdauer von ca. 100 Jahren erwartet wird, muß die mittlere Wiederholungsperiode 'Tb' bereits 200jährige Ereignisse berücksichtigen. Dies resultiert dann in einer Nichtüberschreitenswahrscheinlichkeit von 60,7 % bei einem Nutzungszeitraum von 100 Jahren (Tab. 1). Damit ist das von ICOLD (1989) geforderte Kriterium erfüllt. Die Erdbebenbelastung durch das 'OBE' wird daher aus einer Häufigkeitsstatistik abgeleitet, welche auf den Zeitraum von 200 Jahren extrapoliert wird.

Tabelle 6. Nichtüberschreitenswahrscheinlichkeiten ('N') in Abhängigkeit der Bauwerksnutzung ('Ta') und des zu berücksichtigenden Zeitraums der Erdbebenbetätigung ('Tb').

Tb (Beben)	Ta (Nutzung)			
	100 Jahre	200 Jahre	500 Jahre	1000 Jahre
100 Jahre	36,79	13,53	0,67	> 0,01
200 Jahre	60,65	36,79	8,21	0,67
500 Jahre	81,87	67,03	36,79	13,53
1000 Jahre	90,48	81,87	60,65	36,79

Da die Berechnung des 'OBE' auf einer probabilistischen Methode beruht, wird im besonderen Maße auf die Erdbebeninformation aus dem Bebenkatalog Bezug genommen. Für einen beliebig gewählten Bezugspunkt werden die Kennwerte der Bodenbewegung mit den McGuire-Beziehungen berechnet. Die Methode beruht auf der Bestimmung, wie oft in einem definierten Zeitraum eine bestimmte Beschleunigung 'a' durch Erdbeben überschritten wurde. Daraus läßt sich die Wiederholungszeit dieser Erdbebenbelastung rekonstruieren, die durch die Beziehung

$$T = 10 (c_1 + c_2 * \log_{10} a)$$

- mit a = maximale Beschleunigung (m/s²) mit einer Wiederkehrperiode T (Jahre)
 c₁, c₂ = ortsabhängige Konstanten

dargestellt werden kann (s.a. Molas et al., 1992). Wie sich aus dem Beispiel in Abbildung 6 erkennen läßt, weist der Graph eine leichte Krümmung auf, was einen Grenzwert andeutet. Um diesem Effekt - und einer möglichen Unvollständigkeit der Daten entgegenzuwirken, wird die Regression aus dem Wiederholungszeitraum von 10 - 100 Jahren berechnet.

Diese Regression läßt sich auch für die Schwinggeschwindigkeiten und Schwingwege durchführen. Aus diesen drei Parametern ergibt sich die Basis für die Ermittlung des Bemessungsspektrums für den gewählten Bezugspunkt bzw. Standort.

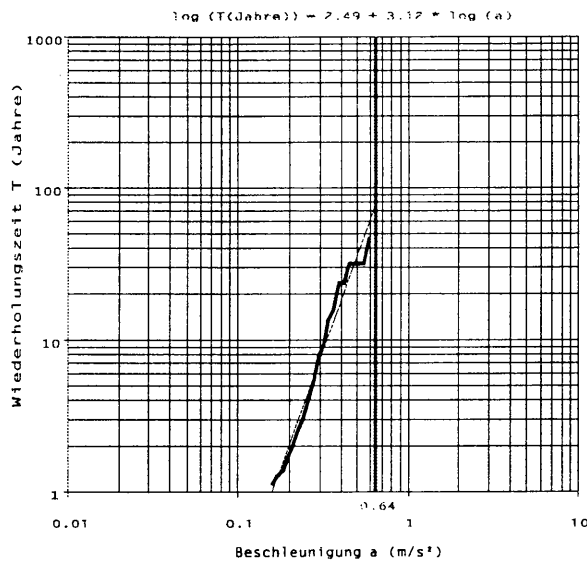


Abbildung 6. Wiederholungszeit bestimmter Beschleunigungen (dicke vertikale Linie = historische Maximalbeschleunigung, in diesem Fall 0,64 m/s²)

Angewendet auf ein österreichweites 10km*10km Raster, ergibt dies eine seismische Gefährdungskarte des Bundesgebietes für einen bestimmten Zeitraum 'T'. Für das 'OBE' wird der Zeitraum von 200 Jahren in diese Regression eingesetzt, um die entsprechenden Maximalwerte der horizontalen Bodenbeschleunigung zu erhalten.

Der obere Grenzwert, bis zu dem für die 'OBE'-Bestimmung extrapoliert werden darf, ist durch den historischen Maximalwert 'a_{historisch}' definiert. Das heißt, daß

$$a = 10^{((\log_{10} T - c_1) / c_2)} < a_{\text{historisch}}$$

definiert wurde. Der Parameter

$$T_{\text{Grenzwert}} = 10^{(c_1 + c_2 * \log_{10} a_{\text{historisch}})}$$

stellt den Zeitraum dar, bis zu dem die Bodenbeschleunigung die historisch abgeschätzte Bodenbeschleunigung 'a_{historisch}' nicht übertrifft. In manchen gering seismisch aktiven Gebieten Österreichs liegt dieser Zeitbetrag unter den definierten 200 Jahren für das 'OBE'. Dies ist auf den Umstand zurückzuführen, daß aus diesen Gebieten nachweislich keine stärkeren Erdbeben bekannt sind. Zum Beispiel tritt in bestimmten Bereichen des Innviertels (Abb.7) bereits alle 50 Jahre die maximale Beschleunigung auf, die - wenn auch gering - in größeren Zeiträumen (z.B. 200 Jahre) nicht überschritten werden. Das heißt, daß eine Extrapolation über diesen Zeitbetrag hinaus eine erhöhte Belastung vortäuschen würde - obwohl es hierfür keine Hinweise aus der Erdbeben Geschichte der Region gibt.

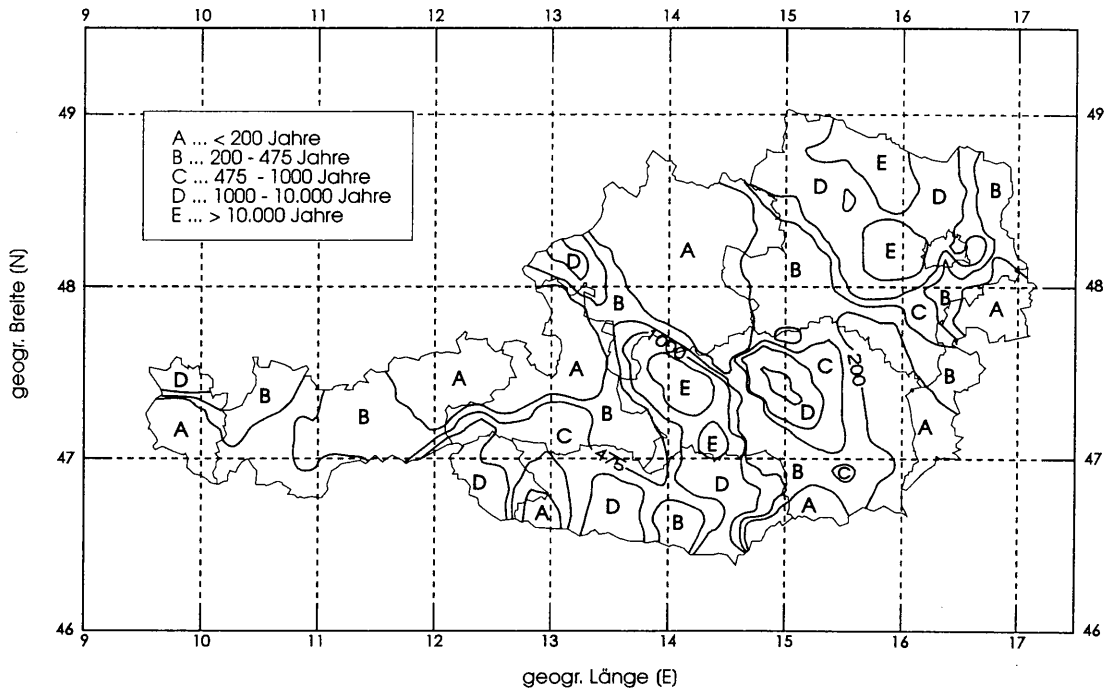


Abbildung 7. Isolinien des $T_{\text{Grenzwert}}$

Aus der Karte wird aber auch die Problematik der angewendeten Berechnungsmethode - d.h. der Regressionsbestimmung aus der doppellogarithmischen Beziehung zwischen der Wiederholungszeit und der Beschleunigung - erkennbar, die in manchen Gebieten zu erratischen Werten führt. Der Grund für die starken Gradienten (s. Abb.7, z.B. Breite 47,40°, Länge 14,00°) oder 'Inseln' (z.B. Breite 46,90°, Länge 15,50°) liegt einerseits im gewählten Punktabstand von 10 km, und zum anderen in lokalen Seismizitätsmaxima bzw. Minima, die sich in der Regressionsberechnung bemerkbar machen.

3.3 Methoden der MCE-Bestimmung

Die Zuordnung eines Maximum Credible Earthquakes - MCE - zu einem bestimmten Standort erfolgt aufgrund verschiedener Kriterien. Im folgenden werden mehrere Methoden einander gegenübergestellt, um deren Resultate miteinander vergleichen zu können.

Die ersten zwei Methoden bezüglich der größtmöglichen Bebenereignisse beruhen auf Informationen aus der Geologie und der Erdbebengeschichte. Die dritte vorgestellte Methode betrifft die Extremwertstatistik und der vierte Ansatz befaßt sich mit der Abschätzung des MCE aus der Herdtiefenstatistik. Die fünfte Methode leitet das MCE aus der Bruchlänge ab.

Letztlich werden anhand eines Beispiels die Resultate aus den verschiedenen Ansätzen miteinander verglichen, um die Zuverlässigkeit und die Problematik der MCE-Bestimmung darzustellen.

In Gebieten geringer seismotektonischer Aktivität (z.B. Innviertel), in denen die dargelegten Methoden meist nicht anwendbar sind, ist der Einfluß fernerer Beben auf den Standort, sowie die Möglichkeit, daß die Talsperre selbst Erdbeben hervorrufen könnte, zu berücksichtigen.

Geologische Information

Erkenntnisse aus der Geologie stellen einen grundlegenden Beitrag zur Bestimmung des MCE dar. Einerseits kann die Zugehörigkeit zu einer bestimmten geologischen Einheit (s.a. Anhang 12) bereits Hinweise auf eine mögliche Seismizität liefern. Andererseits können aus paläoseismologischen Untersuchungen einzelne große seismotektonische Ereignisse zeit- und größenmäßig zugeordnet werden. Weiters ist das Alter der Bruchzonen und deren gesamter Versetzungsbetrag von Bedeutung. Dazu kommt der Charakter der Störungszone, denn Aufschiebungen, Abschiebungen und Horizontalverschiebungen unterscheiden sich nicht nur grundsätzlich durch das lokal vorhandene tektonische Spannungsregime, sondern auch durch die Effekte, die Beben einer bestimmten Magnitude an der Erdoberfläche hervorrufen.

Die in Abbildung 8 gezeigte Grafik (Slemmons & Depolo, 1986) soll einen Überblick über die Seismizität verschieden aktiver Störungszonen geben. Die Grafik läßt sich auch auf Österreich übertragen. Betrachtet man die aktivste Störungszone in Österreich - die Mur-Mürztal-Störung -, so erhält man aufgrund einer mittleren Verschiebungsrate von 0,03 cm/Jahr (Gutdeutsch & Aric, 1977) und einer Magnitude von M5,5 eine Wiederholungszeit ebensolcher Erdbeben von ca. 300 Jahren. Dem zum Vergleich: Erdbeben der etwas geringeren Magnitude M5,2 ereignen sich im Durchschnitt alle 170 Jahre. Dies ist auch zu erwarten, da Beben der Magnitude M5,2 im Mur-Mürztal im Durchschnitt um den Faktor 1,7 häufiger auftreten als Erdbeben der Magnitude M5,5, denn der 'b'-Wert (Steigung des Graphen im Häufigkeits-Magnituden Diagramm) dieser Region beträgt 0,8. Eine Magnitudendifferenz von $\Delta M=0,3$ führt daher zum Faktor 1,7 ($= 10^{0,8*0,3}$). Die Verschiebungsrate führt also bereits zu einer Magnituden-Aussage, die auch den Resultaten der Bebenstatistik dieser Region entspricht, denn 170 Jahre (für M5,2-Beben) * 1,7 ergibt etwa 300 Jahre für die Wiederholungsperiode für M5,5-Beben.

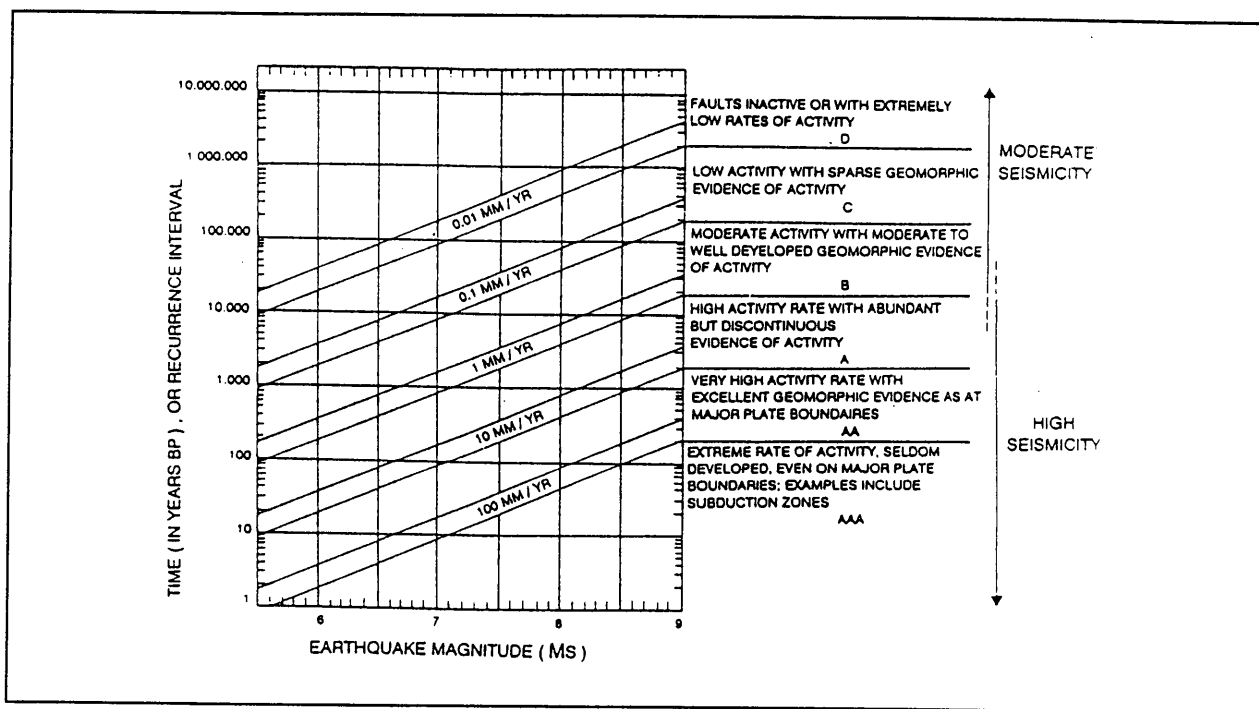


Abbildung 8. Zur seismotektonischen Aktivität von Bruchzonen (nach Slemmons & Depolo, 1986)

Die Einschätzung einer möglichen seismotektonischen Aktivität aufgrund geologischer Überlegungen wurde von Mallard (1991) ausführlich dargestellt (Tab.7). Die wichtigste Frage, die sich bei der Festlegung des MCE stellt, ist: Welche der Störungszonen ('faults') sind als 'extinct' - also nicht mehr aktiv - anzusehen? Die anderen zwei Kategorien 'unproven' und 'active' sollten für den MCE-Fall aus Sicherheitsgründen als gleichrangig - also aktiv - angesehen werden.

Tabelle 7. Beurteilungskriterien geologischer Störungszonen in Großbritannien (Mallard, 1991)

STATE	EVIDENCE
extinct	fault does not displace pre-plio-quadernary material or structures
	the mineralogy of <u>mechanically continuous</u> fault gouge is incompatible with the current stress/temperature regime
unproven	fault is a small secondary fracture
	fault does not displace late quaternary materials or structures
	fault style and orientation makes a displacement unlikely in current tectonic regime
	fault shows geographical association with small macroseismic earthquake or instrumental earthquake located by regional network
	fault has undergone multiple post-variscan reactivation
active	fault has a close analogue proved active
	fault has appropriate dimensions and is <u>uniquely</u> implicated by well-located earthquake(s)
	fault coincides with accurately located hypocentre(s) from local network and is consistent with parameters from well-constrained focal mechanism(s)
	fault displaces ground surface or late quaternary deposits and/or structures

Historische Bebeninformation

Je weiter Erdbebenereignisse zurückliegen, desto spärlicher werden die zur Bewertung notwendigen Originalberichte. Der durch die historische Bebenforschung erfaßte Zeitraum erstreckt sich von ca. 1200 bis 1900, also über sieben Jahrhunderte. Da die Wiederholungszeit der stärkeren Erdbeben in Österreich lokal etwa diesem Zeitraum entspricht, kommt der historischen Bebenforschung große Bedeutung zu. Die Untersuchungen gestalten sich dabei als sehr zeitaufwendig, da es notwendig ist, zeitgenössische Berichte aufzufinden, denn spätere Zitate stellen meistens mehrfach re-interpretierte oder übernommene Schilderungen dar, die zu falschen Erkenntnissen führen können. Dies wurde anschaulich von Gutdeutsch et al. (1987) und Hammerl (1992, 1995) anhand historischer Erdbeben demonstriert.

Extremwertstatistik

Die Bestimmung der maximalen Magnitude einer Region kann durch die Extremwertstatistik erfolgen. Diese gestaltet sich insofern problematisch, als ein vollständiger Datensatz notwendig ist - und andererseits Aussagen dieser Methode nur bedingt Gültigkeit besitzen.

Kijko & Dessokey (1987) und Peruzza & Slejko (1993) machten aufgrund der Untersuchungen von Knopoff & Kagan (1977) darauf aufmerksam, daß Extremwert-bestimmungen ihre Aussagekraft bereits verlieren, wenn auf Zeiträume extrapoliert wird, die die Hälfte der Zeitspanne eines Datenkatalogs überschreiten. Das heißt, daß Aussagen seitens der Extremwertstatistik über 300 Jahre hinaus bereits als problematisch zu verstehen sind. Die Methode (Fisher & Tippett, 1928, Jenkinson, 1955, Gumbel, 1958) beruht darauf, eine Zeitreihe von Maximalwerten - in diesem Fall Magnituden (' M_m ') - auf ihre Überschreitenswahrscheinlichkeit hin zu untersuchen. Die Maximalwerte einzelner Zeitintervalle 't' werden der Größe nach bis zum Stichprobenumfang 'n' geordnet

$$M_1 < M_2 < M_3 < \dots < M_m < \dots < M_n$$

Die Zeitreihe folgt entweder der Summenverteilungsfunktion - sog. 'Gumbel I' -

$$P(M_m) = \exp \{ - \exp [- c (M_m - M_c)] \} , c > 0$$

mit M_c ... charakteristischer Wert der Reihe $M_{1..n}$
 c ... extreme Intensitätsfunktion (Steigung der Kurve bei M_1)

oder nach 'Gumbel III'

$$P(M_m) = \exp \{ - [(M_{\text{Extrem}} - M_m) (M_{\text{Extrem}} - M_c)]^k \} , k > 0$$

mit M_{Extrem} ... Extremwert (Konvergenzwert) der Reihe $M_{1..n}$
 k ... Krümmungsparameter der Funktion

Nur bei der 'Gumbel III'- Verteilung ergibt sich durch das Konvergenzverhalten ein Grenzwert M_{Extrem} : der gesuchte obere Extremwert der Magnitude (siehe auch Abb. 9).

Der Wahrscheinlichkeitswert $P(M_m)$ ist direkt verknüpft mit der Wiederholungszeit 'T' und dem Zeitintervall 't' über

$$T = t / (1 - P(M_m))$$

Das gewählte Zeitintervall 't' bestimmt aber auch die Menge der verwendbaren Daten und die damit verbundene Anpassung an die 'Gumbel I'- und 'Gumbel III'-Verteilungen.

Voraussetzungen für die Anwendung der Methode sind:

- Vollständigkeit der Ereignisse
- Unabhängigkeit der Ereignisse
- Verhältnismäßig langer Beobachtungszeitraum mit gleicher Datengüte
- Keine Veränderungstendenzen der Seismizität innerhalb des Beobachtungszeitraums

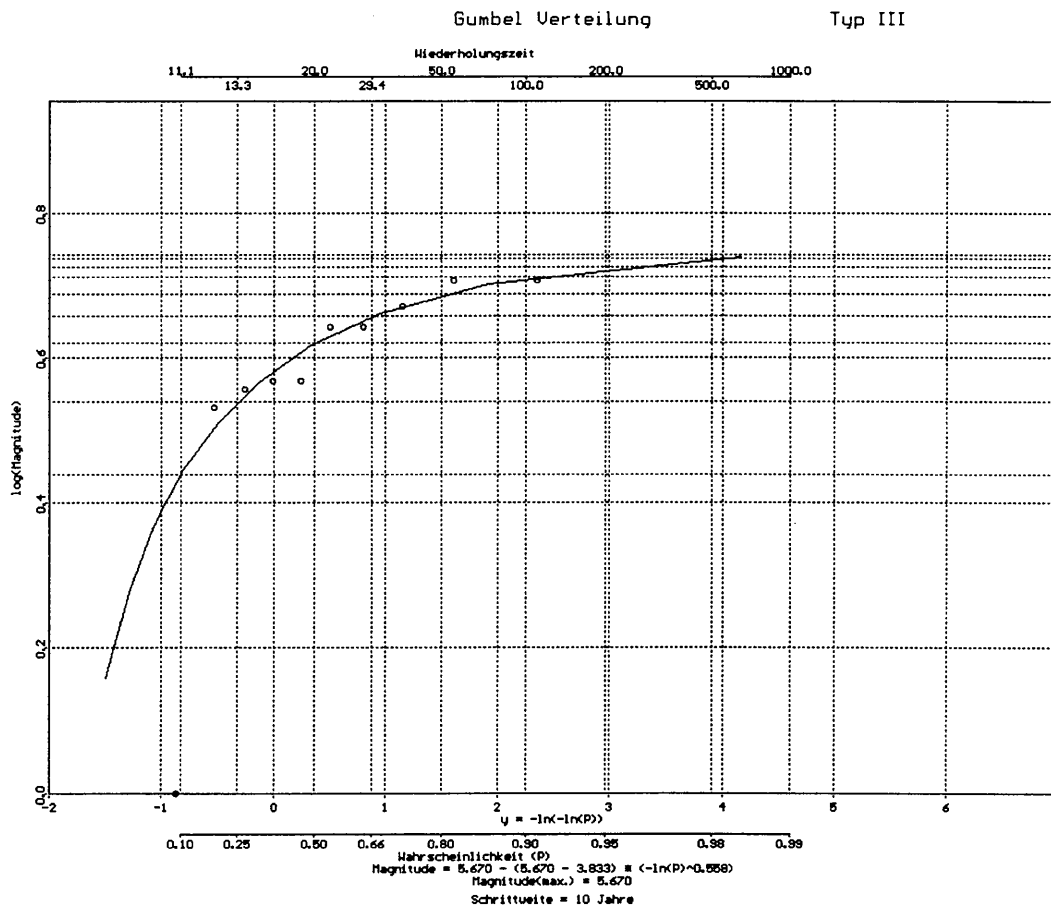


Abbildung 9. Extremwertstatistik für Region 10 (Mur-Mürztal)

In positiver Richtung der x-Achse verläuft die Wahrscheinlichkeit (Skala unten) bzw. die Wiederholungszeit (Skala oben).

Die y-Achse repräsentiert den dekadischen Logarithmus der Magnitude.

Alle vier Voraussetzungen sind für Erdbeben in Österreich selbst ab 1900 nur bedingt erfüllt. Daher konnte das Verfahren überhaupt nur auf Daten aus dem Zeitraum 1900 - 1994 angewendet werden. Weiters wurde jede Region auf seine Stabilität bezüglich der Wahl des frei wählbaren Zeitintervalls 't' überprüft. Es zeigte sich dabei, daß die 1000jährige Extremwertmagnitude in Abhängigkeit vom gewählten Zeitintervall 't' großen Schwankungen unterliegt. Um zu einer 'Gumbel III'-Verteilung und damit zu einem Magnituden-Grenzwert in allen Regionen zu gelangen, mußte ein Zeitintervall von 10 Jahren gewählt werden. In diesem Fall entspricht eine Wiederholungszeit von 1000 Jahren einer Wahrscheinlichkeit von 99 %, daß dieser Magnitudenwert nicht überschritten wird. In Abbildung 9 ist ein Beispiel einer solchen Verteilung dargestellt. Wie sich erkennen läßt, konvergiert die Funktion gegen die Magnitude M_{5,7}. Der 1000jährige (oder 99%ige) Magnitudenwert beträgt M_{5,5}.

Herdiefenanalyse

Nach Shebalin (1971) läßt sich aus der Mächtigkeit 'h' der seismisch-aktiven Schicht eine Obergrenze der Erdbebenmagnitude ableiten:

$$M \leq 4 \cdot \log_{10} h + 2,5$$

mit h... Mächtigkeit der seismotektonisch aktiven Tiefenschicht (km)

Beträgt die mittlere Herdtiefe z.B. 8,2 km und die Standardabweichung 2,6 km, und nimmt man als die Mächtigkeit der seismisch aktiven Schicht den doppelten Betrag der Standardabweichung an, so erhält man in diesem Fall h = 5,2 km. Dies würde zu einer Magnitude von M_{5,4} führen. Oft sind jedoch nicht ausreichend Daten bzgl. Herdtiefen aus dem Umgebungsbereich eines Standortes vorhanden - und andere Methoden müssen angewendet werden.

Bruchlänge

Eine weitere Methode, das MCE abzuschätzen, beruht auf der Korrelation zwischen der Bruchlänge und der maximalen Magnitude. Es existieren viele solcher Korrelationen, die - im Gesamten gesehen - einen sehr großen Spielraum aufweisen. Die meisten dieser Beziehungen wurden aus Erdbeben abgeleitet, die eine Magnitude M₆ überschritten, d.h. daß die Bruchfläche auch entsprechend groß war, um eindeutig einen Zusammenhang zwischen der Bruchlänge 'L' einer Störungszone an der Oberfläche und dem Hypozentrum eines Erdbebens herzustellen. Eine gebräuchliche Beziehung wurde von Shebalin (1971) postuliert. Demnach liegt die Obergrenze der Magnitude bei

$$M \leq 2 \cdot \log_{10} L + 2$$

mit L... Bruchlänge (km)

Ein M₅-Beben entspricht daher der Länge eines seismotektonisch aktiven Bruches von knapp über 30 km. Die Formel von Shebalin trägt dem Umstand Rechnung, daß nur in einem Teil des Bruches die Scherspannungen während des Bruchvorgangs abgebaut werden.

Vergleich verschiedener MCE-Bestimmungsmethoden

Wie ein Vergleich der extremwertstatistischen Auswertung der Erdbeben Österreichs seit 1900 mit den historischen Bebeninformationen zeigt (Tab.8), liegen die MCE-Werte in der Extremwertstatistik in den meisten Fällen um 0,2-Magnitudeneinheiten über den historischen Bebenmagnituden. Nur in einem Fall (Region 3: Westliches Niederösterreich) wird das MCE in Extremwertstatistik völlig unterschätzt. Es ist also empfehlenswert, eine gesonderte, den örtlichen Gegebenheiten Rechnung tragende, Untersuchung durchzuführen.

Tabelle 8. Unterschiede in den seismischen Regionen Österreichs zwischen den Magnituden historischer Beben und den Magnituden aus der Extremwertstatistik

Nr.	Name der Region	Bekannte maximale Magnitude M_{hist}	theoretischer 1000jähriger Extremwert M_{Extrem}	Differenz $M_{\text{Extrem}} - M_{\text{hist}}$
1	NW - Oberösterreich	3,3	3,6	0,3
2	NE - Oberösterreich	3,6	3,9	0,3
3	W - Niederösterreich	6*	3,9	-2,1
4	Wiener Becken	5,2	5,5	0,3
5	Vorarlberg	4,6	4,8	0,2
6	W - Tirol	5,3	5,5	0,2
7	NE - Tirol	5,3	4,9	-0,4
8	N - Salzburg	4,1	4,4	0,3
9	S - Oberösterreich & NW - Steiermark	4,6	4,8	0,2
10	Mur-Mürztal	6*	5,5	-0,5
11	S - Tirol	4,2	4,8	0,6
12	Osttirol, W - Kärnten, S - Salzburg	6*	5,6	0,6
13	N - Kärnten	6*	5,1	-0,9
14	E - Steiermark	3,3	3,4	0,1
15	S - Kärnten	4,8	4,9	0,1

Bemerkung:

* : geschätzt aufgrund historischer Überlieferungen

In Tabelle 9 sind als Beispiel die MCE's verschiedener Methoden zusammengefaßt. In diesem Fall handelt es sich um eine MCE-Festlegung für die Talsperre Durlaßboden (s.a. Anhänge 5 und 10). Die angewendeten Methoden erbrachten konsistente Aussagen über das MCE, nämlich eine Magnitude M5. Die Vorgangsweise, wie man zu dem MCE gelangte, wird im folgenden erläutert.

Die nächstliegenden Hypozentren *historischer Beben* liegen im Inntal und deren Magnituden betragen nach heutigen Schätzungen M5 - M5,5. Berücksichtigt man die Entfernung Inntal-Durlaßboden, so erhält man ein MCE von $M < 5$. Die *Extremwertstatistik* führte zu M4,9 (aufgerundet M5), basierend auf den Daten im Umkreis von 50 km. Bei der Bestimmung des MCE's aus der *Herdvertiefenverteilung* stellen sich bereits Probleme ein, da aus dem unmittelbaren Umgebungsbereich (20 km) keine Herdtiefeninformationen von Erdbeben vorliegen. Daher mußte ein Umkreis von 50 km gewählt werden, um wenigstens zehn Herdtiefenangaben zu erhalten. Dementsprechend betrifft die Herdtiefenaussage nicht mehr den Standort Durlaßboden, sondern erstreckt sich auf das Inntal. Man erhält

aufgrund der Herdtiefenanalyse letztlich ein MCE von M5,5. Dieser Werte gilt aber nicht für den Standort Durlaßboden, sondern, wie bereits ausgeführt wurde, für das Inntal. Berücksichtigt man daher die Entfernung Inntal-Durlaßboden, so erhält man auch hier ein MCE von M5. Die Berücksichtigung der Bruchlängen der nächsten seismotektonisch aktiven Störungszonen führen zu $M < 5$.

Die MCE's der bisherigen Methoden stimmen auch mit dem vorgeschlagenen MCE-Typ 'B' laut MCE-Zonenkarte für den gewählten Standort überein, denn der Typ 'B' entspricht einer Magnitude M5.

Anmerkung: Eine ausführliche Behandlung der MCE-Karte erfolgt im Kapitel 4.3 (s.a. Anhang 9).

Tabelle 9. Vergleich der MCE's für einen bestimmten Standort

Methode	MCE
Historische Erdbeben	<5
Extremwertstatistik	5
Herdtiefe	5
Bruchlänge	<5
MCE-Karte (Anhang 9)	5

3.4 Einflüsse des Untergrundes

Grundlagen

Die Bewertung der Einflüsse eines Erdbebens auf ein Bauwerk hängt nicht nur von der Magnitude eines Erdbebens ab, sondern auch von der Hypozentraldistanz und dem Effekt der freien Oberfläche (etwa Verdoppelung der Bodenamplitude). Zusätzlich trägt die direkte Untergrundbeschaffenheit, die zu Resonanzeffekten führen kann, zur Veränderung der Bodenbewegung bei.

Lokale Unterschiede der Geologie und der Topographie haben einen starken Einfluß auf die bei einem Erdbeben auftretenden Bodenerschütterungen und Schäden. Das Erdbeben von San Francisco 1906 verdeutlichte den Zusammenhang von Bodenbeschaffenheit und Bodenerschütterung auf so offensichtliche Weise, daß Wood (1908) eine der ersten wissenschaftlichen Arbeiten zu diesem Thema verfaßte. In den letzten 30 Jahren konnte dieser Zusammenhang von Bodenbewegungen und lokal unterschiedlichen Bodenbeschaffenheit durch Strong-motion Messungen (v.a. USA und Japan) auch quantitativ aufgezeigt werden. Insbesondere die lokale Mächtigkeit der Lockersedimente weist einen großen Einfluß auf die beobachteten Lokalintensitäten auf, wie sich auch bei den Auswirkungen des Seebebensteiner Erdbebens in Wien 1972 zeigte (Drimmel & Duma, 1974). Eine seismische Mikrozonierung des Raumes Wien (Duma, 1988) weist ebenfalls deutlich auf den Zusammenhang zwischen Geologie und lokalen Unterschieden der Bodenerschütterung hin.

Die Berechnung von Verstärkungen von Bodenbewegungen erfolgte z.B. durch Roeset (1970) für verschiedene Untergrundmodelle. Es wird dabei der Effekt verschiedener Untergrundeigenschaften auf die hervorgerufenen Amplitudenverstärkungen der Bodenbewegungen berechnet. Berücksichtigt werden dabei vertikal einfallende, horizontal polarisierte Scherwellen. Das Untergrundmodell besteht aus horizontalen, unendlich ausgedehnten, Schichten über einem elastischen Halbraum. Eine ausführliche Darstellung der Theorie findet sich im Anhang 4, die von Horn & Vogelmann (1993) zusammengestellt wurde.

Um einen Eindruck vom Einfluß des Untergrundes auf die Bodenbewegungen zu bekommen, wurden drei Untergrundmodelle berechnet, die die drei Untergrundmodelle des EUROCODE 8 (Anon., 1993) darstellen sollen. Die Verstärkungseffekte der Untergrundmodelle 'B' & 'C' wurden auf Modell 'A' bezogen, denn dieses Modell soll den günstigsten Fall - Fels mit geringfügiger Überlagerung von Lockersedimenten und einer Übergangszone zum Fels - darstellen (Tab.10).

Tabelle 10. Untergrundmodelle (Scherwellengeschwindigkeiten und Mächtigkeiten)

	Modell		
	A	B	C
Lockersediment	150 m/s (5 m)	100 m/s (5 m)	150 m/s (20 m)
Übergangszone	800 m/s (50 m)	Gradient: 200 m/s - 350 m/s (45 m)	keine Übergangszone

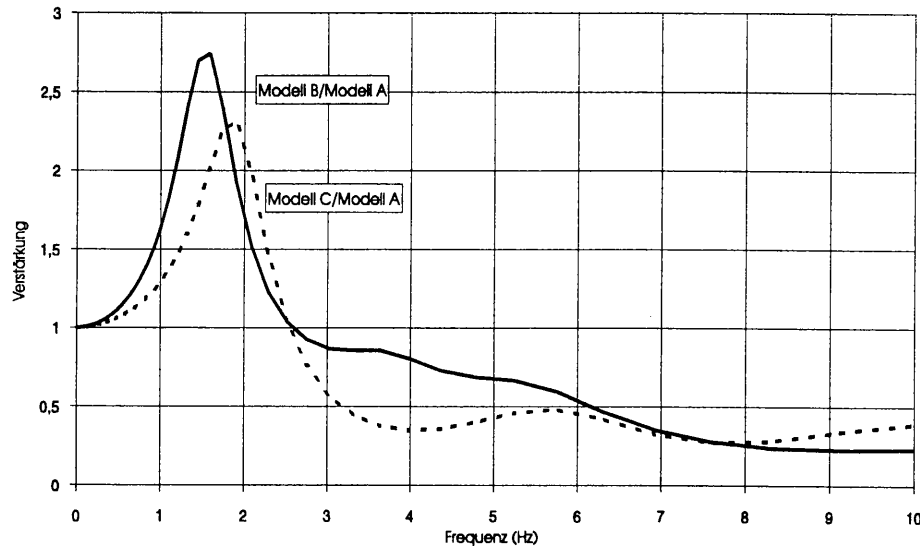


Abbildung 10. Theoretische Verstärkung der Bodenbewegung durch Lockersedimente (Modell B & Modell C) bezogen auf festen Untergrund ('Fels', Modell A) nach Lenhardt & Horn (1995)

Wie die Modellberechnungen zeigten, weisen die Untergrundmodelle B und C nur einen geringen Unterschied in ihrer Verstärkungscharakteristik (Abb.10) auf. Dies dürfte auch der Grund dafür sein, daß meist nur zwei Untergrundklassen in der Literatur verglichen werden - nämlich 'Fels' (entspricht Modell 'A') und 'Lockersedimente' (entspricht Modell 'B' oder 'C').

Obwohl sich die beiden Modelle ('B' und 'C') in ihren physikalischen Parametern grundsätzlich unterscheiden, so differieren sie in ihren Auswirkungen auf die Bodenbewegungen kaum: Frequenzen unter 2,5 Hz werden verstärkt und über 2,5 Hz bereits gedämpft. Ab 5 Hz bleiben nur mehr 2/3 der ursprünglichen Bodenbewegung (Modell B) erhalten. Bei Modell C ist die Absorption noch größer - sie verringert die ursprünglichen Bodenbewegungen ab 4 Hz auf nahezu 30 %. Bei einer durchschnittlichen Dämpfung in den Lockersedimenten von 20 % ergeben sich dabei maximale Verstärkungen der Bodenbewegung im Ausmaß von Faktor 2,3 bis 2,7 bezogen auf Modell 'A', wobei berücksichtigt werden muß, daß diese maximale Verstärkung für einen vertikalen Einfall von Scherwellen gilt. Die Annahme 'vertikaler Einfall von Scherwellen' ist in diesem Fall als konservativ zu bezeichnen, da sich das Hypozentrum in den seltensten Fällen genau unterhalb des Standortes befindet. Reduktionen des Verstärkungsfaktors sind daher möglich - vorausgesetzt es ist bekannt, in welcher Distanz und Herdtiefe das entsprechende Erdbeben stattfindet. Ähnliche Amplitudenverstärkungen der Bodenbewegungen wurden auch von anderen Autoren (z.B. Seed & Idriss, 1969, Tento & Marcellini, 1990) berechnet.



Aufgrund dieser Modellberechnungen wird deutlich, daß Lockersedimente hauptsächlich eine Verstärkung der Bodenbewegung im Frequenzbereich unterhalb von 2,5 Hz bewirken.

Korrekturfaktoren für die Kennwerte der Bodenbewegung

Newmark & Hall (1987) tragen dem Untergrundeffekt insofern Rechnung, als sie die Schwinggeschwindigkeit und den Schwingweg mit Korrekturfaktoren versehen. Auf Seite 45 ihres Buches findet sich folgende Formulierung: *Das Verhältnis $v(in/s)/a(g)$ soll bei verfestigten Sedimenten ('competent soil') mit dem Faktor 48 angesetzt werden. Für Fels ('rock') wird ein Faktor von 36 empfohlen.* Dies führt zu den folgenden Beziehungen im metrischen System:

$$v (m/s)_{\text{Fels}} \approx 0,0932 * a (m/s^2) \quad \text{und} \quad v (m/s)_{\text{Sediment}} \approx 0,1243 * a (m/s^2)$$

Das heißt, daß die maximale Schwinggeschwindigkeit um den Faktor 1,33 - gerundet **1,3** - im Falle von Lockersedimenten angehoben wird.

Für den Schwingweg empfehlen Newmark & Hall (1987) : $a(g) * d(in) / v^2(in/s) = 6$, d.h. für den Schwingweg $d(m)$ gilt

$$d (m)_{\text{Fels}} \approx 0,0521 * a (m/s^2) \quad \text{und} \quad d (m)_{\text{Sediment}} \approx 0,0927 * a (m/s^2)$$

Bestimmt man das Verhältnis von $d (m)_{\text{Fels}}$ zu $d (m)_{\text{Sediment}}$, so erhält man für den maximalen Schwingweg einen Verstärkungsfaktor durch Lockersedimente von 1,77 - gerundet **1,8**.

Diese Korrekturfaktoren sind kleiner als aus einer Modellberechnung abzuleiten wäre. Der Grund ist darin zu suchen, daß - wie bereits erwähnt - die McGuire-Bodenbewegungen bereits einem 'durchschnittlichen Untergrundmodell' entsprechen, also einem Übergangsmodell zwischen Modell 'A' und den Modellen 'B' und 'C'. Newmark & Halls Korrekturfaktoren gründen sich u.a. ebenfalls auf die McGuire-Daten und berücksichtigen somit wieder das 'durchschnittliche Untergrundmodell'.



Die Kombination der Formeln von McGuire und Newmark & Hall führt im Rahmen der Beobachtungsdaten somit weder zu einer Unter- noch zu einer Überbewertung der Bodenbewegungen.

Entscheidungskriterien

Wie die Modellberechnungen zeigten, werden Bodenerschütterungen hauptsächlich im Frequenzbereich unter 2,5 Hz verstärkt. Die Absorption in den oberflächennahen Schichten bewirkt bei höheren Frequenzen hingegen eine Verringerung der Bodenbewegungen.

Es ist daher empfehlenswert, den Untergrund bei der Berechnung mit zu berücksichtigen. Ist dies der Fall, dann sind keine Korrekturen an den Kenngrößen der Bodenbewegung anzubringen, da der lokale Untergrund im Rechenmodell ohnehin berücksichtigt wird.

Wird hingegen der Untergrund bei den Modellberechnungen nicht berücksichtigt, so ist zu entscheiden, ob die Kennwerte der Bodenbewegungen auf 'Lockersedimente' angepaßt werden sollen. Diese Entscheidung hängt von zwei Faktoren ab:

1. Impedanzverhältnis
2. Verhältnis der Schichtmächtigkeit zur Scherwellengeschwindigkeit

Impedanzverhältnis

In diesem Fall wird unter Impedanz das Produkt aus Dichte 'ρ' und Scherwellengeschwindigkeit 'v_s' eines Mediums verstanden. Dem Impedanzverhältnis entspricht daher das Verhältnis der Impedanzen zweier übereinander liegenden Schichten:

$$(\rho_2 * v_{s2}) / (\rho_1 * v_{s1})$$

Der Impedanzunterschied zwischen den oberflächennahen Schichten und dem 'Fels' ist entscheidend für das Resonanzvermögen dieser Schichtung. Ist das Impedanzverhältnis zwischen der Sedimentbedeckung (Medium 2) und dem Fels (Medium 1) gering (< 1,2), so wird kaum Wellenenergie innerhalb des zweiten Mediums (Lockersedimentschicht) hin- und her reflektiert. D.h., es kommt zu keiner Resonanzerscheinung - und damit nur zu einer vernachlässigbaren Amplitudenerhöhung. Daher sind auch an den Kennwerten keine 'Korrekturen' anzubringen. Ist das Impedanzverhältnis jedoch groß, so ist zu untersuchen, ob folgendes Kriterium erfüllt ist:

Verhältnis der Schichtmächtigkeit zur Scherwellengeschwindigkeit

Nur unter der Bedingung

$$H = v_s / (4 * f)$$

wobei H... Schichtmächtigkeit [m]
 v_s... Scherwellengeschwindigkeit [m/s]
 f... Frequenz des seismischen Signals [Hz = s⁻¹]

kann es zu Resonanzeffekten kommen. Berücksichtigt man, daß ab ca. 2,5 Hz infolge der Absorption in der obersten Schicht eine Verminderung der Bodenbewegung auftritt, so führt dies zu der folgenden Bedingung, ab der Resonanzeffekte zu berücksichtigen sind:

$$H / v_s \geq 0,1$$

Beträgt zum Beispiel die Schichtmächtigkeit einer Sedimentbedeckung 100 m und dessen Scherwellengeschwindigkeit 800 m/s, so ist nach dieser Definition die 'Sedimentbedeckung' zu berücksichtigen, - vorausgesetzt das Kriterium des Impedanzverhältnisses ist ebenfalls erfüllt.

☞ Sind beide Bedingungen erfüllt, so sind die Kennwerte der Bodenbewegung mit den entsprechenden Korrekturfaktoren zu versehen.

3.5 Zur Konstruktion der Bemessungsspektren

Zur Konstruktion des Bemessungsspektrums eines Bauwerks, das auf den Dämpfungseigenschaften des Schwingungssystems beruht, empfehlen Newmark & Hall (1987) die in Tabelle 11 angeführten dämpfungsabhängigen Multiplikationsfaktoren (Mittelwert + Standardabweichung) für Einmassenschwingssysteme, die auf die Kennwerte der Bodenbewegung angewendet werden sollen. Daraus ergibt sich das Bemessungsspektrum für das Bauwerk.

Tabelle 11. Multiplikationsfaktoren für die Kennwerte der Bodenbewegung zur Konstruktion von Bemessungsspektren (Newmark & Hall, 1987)

Dämpfung (bezogen auf die kritische Dämpfung)	Multiplikationsfaktor für		
	Schwingweg	Schwinggeschwindigkeit	Beschleunigung
2%	2,42	2,92	3,66
5%	2,01	2,30	2,71
10%	1,69	1,84	1,99
15%	1,51	1,57	1,56
20%	1,38	1,37	1,26

4 ANWENDUNG AUF ÖSTERREICHISCHE TALSPERREN

In diesem Kapitel werden zuerst die Schritte zur Bestimmung eines einheitlichen Bemessungsspektrums für das Bundesgebiet, sowie die OBE- und MCE-Karten vorgestellt. Danach folgt ein Vergleich der OBE- und MCE-Kennwerte, sowie ein Vergleich mit der neuen ÖNORM B 4015.

4.1 Bemessungsspektrum

Um ein allgemein gültiges Bemessungsspektrum für das gesamte Bundesgebiet angeben zu können, wurden die 200jährigen Kennwerte der Bodenbewegung für Talsperren in Österreich (Anhang 5) bestimmt und deren Mittelwerte gebildet (Tab.12). Die durchschnittliche maximale Bodenbeschleunigung der Talsperren des Bundesgebietes beträgt demnach $0,65 \text{ m/s}^2$ - also etwa $6,5 \%$ g ($1g \cong 9,81 \text{ m/s}^2$). Dies entspricht annähernd dem ehemaligen Minimalerfordernis von 4% g Effektivwert (Empfehlung der Staubeckenkommission vom 28.Juni 1974), wenn man eine Effektivität von 70% zu Grunde legt.

Tabelle 12. Mittelwerte und Standardabweichungen der Kennwerte der Bodenbewegung für ausgewählte Talsperren in Österreich (Anhang 5) und für alle Rasterpunkte in Österreich ($10 \text{ km} * 10 \text{ km}$ Raster)

	Mittelwert (Talsperren)	Std.Abw. (Talsperren)	Mittelwert (Österreich)	Std.Abw. (Österreich)
Schwingweg 'd' (cm)	1,90	0,40	1,83	0,31
Schwinggeschwindigkeit 'v' (cm/s)	5,50	1,40	5,31	2,02
Beschleunigung 'a' (m/s^2)	0,65	0,19	0,69	0,29

Wie sich in Tabelle 12 zeigt, unterscheiden sich die Mittelwerte der Bodenbewegungen der berücksichtigten Talsperrenstandorte im alpinen Bereich kaum von jenen des Österreich überdeckenden Grids. Das bedeutet:

☞ Als Bemessungsgrundlage werden die Mittelwerte der Bodenbewegungen der Talsperren (Tab.12, fett gedruckt) herangezogen, da diese insbesondere im Beschleunigungs- und im Schwinggeschwindigkeitsbereich geringere Standardabweichungen aufweisen und außerdem den alpinen Standorten der einzelnen Talsperren Rechnung tragen.

☞ Diese Werte gelten im wesentlichen auch für Anlagen, die sich nicht in alpinen Regionen befinden (siehe Tab.12, Mittelwert - Österreich).

Normiert man die in Tabelle 12 angeführten Kennwerte auf 1 m/s^2 , so ist ein Vergleich mit Kennwerten aus der Literatur möglich (Mohraz, 1976, Woo, 1982, Newmark & Hall, 1987, Basler & Hofmann 'HSK', 1984 und dem U.S. Nuclear Regulatory Commission 'NRC', 1973). Wie aus Tabelle 13 ersichtlich ist, führt die Verwendung der Formeln von McGuire (1974) zu Werten, die im Mittelfeld anderer Untersuchungen zu liegen kommen.

Tabelle 13. Kennwerte der Bodenbewegung (Schwinggeschwindigkeiten 'v' und Schwingwege 'd' bezogen auf 1 m/s^2 Bodenbeschleunigung)

Autor	d (cm)	v (cm/s)	Verstärkungsfaktor durch Sedimente
U.S. NRC (1973)	9,1	.*	-
Newmark & Hall (1987)	9,1	12,2	1,33 - 1,77
Mohraz (1976)	3,7	7,3	1,97 - 2,27
diese Studie	2,9	8,5	1,33 - 1,77**
Basler & Hofmann - 'HSK' (1984)	1,5	6,1	1 - 1,04
Woo (1982)	0,9	3,7	1,22 - 1,48

* abhängig von Frequenz, aber Mittelwert wie Newmark & Hall (1987)

** übernommen von Newmark & Hall (1987)

Zur Berechnung der Kennwerte der Bodenbewegung wird daher die Verwendung von Tabelle 14 empfohlen, die die Werte von Tabelle 12 auf 1 m/s^2 normiert.

Tabelle 14. Auf eine Bodenbeschleunigung von 1 m/s^2 normierte Kennwerte

Schwingweg 'd'	2,9 cm
Schwinggeschwindigkeit 'v'	8,5 cm/s
Beschleunigung 'a'	1 m/s^2

Mit Hilfe der normierten Kennwerte und den dämpfungsabhängigen Multiplikationsfaktoren der Einmassenschwingsysteme lassen sich normierte Bemessungsspektren für Bauwerke entwerfen (Abb. 11). Zwischen 10 Hz und 30Hz fällt der entsprechende Beschleunigungswert im doppellogarithmischen Diagramm auf den Kennwert der Bodenbeschleunigung linear ab, um dem Starrkörperverhalten Rechnung zu tragen.

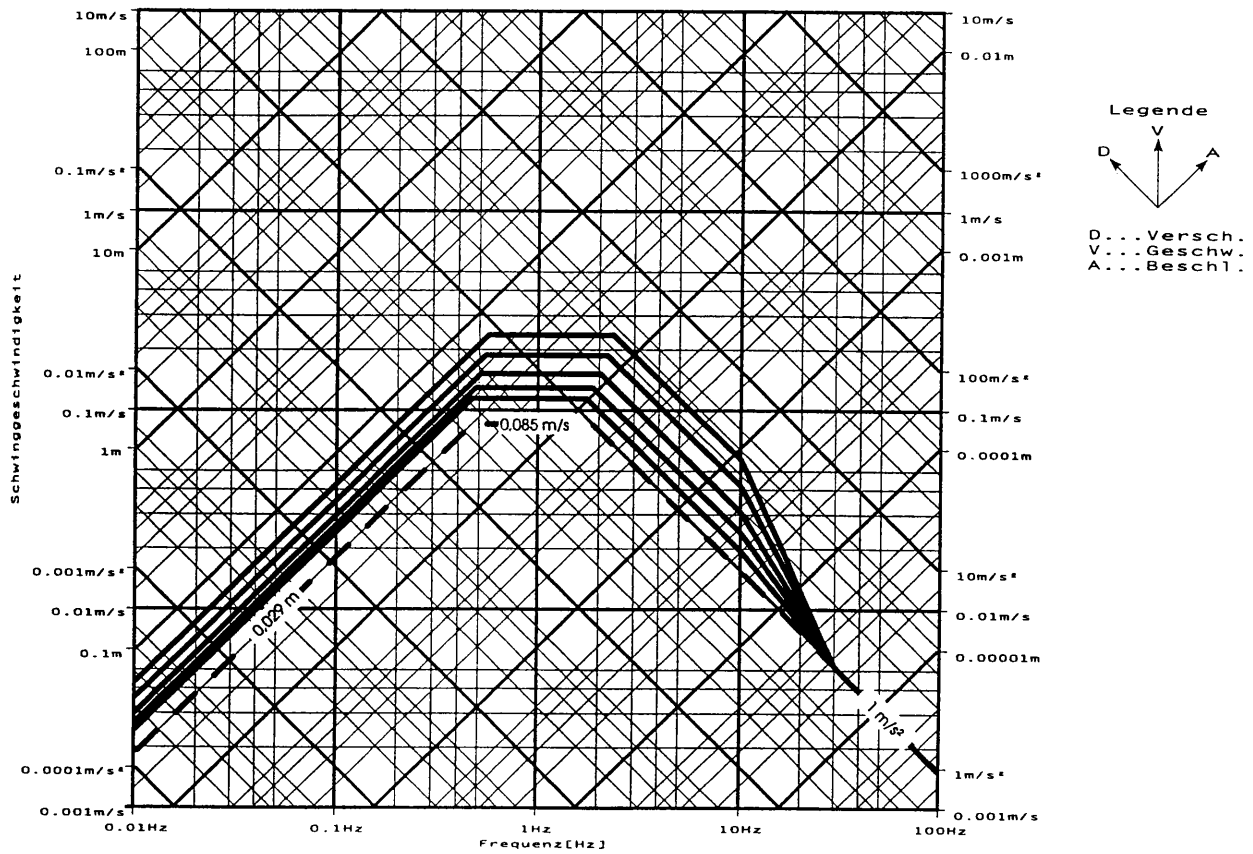


Abbildung 11. Normiertes Bemessungsspektrum

Kennwerte der maximalen Bodenbewegung, die auf 1 m/s^2 normiert wurden (strichliert) - und die dazugehörigen Bemessungsspektren (ausgezogene Linien) für die Dämpfungen von 2, 5, 10, 15 und 20 %. Die oberste ausgezogene Linie entspricht 2 % Dämpfung und die unterste Linie entspricht 20 % Dämpfung. Zur Übersichtlichkeit sind nur die Einheitsschritte von 1, 2, 3, 4 und 5 der einzelnen Achsenunterteilungen dargestellt.

Ein tabellarische Auflistung der dämpfungsabhängigen Bemessungsspektren findet sich im Anhang 7.

4.2 OBE-Kennwerte

Die Festlegung der OBE-Kennwerte gliedert sich in folgende Schritte:

1. Bestimmung der Bodenbeschleunigung für den fraglichen Standort laut OBE-Karte (siehe Abb.12)
2. Multiplikation der normierten Kennwerte (siehe Tab.14) mit dem Beschleunigungswert aus der Karte (Abb.12)
3. Wenn der Untergrund nicht in der Modellberechnung berücksichtigt werden kann, dann muß die Entscheidung getroffen werden, ob Korrekturfaktoren für die Schwinggeschwindigkeit und den Schwingweg anzubringen sind (siehe Kapitel 3.4)
4. Multiplikation der Kennwerte mit den dämpfungsabhängigen Faktoren für das Bemessungsspektrum (siehe Tab.11)

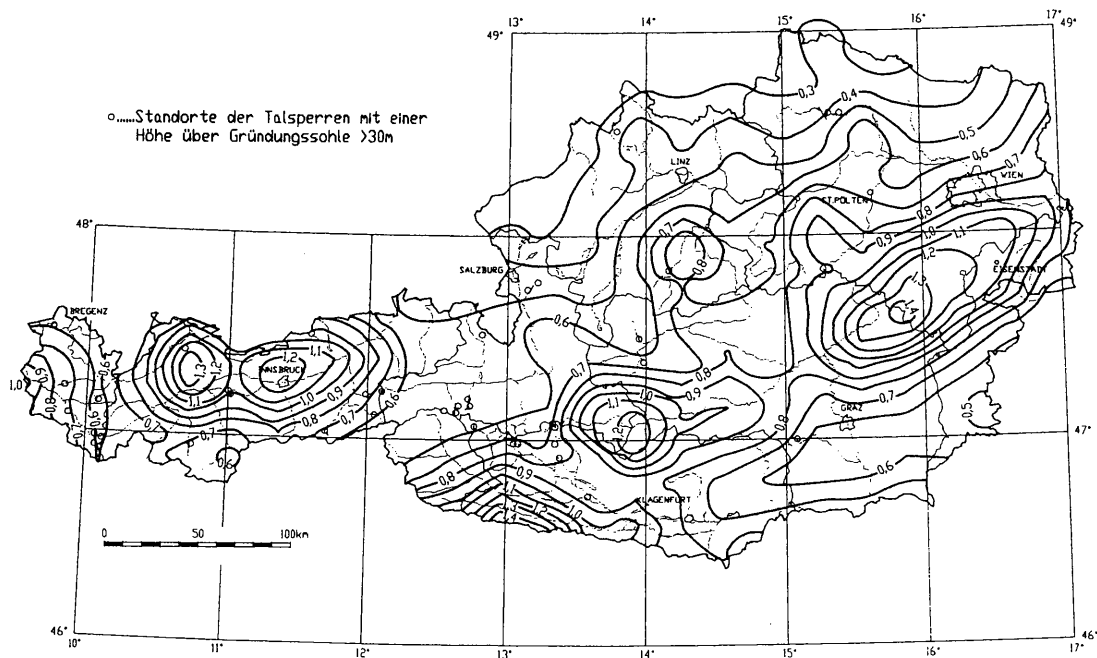


Abbildung 12. Isolinien der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung des 200jährigen Erdbebens (s.a. Anhang 8).
Anmerkung zum OBE: Als kleinster Wert ist eine horizontale Beschleunigung von $0,6 \text{ m/s}^2$ anzusetzen.

4.3 MCE-Kennwerte

Das MCE eines bestimmten Standortes ist abhängig von den als seismotektonisch aktiv einzustufenden Störungszonen. Das heißt, daß das MCE innerhalb der einzelnen seismischen Regionen Österreichs variiert. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, und nicht ungerechtfertigt zu hohe Belastungen zuzulassen, wurden fünf MCE's als Richtgrößen definiert (Tab. 15).

Basierend auf McGuire (1974) wurden aus der Magnitude 'M' und der Herdtiefe 'z' - der Schwingweg 'd', die Schwinggeschwindigkeit 'v' und die Bodenbeschleunigung 'a' berechnet. Die Dauer der Maximalphase 't_D' läßt sich nach Trifunac & Brady (1975) abschätzen:

$$t_D = 10^{((M/2) - 2) + z * (1/v_s - 1/v_p)}$$

mit M ... Magnitude
z ... Herdtiefe (km)
v_p ... P-Wellengeschwindigkeit der Erdkruste ~ 6 km/s
v_s ... S-Wellengeschwindigkeit der Erdkruste ~ 3,4 km/s

Tabelle 15. Maximum Credible Earthquake - MCE (Kennwerte der maximalen Bodenbewegung)

MCE-Typ	Magnitude	z (km)	d (cm) *	v (cm/s) *	a (cm/s ²)	t _D (s) *
A	4,5	4	1,7	6,2	106	2
B	5	6	2,7	9,2	135	4
C	5,5	8	4,2	13,5	172	7
D	6	10	6,5	19,9	220	11
E	6,5	10	10,7	31,5	303	19

* bei Gründung auf Lockersedimenten ist die Schwinggeschwindigkeit 'v' mit dem Faktor 1,3, der Schwingweg 'd' mit dem Faktor 1,8 und die Dauer 't_D' mit dem Faktor 2 (Trifunac & Brady, 1975) zu multiplizieren.

Für die Erzeugung von Zeitreihen empfiehlt es sich, die doppelte Anregungsdauer für die Gesamtdauer des Signals zu verwenden, um den Anstieg und das Abklingen der Erschütterung zu berücksichtigen.

Welches MCE heranzuziehen ist, hängt generell vom einzelnen Standort einer Talsperre - und damit von der seismischen Region Österreichs - ab. Abbildung 13 soll einen Überblick geben, welche MCE-Typen in welchen Teilen des Bundesgebietes zur Anwendung kommen *können*. Die Entwicklung dieser Karte gliederte sich in mehrere Schritte. Soweit es möglich war, wurden die im Kapitel 3.3 besprochenen Kriterien befolgt, um den geologischen, geophysikalischen und statistischen Gesichtspunkten Rechnung zu tragen.

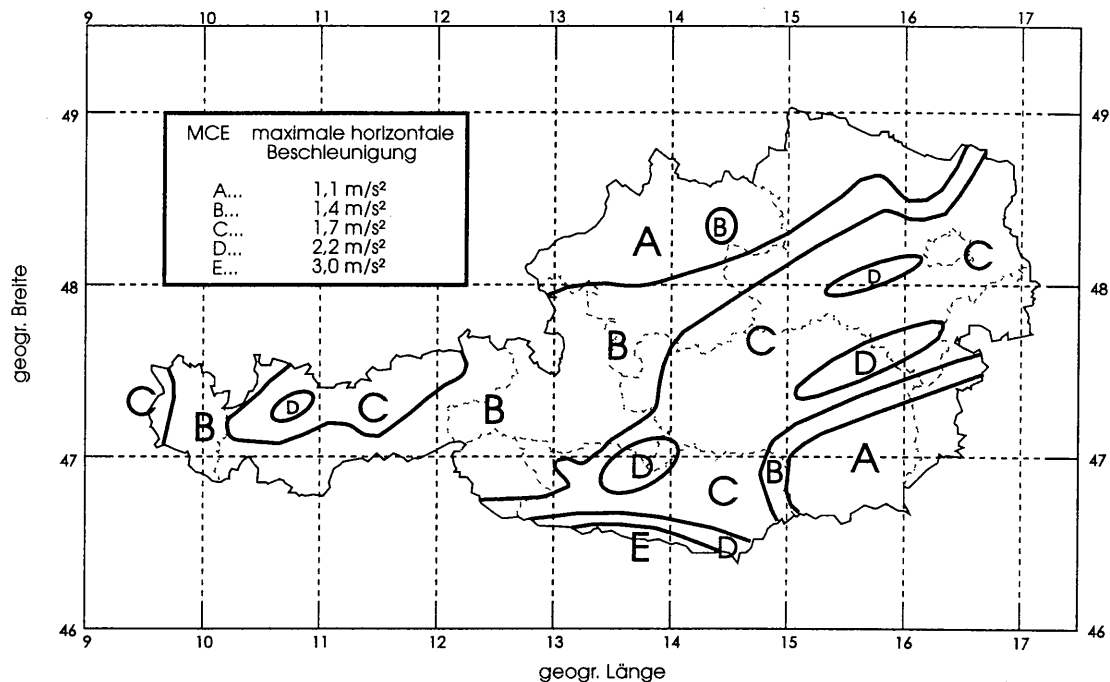


Abbildung 13. MCE-Karte

Zur Erstellung der MCE-Karte

Die Erstellung der MCE-Karte begann mit der probabilistischen Berechnung der 1000jährigen Erdbebengefährdung und deren Kartendarstellung. Die Größenordnung der Bodenbeschleunigungswerte dieser Karte ergaben bereits Kennwerte, die das Doppelte des OBE's betragen, obwohl es in Österreich Regionen gibt, in denen die Wiederholungszeiten der stärksten Erdbebenbelastungen unter 1000 Jahren liegen. Das gefundene Verhältnis 2:1 zwischen MCE und OBE wird auch allgemein in der Literatur als Richtgröße angenommen (Lomnitz, 1994) - und daher wurde die 1000jährige Beschleunigungskarte als Grundlage für die MCE-Karte herangezogen.

Der zweite Schritt bestand darin, den geologischen Einheiten Rechnung zu tragen, da nicht auszuschließen ist, daß der Beobachtungszeitraum von 1201 - 1994 für eine schlüssige Einschätzung der Seismizität zu kurz gewesen ist. Bei der Berücksichtigung der Geologie waren maßgeblich Dipl.Ing. R. Gerstner und Univ.Prof.Dr. E.H. Weiss beteiligt.

Allgemein

Es muß in diesem Zusammenhang darauf hingewiesen werden, daß eine strikte Zuordnung Geologie-Seismizität nicht sinnvoll ist, da die Erschütterungen eines Erdbebens nicht an den Grenzen tektonischer Einheiten enden.

Weiters ist darauf zu achten gewesen, daß in ein und derselben Zone verschiedene Herdmechanismen, d.h.

Aufschiebungen, Blattverschiebungen und Abschiebungen, stattfinden können, wie es z.B. in der Zone C (Mur-Mürztal & Wiener Becken) der Fall ist.

Die Ausführungen 1.-3. wurden von R. Gerstner verfaßt (basierend auf Aric et al., 1992, Demmer, 1991, Drimmel, 1980, Gangl, 1974, Kohlbeck, 1991 und Tollmann, 1977):

- 1. Die Konturen der Bereiche C und D, also der Bereiche erhöhter Seismizität, wurden der Richtung der in ihnen liegenden, als seismotektonisch aktiv bekannten Lineamente angepaßt, wobei beiderseits solcher Lineamente ein Streifen gleicher Seismizität wie den Lineamenten zugeordnet wurde. Durchläuft ein als seismisch aktiv eingeschätztes Lineament mehrere Bereiche unterschiedlich hoher Seismizität, so wurde die Grenze des höheren Bereichs entlang des relevanten Lineaments entsprechend angepaßt, um dem Auftreten eines größeren Bebens entlang des Lineaments Rechnung zu tragen. MCE-Grenzen, die Lineamente kreuzen, sind durch empirisch festgestellte, unterschiedlich hohe Seismizitäten entlang dieser Lineamente gerechtfertigt.*
- 2. Als seismotektonisch aktiv wurden insbesondere das Churer Lineament, die Loisachstörung, die Engadiner Störung, die Isarstörung, die Inntalstörung, die Mölltalstörung, die Lavanttalstörung, der östliche Teil der Periadriatischen Linie, die Mur-Mürz-Linie, der östliche Teil der Ennstalstörung und die Diendorfer Störung eingeschätzt. Zu den möglichen seismotektonisch aktive Störungen, wenn auch schwächeren Grades, wurden die Klostertalstörung, die Silltalstörung, die Saalachstörung und die Himmelmoosstörung gezählt.*
- 3. Einer verschiedentlich vermuteten Tiefenstörung unter den Nördlichen Kalkalpen von Neulengbach über Scheibbs nach Molln wurde insofern Rechnung getragen, indem der Bereich 'D' östlich von Wien in WSW-ENE-Richtung elongiert wurde. Die Abnahme der Seismizität von diesem Bereich D über C nach B in Richtung WSW entspricht der Abnahme der Bebenintensitäten von Neulengbach über Scheibbs nach Molln.*

Zone A

Im nördlichen Teil der Zone wurde die Böhmisches Masse und der südlich anschließende Molassebereich zu einer Einheit zusammengefaßt, da sie eine als allgemein gering zu bezeichnende Seismizität aufweist. Allerdings mußte dabei der Zonenbereich um die Diendorfer Störung bis Eggenburg korrigiert werden, da entlang dieser Bruchzone im Donautal immer wieder Erdbeben - wenn auch nur geringer Magnitude - auftreten.

Der südliche Teil der Zone umfaßt das Oststeirische Becken und folgt somit der Geologie.

Zone B

Ursprünglich lag es nahe, den Aufschiebungsbereich entlang der Flyschzone, die die Molasse nach Süden hin begrenzt, zu einer Zone zusammenzufassen. Da aber Teile des Metamorphikums, des Mesozoikums und des Paläozoikums ähnliche seismische Aktivitäten aufweisen, wurde diese Zone als Zwischenbereich zwischen Zone A und Zone C verstanden und daher zuerst die Zone C definiert. Eine Ausnahme bildet der Bereich um Pregarten in Oberösterreich, der immer wieder von Erdbeben mittlerer Epizentralintensität ($I_0 < 7$) betroffen ist.

Zone C

Diese Zone umfaßt bereits in groben Zügen die Gebiete erhöhter Seismizität. Der westliche Teil beinhaltet das Rheintal und das Inntal bis Landeck. Der Schwerpunkt der Zone liegt aber in den nördlichen Kalkalpen. Die in die Zone C fallenden Bereiche südlich des Inntals sind als ein Effekt zu verstehen, der oben bereits besprochen wurde: Die Erschütterungen durch ein Erdbeben im Inntal enden nicht an der Inntalstörung, sondern sind in gleicher Weise auf der südlichen als auch auf der nördlichen Seite der Störung zu verspüren.

Der östliche und zentrale Teil der Zone umfaßt das Wiener Becken und die Mur-Mürz-Störung, sowie Bereiche der nördlichen Kalkalpen, um den Erdbeben in Scheibbs Rechnung zu tragen. Korrekturen waren im Raum Admont notwendig, da sich das Hypozentrum des Erdbebens von 1810 unter Umständen entlang eines EW-streichenden Lineaments ereignet haben könnte, das sich über den 14. Längengrad hinaus erstreckt. Die südöstliche Begrenzung wird durch die Lavanttalstörung definiert.

Zone D

Diese Zone besteht aus fünf Einzelbereichen, aus denen historische Erdbeben oder eine für Österreich als sehr hoch zu bezeichnende Seismizität bekannt ist. Darin unterscheidet sich die MCE-Karte hauptsächlich von der OBE-Karte: Während in der OBE-Karte die Wiederholungszeit von Erdbeben berücksichtigt wird, die nur aufgrund von mehreren Erdbeben berechnet werden kann, so muß in der MCE-Karte auch bereits ein Hinweis auf ein einziges Erdbeben besonderer Stärke berücksichtigt werden.

Die westlichste D-Zone umfaßt den Bereich Namlos/Nassereith, da hier die Seismizitätsrate sehr hoch ist - auch wenn es noch nicht zu einem Erdbeben der Intensität vom Grad 8 kam. Außerdem kreuzen sich hier mehrere offensichtlich seismotektonisch aktive Störungen. Der südliche Teil der D-Zone stellt einen Übergang zur Zone 'E' dar und berücksichtigt die Auswirkungen Friauler Erdbeben.

Der D-Bereich um den Katschberg berücksichtigt das Erdbeben aus dem Jahr 1201, von dem allerdings nicht bekannt ist, mit welcher Art von Störungszone dieses Erdbeben in Zusammenhang zu sehen ist. Die größte D-Zone erstreckt sich von Leoben bis Wiener Neustadt, da die Mur-Mürz-Störung und das südliche Wiener Becken die Bereiche höchster Seismizitätsvorkommen darstellen. Die nördlichste D-Zone umfaßt den Bereich um Neulengbach (Erdbeben im Jahr 1590).

Zone E

Sie erstreckt sich von den Karnischen Alpen bis zu den Karawanken und reicht von der Staatsgrenze bis zum Gailtal. Die Ausdehnung dieser Zone beruht auf seismologischen Überlegungen der distanzbedingten Schwingungsabnahme - und nicht auf der lokalen Geologie. Das Ausmaß der Zone reflektiert vielmehr den Einstrahlungseffekt von Erdbeben aus dem Raum 'Friaul'.

Zur Bestimmung der MCE-Kennwerte

Die Kennwerte der fünf MCE's können einerseits aus Tabelle 15 entnommen werden - oder aus Vereinfachungsgründen auch aus Tabelle 14 (siehe Kapitel 4.1 *Bemessungsspektrum*), die - ähnlich wie bei den OBE-Kennwerten - auf die entsprechende Beschleunigung der MCE-Zone bezogen werden muß. Die normierten Kennwerte der maximalen Bodenbewegung aus Tabelle 14 sind im wesentlichen vergleichbar mit dem MCE-Typ C, wenn man dessen Bodenbeschleunigung wiederum auf 1 m/s^2 normiert. Werden die Kennwerte aus Tabelle 14 zur Festlegung der MCE-Kennwerte verwendet, so sollte bedacht werden, daß die MCE-Typen A & B im Schwingweg und in der Schwinggeschwindigkeit geringfügig überschätzt werden, und die entsprechenden Kennwerte der Typen D & E leicht unterschätzt werden. Der Unterschied zwischen 'exakter' und 'näherungsweise' Lösung muß in diesem Zusammenhang zwar erwähnt sein, - ist aber in Anbetracht der Tatsache, daß die Standardabweichungen der Kennwerte der Maximalbewegung bereits ca. 50 % der Mittelwerte betragen, als vernachlässigbar vertretbar. Auf jeden Fall ist darauf hinzuweisen, daß zwischen den einzelnen Zonen der MCE-Typen nicht interpoliert werden darf. Die MCE-Karte stellt keine Isolinienkarte dar, sondern ordnet bestimmten Bereichen ein MCE zu, das als Anhaltspunkt zu verstehen ist.

Die Festlegung der MCE-Kennwerte gliedert sich daher in folgende Punkte:

1. Exakt:

Bestimmung des MCE für den fraglichen Standort aufgrund seismologischer und geologischer Überlegungen.

Näherung:

Schritt 1: MCE aus MCE-Karte (Abb.13) und die entsprechenden MCE-Kennwerte aus Tabelle 15.

Schritt 2: Multiplikation der Kennwerte (Tab.14) mit dem entsprechenden MCE-Beschleunigungswert aus der Karte (Abb.13).

2. Wenn der Untergrund nicht in der Modellberechnung berücksichtigt werden kann, dann muß die Entscheidung getroffen werden, ob Korrekturfaktoren für die Schwinggeschwindigkeit und den Schwingweg anzubringen sind (siehe Kapitel 3.4).

3. Die resultierenden Kennwerte der Bodenbewegung sind mit den dämpfungsabhängigen Faktoren (Tab. 11) zu multiplizieren, um zum Bemessungsspektrum zu gelangen.

4.4 Vergleich OBE - MCE

Den Unterschied zwischen dem OBE und MCE für das Bundesgebiet darzustellen, gestaltet sich schwierig, da statistische ('OBE') mit festgelegten ('MCE') Werten korreliert werden müssen. Aus diesem Grund werden in Abbildung 14 die Beschleunigungswerte eines 1000jährigen Erdbebens (MCE_{1000}) mit den OBE-Werten des 200jährigen Bebens verglichen und grafisch dargestellt.

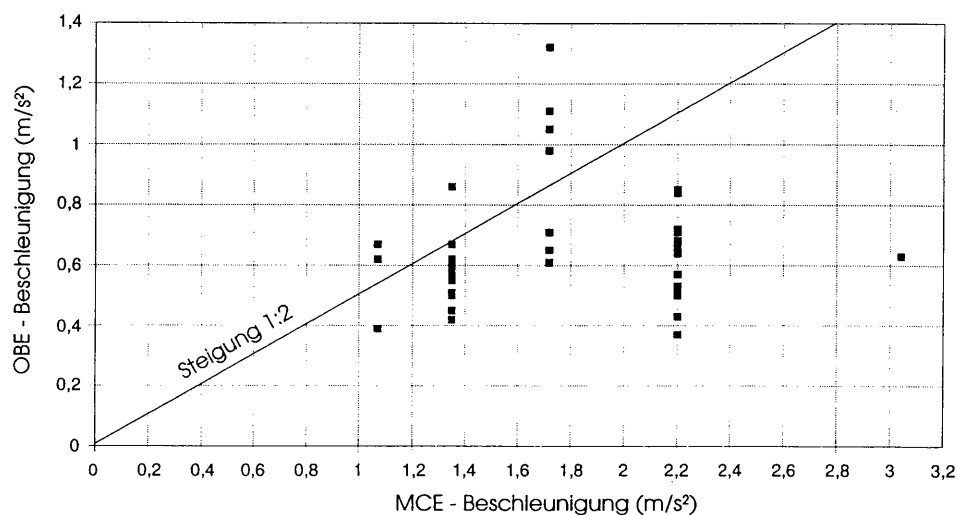


Abbildung 14. Vergleich MCE_{1000} -OBE

Daraus ist erkennbar, daß im Durchschnitt die Beschleunigung des MCE das 2,1-fache der OBE-Maximalbeschleunigung (Standardabweichung = 0,7) beträgt. Diese Werte errechnen sich aus dem Datenkollektiv der ausgewählten Talsperren Österreichs (Anhang 5).

Zu einem ähnlichen Ergebnis führt auch ein Vergleich der OBE mit der MCE-Karte. Tabelle 16 gibt einen Überblick über die verschiedenen MCE-Zonen und vergleicht sie mit den repräsentativen OBE-Werten.

Tabelle 16. Vergleich der Richtwerte MCE-OBE
(OBE: Durchschnittswerte aus OBE-Karte)

MCE-Zone	MCE-Beschleunigung (m/s^2)	OBE-Beschleunigung (m/s^2)	Verhältnis MCE/OBE
A	1,06	0,40	2,65
B	1,35	0,60	2,25
C	1,72	0,80	2,15
D	2,20	1,20	1,83
E	3,03	-	-

Das MCE/OBE-Verhältnis beträgt rund Faktor 2. Dies entspricht der in den U.S.A. gebräuchlichen Praxis, als Verhältnis zwischen dem MCE und OBE (bzw. DBE) den Faktor 2 anzunehmen (Lomnitz, 1994).

4.5 Vergleich mit der ÖNORM B 4015

Vergleich zwischen alter und zukünftiger ÖNORM B 4015

Eine neue Version der ÖNORM B 4015 'Erdbeben-Baunorm' liegt als Entwurf seit 1. Jänner 1995 vor. Die neue Version der ÖNORM B 4015 unterscheidet sich von der Version aus dem Jahr 1979 in den folgenden Punkten:

1. Die neue Karte bezieht sich auf Bodenbeschleunigungswerte mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren. D.h., daß die angeführten horizontalen Bodenbeschleunigungswerte mit 90% Wahrscheinlichkeit in 50 Jahren nicht überschritten werden.
2. Alle historisch bekannten Erdbeben seit 1201 sind bei der Erstellung der Karte mitberücksichtigt worden. Diese müssen aber nicht unbedingt aus der Karte ersichtlich sein, wenn diese Erdbeben eine sehr lange Wiederholungszeit aufweisen. Ein Beispiel hierfür ist der Bereich um Neulengbach bei Wien (Erdbeben im Jahr 1590).
3. In der neuen Karte sind auch Effekte durch Erdbeben, die sich in benachbarten Ländern ereigneten, mitberücksichtigt.
4. Die Beschleunigungswerte in der Karte der neuen Version der Norm unterscheiden sich von den Werten der letzten Erdbebengefährdungskarte von 1979.

Der Grund:

- 4.1 Längerer Betrachtungszeitraum (die alte Karte bezog sich auf 100 bzw. 200 Jahre, die neue bezieht sich auf fast 500 Jahre). Dafür wird in der Textfassung der neuen Norm die Duktilität des Bauwerks mitberücksichtigt.
- 4.2 Fernwirkungen von Erdbeben wurden berücksichtigt.
- 4.3 Einheitliche Berechnungsart mittels Computer.

Vergleich zwischen der neuen ÖNORM B 4015 (1995) und der OBE-Karte

Da die neue ÖNORM B 4015-Karte (Abb.15, Lenhardt, 1995) mit der gleichen Methode wie die OBE-Karte berechnet wurde, ergeben sich nur Unterschiede aufgrund des Bemessungszeitraumes und des Wichtungsfaktors, der die Maximalwerte in Effektivwerte überführt.

Um die Bedingung von 90% Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit zu erfüllen, muß ein Zeitraum von 475 Jahren berücksichtigt werden. Die neue ÖNORM B 4015 bezieht sich somit auf das 475jährige Erdbeben, zum Unterschied zur 200jährigen OBE-Karte. Die Werte in der ÖNORM-Karte sind aber dennoch geringer als in der OBE-Karte, da in der ÖNORM mit Effektivwerten gerechnet wird, die 70 % des Maximalwerts betragen.

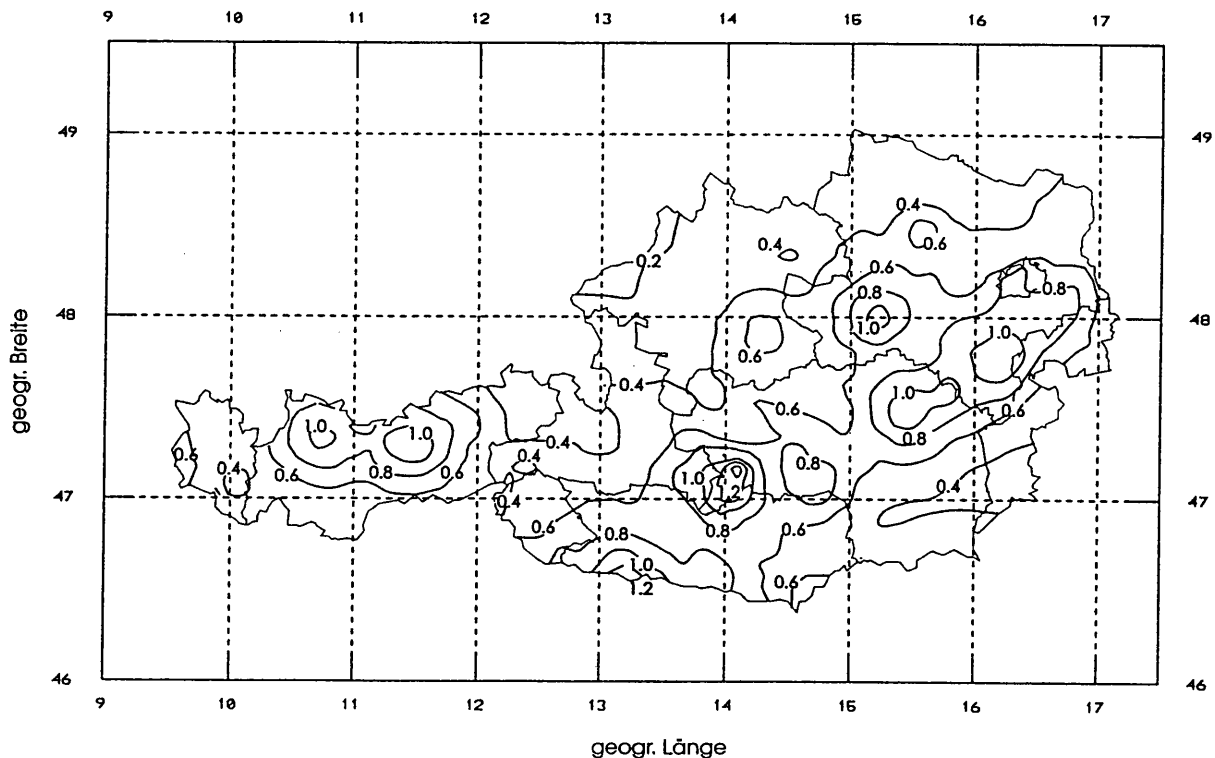


Abbildung 15. ÖNORM B 4015-Karte (Lenhardt, 1995, Effektivwerte der Bodenbeschleunigung in m/s^2)

Vergleich zwischen der neuen ÖNORM B 4015 (1995) und der MCE-Karte

Die MCE-Karte läßt sich nur bedingt mit der neuen ÖNORM B 4015-Karte vergleichen, da die MCE-Karte nicht nur auf probabilistischen Ansätzen beruht, sondern geologische Gegebenheiten berücksichtigt.

5 TALSPERREN-INDUZIERTE SEISMIZITÄT

5.1 Überblick

Erdbeben, die in der Nähe von Talsperren stattfanden, wurden von einer Vielzahl von Autoren beschrieben (Gough & Gough, 1970, Simpson, 1979, Jacob et al., 1979, Snow, 1982, Gupta, 1990, u.v.a.).

Weltweit sind bei etwa 0,6 % der 11.000 größten Talsperren bzw. Speicher mit einer Mindeststauhöhe von 10 Metern seismische Reaktionen festgestellt worden (Abb.16). Ihr Anteil erhöht sich allerdings mit zunehmender Stauhöhe. So wurde bereits bei etwa 10 % aller über 90 m hohen Reservoirs induzierte Seismizität nachgewiesen (Guha & Patil, 1990).

Zwei Modelle sind zur Erklärung dieses Phänomens vorgeschlagen worden (Simpson et al., 1988):

- Typ 1 ... schnelle Reaktion auf Laständerung ("Lastbedingte Aktivität")
- Typ 2 ... langsame Reaktion auf Laständerung ("Diffusionsbedingte Aktivität")

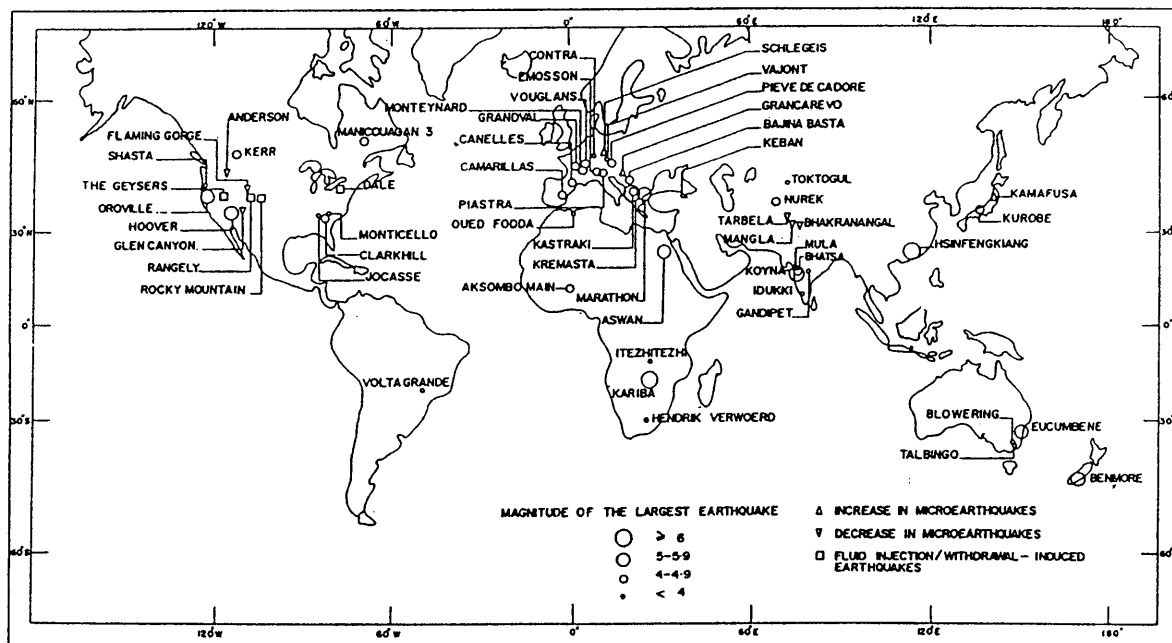


Abbildung 16. Weltweite reservoir-induzierte Erdbeben (Gupta, 1990)

Die erste Gruppe reagiert seismisch innerhalb kurzer Zeit - Tage oder Wochen - auf eine Veränderung des Pegelstandes des Reservoirs. Die lokale Seismizität korreliert direkt mit dem Pegelstand. Die Bebenitätigkeit beschränkt sich auf den obersten Krustenbereich mit Herdtiefen von wenigen Kilometern.

Beim zweiten Typ kommt es hingegen erst nach geraumer Zeit zum Auftreten von Erdbeben. Offenbar handelt es sich in diesem Fall um einen Diffusionsvorgang der aufgestauten Wassermasse in den Untergrund. Abhängig von der geologischen Beschaffenheit des Untergrundes und dessen geomechanischen Eigenschaften kommt es zu

zeitverzögerten Reaktionen, die sich in stärkeren Erdbeben als die des Typs 1 äußern. Meist finden diese Erdbeben auch in größerer Tiefe statt. Dieser Umstand erklärt auch die ungenügende Korrelation zwischen Staupegelschwankungen (= Auflaständerungen) und der Seismizität, da der Diffusionsprozeß Zeit benötigt. Der Wert der Diffusionskonstante ist unterschiedlich für verschiedene Bruchzonen im Krustengestein und variiert zwischen 1 - 10 m²/s. Dieser Wertebereich ist typisch für Diffusionssysteme und kann damit als Richtwert für Diffusionsprozesse in der Erdkruste dienen (Talwani & Acree, 1985). Geringere Werte, die sich aus der Reaktionszeitspanne und der Herdtiefe der induzierten Erdbeben ableiten lassen, deuten hingegen auf eine Erhöhung des Porenwasserdrucks und weniger auf einen Diffusionsprozeß hin (Simpson et al., 1988).

Beiden Typen ist gemeinsam, daß sie nur an geologischen Störungszonen auftreten können, denn die induzierten Spannungen sind zu gering, um im ungestörten Gebirge neue Bruchvorgänge einzuleiten. Selbstverständlich sind auch Kombinationen beider Mechanismen beobachtet worden (Simpson et al., 1990).

Eine Stauhöhe von 100 m bewirkt einen zusätzlichen Auflastdruck von 1 MPa, der vor allem dann wirksam ist, wenn die ursprünglichen horizontalen Gebirgsspannungen viel kleiner als 1 MPa sind, und eine Bruchfläche mit einer sehr niedrigen Kohäsion zur Verfügung steht. Die 'günstigsten' Bedingungen zur Auslösung reservoir-bedingter Aktivität herrschen demnach in einem tektonischen Zerrungsgebiet, das sich durch Störungszonen mit Abschiebungscharakter auszeichnet (Jacob et al., 1979). Ein weiterer Aspekt ergibt sich aus der schlechten Korrelation zwischen der Stauhöhe und der größten Magnitude von reservoir-induzierten Erdbeben (Abb.17, Ding, 1990). Darin spiegelt sich ebenfalls der mehrfache Charakter dieser Beben, die von der Beschaffenheit der Störungszonen abhängen und sich in einem Mechanismus vom Typ 1 oder Typ 2 äußern.

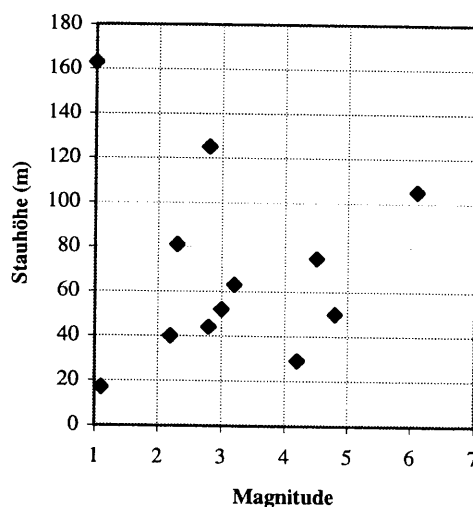


Abbildung 17. Stauhöhe und maximale Magnitude in China (nach Daten von Ding, 1990)

5.2 Österreich

In Abbildung 16 ist zwar die Schlegeis-Sperre als Beispiel reservoir-induzierter Seismizität (Blum et al., 1970) angeführt, doch die festgestellte mikroseismische Aktivität dürfte in den Frost- und Eisbrüchen zu suchen sein (Bock, 1980).

Von anderen österreichischen Staudämmen sind bislang keine reservoir-induzierten Erdbeben bekannt.

Die im Anhang 5 angeführten Talsperren wurden auf diesen Umstand hin untersucht, wobei das jeweils nächstliegende Erdbeben eruiert und überprüft wurde, ob dieses auch das stärkste war, das seit Betrieb der Talsperre

stattfand (siehe Anhang 6). Methodisch bedingt fiel in diesem Zusammenhang nur die Talsperre 'Sölk' auf. Alle anderen Reservoirs ergaben keine Hinweise auf induzierte Seismizität.

Die Talsperre 'Sölk' - eine 39 m hohe Bogenmauer - liegt südlich der Enns. Zwischen 1900 und der Inbetriebnahme der Sperre im Jahr 1978 ereigneten sich acht Erdbeben im Umkreis von 20 km. Die größte Magnitude betrug M3,5. Dominiert wurde das Bebensgeschehen durch eine Erdbebensequenz zwischen 17. September 1918 und 22. Mai 1920 nahe Aigen im Ennstal, während dessen sich fünf Erdbeben ereigneten.

Seit Inbetriebnahme der Sperre fanden in diesem Gebiet ebenfalls acht Erdbeben mit einer größten Magnitude von M3,7 statt. Das heißt, daß sich die Seismizität scheinbar verfünffacht hat - von acht Beben in 78 Jahren auf acht Beben in 16 Jahren. Den größten Beitrag zum jüngsten Bebensgeschehen trug allerdings ein 'Bebenschwarm' von vier Erdbeben bei, der sich allerdings nicht im Reservoirbereich ereignete, sondern am 30. und 31. Mai 1981 nahe St. Martin/Grimming (Ennstal). Die der Sperre nächstliegenden Erdbeben ereigneten sich am 11. Jänner 1988 in Öblarn mit einer Magnitude M3,5 und M3,2. Es erscheint aber infolge der Epizentraldistanz Öblarn-Sölk unwahrscheinlich, daß diese zwei Beben als Fälle induzierter Seismizität anzusehen sind.

Somit hat sich gezeigt, daß die anomale Seismizität nicht auf das Vorhandensein des Reservoirs zurückzuführen ist, sondern auf tektonische Erdbeben im Ennstal.

5.3 Kriterien zur Abschätzung möglicher induzierter Seismizität durch Talsperren

Wie sich zeigte, kann schon die Bestimmung des MCE mit großen Problemen behaftet sein. Noch viel schwieriger gestaltet sich die Abschätzung, ob eine bestimmte Talsperre bzw. Speicher selbst Erdbeben auslösen könnte. Aufgrund der Erdbebengeschichte einer Region lassen sich, wie gezeigt wurde, bereits Bereiche seismischer Aktivität erkennen und entsprechende Studien durchführen. Wird hingegen eine Talsperre errichtet, so ist dies in Österreich meist in entlegenen Gebieten der Fall, von denen aus den letzten 100 Jahren wenig oder keine Erdbebenmeldungen vorliegen. Dieser Umstand erschwert nicht nur die Beurteilung der Erdbebengefährdung, sondern beinhaltet meist auch keine Hinweise auf eine möglicherweise bereits vorhandene geringfügige Seismizität in der Nähe von geplanten Talsperren.

Aus den vorher dargestellten Ausführungen lassen sich aber dennoch einige Kriterien ableiten, die in der Beurteilung helfen sollen, ob ein bestimmtes Projekt anfällig auf talsperren-induzierte Seismizität sein könnte. Es gilt zu beachten, daß nur unter der Voraussetzung, daß die ersten drei der folgenden Kriterien erfüllt sind, eine Gefahr von Talsperren bzgl. induzierter Erdbeben bestehen kann.

- **Störungszone**

Eine Störungszone muß vorhanden sein. Besonders ungünstig ist der Fall, wenn es sich um ein Zerrungsgebiet handelt und sich die Störungszone entlang des Reservoirs erstreckt oder dieses kreuzt. Entsprechend groß ist damit der ungünstig beeinflusste Anteil der Bruchfläche, woraus sich die potentielle Magnitude ableiten läßt.

- Beschaffenheit der Störungszone

Neigt die Störungszone nicht zu einem kontinuierlichen Abbau der Gebirgsspannungen, und zeichnet sie sich durch eine hohe Wasseraufnahme aus, so kann das bereits ein Hinweis auf zukünftige induzierte Erdbeben sein. Da das Vorhandensein des Wasserkörpers eine Erhöhung des Porenwasserdrucks in der Störungszone bewirkt, verschiebt sich der Mohr'sche Spannungskreis zu einer niedrigeren mittleren Normalspannung. Dadurch wird der Scherwiderstand der Störungszone herabgesetzt - und sie nähert sich damit der Instabilität.

- Tektonisches Spannungsfeld

Die gebirgsspannungsmäßigen Auswirkungen des Wasserkörpers sind gering und betragen wenige Megapascal. Das bedeutet, daß vor allem Bereiche geringer tektonischer Gebirgsspannungen (Grabenstrukturen, Abschiebungen etc.) besonders anfällig auf induzierte Erdbeben sind.

- Stauhöhe bzw. Stauvolumen

Wie sich zeigte, steigt die Wahrscheinlichkeit, daß eine große Talsperre (Stauvolumen $> 10^3$ Millionen m^3 bzw. 100 m Stauhöhe) Erdbeben induziert, mit zunehmender Stauhöhe bzw. Stauvolumen. Weiters scheinen sich starke induzierte Erdbeben vor allem nach großen Staupegelschwankungen zu ereignen (Guha & Patil, 1990).

- Stark inhomogener Untergrundaufbau

Verhältnismäßig unbeeinflussbar dürften hingegen geologisch alte konsolidierte Landmassen (Böhmische Masse) und tiefwurzelnde Tiefengesteine (Zentralgranitgneis im Tauernfenster) sein.

Bei begründetem Verdacht auf induzierte Erdbeben können seismische Meßstationen helfen, die Ursache der Erdbeben-tätigkeit festzustellen.

6 ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die vorliegende Studie befaßte sich mit dem Fragenkomplex der Erdbebengefährdung Österreichs im allgemeinen und der Gefährdung von Talsperren im besonderen. Die Arbeit erstreckte sich von einer ausführlichen Grundlagenuntersuchung bis hin zur Festlegung von Bemessungsspektren.

Die Grundlagenuntersuchung befaßte sich mit folgenden Bereichen:

- Qualität des Datenkatalogs
Wie sich zeigte, ist der Bebenkatalog nur als bedingt vollständig zu bezeichnen. Diesem Umstand muß bei den weiteren Schritten Rechnung getragen werden.
- Regioneneinteilung und statistische Auswertung jeder Region
Für jede Region wurden durchschnittliche Herdtiefen und Extremwerte der Magnituden berechnet, sowie die größten historischen Erdbeben eruiert. Die durchschnittliche Herdtiefe fühlbarer Erdbeben in Österreich liegt zwischen 6 und 7 km. Die maximale beobachtete Magnitude variiert zwischen M3 und M6, das Maximum Credible Earthquake - 'MCE' - zwischen 4,5 und 6,5.
- Verstärkungseffekte durch Sedimente
Drei Bodenklassen (Fels, Übergangstyp, Lockersediment) nach dem EUROCODE 8-Vorschlag wurden auf ihre Verstärkungseigenschaften von Bodenbewegungen untersucht. Sedimentbedeckungen bewirken vor allem unterhalb von 2,5 Hz Verstärkungen der Bodenbewegungen.
- Methodik (Algorithmen zur Statistik der Bodenbewegungen)
Die Bodenbewegungen wurden aus Magnituden und Hypozentraldistanzen berechnet, da Intensitäten keine direkte Zuordnung der Bodenbewegungen erlauben. Verschiedene Beziehungen zwischen Bodenbewegungen, Magnituden und Hypozentraldistanzen wurden geprüft und verglichen.
- Induzierte Erdbeben durch Talsperren
Die weltweiten Beobachtungen von Erdbeben, die einen lokalen Zusammenhang mit dem Vorhandensein von Talsperren nahelegen, wurden diskutiert. Es zeigte sich dabei, daß die Wahrscheinlichkeit, daß Talsperren bzw. Speicher selbst Auslöser von Erdbeben sein können, mit zunehmender Stauhöhe ansteigt. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Stauhöhe und Seismizität ließ sich allerdings nicht feststellen, da andere Faktoren - wie das regionale tektonische Spannungsfeld - mit berücksichtigt werden müssen. Eine in dieser Studie durchgeführte Untersuchung der seit dem Betrieb der einzelnen großen österreichischen Talsperren aufgetretenen Erdbebenbelastungen ergab keine Hinweise auf induzierte Seismizität durch Talsperren.

Die Grundlagen fanden ihre Anwendung bei

- Festlegung der OBE-Kennwerte und OBE-Karte

Die normierten Kennwerte der Bodenbewegung resultierten aus einem Mittelwert der 200jährigen Bodenbewegungen aller berücksichtigten Talsperrenstandorte. Die Kennwerte weisen geringere Werte als das NRC-Spektrum, aber geringfügig höhere Werte als das HSK-Spektrum auf.

Für ein gleichabständiges Gitter (10 km * 10 km) wurden für das Bundesgebiet Statistiken der Bodenbewegung durchgeführt und die 200jährigen Beschleunigungswerte kartenmäßig dargestellt. Der gewählte Zeitraum von 200 Jahren resultiert aus Sicherheitsüberlegungen und Empfehlungen von ICOLD.

- Festlegung der MCE-Kennwerte und MCE-Karte

Fünf MCE-Typen wurden aufgrund der Erdbebengegebenheiten und der Geologie in Österreich definiert und ebenfalls kartenmäßig dargestellt. Im Durchschnitt beträgt die Bodenbeschleunigung durch das MCE das Zweifache des OBE.

Fragen und Antworten

- ⇒ Weshalb wurden nicht bestehende Programme zur Erdbebengefährdungsberechnung verwendet ?
Hauptsächlich wegen der notwendigen Definition von seismischen Quellregionen und der dabei notwendigen Festlegung von Grenzwerten, bis zu denen die Programme rechnen dürfen. Die Entwicklung eigener Programme ermöglichte auch verschiedene Algorithmen zu prüfen und Bemessungsspektren für beliebige Punkte zu Testzwecken zu rechnen.
- ⇒ Welchen Einfluß hat das 10 km x 10 km-Raster bei der Erstellung der Karte ?
Ein kleineres Raster führt zu lokalen Minima und Maxima, die die Erstellung einer Karte für das gesamte Bundesgebiet nahezu unmöglich machen und wesentlich mehr Computeraufwand benötigen. Ein größerer Raster würde zu einer Unterschätzung bekannter Bebenzentren führen, weil sie 'herausgefiltert' würden. Eine Rastergröße von 10 km erscheint auch deshalb gerechtfertigt, weil die Epizentrenkoordinaten auf ~ 5 km genau im Bebenkatalog angeführt sind. Größere Einflüsse ergeben sich durch Herdtiefenungenauigkeiten, die sich auf die Berechnung der Magnituden aus den Originaldaten (Intensität) auswirken. Daher auch die Herdtiefenstudie.
- ⇒ Die Bodenbewegungen wurden mit McGuire's Beziehungen berechnet. Sind diese Relationen gültig für den Alpenraum ?
McGuire's Formeln basieren auf Meßergebnissen von Erdbeben $M > 5$. Dennoch ergeben sie auch für geringere Magnituden realistische Werte für die Bodenbewegungen, wie Vergleiche mit Beobachtungen aus z.B. dem Friauler Raum belegen. Andere Beziehungen gelten meist nur für den Nah- oder den Fernbereich. McGuire's Formeln ergeben sowohl für den Nah- als auch für den Fernbereich akzeptable Werte.

⇒ Sind die Erdbebendaten vollständig ?

Kein Erdbebenkatalog ist vollständig. Erdbeben geringer Magnitude oder in großer Entfernung tragen aber zur Berechnung der relevanten lokalen Bodenbewegungen kaum bei. Um diesen Effekt weiter zu reduzieren, wurden die Kennwerte der Bodenbewegungen erst ab einer Wiederholungsperiode von 10 Jahren berücksichtigt.

⇒ Das MCE kann in dieser Arbeit näherungsweise oder exakt festgelegt werden. Warum der Unterschied?

Die exakte Berechnung und die Näherungsbestimmung unterscheiden sich kaum, wenn man bedenkt, daß die Bodenbewegungen selbst einer Schwankungsbreite von 50 % unterworfen sind. Mit der Näherungslösung wurde versucht, ein einheitliches normiertes Bemessungsspektrum zu schaffen, das sowohl für das OBE als auch für das MCE gilt.

⇒ Wenn man den Untergrund in der Modellberechnung mit berücksichtigt, dann müßten die Kennwerte der Bodenbewegung auf 'Fels' reduziert - also verringert - werden, da die angeführten Bemessungswerte einem 'Durchschnittsmodell' entsprechen und daher zu hoch sind!

Stimmt. Allerdings wäre bei dieser Art der Modellberechnung die Bodenbewegung plus einer Standardabweichung anzusetzen. Obwohl der Unterschied zwischen 'Fels' und 'Lockersediment' aus den McGuire-Beziehungen nicht zu eruieren ist (daher 'Durchschnittsmodell'), dürfte dieser Effekt in der Größenordnung der Standardabweichung liegen. Das heißt: 'Fels + Standardabweichung' entspricht annähernd 'Durchschnittsmodell ohne Standardabweichung'. Die angeführten Kennwerte der Bodenbewegung gelten somit auch für die 'Modellierung mit Untergrund'. Das daraus berechnete Bemessungsspektrum des Talsperrenmodells ist damit wieder mit dem Bemessungsspektrum vergleichbar, da dieses in den dämpfungsabhängigen Multiplikationsfaktoren die Standardabweichung beinhaltet. Eine zweimalige Berücksichtigung der Standardabweichung - bei den Kennwerten der Bodenbewegung und in den Multiplikationsfaktoren für die Bemessungsspektren - würde statistischen Grundprinzipien widersprechen und zu einer wesentlichen Überhöhung der Bemessungsspektren führen.

⇒ Die frühere Empfehlung für die Mindestbelastungsannahme von Talsperren lag bei 4 % g - nun beträgt sie 6 % g !

Die frühere Empfehlung betraf die effektive Horizontalbeschleunigung. Nunmehr wird die maximale Horizontalbeschleunigung verwendet. Das Minimalerfordernis entspricht nun 6 % g. Bei einem Effektivwert von 70 % sind beide Empfehlungen daher nahezu gleich.

Danksagung

Der Autor möchte dem Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Sektion IV, Wasserbau für die finanzielle Unterstützung danken, die diese Studie ermöglichte.

Die Erstellung der MCE-Karte erfolgte in dankenswerter Weise unter der Mitwirkung von Dipl.Ing.R.Gerstner und Univ.Prof.Dr. E.H. Weiss.

Die Kollegen N. Horn und Ing. S. Radman der ZAMG/Abteilung Geophysik entwickelten für dieses Projekt zur Berechnung der Verstärkungseffekte verschiedener Untergrundmodelle und zur graphischen Darstellung der Bemessungsspektren und Landkarten die entsprechenden Computerprogramme.

ANHANG 1

Literaturverzeichnis

- Ambraseys, N N (1976): The Gemona di Friuli earthquake of 6 May 1976. In: Pichard, P, Ambraseys, N N & Ziogas G N (1976), The Gemona di Friuli earthquake of 6 May 1976. UNESCO, Restricted Technical Report RP/1976-76, Paris, II, 1-111.
- Ambraseys, N N (1991): Seismic ground accelerations via intensity. In Proc. of Int. Conference on '*Seismic hazard determination in areas with moderate seismicity*'. Quest Editions, Press Academique, S.101-109.
- Anonymus (1993): EUROCODE 8 - Earthquake resistant design of structures: PART 1-1. CEN/TC250/SC8/N 83, 2nd Draft.
- Arias, A (1970): A measure of earthquake intensity. In '*Seismic design for nuclear power plants*' (Hrsg. Hansen, R J, 1970), MIT Press, Cambridge.
- Aric, K, Freudenthaler, A & Lenhardt, W A (1992); Seismological observations in the Eastern Alps. Physics of the Earth and Planetary Interiors, 75, 145-152.
- Basler & Hofmann (1984): Erdbeben-Bemessungsspektren für Schweizer Kernanlagen. Bundesamt für Energiewirtschaft, Hauptabteilung für die Sicherheit der Kernanlagen.
- Beck-Mannagetta, P & Matura, A (1980): Geological Map of Austria. Geologische Bundesanstalt (Hrsg.). Ergänzungen siehe Demmer (1991).
- Bender, B & Perkins, D M (1987): SEISRISK III: A computer program for seismic hazard estimation. USGS Bulletin 1772.
- Blum, R, Bock, G, Fuchs, K, Merkler, G & Widmann, R (1977): Correlation between micro-activity and variation of water-level at the Schlegeis-Reservoir. J.Geophys. 48, S.561-567.
- Bock, G (1980): Load-induced stresses and their relation to the initial stress field. J.Geophys. 48, S.94-100.
- Brandt, A (1981): Bergstürze an der Villacher Alpe (Dobratsch)/Kärnten/ Österreich. Dissertation, Universität Hamburg.
- Chiaruttini, C & Siro, L (1981): The correlation of peak ground acceleration with magnitude, distance, and seismic intensity for Friuli and Ancona, Italy and the Alpine belt. Bull.Seis.Soc.Amer., Vol.71, S.1993-2009.
- Cornell, A C (1968): Engineering seismic risk analysis. Bull.Seis.Soc.Amer., Vol.58, S.1583-1606.
- Demmer, W (1991): Geology and Dam Construction. In '*Dams in Austria*', Austrian National Committee on Large Dams (Hrsg.), Wien, S. 47-52.
- Ding, Y-Z (1990): The reservoir-induced earthquakes in China. Gerl.Beitr.Geophysik, Band 99, Heft 3, S.181-190.
- Donovan, N C (1973): Earthquake hazard for buildings. Building practices for disaster mitigation, Natl. Bur. Stand. Building Sci., Ser. 46.
- Drimmel, J (1980): Rezente Seismizität und Seismotektonik des Ostalpenraumes. In '*Der Geologische Aufbau Österreichs*', S. 506-527.
- Drimmel, J (1981): Erdbeben in Niederösterreich. Wissenschaftliche Schriftenreihe Niederösterreich 51.

- Drimmel, J & Duma, G (1974): Bericht über Ausmaß und Ursachen der anomalen Wirkungen des Seebensteiner Starkbebens vom 16. April 1972 im Raume Wien. *'Mitteilungen der Erdbeben-Kommission'*, Neue Folge-Nr. 74, Wien 1974 (Österr. Akad. d. Wissenschaften), S 12.
- Duma, G (1988): Seismische Mikrozonierung des Stadtgebietes von Wien. Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Abt. Geophysik, Wien 1988, S 14.
- Esteva, L (1970): Seismic risk and seismic design decisions. In *'Seismic design for nuclear power plants'* (Hrsg. Hansen, R J, 1970), MIT Press, Cambridge.
- Fisher, R A & Tippet, L H C (1928): Limiting forms of the frequency distributions of the largest or smallest member of a sample. *Proc. Cambridge Phil. Soc.* 24.
- Gangl, G (1975): Seismotektonische Untersuchungen am Alpenostrand. *Mitt. Geol. Ges. in Wien*, S.66-67.
- Gough, D I & Gough, W I (1970): Load-induced earthquakes at Lake Kariba - II, *Geophys. J.* 21, S.79-101.
- Grünthal, G (1993): European Macroseismic Scale 1992 (up-dated MSK-scale). Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 7.
- Grünthal, G, Bosse, Ch, Mayer-Rosa, D, Rüttener, E, Lenhardt, W & Melichar, P (1995): Joint seismic hazard assessment project for Austria, Germany and Switzerland. *Proc. der '10th European Conference on Earthquake Engineering'* in Wien (Hrsg. G. Duma), S.57-62.
- Guha, S K & Patil, D N (1990): Large water-reservoir-related induced seismicity. *Gerl. Beitr. Geophysik*, Band 99, Heft 3, S.265-288.
- Gumbel, E J (1958): *Statistics of Extremes*. Columbia University Press.
- Gupta, H K (1990): Artificial water reservoirs and earthquakes: a world-wide status. *Gerl. Beitr. Geophysik*, Band 99, Heft 3, S.221-228.
- Gutdeutsch, R & Aric, K (1977): Eine Diskussion geophysikalischer Modelle des Grenzbereiches zwischen Ostalpen und Pannonischen Becken. *Acta Geol. Acad. Scien. Hungariae*, 21, S. 287-296.
- Gutdeutsch, R, Hammerl, Ch, Mayer, I & Vocelka, K (1987): Erdbeben als historisches Ereignis. Die Rekonstruktion des Bebens von 1590 in Niederösterreich. Springer Verlag.
- Hammerl, Ch (1992): Das Erdbeben vom 25. Jänner 1348 - Rekonstruktion des Naturereignisses. Dissertation, Geisteswissenschaftliche Fakultät der Universität Wien.
- Hammerl, Ch (1995): Das Erdbebens vom 4. Mai 1201. *Mitteilungen des Inst. f. Österr. Geschichtsforschung*, Bd.103/3-4 (Oldenbourg-Verlag Wien). S.350-368.
- Hansen, R J (1970): *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. The M.I.T. Press, S.188-213.
- Hays, W (1991): Seismotectonic models and physical parameters of faults in the United States. In *Proc. of 'Int. Conference on seismic hazard determination in areas with moderate seismicity'*. Quest Editions, Press Academique.
- Horn, N & Vogelmann, A (1993): Berechnung des Verstärkungsspektrums eines horizontal geschichteten Untergrundes bei vertikalem Scherwelleneinfall. Fortgeschrittenenpraktikum Seismik (SS93), Institut für Meteorologie und Geophysik, Universität Wien.
- Hurtig, E & Stiller, H (1984): *Erdbeben und Erdbebengefährdung*. Akademie-Verlag Berlin.
- ICOLD - International Commission on Large Dams (1989): *Selecting seismic parameters for large dams. Guidelines. Bulletin 72*, Commission Internationale des Grand Barrages, Paris.

- Jacob, K H, Pennington, W D, Armbruster, J, Seeber, L & Farhatulla, S (1979): Tarbela Reservoir, Pakistan: A region of compressional tectonics with reduced seismicity upon initial reservoir filling. *Bull.Seis.Soc.Amer.*, Vol.69, No.4, S.1175-1192.
- Jenkinson, A F (1955): The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological elements. *Quart.J.Roy.Meteor.Soc.*, Vol.87, S.158-171.
- Joyner, W B & Boore, D M (1981): Peak horizontal acceleration and velocity from strong ground motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake. *Bull.Seis. Soc.Amer.*, Vol.71, S.2011-2038.
- Kijko, A & Dessokey, M M (1987): Application of extreme magnitude distributions to incomplete earthquake files. *Bull.Seis.Soc.Amer.*, Vol.77, No.4, S.1429-1436.
- Knopoff, L & Kagan, Y (1977): Analysis of the theory of extremes as applied to earthquake problems. *Journal of Geoph.Res.*, Vol.82, No.36, 5647-5657.
- Kohlbeck, F (1991): Tektonische Spannungen in den Ostalpen und ihr Nachweis durch In-situ Messungen. *Felsbau*, 9, S.194-200.
- Lenhardt, W A (1995): Regional earthquake hazard in Austria. *Proc. der '10th European Conference on Earthquake Engineering'* in Wien (Hrsg. G. Duma), S.63-68.
- Lenhardt, W A & Horn, N (1995): Local macroseismic intensities and their relation to ground motions. *Proc. der '10th European Conference on Earthquake Engineering'* in Wien (Hrsg. G. Duma), S.101-104.
- Lomnitz, C (1994): *Fundamentals of Earthquake Prediction*. John Wiley & Sons, New York.
- Mallard, D J (1991): Learning to cope with faults. *Proc. der Int. Konferenz 'Seismic Hazard Determination in Areas with Moderate Seismicity'*. (Hrsg. B.Mohammadioun), Quest Editions, Presses Academiques.
- Mallard, D J, Higginbottom, J E, Muir-Wood, D R & Skipp, B O (1991): Recent developments in the methodology of seismic hazard assessment. In *'Civil Engineering in the Nuclear Industry'*. Thomas Telford, London, 75-94.
- McGarr, A & Bicknell, J (1990): Estimation of the near-fault ground motion of mining-induced tremors from locally recorded seismograms in South Africa. In *Proc. des 2.Int. Symp. über 'Rockbursts and Seismicity in Mines'*, Balkema, S.245-248.
- McGuire, R K (1974): Seismic structural response risk analysis, incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance. MIT, Dept. Civil Eng. Research Report 74-51.
- McGuire, R K (1976): FORTRAN computer program for seismic risk analysis. USGS, Open File Report 76-67.
- McGuire, R K (1978): FRISK: computer program for seismic risk analysis using faults as earthquake sources, USGS Open File Report 78-1007.
- Mohraz, B (1976): A study of earthquake response spectra for different geological conditions. *Bull.Seis.Soc.Amer.*, Vol.66, No.3, S.915-935.
- Molas, G L, Yamazaki, F & Tomatsu, Y (1992): Seismic hazard analysis in the Philippines using earthquake occurrence data. *Proc. der 10.Welttagung über 'Earthquake Engineering'*. Balkema, S.6031-6036.
- Newmark, N M & Hall, W J (1987): *Earthquake spectra and design*. Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, California.
- Orphal, D L & Lahoud, J A (1974): Prediction of peak ground motions from earthquakes. *Bull.Seis.Soc. Amer.*, Vol.64, S.1563.

- ÖNORM B 4015-1 (1979): Belastungsannahmen im Bauwesen, Erdbebenkräfte an nicht schwingungsanfälligen Bauwerken. Teil 1, Österreichisches Normungsinstitut (ON), DK 624.042.7 : 550.34(436)
- ÖNORM B 4015-1 (1995): Belastungsannahmen im Bauwesen. Außergewöhnliche Einwirkungen, Erdbebeneinwirkungen, Grundlagen. Teil 1, Österreichisches Normungsinstitut (ON), Entwurf
- Peruzza, L & Slejko, D (1993): Some aspects of seismic hazard assessment when comparing different approaches. *Natural Hazards* 7, S.133-153.
- Richter, C F (1935): An instrumental earthquake magnitude scale. *Bull.Seis.Soc.Amer.*, Vol.25, S.1-32.
- Roesset, J M (1970): Fundamentals of soil amplification. In '*Seismic design for nuclear power plants*' (Hrsg. Hansen, R J, 1970), MIT Press, Cambridge. S.188-213.
- Sabetta, F & Pugliese, A (1987): Attenuation of peak acceleration and velocity from Italian strong-motion records. *Bull.Seis.Soc.Amer.*, Vol.77, S.1491-1513.
- Schenk, V & Schenkova, Z (1981): Relation between intensity and ground motion parameters - review and generalization. *Gerlands Beitr.Geophysik*, Leipzig 90, Heft 3, S.247-254.
- Seed, H B & Idriss, I M (1969): Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 95, No. SM1 S 100.
- Shebalin, N V (1958): Correlation between earthquake magnitude and intensity. *Studia geophys. et geod.* 2, 86.
- Shebalin, N V (1971): O predel'noj magnitude i predel'noj ball'nosti zemletrajasenija. *Fizika Zemli* 6, S.12-20 (zitiert in Hurtig & Stiller, 1984).
- Simpson, D W (1979): Seismicity changes associated with reservoir loading. *Eng.Geol.* V 10, S.123-150.
- Simpson, D W, Leith, W S & Scholz, C H (1988): Two types of reservoir-induced seismicity. *Bull.Seis.Soc.Amer.*, Vol.78, S.2025-2040.
- Simpson, D W, Gharib, A A & Kebeasy, R M (1990): Induced seismicity and changes in water level at Aswan Reservoir, Egypt. *Gerl.Beitr.Geophysik*, Band 99, Heft 3, S.191-204.
- Slemmons, D B & Depolo, C M (1986): Evaluation of active faulting and associated hazards. *Studies in Geophysics: Active Tectonics*. National Academy Press.
- Smit, P (1994): Strong motion bulletin October 1991 - September 1993. Swiss national strong motion network. Schweizer Erdbebendienst, ETH-Zürich.
- Snow, D T (1982): Hydrogeology of induced seismicity and tectonism, case histories of Kariba and Koyna. *Geol.Soc.Amer.*, Special Paper 189, S.317-360.
- Sponheuer, W (1960): Methoden zur Herdtiefenbestimmung in der Makroseismik. *Freiberger Forschungsheft C88*, Akademie Verlag Berlin.
- Talwani, P & Acree, S (1985): Pore-pressure diffusion and the mechanism of reservoir-induced seismicity. *Pageoph.* 122, S.947-965.
- Tento, A & Marcellini, A (1990): Application of a hybrid method for the evaluation of the seismic response of alluvial valleys. *Proc. of the ECE / UN Seminar on 'Prediction of Earthquakes : Occurrence and ground motion'*, Vol. 1, S.461-475.
- Tollmann, A (1977): Die Bruchtektonik Österreichs im Satellitenbild. *N.Jb.Geol.Paläont.Abh.*, 153, S.1-27.

Trifunac, M D & Brady, A G (1975): A study on the duration of strong earthquake ground motion.
Bull.Seis.Soc.Amer., Vol.65, S.581-626.

U.S. Nuclear Regulatory Commission - 'NRC' (1973): Design response spectra for seismic design of nuclear power plants. Regulatory Guide 1.60, Rev.1.

Woo, G (1982): Modelling seismic ground motions in the U.K. - 3rd Kaswick Internat. Conf. on '*Vibrations in Nuclear Plants*'.

Wood, H O (1908): Distribution of Apparent Intensity in San Francisco. In '*The California Earthquake of April 18, 1906*', Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institution of Washington, Washington, D.C., S.220-245.

ANHANG 2

INTENSITÄTS-SKALA

Kurzfassung der Europäischen Makroseismischen Skala 1992 (EMS-92, Grünthal, 1993) -
basierend auf Mercalli-Sieberg

Grad	Erdbebenwirkungen an der Erdoberfläche
1	Nicht fühlbar: Wird nur von Erdbebeninstrumenten registriert.
2	Kaum bemerkbar: Wird nur vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.
3	Schwach fühlbar: Wird von wenigen Personen in Gebäuden wahrgenommen. Lampen schwingen leicht.
4	Deutlich fühlbar: Wird im Freien vereinzelt, in Gebäuden von vielen Personen wahrgenommen. Einige Schlafende erwachen. Geschirr und Fenster klirren.
5	Stark fühlbar: Wird im Freien von einigen, in Gebäuden von allen wachen Personen wahrgenommen. Viele Schlafende erwachen. Hängende Gegenstände pendeln stark, angelehnte Gegenstände können umfallen. Gelegentlich treten Haarrisse im Verputz auf.
6	Leichte Gebäudeschäden: Viele Menschen flüchten aus den Häusern ins Freie. Möbel können von der Stelle gerückt werden. An vielen Häusern entstehen leichte Schäden (Risse im Verputz), von älteren Häusern können Verputzteile, Dachziegel oder Schornsteine herabfallen. Quellschüttungen können sich ändern oder Trübungen von Quellwässern auftreten.
7	Gebäudeschäden: Die meisten Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Gegenstände fallen aus Regalen. An vielen Häusern solider Bauart treten mäßige Schäden auf (kleine Mauerrisse, größere Verputzteile fallen ab, Risse an Schornsteinen, Schornsteinteile fallen herab). Ältere Gebäude zeigen häufig Mauerrisse oder Schornsteineinstürze, vereinzelt auch Spalten im Mauerwerk - Einsturz von Zwischenwänden. Auftreten oder Versiegen von Quellen. Erdrutsche, Fels- oder Bergstürze können ausgelöst werden.
8	Schwere Gebäudeschäden: Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. Selbst schwere Möbel werden verschoben und zum Teil umgeworfen. An vielen Gebäuden einfacher Bausubstanz treten schwere Schäden auf, d.h. Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein. Einige Gebäude sehr einfacher Bauart stürzen ein. Bodenrisse können auftreten. Bodenverflüssigung möglich.
9	Zerstörend: Allgemeine Panik unter den Betroffenen. Viele schlecht gebaute oder alte Häuser stürzen ein, andere Gebäude werden stark beschädigt.
10	Umfangreiche Zerstörungen: Viele gut gebaute Häuser werden zerstört oder erleiden schwere Beschädigungen. Mögliche Schäden an Dämmen und Brücken.
11	Verwüstend: Die meisten Bauwerke werden zerstört. Straßen werden unbrauchbar.
12	Vollkommene Verwüstung: Alle Hoch- und Tiefbauten werden vernichtet.

ANHANG 3

**Liste aller bekannten österreichischen Erdbeben
($I_0 \geq 7$, ab 1201)**

	Jahr	Datum	UTC	Lat	Lon	I_0	Kommentar	
1	1201	0504	1000			8-9	? Katschberg	KÄ ?
2	1267	0508	0200	47.50	15.40	8	Kindberg	ST
(3	1348	0125	1600			10	? Friaul	? Italien)
4	1571	1101		47.30	11.40	7	Innsbruck	TI
5	1572	0104	1845	47.30	11.40	8	Innsbruck	TI
6	1590	0915	1700	48.20	15.90	8	Neulengbach	NÖ
7	1590	0915	2350	48.20	15.90	9	Neulengbach	NÖ
8	1668	0827		47.80	16.20	7	Wr.Neustadt	NÖ
9	1670	0717	0115	47.30	11.50	8	Hall	TI
10	1689	1222	0100	47.30	11.40	8	Innsbruck	TI
(11	1690	1204	1445			9	? Kärnten,Friaul	?)
12	1712	0410		47.80	16.20	7	Wr.Neustadt	NÖ
13	1766	0805		47.80	16.60	7	St.Margarethen	BU
14	1766	0816		47.80	16.60	7	St.Margarethen	BU
15	1767	1121		46.90	14.30	7	Straßburg	KÄ
16	1768	0227	0145	47.80	16.20	8	Bad Fischau	NÖ
17	1794	0206	1218	47.40	15.10	8	Leoben	ST
18	1810	0718		47.60	14.50	7	Admont	ST
19	1820	0717	0630	47.35	11.70	7	Schwaz	TI
20	1837	0314	1540	47.60	15.70	7	Mürzzuschlag	ST
21	1841	0713	1230	47.80	16.20	7	Wr.Neustadt	NÖ
22	1857	1225		46.60	14.00	7	Rosegg	KÄ
23	1876	0717	1217	48.00	15.20	7-8	Scheibbs	NÖ
24	1885	0430	2315	47.50	15.45	8	Kindberg	ST
25	1886	1128	2230	47.30	10.80	7-8	Nassereith	TI
26	1888	0412		47.80	16.60	7	Siegendorf	BU
(27	1890	1128		48.30	17.00	7	Stupava	Slowakei)
28	1910	0713	0832	47.30	10.90	7	Nassereith	TI
29	1916	0501	1024	47.20	14.65	7	Judenburg	ST
30	1927	0725	2035	47.50	15.50	7	Wartberg	ST
31	1927	1008	1949	48.10	16.60	8	Schwadorf	NÖ
32	1930	1007	2327	47.35	10.70	7-8	Namlos	TI
33	1936	1003	1548	47.10	14.70	7-8	Obdach	ST
34	1938	1108	0312	47.95	16.40	7	Ebreichsdorf	NÖ
35	1939	0918	0014	47.80	15.90	7	Puchberg	NÖ
36	1972	0416	1010	47.70	16.15	7-8	Seebenstein/Pitten	NÖ

Legende:

Datum...	Monat,Tag
UTC...	Universal Time (= Mitteleuropäische Zeit - 1h)
Lat...	Latitude (geographische Breite)
Lon...	Longitude (geographische Länge)
I_0 ...	Epizentralintensität (Grad der Intensität,siehe Anhang 2)

ANHANG 4

Zur Theorie der Amplitudenverstärkung durch Sedimente

(nach Horn & Vogelmann, 1993 und Roesset, 1970)

1. Sedimentschicht über unelastischem Fels

Ausgangspunkt ist die Bewegungsgleichung bei eindimensionalem Welleneinfall

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial t \partial x^2} \quad (1)$$

wobei ρ = Dichte

G = Schermodul

η = Viskosität

x = Tiefe in der Sedimentschicht

$u(x,t)$ = horizontale Verschiebung eines Punktes in der Sedimentschicht

Bei unelastischem Fels gelten für eine an der Sedimentbasis erfolgte Verschiebung $u_G(t)$ folgende Anfangs- und Randbedingungen:

A. Anfangsbedingungen

$$u = 0 \quad \text{bei } t = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad \text{bei } t = 0 \quad (3)$$

B. Randbedingungen

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \text{bei } x = 0 \quad (4)$$

$$u = u_G(t) \quad \text{bei } x = H = \text{Mächtigkeit der Sedimentschicht} \quad (5)$$

Durch Einführen der relativen Verschiebung

$$y = u - u_G \quad (6)$$

und Einsetzen von (6) in (1) erhält man

$$\rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 y}{\partial t \partial x^2} - \rho \frac{\partial^2 u_G}{\partial t^2} \quad (7)$$

mit den zu (2) bis (5) analogen Rand- und Anfangsbedingungen.

Für den Fall $u_G(t) = 0$ erhält man die Gleichung der freien Schwingungen

$$\rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 y}{\partial t \partial x^2} \quad (8)$$

Der Lösungsansatz:

$$y = U(x) \cdot V(t) \quad (9)$$

führt zu

$$\frac{U''}{U} = \rho \frac{\ddot{V}}{GV + \eta \dot{V}} = -p^2 \quad (10)$$

Die Eigenfrequenzen der Sedimentschicht ergeben sich zu:

$$f_n = \frac{(2m-1)v_s}{4H} \quad (11)$$

$$\omega_n = \frac{(2m-1)\pi v_s}{2H} \quad (12)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \text{Scherwellengeschwindigkeit der Sedimentschicht}$$

Die entsprechenden Schwingungen haben folgende Form:

$$U = \sin \frac{(2m-1)\pi}{2H} x \quad (13)$$

Falls die Sedimente eine Viskosität $\eta \neq 0$ besitzen, muß weiters gelten:

$$\eta < \frac{4H}{(2m-1)\pi} \sqrt{G\rho} \quad (14)$$

Man kann für jede Schwingungsordnung einen kritischen Wert der Viskosität angeben. Um beispielsweise nur Schwingungen erster Ordnung zuzulassen, gilt:

$$\eta < \eta_{1 \text{ crit}} = \frac{4H}{\pi} \sqrt{G\rho} \quad (15)$$

Man sieht, daß die Anzahl der Schwingungsordnungen nach oben begrenzt ist. Schwingungen, deren Ordnung oberhalb dieser Grenze liegt, weisen eine Dämpfung oberhalb der kritischen Dämpfung auf.

Bei einer Anregung (entlang der Felsoberkante) läßt sich eine Verschiebung an der Sedimentbasis darstellen als

$$u_G(t) = C e^{i\Omega t} \quad (16)$$

Gleichung (9) wird zu

$$y(x, t) = U(x) e^{i\Omega t} \quad (17)$$

mit

$$U = E \cos px + F \sin px - C \quad (18)$$

$$p^2 = \frac{\rho\Omega^2}{G + i\eta\Omega} \quad (19)$$

Mit den folgenden Randbedingungen

$$F = 0 \quad (20)$$

$$E \cos pH = C \quad (21)$$

wird Gleichung (18) zu

$$U = C \left(\frac{\cos px}{\cos pH} - 1 \right) \quad (22)$$

Es ergibt sich somit

$$\ddot{y} = -\Omega^2 C \left(\frac{\cos px}{\cos pH} - 1 \right) e^{i\Omega t} \quad (23)$$

$$\ddot{u} = \ddot{y} + \ddot{u}_G = -\Omega^2 C \frac{\cos px}{\cos pH} e^{i\Omega t} \quad (24)$$

An der freien Oberfläche gilt:

$$\ddot{u} = -\Omega^2 C \frac{1}{\cos pH} e^{i\Omega t} \quad (25)$$

$$\ddot{u} = \frac{1}{\cos pH} \ddot{u}_G \quad (26)$$

Die Übertragungsfunktion der Sedimentschicht für die Beschleunigung an der freien Oberfläche ist dann definiert als:

$$TF(\ddot{u}) = \frac{1}{\cos pH} \quad (27)$$

Wenn $\eta \neq 0$, dann stellt 'p' eine komplexe Größe dar:

$$\cos pH = \frac{e^{ipH} + e^{-ipH}}{2} \quad \text{und}$$

$$TF(\ddot{u}) = \frac{2}{e^{ipH} + e^{-ipH}} \quad (28)$$

Da auch die Übertragungsfunktion komplex ist, ergibt sich eine Änderung der Amplitude und der Phase der einfallenden Welle. Die Amplitude der Verstärkungsfunktion erhält man aus dem Betrag der Übertragungsfunktion

$$A(\Omega) = \frac{2}{|e^{ipH} + e^{-ipH}|} \quad (29)$$

2. Sedimentschicht über elastischem Fels

Neben einer Verschiebung u_s in der Sedimentschicht läßt sich nun auch eine Verschiebung u_f im Fels definieren.

$$u_s = E_s e^{i(p_s x_s + \Omega t)} + F_s e^{-i(p_s x_s - \Omega t)} \quad (30)$$

$$u_f = E_f e^{i(p_f x_f + \Omega t)} + F_f e^{-i(p_f x_f - \Omega t)} \quad (31)$$

$$p_s^2 = \frac{\rho_s \Omega^2}{G_s + i\eta_s \Omega} \quad (32)$$

$$p_f^2 = \frac{\rho_f \Omega^2}{G_f + i\eta_f \Omega} \quad (33)$$

Es gelten nun folgende Randbedingungen:

$$\frac{\partial u_s}{\partial x_s} = 0 \quad \text{bei } x = 0 \quad (34)$$

$$u_s(x_s = H) = u_f(x_f = 0) \quad (35)$$

$$(G_s + i\eta_s \Omega) \frac{\partial u_s}{\partial x_s}(x_s = H) = (G_f + i\eta_f \Omega) \frac{\partial u_f}{\partial x_f}(x_f = 0) \quad (36)$$

Daraus folgt:

$$E_s = F_s$$

$$u_s = E_s e^{i\Omega t} (e^{ip_s x_s} + e^{-ip_s x_s}) \quad (37)$$

$$\text{mit } \mu = \frac{p_s (G_s + i\eta_s \Omega)}{p_f (G_f + i\eta_f \Omega)}$$

folgt daraus

$$E_s = \frac{2E_f}{e^{ip_s H} (1 + \mu) + e^{-ip_s H} (1 - \mu)} \quad (38)$$

$$F_f = E_f \frac{e^{ip_s H} (1 - \mu) + e^{-ip_s H} (1 + \mu)}{e^{ip_s H} (1 + \mu) + e^{-ip_s H} (1 - \mu)} \quad (39)$$

$$u_s(x_s = 0) = 2E_s e^{i\Omega t} \quad (40)$$

$$\begin{aligned} u_s(x_s = H) &= 2u_f(x_f = 0) = (E_f + F_f) e^{i\Omega t} \\ &= E_s (e^{ip_s H} + e^{-ip_s H}) e^{i\Omega t} \end{aligned} \quad (41)$$

Das Verhältnis zwischen der Verschiebung an der freien Oberfläche und der Verschiebung an der Basis läßt sich schreiben als

$$TF = \frac{2}{e^{ip_s H} + e^{-ip_s H}} \quad (42)$$

Gleichung (42) ist somit ident mit Gleichung (28) bei unelastischem Fels.

Wenn man nun anstehenden elastischen Fels betrachtet, so ergibt sich für eine Verschiebung an der Felsoberfläche

$$u_f = 2E_f e^{i\Omega t} \quad (43)$$

Für das Verhältnis zwischen der Bodenbewegung an der Sedimentoberfläche und der Bodenbewegung am anstehenden Fels (Fels ohne Bedeckung) ergibt sich

$$TF = \frac{2}{e^{ip_s H} (1 + \mu) + e^{-ip_s H} (1 - \mu)} \quad (44)$$

Die entsprechende Verstärkungsfunktion lautet

$$A(\Omega) = \frac{2}{\left| e^{ip_j H} (1 + \mu) + e^{-ip_j H} (1 - \mu) \right|} \quad (45)$$

3. Mehrschichtfall

Wenn sich der Untergrund aus mehreren Schichten mit verschiedenen Gesteinsparametern zusammensetzt, läßt sich für jede Schicht j definieren

$$\begin{aligned} h_j &= \text{Schichtdicke} \\ G_j &= \text{Schermodul} \\ \eta_j &= \text{Viskositätskoeffizient} \\ \rho_j &= \text{Dichte} \end{aligned}$$

$$p_j^2 = \frac{\rho_j \Omega^2}{G_j + i\eta_j \Omega}$$

$$\mu_j = \frac{p_j (G_j + i\eta_j \Omega)}{p_{j+1} (G_{j+1} + i\eta_{j+1} \Omega)}$$

Definiert man für jede Schicht j ein lokales Koordinatenpaar u_j und x_j mit dem Ursprung an der Schichtoberkante, so läßt sich eine Verschiebung in der Schicht wie folgt anschreiben

$$u_j = E_j e^{i(p_j x_j + \Omega t)} + F_j e^{-i(p_j x_j - \Omega t)} \quad (46)$$

Für E und F gilt folgende Rekursion:

$$F_1 = E_1 \quad (\text{Bedingung der freien Oberfläche}) \quad (47)$$

$$2E_2 = E_1 \left[e^{ip_1 h_1} (1 + \mu) + e^{-ip_1 h_1} (1 - \mu) \right] \quad (48)$$

$$2F_2 = E_1 \left[e^{ip_1 h_1} (1 - \mu) + e^{-ip_1 h_1} (1 + \mu) \right] \quad (49)$$

$$2E_3 = E_2 \left[e^{ip_2 h_2} (1 + \mu) + e^{-ip_2 h_2} (1 - \mu) \right] \quad (50)$$

$$2F_3 = E_2 \left[e^{ip_2 h_2} (1 - \mu) + e^{-ip_2 h_2} (1 + \mu) \right] \quad (51)$$

$$2E_{n+1} = E_n \left[e^{ip_n h_n} (1 + \mu) + e^{-ip_n h_n} (1 - \mu) \right] \quad (52)$$

$$2F_{n+1} = E_n \left[e^{ip_n h_n} (1 - \mu) + e^{-ip_n h_n} (1 + \mu) \right] \quad (53)$$

Am Ende dieser Rekursion ergibt sich

$$E_{n+1} = aE_1 \quad (54)$$

$$F_{n+1} = bE_1 \quad (55)$$

Die Verstärkungsfunktion bei unelastischem Fels (Verhältnis zwischen der Amplitude an der Sedimentoberfläche und der Amplitude am zugrunde liegenden Fels) ist gegeben durch

$$A_{ue}(\Omega) = \left| \frac{2E_1}{E_{n+1} + F_{n+1}} \right| = \frac{2}{|a + b|} \quad (56)$$

Die Verstärkungsfunktion bei elastischem Fels ist gegeben durch

$$A_e(\Omega) = \left| \frac{2E_1}{2E_{n+1}} \right| = \frac{1}{|a|} \quad (57)$$

3.1 Verstärkungsspektren ausgewählter Untergrundmodelle

Die Berechnungen beziehen sich auf Gleichung (57). Es wird also ein Untergrundmodell, bestehend aus einer oder mehreren parallelen horizontalen Schichten über einem elastischen Halbraum angenommen. Die Amplitudenverstärkung gibt das Verhältnis der Oberflächenamplitude zur Amplitude am anstehenden Halbraum an. Zum Unterschied von den in Gleichung (57) eingehenden, jedoch mit Ausnahme von 'h' nur schwer abschätzbaren, Untergrundparametern (G , h , ρ), wurden bei der Berechnung nur die Scherwellengeschwindigkeiten v_{sj} und die Schichtmächtigkeiten h_j als veränderliche Eingangsgrößen gewählt. Die Dichte und der Schermodul wurden mit der empirischen Formel

$$\rho = 3000 (1 + 0,175 \ln v_p - 1,56), \text{ und nach}$$

$$v_s^2 \cong v_p^2 / 3$$

$$G \cong v_s^2 * \rho$$

aus der P-Wellengeschwindigkeit 'v_p' berechnet.

3.2 Beziehung zwischen Verstärkung und Schichtimpedanz

Grundsätzlich gilt bei nach unten zunehmender Wellengeschwindigkeit:

Je größer der Geschwindigkeitssprung an der Schichtgrenze ausfällt, desto größer ist die Verstärkung.

Oberflächennahe Lockersedimente führen daher aufgrund ihrer geringen seismischen Geschwindigkeit zu besonders großen Amplitudenverstärkungen. Weiters ist die Verstärkung infolge der gegebenen Schichtmächtigkeiten frequenzabhängig.

ANHANG 5

Liste ausgewählter Talsperren

Talsperre	Höhe m	Typ	Koordinaten	seit
Erlaufklause	35	PG	47°50.0' N, 15°17.0' E	1911
Wiestal	28	PG	47°44.5' N, 13°08.5' E	1913
Strubklamm	37	PG	47°46.5' N, 13°13.0' E	1924
Spullersee-Süd	39	PG	47°09.0' N, 10°05.0' E	1925
Vermunt	53	PG	46°56.0' N, 10°04.0' E	1931
Pack	33	PG	46°59.0' N, 10°04.0' E	1931
Gerlos	39	VAC+PG	47°13.0' N, 11°59.5' E	1945
Silvretta	80	PG	46°55.0' N, 10°06.0' E	1948
Salza	53	VAC	47°30.0' N, 13°57.0' E	1949
Hierzmann	58	VAC	47°00.0' N, 15°05.0' E	1950
Ranna	45	VAC	48°31.0' N, 13°47.0' E	1950
Limberg	120	VAC	47°12.0' N, 12°43.0' E	1951
Bächtental	34	VA	47°30.5' N, 11°35.5' E	1950
Margaritzen	39	PG	47°04.0' N, 12°46.0' E	1952
Weißsee	39	PG	47°08.0' N, 12°38.0' E	1952
Möll	93	VAC	47°04.0' N, 12°46.0' E	1952
Dobra	52	VRC	48°36.0' N, 15°25.0' E	1953
Wiederschwing	30	VRC	46°43.5' N, 13°35.0' E	1953
Moosersperre	107	PG	47°10.0' N, 12°44.0' E	1955
Drossensperre	112	VAC	47°10.0' N, 12°44.0' E	1955
Großer Mühdorfersee	46	PG	46°55.0' N, 13°23.0' E	1957
Ottenstein	69	VAC	48°36.0' N, 15°20.0' E	1956
Kleiner Mühdorfersee	41	PG	46°55.0' N, 13°23.0' E	1958
Amersee	30	PG	47°08.5' N, 12°33.0' E	1958
Freibach	41	TEC	46°31.0' N, 14°28.0' E	1958
Dießbach	36	ERS	47°31.0' N, 12°49.0' E	1963
Kops	122	VAC+PG	46°58.0' N, 10°07.0' E	1965
Gepatsch	153	ERC	46°57.0' N, 10°45.0' E	1965
Durlaßboden	83	TEC	47°14.0' N, 12°06.0' E	1966
Raggal	48	PG	47°13.0' N, 9°50.0' E	1967
Schlegeis	131	VA	47°02.0' N, 11°42.0' E	1971
Wurtenalm	42	TES	46°59.0' N, 13°03.0' E	1971
Tauernmoos	53	PG	47°10.0' N, 12°39.0' E	1973
Latschau	50	TE	47°05.0' N, 9°52.0' E	1975
Galgenbichl	50	TES	47°04.0' N, 13°21.0' E	1974
Klaus	55	VAC	47°50.0' N, 14°10.0' E	1975
Gößkar	55	TES	46°59.0' N, 13°21.0' E	1975
Kölnbrein	198	VAC	47°05.0' N, 13°20.0' E	1977
Rotlech	32	PG+ER	47°25.0' N, 10°41.0' E	1978
Sölk	39	VAC	47°23.0' N, 13°59.0' E	1978
Längental	37	TES	47°13.0' N, 11°00.0' E	1980
Oscheniksee	78	ERS	46°59.0' N, 13°05.0' E	1972
Finstertal	149	ERC	47°12.0' N, 11°01.0' E	1980
Hochwurten	48	TES	47°01.0' N, 13°01.0' E	1974
Zillergründl	180	VA	47°07.0' N, 12°03.0' E	1986
Feistritzbach	85	ERC	46°40.8' N, 15°02.2' E	1990

ANHANG 6

Bisherige Erdbebenbelastungen der Talsperrenstandorte

Talsperre	historisch		seit 1900		seit Bestehen der Talsperre		nächstliegendes Beben		
	a(m/s ²)	d(km)	a(m/s ²)	d(km)	a(m/s ²)	d(km)	d(km)	M	Datum
Erlaufklause	1.035	19.6	0.600	46.6	0.600	46.6	7.5	2.32	1902/8/10
Wiestal	0.448	21.4	0.448	21.4	0.448	21.4	7.8	3.11	1914/10/15
Strubklamm	0.418	105.4	0.399	26.1	0.399	26.1	3.0	3.11	1914/10/15
Spullersee-Süd	0.564	8.4	0.564	8.4	0.564	8.4	1.7	2.20	1987/2/3
Vermunt	0.557	14.0	0.557	14.0	0.557	14.0	14.0	4.10	1990/5/16
Pack	0.553	14.4	0.553	14.4	0.553	14.4	13.2	2.82	1903/1/31
Gerlos	0.713	38.3	0.668	25.0	0.458	14.2	7.2	2.86	1905/10/27
Silvretta	0.581	12.0	0.581	12.0	0.581	12.0	12.0	4.10	1990/5/16
Salza	0.911	48.3	0.452	11.3	0.420	3.8	0.0	2.80	1981/5/30
Hierzmann	0.733	31.1	0.733	31.1	0.465	29.6	11.2	2.68	1964/8/2
Ranna	0.389	14.4	0.389	14.4	0.389	14.4	9.4	2.23	1929/9/3
Limberg	0.628	116.4	0.532	112.5	0.532	112.5	14.2	3.78	1921/12/13
Bächtental	1.006	24.2	0.774	19.8	0.589	27.3	7.0	2.85	1920/10/22
Margaritzen	0.718	103.0	0.623	97.2	0.623	97.2	108.0	1.70	1993/8/19
Weißsee	0.683	107.8	0.556	108.0	0.556	108.0	17.9	3.73	1908/12/18
Möll	0.718	103.0	0.623	97.2	0.623	97.2	108.0	1.70	1993/8/19
Dobra	0.787	57.1	0.348	21.5	0.348	21.5	11.2	1.98	1903/9/15
Wiederschwing	1.519	38.8	1.024	59.7	1.024	59.7	12.2	1.40	1982/3/26
Moosersperre	0.649	113.0	0.553	108.5	0.553	108.5	17.9	3.78	1921/12/13
Drossensperre	0.649	113.0	0.553	108.5	0.553	108.5	17.9	3.78	1921/12/13
Großer Mühlendorfersee	1.071	57.5	0.815	75.2	0.815	75.2	4.1	2.10	1992/5/24
Ottenstein	0.737	61.1	0.307	25.8	0.307	25.8	12.2	1.98	1903/9/15
Kleiner Mühlendorfersee	1.071	57.5	0.815	75.2	0.815	75.2	4.1	2.10	1992/5/24
Amersee	0.684	107.8	0.536	111.6	0.536	111.6	16.2	3.73	1908/12/18
Freibach	1.012	46.4	0.610	53.0	0.610	53.0	3.2	2.20	1975/4/13
Dießbach	0.498	13.0	0.498	13.0	0.453	11.5	5.3	2.10	1900/5/23
Kops	0.597	10.3	0.597	10.3	0.597	10.3	10.3	4.10	1990/5/16
Gepatsch	0.652	39.1	0.622	44.7	0.575	25.3	12.6	1.90	1993/10/11
Durlafboden	0.612	119.1	0.598	29.3	0.420	138.8	8.4	2.72	1908/2/29
Raggal	0.674	21.6	0.674	21.6	0.674	21.6	2.5	2.15	1914/7/12
Schlegeis	0.798	33.3	0.463	37.4	0.434	33.1	7.4	3.20	1913/8/24
Wurtenalm	0.882	70.2	0.740	82.6	0.740	82.6	4.2	3.60	1972/4/22
Tauernmoos	0.657	111.7	0.540	110.9	0.540	110.9	15.3	3.78	1921/12/13
Latschau	0.621	24.7	0.621	24.7	0.621	24.7	3.1	2.40	1980/12/8
Galgenbichl	0.833	74.3	0.665	91.4	0.665	91.4	13.6	2.72	1927/1/18
Klaus	0.864	12.4	0.864	12.4	0.397	29.4	3.9	0.60	1974/7/14
Gößkar	0.951	65.0	0.744	82.2	0.744	82.2	10.0	1.00	1979/2/1
Kölnbrein	0.812	76.2	0.652	93.1	0.265	83.2	13.7	2.72	1927/1/18
Rotlech	1.502	7.5	1.502	7.5	0.424	12.5	2.2	3.06	1915/12/31
Sölk	1.183	35.5	0.558	34.4	0.439	2.2	2.2	3.50	1988/1/11
Längental	1.108	17.7	0.999	12.0	0.461	30.4	5.9	2.20	1992/6/13
Oscheniksee	0.894	69.3	0.743	82.3	0.743	82.3	6.6	3.60	1972/4/22
Finstertal	1.046	19.8	0.943	14.2	0.471	29.5	6.3	2.50	1984/4/30
Hochwurten	0.830	74.6	0.703	86.7	0.703	86.7	2.2	3.60	1972/4/22
Zillergündl	0.688	107.2	0.501	36.7	0.320	35.0	9.6	1.50	1993/7/6
Feistritzbach	0.667	15.3	0.667	15.3	0.617	15.3	10.7	2.72	1937/1/8

a... Beschleunigung am Talsperrenstandort
d... Entfernung von der Talsperre
M... Magnitude

ANHANG 7

Bemessungsspektrum

normiert auf eine maximale Bodenbeschleunigung von 1 m/s²

Kennwerte der maximalen Bodenbewegung

Verschiebung D (cm) : 2.90
Geschwindigkeit V (cm/s) : 8.50
Beschleunigung A (m/s²) : 1.00

Dämpfung : 2 %

Verschiebung D (cm) : 7.01
Geschwindigkeit V (cm/s) : 24.78
Beschleunigung A (m/s²) : 3.66
untere Eckfrequenz F1 (Hz) : 0.56
obere Eckfrequenz F2 (Hz) : 2.35

Frequenz (Hz)	d (cm)	v (cm/s)	a (m/s ²)
0.1	7.01	4.41	0.03
0.2	7.01	8.81	0.11
0.3	7.01	13.22	0.25
0.4	7.01	17.62	0.44
0.5	7.01	22.03	0.69
0.6	6.57	24.78	0.93
0.7	5.63	24.78	1.09
0.8	4.93	24.78	1.25
0.9	4.38	24.78	1.40
1.0	3.94	24.78	1.56
2.0	1.97	24.78	3.11
3.0	1.03	19.41	3.66
4.0	0.58	14.56	3.66
5.0	0.37	11.65	3.66
6.0	0.26	9.71	3.66
7.0	0.19	8.32	3.66
8.0	0.14	7.28	3.66
9.0	0.11	6.47	3.66
10.0	0.09	5.82	3.66

Dämpfung : 5 %

Verschiebung D (cm) : 5.82
 Geschwindigkeit V (cm/s) : 19.56
 Beschleunigung A (m/s²) : 2.71
 untere Eckfrequenz F1 (Hz) : 0.54
 obere Eckfrequenz F2 (Hz) : 2.20

Frequenz (Hz)	d (cm)	v (cm/s)	a(m/s ²)
0.1	5.82	3.65	0.02
0.2	5.82	7.31	0.09
0.3	5.82	10.96	0.21
0.4	5.82	14.62	0.37
0.5	5.82	18.27	0.57
0.6	5.19	19.56	0.74
0.7	4.45	19.56	0.86
0.8	3.89	19.56	0.98
0.9	3.46	19.56	1.11
1.0	3.11	19.56	1.23
2.0	1.56	19.56	2.46
3.0	0.76	14.36	2.71
4.0	0.43	10.77	2.71
5.0	0.27	8.61	2.71
6.0	0.19	7.18	2.71
7.0	0.14	6.15	2.71
8.0	0.11	5.38	2.71
9.0	0.08	4.79	2.71
10.0	0.07	4.31	2.71

Dämpfung : 10 %

Verschiebung D (cm) : 4.91
 Geschwindigkeit V (cm/s) : 15.62
 Beschleunigung A (m/s²) : 1.99
 untere Eckfrequenz F1 (Hz) : 0.51
 obere Eckfrequenz F2 (Hz) : 2.02

Frequenz (Hz)	d (cm)	v (cm/s)	a(m/s ²)
0.1	4.91	3.09	0.02
0.2	4.91	6.17	0.08
0.3	4.91	9.26	0.17
0.4	4.91	12.35	0.31
0.5	4.91	15.43	0.48
0.6	4.14	15.62	0.59
0.7	3.55	15.62	0.69
0.8	3.11	15.62	0.78
0.9	2.76	15.62	0.88
1.0	2.49	15.62	0.98
2.0	1.24	15.62	1.96
3.0	0.56	10.53	1.99
4.0	0.31	7.90	1.99
5.0	0.20	6.32	1.99
6.0	0.14	5.27	1.99
7.0	0.10	4.51	1.99
8.0	0.08	3.95	1.99
9.0	0.06	3.51	1.99
10.0	0.05	3.16	1.99

Dämpfung : 15 %

Verschiebung D (cm) : 4.38
 Geschwindigkeit V (cm/s) : 13.31
 Beschleunigung A (m/s²) : 1.56
 untere Eckfrequenz F1 (Hz) : 0.48
 obere Eckfrequenz F2 (Hz) : 1.87

Frequenz (Hz)	d (cm)	v (cm/s)	a (m/s ²)
0.1	4.38	2.75	0.02
0.2	4.38	5.51	0.07
0.3	4.38	8.26	0.16
0.4	4.38	11.02	0.28
0.5	4.24	13.31	0.42
0.6	3.53	13.31	0.50
0.7	3.03	13.31	0.59
0.8	2.65	13.31	0.67
0.9	2.35	13.31	0.75
1.0	2.12	13.31	0.84
2.0	0.99	12.44	1.56
3.0	0.44	8.30	1.56
4.0	0.25	6.22	1.56
5.0	0.16	4.98	1.56
6.0	0.11	4.15	1.56
7.0	0.08	3.56	1.56
8.0	0.06	3.11	1.56
9.0	0.05	2.77	1.56
10.0	0.04	2.49	1.56

Dämpfung : 20 %

Verschiebung D (cm) : 4.01
 Geschwindigkeit V (cm/s) : 11.67
 Beschleunigung A (m/s²) : 1.26
 untere Eckfrequenz F1 (Hz) : 0.46
 obere Eckfrequenz F2 (Hz) : 1.72

Frequenz (Hz)	d (cm)	v (cm/s)	a (m/s ²)
0.1	4.01	2.52	0.02
0.2	4.01	5.04	0.06
0.3	4.01	7.55	0.14
0.4	4.01	10.07	0.25
0.5	3.71	11.67	0.37
0.6	3.10	11.67	0.44
0.7	2.65	11.67	0.51
0.8	2.32	11.67	0.59
0.9	2.06	11.67	0.66
1.0	1.86	11.67	0.73
2.0	0.80	10.06	1.26
3.0	0.36	6.71	1.26
4.0	0.20	5.03	1.26
5.0	0.13	4.02	1.26
6.0	0.09	3.35	1.26
7.0	0.07	2.87	1.26
8.0	0.05	2.52	1.26
9.0	0.04	2.24	1.26
10.0	0.03	2.01	1.26

ANHANG 8

OBE Tabellen und Karte

Tabelle A. Auf eine Bodenbeschleunigung von 1 m/s^2 normierte Kennwerte der Bodenbewegung

Schwingweg *	2,9 cm
Schwinggeschwindigkeit *	8,5 cm/s
Beschleunigung	1 m/s^2

* bei Gründung auf Lockersedimenten: Die Schwinggeschwindigkeit 'v' ist mit dem Faktor 1,3, der Schwingweg ist mit dem Faktor 1,8 zu multiplizieren.

Tabelle B. Multiplikationsfaktoren, um von den Kennwerten der Bodenbewegung zum Bemessungsspektrum zu gelangen

Dämpfung	Multiplikationsfaktor für		
	Schwingweg	Geschwindigkeit	Beschleunigung
2%	2,42	2,92	3,66
5%	2,01	2,30	2,71
10%	1,69	1,84	1,99
15%	1,51	1,57	1,56
20%	1,38	1,37	1,26

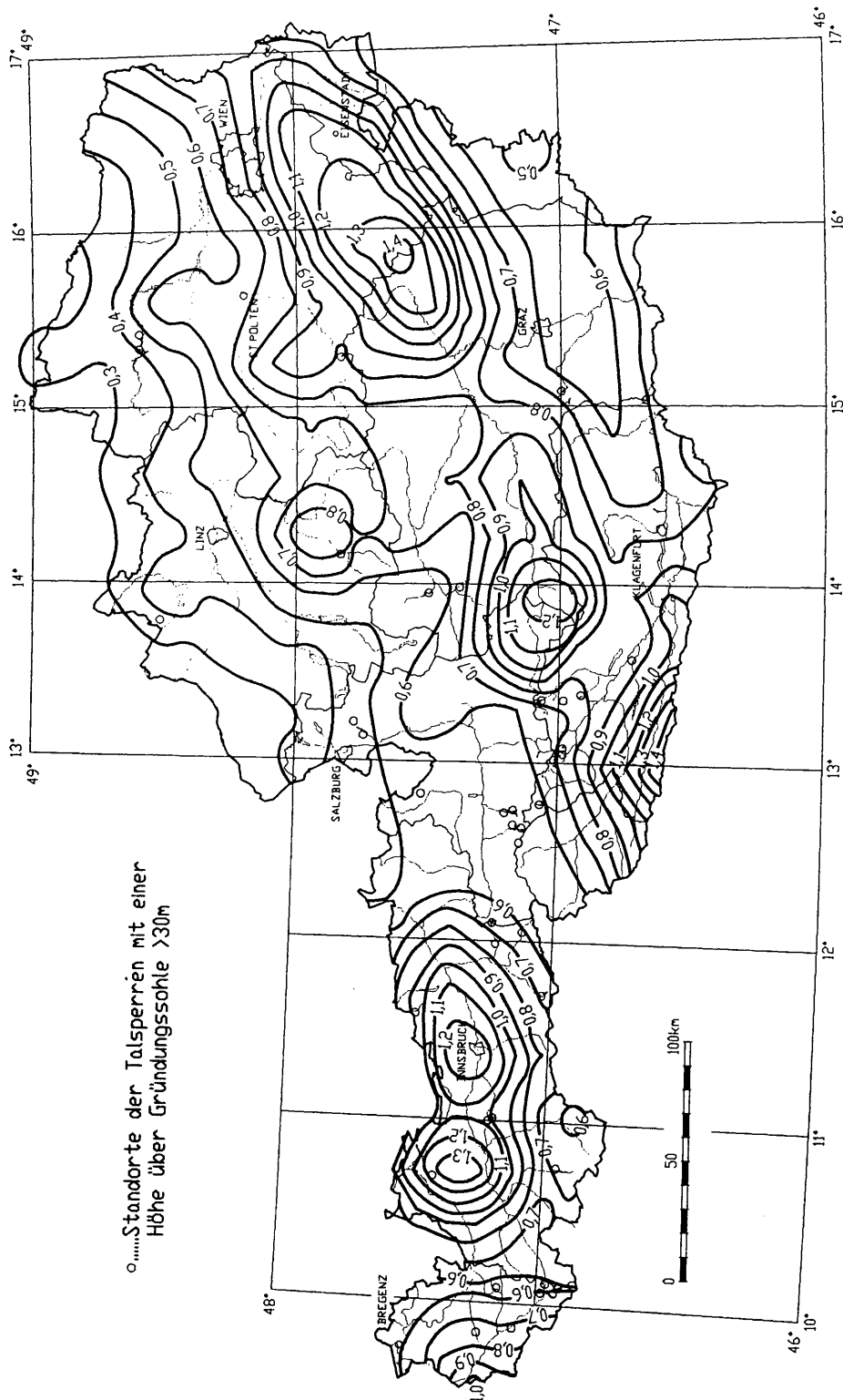
Vorgang zur Erstellung des OBE-Bemessungsspektrums:

1. Bodenbeschleunigung aus der Karte
2. Multiplikation der Bodenbeschleunigung mit den Kennwerten aus Tabelle A
3. Multiplikation der Kennwerte der Bodenbewegung mit den Faktoren aus Tabelle B

Maximale 200jährige Bodenbeschleunigung

Isolinien der maximalen Bodenbeschleunigung (m/s^2)

Anmerkung zum OBE: In Bereichen, in denen die Horizontalbeschleunigung weniger als $0,6 m/s^2$ beträgt, ist eine Horizontalbeschleunigung von $0,6 m/s^2$ anzusetzen.



ANHANG 9

MCE
Tabellen und Karte

Tabelle A. Kennwerte der maximalen Bodenbewegung

MCE-Typ	Magnitude	z (km)	d (cm) *	v (cm/s) *	a (cm/s ²)	t _D (s) *
A	4,5	4	1,7	6,2	106	2
B	5	6	2,7	9,2	135	4
C	5,5	8	4,2	13,5	172	7
D	6	10	6,5	19,9	220	11
E	6,5	10	10,7	31,5	303	19

* bei Gründung auf Lockersedimenten: Die Schwinggeschwindigkeit 'v' ist mit dem Faktor 1,3, der Schwingweg ist mit dem Faktor 1,8 und die Dauer ist mit dem Faktor 2 zu multiplizieren.

Für die Erzeugung von Zeitreihen empfiehlt es sich für Gesamtdauer des Signals die doppelte Anregungsdauer t_D zu verwenden, um dem Anstieg und dem Abklingen der Erschütterung Rechnung zu tragen.

Tabelle B. Multiplikationsfaktoren, um von den Kennwerten der Bodenbewegung zum Bemessungsspektrum zu gelangen

Dämpfung	Multiplikationsfaktor für		
	Schwingweg	Geschwindigkeit	Beschleunigung
2%	2,42	2,92	3,66
5%	2,01	2,30	2,71
10%	1,69	1,84	1,99
15%	1,51	1,57	1,56
20%	1,38	1,37	1,26

Vorgang zur Abschätzung des MCE-Bemessungsspektrums:

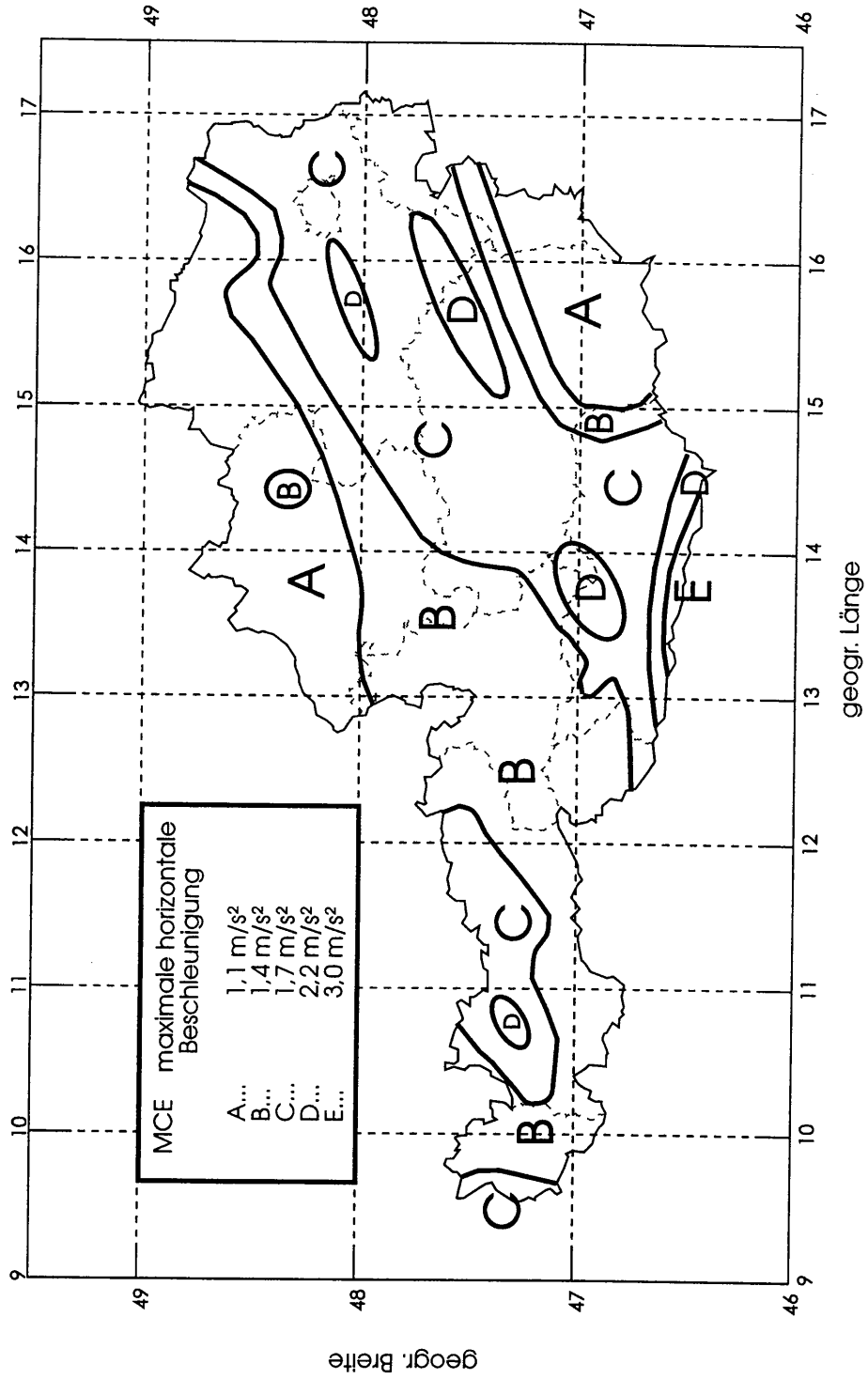
1. MCE-Typ aus der Karte auswählen

Anmerkung: Zwischen den einzelnen Zonen darf nicht interpoliert werden.

2. Kennwerte der Bodenbewegung aus Tabelle A
3. Multiplikation der Kennwerte der Bodenbewegung mit den Faktoren aus Tabelle B

MCE - Karte

'A' - 'E' bezeichnen die MCE-Typen



ANHANG 10

Beispiele

Mühdorfer Sperre

(geogr.Breite: 46,92° , geogr.Länge: 13,38°)

OBE :

Bodenbeschleunigung 'a' beträgt laut Karte (Anhang 8) : 0,72 m/s², daher

$$v = (8,5 \text{ cm/s} * 0,72 \text{ m/s}^2) / (1 \text{ m/s}^2) = 6,1 \text{ cm/s}$$

$$d = (2,9 \text{ cm} * 0,72 \text{ m/s}^2) / (1 \text{ m/s}^2) = 2,1 \text{ cm}$$

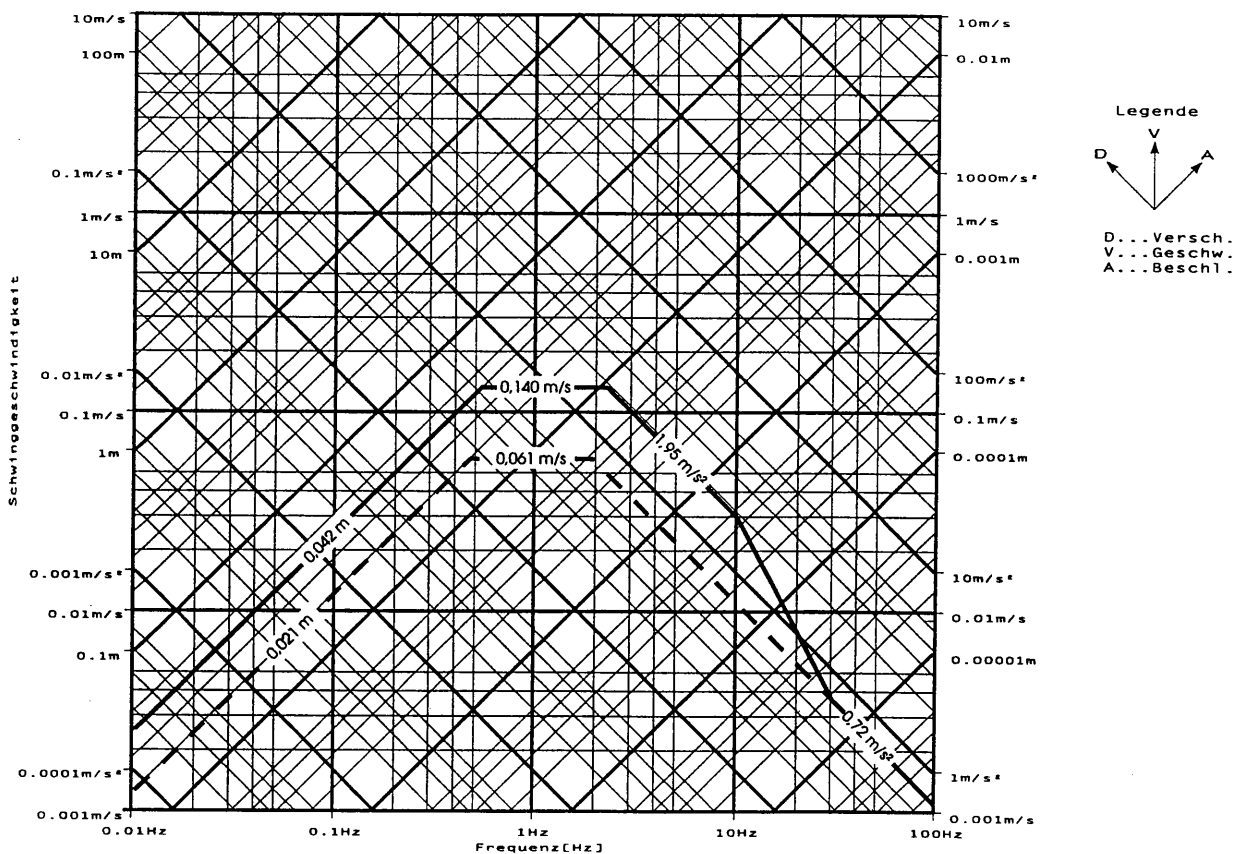
Die Talsperre ist auf Fels gegründet, daher werden die Schwinggeschwindigkeit 'v' und der Schwingweg 'd' des 'OBE' nicht mit den Korrekturfaktoren 1,3 bzw. 1,8 multipliziert.

Das OBE - Bemessungsspektrum bei einer Dämpfung = 5 % ergibt sich daher zu

$$a_{\text{Bemessung}} = 2,71 * a = 2,71 * 0,72 \text{ m/s}^2 = 1,95 \text{ m/s}^2$$

$$v_{\text{Bemessung}} = 2,30 * v = 2,30 * 6,1 \text{ cm/s} = 14 \text{ cm/s}$$

$$d_{\text{Bemessung}} = 2,01 * d = 2,01 * 2,1 \text{ cm} = 4,2 \text{ cm}$$



OBE-Bemessungsspektrum

(Kennwerte der maximalen Bodenbewegung strichliert, Bemessungsspektrum ausgezogene Linie)

MCE (Mühdorfer Sperre) :

Laut Karte (Anhang 9) kann als MCE-Richtwert der Typ D angesetzt werden.

MCE-Typ	Magnitude	z (km)	d (cm)	v (cm/s)	a (m/s ²)	t _D (s)
D	6,0	10	6,5	19,9	2,20	11

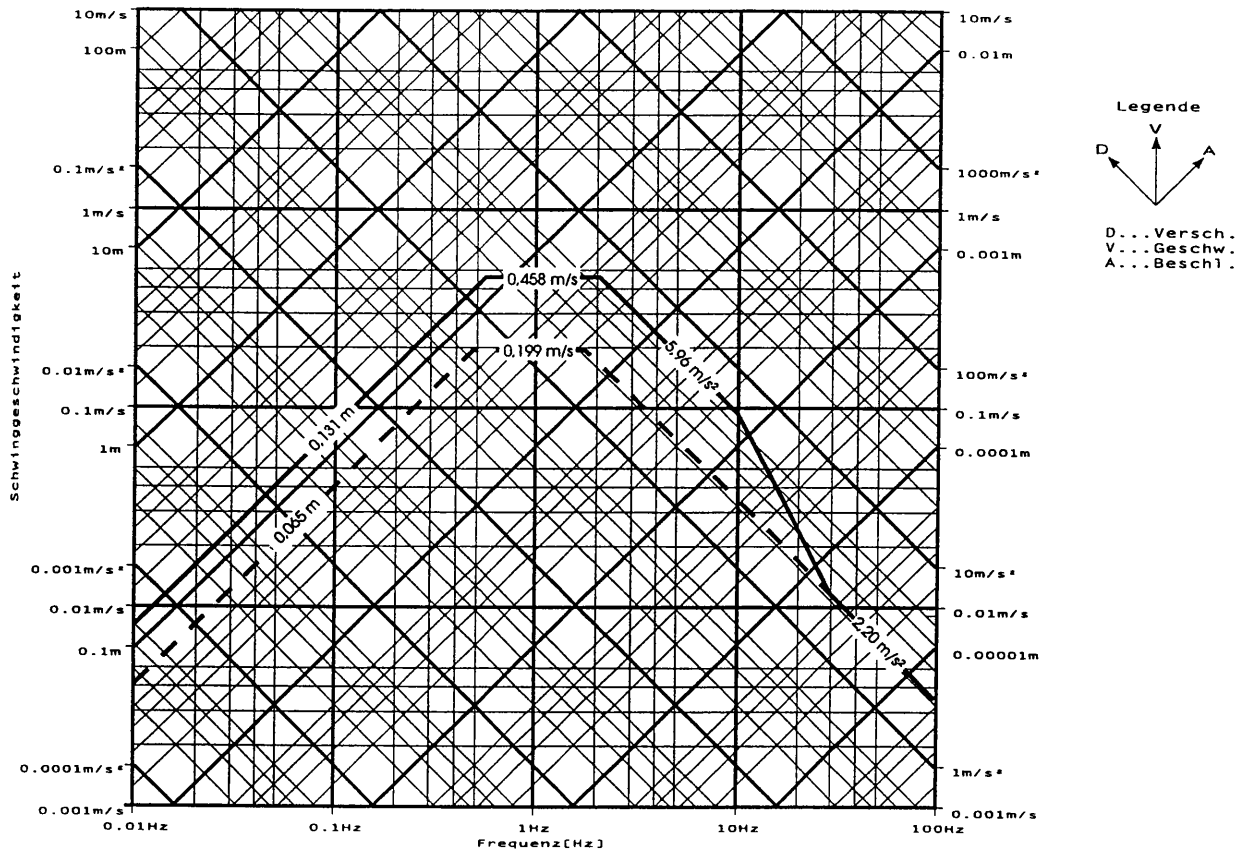
Das MCE - Bemessungsspektrum bei einer Dämpfung = 5 % ergibt sich daher zu

$$a_{\text{Bemessung}} = 2,71 * a = 2,71 * 2,20 \text{ m/s}^2 = 5,96 \text{ m/s}^2$$

$$v_{\text{Bemessung}} = 2,30 * v = 2,30 * 19,9 \text{ cm/s} = 45,8 \text{ cm/s}$$

$$d_{\text{Bemessung}} = 2,01 * d = 2,01 * 6,5 \text{ cm} = 13,1 \text{ cm}$$

Für die Generierung einer Zeitreihe werden für die Anregung 11 Sekunden für die angeführten Bodenbewegungen verwendet. Die Gesamtdauer der Zeitreihe beträgt das Zweifache der Anregung, also 22 Sekunden.



MCE-Bemessungsspektrum
(Kennwerte der maximalen Bodenbewegung strichliert, Bemessungsspektrum ausgezogene Linie)

Durlaßboden

(geogr.Breite: 47,23° , geogr.Länge: 12,10°)

OBE :

Bodenbeschleunigung 'a' beträgt laut Karte (Anhang 8) : 0,61 m/s².

Die Talsperre ist auf Lockersedimenten gegründet, die in der Talmitte eine Mächtigkeit von 100 m erreichen. Die Kennwerte der Schwinggeschwindigkeit 'v' und der Schwingweg 'd' des 'OBE'- und 'MCE' werden daher mit den Faktoren 1,3 bzw. 1,8 multipliziert:

$$v = 1,3 * (8,5 \text{ cm/s} * 0,61 \text{ m/s}^2) / (1 \text{ m/s}^2) = 6,7 \text{ cm/s}$$

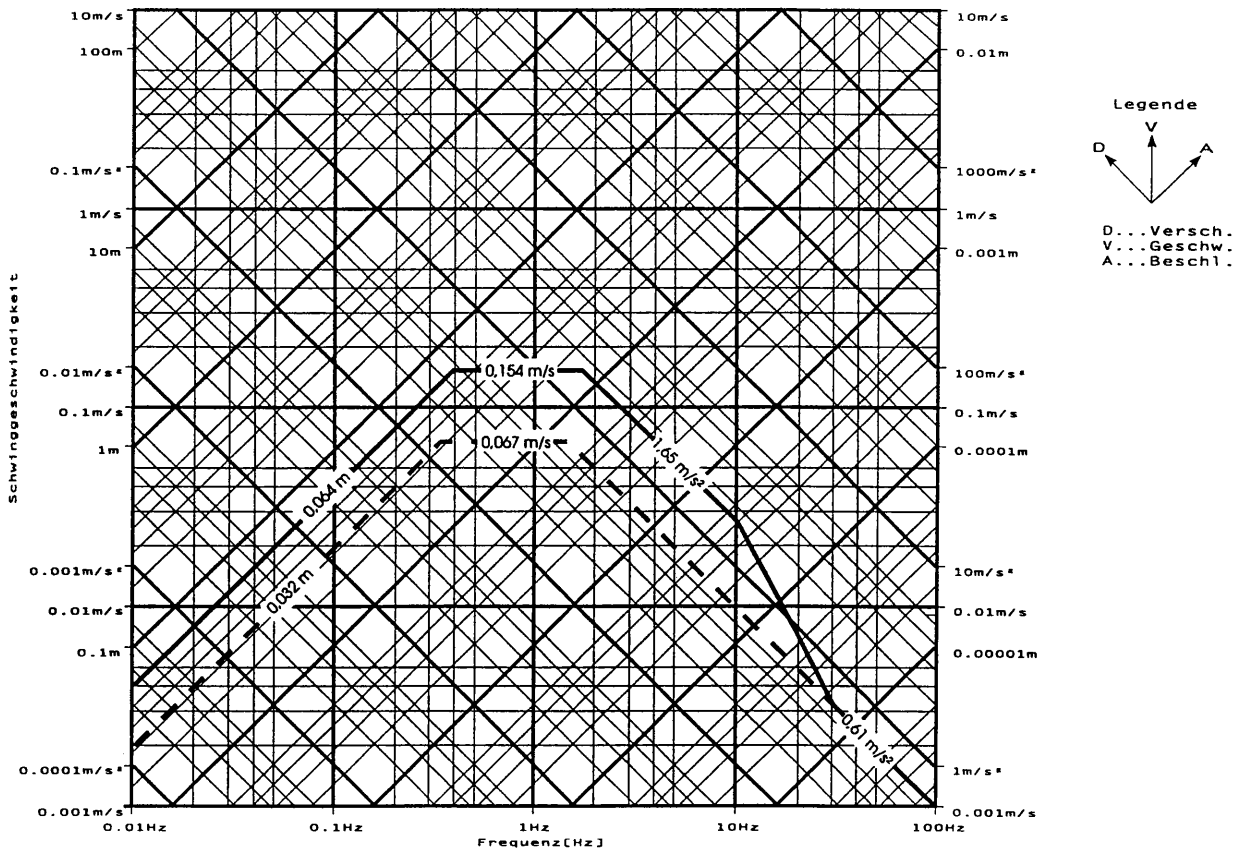
$$d = 1,8 * (2,9 \text{ cm} * 0,61 \text{ m/s}^2) / (1 \text{ m/s}^2) = 3,2 \text{ cm}$$

Das OBE - Bemessungsspektrum bei einer Dämpfung = 5 % ergibt sich daher zu

$$a_{\text{Bemessung}} = 2,71 * a = 2,71 * 0,61 \text{ m/s}^2 = 1,65 \text{ m/s}^2$$

$$v_{\text{Bemessung}} = 2,30 * v = 2,30 * 6,7 \text{ cm/s} = 15,4 \text{ cm/s}$$

$$d_{\text{Bemessung}} = 2,01 * d = 2,01 * 3,2 \text{ cm} = 6,4 \text{ cm}$$



OBE-Bemessungsspektrum

(Kennwerte der maximalen Bodenbewegung strichliert, Bemessungsspektrum ausgezogene Linie)

MCE (Durlaßboden) :

Laut Karte (Anhang 9) ist als MCE-Richtwert der Typ B anzuwenden.

MCE-Typ	Magnitude	z (km)	d (cm)	v (cm/s)	a (m/s ²)	t _D (s)
B	5	6	2,7	9,2	1,35	4

Da die Talsperre auf Lockersedimenten gegründet ist, wird die Schwinggeschwindigkeit 'v' mit dem Faktor 1,3 multipliziert, d.h. $v_{\text{Boden}} = 1,3 * 9,2 \text{ cm/s} = 12 \text{ cm/s}$. Der korrigierte Schwingweg beträgt $1,8 * 2,7 \text{ cm} = 4,9 \text{ cm}$.

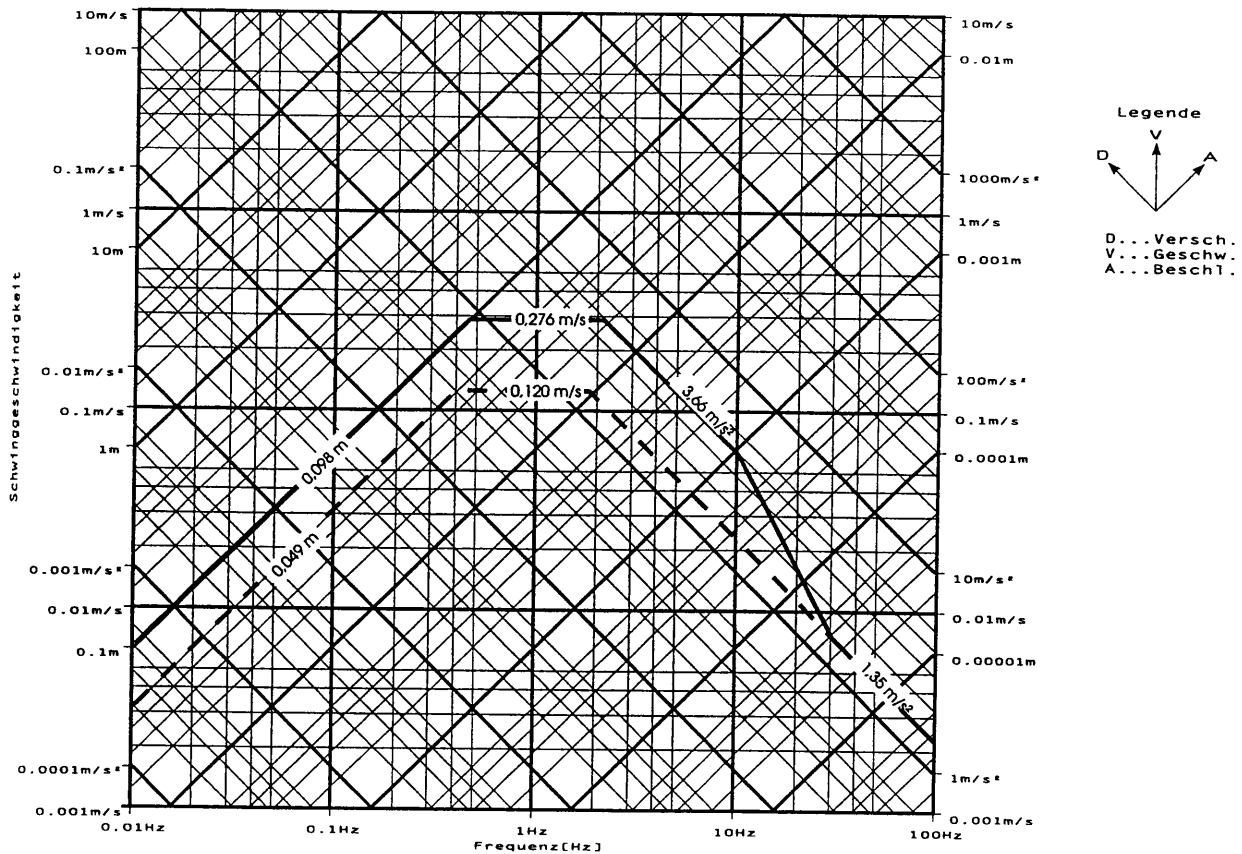
Das MCE - Bemessungsspektrum bei einer Dämpfung = 5 % ergibt sich daher zu

$$a_{\text{Bemessung}} = 2,71 * a = 2,71 * 1,35 \text{ m/s}^2 = 3,66 \text{ m/s}^2$$

$$v_{\text{Bemessung}} = 2,30 * v = 2,30 * 12 \text{ cm/s} = 27,6 \text{ cm/s}$$

$$d_{\text{Bemessung}} = 2,01 * d = 2,01 * 4,9 \text{ cm} = 9,8 \text{ cm}$$

Für die Generierung einer Zeitreihe werden für die Anregung unter Berücksichtigung der Lockersedimente 2*4 Sekunden für die angeführten Bodenbewegungen empfohlen. Die Gesamtdauer der Zeitreihe beträgt das Zweifache der Anregung, also 16 Sekunden.

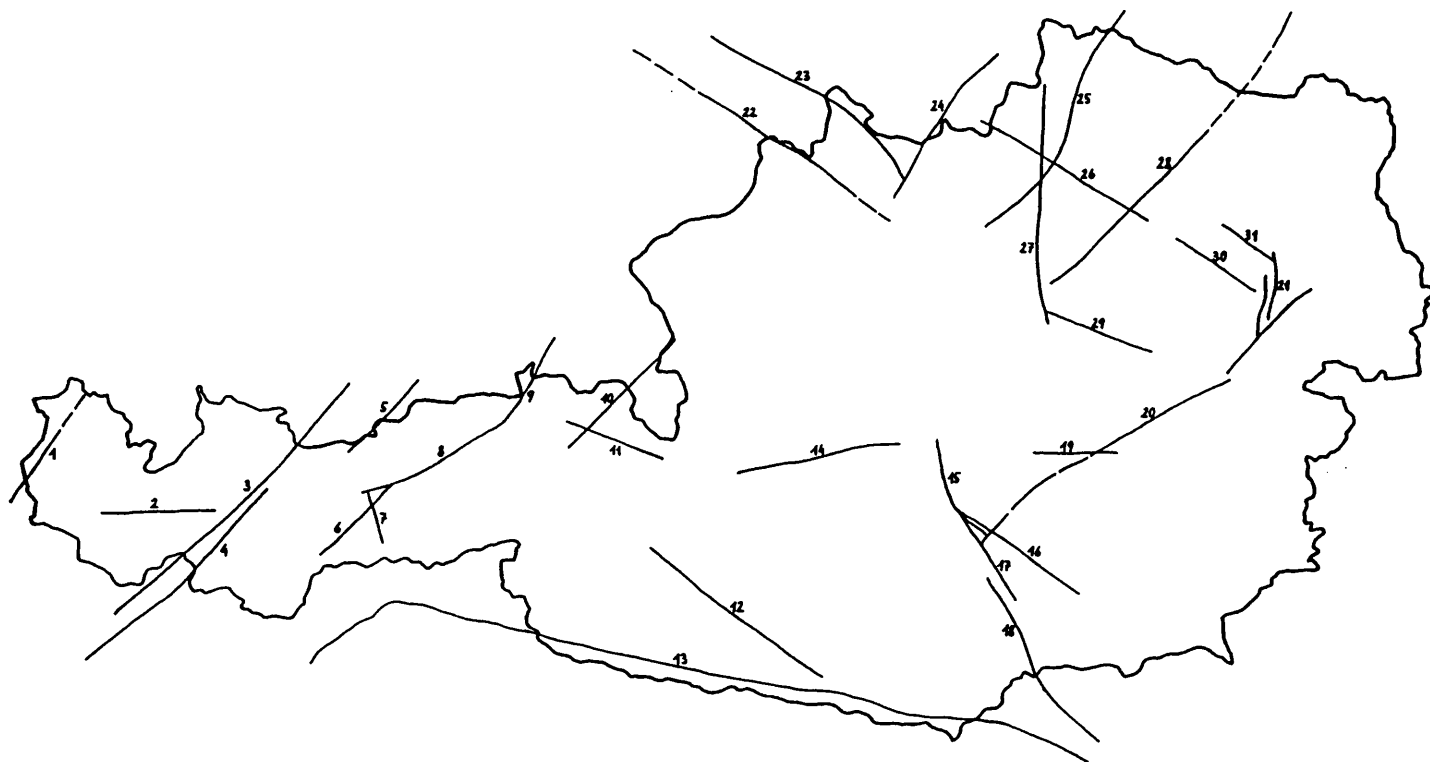


MCE-Bemessungsspektrum
(Kennwerte der maximalen Bodenbewegung strichliert, Bemessungsspektrum ausgezogene Linie)

ANHANG 11

Karte der im Text erwähnten geologischen Störungszonen

(zusammengestellt von Dipl.Ing. R. Gerstner)



- | | | | |
|--|----------------------------|--------------------------|----------------------------|
| 1... Taminastörung
(Churer Lineament) | 8... Inntalstörung | 16.. Hirschegger Störung | 24.. Rodlstörung |
| 2... Klostertalstörung | 9... Prienstörung | 17.. Obdacher Störung | 25.. Vitisstörung |
| 3... Loisachstörung | 10.. Saalachstörung | 18.. Lavanttalstörung | 26.. Ottenschlager Störung |
| 4... Engadiner Störung | 11.. Himmelmoosstörung | 19.. Trofaiachstörung | 27.. Isperstörung |
| 5... Isarstörung | 12.. Mölltalstörung | 20.. Mur-Mürz-Linie | 28.. DENDORFER Störung |
| 6... Stubaitalstörung | 13.. Periadriatische Linie | 21.. Thermenlinie | 29.. Hochwartstörung |
| 7... Silltalstörung | 14.. Ennstalstörung | 22.. Donaustörung | 30.. Schwechater Störung |
| | 15.. Pölstalstörung | 23.. Pfahl | 31.. Gutenbachstörung |

ANHANG 12

Geologie Österreichs

(Beck-Mannagetta & Matura, 1980, ergänzt von Demmer, 1991)

LARGE DAMS IN AUSTRIA

(including large river barrages)

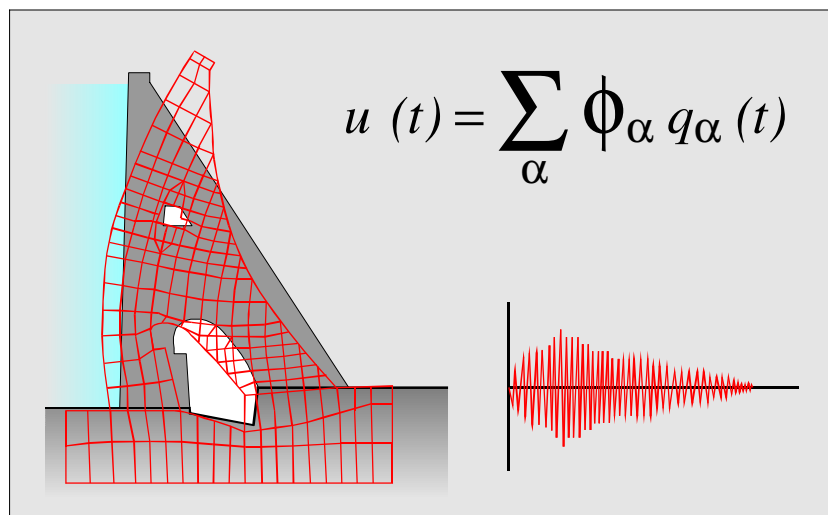
1/1 ERLAUF- KLAUSE 1/2 GOSAU	2/1 TERNBERG 2/2 GROSSRAMING	3/1 KLEINER MÜHL- DORFERSEE 3/2 LÜNERSEE	4/1 GMUNDEN 4/2 WEYER	5/1 ABWINDEN- ASTEN 5/2 MARCHTRENK	6/1 HALLEIN SOHLSTUFE 6/2 LEBRING
1/3 WIESTAL	2/3 HIERZMANN	3/3 RADLSEE	4/3 SCHLEGEIS	5/3 FINSTERTAL	6/3 PATERNION
1/4 LANGHALSEN	2/4 RANNA	3/4 SALZPLATTEN	4/4 URSTEIN	5/4 LÄNGENTAL	6/4 ST. VEIT
1/5 STRUBKLAMM	2/5 BÄCHENTAL	3/5 LUTZ	4/5 WURTEN	5/5 NASSFELD	6/5 WALLNERAU
1/6 LANGMANN	2/6 LIMBERG	3/6 YBBS- PERSENBEUG	4/6 SCHÖNAU	5/6 ANNABRÜCKE	
1/7 SPULLERSEE SOUTH	2/7 MÖLL	3/7 ESSLING	4/7 OSCHENIKSEE	5/7 BOCKHARTSEE	
1/8 SPULLERSEE NORTH	2/8 MARGARITZE	3/8 EDLING	4/8 OTTENSHEIM	5/8 BODENDORF	
1/9 PERNEGG	2/9 THURNBERG	3/9 LOSENSTEIN	4/9 ST. MARTIN	5/9 PAAL (BODENDORF)	
1/10 MIXNITZ	2/10 WEISSEE	3/10 SCHÄRDING- NEUHAUS	4/10 TAUERNMOOS	5/10 MELK	
1/11 PACK	2/11 DOBRA	3/11 DIESSBACH	4/11 GABERSDORF	5/11 SPIELFELD	
1/12 VERMUNT	2/12 ROSENAU	3/12 ASCHACH	4/12 GALGENBICHL	5/12 TRAUN-PUCKING	
1/13 ENZINGER- BODEN	2/13 WIEDER- SCHWING	3/13 GRALLA	4/13 GROSSEE	5/13 WEINZÖDL	
1/14 KIRCHBICHL	2/14 BRAUNAU- SIMBACH	3/14 GEPATSCH	4/14 HOCHWURTEN	5/14 ZIRMSEE	
1/15 SCHWABECK	2/15 GSTATTER- BODEN	3/15 GROSS- REIFLING	4/15 FERLACH	5/15 BISCHOF- HOFEN	
1/16 MÖTSCHLACH	2/16 MOOSER	3/16 KOPS	4/16 GÖSSKAR	5/16 GREIFENSTEIN	
1/17 GERLOS	2/17 DROSSEN	3/17 THURNSDORF	4/17 KLAUS	5/17 VILLACH	
1/18 LAVAMÜND	2/18 JOCHENSTEIN	3/18 DURLASSBODEN	4/18 LATSCHAU	5/18 KELLERBERG	
1/19 STANING	2/19 OTTENSTEIN	3/19 PASSAU-INGLING	4/19 ALTENWÖRTH	5/19 MELLACH	
1/20 BÜRG	2/20 RUNSERAU	3/20 GARSTEN	4/20 KÖLNBREIN	5/20 ST. GEORGEN	
1/21 MÜHLRADING	2/21 GROSSER MÜHL- DORFERSEE	3/21 RAGGAL	4/21 OBERVOGAU	5/21 URREITING	
1/22 SILVRETTA	2/22 ROTGÜLDEN- SEE	3/22 WANDAU	4/22 ROTLECH	5/22 VERWALL	
1/23 BIEL	2/23 AMERSEE	3/23 STILLUPP (EBERLASTE)	4/23 BOLGENACH	5/23 ZILLERGRÜNDL	
1/24 HOLLERSBACH	2/24 FREIBACH	3/24 FEISTRITZ	4/24 SÖLK	5/24 RABENSTEIN	
1/25 SALZA	2/25 HOCHALM- SEE	3/25 WALLSEE	4/25 SUBERSACH	5/25 GINAU	

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft
Österreichische Staubeckenkommission

ERDBEBENBERECHNUNG VON TALSPERREN

BAND 3

Richtlinien



Inhaltsverzeichnis	Seite
1. ALLGEMEINES	2
2. BERECHNUNGSGRUNDLAGEN	2
2.1 Erdbebenanregung	2
2.2 Nachweissituationen	5
2.3 Materialkennwerte	6
2.3.1 Verformungsverhalten	6
2.3.2 Festigkeiten	8
3. BERECHNUNG	9
3.1 Rechenmodell	9
3.2 Rechenverfahren	10
3.3 Sicherheitsnachweise	12
4. GESAMTBEURTEILUNG	14
5. ÜBERWACHUNG	15
5.1 Instrumentierung	15
5.2 Inspektion nach Erdbebenereignissen	15
6. LITERATUR	16
Anhang A Erdbebenkarten	17
Anhang B Bemessungsspektren und Zeitverläufe	20

1. ALLGEMEINES

Die vorliegenden Richtlinien der Staubeckenkommission gelten für den Nachweis der Erdbbensicherheit von **Stauanlagen**, das sind

- Talsperren und Speicherbecken,
- Flußstauwerke,
- Retentionsbecken und
- Hochwasserschutzbauten.

Der **Zweck** dieser Richtlinie ist, die Sicherheitsnachweise für solche Anlagen nach einheitlichen Kriterien durchzuführen und zwar

- bei Neu- bzw. Ergänzungsprojekten im Zuge der Projektierung und
- bei bestehenden Anlagen im Zuge von Sicherheitsüberprüfungen.

Die Richtlinie ist als Leitfaden und nicht als Norm zu verstehen. Die Anwendung auf verwandte Bauwerke, zB Schlämmteiche, Abraumhalden, ist im Einzelfall abzuwägen.

Der Entwurf der Richtlinie (Nov. 1995) wurde der Staubeckenkommission in der 62. Sitzung am 29. November 1995 vorgelegt und von dieser nach eingehender Diskussion vorläufig genehmigt. In der vorliegenden Fassung wurden die Anregungen der Staubeckenkommission berücksichtigt.

2. BERECHNUNGSGRUNDLAGEN

2.1 Erdbebenanregung

Entsprechend den ICOLD-Richtlinien [1] sind für Stauanlagen grundsätzlich für zwei Erdbebenlastfälle Sicherheitsnachweise durchzuführen und zwar für

- das Betriebserdbeben (Operating Basis Earthquake, OBE) und das
- maximal denkbare Erdbeben (Maximum Credible Earthquake, MCE).

Als **OBE** ist die Einwirkung durch das 200jährliche Ereignis anzusetzen. Es dürfen dabei keine nennenswerten Schäden auftreten, und die Betriebssicherheit der Anlage muß gewährleistet sein.

Als **MCE** ist die größte "vernünftig" denkbare Einwirkung anzusetzen. Es darf dabei kein Versagen mit der Folge eines unkontrollierten Wasserabflusses eintreten.

Für die Beschreibung der Erdbebenanregung sind sowohl für das OBE und auch das MCE

jeweils für die horizontale und vertikale Richtung folgende Angaben erforderlich:

- Die maximalen Beschleunigungen (Peak Ground Acceleration),
- die normierten Bemessungsspektren (Design Spectra), und/oder
- die normierten Zeitverläufe (Time Histories).

Unter **maximaler Beschleunigung** ist dabei der Maximalwert des Beschleunigungszeitverlaufes zu verstehen. Die effektiven Beschleunigungen (für einfachere Nachweise) sind geringer als die Maximalwerte. Im Rahmen der vorliegenden Richtlinie gilt: Effektive Beschleunigung = 0.7 x maximale Beschleunigung.

In den Erdbebenkarten im Anhang A sind für das Bundesgebiet für das OBE die maximalen horizontalen Beschleunigungen in Form einer Isolinienkarte und für das MCE Erdbebentypen in Form einer Zonenkarte angegeben [2].

Die OBE-Werte basieren auf einer statistischen Auswertung der beobachteten Erdbeben. Die angegebenen Werte des 200jährigen Ereignisses werden mit ca. 60% Wahrscheinlichkeit in 100 Jahren nicht überschritten. Zwischenwerte können linear interpoliert werden, als Mindestwert ist 0.6 m/s^2 anzusetzen.

Die Zoneneinteilung der MCE-Karte wurde auf der Basis von Resultaten der Extremwertstatistik, historischer Erdbebenforschung und geologischen Informationen festgelegt. Eine Wiederkehrperiode kann dem MCE sinnvollerweise nicht zugeordnet werden.

Die MCE-Karte ist als Anhalt zu betrachten, im Einzelfall sind die regionalen und lokalen geologischen Verhältnisse zu berücksichtigen, und es ist daher im allgemeinen ein seismologisches Gutachten für den Standort einzuholen.

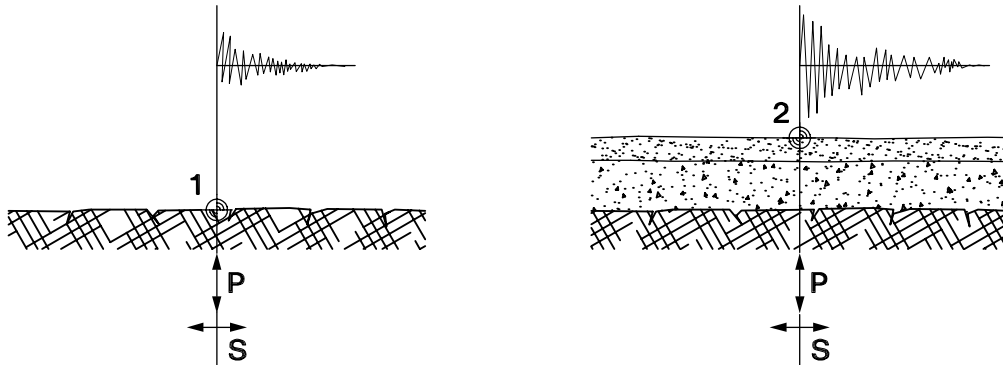
Für durch den Staubetrieb induzierte Beben gibt es in Österreich keine Anzeichen. Projekte und Neuanlagen sind auf Umstände, die induzierte Beben fördern, zu prüfen. Die Entscheidung, ob allfällige induzierte Beben dem OBE oder MCE zuzuordnen sind, richtet sich nach der Eintretenswahrscheinlichkeit, die gegebenenfalls abzuschätzen ist.

In vertikaler Richtung ist sowohl für das MCE als auch das OBE $2/3$ der jeweiligen horizontalen Maximalbeschleunigung anzusetzen.

Als **Bemessungsspektren** sind, sofern in einem seismologischen Gutachten nicht andere Spektren vorgeschrieben werden, sowohl für OBE als auch MCE und sowohl für die horizontale als auch vertikale Erregung die in Anhang B dargestellten normierten Antwortspektren zu verwenden. Bei annähernd gleichmäßigem Untergrundaufbau (zB Felsuntergrund, sehr mächtigen Lockergesteins-Überlagerungen) ist Bemessungsspektrum 1 anzuwenden. Bei ausgeprägtem Schichtaufbau, wie zB Lockergesteinsschichten mittlerer Mächtigkeit auf Fels,

ist der Einfluß des Untergrundes auf die Erdbebenanregung in der Berechnung zu berücksichtigen. Dabei ist entsprechend Abb. 1 an der gedachten Felsoberfläche ("outcropping rock", Pkt. 1) eine Erdbebenanregung entsprechend Bemessungsspektrum 1 anzunehmen, daraus unter Zugrundelegung vertikal einfallender S- und P-Wellen deren Amplitude zu ermitteln und mit dieser Erdbebeneinstrahlung am geschichteten Modell die Erdbebenanregung an der freien Oberfläche bzw. Gründungsfläche (Pkt. 2) zu berechnen.

Abb. 1 Ermittlung der Erdbebenanregung bei geschichtetem Untergrund



Näherungsweise darf an der Oberfläche eines Untergrundes mit ausgeprägtem Schichtaufbau eine Erdbebenanregung entsprechend dem Bemessungsspektrum 2 angesetzt werden (siehe [2]).

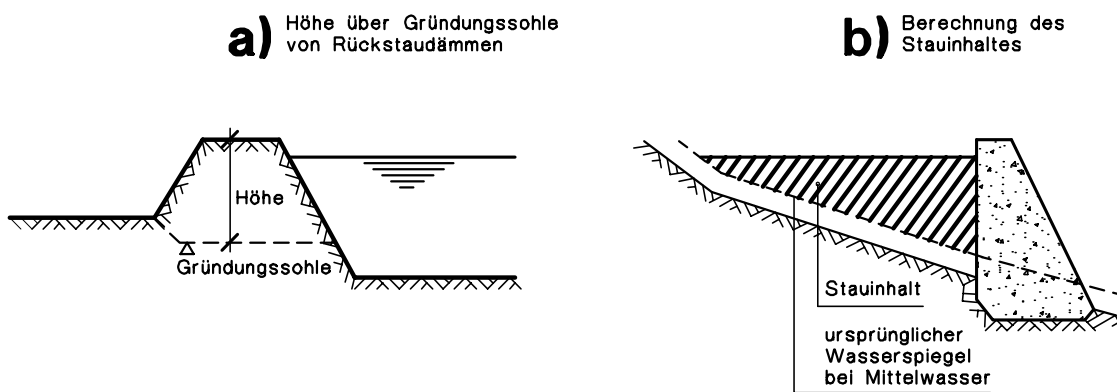
Zeitverläufe der Erdbebenanregung können entweder generiert, oder es können geeignete Aufzeichnungen verwendet werden. Sie müssen mit den jeweils vorgeschriebenen Spektren kompatibel sein und für maximale Horizontalbeschleunigungen bis 0.15 g eine Mindestdauer von 10 s und für höhere Maximalbeschleunigungen eine Mindestdauer von 20 s aufweisen. Bei generierten Zeitverläufen ist auf die stochastische Unabhängigkeit der Anregungsrichtungen zu achten. Im Anhang B sind für Bemessungsspektrum 1 drei stochastisch unabhängige Beschleunigungszeitverläufe mit einer Dauer von 20 s dargestellt. Diese Zeitverläufe können auf Diskette von der Staubeckenkommission bezogen werden.

Die im Anhang A und B angegebenen Bewegungsgrößen gelten generell für die Geländeoberfläche für das sogenannte "Freifeld" (free field motion), d.h. ohne Rückwirkung des vorhandenen bzw. zu errichtenden Bauwerks.

2.2 Nachweissituationen

Für Talsperren bzw. Absperrbauwerke für Speicherbecken und für Flußstauwerke (einschließlich ihrer Rückstaudämme) sind **OBE-** und **MCE-Nachweise** zu erbringen, wenn diese Bauwerke eine Höhe über Gründungssohle von mehr als 15 m aufweisen oder der Stauinhalt mehr als 500 000 m³ beträgt (Definition von Höhe und Stauinhalt bei Flußstauwerken siehe Abb. 2). Bei kleineren Anlagen kann dies erforderlich sein, wenn sie ein besonderes Gefahrenpotential darstellen. Für alle übrigen Absperrbauwerke genügt der OBE-Nachweis.

Abb. 2 Schemen für die Berechnung der Höhe über Gründungssohle und des Stauinhaltes bei Flußstauwerken



Das OBE ist als **Außerplanmäßige Einwirkung** (Außergewöhnlicher Lastfall-"Lastfallklasse II") und das MCE als **Extreme Einwirkung** (Katastrophenlastfall-"Lastfallklasse III") zu betrachten. OBE und MCE sind jeweils mit den ungünstigsten **Planmäßigen Einwirkungen** (Betriebslastfälle-"Lastfallklasse I") zu überlagern.

Bei **Betonsperren** sind die Planmäßigen Einwirkungen unter anderem

- Eigengewicht
- Wasserlast
- Temperatur
- Sedimentdruck
- Sohlen- und Kluftwasserdrücke.

Es ist im allgemeinen ausreichend, den OBE-Nachweis für die Betriebs- Wasserspiegellagen Stauziel und Absenkziel zu führen und für den MCE-Nachweis nur den Zustand volles Becken zu betrachten. Eine Änderung des Sohlenwasserdruckes durch das Erdbeben kann im allgemeinen vernachlässigt werden.

Bei **Dämmen** sind die Planmäßigen Einwirkungen unter anderem [4]

- Eigengewicht
- Wasserlast
- Porenwasserdrücke bzw. Sickerströmungsverhältnisse
- Kluftwasserdrücke.

Es sind sowohl für OBE als auch MCE Staulagen zwischen Stauziel und entleertem Speicher, d.h. auch Zwischenstaulagen (für die Stabilität der wasserseitigen Böschung), und auch die Absenkung durch den planmäßigen Betrieb zu betrachten.

2.3 Materialkennwerte

2.3.1 Verformungsverhalten

Grundlage jeder Erdbebenberechnung mit Ausnahme von einfachen Näherungsberechnungen ist das Verformungsverhalten der Materialien unter dynamischer Belastung. Beschrieben wird das Verformungsverhalten durch Materialgesetz und entsprechende Parameter.

Für **Beton** ist es im allgemeinen ausreichend, linear elastisches und isotropes Material mit viskoser Dämpfung vorzusetzen; an Kennwerten sind dafür zwei Elastizitätskonstante (zB Elastizitätsmodul und Querdehnzahl) und eine Dämpfungskonstante zu bestimmen. In den Fällen, in denen dynamische Kennwerte aus entsprechenden Laborversuchen oder Schwingungsuntersuchungen am Bauwerk vorliegen, können diese der Berechnung zugrundegelegt werden. In den meisten Fällen sind die Elastizitätskonstanten jedoch auf Basis von Versuchen mit geringer Belastungsgeschwindigkeit festzulegen. Es ist im allgemeinen vertretbar, die aus diesen Versuchen ermittelten statischen Kennwerte anzusetzen. Bei geringem Beanspruchungsniveau, das ist im allgemeinen bei geringen Erdbebenstärken, kann der Elastizitätsmodul mit aus der Literatur bekannten Faktoren (Größenordnung 1.3) erhöht werden. Für das Dämpfungsmaß ist als Richtwert 5 % der kritischen Dämpfung anzusehen.

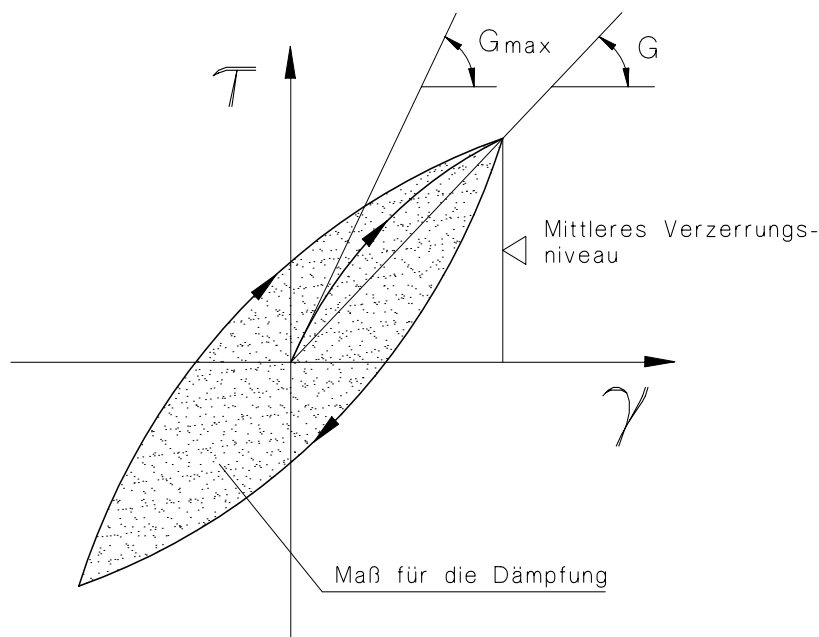
Für den **Felsuntergrund** gelten im wesentlichen ähnliche Gesichtspunkte wie für Beton. Bei der Interpretation der Ergebnisse von Laborversuchen ist zu berücksichtigen, daß die Gebirgssteifigkeit aufgrund der Klüftung zum Teil erheblich geringer ist als die Gesteinssteifigkeit. Die ermittelten Gesteinssteifigkeiten sind daher entsprechend dem Zerlegungsgrad abzumindern. Inhomogenitäten und Anisotropien brauchen aufgrund der generellen Vereinfachungen in den Rechenannahmen im allgemeinen nicht berücksichtigt werden.

Für **Schüttmaterialien** ist es im allgemeinen ebenfalls ausreichend, ein linear elastisches Materialgesetz zugrunde zu legen. Zu bestimmen sind Schub- und Kompressionsmodul (G und K) und das Dämpfungsmaß, wobei K nur für genauere Berechnungen mit zB Finite Elementen, nicht jedoch für die Näherungsberechnungen erforderlich ist. Bei der Festlegung der Materialkennwerte ist zu berücksichtigen, daß

- die Spannungs- Dehnungsbeziehungen grundsätzlich nichtlinear sind und die Materialkennwerte somit als Mittelwerte aufzufassen sind (Abb. 3),
- die Ausgangsmoduln (G_{\max} und K_{\max}) von der mittleren Druckspannung (σ_m) abhängen, und
- der Porenwasserdruck das Verformungsverhalten erheblich beeinflussen kann.

Zu bestimmen sind zumindest die Ausgangsmoduln (kleine Verzerrungen). Dies kann geschehen durch Laborversuche, Felduntersuchungen (zB Cross-Hole-Seismik) oder Ableitung aus anderen Versuchsergebnissen. Für die Abhängigkeit der Ausgangsmoduln G_{\max} und K_{\max} von σ_m sowie die Abminderungsfaktoren G/G_{\max} und das Dämpfungsmaß für die im Erdbebenlastfall zu erwartenden Verzerrungen gibt es in der Literatur (zB [3]) publizierte Untersuchungsergebnisse, die mit entsprechender Vorsicht herangezogen werden können. Das Dämpfungsverhalten ist unter anderem von der Steifigkeit der Materialien abhängig. Die Dämpfungsfaktoren können in der Größenordnung von 5% bis 15% der kritischen Dämpfung liegen.

Abb. 3 Spannungs- Verzerrungshysterese und Kennwerte für linear elastische Näherung (Schema)



Dynamische Direktscherversuche, Triaxial- oder Torsionsversuche zur Bestimmung des Verformungsverhaltens für größere Verzerrungen sind nur in Sonderfällen erforderlich. Ebenfalls auf Spezialuntersuchungen beschränkt ist die Anwendung von elastisch-plastischen Materialgesetzen.

2.3.2 Festigkeiten

Die wichtigsten Festigkeitskennwerte der Materialien sind

- für Beton und Fels die Druck-, Zug- und Schubfestigkeit,
- für Fugen und Klüfte die Scherfestigkeit und
- für Schüttmaterialien ebenfalls die Scherfestigkeit.

Die Kennwerte werden im allgemeinen in statischen Versuchen ermittelt, in besonderen Fällen können, zur Abklärung spezifischer Fragen, dynamische Versuche erforderlich sein. Bei der Ableitung der Kennwerte für die Sicherheitsnachweise (Abschnitt 3.3) aus den Versuchsergebnissen sind noch folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

- a) Gegenüber den statischen Lastfällen handelt es sich bei der aus einer dynamischen Erdbebenberechnung resultierenden Beanspruchung um Spitzenwerte, die jeweils nur kurzzeitig auftreten und bei Erreichen des statischen Festigkeitswertes im allgemeinen noch keine Schädigung auslösen.
- b) Eine dynamische Beanspruchung kann durch die wiederholten Lastzyklen die Festigkeitseigenschaften der Materialien negativ beeinflussen. Bei der in Österreich anzusetzenden kurzen Dauer der Erdbeben sind daraus jedoch im allgemeinen keine Schädigungen zu erwarten.
- c) Bei Schüttmaterialien kann es durch zyklische Beanspruchung zu einem Anstieg des Porenwasserdruckes oder im Extremfall bei besonderen Bodenverhältnissen zur Bodenverflüssigung (liquefaction) kommen. Die Gefährdung durch Bodenverflüssigung ist in jedem Fall zu beurteilen (siehe Dammbaurichtlinien [4]).

Insgesamt sind für Beton im allgemeinen die dynamischen Festigkeiten größer als die unter statischer Belastung. Eine Erhöhung der Festigkeitswerte ist zulässig, wenn für den betreffenden Fall eigene bzw. vergleichbare Versuchsergebnisse vorliegen. Für Schüttmaterialien können die dynamischen Festigkeiten unter den statischen Werten liegen (siehe Dammbaurichtlinien [4]).

3. BERECHNUNG

3.1 Rechenmodell

Bei der Erdbebenberechnung von Talsperren sind für die Modellbildung im allgemeinen die drei "Strukturen" Absperrbauwerk, Untergrund und Stausee zu betrachten. Dabei gibt es je nach dem Grad der Vereinfachung verschiedene Möglichkeiten. Die Mindestanforderungen an das Rechenmodell hängen im wesentlichen von der Art und Bedeutung der Talsperre und von der Erdbebenstärke ab.

Bei Dämmen und Gewichtsmauern wird im allgemeinen eine zweidimensionale Berechnung ausreichen, bei Gewölbemauern wird hingegen eine dreidimensionale Berechnung erforderlich sein.

Bei zweidimensionalen Berechnungen ist die horizontale und vertikale Anregung zu berücksichtigen. Für dreidimensionale Berechnungen ist anzunehmen, daß alle drei Richtungen angeregt werden, wobei es genügt, nur Anregungsrichtungen entsprechend den Hauptachsen bzw. Berechnungsachsen des Tragwerkes zu berücksichtigen. Generell darf angenommen werden, daß in der Gründungsfläche des Bauwerkes für eine bestimmte Anregungsrichtung sämtliche Punkte zur gleichen Zeit gleich erregt werden, d.h. eine inhomogene Anregung als Folge der Wellenfortpflanzung im Untergrund braucht im allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden.

Die Standardmethode für die Modellierung des **Absperrbauwerkes** ist die Methode der Finiten Elemente. Die Feinheit des Netzes und der zu verwendende Elementtyp richten sich nach der Aufgabenstellung. In den meisten Fällen wird das Rechenetz der statischen Berechnungen auch für die Erdbebenberechnung beibehalten werden.

An einfacheren Modellen können verwendet werden

- das Gleitkörpermodell für Dammberechnungen nach den Empfehlungen der Dammbaurichtlinie [4], und
- bei Anlagen von untergeordneter Bedeutung das Balkenmodell für Gewichtsmauern und das Bogen- Kragträgermodell für Gewölbemauern.

Strukturnichtlinearitäten können vor allem beim MCE-Nachweis bei höheren Erdbebenstärken von Bedeutung sein, und zwar

- große Verzerrungen und große Deformationen bei Dämmen, und
- das Öffnen von Fugen bzw. Rißbildungen bei Betonmauern.

Signifikante Nichtlinearitäten sind durch entsprechende Modellbildung und Rechenmethode

(Tab. 1) zu berücksichtigen.

Für die meisten Fälle ist es ausreichend, den **Untergrund** als begrenzte, linear elastische und masselose Struktur mit starren Rändern zu modellieren - im allgemeinen mit Finiten Elementen. Damit wird die Flexibilität der Aufstandsfläche erfaßt, nicht jedoch die Energieabstrahlung ins Unendliche. Diese Annahme liefert, wegen der vernachlässigten Abstrahlungsdämpfung (radiation damping) Ergebnisse, die zum Teil erheblich auf der "sicheren" Seite liegen können.

Der Einfluß der Energieabstrahlung in den Untergrund darf in der Berechnung berücksichtigt werden, es ist dabei jedoch zu beachten, daß durch die Schichtung des Untergrundes die Abstrahlungsdämpfung gegenüber einem homogenen elastischen Halbraum vermindert ist und im Extremfall (Schicht auf starrem Halbraum unterhalb der "cutoff frequency") keine Energieabstrahlung erfolgt [5]. Ein horizontal geschichteter elastischer Halbraum kann mit der Randelementmethode exakt erfaßt werden, näherungsweise kann auch eine Finite-Elemente-Modellierung mit sogenannten "transmitting boundaries" verwendet werden.

Bei Betonsperren von untergeordneter Bedeutung und bei Dämmen auf Felsuntergrund bzw. im Verhältnis zur Schüttung sehr steifem Untergrund kann auf die Modellierung des Untergrundes verzichtet, d.h. mit starrer Aufstandsfläche gerechnet werden.

Das dynamische Zusammenwirken des Absperrbauwerkes mit dem **Stausee** ist bei Betonsperren immer zu berücksichtigen, bei Dämmen darf es im allgemeinen vernachlässigt werden.

Es ist im allgemeinen ausreichend, den Einfluß des Stausees nach Westergaard [6], [7], d.h. mit addierten Massen (mitschwingende Wassermassen), zu modellieren. Diese Vereinfachung kann die Ergebnisse in beide Richtungen beeinflussen. In bestimmten Fällen kann eine genauere Modellierung, wie zB mit Finiten Elementen und transmitting boundaries, erforderlich sein.

3.2 Rechenverfahren

Bei den Erdbebenberechnungen für die Absperrbauwerke sollte das dynamische Verhalten der Strukturen zumindest näherungsweise berücksichtigt werden. "Pseudostatische" Betrachtungsweisen (ohne zumindest näherungsweise Berücksichtigung der Aufschaukelung im Bauwerk) basierend auf effektiven Beschleunigungen werden nur mehr für vereinfachte Berechnungen von Betonsperren von untergeordneter Bedeutung und für Dämme entsprechend den Dammbaurichtlinien zugelassen.

Für die Berechnung stehen eine Reihe von Rechenverfahren zur Verfügung. Sie sind in Tab.1 mit der jeweils möglichen bzw. zweckmäßigsten Modellierung der Strukturen und dem Anwendungsbereich aufgelistet.

Tab. 1: Rechenverfahren zur Erdbebenberechnung von Talsperren

Rechenmethode		Modellierung von			Anwendungsbereich
		Stausee 1)	Untergrund	Nicht-linearitäten	
Statisch	"Pseudostatische" Berechnung	Mitschwingende Wassermassen	starr	nein	Betonsperren von untergeordneter Bedeutung und Dämme entsprechend Dammbaurichtlinien
	Dynamische Näherungsberechnungen	Mitschwingende Wassermassen	starr	näherungsweise	Betonsperren von untergeordneter Bedeutung und Dämme entsprechend Dammbaurichtlinien
Dynamisch	Eigenschwingungsanalyse mit Antwortspektrenmethode	Mitschwingende Wassermassen	Finite Elemente masselos	nein	Betonsperren und Dämme, Standardmethode für lineare Berechnung
	Eigenschwingungsanalyse mit Zeitintegration	Mitschwingende Wassermassen	Finite Elemente masselos	nein	Betonsperren und Dämme, Standardmethode für lineare Berechnung
	Berechnung im Frequenzbereich	Finite Elemente und Randelemente	Randelemente	nein	Betonsperren unter Berücksichtigung der Abstrahlungsdämpfung
	Direkte Integration	Mitschwingende Wassermassen oder Finite Elemente und Randelemente	Finite Elemente masselos oder Randelemente	ja	Betonsperren und Dämme zur Erfassung des nichtlinearen Verhaltens

1) Nur bei Betonsperren

Für **Betonsperren** ist, mit Ausnahme von kleineren Anlagen, bei denen nach Abstimmung mit der Behörde die pseudostatische Methode oder eine dynamische Näherungsberechnung (zB nach Chopra [8]) angewendet werden kann, eine dynamische Erdbebenberechnung durchzuführen.

Als Standardmethode ist die *Eigenschwingungsanalyse* mit Antwortspektrenmethode oder Zeitintegration anzusehen. Bei diesem Rechenverfahren ist es zweckmäßig, das Zusammenwirken von Sperre und Stausee mittels mitschwingender Wassermassen zu berücksichtigen und den Untergrund begrenzt und masselos anzunehmen. Zu berücksichtigen sind die Eigenschwingungen bis 30 Hz.

Bei der *Antwortspektrenmethode* sind die Ergebnisse der einzelnen Eigenschwingungen nach der SRSS-Methode (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate der Beiträge der einzelnen Moden) zu überlagern, Ergebnisse von Eigenschwingungen, deren Frequenzen nahe beisammen liegen (Frequenzunterschied < 10%), sind direkt zu addieren. Die Ergebnisse aus den einzelnen Anregungsrichtungen können ebenfalls mit der SRSS-Methode überlagert werden. Bei der Überlagerung mit Ergebnissen der statischen Berechnung und bei der Bildung von zB Schnittkräften oder Hauptspannungen sind gesonderte Betrachtungen hinsichtlich der Vorzeichen anzustellen.

Bei der *Eigenschwingungsanalyse mit Zeitintegration* können die Ergebnisse der einzelnen Moden und der einzelnen Anregungsrichtungen je Zeitschritt überlagert und anschließend das

Maximum ermittelt werden.

Für eine genauere Berücksichtigung des Zusammenwirkens der Sperre mit dem Stausee und dem Untergrund eignet sich vor allem die Berechnung im *Frequenzbereich*. Diese Methode ist jedoch wie die Eigenschwingungsanalyse auf lineare Probleme beschränkt.

Ist aufgrund der Ergebnisse einer linearen Berechnung über größere Bereiche der Struktur ein nichtlineares Verhalten (zB Öffnen der Basisfuge oder von Blockfugen, Rißbildungen etc.) zu erwarten, so sind diese Nichtlinearitäten in der Berechnung zu berücksichtigen. Die Standardmethode dafür ist eine nichtlineare Berechnung mittels *direkter Integration*. Als Zeitschritt wird, vorausgesetzt der Integrationsalgorithmus ist dabei numerisch stabil, 0.01 s empfohlen.

Für **Schüttdämme** sind für die Erdbebenberechnungen einfache "pseudostatische" Methoden und dynamische Näherungsverfahren entwickelt worden. Die Berechnungen können entsprechend den Dammbaurichtlinien [4] durchgeführt werden. Allfällige plastische Verformungen werden dabei unter der Voraussetzung ermittelt, daß ein Gleiten entlang einer vorgegebenen Gleitfläche erfolgt und daß sich das Material bis zum Gleiten linear elastisch und danach ideal plastisch verhält. Aufgrund der Ergebnisse der Näherungsberechnung, der Art und Größe des Dammes oder der Erdbebenstärke kann es erforderlich sein, daß zusätzlich genauere Untersuchungen, wie lineare oder nichtlineare dynamische Berechnungen vorzunehmen sind. Als Rechenverfahren eignen sich dazu für lineare Berechnungen die Eigenschwingungsanalyse mit Antwortspektrenmethode oder Zeitintegration und für nichtlineare Berechnungen die direkte Integration.

3.3 Sicherheitsnachweise

Der Nachweis der Erdbebensicherheit der Absperrbauwerke hat je nach Zweck und Größe der Anlage (Abschnitt 2.2) durch den OBE-Nachweis oder den OBE- und MCE-Nachweis zu erfolgen. Dabei ist nachzuweisen, daß

- im Fall eines OBE die Betriebssicherheit der Anlage gewährleistet bleibt und keine nennenswerten Schäden auftreten (OBE-Nachweis) und
- im Falle eines MCE kein Versagen der Anlage mit der Folge eines unkontrollierten Wasserabflusses auftritt - begrenzte Schäden werden toleriert (MCE-Nachweis).

Die Nachweise haben sich grundsätzlich auch auf den Zustand und das Verhalten nach dem Erdbeben zu erstrecken. Generell gelten die Nachweise als erbracht, wenn gezeigt werden kann, daß oben angeführte Forderungen mit entsprechender Sicherheit erfüllt sind.

Basiert der Nachweis für den Lastfall Erdbeben auf einer "**pseudostatischen**" **Berechnung** mit effektiven Beschleunigungswerten (für Betonsperren von untergeordneter Bedeutung und für Dämme entsprechend den Dammbaurichtlinien), so gelten dafür dieselben Mindestsicher-

heiten wie für die statischen Lastfälle aus der entsprechenden Lastfallklasse. Eine allfällige Erhöhung der Festigkeitswerte wegen kurzzeitiger Belastung ist dabei nicht zulässig.

Für Dämme gibt es dazu in den Dammbaurichtlinien Mindestsicherheiten gegen Gleiten, es sind dies $\eta = 1.2$ für OBE (außergewöhnliche Einwirkung) und $\eta = 1.1$ für MCE (extreme Einwirkung). Für Betonsperren wurden Mindestsicherheiten bisher nicht festgeschrieben, sie sind jeweils im Einvernehmen mit der Behörde festzulegen.

Der Nachweis der Erdbebensicherheit basierend auf **dynamischen Berechnungen** ist in Form eines Standsicherheits- oder Verformungsnachweises zu erbringen.

Beim *Standsicherheitsnachweis* ist zu zeigen, daß die maximalen Beanspruchungen die aus den Materialfestigkeiten abgeleiteten Grenzwerte mit entsprechender Sicherheit nicht überschreiten. Diese Bedingung muß jedenfalls integral (globale Standsicherheit) für alle denkbaren Versagensmechanismen erfüllt sein, lokale Festigkeitsüberschreitungen sind zugelassen.

Bei Betonsperren sind im Sperrenbauwerk die Zug-, Druck- und Schubspannungen, in der Aufstandsfläche die Gleitsicherheit und in kritischen Bereichen im Untergrund der Ausnutzungsgrad oder die Gleitsicherheit nachzuweisen. Werden die Materialfestigkeiten bereichsweise überschritten (zB Zugspannungen im wasserseitigen Aufstandsbereich), so kann dieser Einfluß entweder näherungsweise abgeschätzt werden, oder, falls größere Bereiche betroffen sind, ist eine entsprechende nichtlineare Berechnung durchzuführen.

Bei Dämmen ist der Standsicherheitsnachweis in Form eines Gleitsicherheitsnachweises entlang der ungünstigsten Gleitfläche zu erbringen.

Ist zu einzelnen Zeitpunkten (Beanspruchungsspitzen) eine entsprechende globale Standsicherheit nicht mehr gegeben, so ist ein Verformungsnachweis zu führen.

Beim *Verformungsnachweis* ist zu zeigen, daß die durch das Erdbeben verursachten bleibenden Verformungen und Schädigungen ein tolerierbares Ausmaß nicht überschreiten. Dieser Nachweis kann entweder näherungsweise durch Abschätzen der bleibenden Verformungen aus der Anzahl und Dauer der Festigkeitsüberschreitungen, oder durch nichtlineare Berechnungen erbracht werden. Nachzuweisen ist dabei auch der Zustand nach dem Erdbeben, bei dem die Standsicherheit jedenfalls wieder gegeben sein muß und zulässige Grenzverformungen nicht überschritten sein dürfen.

4. GESAMTBEURTEILUNG

Bei der Analyse der Erdbebensicherheit einer Stauanlage ist nicht nur die Auswirkung der Erschütterungen auf das Absperrbauwerk zu untersuchen, sondern es ist jeweils die **Gesamtanlage** einschließlich Staubecken und Nebenanlagen zu betrachten, und in die Untersuchung sind auch indirekte oder sekundäre Einwirkungen [7] mit einzubeziehen. Mögliche zusätzliche Beeinflussungen einer Stauanlage durch Erdbeben sind:

- Verschiebungen im Untergrund entlang von Störungen,
- Verlust des Freibordes durch Setzungen,
- Gleitungen oder Felsstürze im Bereich der Stauraumhänge und dadurch ausgelöster Wasserschwall,
- Erosion als Folge von Schäden oder Überströmen,
- Ausfall von Betriebseinrichtungen (Grundablaß, Hochwasserüberfall), etc.

Für die Beurteilung der Erdbebensicherheit der Nebenanlagen gelten im wesentlichen dieselben Gesichtspunkte (Anforderung für OBE und MCE, Beurteilungskriterien etc.) wie für das Absperrbauwerk, wobei die möglichen Auswirkungen eines Versagens mit zu berücksichtigen sind. Bei den Betriebseinrichtungen ist sowohl die Betriebssicherheit (zB mögliche Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit von Verschlußorganen) als auch die Standsicherheit zu untersuchen.

Im Gutachten über die Erdbebensicherheit einer Stauanlage ist jedenfalls die Gesamtanlage zu beurteilen.

5. ÜBERWACHUNG

5.1 Instrumentierung

Eine gute Überwachung und Instandhaltung der Stauanlagen ist wesentlicher Bestandteil der Bauwerkssicherheit. Ob und in welchem Ausmaß bei den Absperrbauwerken außer der Instrumentierung zur Beobachtung des statischen Verhaltens auch Meßgeräte zur Aufzeichnung von Erdbebenerschütterungen anzuordnen sind, ist jeweils im Einvernehmen mit der Behörde festzulegen. Ist eine seismische Instrumentierung vorgesehen, so sollte die Anordnung der Geräte so erfolgen, daß damit auch das Schwingungsverhalten des Absperrbauwerkes erfaßt werden kann. Vorschläge für eine sinnvolle Anordnung der Aufnehmer und die Erfassung und Verarbeitung der Meßdaten sind in [9] enthalten.

5.2 Inspektion nach Erdbebenereignissen

Nach Erdbeben mit

Richtermagnitudo	Entfernung Epizentrum zur Stauanlage
≥ 4	≤ 25 km
≥ 5	≤ 50 km
≥ 6	≤ 80 km
≥ 7	≤ 125 km
≥ 8	≤ 200 km

oder mit einer MSK-Intensität von V (Gegenstände bewegend, noch keine Schäden) im Bereich der Stauanlage ist diese einer unmittelbaren Inspektion und Sicherheitsbeurteilung zu unterziehen. Bei Anlagen mit einer seismischen Instrumentierung gilt als entsprechender Grenzwert eine maximale horizontale Freifeldbeschleunigung von 0.4 m/s^2 .

Wurde die Sicherheit der Anlage nennenswert beeinträchtigt, so sind Maßnahmen zur Reduktion des Gefahrenpotentials zu treffen. Es ist auch zu bedenken, daß eventuell noch weitere Erdbeben (Hauptbeben oder Nachbeben) nachfolgen können.

In die Betriebs- und Überwachungsordnung sind Anweisungen für den Erdbebenlastfall aufzunehmen.

6. LITERATUR

- [1] Selecting Seismic Parameters for Large Dams", ICOLD-Bulletin Nr. 72, 1989.
- [2] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, "Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 2, Erdbebenkennwerte", 1996.
- [3] Seed, H.B. and Idriss I.M., "Soil Moduli and Damping Factors of Dynamic Response Analysis", Report No. EERC -70-10 Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, California USA, 1970.
- [4] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, "Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen", Mai 1996.
- [5] R. Flesch, "Baudynamik-praxisgerecht, Bd. 1: Berechnungsgrundlagen", Bauverlag Wiesbaden, 1993.
- [6] H.M. Westergaard, "Water Pressures on Dams during Earthquakes", Transaction ASCE, Vol. 98, 1933.
- [7] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, "Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 1, Grundlagen", in Vorbereitung.
- [8] A.K. Chopra, "Earthquake Resistant Design of Concrete Gravity Dams", Journ. Struct. Div., June 1978.
- [9] G.R. Darbre, "Strong-Motion Instrumentation of Dams", Earthqu. Engng and Struct. Dyn., Vol. 24 (1995).

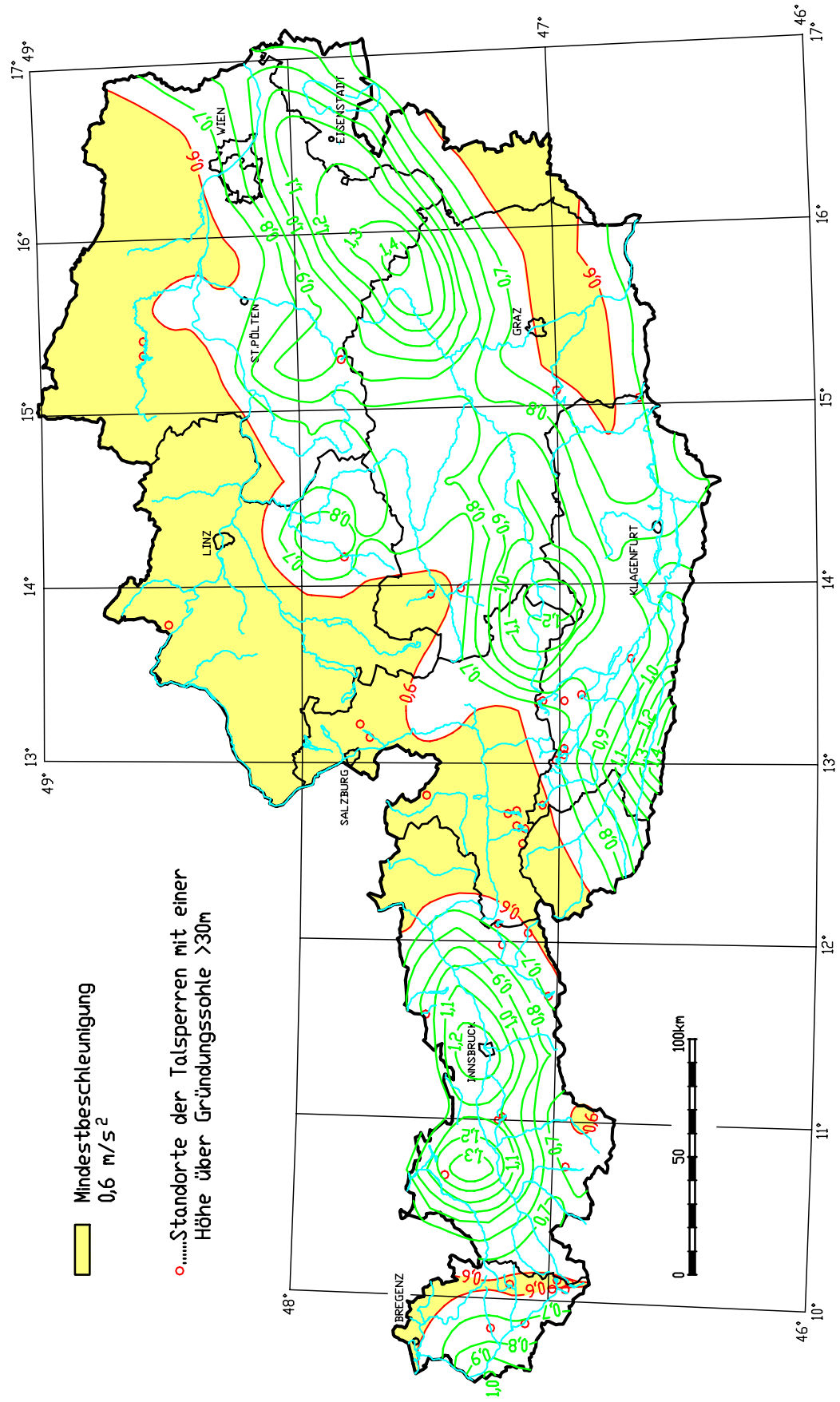
Anhang A

Erdbebenkarten für Österreich

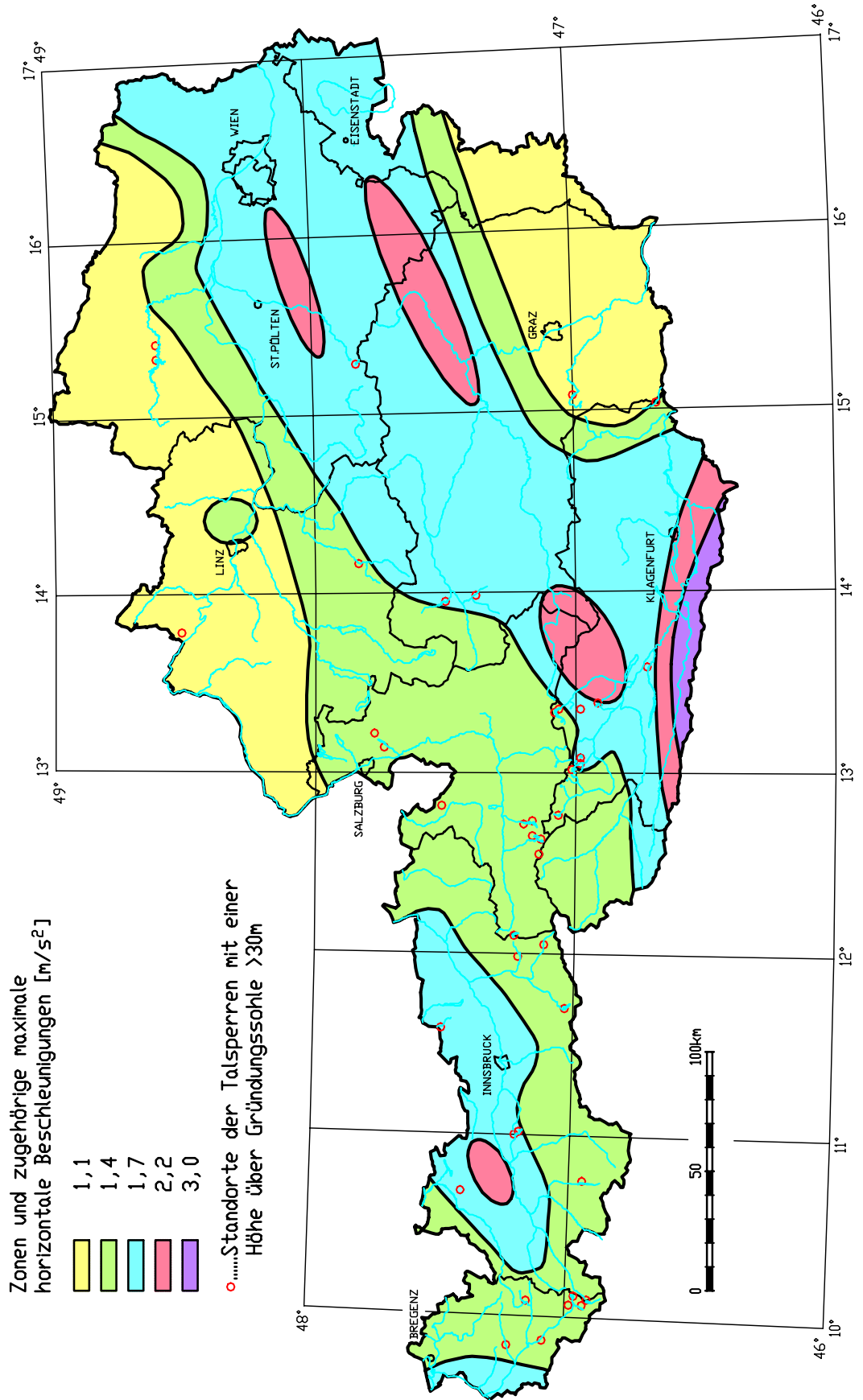
aus [2]

- Isolinien der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigungen für OBE.
Entspricht 200jährlichem Erdbeben.
- Zoneneinteilung für das MCE mit zugehörigen maximalen horizontalen
Bodenbeschleunigungen.

Isolinien der maximalen horizontalen Beschleunigungen [m/s²] für das DBE



Zoneneinteilung für das MCE

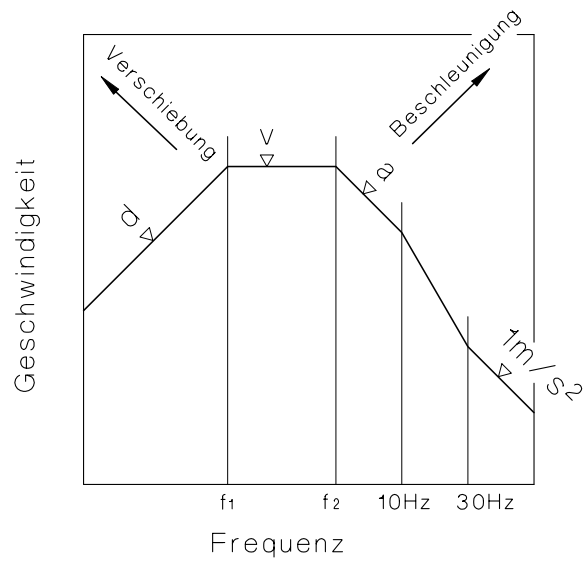


Anhang B

Bemessungsspektren und Beschleunigungszeitverläufe

- Normierte Bemessungsspektren für Fels- und Lockergesteinsuntergrund, jeweils für MCE und OBE und für horizontale und vertikale Anregung nach [2].
- Normierte, mit den Bemessungsspektren kompatible Beschleunigungszeitverläufe.

Normierte Bemessungsspektren



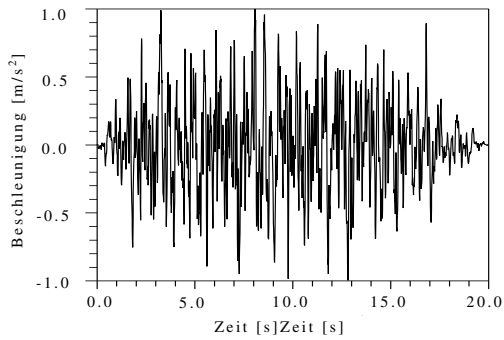
Bemessungsspektrum 1
Felsuntergrund

Dämpfung	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	d [m] · 10 ⁻²	v [m] · 10 ⁻¹	a [m/s ²]
2%	0.562	2.349	7.02	2.48	3.66
5%	0.535	2.201	5.83	1.96	2.71
10%	0.507	2.030	4.90	1.56	1.99
15%	0.483	1.867	4.38	1.33	1.56
20%	0.462	1.729	4.00	1.16	1.26

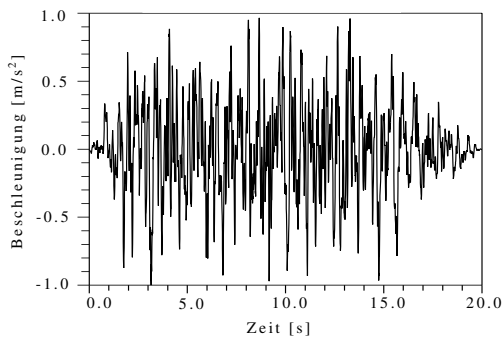
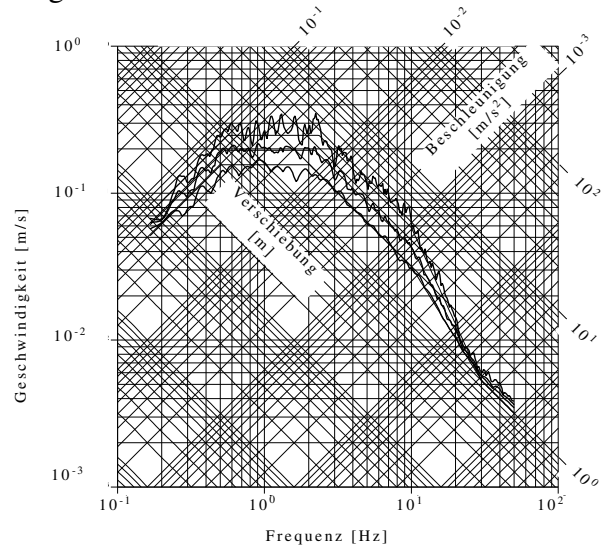
Bemessungsspektrum 2
Lockergesteinsuntergrund

Dämpfung	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	d [m] · 10 ⁻²	v [m] · 10 ⁻¹	a [m/s ²]
2%	0.405	1.809	12.64	3.22	3.66
5%	0.387	1.691	10.49	2.55	2.71
10%	0.366	1.560	8.82	2.03	1.99
15%	0.347	1.443	7.88	1.72	1.56
20%	0.334	1.328	7.20	1.51	1.26

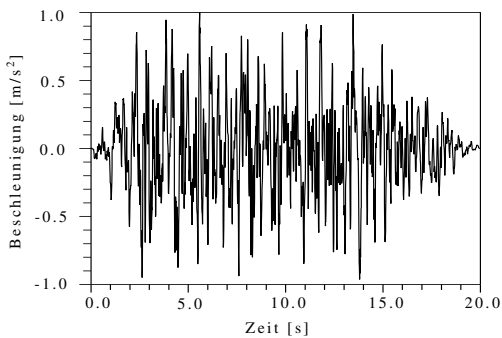
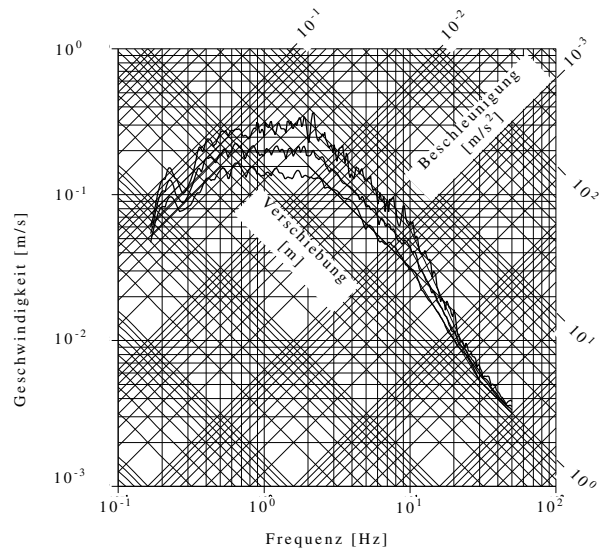
Normierte Beschleunigungszeitverläufe
und zugehörige Spektren für 2%, 5%, 10% Dämpfung
für Felsuntergrund



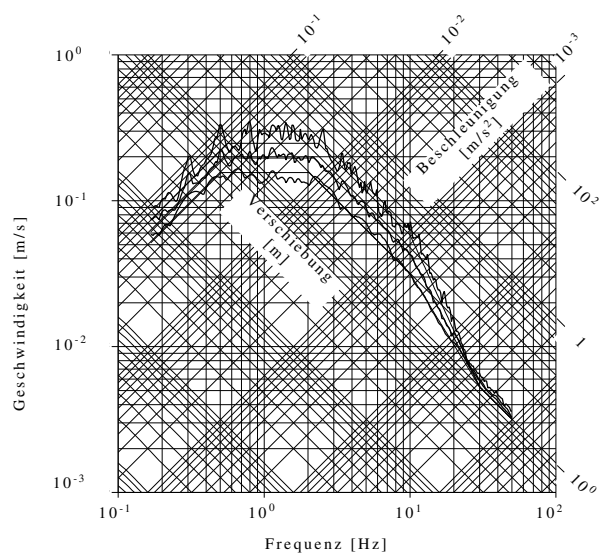
Zeitverlauf 1



Zeitverlauf 2



Zeitverlauf 3



**Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft
Österreichische Staubeckenkommission**

**ERDBEBENBERECHNUNG
VON
TALSPERREN**

BAND 4

**Beispiel Gewichtsmauer
Großer Mühdorfer See**



1998

1 Einleitung

Der vorliegende Bericht befaßt sich mit der Erdbebenberechnung von Gewichtsmauern. Am Beispiel der ca. 40m hohen Gewichtsmauer Großer Mühdorfer See werden Erdbebenberechnungen nach verschiedenen Verfahren durchgeführt und die Ergebnisse verglichen.

Die Arbeit entstand im Rahmen der von der Behörde geforderten Nachrechnung der in den 50er Jahren errichteten Sperre. Diese Untersuchung wurde erforderlich, da in den ursprünglichen statischen Berechnungen, dem damaligen Stand der Technik entsprechend, der Lastfall Erdbeben nicht berücksichtigt wurde.

Die Verbundplan wurde vom Eigentümer der Kraftwerksanlage, der Österreichischen Draukraftwerke AG, mit der Nachrechnung beauftragt. Der Bericht der Verbundplan aus dem Jahre 1994 wurde überarbeitet und wird nunmehr im Rahmen der Staubeckenkommission als Band 4 der Reihe Erdbebenberechnung von Talsperren veröffentlicht.

Die vorliegenden Untersuchungen basieren auf den Richtlinien der Staubeckenkommission. Zur Veranschaulichung der verschiedenen Berechnungsmöglichkeiten werden neben der Antwortspektrummethode auch die Modale Analyse mit Zeitintegration sowie die pseudostatische Methode und die dynamische Näherungsberechnung angewendet. Damit können für den Sperrtyp Gewichtsmauer mittlere Höhe die Einflüsse der für die einzelnen Rechenmethoden erforderlichen Vereinfachungen aufgezeigt werden. Die Berechnung nach verschiedenen Rechenverfahren ist sicherlich kein Standarderfordernis für die Erdbebenberechnung von Talsperren. Im allgemeinen wird es genügen, ein den jeweiligen Umständen entsprechendes Verfahren einzusetzen.

Der vorliegende Bericht enthält nach einer Beschreibung der Anlage und einer Zusammenstellung der Parameter für das anzusetzende Erdbeben eine kurze Erläuterung der verwendeten Rechenverfahren. Ausgangspunkt für die Aufbringung der Erdbebenanregung sind die Zustände leeres Becken und Vollstau, dafür wurden statische Berechnungen durchgeführt. Die Erdbebenberechnungen erfolgen für das Betriebserdbeben (OBE) und das Maximal Denkbare Erdbeben (MCE). Die Ergebnisse der Berechnungen sind im Kapitel 7 zusammengefaßt, eine Sicherheitsbeurteilung auf Basis der Rechenergebnisse ist Gegenstand von Kapitel 8.

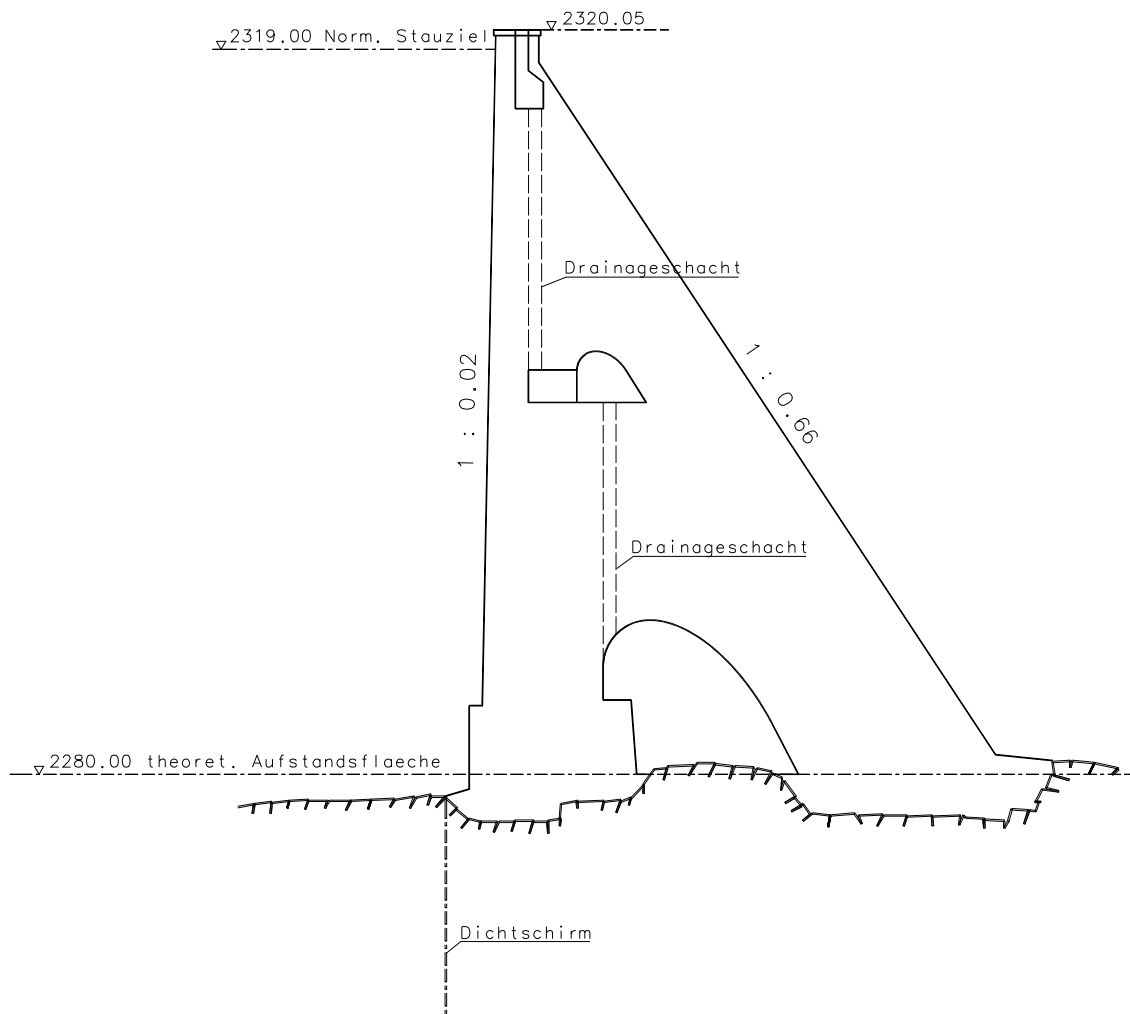
2 Sperre und Untergrund

Die ca. 40 m hohe Gewichtsmauer Großer Mühldorfer See bildet das Abschlußbauwerk für den gleichnamigen Speicher mit einem Inhalt von ca. 7,9 Mio. m³ und Stauziel auf 2319 m ü.A. Die Anlage gehört zur Kraftwerksgruppe Reißbeck/Kreuzeck der Österreichischen Draukraftwerke AG, sie wurde in den Jahren 1955 bis 1957 errichtet.

Der Regelquerschnitt der Sperre ist in Abb. 2.1 dargestellt. Die Kronenlänge beträgt 433 m, die Betonkubatur 152.900 m³. An besonderen Konstruktionsmerkmalen sind zu erwähnen

- der mit einer maximalen Breite von ca. 8,7 m sehr große Sohlgang der Sperre,
- die als Schalung verwendeten Fertigteilplatten an der Luft- und Wasserseite der Sperre, und
- die im Abstand von 4,5 m angeordneten Vertikaldrainagen im wasserseitigen Sperrkörper.

Abb.2.1:Regelquerschnitt Sperre Großer Mühldorfer See



Der Hochwasserüberfall mit einer Kapazität von $14 \text{ m}^3/\text{s}$ (bei einem Überstau von 74 cm) ist in einem der mittleren Sperrenblöcke als freier Überfall angeordnet. Der Grundablaß ist in Form einer Stahlrohrleitung $\varnothing 900 \text{ mm}$ durch den Sperrenkörper geführt, es sind zwei Abschlußorgane vorhanden, das Abfuhrvermögen beträgt $4,2 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Die Sperre wurde mit Zuschlagstoffen aus dem Tal (Rundkorn) und PZ 275 betoniert. Die 28 Tage Druckfestigkeiten lagen je nach Zementgehalt zwischen 17 und 25 N/mm^2 und die Biegezugfestigkeiten zwischen 3 und 4 N/mm^2 . Der E-Modul des Betons betrug nach 2 Monaten ca. 35 kN/mm^2 . Die Blockbreiten betragen 10 - 14 m , die Blockfugen sind nicht verzahnt und wurden auch später nicht ausinjiziert. Der Dichtschirm wurde vom wasserseitigen Sperrenfuß aus mit einer Tiefe von 12 m ausgebildet; auf einen Drainageschirm wurde aufgrund des vorhandenen Sohlganges verzichtet. Das Beobachtungssystem besteht aus 2 Loten, Fugenmeßstellen, Sickerwassermeßstellen und Piezometern sowie einer entsprechenden geodätischen Überwachung. Eine seismische Station ist im Reißbeckbereich nicht vorhanden.

Der Felsuntergrund wird durch porphyrische Granitgneise gebildet. Die Schieferungsflächen streichen annähernd parallel zur Kronenachse und fallen mit ca. 20° - 30° zur Luftseite ein. Die Hauptklüfflflächen streichen ebenfalls annähernd kronenachsenparallel und verlaufen annähernd vertikal. Eine geologische Kartierung der Sperrenaufstandsfläche ist derzeit in Ausarbeitung, felsmechanische Kennwerte liegen nicht vor. Aus dem geologischen Gutachten der letzten 5 Jahresbegehung ist zu entnehmen, daß aus den vorliegenden Informationen und dem beobachteten Sperrenverhalten für den überwiegenden Teil der Aufstandsfläche gute geologische Bedingungen abgeleitet werden können. Die Stauraumhänge werden vom Geologen als stabil beurteilt.

An Erhaltungsmaßnahmen waren im Laufe der Jahre erforderlich: die Abdichtung der gesamten Sperrenwasserseite mit einer Folie und die Ergänzung bzw. Erneuerung des Beobachtungssystems. In Vorbereitung ist die Sanierung der Fertigteilplatten der Sperrenluftseite.

3 Erdbebenkentwerte

3.1 Maximale Beschleunigungen

Für die Sperren der Kraftwerksgruppe Reißbeck/Kreuzeck wurde von der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik im Jahre 1988 ein seismisches Gutachten erstellt. Demnach war für die Sperre Großer Mühdorfer See für die Standsicherheitsberechnung eine effektive Horizontalbeschleunigung des Bodens von $0,04 \text{ g}$ für das Betriebserdbeben und von $0,06 \text{ g}$ für das Extrembeben anzusetzen.

Aufgrund der neuen, von der Staubeckenkommission 1996 erlassenen Richtlinien für die Erdbebenberechnungen von Talsperren [1], sind für den Standort der Sperre - die Koordinaten sind $46^\circ 55' \text{ N}$ und $13^\circ 23' \text{ E}$ - höhere Werte anzusetzen. Für das OBE (Isolinienkarte) ist mit einer maximalen horizontalen Beschleunigung von $0,8 \text{ m/s}^2$ zu rechnen und für das MCE (Zonenkarte) mit $1,7 \text{ m/s}^2$, wobei in der Zonenkarte der Standort knapp an der Grenze zur höheren Zone mit $2,2 \text{ m/s}^2$ liegt. Für das vertikale Erdbeben sind $2/3$ der jeweiligen Werte als maximale Beschleunigung anzusetzen. Laut Richtlinien sind die MCE-Werte aus der Zonenkarte nur als Richtwerte zu betrachten, und es sollte ein seismisches Gutachten eingeholt werden. Da ein neuerliches Gutachten nicht vorliegt, werden der vorliegenden Untersuchung die obigen Werte zugrunde gelegt.

Tab.3.1: Maximale Bodenbeschleunigungen in m/s^2

	OBE	MCE
Horizontal	0.80	1.70
Vertikal	0.53	1.13

3.2 Bemessungsspektrum

Als Bemessungsspektrum wird für OBE und MCE für beide Anregungsrichtungen (horizontal und vertikal) das in Abb. 3.1 dargestellte Antwortspektrum verwendet. Dieses Spektrum wurde im Zuge der Untersuchungen für die Erdbebenrichtlinien erstellt [2] und wird in den Richtlinien für Felsuntergrund empfohlen. Die Werte sind auf eine maximale Beschleunigung von $1m/s^2$ normiert.

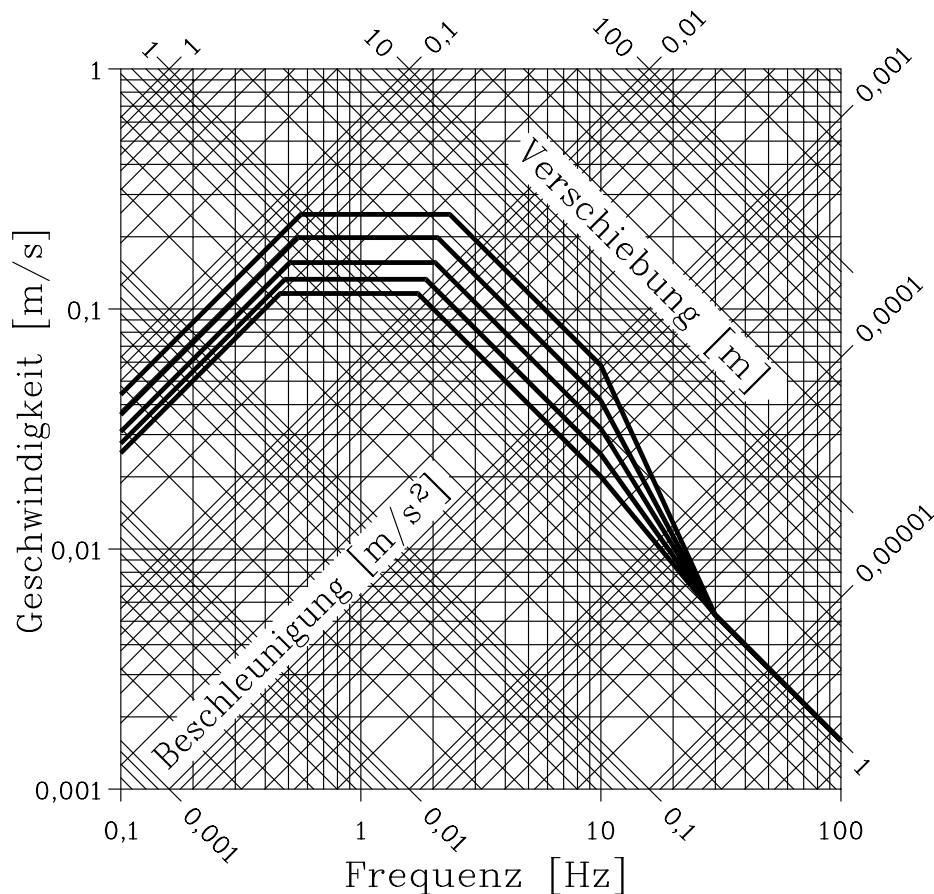


Abb.3.1 Bemessungsspektrum für 2%, 5%, 10% und 20% Dämpfung

3.3 Beschleunigungszeitverläufe

Da für die vorliegende Untersuchung auch Berechnungen mit Zeitintegration durchgeführt werden, sind Beschleunigungszeitverläufe für die Erdbebenanregung vorzugeben. Es werden die für die Richtlinien generierten Zeitverläufe 1 und 2 und zwar Zeitverlauf 1 für die horizontale Anregung und Zeitverlauf 2 für die vertikale verwendet. Die Zeitverläufe sind mit dem verwendeten Bemessungsspektrum kompatibel.

4 Grundsätzliches zu den Berechnungen

4.1 Allgemeines

Als Rechenquerschnitt wird für sämtliche Berechnungen der in Abb. 2.1 dargestellte Regelquerschnitt der Sperre verwendet. Es wurden nur Erdbebenanregungen normal zur Kronenachse und in vertikaler Richtung betrachtet, Anregungen parallel zur Kronenachse werden nicht berücksichtigt.

Die Erdbebeneinwirkungen werden den Bemessungszuständen leeres Becken und Vollstau (Betriebsstauziel) überlagert. Dabei werden als statische Einwirkungen das Eigengewicht der Sperre und die Wasserlast berücksichtigt, die Temperatureinwirkung wird vernachlässigt, der Sogwasserdruck wird in den Sicherheitsnachweisen "im Nachhinein" mit einbezogen.

Als Vorzeichenregelung für die Darstellung der Resultate wird weitestgehend die in der Elastizitätstheorie übliche übernommen - auch für die Ergebnisse der konventionellen Statik. D.h. negative Normalkräfte und Normalspannungen bedeuten Druck, positive Zug. Die Ergebnisse für die Erdbebenanregungen alleine (ohne Überlagerung mit den statischen Lastfällen) werden ohne Vorzeichen dargestellt, die Werte sind als Amplitude der Schwingungen zu verstehen.

4.2 Rechenverfahren

Bei den für die vorliegende Untersuchung angewandten Rechenverfahren ist primär zwischen den "konventionellen" Berechnungen und den Finite-Elemente-Berechnungen zu unterscheiden.

Bei den *konventionellen Berechnungen* werden für die statischen Lastfälle und näherungsweise für den Erdbebenfall Schnittkräfte ermittelt und daraus unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte Spannungen berechnet. Die Erdbebenlasten können dabei mit Hilfe der Pseudostatischen Berechnung oder eines Dynamischen Näherungsverfahrens ermittelt werden.

Bei der *Pseudostatischen Methode* wird angenommen, daß die Massen des Bauwerkes und gegebenenfalls des mitwirkenden Wassers entsprechend dem angenommenen Erdbebenkoeffizienten über den gesamten Bereich konstant beschleunigt werden. Die resultierenden Trägheitskräfte werden als Lasten aufgebracht und die entsprechenden statischen Berechnungen durchgeführt. Die Aufschaukelung der Erdbebenanregung wird bei diesem Verfahren vernachlässigt; zutreffend ist diese Annahme nur bei sehr steifen Systemen.

Als *Dynamisches Näherungsverfahren* werden Methoden verstanden, bei denen die Aufschaukelung der Erdbebenanregung über Näherungsformeln für Eigenwerte und Eigenformen abgeschätzt wird. Für die vorliegende Berechnung wurde das Verfahren von Chopra [3] verwendet.

Bei der FE-Methode wird das Kontinuum diskretisiert und die Elastizitätsbedingungen näherungsweise erfüllt. Für die Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung stehen in den größeren Programmpaketen mehrere Methoden zur Verfügung. Für die vorliegende Untersuchung wurde die Antwortspektrummethode und die Modale Analyse mit Zeitintegration verwendet.

Die *Antwortspektrummethode* ist für die vorliegende Aufgabe als die Standardmethode zu betrachten. Dabei werden für das FE-Modell die Eigenwerte und Eigenformen berechnet und die Bewegungsgrößen je Eigenwert mit dem Bemessungsspektrum ermittelt. Die Überlagerung der einzelnen Modal-Antworten erfolgt statistisch mit der SRSS-Methode [1]. Als Ergebnis erhält man

die Maxima der Bewegungsgrößen und Beanspruchungen.

Bei der *Modalen Analyse mit Zeitintegration* wird für die einzelnen Moden eine Zeitintegration durchgeführt und je Zeitschritt die Resultate summiert. Damit erhält man den Zeitverlauf für die Bewegungsgrößen und Beanspruchungen.

An weiterführenden Untersuchungen wären für die vorliegende Aufgabe noch die Berücksichtigung der Abstrahlungsdämpfung in den Untergrund sowie, vor allem für das MCE, nichtlineare Berechnungen von Interesse.

Die *Abstrahlungsdämpfung* in den Untergrund wird bei den beschriebenen Verfahren vernachlässigt. Bei einer FE-Formulierung für den Untergrund ist, wegen der notwendigerweise Endlichkeit des Modelles und der gewählten Randbedingungen, eine Energieabstrahlung nicht gegeben. Als Näherungsverfahren wird in [4] vorgeschlagen, für den Untergrund eine Boundary-Element-Formulierung anzuwenden und die Dämpfung für jeden Mode aus den gewichteten Anteilen von Struktur und Untergrund an der Eigenform zu ermitteln. Durch die Vernachlässigung der Energieabstrahlung wird die Erdbebenbeanspruchung überschätzt, d.h. man liegt auf der sicheren Seite.

Nichtlineare Berechnungen wären im vorliegenden Fall notwendig, wenn man das Öffnen der wasserseitigen Bodenfuge und dessen Auswirkung auf die Gesamtbeanspruchung näher untersuchen wollte. Im vorliegenden Bericht wurde darauf verzichtet.

4.3 Rechenmodell und Rechenannahmen

Sperre und Untergrund werden für die FE-Berechnungen in Form eines zweidimensionalen FE-Modelles diskretisiert (Abb. 4.1). Es wird ebener Verzerrungszustand angenommen. Für die Netzerstellung und die Ergebnisauswertung wird das Programm IDEAS, für die eigentliche FE-Berechnung das Programm ABAQUS verwendet.

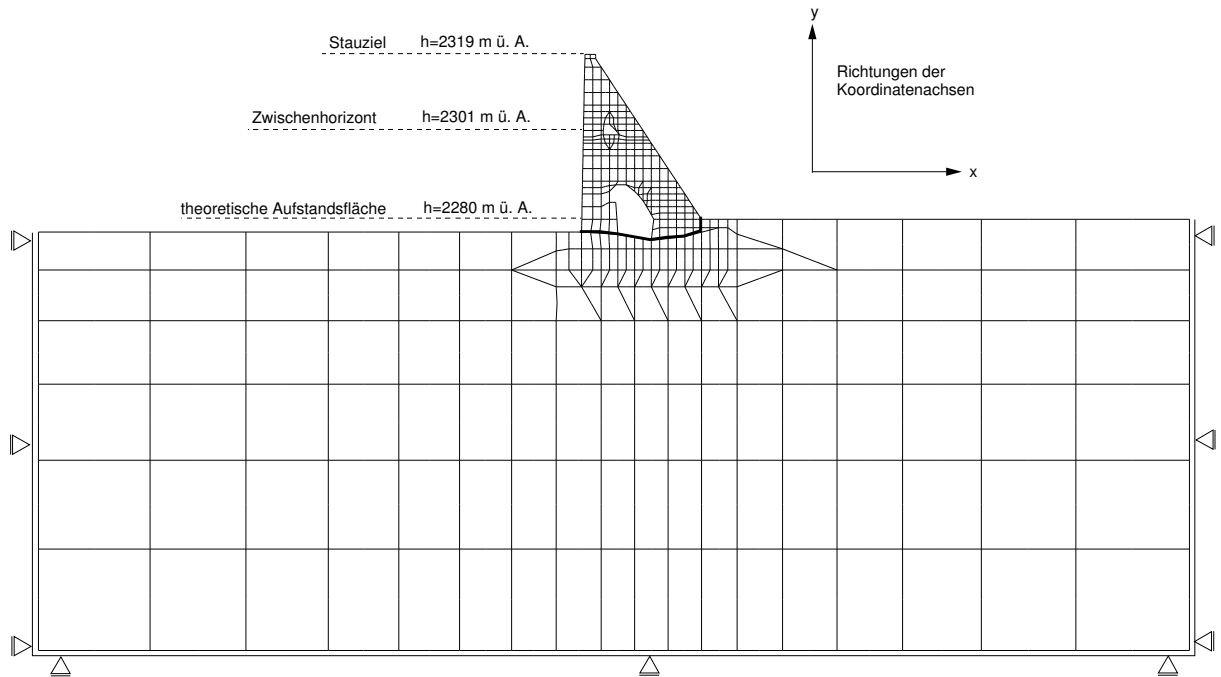
Der Felsuntergrund der Sperre wird etwa bis zu einer Entfernung der dreifachen Sperrhöhe in den Stauraum und luftseitig der Sperre, sowie bis zu einer Tiefe der ca 2.5 fachen Sperrhöhe modelliert. Die theoretische Aufstandsfläche des Modells ist im Horizont 2280 m ü. A. festgelegt. Auf diesen Querschnitt ist ein Großteil der Auswertungen bezogen. Ein weiterer horizontaler Querschnitt für die Auswertung wird in der Höhe 2301m ü. A. festgelegt. Die Verbindung zwischen Fels und Beton ist fest gekoppelt modelliert. Sie ist in Abb. 4.1 durch die stark ausgezogene Linie angedeutet. Die Neigung der Wasserseite der Sperre von etwa 2% ist nachgebildet.

Insgesamt werden im Modell 373 Elemente mit 1192 Knoten verwendet. Jeder Knoten hat 2 Freiheitsgrade (x,y-Verschiebungen). Somit ergeben sich nach Abzug der festgehaltenen Knoten etwa 2300 Freiheitsgrade.

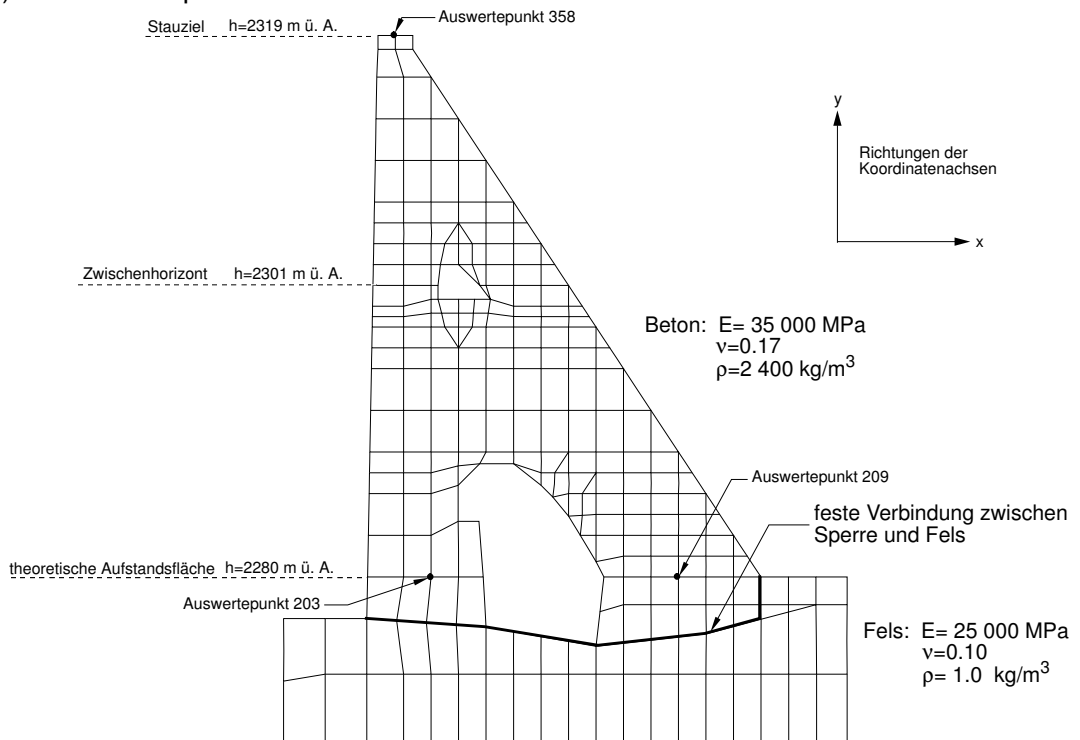
In der Berechnung werden dreieckige und viereckige "plane strain"-Elemente verwendet. Sie haben einen quadratischen, isoparametrischen Verschiebungsansatz, sodaß sich für Dreiecke sechs Knoten und für Vierecke acht Knoten ergeben. Die ABAQUS-Bezeichnung dafür lautet CPE6 und CPE8. Zur Lagerung des Modells werden die Knoten am linken, rechten und am unteren Felsrand jeweils in orthogonaler Richtung zum Rand festgehalten. Diese Lager dienen bei der dynamischen Analyse zugleich als Anregungspunkte für das Erdbeben.

Abb.4.1: Finite-Elemente-Modell

a) Gesamtmodell



b) Ausschnitt Sperre



Das Modell besteht aus zwei verschiedenen Materialien, dem Sperrenbeton und dem Felsuntergrund. Für alle Elemente wird elastisches, homogenes und isotropes Materialverhalten angenommen.

Für den Beton liegen Versuchsergebnisse vor (Kapitel 2). Der Berechnung werden folgende Parameter zugrundegelegt:

$$E_{\text{Beton}} = 35\,000 \text{ MPa} \quad v_{\text{Beton}} = 0.17 \quad \rho_{\text{Beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Für den Felsuntergrund fehlen entsprechende Versuche. Aus Untersuchungen für Standorte mit ähnlichen geologischen Gegebenheiten wurden die folgenden Werte abgeleitet:

$$E_{\text{Fels}} = 25\,000 \text{ MPa} \quad v_{\text{Fels}} = 0.10 \quad \rho_{\text{Fels}} = 1 \text{ kg/m}^3$$

Die spezifische Masse des Untergrundes wird, um die nicht der Realität entsprechenden "Eigendynamik" des begrenzten Körpers zu unterdrücken, sehr klein angesetzt - aus numerischen Gründen ist ein Wert größer Null erforderlich.

Als Materialdämpfung wird für die Sperre und Untergrund 5% der kritischen Dämpfung angenommen. Die Gesamtmasse der Sperre oberhalb der theoretischen Aufstandsfläche beträgt

$$M_B = 1265 \text{ t/m.}$$

Der Einfluß des Speichers auf das Schwingungsverhalten wird durch eine einfache Näherung simuliert. Dabei wird nach [5] das Wasser im Stauraum durch eine mitschwingende Wassermasse ersetzt. Ausgehend von einer starren Sperre mit einer vertikalen wasserseitigen Sperreroberfläche und für ein unendlich langes Staubecken wird die mitschwingende Wassermasse durch die Beziehung

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{Hy}$$

begrenzt (b ist die Breite der Wassermasse in der Tiefe y , H ist die Gesamttiefe = 39m). Diese Masse wird in der Berechnung durch Punktmassen ersetzt, die auf den wasserseitigen Mittelpunktsknoten der wasserseitigen Elemente liegen. Der Betrag der Massen wird abhängig von der Elementhöhe errechnet. Die Masseneingabe erfolgt über sogenannte User-Elemente, deren Massenmatrix direkt eingegeben wird. Die User-Elemente erhalten nur in horizontaler Richtung eine Massenwirkung, für vertikale Beschleunigungen wird keine Wassermasse angesetzt. In Summe ergibt sich eine mitschwingende Gesamtwassermasse von

$$M_w = 887 \text{ t/m.}$$

5 Statische Berechnung

5.1 Allgemeines

Der erste Schritt der Analyse ist eine Berechnung der Sperre für die statischen Einwirkungen. Die Ergebnisse daraus werden später für die Überlagerung mit den Ergebnissen der dynamischen Analyse verwendet. Als statische Belastung werden die zwei Lastfälle

- Eigengewicht der Sperre
- hydrostatischer Wasserdruck (mit dem Wasserspiegel auf 2319 m ü. A.)

berücksichtigt.

Die Berechnung der Sperre wird nach zwei Methoden durchgeführt: der konventionellen Statik mit der Annahme eben bleibender Querschnitte und der Methode der Finiten Elemente.

5.2 Statik nach der konventionellen Methode

Der Berechnung wird die für die FE-Berechnung verwendete Geometrie zugrundegelegt. Die Kraftermittlung für die Gewichtskraft nach Betrag und Angriffspunkt erfolgt durch die automatische Ausgabe von Querschnittsfläche und Flächenschwerpunkt im Programmpaket IDEAS für die FE-Struktur. Dabei wird nur die Fläche oberhalb der theoretischen Aufstandsfläche (2280 m ü. A.) in Betracht gezogen. Der Kraftvektor und Angriffspunkt für die hydrostatische Belastung wird unter der Annahme von Vollstau (2319 m ü. A.) errechnet. Auch hier ist nur die Last oberhalb der theoretischen Aufstandsfläche berücksichtigt.

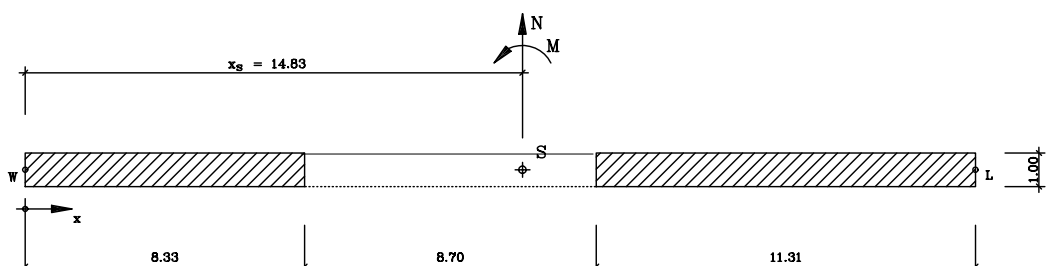
Die resultierenden Kräfte betragen:

Gewicht:	$F_x =$	0.00 MN/m	$F_y =$	-12.41 MN/m	$x =$	9.63 m	$y =$	14.80 m
Wasserlast:	$F_x =$	7.46 MN/m	$F_y =$	-0.14 MN/m	$x =$	0.25 m	$y =$	13.00 m

Die Koordinaten des Kraftangriffspunktes beziehen sich auf den wasserseitigen Sperrenpunkt in der Höhe der theoretischen Aufstandsfläche. Die y-Komponente der Wasserlast hat ihre Ursache in der leichten Neigung der Sperrenwasserseite.

Für die theoretische Aufstandsfläche auf Horizont 2280m ü.A. erhält man die folgenden Querschnittswerte:

Abb.5.1: Querschnitt auf Horizont 2280m ü.A



Querschnittsfläche :	$A = 19.64 \text{ m}^2$
Lage Schwerpunkt :	$x_S = 14.83 \text{ m}$

Trägheitsmoment : $I = 1816 \text{ m}^4$

Koordinaten bezogen auf den Schwerpunkt:

Wasserseite : $x_W = -14.83 \text{ m}$

Luftseite : $x_L = 13.51 \text{ m}$

Die Normalspannungen (Vertikalspannungen) erhält man aus der Formel

$$\sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot x_i$$

Aus den Spannungen werden die Normalkräfte für die einzelnen Sperrenfüße getrennt ermittelt. Die Querkräfte werden proportional zu den jeweiligen Aufstandsflächen aufgeteilt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.1 dargestellt.

5.3 Statik nach der FE-Methode

Die statische Berechnung der Eigengewichtsbelastung erfolgt durch die Aktivierung des Gewichtes der Sperrenelemente in ABAQUS. Die Angabe der Wasserlast erfolgt in ABAQUS durch die Definition einer Dreieckslast über die wasserseitigen Sperrenelemente. Der Nullpunkt dieser Last liegt auf 2319 m.

Da in ABAQUS, wie in den meisten FE-Programmen, zwar die Spannungen entlang von Schnitten, aber nicht die Schnittkräfte ermittelt werden, ist die Berechnung der Schnittkräfte mit zusätzlichem Aufwand verbunden. Bei den vorliegenden Berechnungen wurden die Schnittkräfte aus den Knotenkräften ermittelt.

5.4 Ergebnisse

Die wesentlichsten Ergebnisse der statischen Berechnung sind in den folgenden Abbildungen und Tabellen dargestellt.

Bezogen auf die theoretische Aufstandsfläche betragen bei leerem Becken die wasserseitigen Spannungen

- -1.2 N/mm^2 nach der konventionellen Statik, und
- -1.5 N/mm^2 nach der FE-Methode.

Bei Vollstau betragen die wasserseitigen Spannungen

- -0.4 N/mm^2 nach der konventionellen Statik, und
- -0.6 N/mm^2 nach der FE-Methode.

D.h. es verbleiben noch Druckspannungen, wobei kein Sohlwasserdruck berücksichtigt wurde. Die Extremwerte der Hauptdruckspannungen liegen bei -3.0 N/mm^2 (Spannungsspitzen).

Die Gesamtschnittkräfte (luft- und wasserseitiger Anteil) betragen an der theoretischen Aufstandsfläche

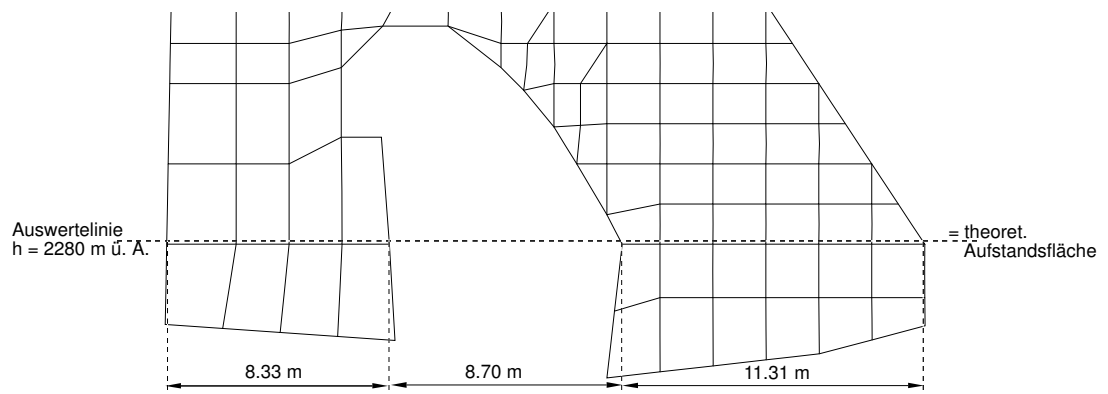
N=	-12.54 MN/m
Q=	7.46 MN/m

Die Ergebnisse der konventionellen Statik stimmen mit den früheren Berechnungen ([6], [7]) überein. Der unterschiedliche Verlauf der Spannungsverteilung zwischen FE- und konventioneller Statik ist auf die Verwölbung der Querschnitte zurückzuführen. Die Spannungsverteilung entlang des Sohlganges (Abb. 5.5) ist ausgeglichen, und es treten keine nennenswerten Spannungsspitzen auf, was auf die gute Ausformung des Ganges zurückzuführen ist.

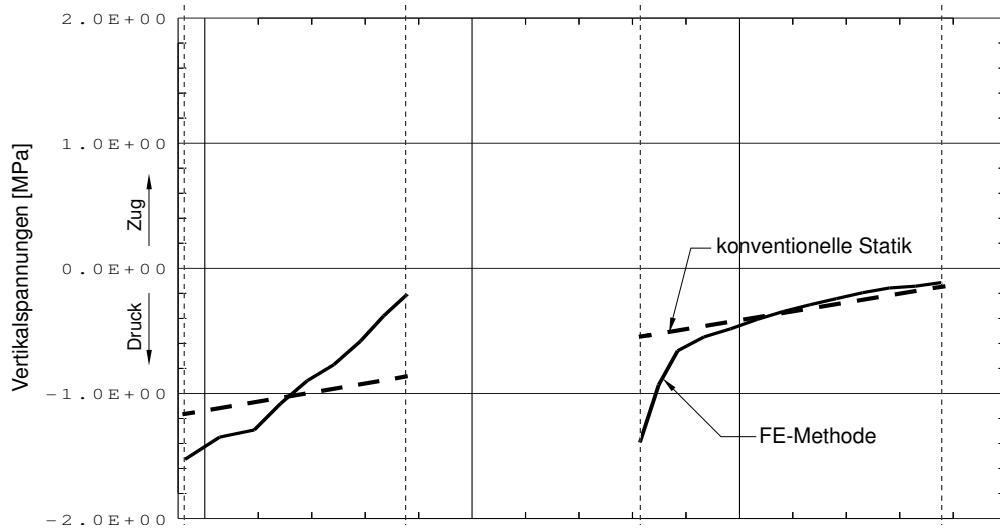
Tab.5.1: Statische Berechnung: Querkräfte, Normalkräfte und Exzentrizitäten an der theoretischen Aufstandsfläche

		Wasserseitiger Fuß			Luftseitiger Fuß			Gesamt			Eingabe (theoret. Wert)		
		Q [MN]	N [MN]	e [m]	Q [MN]	N [MN]	e [m]	Q [MN]	N [MN]	e [m]	Q [MN]	N [MN]	e [m]
konventionelle Statik	Gewicht	0.000	-8.425	-0.20	0.000	-3.987	-1.13	0.000	-12.41	-5.22	0.000	-12.4	-5.20
	Wasser	3.163	4.595	-0.55	4.298	-4.728	+1.29	7.461	-0.133	(712.)	7.461	-0.142	(668.)
	Gew + Wasser	3.163	-3.830	+0.21	4.298	-8.709	+0.26	7.461	-12.54	2.44	7.461	12.54	2.42
FE-Methode	Gewicht	-0.882	-7.853	-0.96	0.882	-4.546	-1.95	0.000	-12.40	-5.20	0.000	-12.40	-5.20
	Wasser	2.768	3.997	-1.84	4.701	-4.139	3.04	7.468	-0.139	(675.)	7.461	-0.142	(668.)
	Gew + Wasser	1.886	-3.856	-0.04	5.583	-8.685	0.43	7.468	-12.54	2.44	7.461	-12.54	2.42

Abb.5.2: Statische Berechnung, Vertikalspannungen an der Aufstandsfläche



Lastfall: Eigengewicht



Lastfall: Wasserlast

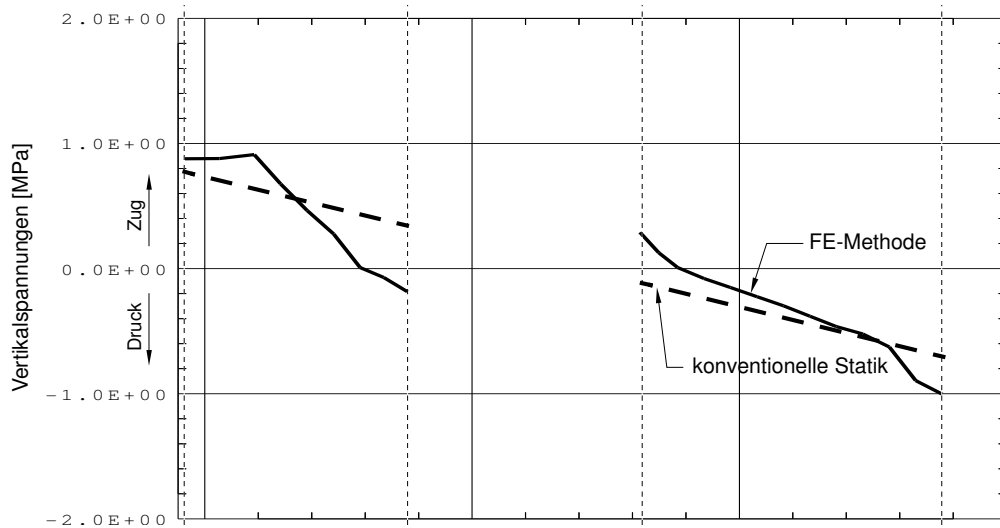
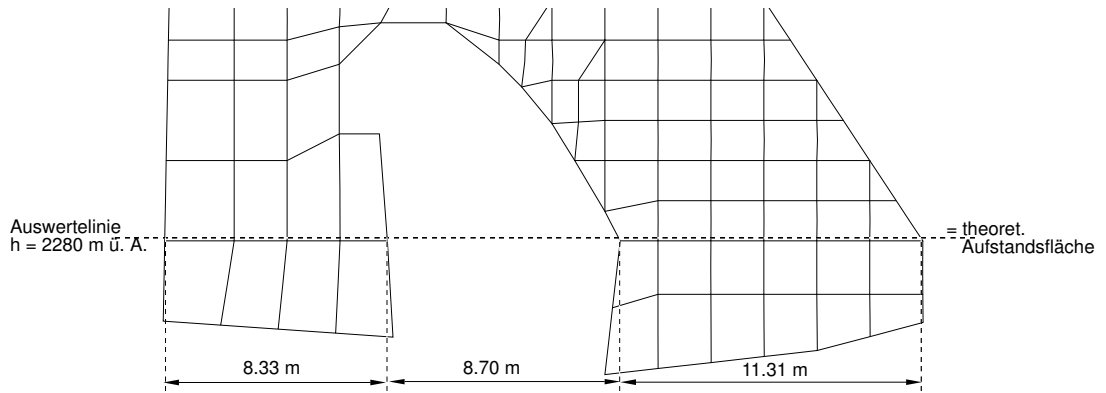
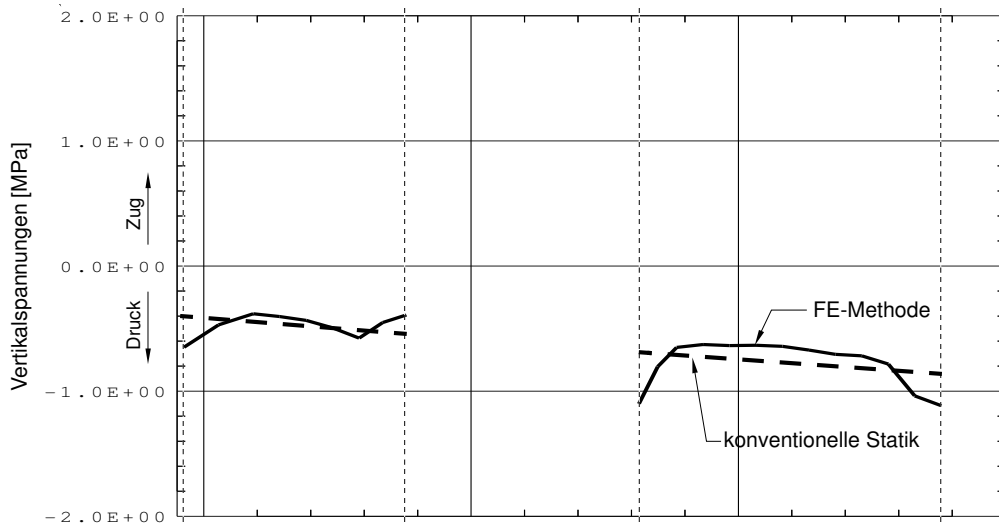


Abb.5.3: Statische Berechnung, Spannungen an der Aufstandsfläche, Lastfall Eigengewicht + Wasserlast



Vertikalspannungen



Schubspannungen

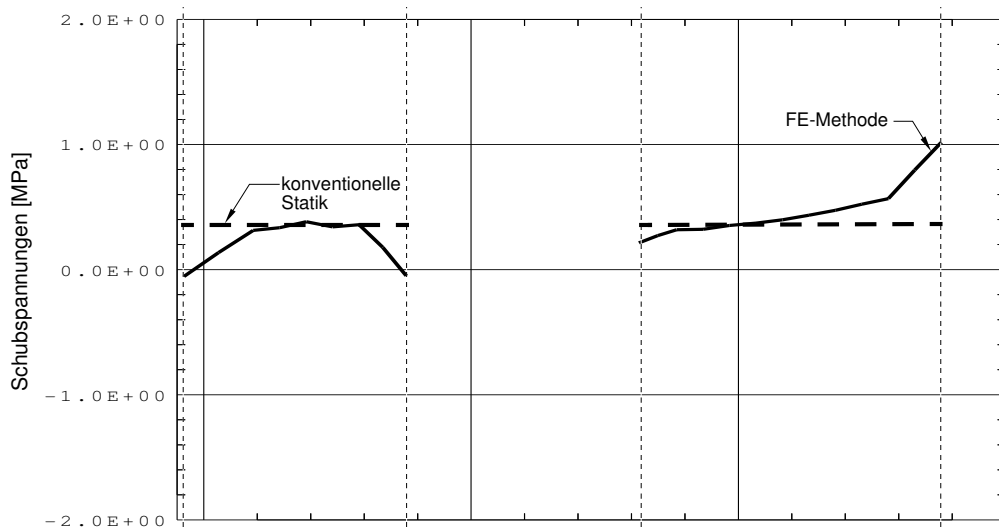
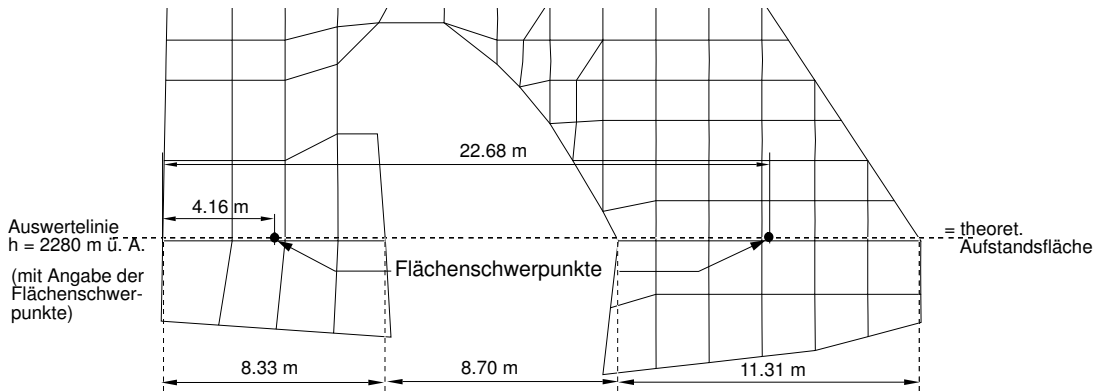
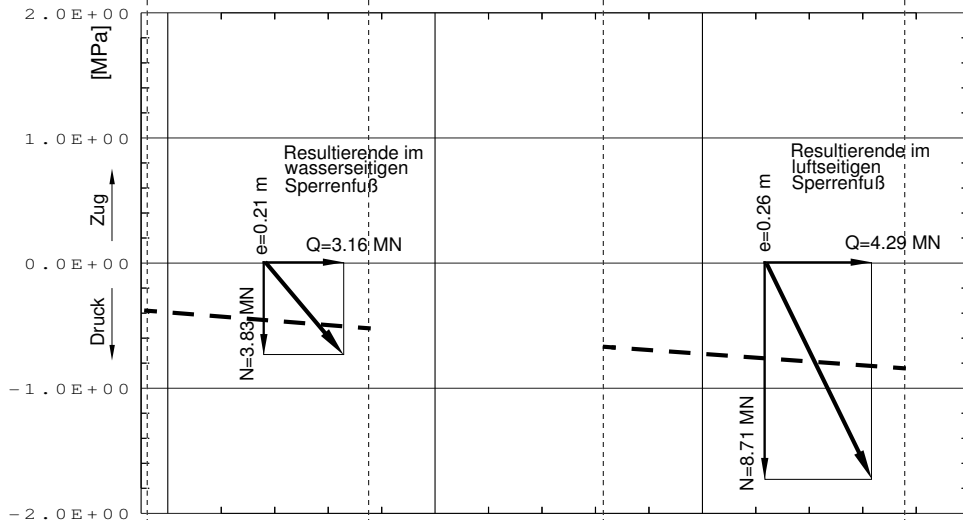


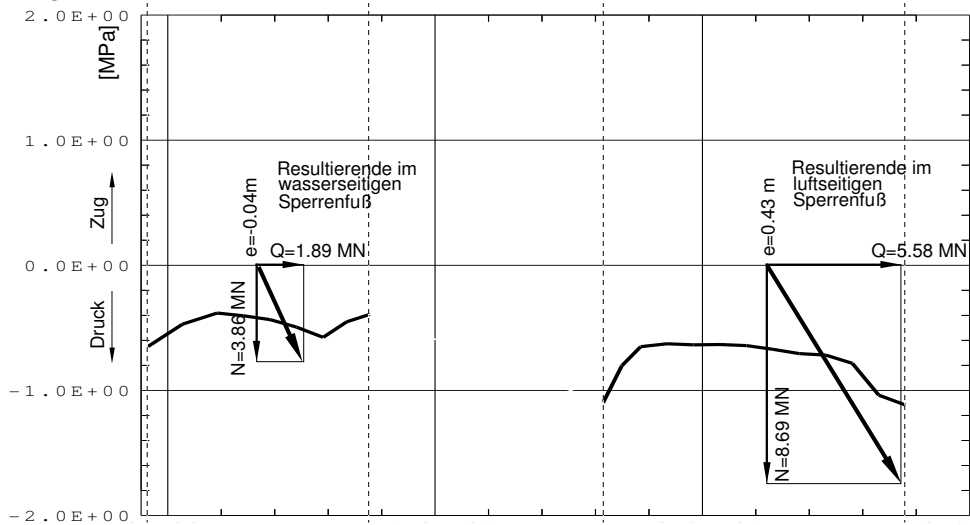
Abb.5.4: Statische Berechnung, Vertikalspannungen und Schnittkräfte an der Aufstandsfläche, Lastfall Eigengewicht + Wasserlast



Konventionelle Statik



FE-Rechnung



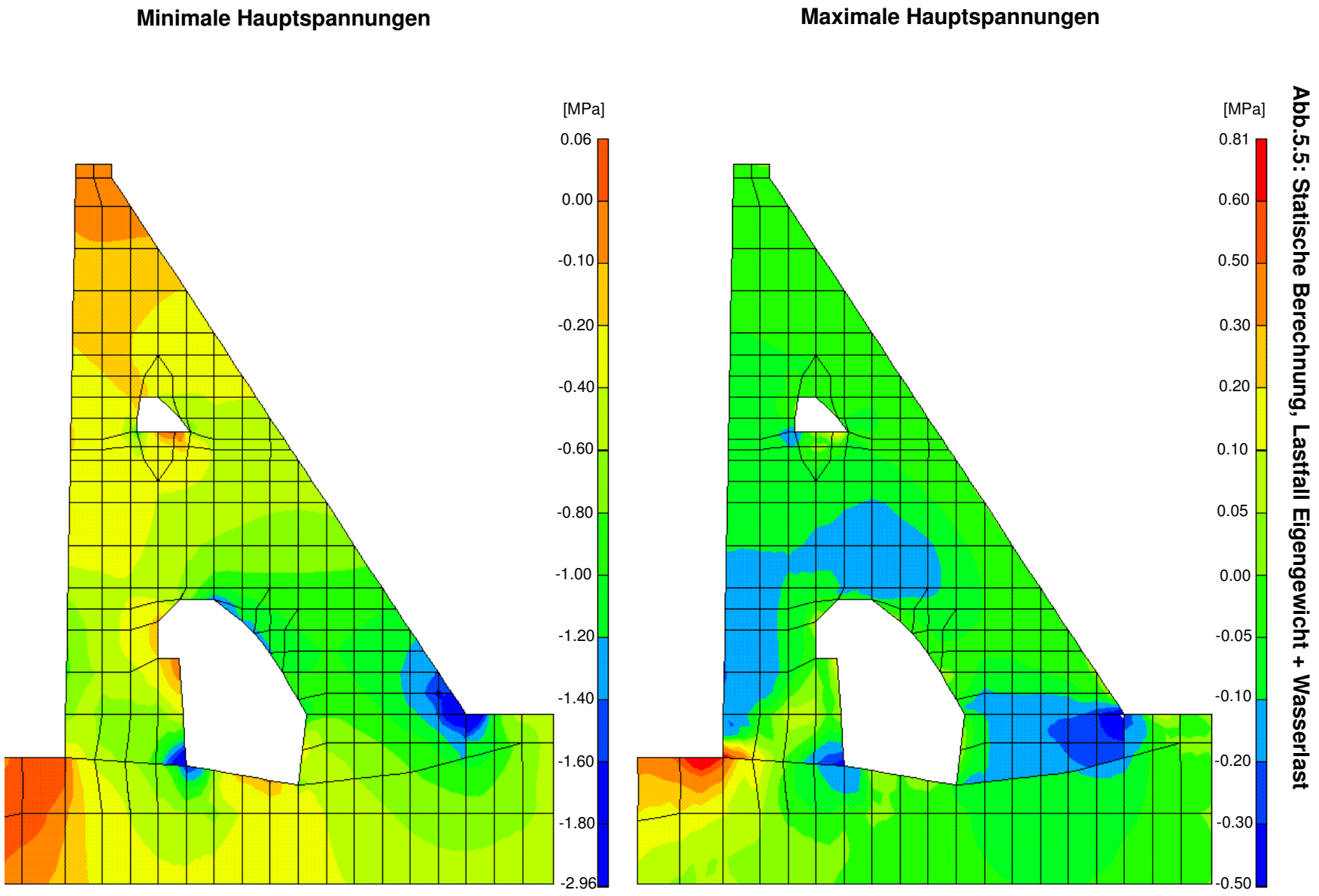


Abb.5.5: Statische Berechnung, Lastfall Eigengewicht + Wasserlast

6 Erdbebenberechnung

6.1 Pseudostatische Berechnung

Bei den pseudostatischen Berechnungen ist es üblich, nicht die maximalen Beschleunigungen sondern die effektiven Beschleunigungen anzusetzen. Die Umrechnung von Maximal- auf Effektivwerte erfolgt nach [1] mit dem Faktor 0.7. Damit ergeben sich folgende Beschleunigungen in m/s^2 .

	OBE	MCE
horizontale Erregung	0.56	1.19
vertikale Erregung	0.37	0.79

Mit diesen Beschleunigungen erhält man für OBE folgende effektive Kraftwirkungen aus der Masse der Sperre (1265 t/m)

$$\begin{aligned} \text{Horizontale Erregung: } F_x &= 1265 \cdot 0.56 = 708 \text{ kN/m} \\ y &= 14.80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vertikale Erregung: } F_y &= 1265 \cdot 0.37 = 468 \text{ kN/m} \\ x &= 9.63 \text{ m} \end{aligned}$$

Aus der mitwirkenden Wassermasse (887 t/m) folgt:

$$\begin{aligned} \text{Horizontale Erregung: } F_x &= 887 \cdot 0.56 = 497 \text{ kN/m} \\ y &= 15.60 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Vertikale Erregung: } \text{wird vernachlässigt.}$$

Die Spannungen und Schnittkräfte an der Aufstandsfläche sind aus den obigen Krafteinwirkungen und den Querschnittswerten ermittelt. Sie sind in der Tabelle 6.1 für OBE zusammengefaßt. Die MCE-Ergebnisse können aus den OBE-Werten linear extrapoliert werden (Faktor $1.70 / 0.80 = 2.125$).

Wie bereits erwähnt, wurde eine pseudostatische Erdbebenberechnung bereits im Jahre 1989 vorgelegt [8]. Die Ergebnisse stimmen nach entsprechender Umrechnung auf die geänderten Beschleunigungen mit jenen von Tab. 6.1 überein.

Tab.6.1: Spannungen und Schnittkräfte (Amplituden) an der theoretischen Aufstandsfläche, OBE, pseudostatische Methode

	horizontales Erdbeben		vertikales Erdbeben
	leeres Becken	volles Becken	leeres Becken
Vertikalspannung Wasserseite [N/mm ²]	0.09	0.15	0.04
Vertikalspannung Luftseite [N/mm ²]	0.08	0.14	0.01
Normalkraft wasserseitiger Fuß [MN/m]	0.51	0.89	0.32
Normalkraft luftseitiger Fuß [MN/m]	0.51	0.89	0.15
Querkraft [MN/m]	0.71	1.21	-
Moment [MNm/m]	10.5	18.2	2.43

6.2 Dynamisches Näherungsverfahren

Die Berechnung erfolgt nach dem Verfahren von CHOPRA [3]. Es wird der Fall volles Becken und OBE betrachtet. Die Bezeichnungen werden von [3] übernommen. Soweit es die Formeln und Diagramme erfordern, wird in britischen Maßeinheiten gerechnet.

Grundfrequenz leeres Becken

$$T_S = 1.4 \frac{H_S}{\sqrt{E}}$$

H_S Sperrhöhe in feet
 E E-Modul Beton in pounds per square inch
 T_S Schwingungsdauer in sec

$$T_S = 1.4 \frac{40.0 \times 3.28}{\sqrt{35 \times 10^6 \times 0.145}} = 0.081 \text{ sec}$$

Grundfrequenz volles Becken

$$T_S = R_1 T_S$$

$$R_1 = 1.43 \text{ (von Fig. 7 [3])}$$

$$\bar{T}_S = 1.43 \times 0.081 = 0.116 \text{ sec}$$

Verhältnis Grundfrequenz zu Eigenfrequenz Stausee

$$R_2 = \frac{1}{\bar{T}_S} \frac{4H}{C} \quad C \text{ Schallwellengeschwindigkeit in Wasser} = 4720 \text{ fps}$$

$$R_2 = \frac{1}{0.116} \times \frac{4 \times 40.0 \times 3.28}{4720} = 0.96$$

Massenkräfte

$$f(y) = 4.0 \times S_a(\bar{T}_S) \left[\delta_B d(y) \Psi(y) + \delta_W H \left(\frac{H}{H_S} \right)^2 \chi(y) \right]$$

$S_a(\bar{T}_S)$ Spektralwert aus dem Erdbebenantwortspektrum. Nach [1] für 5% Dämpfung und $g = 1 / 0.116 = 8.6\text{Hz}$:
 $S_a(\bar{T}_S) = 2.71 \times 0.08 = 2.168\text{m/s}^2$

δ_B Dichte Beton: 2400kg/m³
 δ_W Dichte Wasser: 1000kg/m³
 H Wasserhöhe: 39.0m
 d (y) Sperrenstärke
 Ψ (y) von Fig. 6 in [3]
 χ (y) von Fig. 8 in [3]

Tab.6.2: Dynamisches Näherungsverfahren, Ermittlung der Massenkräfte

y [m]	d [m]	Ψ	$d \times 2.4 \times \Psi$	χ	$39 \times 0.95 \times \chi$
40.0	2.25	1.00	5.40	0.00	0.00
36.0	3.91	0.74	6.94	0.17	6.30
32.0	6.63	0.54	8.59	0.24	8.89
28.0	9.35	0.40	8.98	0.29	10.74
24.0	12.07	0.28	8.11	0.34	12.60
20.0	14.79	0.20	7.10	0.36	13.34
16.0	17.51	0.14	5.88	0.38	14.08
12.0	20.23	0.09	4.37	0.39	14.45
8.0	22.95	0.05	2.75	0.40	14.82
4.0	18.67	0.02	0.90	0.41	15.19
0.0	20.39	0.00	0.00	0.42	15.56

Die Integration der Massenkräfte und der Momente bezogen auf die theoretische Aufstandsfläche erfolgt mit der Simpson-Formel.

$$10^3 \times \int_0^{40} (2.4 \times d(y) \times \Psi(y) + 39 \times 0.95 \times \chi(y)) dy = 226 + 475 = 701\text{t/m}$$

$$10^3 \times \int_0^{40} (2.4 \times y \times d(y) \times \Psi(y) + 39 \times 0.95 \times y \times \chi(y)) dy = 5578 + 7968 = 13546\text{tm/m}$$

Daraus ergibt sich für volles Becken und OBE bezogen auf die theoretische Aufstandsfläche eine max. Querkraft und ein max. Moment von:

$$Q = 4 \times 2.168 \times 701 \times 10^3 = 6.08 \text{ MN/m}$$

$$M = 4 \times 2.168 \times 13546 \times 10^3 = 117.5 \text{ MNm/m}$$

Aus dem Moment folgen die Spannungen zu

Vertikalspannung Wasserseite	0.95 N/mm ²
Vertikalspannung Luftseite	0.87 N/mm ²

und die Normalkräfte im wasserseitigen und luftseitigen Sperrenfuß zu je 5.75 MN/m

6.3 Antwortspektrummethode

Die Berechnung nach der Antwortspektrummethode wird für die Zustände leeres und volles Becken durchgeführt. Als Grundlage wird das in Pkt. 4.3 beschriebene Rechenmodell verwendet. Die Berechnung der Eigenwerte und Eigenformen erfolgt in ABAQUS nach der Subspace-Iterations-Methode. Für den vorliegenden Fall ist es ausreichend, jeweils die ersten 4 Moden zu berücksichtigen. Die höheren Moden haben Eigenfrequenzen über 30Hz und tragen somit nicht mehr nennenswert zum Rechenergebnis bei.

Die modalen Parameter der ersten 4 Eigenschwingungen für leeres Becken sind in den Abb. 6.1 und 6.2 dargestellt. Die erste Eigenfrequenz liegt bei vollem Becken bei 5.9Hz und bei leerem Becken bei 7.7Hz.

Der Ermittlung der maximalen Bewegungsgrößen für jeden Mode wird das in Abb. 3.1 dargestellte Bemessungsspektrum zugrundegelegt. Als Überlagerungsvorschrift für die einzelnen Moden wird die SRSS-Methode (square root of the sum of the squares) verwendet. Da die einzelnen Moden klar getrennt sind (Größe der Eigenfrequenz und Schwingungsform) ist dies gerechtfertigt. Die so erhaltenen Ergebnisse für horizontale und vertikale Anregung werden anschließend ebenfalls nach der SRSS-Methode überlagert. Es werden im folgenden die Ergebnisse für das OBE dargestellt. Da für OBE und MCE das gleiche Bemessungsspektrum verwendet und Linearität vorausgesetzt wird, können die Ergebnisse für OBE direkt für den MCE-Fall umgerechnet werden .

In den Tabellen 6.3, 6.4 u. 6.5 sind die *maximalen Bewegungsgrößen* dargestellt. Dabei bedeuten u_x und u_y die maximalen Verschiebungen in horizontaler bzw. vertikaler Richtung und a_x und a_y die entsprechenden Beschleunigungen. Für die Sperrenkrone bei vollem Becken (Knoten 358, Tabelle 6.3 und 6.4) können die Ergebnisse wie folgt zusammengefaßt werden:

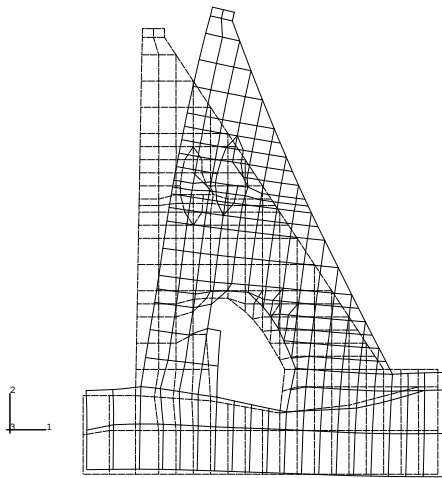
- Für horizontale Erregung beträgt die maximale horizontale Beschleunigung 4.6 m/s², wobei der Großteil vom 1. Mode herrührt. Das entspricht einem Amplifikationsfaktor Kronenbeschleunigung zu Grundbeschleunigung von ca 6.
- Die max. vertikale Kronenbeschleunigung für vertikale Erregung beträgt 1.1m/s², das entspricht einer Amplifikation von ca 1.5.
- Überlagert man den Einfluß der horizontalen und vertikalen Erregung, so beträgt
 - die maximale horizontale Kronenbeschleunigung 4.6 m/s²
 - die maximale vertikale Kronenbeschleunigung 1.7 m/s²

Tabelle 6.6 enthält die *maximalen Schnittkräfte* im wasser- und luftseitigen Aufstandsbereich der Sperre. Danach beträgt die Amplitude der Normalkraft am wasserseitigen Sperrenfuß bei vollem Becken 3.85 MN/m, was ziemlich genau der bei Vollstau herrschenden Druckkraft von -3.86 MN/m entspricht. Die Amplitude der Normalkraft am luftseitigen Sperrenfuß bei leerem Becken beträgt 1.95 MN/m und der entsprechende Wert aus dem Eigengewicht der Sperre ist -4.55 MN/m.

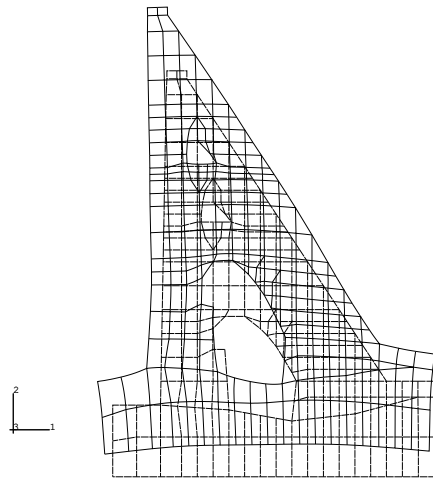
Abb. 6.3 zeigt eine Gegenüberstellung der Verformungen aus dem Lastfall Vollstau und horizontalem Erdbeben. In der Abb. 6.4 und 6.5 sind die Spannungsverteilungen an der theoretischen Aufstandsfläche und auf Horizont 2301m ü.A. dargestellt.

Die maximalen Zugspannungen aus Vollstau und horizontalem Erdbeben treten an der wasserseitigen Sperreroberfläche im Aufstandsbereich auf und betragen ca. 0.4 N/mm^2 , die maximalen vertikalen Druckspannungen sind an der luftseitigen Sperreroberfläche, sie betragen maximal 1.8 N/mm^2 , wobei gleichzeitig wegen der schrägen Sperreroberfläche Schubspannungen von 1.6 N/mm^2 vorhanden sind. Die maximalen Hauptspannungen liegen damit unter 3.0 N/mm^2 .

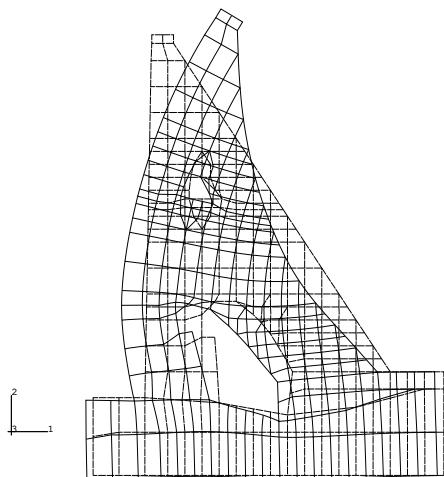
Abb.6.1: Eigenschwingungen bei leerem Staubecken



1. Eigenform, Frequenz 7.67 Hz



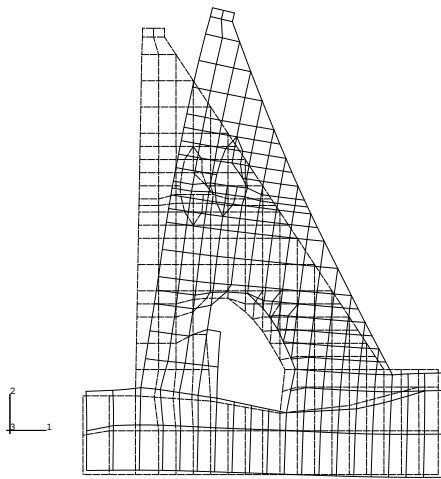
2. Eigenform, Frequenz 15.42 Hz



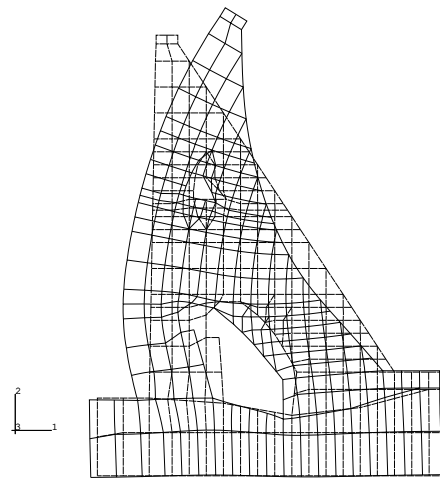
3. Eigenform, Frequenz 16.89 Hz

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Eigenfrequenz [Hz]	7.67	15.42	16.89	34.10
Anteilsfaktor X	1.8369	-0.2764	-1.3160	0.7186
Anteilsfaktor Y	0.4557	1.1152	-0.2819	0.3068

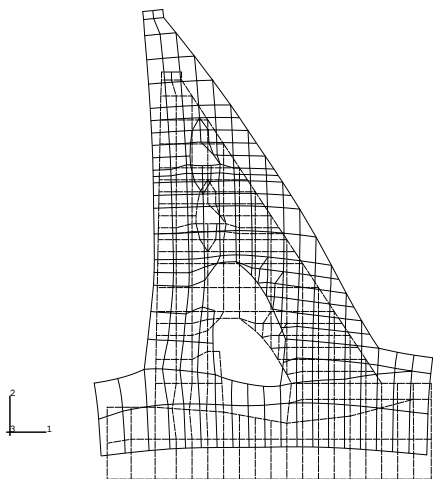
Abb.6.2: Eigenschwingungen bei vollem Staubecken



1. Eigenform, Frequenz 5.85 Hz



2. Eigenform, Frequenz 13.11 Hz



3. Eigenform, Frequenz 15.27 Hz

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Eigenfrequenz [Hz]	5.85	13.11	15.27	27.12
Anteilsfaktor X	1.8681	-1.2898	-0.2133	0.5898
Anteilsfaktor Y	0.2345	-0.0151	1.1564	0.1606

Tab.6.3: Bewegungsgrößen an der Sperrenkrone, OBE, volles Becken, Antwortspektrummethode

		1.Mode	2.Mode	3.Mode	4.Mode	1-4srss
horizontale Erregung	u_x [mm]	2.991	0.322	0.010	0.018	3.008
	u_y [mm]	0.765	0.097	0.033	0.004	0.772
	a_x [m/s ²]	4.040	2.186	0.092	0.520	4.624
	a_y [m/s ²]	1.033	0.659	0.304	0.120	1.268
vertikale Erregung	u_x [mm]	0.251	0.002	0.036	0.003	0.253
	u_y [mm]	0.064	0.001	0.119	0.001	0.135
	a_x [m/s ²]	0.338	0.017	0.334	0.094	0.485
	a_y [m/s ²]	0.087	0.005	1.099	0.022	1.102

Tab.6.4: Bewegungsgrößen, OBE, volles Becken, Antwortspektrummethode

	Wasserseitiger Sperrenfuß			Luftseitiger Sperrenfuß			Sperrenkrone		
	horizontal Erregung	vertikal Erregung	hori+vert Erregung	horizontal Erregung	vertikal Erregung	hori+vert Erregung	horizontal Erregung	vertikal Erregung	hori+vert Erregung
u_x [mm]	0.404	0.037	0.405	0.430	0.037	0.431	3.008	0.253	3.019
u_y [mm]	0.273	0.085	0.285	0.134	0.079	0.156	0.772	0.135	0.783
a_x [m/s ²]	0.795	0.160	0.811	0.713	0.107	0.721	4.624	0.485	4.649
a_y [m/s ²]	0.432	0.754	0.869	0.287	0.726	0.781	1.268	1.102	1.680

Tab.6.5: Bewegungsgrößen, OBE, leeres Becken, Antwortspektrummethode

	Wasserseitiger Sperrenfuß			Luftseitiger Sperrenfuß			Sperrenkrone		
	horizontal Erregung	vertikal Erregung	hori+vert Erregung	horizontal Erregung	vertikal Erregung	hori+vert Erregung	horizontal Erregung	vertikal Erregung	hori+vert Erregung
u_x [mm]	0.230	0.045	0.235	0.254	0.046	0.258	1.718	0.379	1.742
u_y [mm]	0.179	0.082	0.196	0.069	0.077	0.103	0.468	0.139	0.488
a_x [m/s ²]	0.680	0.245	0.722	0.704	0.209	0.734	4.386	0.794	4.458
a_y [m/s ²]	0.491	0.725	0.875	0.348	0.715	0.796	1.256	1.104	1.672

Tab.6.6: Sperrre Großer Mühdorfer See: Antwortspektrummethode Maximale Querkräfte und Normalkräfte in MN/m an der theoretischen Aufstandsfläche

	Moden	Kräfte aus horizontaler Erregung				Kräfte aus vertikaler Erregung				Kräfte aus horizontaler und vertikaler Erregung			
		Wasserseite		Luftseite		Wasserseite		Luftseite		Wasserseite		Luftseite	
		Q	N	Q	N	Q	N	Q	N	Q	N	Q	N
leeres Becken	1	0.507	2.332	1.603	-1.801	0.084	0.386	0.265	0.298	0.510	2.364	1.625	1.826
	2	-0.002	-0.211	0.111	0.233	0.005	0.566	-0.300	0.627	0.006	0.604	0.319	0.669
	3	0.161	-0.125	0.153	0.190	0.023	-0.018	0.022	0.027	0.162	0.127	0.154	0.193
	4	0.005	-0.021	0.011	0.025	0.002	0.006	0.003	0.007	0.004	0.022	0.011	0.026
	1-4	0.532	2.345	1.614	1.826	0.087	0.686	0.401	0.695	0.538	2.443	1.663	1.954
volles Becken	1	0.894	3.772	2.766	3.302	0.075	0.316	0.232	0.276	0.897	3.785	2.776	3.314
	2	0.387	0.387	-0.283	0.300	0.288	0.003	-0.002	0.002	0.387	0.283	0.398	0.288
	3	-0.008	0.168	0.071	-0.177	0.027	0.606	0.258	0.639	0.027	0.629	0.268	0.664
	4	0.028	-0.024	-0.001	0.032	0.005	0.005	-0.000	0.006	0.029	0.025	0.001	0.043
	1-4	0.975	3.786	2.784	3.320	0.080	0.683	0.347	0.696	0.978	3.847	2.806	3.392

Abb. 6.3: Verformungen zufolge Vollstau und horizontalem Erdbeben (OBE), Antwortspekturmethode

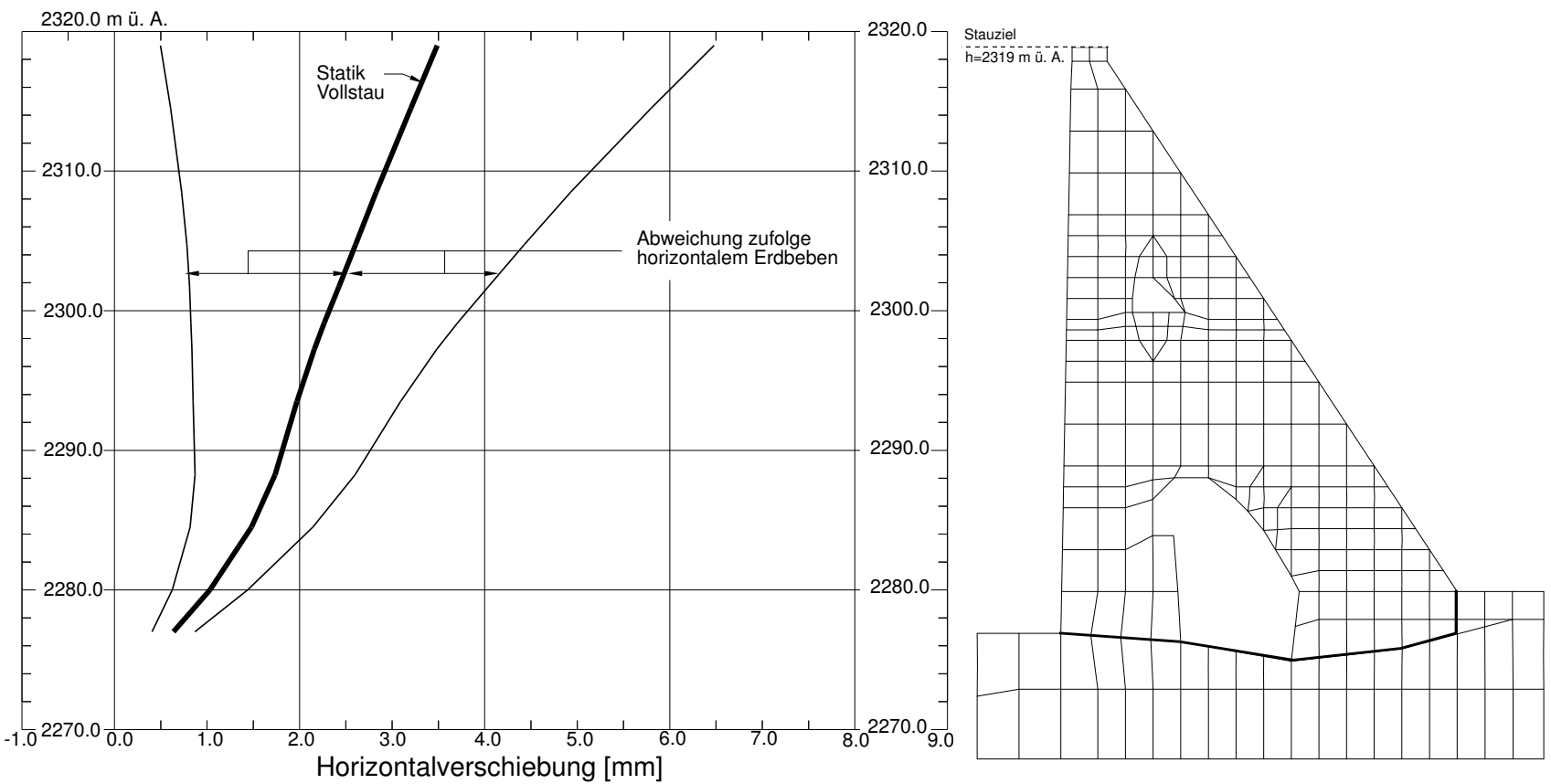
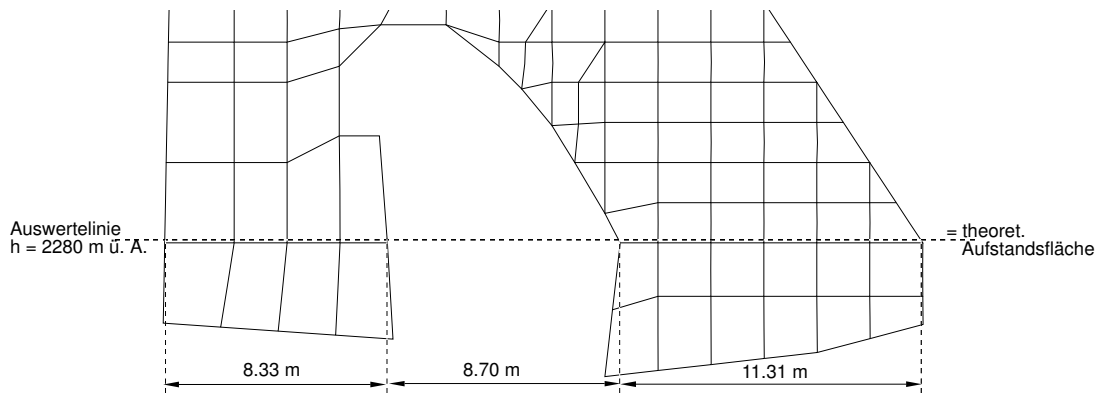
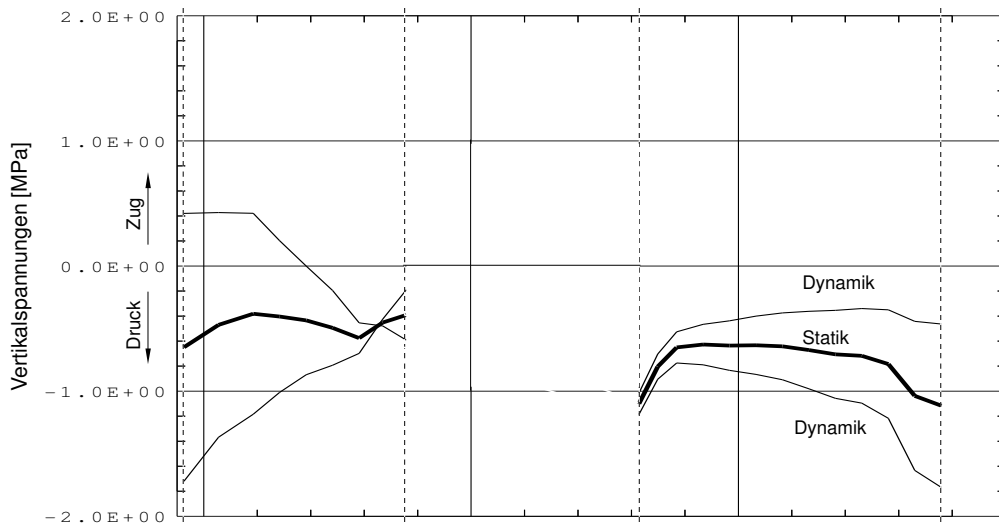


Abb.6.4: Spannungen an der theoretischen Aufstandsfläche, Vollstau + horizontales Erdbeben (OBE), Antwortspektrenmethode (nur 1. Mode berücksichtigt)



Vertikalspannungen



Schubspannungen

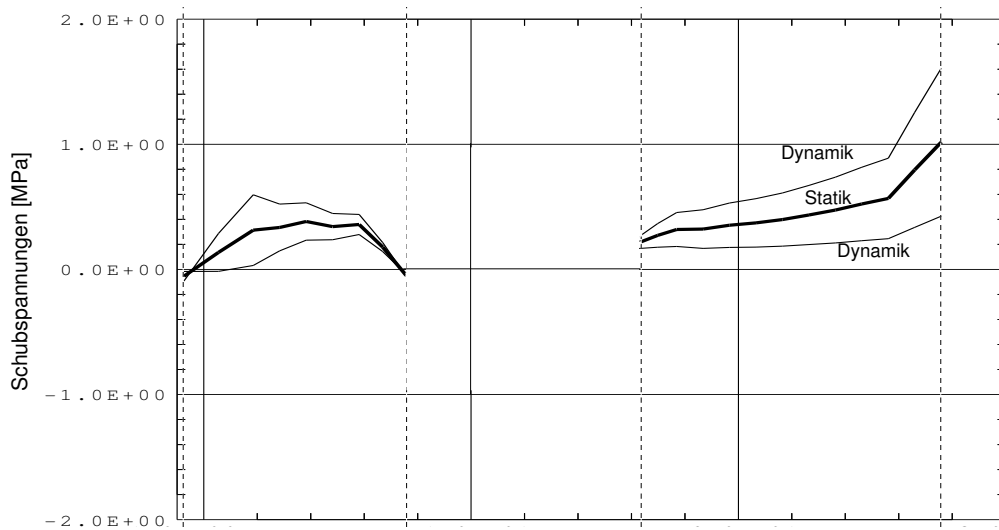
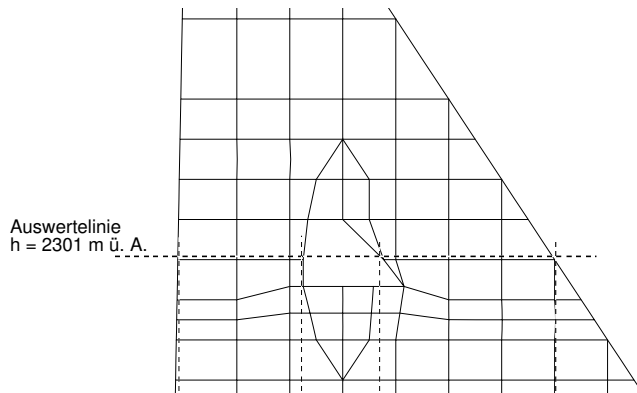
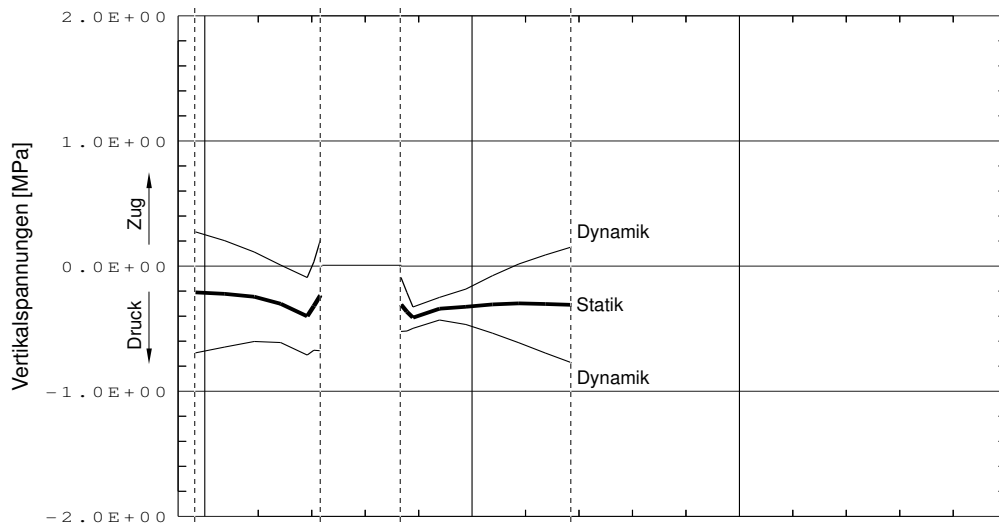


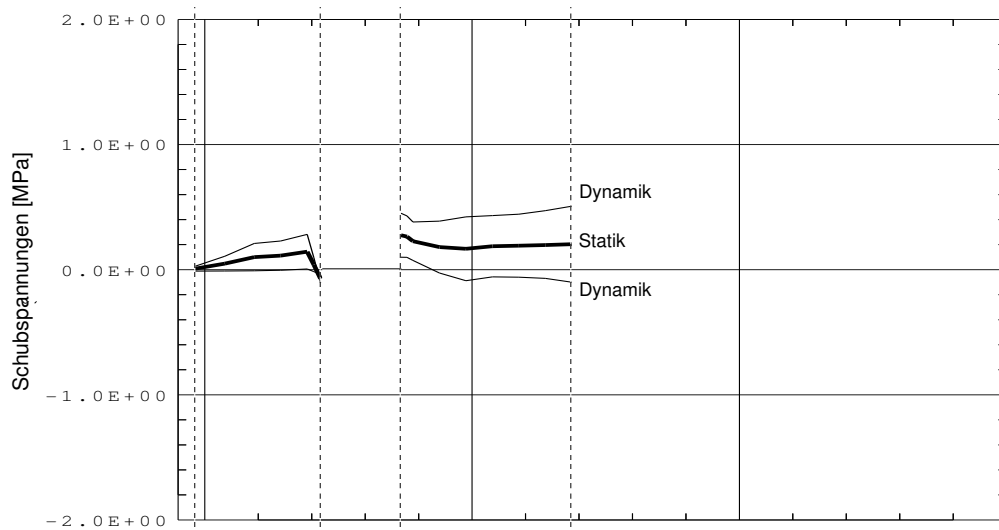
Abb.6.5: Spannungen auf Horizont 2301m, Vollstau + horizontales Erdbeben (OBE), Antwortspektrummethode (nur 1. Mode berücksichtigt)



Vertikalspannungen



Schubspannungen



6.4 Modale Analyse mit Zeitintegration

Wie bereits erwähnt, wird als weitere Berechnungsmethode die Modale Analyse mit Zeitintegration und Überlagerung der einzelnen Moden im Zeitbereich angewendet. Die Erdbebenanregung ist dafür als zeitlicher Verlauf der Beschleunigung vorzugeben. Es werden die in [1] dargestellten künstlich generierten Zeitverläufe verwendet, die mit den Bemessungsspektren kompatibel sind. Die verwendeten Zeitverläufe haben eine Dauer von 20 Sekunden und sind in Zeitschritten von 0.02 Sekunden angegeben. Für horizontale und vertikale Erregungen werden voneinander unabhängige Zeitverläufe verwendet.

Die Analyse gibt das Verhalten der Struktur als Funktion der Zeit an. Ermittelt wird der Zeitverlauf von Verschiebungen und Beschleunigungen an der Sperrenkrone und an Sperrenfußpunkten, sowie der Zeitverlauf von Spannungen in der theoretischen Aufstandsfläche und im Zwischenhorizont.

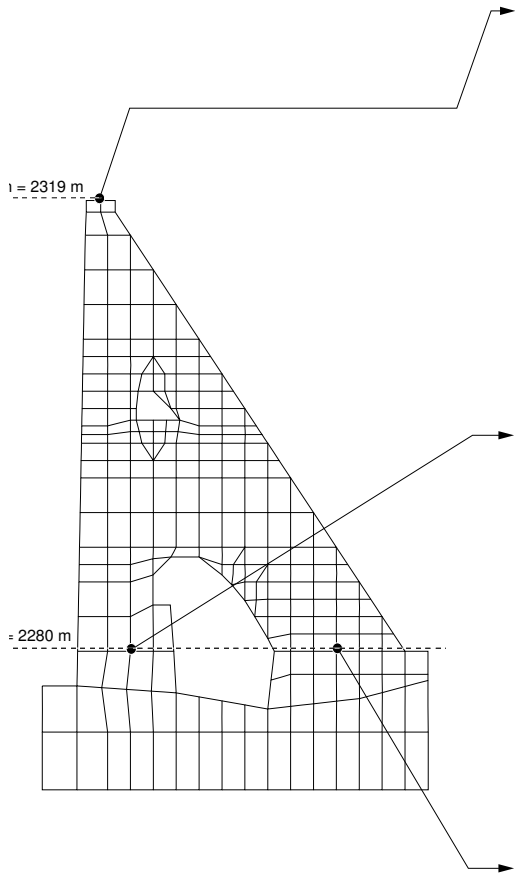
Die Methode gehört zur Gruppe der modalen Analysen, setzt also die Bestimmung der Eigenwerte und Eigenformen voraus. Das geschieht gleich wie bei der Antwortspektrummethode. Es werden auch die gleichen Rechenannahmen verwendet.

Für die Berechnung wird wiederum das Programmsystem ABAQUS verwendet. Die Zeitintegration der einzelnen Eigenschwingungen erfolgt mit einem impliziten Integrationsoperator, der bei einer innerhalb eines Zeitschrittes linearen Anregungsfunktion exakte Ergebnisse liefert. Der Zeitschritt der Berechnung muß auf die Anregungsfunktion und die Frequenz der zu berücksichtigenden Moden abgestimmt werden. Es wird eine Schrittweite von $\Delta t = 0.01$ Sekunden gewählt. Als Dämpfung wird für alle Moden wie beim Antwortspektrumverfahren 5% gewählt.

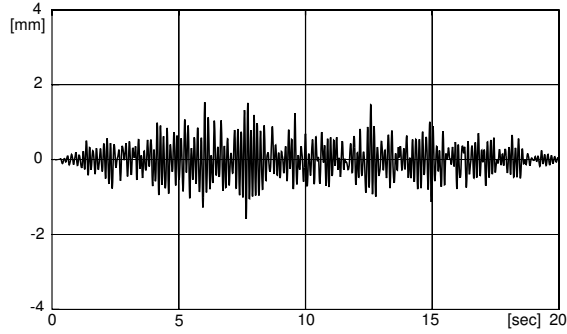
Für OBE (horizontales und vertikales Erdbeben) sind in den folgenden Abbildungen für leeres und volles Becken, für die Krone und den Aufstandsbereich die Horizontal- und Vertikalverschiebungen, die Horizontal- und Vertikalbeschleunigungen und für die beiden Auswertehorizonte die Vertikal- und Schubspannungen dargestellt.

Die maximalen horizontalen Kronenbeschleunigungen betragen sowohl für leeres als auch für volles Becken etwas weniger als 4.0m/s^2 , die maximalen horizontalen Beschleunigungen an der Aufstandsfläche liegen etwas unter 1.0m/s^2 und entsprechen somit ungefähr der Eingabebeschleunigung (Abb. 6.7 und 6.10).

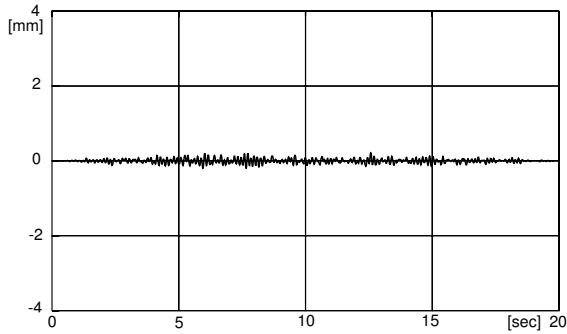
In der Darstellung des zeitlichen Verlaufes der Spannungen (Abb. 6.8 und 6.11) ist als strichlierte Linie die Nulllinie unter Berücksichtigung der statischen Lastfälle eingetragen. Damit ist klar ersichtlich, daß bei leerem Becken am luftseitigen Sperrenfuß kurzzeitig vertikale Zugspannungen auftreten (Abb. 6.8) und bei vollem Becken an der Sperrenwasserseite Zugspannungen zu erwarten sind (Abb. 6.11). Die maximalen Zugspannungen sind jedoch sehr gering, und sie sind nur von einer äußerst geringen Dauer (von weniger als 0.1 Sekunden, Abb. 6.12). Wie aus der Abbildung 6.12 weiters hervorgeht, sind die Vertikalspannungen am wasserseitigen und luftseitigen Sperrenfuß im wesentlichen gegenläufig, die Schubspannungen im wesentlichen synchron, und die Schub- und Normalspannungen sind ebenfalls entsprechend dem ersten Mode, der den Hauptanteil zur Systemantwort beiträgt, voneinander abhängig. Die Ergebnisse für MCE können aus jenen für OBE abgeleitet werden, falls man lineares Verhalten voraussetzt.



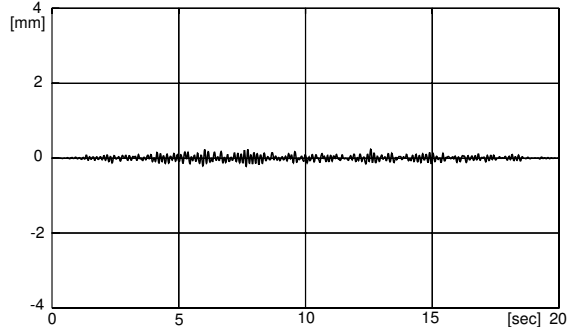
Horizontalverschiebungen an der Krone



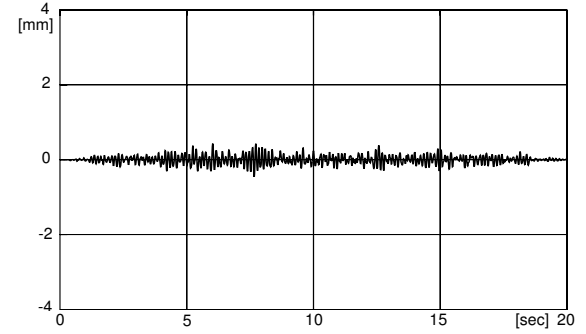
Horizontalverschiebungen im wasserseit. Sperrenfuß



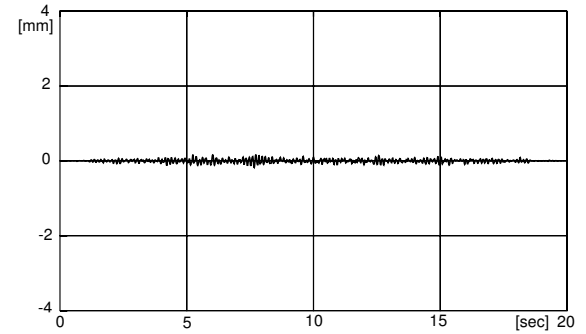
Horizontalverschiebungen im luftseitigen Sperrenfuß



Vertikalverschiebungen an der Krone



Vertikalverschiebungen im wasserseitigen Sperrenfuß



Vertikalverschiebungen im luftseitigen Sperrenfuß

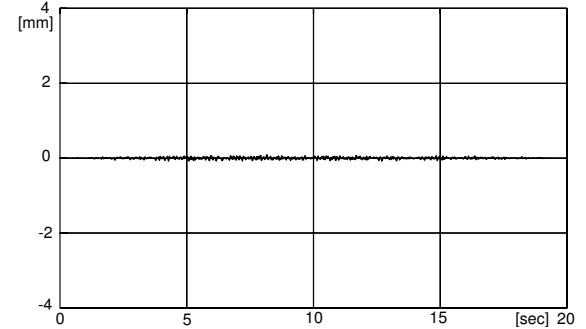


Abb.6.6: Verformungsverlauf zufolge OBE, leeres Becken

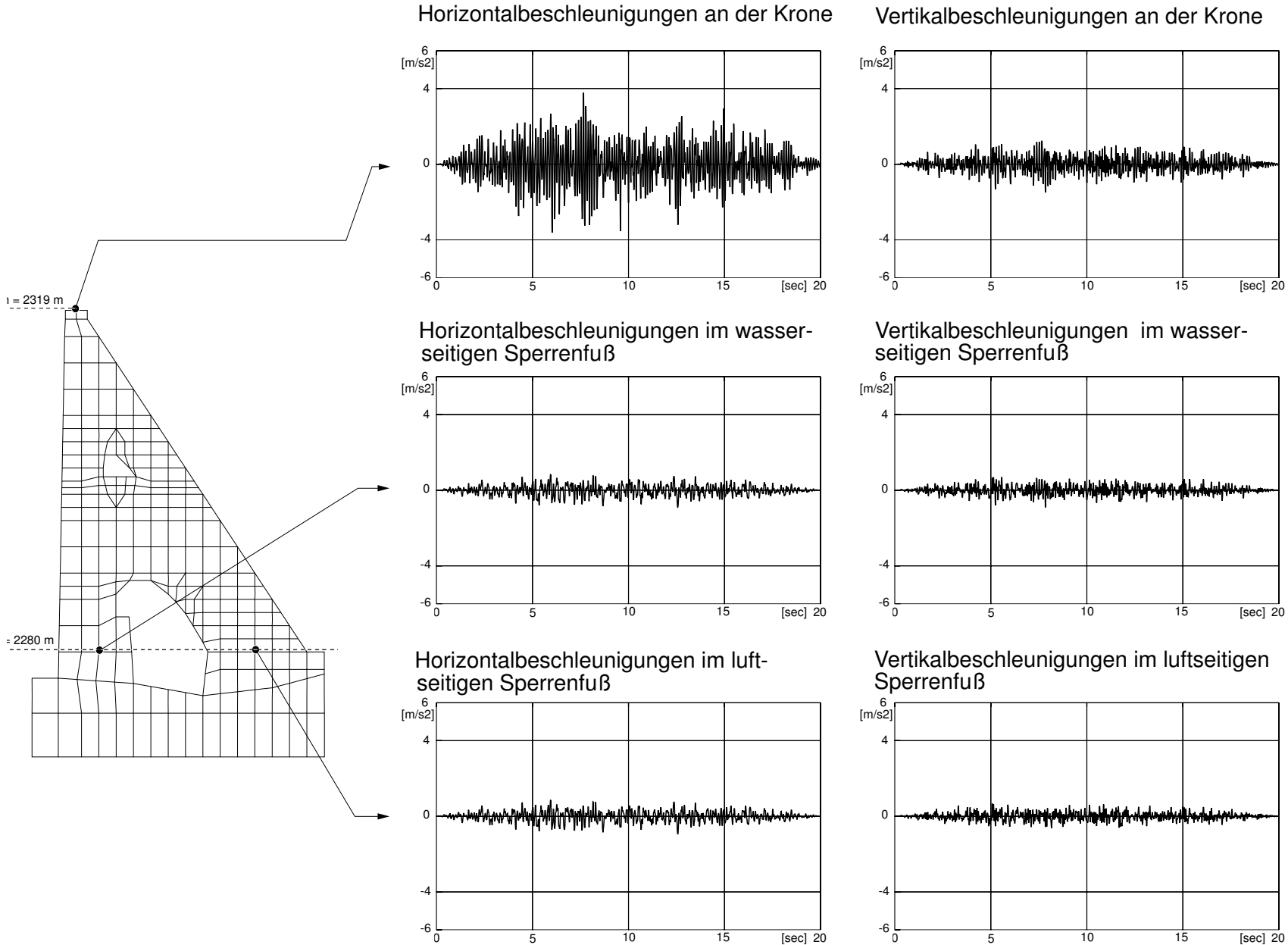
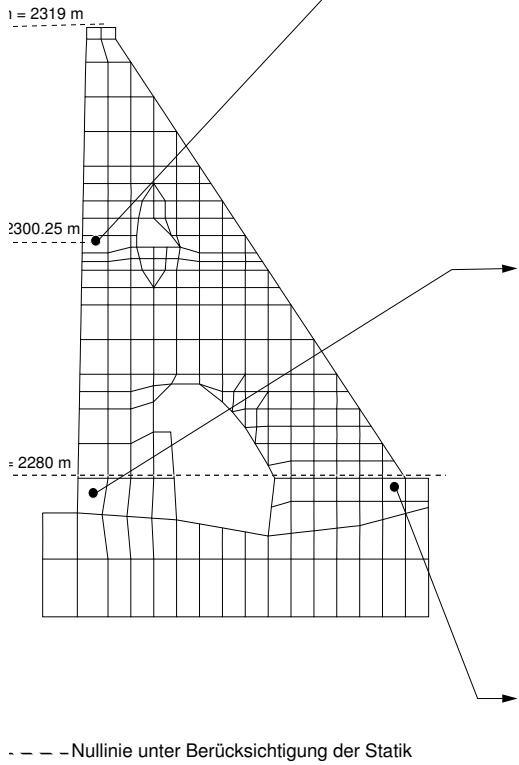
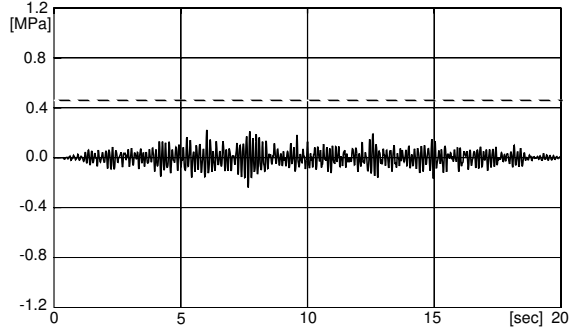


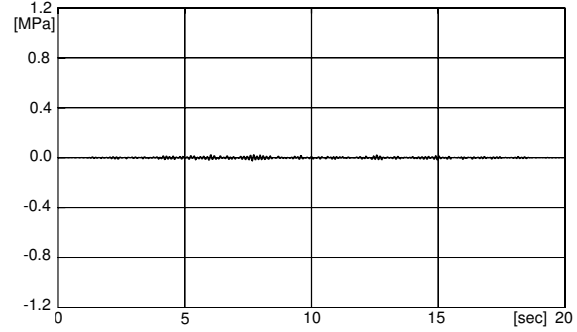
Abb.6.7: Beschleunigungsverlauf zufolge OBE, leeres Becken



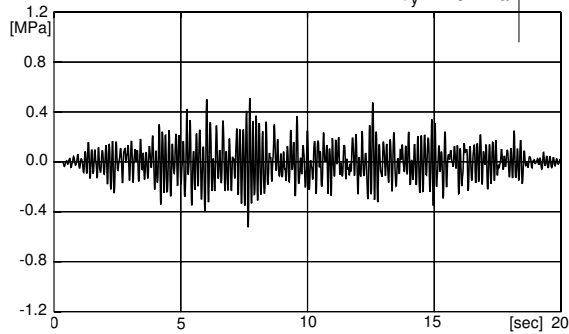
Vertikalspannungen im Horizont 2300.25 m (Wasserseite)



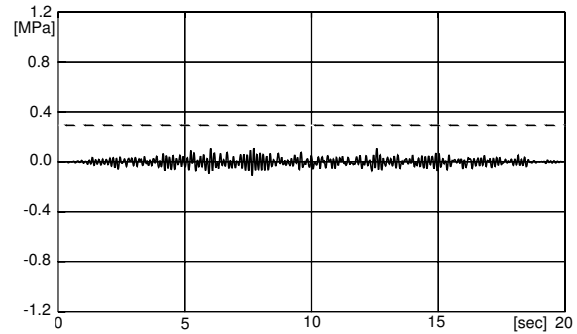
Schubspannungen im Horizont 2300.25 m (Wasserseite)



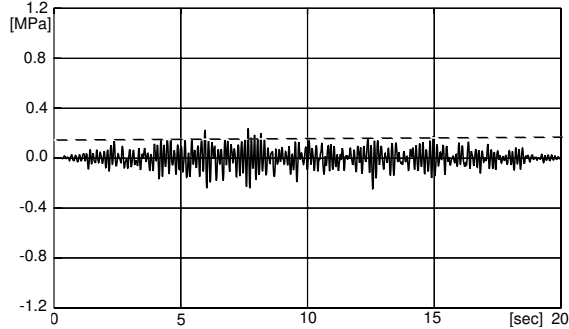
Vertikalspannungen im wasserseit. Sperrenfuß



Schubspannungen im wasserseitigen Sperrenfuß



Vertikalspannungen im luftseitigen Sperrenfuß



Schubspannungen im luftseitigen Sperrenfuß

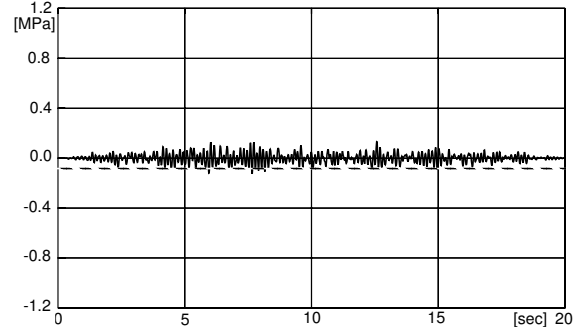
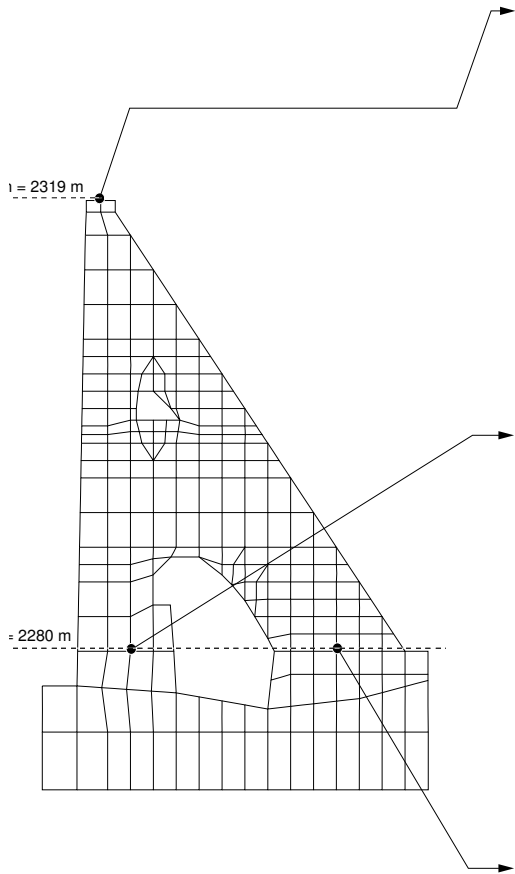
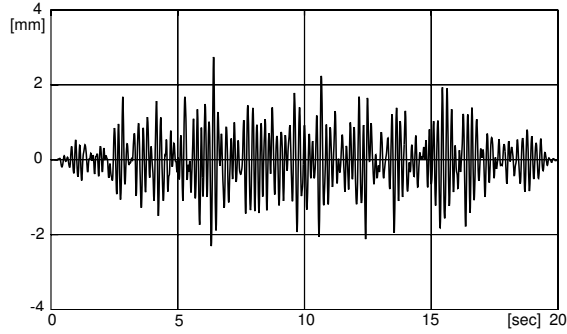


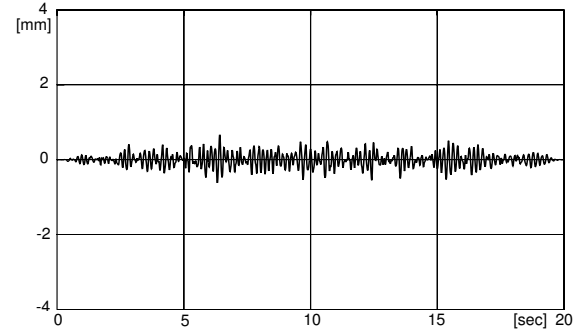
Abb.6.8: Spannungen zufolge OBE, leeres Becken



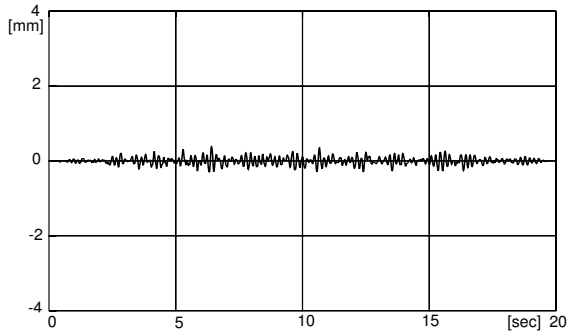
Horizontalverschiebungen an der Krone



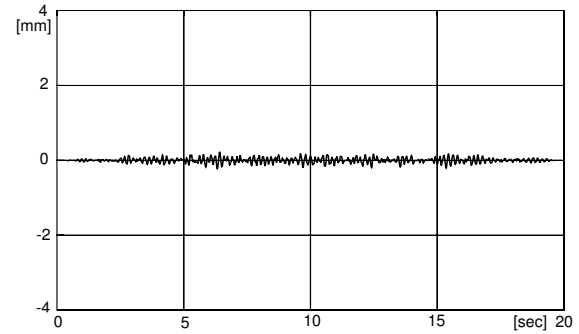
Vertikalverschiebungen an der Krone



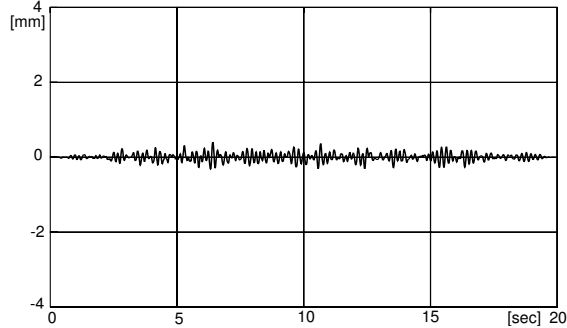
Horizontalverschiebungen im wasserseit. Sperrenfuß



Vertikalverschiebungen im wasserseitigen Sperrenfuß



Horizontalverschiebungen im luftseitigen Sperrenfuß



Vertikalverschiebungen im luftseitigen Sperrenfuß

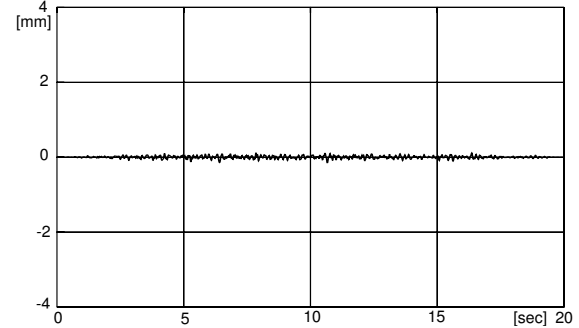


Abb.6.9: Verformungsverlauf zufolge OBE, volles Becken

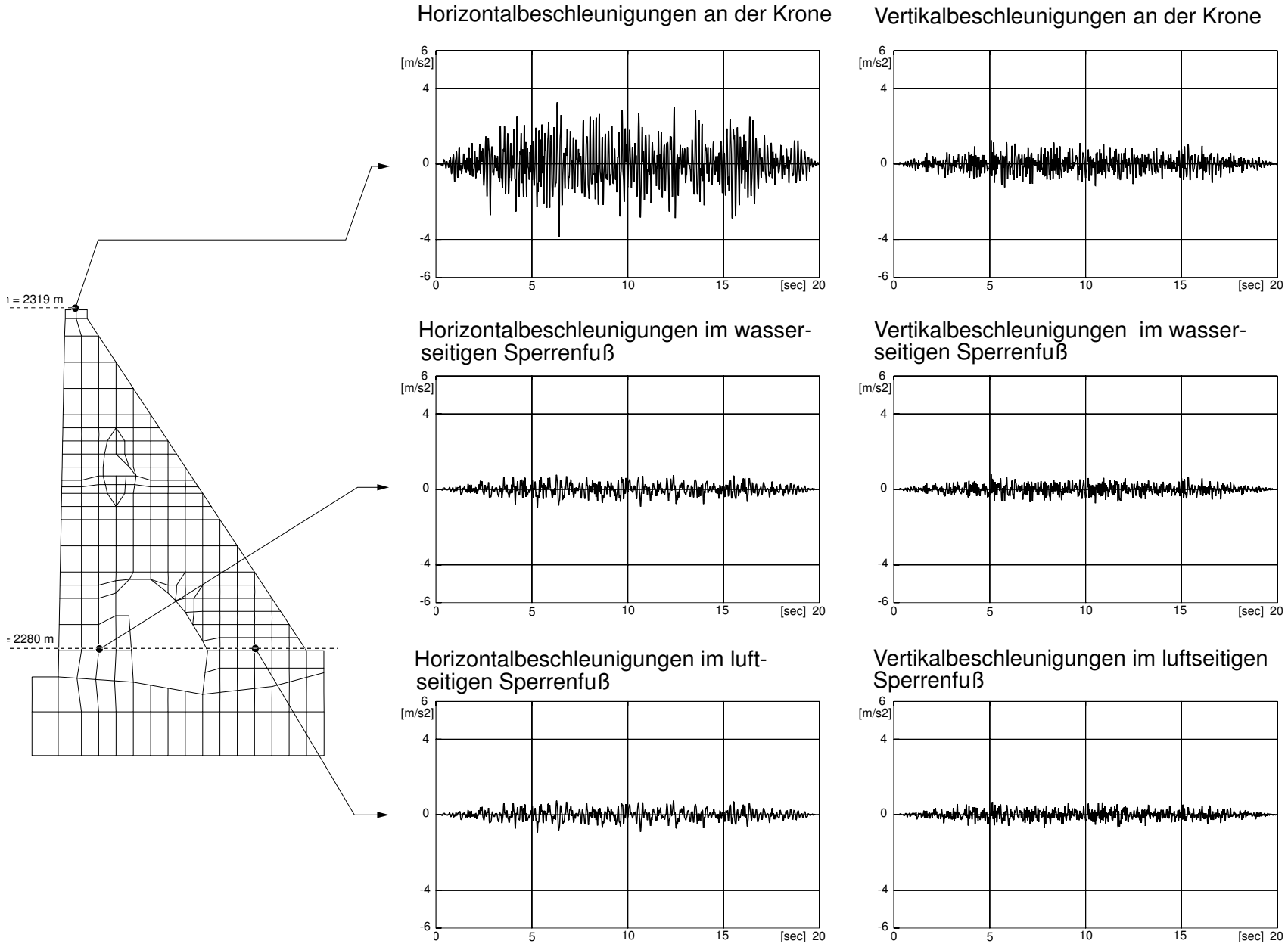
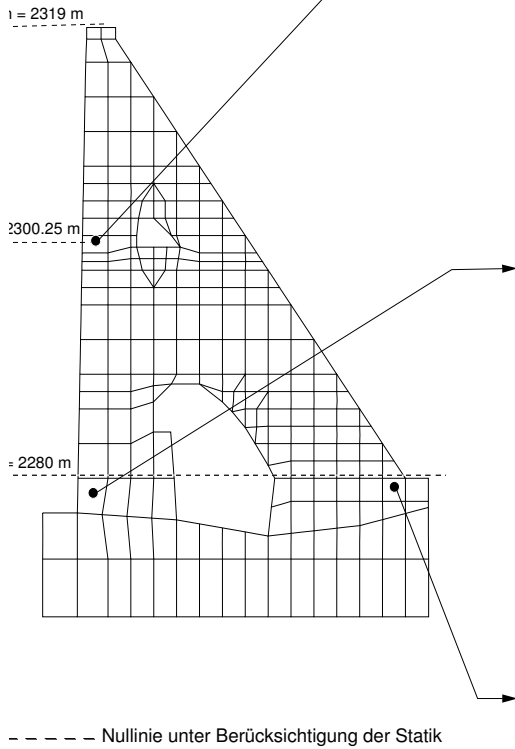
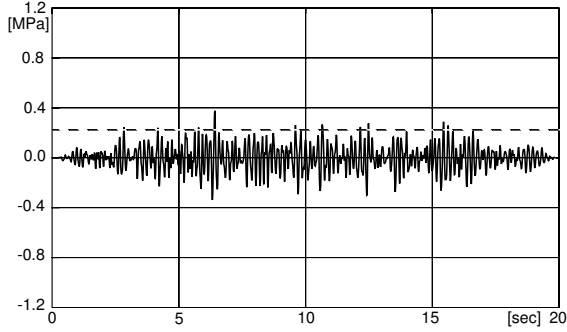


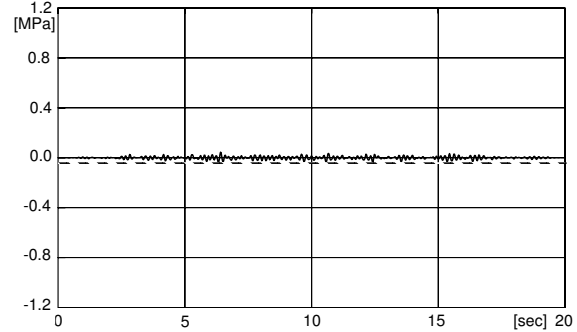
Abb.6.10: Beschleunigungsverlauf zufolge OBE, volles Beckens



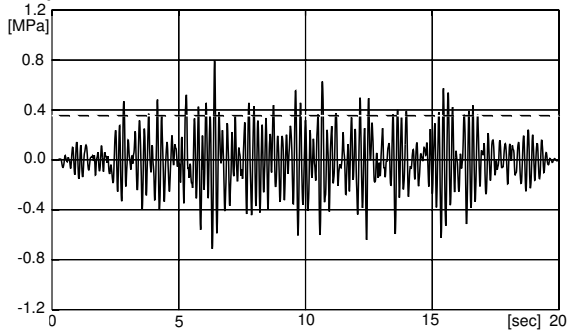
Vertikalspannungen im Horizont 2300.25 m (Wasserseite)



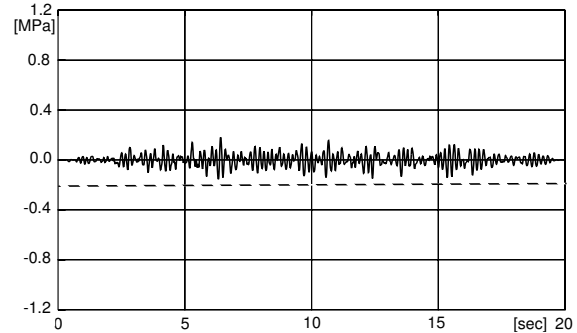
Schubspannungen im Horizont 2300.25 m (Wasserseite)



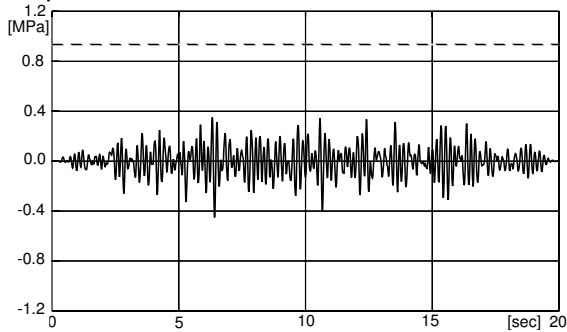
Vertikalspannungen im wasserseitigen Sperrenfuß



Schubspannungen im wasserseitigen Sperrenfuß



Vertikalspannungen im luftseitigen Sperrenfuß



Schubspannungen im luftseitigen Sperrenfuß

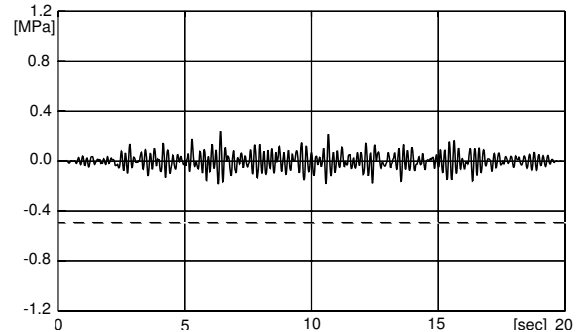
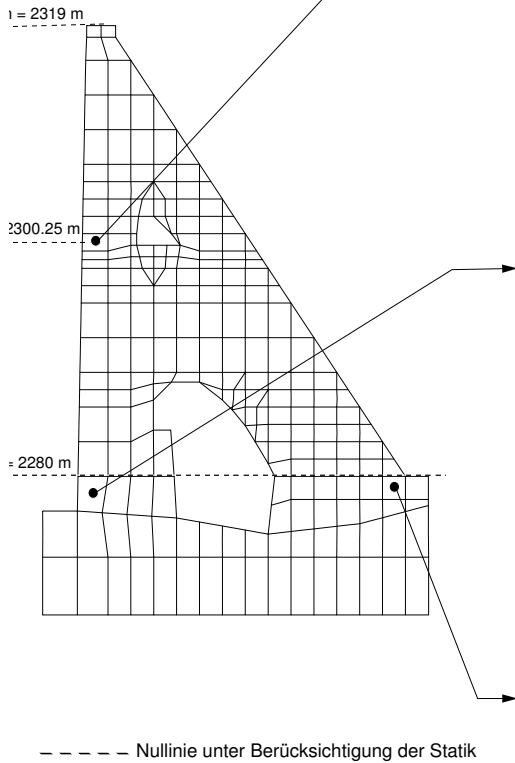
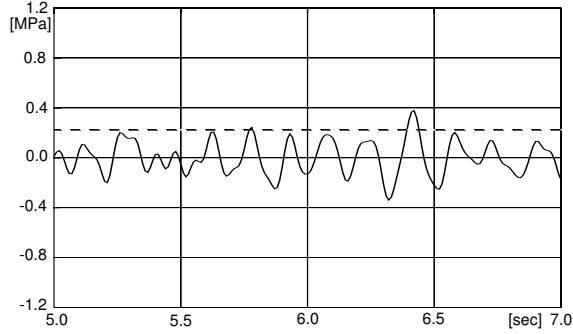


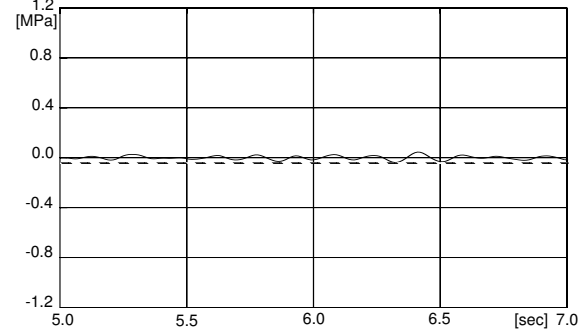
Abb.6.11: Spannungsverlauf zufolge OBE, volles Becken



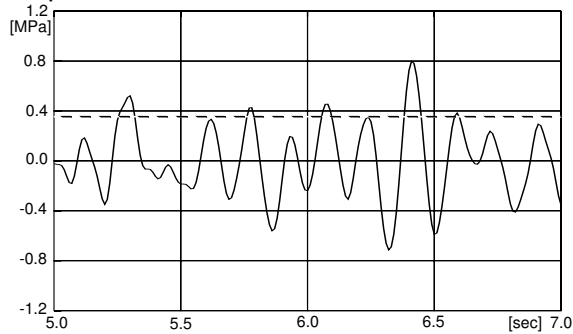
Vertikalspannungen im Horizont 2300.25 m (Wasserseite)



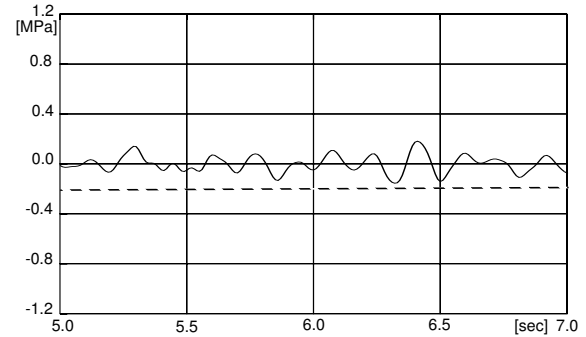
Schubspannungen im Horizont 2300.25 m (Wasserseite)



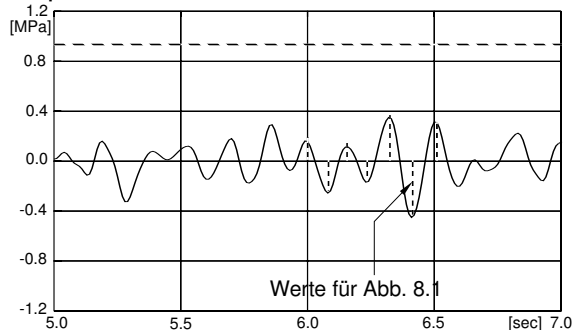
Vertikalspannungen im wasserseitigen Sperrenfuß



Schubspannungen im wasserseitigen Sperrenfuß



Vertikalspannungen im luftseitigen Sperrenfuß



Schubspannungen im luftseitigen Sperrenfuß

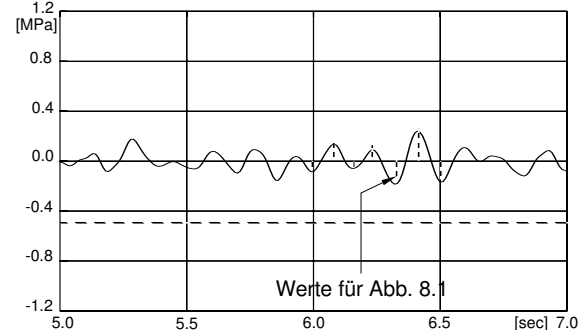


Abb.6.12: Spannungsverlauf (Ausschnitt 5.0-7.0sec) zufolge OBE, volles Becken

7 Vergleich der Ergebnisse

In den Kapiteln 5 und 6 sind die Ergebnisse der Berechnungen nach den verschiedenen Verfahren dargestellt. Im folgenden werden nunmehr die Ergebnisse verglichen und diskutiert. Der Vergleich beschränkt sich auf die Spannungen und Schnittkräfte in der theoretischen Aufstandsfläche sowie die Kronenbeschleunigungen, es wird nur der Zustand volles Becken und nur der OBE-Fall betrachtet (Tab. 7.1).

Tab.7.1: Spannungen in MPa und Schnittkräfte in MN/m in der theoretischen Aufstandsfläche, volles Becken, OBE, horizontales Erdbeben

	Wasserseitiger Sperrenfuß			Luftseitiger Sperrenfuß			Gesamt Q
	σ_w	N	Q	σ_L	N	Q	
Statik:							
· Konventionelle Methode	-0.41 ²⁾	-3.83	3.16	-0.87 ²⁾	-8.71	4.30	7.46
· FE-Rechnung	-0.37 ¹⁾	-3.86	1.89	-0.93 ¹⁾	-8.69	5.58	7.47
Horizontales Erdbeben							
· Pseudostatische Berechnung ³⁾	0.15	0.89	0.51	0.14	0.89	0.70	1.21
· Dynamisches Näherungsverf.	0.95	5.75	2.58	0.87	5.75	3.50	6.08
· Antwortspektrummethode	0.90	3.79	0.97	0.47	3.32	2.78	3.72

1) Auswertepunkt siehe Abb. 6.11

2) Wasserseitige bzw. luftseitige Oberfläche

3) Effektivwerte

Für die *statischen Lastfälle* erhält man bei einer näherungsweise Ermittlung (Ebenbleiben der Querschnitte) der Beanspruchung in der Aufstandsfläche eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der FE-Berechnung:

- Die Gesamtschnittkräfte sind a priori identisch, da bei beiden Verfahren die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind.
- Ebenso nahezu identisch ist die Aufteilung der Normalkräfte auf den wasserseitigen und luftseitigen Sperrenfuß.
- Größere Unterschiede ergeben sich bei der Aufteilung der Gesamtquerkraft. Dies liegt vor allem daran, daß bei der FE-Berechnung aufgrund der Querdehnung auch für den Lastfall Eigengewicht in der Aufstandsfläche Schubspannungen und damit in den beiden Sperrenfüßen entgegengesetzt wirkende Querkräfte auftreten (Tab. 5.1) sowie an der Neigung der luftseitigen Sperrenoberfläche, die zu einer Konzentration der Schubspannungen an der Luftseite führt (Abb. 5.3).
- Die Verteilung der Normalspannungen ist, abgesehen von den oberflächennahen Bereichen, bei beiden Verfahren etwa gleich (Abb. 5.2).

Für die statischen Belastungen wird die Beanspruchung in der Aufstandsfläche durch die Näherungsberechnung ausreichend genau erfaßt, und eine Sicherheitsbeurteilung ist auf dieser Basis möglich.

Für den *Lastfall Erdbeben* führen die einzelnen Rechenverfahren teilweise zu recht unterschiedlichen Ergebnissen. Die gegenüber den statischen Lastfällen zusätzliche Unbekannte ist die Größe der dynamischen Massenkräfte, und diese werden bei den einzelnen Verfahren unter sehr unterschiedlichen Voraussetzungen ermittelt.

Bei der *Pseudostatischen Berechnung* wird angenommen, daß Sperre mit Untergrund sehr steif sind und somit (ohne Eigendynamik) der Bewegung des Bodens folgen. Damit werden die Massenkräfte vor allem im oberen Bereich der Sperre stark unterschätzt. Nimmt man die Gesamtquerkraft an der Aufstandsfläche als Maß und berücksichtigt man, daß es sich bei den Werten der Pseudostatischen Berechnung um Effektivwerte handelt, so erhält man gegenüber der Antwortspektrummethode um den Faktor

$$1.21 \times \frac{1}{0.7} / 3.72 = 0.46$$

niedrigere Werte. Bezogen auf das Moment an der Aufstandsfläche ist der Faktor ca. 0.36.

Die Unterschiede in den Ergebnissen spiegeln auch die Tatsache wieder, daß es sich beim vorliegenden System, mit einer ersten Eigenfrequenz von 5.9Hz, für die Erdbebenbeanspruchung um kein starres System handelt.

Beim *Dynamischen Näherungsverfahren* wird die Eigendynamik der Sperre auf der Basis von Erfahrungswerten (Ergebnisse von Parameterstudien) ermittelt. Die erste Eigenfrequenz ergibt sich bei dieser Methode zu $1 / 0.116 = 8.6\text{Hz}$. Der Unterschied gegenüber der FE-Berechnung (5.9Hz) liegt vermutlich in dem verhältnismäßig weichen Untergrund ($E_F / E_B = 0.71$) der beim Näherungsverfahren als starr angenommen wird. Weiters handelt es sich bei der vorliegenden Sperre um eine sehr schlanke Gewichtsmauer.

Die dynamischen Massenkräfte unterscheiden sich ebenfalls sehr wesentlich von jenen nach der Antwortspektrenmethode. Bezogen auf die Gesamtquerkraft ergibt sich nach dem dynamischen Näherungsverfahren eine um den Faktor $6.08 / 3.72 = 1.63$ größere Beanspruchung. Analysiert man die Unterschiede etwas genauer, so ergibt sich folgendes Bild:

- Der Anteil der Masse der Sperre selbst an den Trägheitskräften ist bei beiden Verfahren in Summe ungefähr gleich groß, größere Unterschiede gibt es jedoch in der Verteilung über die Höhe. So wird z.B. beim Näherungsverfahren im Bereich der Aufstandsfläche mit einer Beschleunigung von Null gerechnet. Beim Antwortspektrumverfahren ergibt sich bei den gegebenen Verhältnissen ungefähr die Bodenbeschleunigung (Freifeldbeschleunigung).
- Der Einfluß des Wassers ist beim Näherungsverfahren um wesentliches größer als bei der Antwortspektrummethode, bezogen auf die Gesamtquerkraft um ca. den Faktor 2.5. Das liegt primär daran, daß die Ansätze des Näherungsverfahrens aus Berechnungen unter Berücksichtigung der Kompressibilität des Wassers abgeleitet wurden, die mitwirkenden Wassermassen bei der Antwortspektrummethode wurden hingegen unter der Voraussetzung inkompressibles Wasser ermittelt und stellen somit eine gröbere Näherung dar. Beim Näherungsverfahren geht damit das Verhältnis Eigenfrequenz des Stausees zu Eigenfrequenz der Sperre ein. Bei den gegebenen Verhältnissen ist die Eigenfrequenz des Stausees (vertikale Richtung) $C / 4H = 1440 / 4 \times 40 = 9.0\text{ Hz}$ und somit sehr nahe bei der nach dem

Näherungsverfahren ermittelten Frequenz der Sperre von 8.6Hz, was sehr ungünstige Verhältnisse und einen großen Einfluß des Wassers bedeutet. Würde man der Ermittlung des Wassereinflusses die erste Eigenfrequenz der FE-Berechnung von 5.9Hz zugrunde legen, so würden sich die Kräfte aus der dynamischen Wasserlast wesentlich (Größenordnung Faktor 2) reduzieren.

Die Ergebnisse der *Modalen Analyse mit Zeitintegration* stimmen mit jenen der Antwortspektrummethode, wie zu erwarten war, sehr gut überein. Unterschiede ergeben sich einerseits dadurch, daß die verwendeten Zeitverläufe mit dem Antwortspektrum nur näherungsweise kompatibel sind und andererseits aus dem unterschiedlichen Vorgehen bei der Überlagerung der einzelnen Moden sowie der Anteile aus horizontalem und vertikalem Erdbeben. Bei der vorliegenden Untersuchung ergibt die Modale Analyse mit Zeitintegration durchwegs etwas kleinere Bewegungsgrößen und Beanspruchungen als die Antwortspektrummethode (Tab. 7.2).

Tab.7.2: Bewegungsgrößen für horizontales und vertikales Erdbeben, OBE in m/s^2 bzw. mm

	Max. horizontale Kronenbeschleunigung		Max. horizontale Kronenverschiebung	
	leeres Becken	volles Becken	leeres Becken	volles Becken
Antwortspektrummethode	4.4	4.7	1.7	3.0
Modale Analyse mit Zeitintegration	3.8	3.9	1.6	2.7

Generell ist zu den Ergebnissen der Zeitintegration zu bemerken, daß die Maximalwerte meist nur sehr kurzzeitig auftretende Spitzenwerte darstellen und diese von Zufälligkeiten des Eingabezeitverlaufes, vom Zeitschritt und Integrationsalgorithmus beeinflusst werden. Damit ist bei dynamischen Berechnungen von vorne herein mit einer größeren Streuung der Ergebnisse zu rechnen als bei statischen Berechnungen.

Der *Einfluß der Abstrahlungsdämpfung* über den Untergrund wurde in der vorliegenden Untersuchung nicht berücksichtigt. In der Berechnung aus dem Jahre 1994 [9] und in einer Parameterstudie [4] wurde der Einfluß untersucht. Dabei hat sich herausgestellt, daß die Energieabstrahlung und die damit verbundene höhere Dämpfung zu einer zum Teil wesentlichen Reduktion der Schwingungen führen kann. Die Ergebnisse der dynamischen Berechnungen mit einer angenommenen Dämpfung von 5% (Materialdämpfung) wie sie in Abschnitt 6 vorliegen, können somit jedenfalls als konservative Ergebnisse betrachtet werden.

8 Standsicherheitsbeurteilung

8.1 Allgemeines

Basierend auf den Rechenergebnissen und den zur Verfügung stehenden bzw. angenommenen Materialkennwerten wird im folgenden eine Beurteilung der Standsicherheit der Sperre für den Erdbebenlastfall vorgenommen. Die Betrachtungen beziehen sich auf das OBE. Nach [1] ist nachzuweisen, daß zufolge OBE keine nennenswerten Schäden wie z.B. Rißbildungen auftreten. Für die Sicherheitsbeurteilung werden die Ergebnisse der FE-Rechnungen (Antwortspektrummethode und Modale Analyse mit Zeitintegration) herangezogen. Es wird der Fall horizontales und vertikales Erdbeben betrachtet. Auf die Nebenanlagen und den Stauraum, die grundsätzlich ebenfalls zu beurteilen sind, wird im vorliegenden Bericht nicht eingegangen. Ergänzend zu der Standsicherheitsbeurteilung bei Erdbeben, wird die Beanspruchung und das Verhalten der Sperre bei Vollstau kurz zusammengefaßt.

8.2 Beanspruchung und Verhalten bei Vollstau

Bei Vollstau treten am luftseitigen Sperrenfuß Hauptspannungen von maximal ca. 1.5 N/mm^2 Druck auf, am wasserseitigen Sperrenfuß verbleiben noch Druckspannungen von ca. 0.4 N/mm^2 , es treten somit selbst unter Berücksichtigung des vollen Auftriebes von 39m Wassersäule keine Zugspannungen auf. Die Meßergebnisse zeigen im wasserseitigen Aufstandsbereich an einigen Stellen einen stauabhängigen Felswasserdruck, was wahrscheinlich auf das Fehlen eines Drainageschirms zurückzuführen ist.

Gegenüber den Betonfestigkeiten, die bereits nach 28 Tagen je nach Zementgehalt zwischen 17 und 25 N/mm^2 betragen ist die Beanspruchung äußerst gering, und eine Sicherheit von 4 ist jedenfalls gegeben. Für die Gleitsicherheit in der theoretischen Aufstandsfläche gilt folgendes (Tab. 5.1):

$$\begin{array}{ll} \text{Luftseitiger Sperrenfuß:} & N_L = -8.69 \text{ MN/m} \\ & Q_L = 5.58 \text{ MN/m} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Wasserseitiger Sperrenfuß:} & N_W = -3.86 \text{ MN/m} \\ & N_A = +2.44 \text{ MN/m} \\ & Q_W = 1.89 \text{ MN/m} \end{array}$$

Die Auftriebskraft N_A wurde unter der Annahme einer 75% Benetzung und der vollen Wasserlast über den gesamten wasserseitigen Sperrenfuß gerechnet. Damit ergeben sich die folgenden mittleren Spannungen:

$$\begin{array}{ll} \text{Wasserseitiger Sperrenfuß:} & A = 0.25 \cdot 8.33 = 2.08 \text{ m}^2/\text{m} \\ & \sigma = -0.68 \text{ N/mm}^2 \\ & \tau = 0.91 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Luftseitiger Sperrenfuß:} & A = 11.31 \text{ m}^2/\text{m} \\ & \sigma = -0.77 \text{ N/mm}^2 \\ & \tau = 0.49 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Nimmt man an, daß die gesamte Querkraft über den luftseitigen Sperrenfuß zu übertragen ist, so ergibt sich eine mittlere Schubspannung von 0.66 N/mm^2 .

Zum Nachweis der Gleitsicherheit in der theoretischen Aufstandsfläche werden für den luftseitigen Sperrenfuß die Spannungen im σ - τ -Diagramm (Abb. 8.1) aufgetragen und einer Grenzgerade für die zulässige Beanspruchung gegenübergestellt. Die angenommene Grenzgerade wurde aus Untersuchungen für die Schlegeissperre abgeleitet [10]. Nach dieser Untersuchung ist für Arbeitsfugen und bei entsprechender Festigkeit des Untergrundes auch für die Fuge Fels/Beton mit einer Bruchgerade von $\tau = 4.0 \text{ N/mm}^2 + 0.75 \times \sigma$ zu rechnen. Für die Grenzgerade wurde die Kohäsion um den Faktor 4 abgemindert.

Die Spannungen liegen im σ / τ -Diagramm im zulässigen Bereich, die Gleitsicherheit ist damit gegeben. Sicherheiten in den Schieferungsflächen können aufgrund der fehlenden felsmechanischen Parameter nicht nachgewiesen werden, sie sollten jedoch kein generelles Problem darstellen.

8.3 Erdbeben (OBE) bei leerem Becken

Die Vertikalspannungen an der Aufstandsfläche betragen bei leerem Becken an der Wasserseite 1.48 N/mm^2 und an der Luftseite ca. 0.15 N/mm^2 (jeweils Druckspannungen). Im Erdbebenlastfall kommt es an der Sperrenluftseite kurzzeitig zu geringfügigen Zugspannungen von max. 0.10 N/mm^2 (Abb. 6.8). Diese Zugspannungen sind allerdings mit Sicherheit kein Auslöser für Rißbildungen oder nennenswerte Fugenöffnungen. Bezogen auf die Normalkraft im luftseitigen Sperrenfuß ergeben sich die folgenden Verhältnisse:

Eigengewicht	$N_L = -4.55 \text{ MN/m}$
OBE	$N_L = \pm 2.59 \text{ MN/m}$

D.h. bei leerem Becken verbleibt auch im OBE-Fall noch eine Druckkraft im luftseitigen Sperrenfuß.

8.4 Erdbeben (OBE) bei vollem Becken

Trifft das OBE auf ein volles Staubecken, so sind am wasserseitigen Sperrenfuß kurzzeitig Zugspannungen von maximal $0,4 \text{ N/mm}^2$ und auf Höhe des oberen Kontrollganges von 0.2 N/mm^2 zu erwarten. Die vertikalen Druckspannungen am luftseitigen Sperrenfuß schwanken im OBE-Fall zwischen 0.6 N/mm^2 und 1.4 N/mm^2 (Abb. 6.11). Aufgrund des geringen Spannungsniveaus und der Kurzzeitigkeit der Beanspruchung sind auch bei vollem Becken und OBE keine Rißbildungen zu erwarten. Ein kurzzeitiges geringfügiges Öffnen der wasserseitigen Aufstandsfläche bzw. von Klüften im Untergrund ist jedoch nicht auszuschließen, und es könnte sich dadurch eventuell eine geringfügige Zunahme der Sohl- bzw. Kluftwasserdrücke und der Durchsickerungen ergeben. Dies ergibt sich auch aus der Gegenüberstellung der Gesamtnormalkräfte im wasserseitigen Sperrenfuß:

Eigengewicht und Wasserlast	$N_W = -3.86 \text{ MN/m}$
OBE	$N_W = \pm 3.79 \text{ MN/m}$

D.h. im OBE-Fall schwanken die Normalkräfte (ohne Berücksichtigung eines Sohlenwasserdruckes) zwischen -7.7 MN/m und 0 .

Für den luftseitigen Sperrenfuß ergeben sich folgende Extremwerte für die Schnittkräfte und die mittlere Spannungen

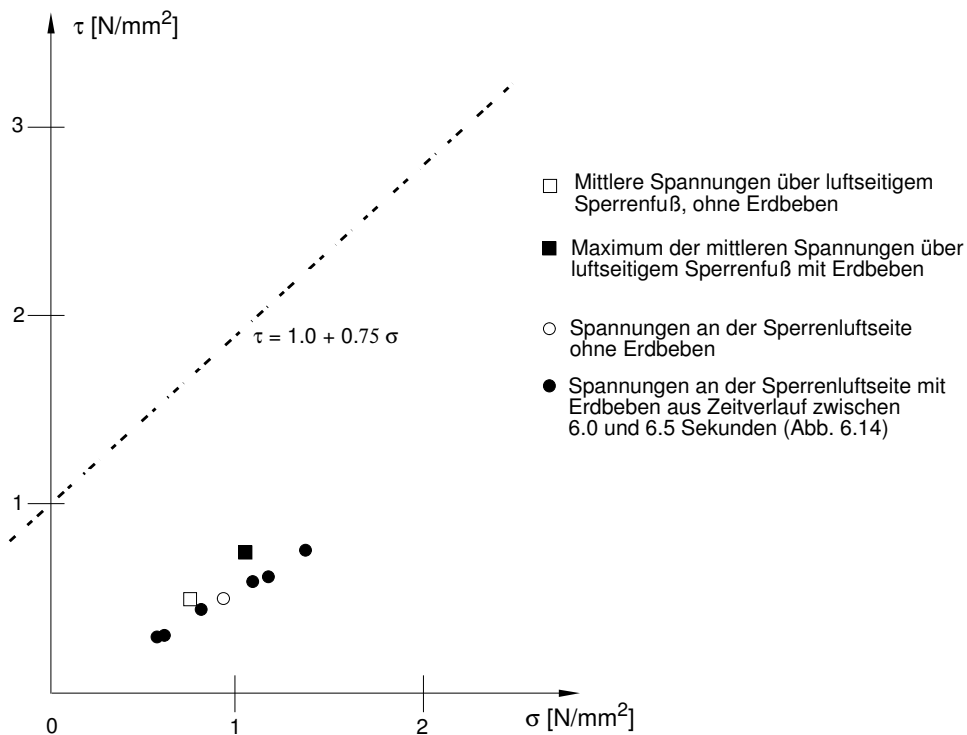
$$\begin{aligned} N_L &= -8.69 - 3.39 = -12.08 \text{ MN/m} \\ Q_L &= 5.58 + 2.81 = 8.39 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Damit folgt } \sigma &= -1.07 \text{ N/mm}^2 \\ \tau &= 0.74 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Nimmt man wiederum an, daß die gesamte Querkraft über den luftseitigen Sperrenfuß zu übertragen ist, so ergibt sich eine mittlere Schubspannung von 1.00 N/mm^2 .

Die Spannungen sind in Abb. 8.1 im σ/τ - Diagramm dargestellt. Eingetragen sind in diesem Diagramm neben den mittleren Spannungen über den luftseitigen Sperrenfuß auch die an der Luftseite auftretenden Schub- und Normalspannungen. Wie die Auftragung zeigt, ist auch im OBE-Fall für die kurzzeitig auftretenden Extremwerte eine ausreichende Sicherheit vorhanden, selbst dann, wenn die Extremwerte dauernd wirken würden.

Abb.8.1: Normal und Schubspannungen in der theoretischen Aufstandsfläche, luftseitiger Sperrenfuß, Vollstau und Erdbeben (OBE)



8.5 Anmerkungen zum MCE

Die obigen Sicherheitsbetrachtungen haben sich, wie bereits erwähnt, auf den OBE-Fall bezogen. Die Beanspruchungen für MCE können, Linearität vorausgesetzt, aus jenen für OBE abgeleitet werden (Faktor 2.13). Auf Höhe der theoretischen Aufstandsfläche ergeben sich an der Wasserseite im MCE-Fall bei vollem Becken Vertikalspannungen zwischen 2.1 N/mm² Druck und 1.3 N/mm² Zug.

Die Zugspannungen können, auch wenn sie nur von sehr kurzer Dauer sind, vermutlich nicht in den Untergrund übertragen werden und führen somit zu einem Abheben des Sperrenfußes. Das Ausmaß des Abhebens und dessen Einfluß auf das Verhalten des wasserseitigen Sperrenfußes bzw. der gesamten Sperre kann näherungsweise abgeschätzt oder in einer nichtlinearen Berechnung genauer erfaßt werden. Es ist beabsichtigt den Einfluß des Öffnens von Fugen in einer nichtlinearen Berechnung genauer zu erfassen.

9 Zusammenfassung

Für den Hauptquerschnitt der Sperre Großer Mühdorfer See wurden für die statischen Lastfälle Eigengewicht und Wasserlast und für die Erdbebenlastfälle jeweils zwei Kategorien von Berechnungen durchgeführt: die konventionellen Berechnungen und die Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente.

Bei der konventionellen Methode wurden die Erdbebenkräfte nach zwei Verfahren ermittelt: der pseudostatischen Methode und einem dynamischen Näherungsverfahren. Aus den Schnittgrößen wurden unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte Spannungen berechnet. Die Erdbebenbeanspruchungen bei den Finiten Elemente Berechnungen wurden nach der Antwortspektrummethode und der Modalen Analyse mit Zeitintegration gerechnet.

Während sich die Ergebnisse der konventionellen Methode und FE-Methode für die statischen Lastfälle nur geringfügig unterscheiden, weisen die Ergebnisse der Erdbebenberechnungen nach den verschiedenen Methoden zum Teil erhebliche Unterschiede auf. Insbesondere wird die Erdbebenbeanspruchung mit der pseudostatischen Methode nur unzureichend erfaßt.

Für die vorliegende Anlage und den anzusetzenden Beschleunigungen ist für das OBE die Antwortspektrummethode bzw. die Modale Analyse mit Zeitintegration das entsprechende Rechenverfahren. Es konnte damit in der vorliegenden Untersuchung eine ausreichende Sicherheit der Sperre nachgewiesen werden. Für den MCE-Nachweis sollte eine nichtlineare Berechnung durchgeführt werden.

Referenzen

- [1] **Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission**, "Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3, Richtlinien", 1996.
- [2] **Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission**, "Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 2, Erdbebenkennwerte", 1996.
- [3] **A.K. Chopra**, "Earthquake Resistant Design of Concrete Gravity Dams", Journ. Struct. Div., June 1978.
- [4] **P.Obernhuber et al**, "Soil-Structure Interaction in Dam Analysis", Proc. Int. Symp., Santiago / Chile, Okt. 1996.
- [5] **H.M. Westergaard**, "Water Pressures on Dams during Earthquakes", Transaction ASCE, Vol. 98, 1933.
- [6] **Österr. Draukraftwerke AG**, "Statische Berechnung der Staumauer Großer Mühldorfer See", Dez. 1953.
- [7] **Österr. Draukraftwerke AG**, "Statische Berechnung der Staumauer Großer Mühldorfer See", März 1955.
- [8] **Österr. Draukraftwerke AG**, "Sperrre Großer Mühldorfer See: Standsicherheitsnachweis mit Erdbeben", Sept. 1989.
- [9] **Österreichische Draukraftwerke AG.**, "Sperrre Großer Mühldorfer See, Erdbebenberechnung" Juni 1994.
- [10] **H. Huber**, "Untersuchungen über die Frostbeständigkeit und die Scherfestigkeit von Arbeitsfugen des Betons für die Sperrre Schlegeis", Zement und Beton, Jän./Feb. 1971.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	1
2. Sperre und Untergrund	2
3. Erdbebenkenntwerte	3
4. Grundsätzliches zu den Berechnungen	5
5. Statische Berechnung	9
6. Erdbebenberechnung	16
7. Vergleich der Ergebnisse	36
8. Standsicherheitsbeurteilung	39
9. Zusammenfassung	42

**Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft
Österreichische Staubeckenkommission**

ERDBEBENBERECHNUNG VON TALSPERREN

BAND 5

**Beispiel Gewölbemauer
Wiederschwing**



1999

Inhaltsverzeichnis	Seite
1. Einleitung	2
2. Sperre und Untergrund	3
3. Berechnungsgrundlagen	5
4. Statische Berechnungen	9
5. Erdbebenberechnung	13
6. Standsicherheitsbetrachtung	28
7. Zusammenfassung	29
8. Literatur	31

1. Einleitung

Die in den Jahren 1951 bis 1953 errichtete Gewölbemauer Wiederschwing mit einer maximalen Höhe von 30 m und einer Kronenlänge von 75 m bildet das Abschlußbauwerk für einen Speicher mit 1.2 Mio. m³ Inhalt. Die Stauanlage gehört zum Kraftwerk Kamering der Kärntner Elektrizitäts-AG (Kelag), das Kraftwerk hat eine installierte Leistung von 9 MW. Die Sperre liegt im Weißenbachtal, einem südwestlichen Seitental der Drau, 15 km flußaufwärts befindet sich der Weißensee, der als Fernspeicher dient. Die Anlage liegt in einem Gebiet mit einer für österreichische Verhältnisse mittleren Seismizität.

Dem damaligen Stand der Technik entsprechend wurde für die Einreichung der Sperre die statische Berechnung ohne Erdbebenlastfall durchgeführt. Im Zuge der periodischen Überprüfung durch den Unterausschuß für Talsperrenüberwachung der Staubeckenkommission wurde nunmehr auch ein Standsicherheitsnachweis für den Lastfall Erdbeben nach den Richtlinien der Staubeckenkommission [1] verlangt.

Die Berechnungen wurden von der Verbundplan durchgeführt, und es liegt dazu ein Abschlußbericht aus dem Jahre 1997 vor [2]. Der Bericht der Verbundplan wurde überarbeitet und wird nunmehr im Rahmen der Staubeckenkommission als Band 5 der Reihe Erdbebenberechnung von Talsperren veröffentlicht.

Entsprechend den Richtlinien wurden Erdbebenberechnungen für das Betriebserdbeben (OBE) und das Maximal Denkbare Erdbeben (MCE) durchgeführt. Die Erdbebenlastfälle wurden den planmäßigen Einwirkungen Eigengewicht, Wasserlast und Temperatur überlagert. Die Berechnungen basieren auf der Methode der Finiten Elemente und einem dreidimensionalen Modell. Das im Zuge eines Erdbebens zu erwartende Öffnen und Schließen von Blockfugen wurde berücksichtigt. Die angewendeten Rechenverfahren sind dynamische Verfahren: Die Antwortspektrummethode für die linearen Berechnungen und die Methode der direkten Integration für die nichtlinearen.

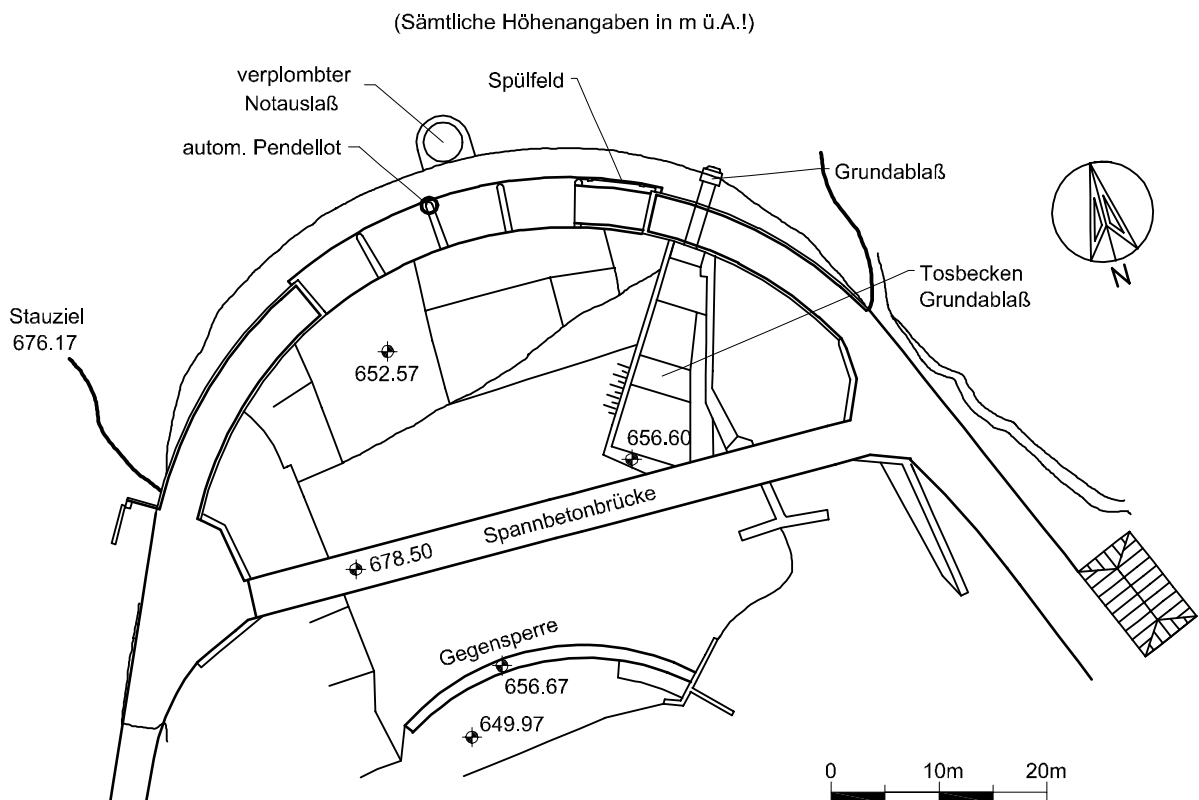
Der vorliegende Bericht enthält nach einer Beschreibung der Sperre und einer Zusammenstellung der Rechenparameter eine kurze Erläuterung der verwendeten Rechenverfahren. Die statischen Berechnungen für die planmäßigen Einwirkungen sind Gegenstand von Abschnitt 4. Abschnitt 5 beinhaltet die Erdbebenberechnungen für OBE und MCE. Eine Sicherheitsbeurteilung auf der Basis der Rechenergebnisse ist in Abschnitt 6 zu finden.

2. Sperre und Untergrund

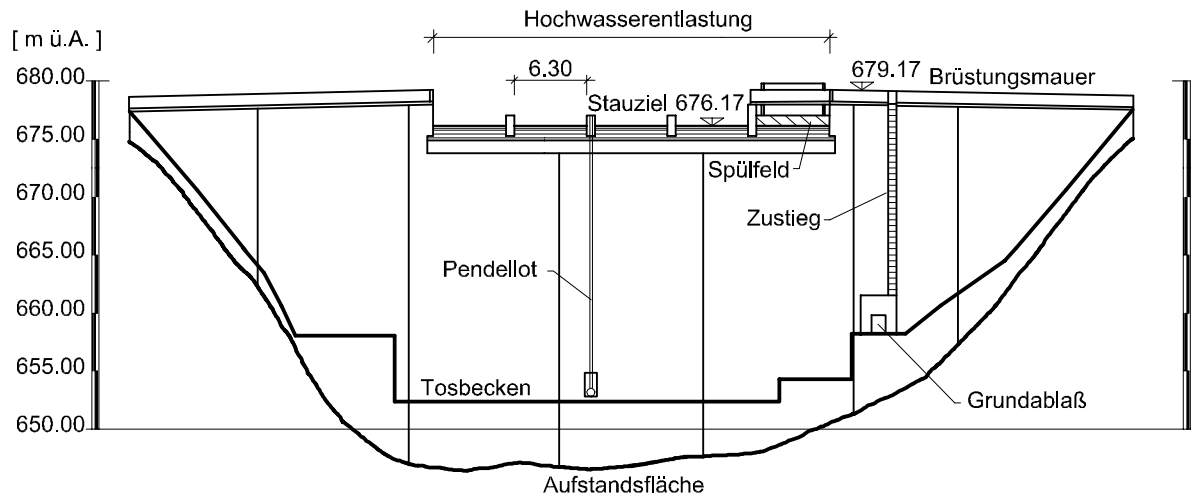
Das Stauziel des Speichers liegt auf 676.17 m ü.A., das Absenkziel auf 663.67 m ü.A., das nutzbare Speichervolumen beträgt 1.0 Mio. m³. Der Speicher wird als Wochenspeicher für das Kraftwerk Kamering betrieben.

Bei der Sperre Wiederschwing handelt es sich um eine mäßig überhängende Zylindermauer mit einer maximalen Höhe von 30 m, einer Kronenlänge von 75 m, der mittlere Radius der Bögen beträgt 38 m. Die Sperre weist eine Basisbreite von ca. 10 m und eine Kronenbreite von ca. 2.5 m auf, das Gesamtvolumen beträgt 8000 m³ (Abb. 2.1 und 2.2).

Abb. 2.1: Sperre Wiederschwing, Lageplan



**Abb. 2.2: Sperre Wiederschwing, Längenschnitt
(Ansicht von der Luftseite)**



Die Sperre wurde in Blöcken mit Breiten von ca. 13.0 m betoniert, die Blockfugen wurden bei ca. +5°C verpreßt, sie sind nicht verzahnt. Die Betonierung erfolgte mit gerundetem Zuschlagstoff mit 250 kg/m³ PZ 225. Die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen betrug 24.3 MPa, die Biegezugfestigkeit 3.4 MPa. Die Sperre wurde in der Felsschlucht des Weißenbaches in hartem Quarzphyllit eingebunden. Die Untergrundinjektionen erstreckten sich vor allem auf den Bereich der Flanken.

Beides, Hochwasserüberfall und Grundablaß wurde in den Jahren 1993/94 umgebaut bzw. erneuert. Der Hochwasserüberfall ist als freier Überfall über die Sperrenkrone ausgebildet und kann ein HQ₅₀₀₀ mit 160 m³/s bei einem Überstau von 163 cm abführen. Der Grundablaß ist durch den Sperrenkörper geführt, die maximale Leistungsfähigkeit beträgt 25 m³/s.

An Meßeinrichtungen sind insbesondere das Lot mit automatischer Registrierung und Grenzwertüberwachung im Mittelschnitt der Sperre, zwei Extensometer in den Untergrund sowie das geodätische Netz zu erwähnen.

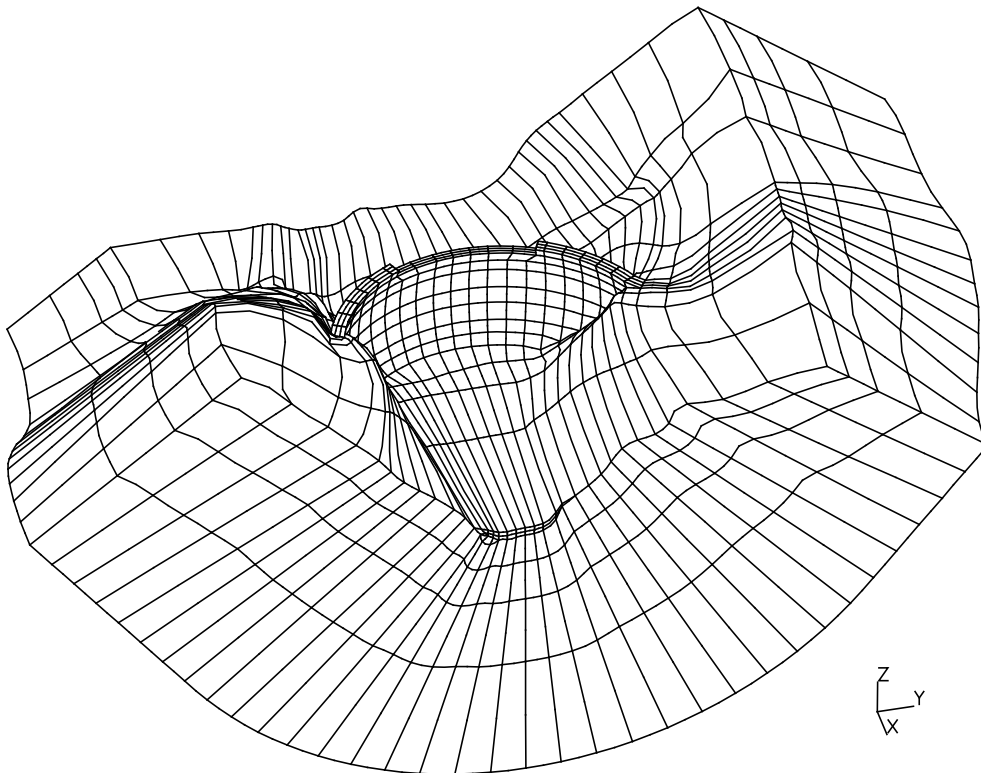
3. Berechnungsgrundlagen

3.1 Rechenmodell und Materialkennwerte

Die statischen Berechnungen und die Erdbebenberechnungen basieren, wie bereits erwähnt, auf der Methode der Finiten Elemente und einem dreidimensionalen Modell. Im Modell ist die Sperre und ein entsprechender Teil des Untergrundes erfaßt.

Die Geometrie der Sperre und des Aufstandsbereiches wurde aus den Bestandsplänen übernommen und im Modell möglichst genau nachgebildet. Die verwendeten Elemente sind isoparametrische Volumenelemente mit quadratischem Verschiebungsansatz, über den Sperrenquerschnitt sind 3 Elemente eingeführt. Insgesamt besteht das Netz aus ca. 2300 Elementen mit ca. 12300 Knoten (Abb. 3.1 und 3.2).

Abb. 3.1: Finite-Elemente-Modell, Gesamtmodell



Im Modell sind in vier Blockfugen, deren Geometrie im wesentlichen nachgebildet ist, von der Sperrenkrone bis auf Niveau Tosbecken-Oberkante Kontaktelemente eingebaut (Abb. 3.3). Diese Kontaktelemente erlauben ein Öffnen der Blockfugen, ein Gleiten nach einem Coulombschen Reibungskriterium und ein Schließen der Blockfugen. Damit wurden die Voraussetzungen für das Ausschalten der Zugspannungen in den Blockfugen während der Erdbebenanregung geschaffen.

Abb. 3.2: Finite-Elemente-Modell, rechte Sperrenhälfte

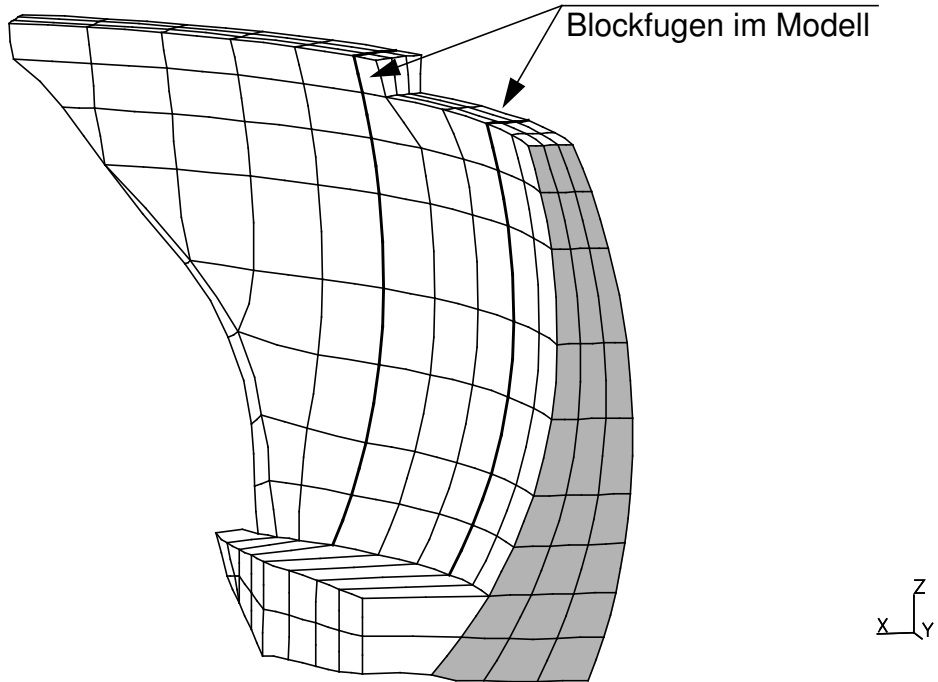
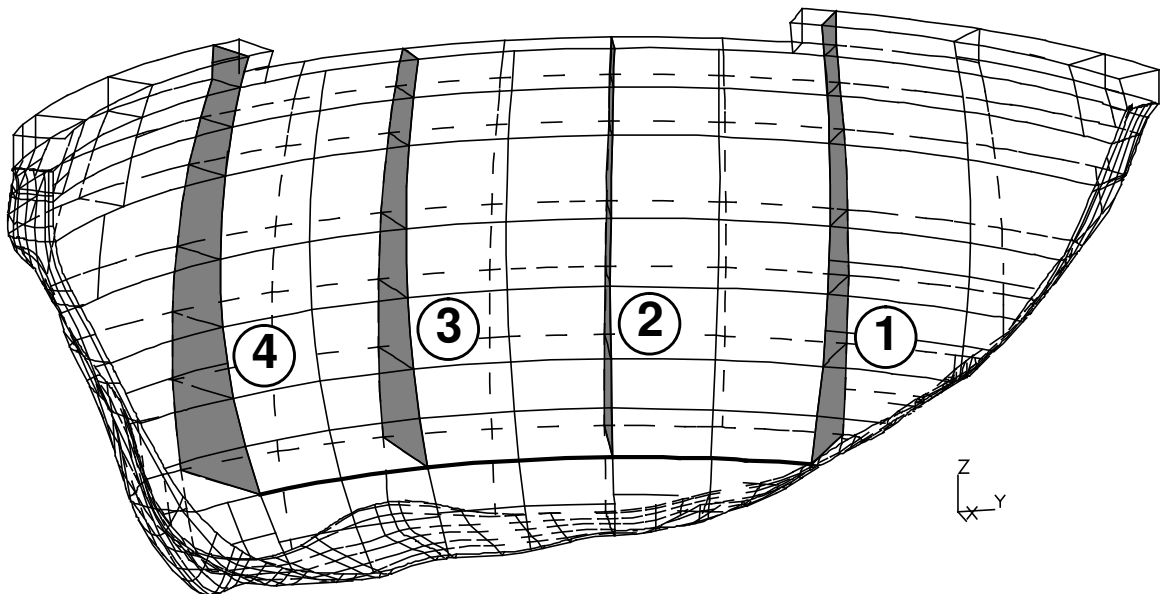


Abb. 3.3: Finite-Elemente-Modell, Sperrenkörper mit Blockfugen



① ④ Blockfugen mit Kontaktelementen

Für den Felsuntergrund und für den Sperrenbeton mit Ausnahme der oben erwähnten Blockfugen wurde elastisches, homogenes und isotropes Verhalten angenommen. Die Materialkennwerte sind der Tabelle 3.1 zu entnehmen. Sie entsprechen, soweit vorhanden, den Versuchsergebnissen.

Tab. 3.1: Materialkennwerte

	Rechenannahmen Statik 1951	Materialprüfung	Rechenannahmen 1997	
			Statik	Dynamik
E_{Beton} [GPa]	20	34.8	20	34.8
E_{Fels} [GPa]	20	-	20	20
ν_{Beton}	0.2	-	0.2	0.2
ν_{Fels}	-	-	0.1	0.1
γ_{Beton} [kN/m ³]	23.5	24.6	24.6	24.6
α_t	$0.9 \cdot 10^{-5}$	-	$0.9 \cdot 10^{-5}$	$0.9 \cdot 10^{-5}$

Die spezifische Masse des Untergrundes wurde, um die Eigendynamik des begrenzten Körpers zu unterdrücken, sehr klein angenommen. Aus numerischen Gründen ist ein Wert >0 erforderlich. Die angenommene Materialdämpfung für Sperre und Untergrund beträgt 5% der kritischen Dämpfung.

Der Einfluß des Speichers auf das Schwingungsverhalten der Sperre wird in der Berechnung durch eine einfache Näherung simuliert. Dabei wird nach Westergaard das Wasser im Stauraum durch eine mitschwingende Wassermasse ersetzt. Die mitschwingende Wassermasse ist durch die Beziehung

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{Hy}$$

begrenzt, wobei b die Breite der Wassermasse in der Tiefe y und H die Gesamttiefe des Stausees bedeutet. Das Wasser wird in der Berechnung durch Punktmassen, die den wasserseitigen Knoten zugeordnet werden, ersetzt.

Die Gesamtmasse der Sperre beträgt ca. 18 200 t, die gesamte mitschwingende Wassermasse 22 700 t.

3.2 Rechenverfahren

Sämtliche Berechnungen für den vorliegenden Bericht basieren auf dem unter 3.1 beschriebenen Finite Elementmodell. Als Berechnungsprogramm wurde das Programmsystem ABAQUS [3] verwendet. Die Modellerstellung und teilweise auch die Auswertung der Ergebnisse erfolgte mit dem Programm IDEAS. Die dynamischen Berechnungen für den vorliegenden Bericht basieren auf zwei verschiedenen Verfahren, nämlich der Antwortspektrenmethode und der direkten Integration.

Bei der *Antwortspektrenmethode* wird lineares Verhalten vorausgesetzt. Es werden dabei für das FE Modell die Eigenwerte und Eigenformen berechnet und anschließend die Bewegungsgrößen je Eigenwert mit dem Bemessungsspektrum ermittelt. Die Überlagerung der einzelnen Modalantworten erfolgt mit der SRSS-Methode [1]. Als Ergebnis erhält man die Maximalwerte der Bewegungsgrößen und Beanspruchungen, nicht jedoch deren zeitlichen Verlauf.

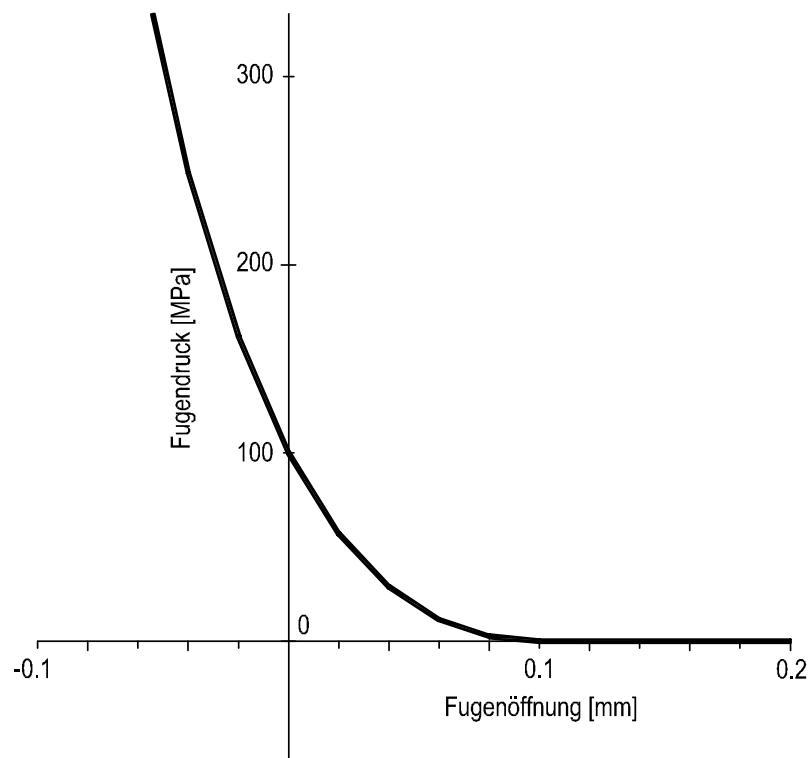
Bei der Methode der *direkten Integration* wird die Bewegungsgleichung für das Gesamtsystem Zeitschritt für Zeitschritt direkt integriert und damit der zeitliche Verlauf der Bewegungsgrößen und Beanspruchungen ermittelt. Bei dieser Methode ist es somit auch möglich, die im Zuge der Erdbebenbeanspruchung auftretenden Nichtlinearitäten, wie im vorliegenden Fall das Öffnen von Blockfugen, zu berücksichtigen. Als Integrationsverfahren stehen in ABAQUS sowohl implizite als auch explizite Verfahren zur Verfügung. Für die vorliegende Aufgabe mußte, wegen der Annahme eines nahezu masselosen Untergrundes, ein impliziter Algorithmus verwendet werden. Der Zeitschritt für die direkte Integration beträgt $\Delta T=0.003$ sec. Damit können Schwingungen bis zu einer Frequenz von 30 Hz ausreichend genau abgebildet werden.

In den Blockfugen wurden, wie bereits erwähnt, Kontaktelemente eingebaut. Es wurden in ABAQUS die Elemente Inter 9 verwendet. Zwischen zwei korrespondierenden Knoten gilt dabei die folgende Beziehung zwischen Druck p und Fugenweite h (Abb. 3.4)

$$p = \frac{p_0}{(\exp(1) - 1)} \left[\left(\frac{-h}{c_0} + 1 \right) \left(\exp\left(\frac{-h}{c_0} + 1 \right) - 1 \right) \right]$$

Die Parameter p_0 und c_0 sind frei wählbar. Sie sind so festzulegen, daß einerseits die Resultate nicht nennenswert beeinflußt werden, andererseits jedoch der Algorithmus ein brauchbares Konvergenzverhalten aufweist. Für die Festlegung von p_0 und c_0 wurden Testrechnungen durchgeführt, und schließlich die Werte $p_0 = 100$ MPa und $c_0 = 0.1$ mm gewählt. Physikalisch bedeuten diese Parameter, daß für Fugenöffnungen $<c_0$ in der Fuge Druck übertragen wird und bei der Fugenöffnung von 0 der Druck p_0 beträgt (Abb. 3.4).

Abb. 3.4: Beziehung zwischen Druck und Fugenweite für die Interface-Elemente



4. Statische Berechnungen

4.1 Lastfälle

Die Erdbebenlastfälle werden den planmäßigen Bemessungszuständen überlagert. Es sind somit für alle planmäßigen Einwirkungen statische Berechnungen durchzuführen, sie bilden die Ausgangszustände für die Erdbebeneinwirkungen. Ein Überblick über die Beanspruchungen unter den planmäßigen statischen Lasten ist außerdem eine notwendige Grundlage für die Beurteilung der Erdbebensicherheit einer Anlage.

Als planmäßige statische Einwirkungen werden in der vorliegenden Untersuchung die folgenden Lastfälle berücksichtigt:

- Eigengewicht der Sperre,
- Wasserlast bei Stauziel,
- Temperatur Sommerende und
- Temperatur Winter.

Ein Sohlenwasserdruck wird in den Finite Elementrechnungen nicht berücksichtigt, wo erforderlich, ist er jedoch bei den Standsicherheitsbetrachtungen zu berücksichtigen.

Für die Eigengewichtsbelastung wird angenommen, daß diese entsprechend dem Bauablauf auf die unabhängigen Blöcke und nicht auf das Gewölbe wirkt. Für den Lastfall Vollstau wird ein Wasserspiegel von 675.5 m ü.A. angenommen.

Für die Temperaturlastfälle werden die Annahmen aus der Einreichstatik [4] übernommen. Die zugrunde gelegte Fugenschlußtemperatur beträgt 5°C. Die mittleren Betontemperaturen über die Sperrhöhe und das Temperaturgefälle von der Sperrwasser- zur Sperrluftseite sind der Tabelle 4.1 zu entnehmen.

Tab. 4.1: Temperaturannahmen

Horizont [m ü.A.]	Sommer		Winter	
	T_0	ΔT	T_0	ΔT
675	20.0°	-4.0°	-3.0°	4.0°
670	19.0°	-3.0°	0.5°	5.0°
665	18.0°	-2.5°	1.5°	5.0°
660	17.5°	-1.0°	2.5°	3.0°
655	17.0°	0.0°	3.5°	3.0°
650	15.5°	0.0°	4.5°	1.0°
645	12.0°	0.0°	5.5°	0.0°

T_0 Mittlere Temperatur

ΔT $T_{\text{Wasserseite}} - T_{\text{Luftseite}}$

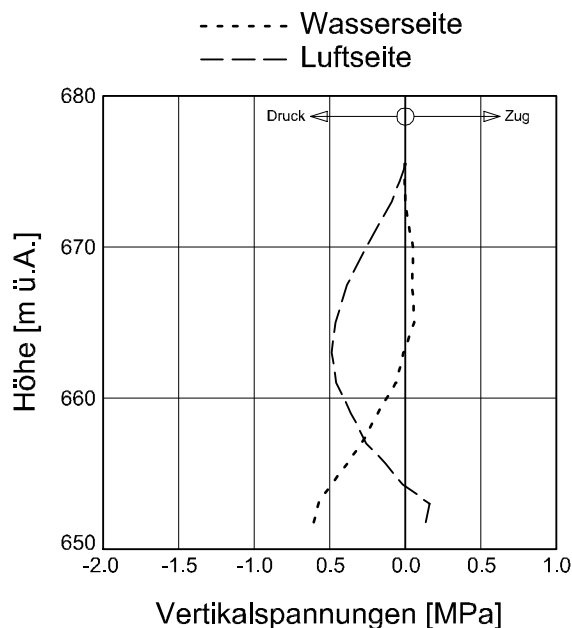
Von den in der Tabelle 4.1 angegebenen Temperaturen ist für die Berechnungen noch die Fugenschlußtemperatur von 5°C abzuziehen.

4.2 Ergebnisse

Im folgenden werden die Ergebnisse der Finite Elementberechnungen für die unter 4.1 beschriebenen Lastfälle, das sind im wesentlichen die planmäßigen Einwirkungen, dargestellt und beschrieben. Die Auftragungen beziehen sich auf den Mittelschnitt der Sperre, die aus diesen Ergebnissen abgeleiteten Aussagen gelten jedoch für den gesamten Sperrbereich. Als Vorzeichenregelung für die Spannungen wird die in der Kontinuumsmechanik übliche verwendet, d.h., positive Normalspannungen bedeuten Zug, negative Druck.

Das Beanspruchungsniveau der Sperre ist aufgrund der relativ geringen Höhe und der konservativen Auslegung grundsätzlich sehr niedrig. Für den Lastfall Eigengewicht der unabhängigen Blöcke betragen die maximalen Druckspannungen lediglich -0.6 MPa und es treten keine nennenswerten Zugspannungen auf (Abb. 4.1).

Abb. 4.1: Vertikalspannungen im Mittelschnitt, Eigengewicht der unabhängigen Blöcke



Für den Lastfall Eigengewicht + Wasserlast bei Vollstau treten ebenfalls keine Zugspannungen auf, die maximalen Druckspannungen betragen ca. -1.0 MPa, es sind dies die wasserseitigen Bogen- spannungen ungefähr auf mittlerer Höhe der Sperre (Abb. 4.2).

Bei niedrigen Gewölbemauern ist der Einfluß der Temperaturschwankungen relativ groß (Abb. 4.2 und 4.3). Die maximalen Druckspannungen steigen bei Vollstau im Winter auf -1.5 MPa an, nennenswerte Zugspannungen sind jedoch auch bei diesem Lastfall nicht zu verzeichnen. Geringfügige Zugspannungen treten hingegen im luftseitigen Aufstandsbereich im Spätsommer auf, sie betragen für den Lastfall Eigengewicht + Vollstau + Temperatur Sommer 0.6 MPa.

Abb. 4.2: Bogenspannungen im Mittelschnitt
a) Wasserseite
b) Luftseite

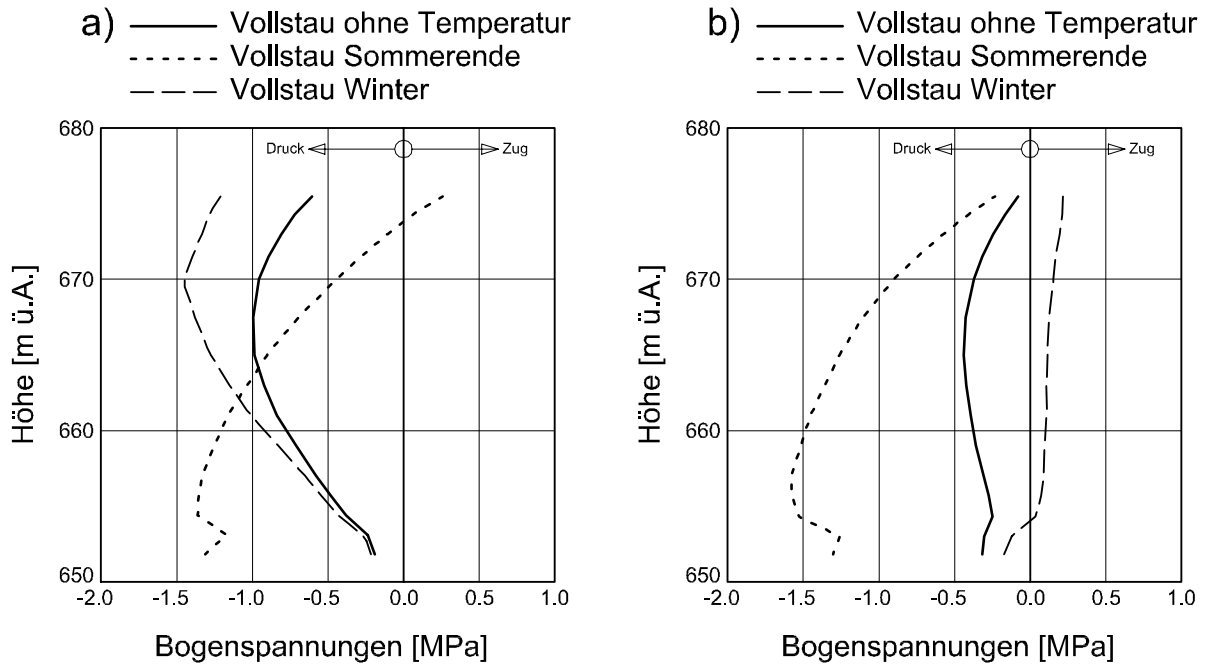
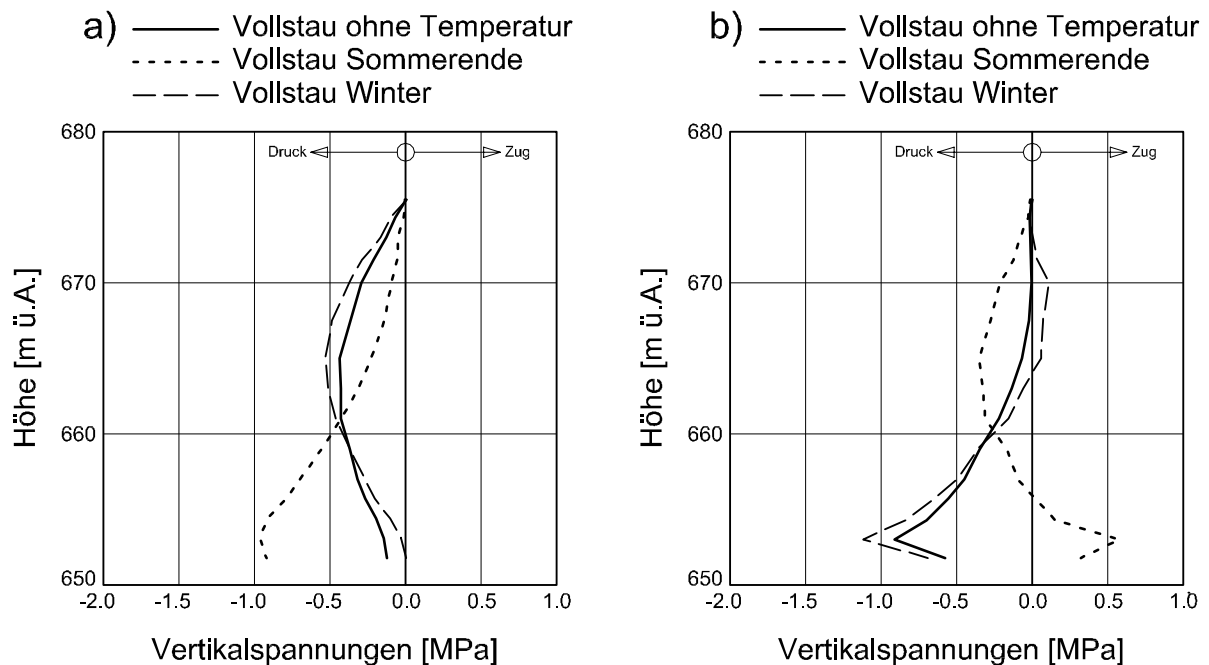
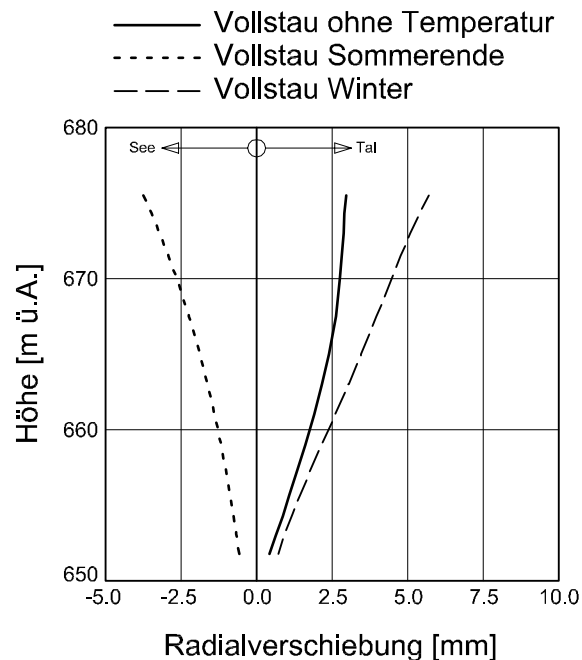


Abb. 4.3: Vertikalspannungen im Mittelschnitt
a) Wasserseite
b) Luftseite



Die Verformungen der Sperre sind ebenfalls sehr gering. So ergeben sich an der Krone zufolge Vollstau Radialverschiebungen in der Größenordnung von 3 mm, die durch die Abkühlung im Winter auf ca. 6 mm erhöht werden (Abb. 4.4). Die Überlagerung Vollstau + Temperatur Sommer ergibt aufgrund des großen Temperatureinflusses eine Verschiebung in Richtung Wasserseite von ca. 4 mm gegenüber der Ausgangslage bei Blockfugeninjektion und leerem Becken. Eine Analyse der Lotmeßwerte ergibt, daß die Radialverformung der Krone zwischen den extremen Auslenkungen im Winter und im Spätsommer in der Größenordnung von 13 mm liegt und davon 10 mm auf den Temperatureinfluß zurückzuführen sind. Die beobachteten Verformungen stimmen somit gut mit den Rechenergebnissen überein.

Abb. 4.4: Radialverschiebung des Mittelschnittes



Ebenfalls eine gute Übereinstimmung besteht zwischen den vorliegenden Ergebnissen der Finite Elementberechnungen und den Ergebnissen früherer statischer Berechnungen, wie z.B. einer Berechnung nach dem Lastaufteilungsverfahren aus dem Jahre 1987.

5. Erdbebenberechnung

5.1 Erdbebenkennwerte

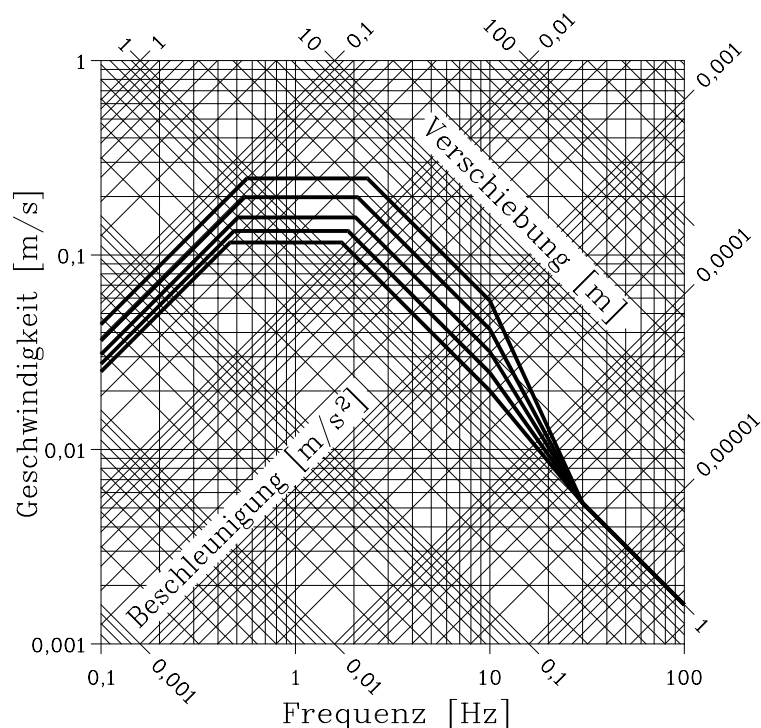
Die angenommenen Erdbebenkennwerte, wie maximale Beschleunigungen, Antwortspektren und Zeitverläufe werden nach den Richtlinien der Staubeckenkommission [1] ermittelt. Es werden Berechnungen für das Betriebserdbeben (OBE) und das Maximal Denkbare Erdbeben (MCE) durchgeführt. Da es sich um ein dreidimensionales Problem handelt, werden Erdbeben gleichzeitig in allen drei Richtungen, d.h. horizontal-radial, horizontal-tangential und vertikal angesetzt.

Die maximalen horizontalen Beschleunigungen werden für das OBE aus der Isolinienkarte und für das MCE aus der Zonenkarte der Richtlinie ermittelt. Die Koordinaten des Standortes der Sperre sind $46^{\circ}43.5' N$ und $13^{\circ}35' O$. Nach diesen Karten ist für das OBE eine maximale horizontale Freifeldbeschleunigung von 0.86 m/s^2 anzusetzen. In der MCE Zonenkarte liegt der Standort noch in der Zone mit einer maximalen horizontalen Beschleunigung von 1.7 m/s^2 , jedoch knapp an der Grenze zu der Zone mit 2.2 m/s^2 . Für die vorliegende Untersuchung wird, in Abstimmung mit der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, der höhere Wert verwendet. Die maximalen Beschleunigungen für das vertikale Erdbeben werden mit $2/3$ der Werte in horizontaler Richtung angesetzt. Den Berechnungen liegen somit die folgenden Werte zugrunde.

Tab. 5.1: Maximale Bodenbeschleunigung m/s^2

	OBE	MCE
Horizontal	0.86	2.20
Vertikal	0.57	1.47

Abb. 5.1: Bemessungsspektrum für 2%, 5%, 10% und 20% Dämpfung



Als Bemessungsspektrum wird sowohl für das OBE als auch für das MCE für alle 3 Anregungsrichtungen das in Abbildung 5.1 dargestellte Antwortspektrum verwendet. Dieses Spektrum wurde im Zuge der Untersuchungen für die Erdbebenrichtlinien erstellt [5] und wird in den Richtlinien für Felsuntergrund empfohlen. Die Werte sind auf eine maximale Beschleunigung von 1 m/s^2 normiert.

Da in der vorliegenden Untersuchung nichtlineare Berechnungen mit Zeitintegration durchgeführt werden, werden als Erdbebeneingabedaten auch Zeitverläufe benötigt. Es werden die in den Richtlinien angegebenen Zeitverläufe 1-3 verwendet. Es handelt sich dabei um generierte Erdbeben mit einer Dauer von 20 sec. Die 3 Zeitverläufe sind stochastisch unabhängig und kompatibel mit dem verwendeten Bemessungsspektrum.

5.2 Ergebnisse OBE

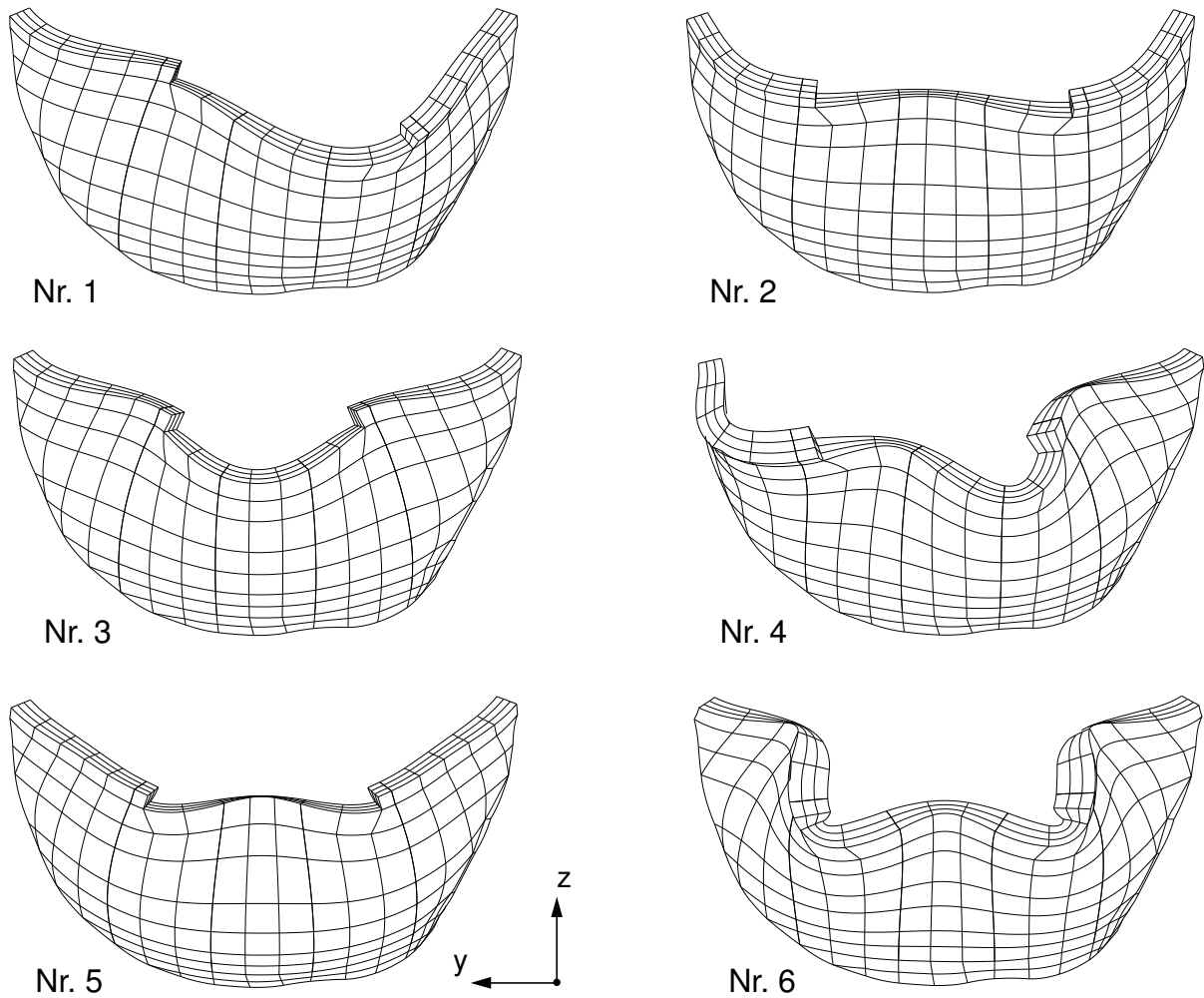
Das Betriebserdbeben wird den planmäßigen Einwirkungen, d.h. den Zuständen leeres und volles Becken überlagert. Es wird lineares Verhalten der Gesamtstruktur vorausgesetzt, für die Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung wird die Antwortspektrenmethode verwendet. In einem ersten Schritt werden dazu die Eigenschwingungen für leeres Becken und für volles Becken ermittelt.

Für den Zustand leeres Becken sind die Eigenformen der ersten 6 Eigenwerte der Abb. 5.2 und die Eigenfrequenzen und Anteilsfaktoren der Tab. 5.2 zu entnehmen. Die tiefste Eigenfrequenz liegt bei 12.2 Hz, diese Eigenschwingung wird, wie aus der Eigenform und den Anteilsfaktoren abzulesen ist, durch das horizontal-tangentiale Erdbeben angeregt, die nächsten beiden Eigenschwingungen vor allem durch das horizontal-radiale Erdbeben.

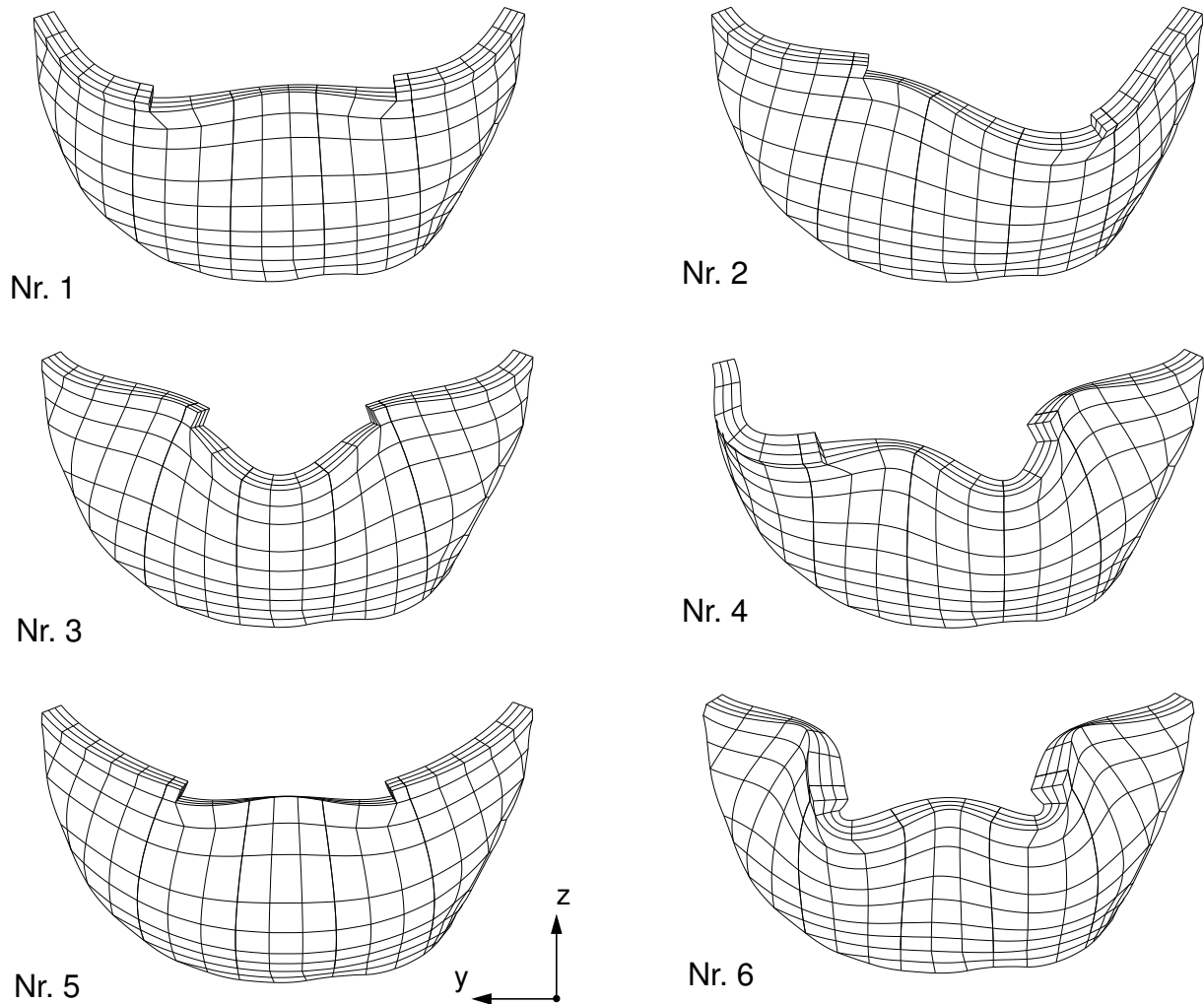
Für den Zustand volles Becken sind die Eigenformen der Abb. 5.3 und die Eigenfrequenzen und Anteilsfaktoren der Tabelle 5.3 zu entnehmen. Aufgrund der größeren Masse (zusätzlich mitwirkende Wassermasse) bei unveränderter Steifigkeit sind die Eigenfrequenzen bei vollem Becken etwas niedriger als bei leerem Becken. Die Eigenfrequenz der ersten Eigenschwingung beträgt 8.6 Hz und es handelt sich dabei um eine annähernd symmetrische Eigenform die vor allem durch das horizontal-radiale Erdbeben angeregt wird.

In den weiteren Berechnungen nach der Antwortspektrenmethode werden für beide Zustände, leeres und volles Becken, jeweils die dargestellten ersten 6 Eigenschwingungen berücksichtigt. Die Frequenz bei der die Berechnung "abgeschnitten" wird, liegt somit für den Zustand leeres Becken bei 27.1 Hz und für volles Becken bei 20.9 Hz. In beiden Fällen würde die Berücksichtigung weiterer Eigenschwingungen zu keinen nennenswerten Änderungen der Rechenergebnisse führen.

Die benötigten Bewegungsgrößen und Beanspruchungen werden für jede Eigenform und Anregungsrichtung getrennt ermittelt und anschließend die Ergebnisse der einzelnen Anregungsrichtungen und der einzelnen Eigenformen nach der SRSS-Methode überlagert. Damit ergeben sich für die Sperrenkrone beim Zustand leeres Becken maximale Beschleunigungen von 4.7 m/s^2 und bei vollem Becken 6.2 m/s^2 . Die entsprechenden maximalen Verschiebungen zufolge OBE betragen 0.6 mm bzw. 1.8 mm. Die Bewegungsgrößen für volles Becken sind gegenüber leerem Becken etwas größer, da die niedrigeren Eigenfrequenzen der ersten Eigenschwingungen bei vollem Becken durch das Erdbeben stärker angeregt werden, wie aus dem Bemessungsspektrum zu ersehen ist.

Abb. 5.2: Eigenformen der ersten 6 Eigenschwingungen bei leerem Becken**Tab 5.2: Eigenfrequenzen und Anteilsfaktoren, leeres Becken,**

Eigenschwingung Nr.	Eigenfrequenz [Hz]	Anteilsfaktor in Richtung		
		x	y	z
1	12.2	-0.19	-1.34	-0.10
2	12.95	2.15	-0.27	0.68
3	16.46	1.91	0.00	-0.07
4	20.36	0.02	0.66	-0.08
5	24.25	-1.46	0.00	-2.48
6	27.08	0.67	-0.09	0.49

Abb. 5.3: Eigenformen der ersten 6 Eigenschwingungen bei vollem Becken**Abb. 5.3: Eigenfrequenzen und Anteilsfaktoren, volles Becken**

Eigenschwingung Nr.	Eigenfrequenz [Hz]	Anteilsfaktor in Richtung		
		x	y	z
1	8.60	2.36	0.26	0.37
2	8.95	0.52	-0.94	0.07
3	12.59	1.75	-0.09	0.02
4	15.92	0.03	0.90	-0.04
5	17.35	-1.96	-0.03	-0.94
6	20.85	0.62	-0.12	-0.12

Die Bogenspannungen und Vertikalspannungen im Mittelschnitt der Sperre zufolge OBE sind den Abb. 5.4 bis 5.7 zu entnehmen. Bei leerem Becken betragen zufolge OBE die Extremwerte der Bogenspannungen ± 0.31 MPa (Sperrenkronen) und die Extremwerte der Vertikalspannungen ± 0.13 MPa (wasserseitiger Aufstandsreich). Für volles Becken sind die Werte aufgrund der stärkeren Anregung und der größeren Masse höher, für die Bogenspannungen an der Krone (Wasserseite) ergeben sich Werte von ± 0.88 MPa und für die wasserseitigen Vertikalspannungen an der Aufstandsfläche ± 0.40 MPa (Abb. 5.6 und 5.7).

Die Überlagerung vom OBE mit den jeweils ungünstigsten Temperaturlastfällen (nicht dargestellt) ergibt bei vollem Becken maximale Bogendruckspannungen von ca. -2.4 MPa und maximale Bogenzugspannungen von ca. 1.1 MPa. Die Extremwerte der Vertikalspannungen liegen bei -1.6 MPa Druck und 1.0 MPa Zug. Aufgrund der Bogenzugspannungen ist bereits bei einem OBE mit einer teilweisen Öffnung der Blockfugen zu rechnen. Da die generelle Beanspruchung jedoch sehr gering ist und Fugenöffnungen nur zum Teil und auch nur im obersten Sperrbereich zu erwarten sind, kann für das OBE auf eine genauere Untersuchung verzichtet werden. Für die Sicherheitsbeurteilung kann somit von den angegebenen Extremwerten für die Spannungen ausgegangen werden.

Als "informativer Lastfall" wurde für OBE bei leerem Becken zusätzlich zur obigen Annahme eines vollständig intakten Gewölbes noch eine Berechnung unter der Annahme vollständig offener Blockfugen durchgeführt. Diese Annahme würde bei den gegebenen Verhältnissen annähernd für den Fall OBE bei leerem Becken im Winter zutreffen. Zur Abschätzung der Beanspruchung bei diesem Lastfall wurden die alleinstehenden Konsolen betrachtet.

Die tiefste Eigenfrequenz für dieses System liegt bei 5.7 Hz. Für die Berechnung nach dem Antwortspektrumverfahren wurden die ersten 10 Eigenformen (bis 17.9 Hz) verwendet. Es ergeben sich dabei an der Sperrenkronen in radialer Richtung maximale Beschleunigungen von 4.1 m/s² und maximale Verschiebungen von 3.2 mm. Die maximalen Vertikalspannungen an der Aufstandsfläche betragen ca. ± 0.9 MPa an der Wasserseite und ebenso ca. ± 0.9 MPa an der Luftseite – es sind dies die Eckspannungen an der alleinstehenden Konsole aus dem Erdbeben alleine. Diese Werte sind zwar deutlich höher als unter der Annahme eines Gewölbes für den Erdbebenlastfall – die entsprechenden Spannungen liegen bei ± 0.13 MPa – eine Gefahr für die Standsicherheit wäre aber auch unter diesen extremen Bedingungen im vorliegenden Fall nicht gegeben.

Anzumerken ist zu dieser Betrachtungsweise noch, daß sich die Schwingungen der alleinstehenden Konsolen nicht voll "entfalten" können, da es zumindest in Teilbereichen zu einem Wechselspiel von Schließen und Öffnen der Blockfuge kommen würde. Weiters ist zu berücksichtigen, daß bei der gegenwärtigen Betriebsweise des Speichers der Zustand leeres Becken einen Ausnahmefall darstellt.

Abb. 5.4: Bogenspannungen im Mittelschnitt, OBE bei leerem Becken

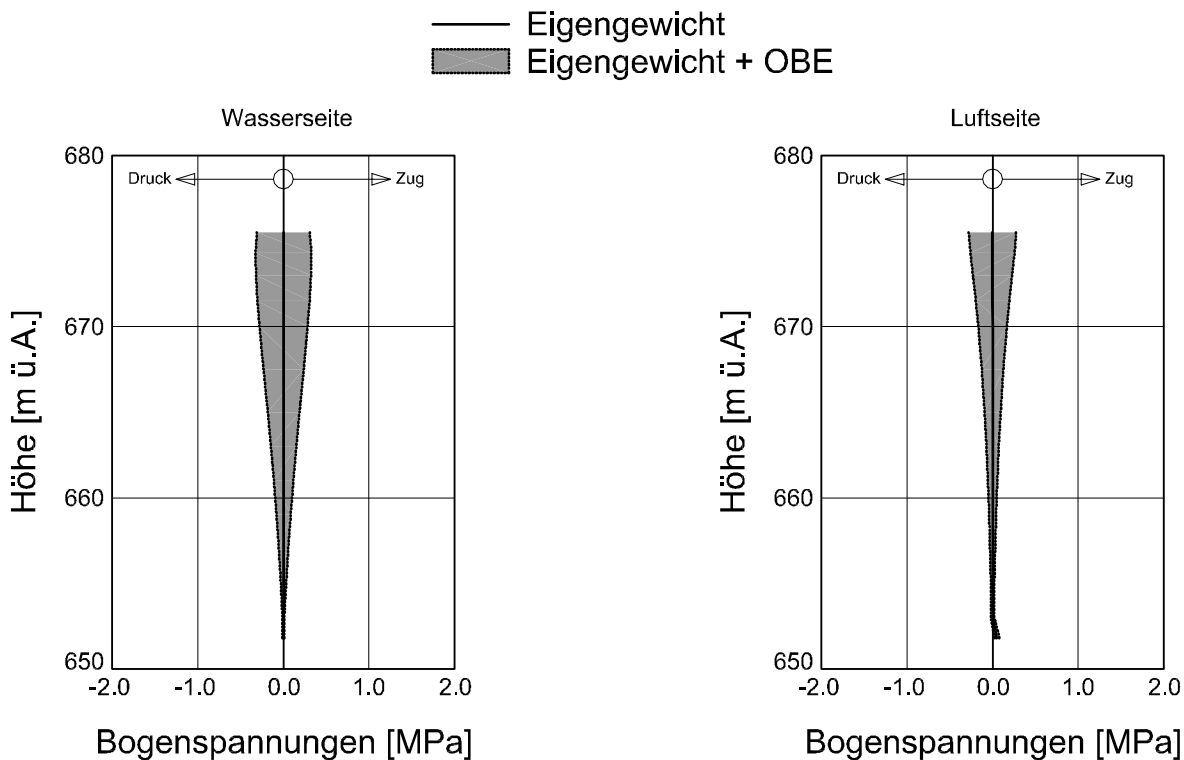


Abb. 5.5: Vertikalspannungen im Mittelschnitt, OBE bei leerem Becken

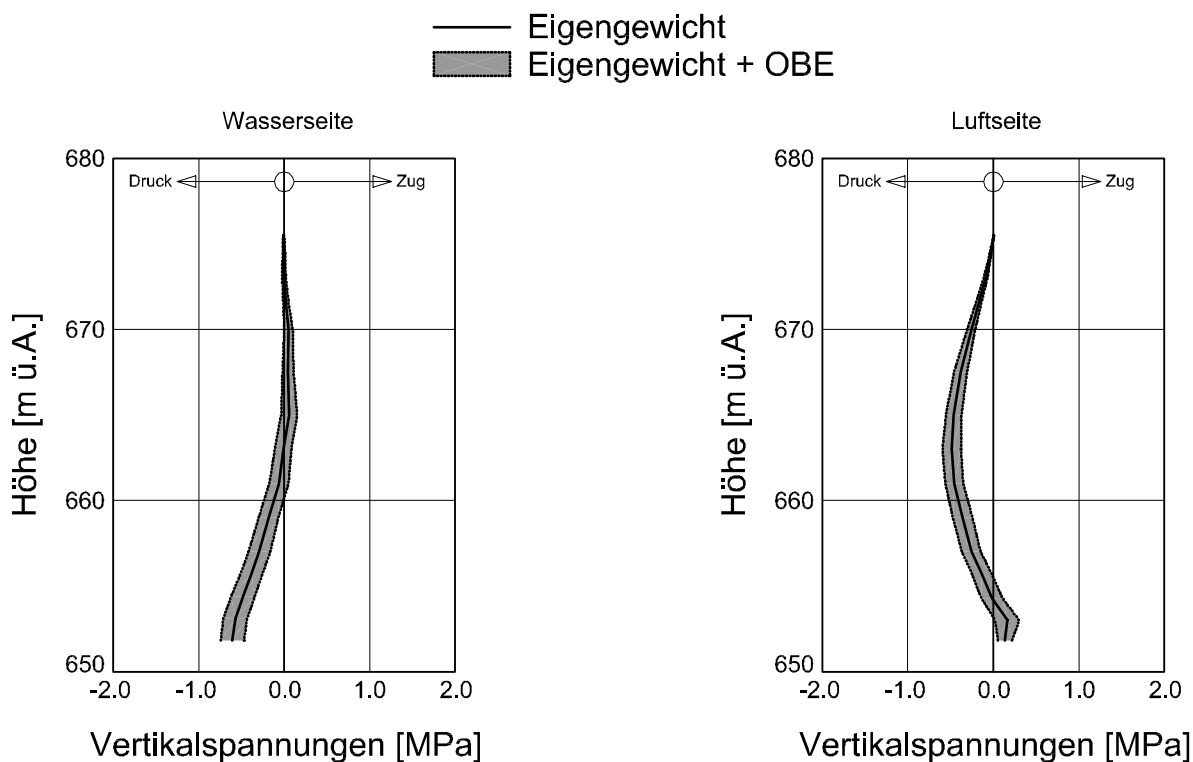


Abb. 5.6: Bogenspannungen im Mittelschnitt, OBE bei vollem Becken

— Eigengewicht + Wasserlast
 ■ Eigengewicht + Wasserlast + OBE

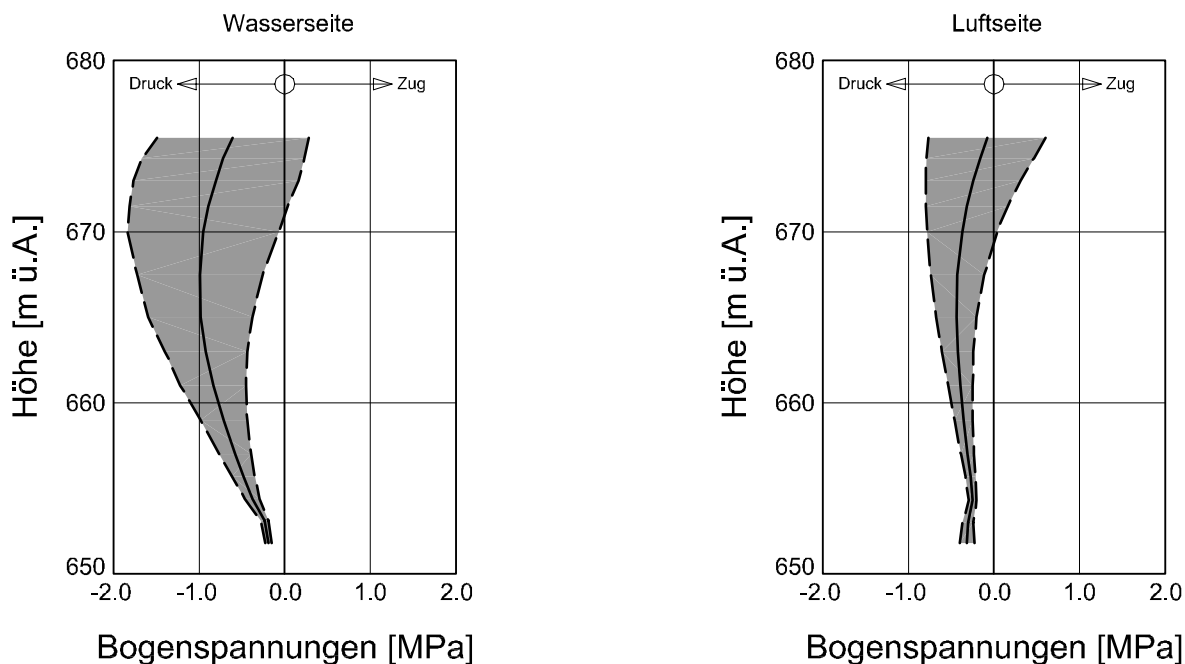
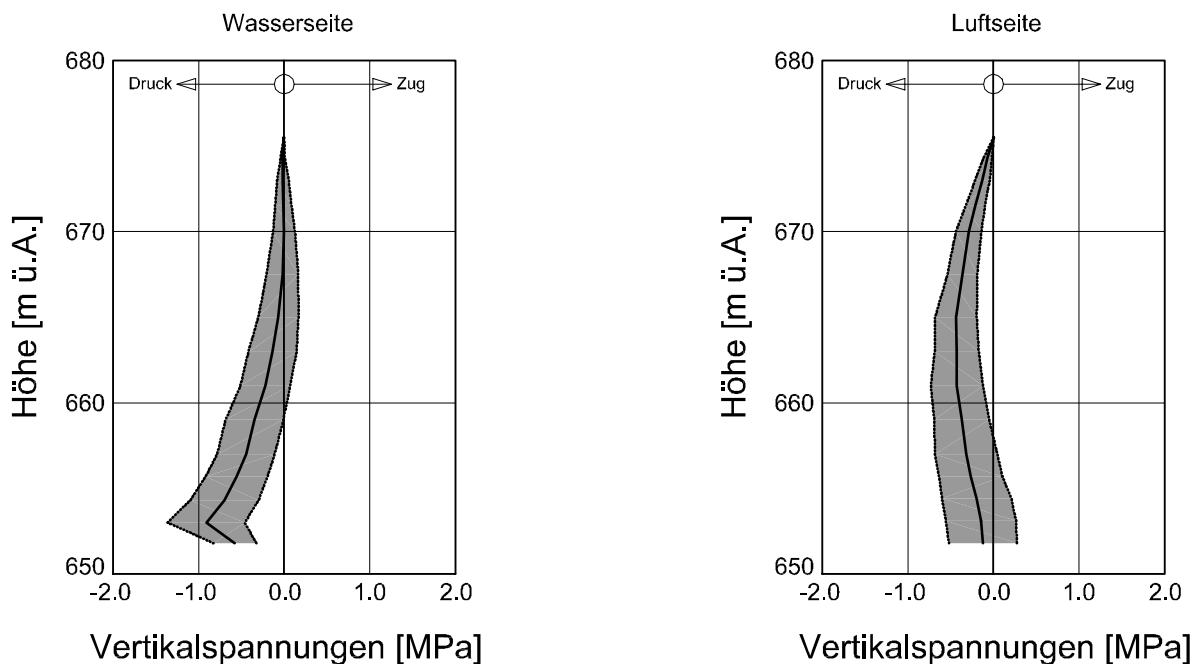


Abb. 5.7: Vertikalspannungen im Mittelschnitt, OBE bei vollem Becken

— Eigengewicht + Wasserlast
 ■ Eigengewicht + Wasserlast + OBE



5.3 Ergebnisse MCE

Entsprechend den Richtlinien für die Erdbebenberechnung von Talsperren wird das MCE nur mehr für den Zustand volles Becken und den dabei auftretenden planmäßigen Einwirkungen, wie Eigengewicht, Wasserlast und Temperatur überlagert.

Als erster Schritt wird analog zur OBE-Untersuchung auch für das MCE eine lineare Berechnung nach der Antwortspektrenmethode durchgeführt. Diese Berechnung basiert auf den gleichen Eigenschwingungen (Abb. 5.3, Tab. 5.3) wie die OBE-Berechnung. Nachdem auch das gleiche Antwortspektrum zur Anwendung kommt, müssen die OBE-Ergebnisse lediglich im Verhältnis der Beschleunigungen umgerechnet und den planmäßigen Einwirkungen überlagert werden, um zu den MCE-Ergebnissen zu gelangen. Damit erhält man für den Lastfall Eigengewicht + Vollstau + MCE die in Abb. 5.8 und 5.9 dargestellten Spannungen. Ebenfalls eingetragen in diese Abbildungen sind die Extremwerte der Spannungen, die sich ergeben, wenn man zusätzlich auch noch die Temperaturlastfälle Sommer und Winter in Rechnung stellt.

Durch die Erdbebeneinwirkung treten nunmehr über weite Bereiche Bogenzugspannungen auf, die, selbst wenn man berücksichtigt, daß diese Einwirkungen nur sehr kurzzeitig sind, über die Blockfugen nicht übertragen werden können. An der Wasserseite liegen die größten Bogenzugspannungen bei ca. 2.5 MPa, an der Luftseite bei ca. 2.0 MPa. Es ist somit über größere Bereiche mit einem Öffnen der Blockfugen zu rechnen und als Folge davon mit einer Änderung des dynamischen Verhaltens und einer Umlagerung der Spannungen.

Um das Ausmaß der Blockfugenöffnungen und deren Auswirkungen auf die Beanspruchung der Sperre beurteilen zu können, sind grundsätzlich nichtlineare Berechnungen durchzuführen. Für die vorliegende Untersuchung erfolgt die nichtlineare Berechnung, wie bereits erwähnt, nach der Methode der direkten Integration. Die im Modell mit Kontaktelementen ausgestatteten Blockfugen (Abb. 3.3) öffnen, sobald Zugspannungen auftreten würden und schließen, bevor es zu Überlappungen der Kontaktflächen kommt. Die nichtlineare Berechnung wurde für den Zustand Vollstau + MCE durchgeführt, die Ergebnisse können auf die Zustände mit Berücksichtigung der Temperatur übertragen werden.

Abb. 5.8: Bogenspannungen im Mittelschnitt, MCE bei vollem Becken

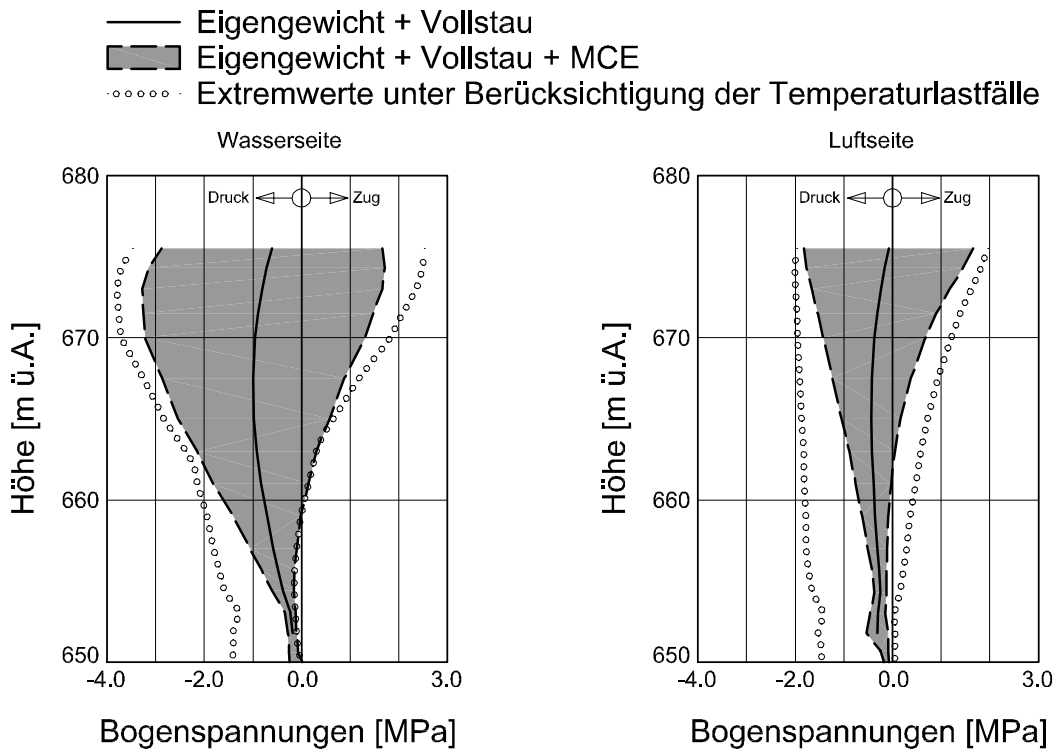
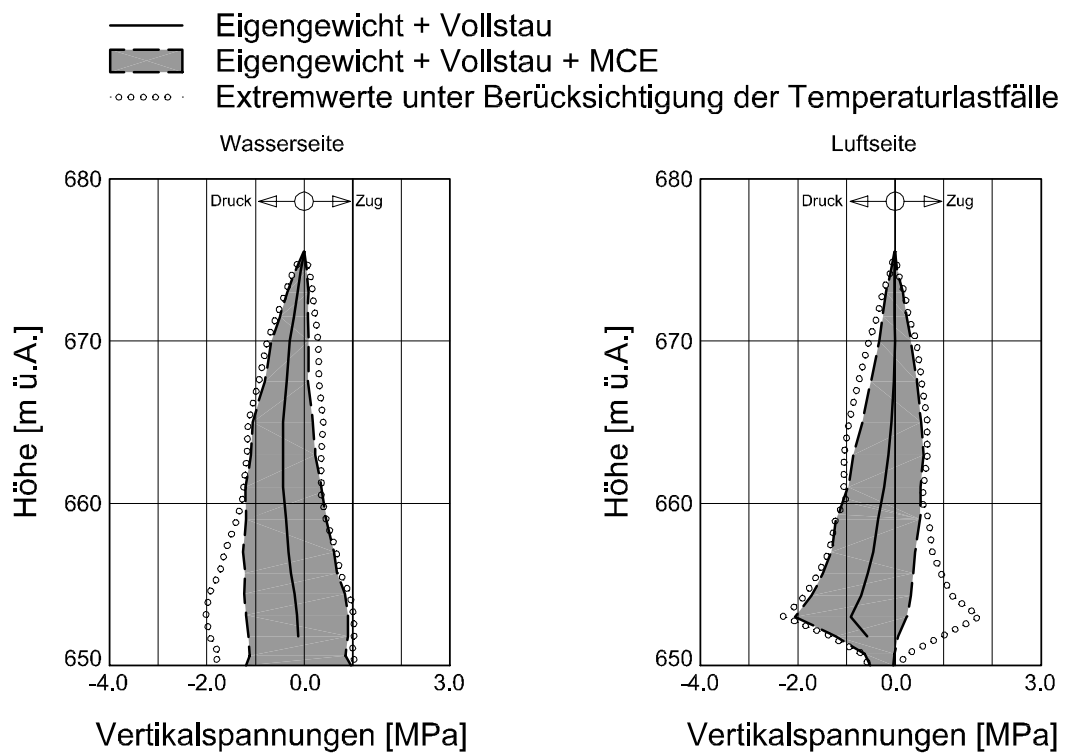


Abb. 5.9: Vertikalspannungen im Mittelschnitt, MCE bei vollem Becken



Durch den Abbau der Zugspannungen in den Bögen zufolge Öffnen der Blockfugen kommt es zu einer Umlagerung der Beanspruchung auf die Kragträger und damit zu einer Erhöhung der Vertikalspannungen im Aufstandsbereich. Da sich damit jedoch auch das Schwingungsverhalten ändert, erfolgt die Umlagerung nicht nach statischen Gleichgewichtsbetrachtungen, sondern nur in dem Ausmaß wie es sich eben aus einer dynamischen Berechnung unter Berücksichtigung der Massenkkräfte ergibt.

In den folgenden Abbildungen ist der zeitliche Verlauf von Spannungen und Verformungen in ausgewählten Punkten dargestellt. Die Bogenspannungen im Mittelschnitt an der Krone (Abb. 5.10) variieren zwischen max. -4.0 MPa Druck an der Wasserseite und 2.0 MPa Zug an der Luftseite.

Es ist interessant festzustellen, daß trotz Ausschaltung der Zugspannungen in den Blockfugen, in Schnitten neben den Blockfugen dennoch horizontale Zugspannungen auftreten. Induziert werden diese Spannungen durch Stoßbeanspruchungen beim Schließen der Blockfugen und damit verbundenen Biegebeanspruchung der horizontalen Bogenelemente eines Blockes. Im Detail wird dieser Vorgang in Abbildung 5.11 analysiert. Das Öffnen und Schließen der Blockfugen erfolgt über die Dicke der Sperre ungleichmäßig. Die Folge davon sind exzentrische Normalkraftbeanspruchungen in der Fuge und damit verbundenen Biegebeanspruchungen der Bogenlamellen eines Blockes. In der Bogenachse (Punkt M von Abb. 5.10) sind die Zugspannungen im wesentlichen abgeschnitten.

Abb. 5.10: Bogenspannungen im Mittelschnitt an der Krone, MCE bei vollem Becken, nichtlineare Berechnung

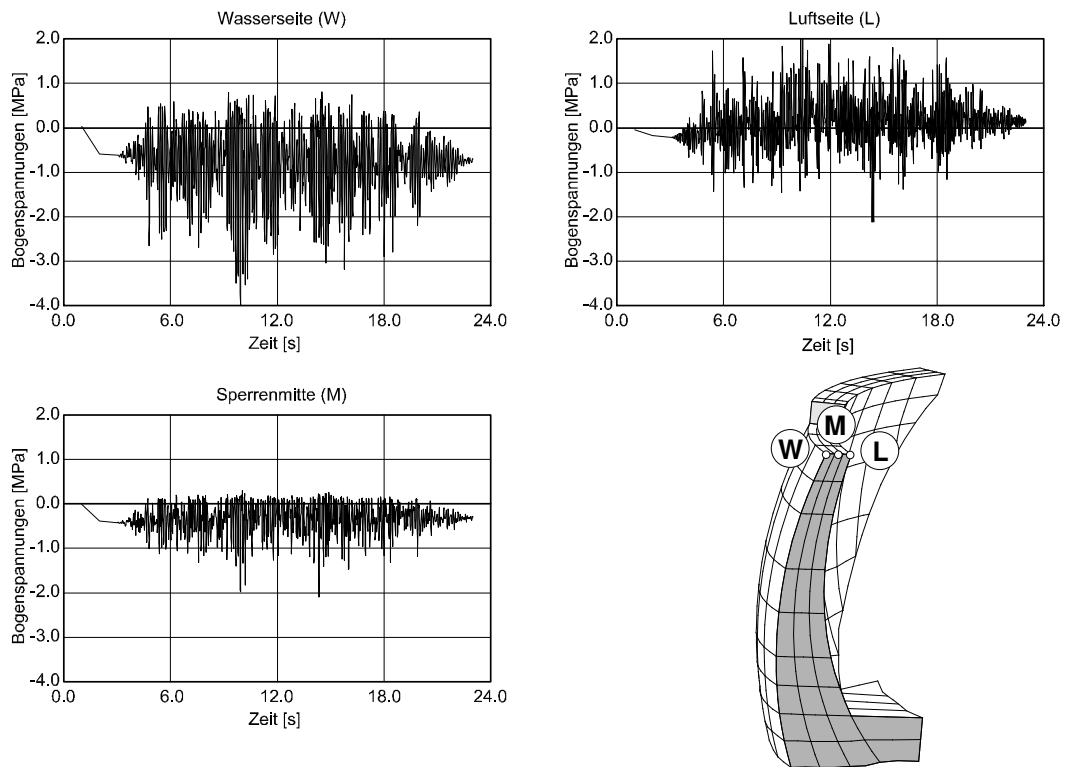


Abb. 5.11: Bogenspannungen und Blockfugenweiten an der Krone, MCE bei vollem Becken, nichtlineare Berechnung

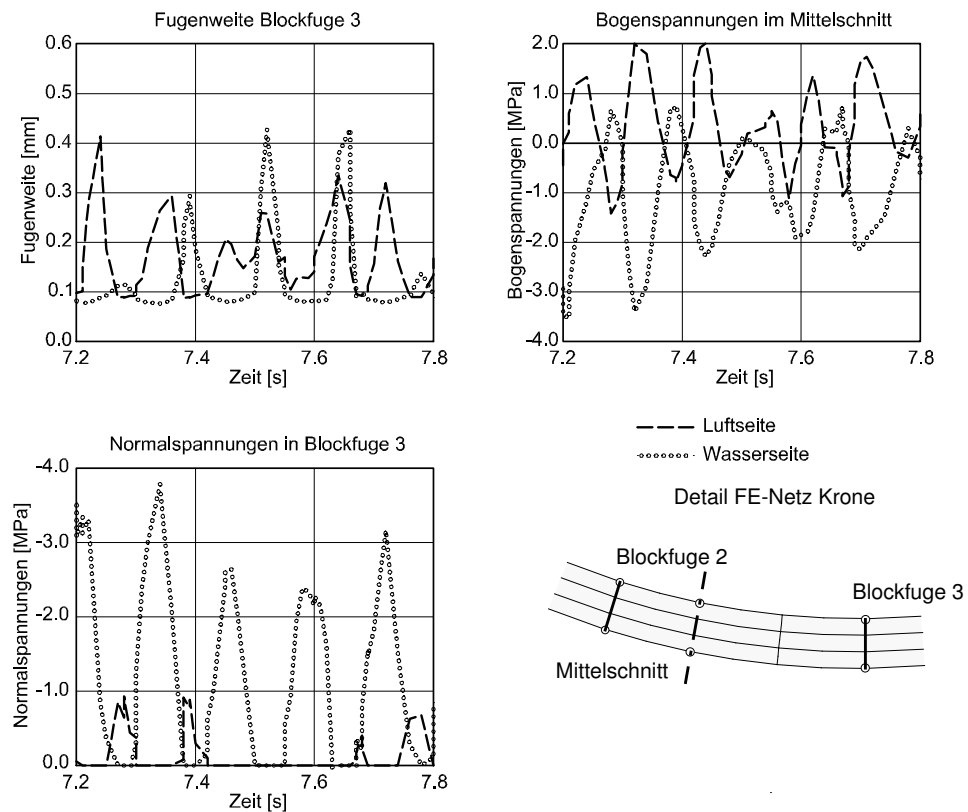


Abb. 5.12: Vertikalspannungen im Mittelschnitt auf Horizont 654.30m ü.A., MCE bei vollem Becken, nichtlineare Berechnung

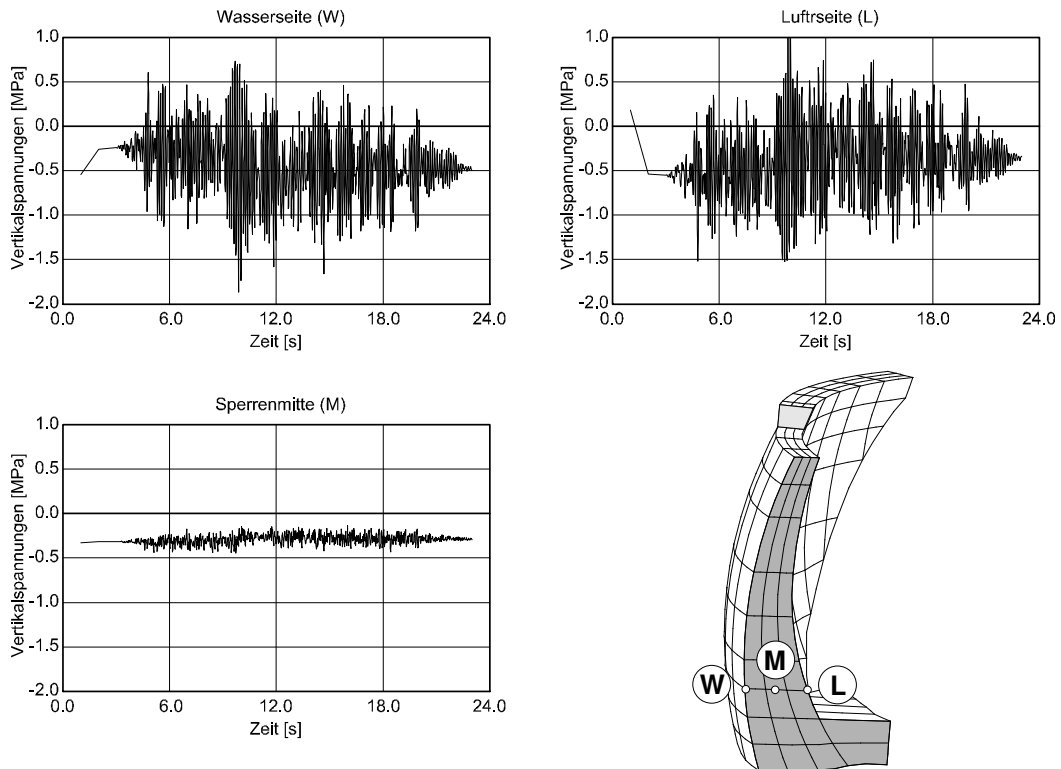


Abb. 5.13: Verformungen in der Blockfuge 3, MCE bei vollem Becken, nichtlineare Berechnung

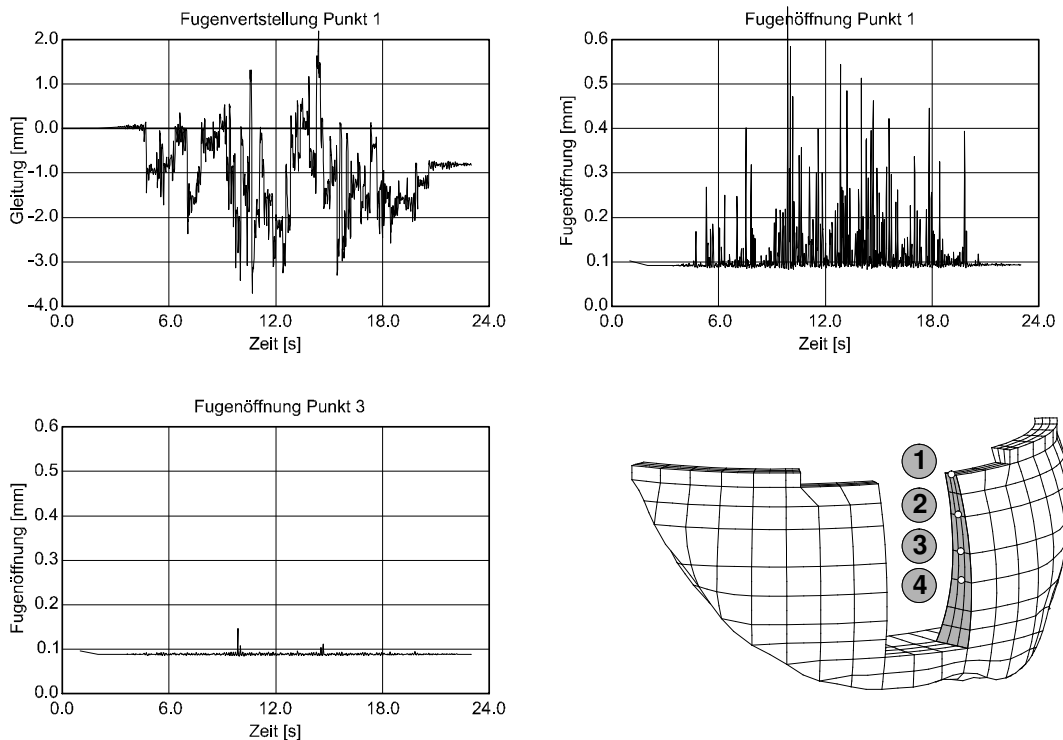
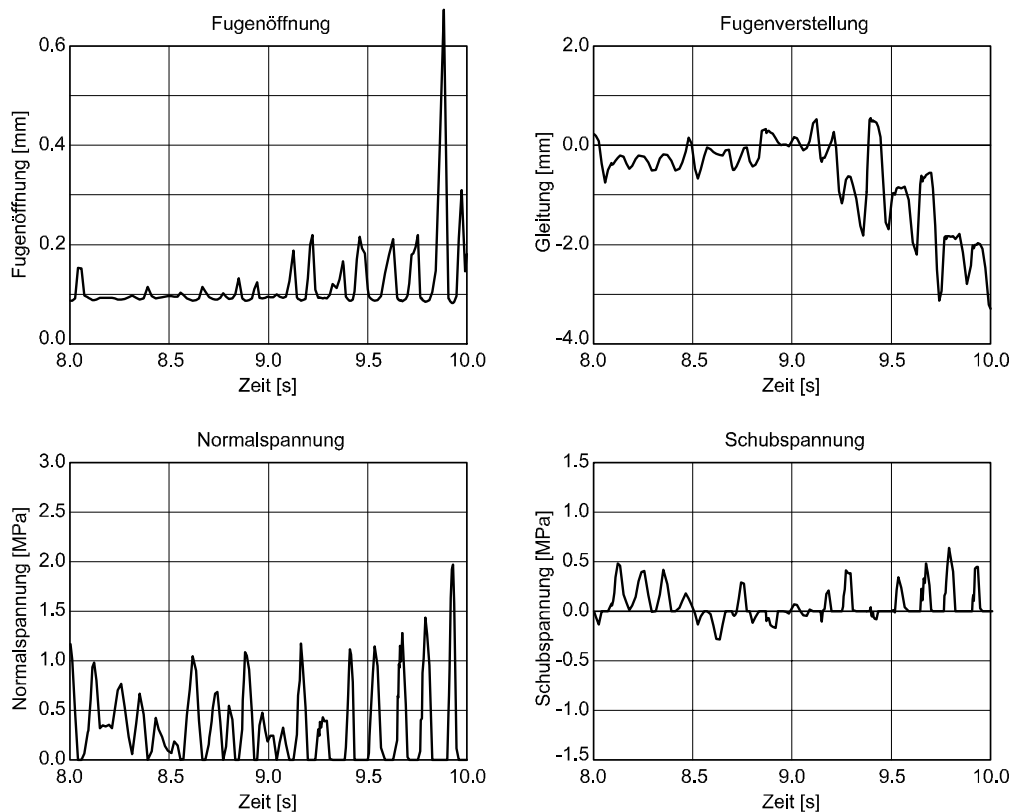


Abb. 5.14: Verformungen und Spannungen für Blockfuge 3 in Bogenachse an der Krone, MCE bei vollem Becken, nichtlineare Berechnung



In einem Horizontalschnitt in der Nähe der Aufstandsfläche des Mittelblockes (Abb. 5.12) treten zufolge Erdbeben nur mehr geringe Bogenspannungen, jedoch verhältnismäßig große luft- und wasserseitige Vertikalspannungen auf. Verursacht werden diese durch die Biegebeanspruchung des Kragträgers. Ein Vergleich der nichtlinearen Berechnung mit den Ergebnissen der linearen Berechnung (Abb. 5.9) zeigt, daß durch das Öffnen der Blockfugen im Kragträger an der Wasserseite vor allem die Druckspannungen und an der Luftseite die Zugspannungen vergrößert werden. Dies entspricht der Vorstellung, daß durch das kurzzeitige Öffnen der Blockfugen sich die Kragträger weiter Richtung Wasserseite bewegen und damit einer größeren entsprechenden Biegebeanspruchung ausgesetzt sind.

Der zeitliche Verlauf der Verformungen in der Blockfuge 3, und zwar sowohl die Blockfugenöffnung als auch die Relativverschiebungen der beiden angrenzenden Blöcke in radialer Richtung ist in Abb. 5.13 dargestellt. Die maximale Blockfugenöffnung tritt an der Krone mit 0.6 mm auf und verringert sich nach unten sehr stark, im Punkt 3 ist praktisch keine Blockfugenöffnung mehr zu verzeichnen. Analoges gilt für das Gleiten in der Blockfuge. Der Maximalwert der radialen Verstellung beträgt ca. 3.5 mm. Am Ende des Erdbebens verbleibt eine radiale Verstellung der beiden angrenzenden Blöcke von ca. 0.8 mm. Dies hat geringfügige bleibende Kragträgerspannungen zufolge, wie aus Abb. 5.12, aus dem Vergleich der Vertikalspannungen an der Luft- und Wasserseite am Beginn und am Ende des Erdbebens zu ersehen ist.

Abb. 5.15: Maximale Bogenspannungen, Mittelschnitt, MCE bei vollem Becken

--- Antwortspektrenmethode
 — Direkte Integration

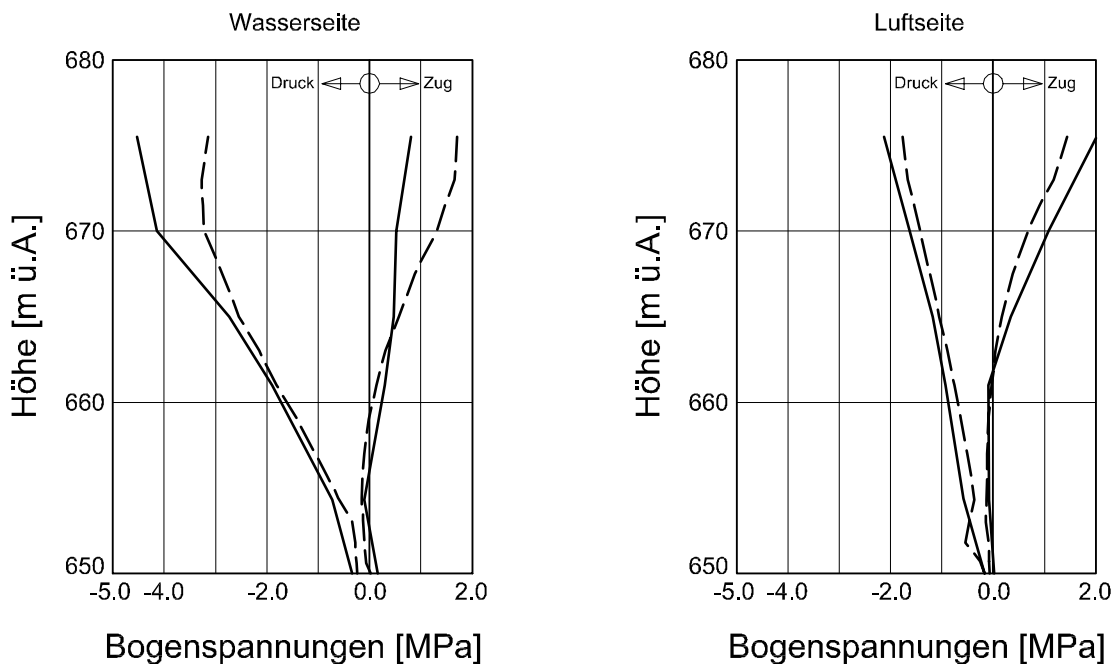
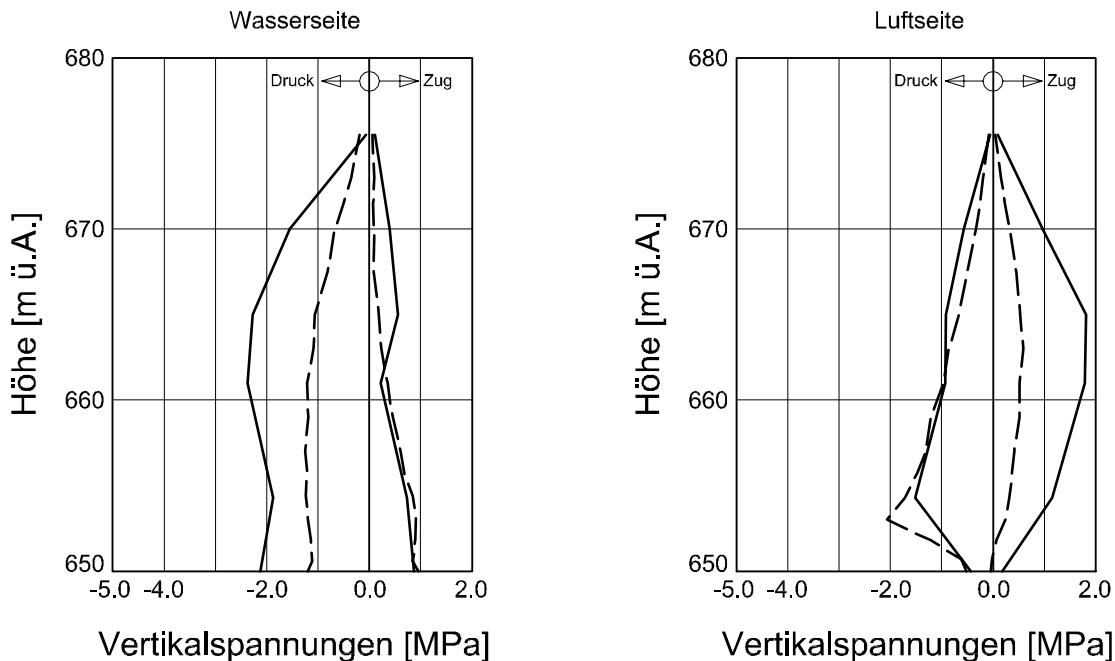


Abb. 5.16: Maximale Vertikalspannungen, Mittelschnitt, MCE bei vollem Becken

--- Antwortspektrenmethode
 — Direkte Integration



In den seitlichen Blockfugen sind ebenfalls Blockfugenöffnungen und Verstellungen zu beobachten. Diese sind jedoch etwas kleiner als bei der dargestellten Blockfuge 3 und sie klingen von der Krone nach unten schneller ab.

Die Detailauswertung für den Kronenpunkt der Blockfuge 3, für den Zeitbereich zwischen 8.0 sec. und 10 sec. (Abb. 5.14) zeigt den Zusammenhang zwischen Fugenöffnung, Fugenverstellung, Normalspannungen und Schubspannungen. Entsprechend den Rechenannahmen werden bei geöffneter Blockfuge, d.h. ab Blockfugenweiten von 0.1 mm (Abb. 3.4) weder Normal- noch Schubspannungen übertragen. Weiters ist festzustellen, daß Gleitungen vor allem bei offenen Blockfugen auftreten.

Ein Vergleich der Extremwerte der Horizontal- und Vertikalspannungen zwischen linearer Berechnung (Antwortspektrenmethode) und nichtlinearer Berechnung (direkte Integration), wiederum für den Mittelschnitt der Sperre, ist den Abb. 5.15 und 5.16 zu entnehmen. Wie bereits erläutert, nehmen an der Wasserseite der Sperre vor allem die Bogendruckspannungen zu - der Maximalwert tritt an der Krone auf und beträgt -4.5 MPa - und an der Luftseite im mittleren Höhenbereich vergrößern sich die vertikalen Zugspannungen durch das Öffnen der Blockfugen von ca. 0.6 MPa bei der linearen Berechnung auf ca. 1.8 MPa bei der nichtlinearen.

Die maximalen Beschleunigungen und Verschiebungen an der Sperrenkronen zufolge MCE sind der Tabelle 5.4 zu entnehmen. Insbesondere die Werte für die Beschleunigungen sind sehr hoch und werden in der vorliegenden Untersuchung sicher überschätzt, unter anderem auch wegen der Vernachlässigung der Abstrahlungsdämpfung durch den Untergrund. Wesentlich ist, daß trotz der hohen Beschleunigungen die Beanspruchungen der Sperre in einem realistischen Rahmen bleiben. Aus dem Vergleich nichtlinearer mit linearer Berechnung ist zu ersehen, daß durch das Öffnen der Blockfugen die Verformungen zur Wasserseite zunehmen, was plausibel ist. Die höheren Beschleunigungen in Richtung Wasserseite sind eine Folge der Stoßbeanspruchungen beim Schließen der Blockfugen und sind ebenfalls erklärbar. Da diese Vorgänge jedoch sehr hochfrequent sind, hat der hohe Beschleunigungswert praktisch keine Bedeutung.

Tab. 5.4: Maximale Bewegungsgrößen radiale Richtung, MCE bei vollem Becken, Mittelschnitt Krone

	Beschleunigungen [m/s ²]	Verschiebungen [mm]
Direkte Integration	+12.5 / -20.2	+3.2 / -6.4
Modale Analyse	±15.6	±4.5

6 Standsicherheitsbetrachtung

6.1 Allgemeines

Für die Beurteilung der Standsicherheit von Stauanlagen gibt es in Österreich keine festgeschriebenen Regeln. Es ist Aufgabe der nominierten Experten, die Standsicherheit von Fall zu Fall zu prüfen und entsprechend dem Stand der Technik zu beurteilen. An Beurteilungskriterien werden dafür unter anderem internationale und nationale Richtlinien, wie z.B. die Empfehlungen der ICOLD bzw. der Österreichischen Staubeckenkommission und die auf Erfahrungen basierende "geübte Praxis", verwendet.

In diesem Sinne kann der vorliegende Bericht keine endgültige Sicherheitsaussage enthalten, Aufgabe der Untersuchungen war es vielmehr, möglichst gute Grundlagen für eine Beurteilung zu erarbeiten. Ohne die endgültige Beurteilung durch die Experten vorwegnehmen zu wollen, kann jedoch aufgrund der vorliegenden Untersuchungen gesagt werden, daß für die Sperre Wiederschwing auch bei extremen Bebenereignissen keine Gefährdung der Standsicherheit gegeben ist.

Im folgenden werden die für die Beurteilung der Standsicherheit relevanten Ergebnisse für das OBE und MCE zusammengefaßt, wobei zuerst auch noch kurz auf die planmäßigen Einwirkungen eingegangen wird. Die Betrachtungen beziehen sich auf die Standsicherheit des Sperrkörpers und basieren auf den Ergebnissen im Mittelschnitt der Sperre. Wie die ursprüngliche Untersuchung [2] gezeigt hat, ist dies ohne weiteres zulässig, da in den Randschnitten keine bzw. keine nennenswert ungünstigeren Ergebnisse zu verzeichnen sind.

6.2 Planmäßige Einwirkungen

Wie bereits erwähnt, kann die Auslegung der Sperre als sehr konservativ bezeichnet werden. Bei Vollstau betragen unter Berücksichtigung der jeweils ungünstigsten Temperatur die Extremwerte der Spannungen: -1.5 MPa Druck und 0.6 MPa Zug. Die Zugspannungen treten an der Luftseite auf, an der Wasserseite sind auch für die ungünstigste Kombination der planmäßigen Einwirkungen, wie Vollstau im Winter, keine Zugspannungen zu verzeichnen. Der Sohlenwasserdruck wurde, wie bereits erwähnt, bei der Berechnung nicht berücksichtigt. Bei den gegebenen Verhältnissen kann der Sohlenwasserdruck für die Beurteilung des Sperrkörpers vernachlässigt werden.

6.3 Betriebserdbeben

Nach den Empfehlungen der ICOLD ist für das OBE nachzuweisen, daß dabei keine nennenswerten Schäden, wie z.B. größere Rißbildungen, auftreten.

Nach der vorliegenden Untersuchung betragen die maximalen Spannungen für den Fall OBE bei vollem Becken und wiederum ungünstigsten Temperaturfall -2.4 MPa Druck und 1.1 MPa Zug. Die größten Zugspannungen treten wiederum an der Luftseite auf, an der Wasserseite betragen die maximalen Zugspannungen 0.3 MPa. Trifft das OBE auf den Zustand leeres Becken mit geöffneten Blockfugen, so ist an der Aufstandsfläche der höchsten Sperrblöcke mit Zugspannungen von ca. 1.2 MPa zu rechnen.

Insgesamt ist auch die Beanspruchung zufolge OBE gering, so daß nennenswerte Schäden ausgeschlossen werden können.

6.4 Maximal Denkbare Erdbeben

Wie die vorliegende Untersuchung zeigt, kommt es im Falle eines Extrembebens bei Vollstau im oberen Bereich der Sperre zu einer Öffnung und damit verbunden auch zu einer Verstellung der Blockfugen. Die ermittelten maximalen Öffnungsweiten betragen 0.6 mm, die Verstellung von zwei benachbarten Blöcken beträgt im Laufe des Erdbebens maximal 3.5 mm und es verbleibt nach dem Erdbeben eine Relativverschiebung von ca. 0.8 mm. Die nichtlineare Berechnung ergibt weiters maximale Druckspannungen von -4.5 MPa (Bogenspannung an der Krone) und maximale Zugspannungen von 1.8 MPa (Vertikalspannung an der Sperrenluftseite im mittleren Höhenbereich). Diese Werte beziehen sich auf den Fall MCE bei Vollstau ohne Temperatureinfluß; nichtlineare Berechnungen unter Berücksichtigung der Temperaturlastfälle würden nur mehr geringfügige Änderungen ergeben.

Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse wären selbst bei einem MCE bei vollem Speicher mit keinen größeren Schäden am Sperrenkörper zu rechnen. Die maximalen Spannungen liegen auch für diesen Fall noch unter den Festigkeitswerten des Betons – die Druckspannungen deutlich. Weiters sind die Verformungen in den Blockfugen in einer Größenordnung, die keinesfalls nennenswerte Schäden erwarten lassen. Die Forderung (ICOLD [6]), daß bei einem MCE das Absperrbauwerk soweit erhalten bleiben muß, daß kein unkontrollierter Wasserabfluß aus dem Speicher stattfindet, ist bei den gegebenen Verhältnissen jedenfalls erfüllt.

7 Zusammenfassung

Die ca. 30 m hohe Gewölbemauer Wiederschwing liegt in einem Gebiet mit einer für österreichische Verhältnisse relativ hohen Seismizität. Für den Nachweis der Erdbebensicherheit wurden daher etwas umfangreichere Untersuchungen durchgeführt. Insbesondere wurde für das MCE in einer nichtlinearen Berechnung das zu erwartende Öffnen und Schließen von Blockfugen berücksichtigt.

Die Berechnungen wurden nach der Methode der Finiten Elemente an einem dreidimensionalen Modell für Sperre und Untergrund mit dem Programmsystem ABAQUS durchgeführt. Die linearen Berechnungen für das OBE und das MCE basieren auf der Antwortspektrummethode, die nichtlineare Berechnung für das MCE auf der Methode der direkten Integration. Die Erdbebenlastfälle wurden den planmäßigen Einwirkungen Eigengewicht, Wasserlast bei Vollstau, Temperatur Sommer und Temperatur Winter überlagert. Die Erdbebenkennwerte wurden nach den Empfehlungen der Staubeckenkommission ermittelt, für das OBE wurde eine maximale horizontale Beschleunigung von 0.86 m/s^2 und für das MCE ein Wert von 2.2 m/s^2 angenommen.

Die tiefste Eigenfrequenz des Systems liegt bei leerem Becken bei 12.2 Hz und bei vollem Becken bei 8.6 Hz. Die Beanspruchung der Sperre ist aufgrund der konservativen Auslegung generell sehr gering. Aus den planmäßigen Einwirkungen ergeben sich maximale Druckspannungen von -1.5 MPa (Bogenspannungen) und maximale Zugspannungen von 0.6 MPa (luftseitige Vertikalspannungen). Im Fall eines OBE überlagert mit der ungünstigsten Kombination der planmäßigen Einwirkungen steigen die Druckspannungen auf ca. -2.4 MPa und die Zugspannungen auf ca. 1.1 MPa an. Im Fall eines MCE für den Zustand volles Becken ohne Temperatureinfluß und unter Berücksichtigung der Blockfugenöffnungen betragen die maximalen Druckspannungen ca. -4.5 MPa und die maximalen Zugspannungen ca. 1.8 MPa . Durch das Öffnen der Blockfugen während der MCE Anregung kommt es zu einer Umlagerung von Spannungen von den Bögen in die Kragträger. Dadurch ergeben sich an der Luftseite der Sperre im mittleren Höhenbereich vertikale Zugspannungen.

Aufgrund der konservativen Auslegung der Sperre ist die Beanspruchung auch zufolge der Erdbebenlastfälle gering, so daß insgesamt am Sperrkörper bei einem OBE keine Schäden und bei einem MCE keine größeren Schäden zu erwarten sind. Es ist auch zu erwähnen, daß die Sperre durch das Friauler Erdbeben vom 6.5.1976 keinerlei Schäden erlitten hat.

8 Literatur:

- [1] **Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission**, “Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3, Richtlinien”, 1996.
- [2] **Verbundplan**, “Erdbebenberechnung Sperre Wiederschwing”, 1997.
- [3] **ABAQUS Finite-Element Program**, “Theory, Users and Examples Manuals, Version 5-6-1”, Hibbit, Karlsson & Sorensen, 1996.
- [4] **E. Fischer, Kärntner Elektrizitäts-AG**, “Statische Berechnung der Gewölbemauer Wiederschwing”, 1951.
- [5] **Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission**, “Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 2, Erdbebenkennwerte”, 1996.
- [6] **ICOLD-Bulletin Nr. 72**, “Selecting Seismic Parameters for Large Dams”, 1989.

**Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft
Österreichische Staubeckenkommission**

**ERDBEBENBERECHNUNG
VON
TALSPERREN**

BAND 6

**Beispiel Erddamm
Durlaßboden**



2001

Staudamm Durlaßboden Erdbebenberechnung

INHALTSVERZEICHNIS

1 Einleitung	2
2 Sperre und Untergrund	3
3 Berechnungsgrundlagen	5
3.1 Rechenmodell und Materialkennwerte	5
3.2 Rechenverfahren	7
3.2.1 Pseudostatisches Verfahren	7
3.2.2 Dynamisches Näherungsverfahren	8
4 Erdbebenberechnung	12
4.1 Erdbebenkennwerte	12
4.2 Ergebnisse - Pseudostatisches Verfahren	13
4.3 Ergebnisse - Dynamisches Näherungsverfahren	14
5 Standsicherheitsbetrachtung	17
5.1 Allgemeines	17
5.2 Pseudostatisches Verfahren	17
5.3 Dynamische Näherungsverfahren	17
6 Zusammenfassung	18
7 Literaturangaben	19
ANHANG A - GLEITSICHERHEITSBERECHNUNG	19
ANHANG B - DYNAMISCHE NÄHERUNGSBERECHNUNG	25

1. Einleitung

Der in den Jahren 1965 bis 1966 errichtete Steinschüttdamm mit einer Erdkerninnendichtung, einer maximalen Höhe von 83m und einer Kronenlänge von 470m bildet das Abschlußbauwerk für einen Speicher von 84.5 Mio. m³ Inhalt. Die Stauanlage gehört zum Kraftwerk Funsingau der Austrian Hydro Power AG, das Kraftwerk hat eine installierte Leistung von 25MW. Die Anlage liegt in einem Gebiet mit einer geringen seismischen Aktivität. Die Zuordnung der maximal möglichen Erdbebenbelastung wird aber dadurch erschwert, da die Sperre im Grenzbereich vierer seismischer Regionen liegt (Band 2).

Dem damaligen Stand der Technik entsprechend wurde für die Einreichung des Dammes die statische Berechnung ohne Erdbebenlastfall durchgeführt. Im Zuge der periodischen Überprüfung der Anlage durch den Unterausschuß für Talsperrenüberwachung der Staubeckenkommission wurde nunmehr auch ein Standsicherheitsnachweis für den Lastfall Erdbeben nach den Richtlinien der Staubeckenkommission [1] verlangt.

Die Berechnungen wurden von der Verbundplan durchgeführt, und es liegt dazu der Abschlußbericht aus dem Jahr 2000 vor [2]. Der Bericht der Verbundplan wurde überarbeitet und wird nunmehr im Rahmen der Staubeckenkommission als Band 6 der Reihe "Erdbebenberechnung von Talsperren" veröffentlicht.

Entsprechend den Richtlinien wurden Erdbebenberechnungen für das Betriebserdbeben (OBE) und das Maximal Denkbare Erdbeben (MCE) durchgeführt. Die Erdbebenbelastungen wurden den planmäßigen Einwirkungen Eigengewicht und Wasserlast überlagert. Die Berechnungen wurden mit der pseudostatischen Methode und einem dynamischen Näherungsverfahren von Makdisi/Seed durchgeführt. Die angewendeten Rechenverfahren sind ohne aufwendige Programme durchzuführen und beziehen den Einfluß des Untergrundes in die Berechnungen nicht ein. Der Einfluß des Lockergestein-Untergrundes wurde durch ein entsprechendes Bemessungsspektrum berücksichtigt.

Der vorliegende Bericht enthält nach einer Beschreibung der Sperre und einer Zusammenstellung der Rechenparameter eine kurze Erläuterung der verwendeten Rechenverfahren, insbesondere der dynamischen Näherungsberechnung im Abschnitt 3. Die statischen Berechnungen werden zusammen mit den Ergebnissen der pseudostatischen Methode im Abschnitt 4 behandelt. Dieser Abschnitt beinhaltet ebenso die Erdbebenberechnung mit dem dynamischen Näherungsverfahren. Eine Sicherheitsbeurteilung auf der Basis der Rechenergebnisse ist in Abschnitt 5 zu finden.

2. Sperre und Untergrund

Das Stauziel des Speichers liegt auf 1405 m ü.A., das Absenkziel auf 1360 m ü.A., das nutzbare Speichervolumen beträgt 84.5 Mio. m³. Der Speicher wird als Jahresspeicher für das Kraftwerk Funsingau betrieben.

Der Steinschüttdamm mit einer vergüteten Erdkerninnendichtung (1% Bentonit) ist auf anstehenden bis zu maximal 120m starken Sand-Kiesschicht mit sandigen Schluffeinlagerungen gegründet. Die Abdichtung in den Untergrund erfolgte bis zu der Schluffschicht mit einem Injektionsschirm. Somit wird der Damm unter dieser durchgehenden Dichtschicht unterströmt. Um den Strömungsweg zu verlängern wurde an der Wasserseite ein Dichtungsteppich bis zum wasserseitigen Dammfuß ausgeführt. Im Zuge des Einstaues der Sperre wurde an der Luftseite eine Druckbank geschüttet, um die Auftriebsicherheit des luftseitigen Vorlandes zu gewährleisten. Ein Querschnitt durch den Damm ist in Abbildung 1 ersichtlich und der Lageplan mit dem eingezeichneten Berechnungsschnitt in Abbildung 2.

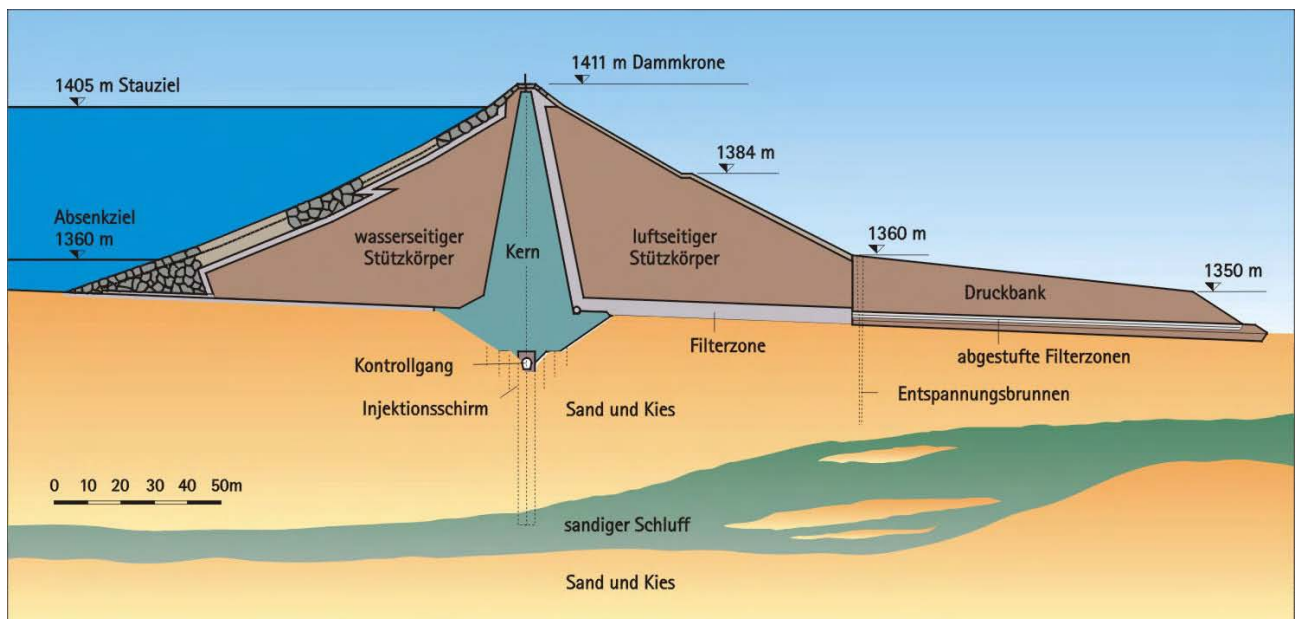


Abbildung 1: Regelquerschnitt

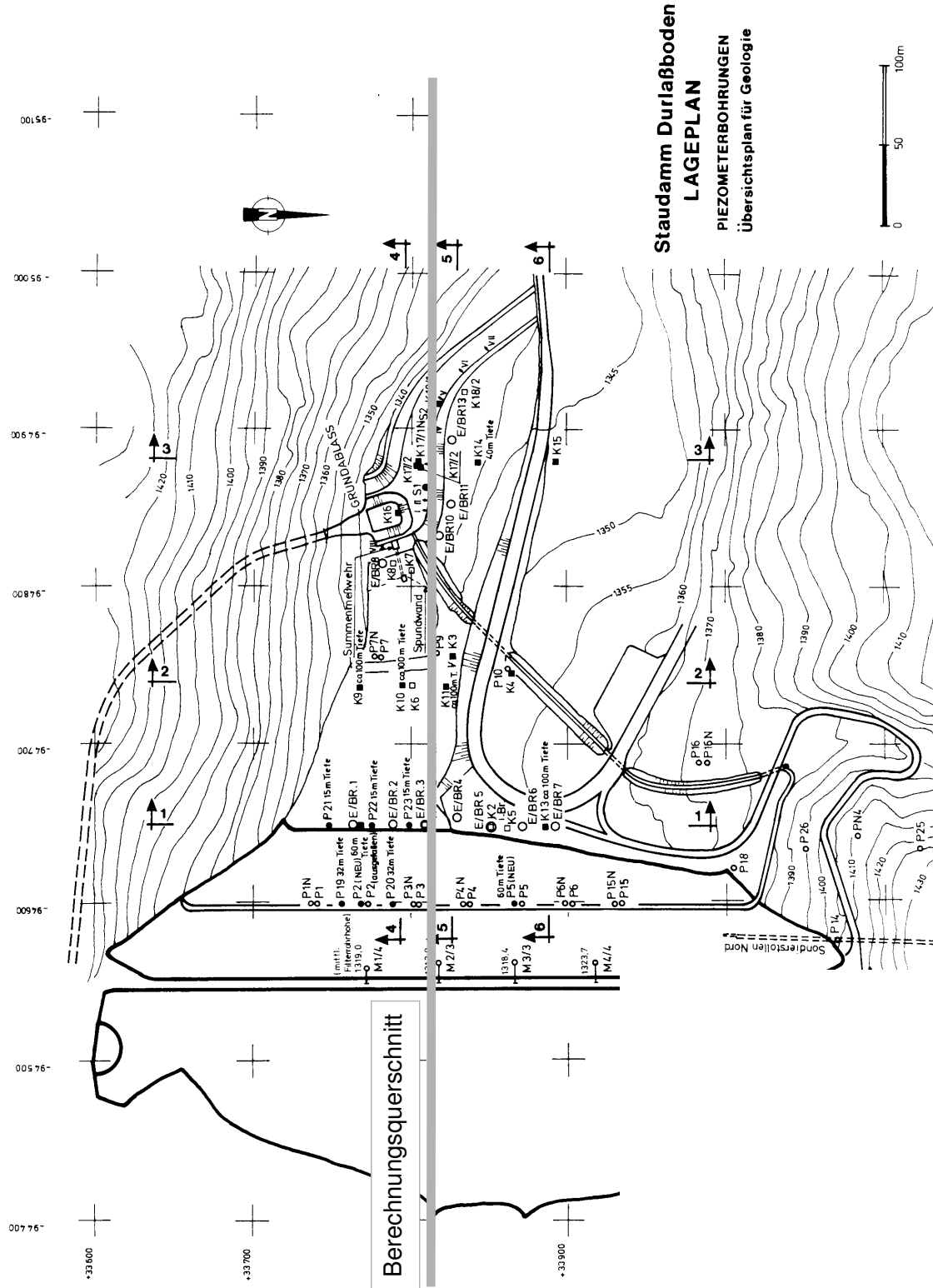


Abbildung 2: Lageplan mit Berechnungsquerschnitt und Meßstellen

3. Berechnungsgrundlagen

3.1 Rechenmodell und Materialkennwerte

Entsprechend den verwendeten Rechenmodellen wird ein Hauptquerschnitt des Dammes untersucht. Die Geometrie des Dammes wurde aus den Bestandsplänen übernommen. Die Materialgrenzen ergeben sich aus den bereits durchgeführten Berechnungen.

Die Kennwerte Reibungswinkel φ' und die Dichte ρ beziehungsweise das spezifische Gewicht γ der einzelnen Schichten wurde aus den früheren Berechnungen entnommen. Für keine Bodenschicht wurde eine Kohäsion berücksichtigt.

Tabelle 1: Materialkennwerte

Material	Reibungswinkel	Wichte
	[°]	[kN/m ³]
Kern	38.0	22.0
wasserseitiger Stützkörper	40.8	21.0
wasserseitige Steinschüttung	40.8	22.0
lufts. Stützkörper	38.0	22.0
Schluffzonen	32.0	20.0
Untergrund	35.0	22.0

Für die Ermittlung der Kronenbeschleunigung mit dem Scherbalkenverfahren ist die Kenntnis des Schubmoduls beziehungsweise der Scherwellengeschwindigkeit notwendig. Um diese Werte zu erhalten wurde eine geophysikalische Untersuchung von der Tauernplan Geophysik GmbH [3] durchgeführt. Dabei wurden für einen Dammquerschnitt (Nähe Pegel 2, Abbildung 3) die Geschwindigkeiten der P-Wellen (v_p) und für 3 Profile die Geschwindigkeiten der P- und S-Wellen (v_p , v_s) gemessen. Für den Dammquerschnitt der Abb. 3 wurden die v_s -Wellengeschwindigkeiten von den v_p -Wellengeschwindigkeiten zurückgerechnet. Aus diesen Unterlagen konnte eine mittlere Scherwellengeschwindigkeit von ca. 500 m/s ermittelt werden. Die minimale und die maximale Scherwellengeschwindigkeit ergaben sich für die einzelnen Dammschichten wie folgt: - Kern 260-830m/s, wasserseitiger Stützkörper 340-670m/s und luftseitiger Stützkörper 560-570m/s.

Der Zusammenhang zwischen dem Schubmodul G und der Scherwellengeschwindigkeit v_s ist in der folgenden Formel angegeben.

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Mit einem Vergleichswert von 300m/s wird der Einfluß auf die Kronenbeschleunigung und die plastischen Verformungen abgeschätzt.

Die mittlere Dichte des Dammquerschnittes wird aus den 3 Hauptmaterialien des Dammes berechnet - siehe Tabelle 2.

Tabelle 2: Ermittlung der mittleren Dichte des Dammes

Material	Volumen [m ³]	Dichte [kg/m ³]
Dichtungskern	736.000	2.200
Stützkörper luftseitig	736.000	2.200
Stützkörper wasserseitig	935.000	2.100
	V_{ges} = 2.165.000	ρ_m = 2.160

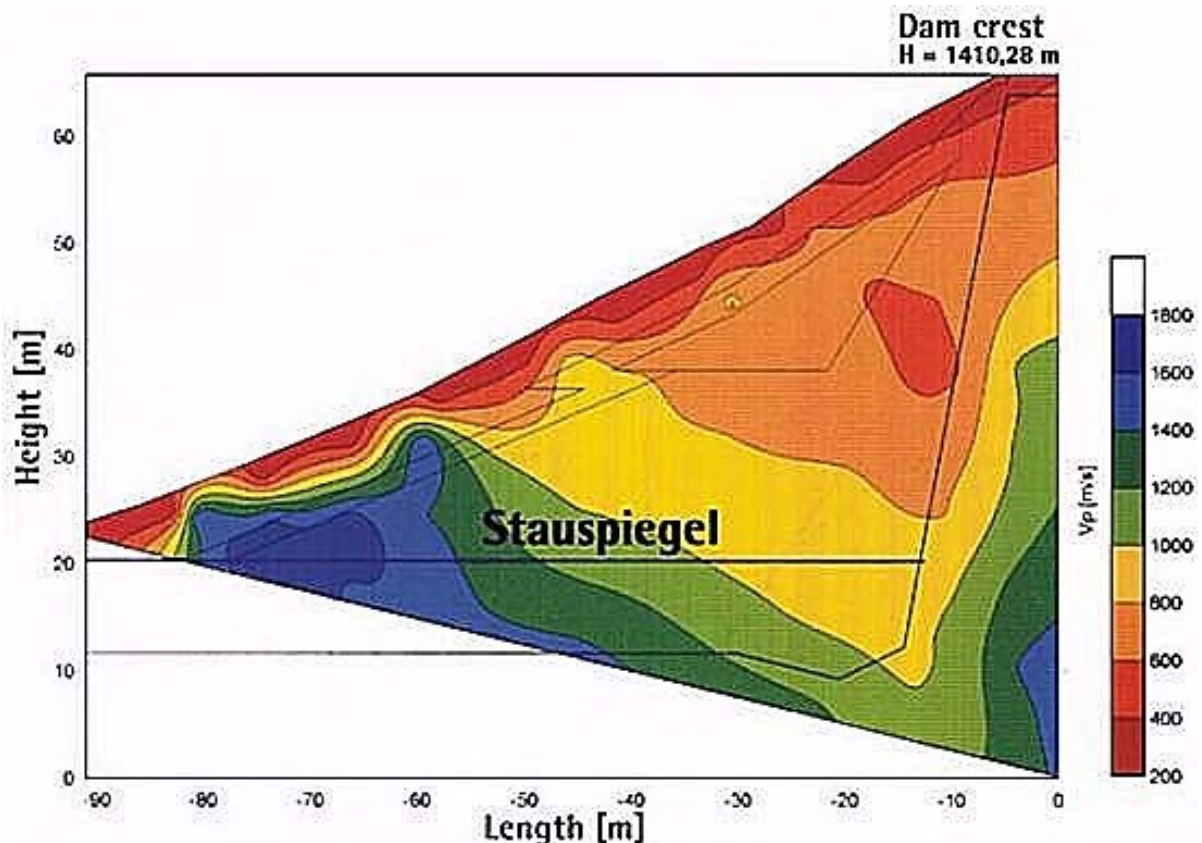


Abbildung 3: Seismische Topographie - Wasserseite

3.2 Rechenverfahren

Die Berechnung der Gleitkreise erfolgt mit dem Programm CUBUS LARIX 2S mit dem Verfahren von Bishop. Bei dieser Methode werden kreisförmige Gleitlinien als Hypothese für die maßgebenden Bruchmechanismen verwendet. Damit wird sowohl das Gleichgewicht in vertikaler Richtung als auch die Momentenbedingung bezüglich des Gleitkreismittelpunktes erfüllt.

3.2.1. Pseudostatisches Verfahren

Beim pseudostatischen Verfahren wird die Wirkung des Erdbebens, ausgehend von der horizontalen und vertikalen Beschleunigung im Untergrund, durch statische Ersatzkräfte in vertikaler und horizontaler Richtung berücksichtigt. Eine Veränderung der Beschleunigungswerte über die Dammhöhe wird für diese Art der Berechnung nicht berücksichtigt. Die Beschleunigungen werden als effektive Beschleunigungen in vertikaler und horizontaler Richtung angesetzt.

Die Festlegung der Mindestsicherheiten erfolgt nach den Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Dämmen [4]. Darin werden 3 Lastfallklassen unterschieden.

Lastfallklasse 1: Planmäßige Einwirkungen

z.B. Absenkung des Staues durch den planmäßigen Betrieb, alle Staulagen, etc.

Lastfallklasse 2: Außerplanmäßige Einwirkungen

z.B. Hochwasserstau für ein 5000-jährliches Ereignis, Bemessungsbeben OBE (Operating Basis Earthquake), rasche Absenkung des Staues durch z.B. Grundablaß, etc.

Diese Einwirkungen sind den Einwirkungen der Lastfallklasse 1 zu überlagern, wobei jedoch nur ein Ereignis anzusetzen ist.

Lastfallklasse 3: Extreme Einwirkungen

z.B. Maximal denkbare Erdbeben MCE (Maximum Credible Earthquake), Auswirkungen möglicher Schadstellen, etc.

Der Lastfallklasse 1 ist jeweils ein extremes Einzelereignis zu überlagern.

Die geforderten Mindestsicherheiten betragen nach der Definition von Fellenius für

die Lastfallklasse 1	1,3
die Lastfallklasse 2	1,2
die Lastfallklasse 3	1,1

Bei der Berücksichtigung von Erdbebenwirkungen ist generell für das

a) OBE nachzuweisen, daß keine nennenswerten Schäden auftreten und die Betriebssicherheit der Anlage gewährleistet ist;

b) MCE nachzuweisen, daß kein Versagen mit der Folge eines unkontrollierten Wasserabflusses auftritt.

Die Gleitkreise an der Wasserseite wurden beim OBE bzw. MCE mit dem ungünstigsten Wasserspiegel (UWsp) überlagert.

An der Luftseite wurden die Gleitkreise unter Vollstau berechnet.

3.2.2. Dynamisches Näherungsverfahren

Beim dynamischen Näherungsverfahren wird der Einfluß der Aufschaukelung von der Aufstandsfläche bis zur Krone mitberücksichtigt. Eine mögliche plastische Verschiebung des Gleitkreises wird abhängig von der Kronenbeschleunigung, der Erdbebenmagnitude, der Bruchbeschleunigung für einen gewählten Gleitkörpers und der 1. Eigenperiode des Dammes ermittelt. Danach ist zu beurteilen, ob dieser Wert eine Gefahr für die Sicherheit des Dammes darstellt, beziehungsweise das eingebaute Material die Schubverzerrungen ohne Verlust der Scherfestigkeit aufnehmen kann.

Dieses Näherungsverfahren von Makdisi/Seed [5], [6] zur Bestimmung der plastischen Verformungen basiert auf dem Verfahren von Newmark [7]. Dabei haben Makdisi/Seed die dynamische Wirkung eines Erdbebens mitberücksichtigt.

Es wird angenommen, daß sich das Material in einer definierten Gleitfläche bis zum Bruch ideal elastisch verhält und danach ideal plastisch.

Für die dynamische Näherungsrechnung benötigt man die Ermittlung der Kronenbeschleunigung, die von folgenden Annahmen ausgeht:

1. Der Damm besteht aus einem unendlich langen, dreieckförmigen Querschnitt, der auf einem starren Körper gegründet ist.
2. Das Material des Dammes ist homogen und linear elastisch.
3. Das Verhältnis Breite zu Höhe des Dammes ist ausreichend groß, so daß Verformungen aufgrund von Biegebeanspruchungen vernachlässigt werden können. Die Verformungen werden somit nur mehr durch Schubbeanspruchungen verursacht.
4. Die Schubspannungen sind in einer horizontalen Fläche gleichförmig verteilt.
5. Der Einfluß des Porenwassers ist vernachlässigbar.

Die mit diesen Annahmen erhaltene Lösung gibt für eine gleichmäßige Bodenerregung in der Aufstandsfläche die Antwort des Dammes über die Höhe an.

Die Berechnung erfolgt in einer vereinfachten Form, welche Makdisi/Seed [5] von der theoretischen Lösung [8] abgeleitet haben. Bei diesem Verfahren erhält man die maximale Kronenbeschleunigung und die ersten 3 Eigenfrequenzen des Dammes.

Der Berechnungsablauf wird nachfolgend beschrieben:

Eingangsparameter sind die Dammhöhe h , die mittlere Dichte und der maximale Schubmodul G_{\max} beziehungsweise die maximale Scherwellengeschwindigkeit v_s . Der Schubmodul G ist stark verformungsabhängig.

1. Der Ausgangswert G_{\max} wird abhängig von der Schubverzerrung abgemindert. Die Werte G/G_{\max} und die Dämpfung λ [%] sind in Abhängigkeit von der Schubverzerrung γ [%] angegeben (Abbildung 4). Im ersten Schritt wird ein Wert G kleiner als G_{\max} angenommen und man erhält daraus die dazugehörigen Werte für γ und λ .

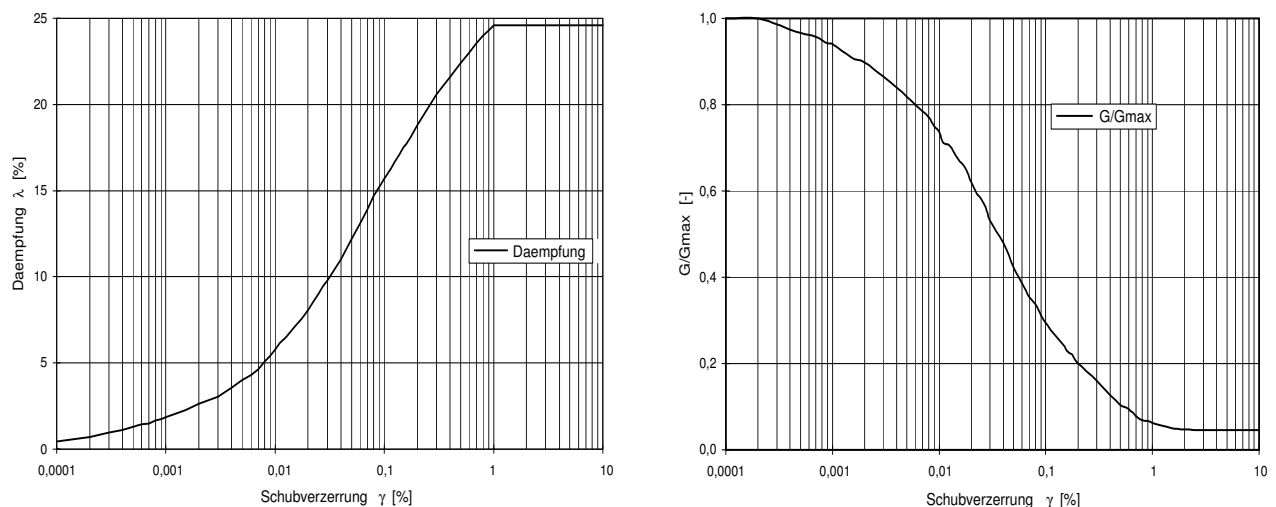


Abbildung 4: Zusammenhang Dämpfung und Schubmodul zu Schubverzerrung nach Makdisi / Seed

2. Daraus berechnet man die maximalen Kronenbeschleunigungen der ersten 3 Schwingungsformen. Die zu den einzelnen Schwingungsperioden gehörenden Spektralbeschleunigungen werden in einer Excel-Tabelle gerechnet.

$$u_{n, \max} = \Phi_{n(0)} \times S a_n$$

$\Phi_{n(0)}$ sind konstante Werte $\Phi_{1(0)} = 1,6$ $\Phi_{2(0)} = 1,06$ $\Phi_{3(0)} = 0,86$

3. Die maximalen Kronenbeschleunigungen der ersten 3 Schwingungsformen treten normal nicht zur selben Zeit auf, und können deshalb nicht direkt addiert werden. Näherungsweise wird die maximale Kronenbeschleunigung berechnet mit:

$$u_{\max} = \sqrt{\sum_{n=1}^3 (u_{n, \max})^2}$$

4. Als letzten Schritt errechnet man sich eine verbesserte mittlere Schubverzerrung γ_{ave} , die nach Makdisi und Seed ca. 65% der maximalen Schubverzerrung erreicht. Die Formel dazu lautet:

$$\gamma_{ave} = 0,65 \times 0,3 \times \frac{h}{2} \times S_{a1} \sqrt{v_s}$$

Mit diesen verbesserten Wert geht man in das Diagramm Abbildung 4 und erhält neue Werte für G/G_{max} und λ . Die Iteration wird so lange durchgeführt bis sich keine Änderung der maximalen Kronenbeschleunigung mehr ergibt.

Danach werden für die einzelnen Gleitkreise die Bruchbeschleunigungen k_y mit der pseudostatischen Methode ermittelt. Dabei wird jene horizontale Beschleunigung ermittelt, bei der die dazugehörige Sicherheit genau 1 ist.

Für die Berechnung der plastischen Verformungen der Gleitkörper ist die Ermittlung des seismischen Beiwertes k_{max} erforderlich. Damit wird die Beziehung zwischen der Tiefe des Gleitkörpers und dem maximalen Beschleunigungsverhältnis bestimmt.

Der Wert k_{max}/u_{max} wird aus dem Diagramm (siehe Abbildung 5) von Makdisi/Seed herausgelesen. Eingangsparemeter ist y/h , dabei ist y die Tiefe des Gleitkörpers von der Dammkrone aus gemessen.

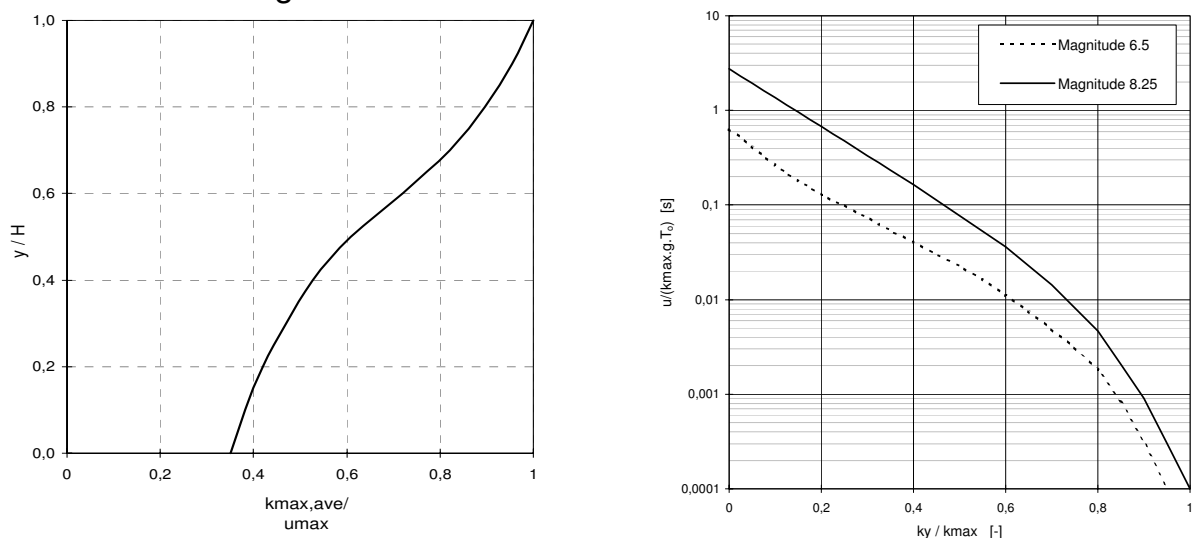


Abbildung 5: Beziehung zwischen Tiefe des Gleitkörpers zu maximalen Beschleunigungsverhältnis und normierter plastischer Verschiebung zu Bruchbeschleunigung

Anschließend errechnet man sich die Dammverformungen, die nur dann auftreten, wenn in einer Gleitfläche die Bruchbeschleunigung überschritten wird.

Abhängig von der Erdbebenmagnitude M haben Makdisi und Seed für verschiedene Dammhöhen und Magnituden einen Zusammenhang zwischen der plastischen Verformung und k_y/k_{max} abgeleitet. Bei diesem Diagramm sind auf der Ordinate die plastischen Verformungen beziehungsweise die normierten plastischen Verformungen ($u/k_{max} \cdot g \cdot T_1$) und auf der Abszisse das Verhältnis von k_y/k_{max} aufgetragen (siehe

Abbildung 5).

- u ... plastische Verformung
- k_{\max} ... seismischer Beiwert
- T_1 ... 1. Eigenperiode
- g ... Erdbeschleunigung

Die Erdbebenmagnitude M wurde vom Institut für Meteorologie und Geodynamik mit dem Wert 5 angegeben. In den Untersuchungen von Makdisi/Seed wurden Erdbebenstärken von 8.25, 7.5 und 6.5 untersucht. Bei der Auswertung für die Gleitkreise wurde mit einer Erdbebenmagnitude von 6.5 gerechnet. Die Werte für die Dammverformungen liegen somit auf der sicheren Seite.

4. Erdbebenberechnung

4.1 Erdbebenkennwerte

Die angegebenen Erdbebenkennwerte, wie maximale Beschleunigungen, Erdbebenmagnitude und Antwortspektren werden aus dem seismologischen Gutachten der Zentralversuchsanstalt für Meteorologie und Geodynamik [9] und aus den Richtlinien der Staubeckenkommission [1] ermittelt. Es werden Berechnungen für das Betriebserdbeben (OBE) und das Maximal Denkbare Erdbeben (MCE) durchgeführt.

Für die effektiven Beschleunigungen werden 70% der Maximalbeschleunigungen angesetzt. Die effektiven Beschleunigungswerte für das vertikale Erdbeben werden mit 2/3 der Werte in horizontaler Richtung angenommen. Die maximale Erdbebenmagnitude ist 5. Den Berechnungen liegen somit folgende Werte zugrunde.

Tabelle 3: Maximale und effektive Horizontal- u. Vertikalbeschleunigungen

Lastfall	Horizontalbeschleunigung				Vertikalbeschleunigung	
	maximal		effektiv		effektiv	
OBE	0.65 m/s ²	6.6 %	0.46 m/s ²	4.6 %	0.30 m/s ²	3.1 %
MCE	1.35 m/s ²	13.8 %	0.95 m/s ²	9.6 %	0.63 m/s ²	6.4 %

Weiters wurde in [9] Bemessungsspektren für das OBE und MCE für den Felsuntergrund angegeben. Als Vergleich ist das Spektrum für Lockergestein aus den Erdbebenrichtlinien - Band 3 [8] (MCE-L) in Tabelle 4 dargestellt.

Tabelle 4: Bemessungsspektren - normiert auf 1 [m/s²]

Dämpfung [%]	Spektrum	f ₁ [Hz]	f ₂ [Hz]	d [cm]	v [dm/s]	a [m/s ²]	Definition Antwortspektrum
2%	OBE	0.557	2.352	7.08	24.77	3.66	
	MCE	0.657	2.935	4.81	19.85		
	MCE-L	0.405	1.809	12.64	32.2		
5%	OBE	0.532	2.207	5.85	19.54	2.71	
	MCE	0.622	2.760	4.00	15.63		
	MCE-L	0.387	1.691	10.49	25.5		
10%	OBE	0.508	2.019	4.92	15.69	1.99	
	MCE	0.584	2.530	3.41	12.52		
	MCE-L	0.366	1.560	8.82	20.3		
20%	OBE	0.448	1.715	4.15	11.69	1.26	
	MCE	0.542	2.337	2.74	9.33		
	MCE-L	0.334	1.328	7.20	15.1		

4.2 Ergebnisse - Pseudostatisches Verfahren

Für die Berechnungen wurden 9 Gleitkreise an der Wasserseite und 4 Gleitkreise an der Luftseite gewählt (siehe Abbildung 6).

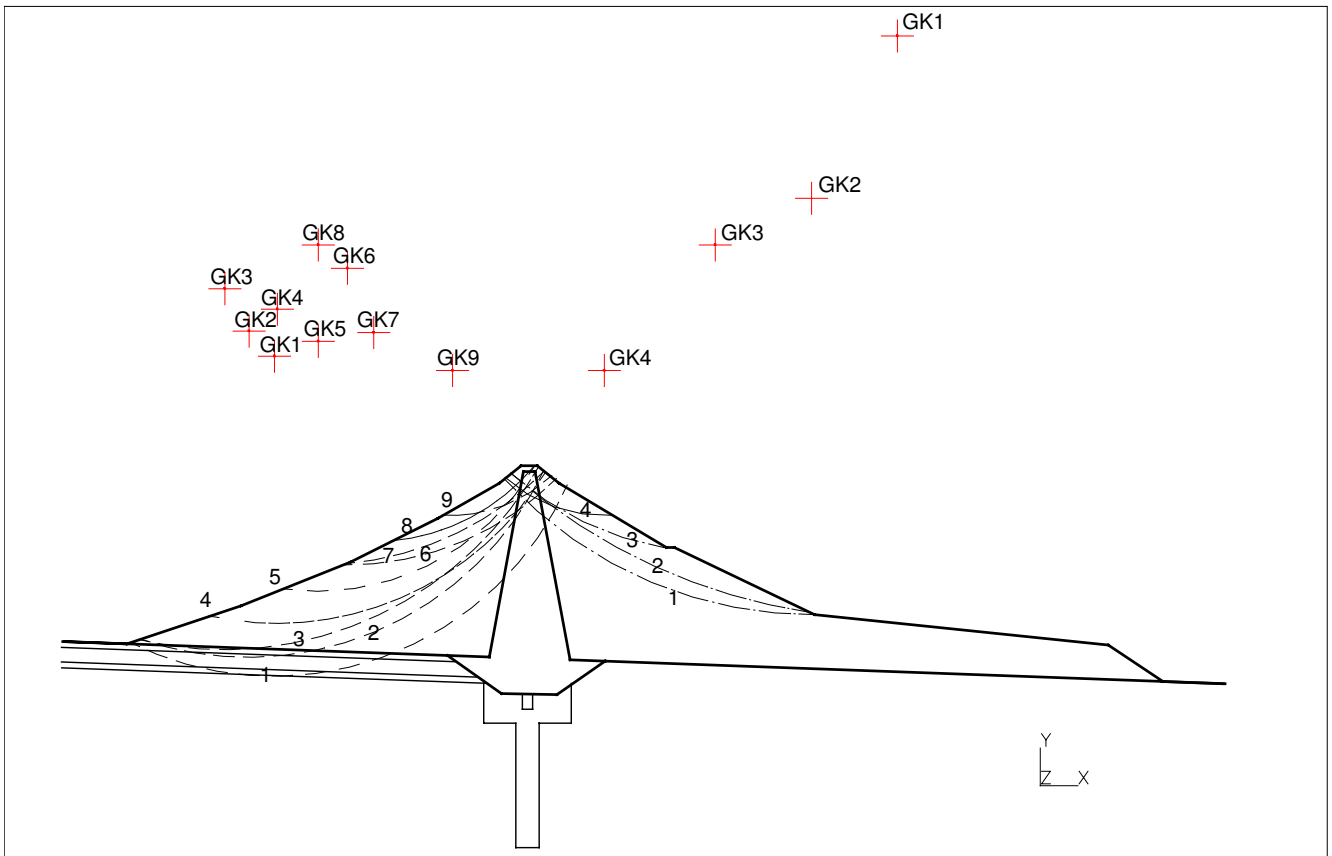


Abbildung 6: Wasser- und luftseitige Gleitkreise

Die Ergebnisse der Berechnung mit dem Programm Cubus Larix-2S befinden sich im Anhang A, wobei nur ein paar ausgewählte Gleitkreise dargestellt sind. In der Tabelle 5 und Tabelle 6 sind die Ergebnisse der wasser- und luftseitigen Gleitkreise für die verschiedenen Lastfälle zusammengefaßt.

Tabelle 5: Gleitsicherheiten - wasserseitig

Lastfall	Gleitkreise					Mindestsicherheit
	GK1	GK 2	GK 3	GK 4	GK 5	
Wasserseitig						
UWsp	1.88	1.82	1.85	1.81	1.68	1.30
Wasserspiegel [m ü. A.]	1372	1374	1374	1382	1386	
UWsp + OBE	1.61	1.54	1.57	1.54	1.43	1.20
Wasserspiegel [m ü. A.]	1376	1380	1378	1384	1390	

Tabelle 5: Gleitsicherheiten - wasserseitig

Lastfall	Gleitkreise					Mindestsicherheit
UWsp + MCE	1.34	1.28	1.30	1.28	1.19	1.10
Wasserspiegel [m ü. A.]	1380	1384	1384	1390	1394	
Wasserseitig	GK6	GK 7	GK 8	GK 9		
UWsp	1.76	1.54	1.62	2.07		1.30
Wasserspiegel [m ü. A.]	1394	1398	1396	1400		
UWsp + OBE	1.49	1.30	1.36	1.76		1.20
Wasserspiegel [m ü. A.]	1396	1400	1400	1402		
UWsp + MCE	1.23	1.06	1.11	1.47		1.10
Wasserspiegel [m ü. A.]	1398	1404	1402	1402		

Tabelle 6: Gleitsicherheiten - luftseitig

Lastfall	Gleitkreise					Mindestsicherheit
Luftseitig	GK1	GK 2	GK 3	GK 4		
Vollstau 1405 m ü.A.	1.65	1.77	1.66	2.23		1.30
Vollstau 1405 m ü.A. + OBE	1.47	1.58	1.48	1.96		1.20
Vollstau 1405 m ü.A. + MCE	1.30	1.40	1.31	1.70		1.10

Für die planmäßigen und außerplanmäßigen Einwirkungen werden die Mindestsicherheiten eingehalten. Bei der extremen Einwirkung MCE ergibt sich für den wasserseitigen Gleitkreis GK7 eine Sicherheit von 1.06. Mit dem dynamischen Näherungsverfahren wird überprüft, ob die plastischen Verformungen eine Gefährdung für die Stabilität des Dammes darstellen.

4.3 Ergebnisse - Dynamisches Näherungsverfahren

Die Berechnung der Bruchbeschleunigung, der Kronenbeschleunigung und der plastischen Verformung befindet sich im Anhang B.

Die Ergebnisse der Bruchbeschleunigungen k_y sind in der Tabelle 7 zusammengefaßt.

Tabelle 7: Bruchbeschleunigungsfaktor k_y [-]

Gleitkreis	Wasserseite	Luftseite
GK 1	0.229	0.233
GK 2	0.202	0.276

Tabelle 7: Bruchbeschleunigungsfaktor k_y [-]

Gleitkreis	Wasserseite	Luftseite
GK 3	0.207	0.237
GK 4	0.204	0.374
GK 5	0.165	
GK 6	0.185	
GK 7	0.129	
GK 8	0.144	
GK 9	0.261	

Die maximale Kronenbeschleunigung für das Durlaßbodenspektrum (MCE) und das Spektrum für Lockergestein (MCE-L) mit den beiden mittleren Scherwellengeschwindigkeiten von 500m/s und 300m/s befindet sich in der Tabelle 8.

Tabelle 8: Kronenbeschleunigungen

	Bodenbeschl. [m/s ²]	Scherwellengeschw. [m/s]	Kronenbeschl. u_{max} [m/s ²]	Dämpfung λ [%]	Erste Eigenfrequenz [Hz]
MCE	1.35	500	5.66	8.5	2.25
		300	4.05	10.8	1.22
MCE-L	1.35	500	5.94	9.0	2.20
		300	4.10	13.2	1.07

In der Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen [4] wird darauf hingewiesen, daß nur eine Aufschaukelung um den Faktor 3 zu berücksichtigen ist. Das entspricht einer maximalen Kronenbeschleunigung für das MCE von 4.05 m/s².

Die Ermittlung der Dammverformungen erfolgt tabellarisch für die 2 verwendeten Spektren und Scherwellengeschwindigkeiten (siehe Tabelle 9 und Tabelle 10).

Tabelle 9: Plastische Verformungen wasserseitig [mm]

Gleitkreise	Durlaßboden-Spektrum		Lockergestein-Spektrum	
	$v_s=500m/s$	$v_s=500m/s$	$v_s=500m/s$	$v_s=500m/s$
GK 1	-	-	-	-
GK 2	-	-	-	-
GK 3	-	-	-	-
GK 4	-	-	-	-
GK 5	3	5	3	6

Tabelle 9: Plastische Verformungen wasserseitig [mm]

Gleitkreise	Durlaßboden-Spektrum		Lockergestein-Spektrum	
	$v_s=500\text{m/s}$	$v_s=500\text{m/s}$	$v_s=500\text{m/s}$	$v_s=500\text{m/s}$
GK 6	5	10	6	11
GK 7	46	86	47	97
GK 8	17	32	18	37
GK 9	7	12	7	14

Tabelle 10: Plastische Verformungen luftseitig [mm]

Gleitkreise	Durlaßboden-Spektrum		Lockergestein-Spektrum	
	$v_s=500\text{m/s}$	$v_s=500\text{m/s}$	$v_s=500\text{m/s}$	$v_s=500\text{m/s}$
GK 1	-	-	-	-
GK 2	-	-	-	-
GK 3	2	1	5	3
GK 4	-	-	-	-

Die Ergebnisse mit den 2 Erdbebenspektren weichen nur geringfügig voneinander ab. Die weitere Beurteilung erfolgt somit mit dem Durlaßbodenspektrum.

Für die wasserseitigen Gleitkreise ergibt sich eine maximale Verformung von ca. 0.05m ($v_s=500\text{m/s}$) für den Gleitkreis 7 bzw. 0.10m ($v_s=300\text{m/s}$), wobei dieser Gleitkreis nicht durch den Kern geht und somit nur eine lokale Verformung erfolgt ohne Folgen für die Standsicherheit des Dammes. Die größte Verformung im Kernbereich ergibt sich für Gleitkreis 7 mit 0.02m ($v_s=500\text{m/s}$) bzw. 0.04m ($v_s=300\text{m/s}$). Dieser Wert entspricht einer Schubverzerrung in der Gleitfläche von 0.1 bzw. 0.2%.

Die luftseitigen Verformungen liegen unter 0.01m.

5. Standsicherheitsbetrachtung

5.1 Allgemeines

Für die Beurteilung der Standsicherheit von Stauanlagen gibt es in Österreich keine festgeschriebenen Regeln. Es ist Aufgabe der nominierten Experten, die Standsicherheit von Fall zu Fall zu prüfen und entsprechend dem Stand der Technik zu beurteilen. An Beurteilungskriterien werden dafür unter anderem internationale und nationale Richtlinien, wie z.B. die Empfehlungen der ICOLD bzw. der Österreichischen Staubeckenkommission und die auf Erfahrungen basierende "geübte Praxis", verwendet.

In diesem Sinne kann der vorliegende Bericht keine endgültige Sicherheitsaussage enthalten. Aufgabe der Untersuchungen war es vielmehr, möglichst gute Grundlagen für eine Beurteilung zu erarbeiten. Ohne die endgültige Beurteilung der Experten vorwegnehmen zu wollen, kann jedoch aufgrund der vorliegenden Untersuchungen gesagt werden, daß für den Erddamm Durlaßboden auch bei extremen Bebenereignissen keine Gefährdung der Standsicherheit gegeben ist.

Im folgenden werden die für die Beurteilung der Standsicherheit relevanten Ergebnisse für die beiden verwendeten Verfahren zusammengefaßt.

5.2 Pseudostatisches Verfahren

Die Sicherheiten für die außerplanmäßige Einwirkung (OBE) liegen alle über der geforderten Mindestsicherheit von 1.2. Nur für den Gleitkreis 7 an der Wasserseite wird die Mindestsicherheit von 1.1 für die extreme Einwirkung (MCE) unterschritten, wobei dieser Gleitkreis nicht durch den Kern geht und somit keine Überströmung des Dammes stattfinden kann.

5.3 Dynamisches Näherungsverfahren

Die Dammverformungen sind nicht für eine Erdbebenmagnitude von 5 sondern von 6.5 berechnet worden. Weshalb die berechneten plastischen Verformungen auf der sicheren Seite liegen.

Die berechneten maximalen Verformungen betragen für die wasserseitigen Gleitkreise für das MCE ca. 0.1m. Bei den luftseitigen Gleitkreisen liegen sie unter 0.01m.

Die plastischen Verformungen liegen somit in einer Größenordnung, die für die Stabilität des Dammes keine Gefahr darstellen.

6. Zusammenfassung

Der ca. 84m hohe Erddamm Durlaßboden liegt in einem Gebiet mit einer geringen seismischen Aktivität. Für den Nachweis der Erdbebensicherheit wurden neben dem pseudostatischen Verfahren auch ein dynamisches Näherungsverfahren nach Makisi/Seed verwendet.

Die Erdbebenlastfälle wurden der planmäßigen Einwirkung Eigengewicht und Wasserlast bei verschiedenen Staulagen überlagert. Die Erdbebenkennwerte wurden aus einem seismologischen Gutachten der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik und nach den Empfehlungen der Staubeckenkommission ermittelt, für das OBE wurde eine maximale horizontale Beschleunigung von 0.65m/s^2 und für das MCE ein Wert von 1.35m/s^2 angenommen.

Die tiefste Eigenfrequenz des Dammes liegt abhängig von der Scherwellengeschwindigkeit bei 2.2Hz ($v_s=500\text{m/s}$) bzw. 1.2Hz ($v_s=300\text{m/s}$). Die maximale Kronenbeschleunigungen ergeben sich mit 5.66m/s^2 bei $v_s=500\text{m/s}$ bzw. 4.05m/s^2 bei $v_s=300\text{m/s}$. Aufgrund zahlreicher Untersuchungen und Messungen an bestehenden Dämmen wird der Maximalwert mit der dreifachen Bodenbeschleunigung begrenzt, das entspricht 4.05m/s^2 .

Für 9 Gleitkreise an der Wasserseite und 4 an der Luftseite wurde die Sicherheit gegenüber Gleiten beziehungsweise die plastischen Verformungen berechnet.

Die Ergebnisse des pseudostatischen Verfahrens für die außerplanmäßige Einwirkung (OBE) liegen alle über der geforderten Mindestsicherheit von 1.2. Für die extreme Einwirkung (MCE) wird nur für den Gleitkreis 7 an der Wasserseite die Mindestsicherheit von 1.1 unterschritten, wobei dieser Gleitkreis nicht durch den Kern geht und somit keine Gefahr der Überströmung des Dammes bestehen würde.

Die Ergebnisse des dynamischen Näherungsverfahrens sind für eine Erdbebenmagnitude von 6.5 statt von 5 berechnet worden und liegen somit auf der sicheren Seite. Die berechneten maximalen Verformungen betragen für die wasserseitigen Gleitkreise für das MCE ca. 0.1m. Bei den luftseitigen Gleitkreisen liegen sie unter 0.01m. Die plastischen Verformungen liegen somit in einer Größenordnung, die für die Stabilität des Dammes keine Gefahr darstellen.

Aufgrund der vorliegenden Untersuchung kann davon ausgegangen werden, daß der Durlaßbodendamm bei einem Erdbeben keine Schäden erleiden wird, die zu Instabilitäten des Dammes beziehungsweise von Teilen des Dammes führen würden.

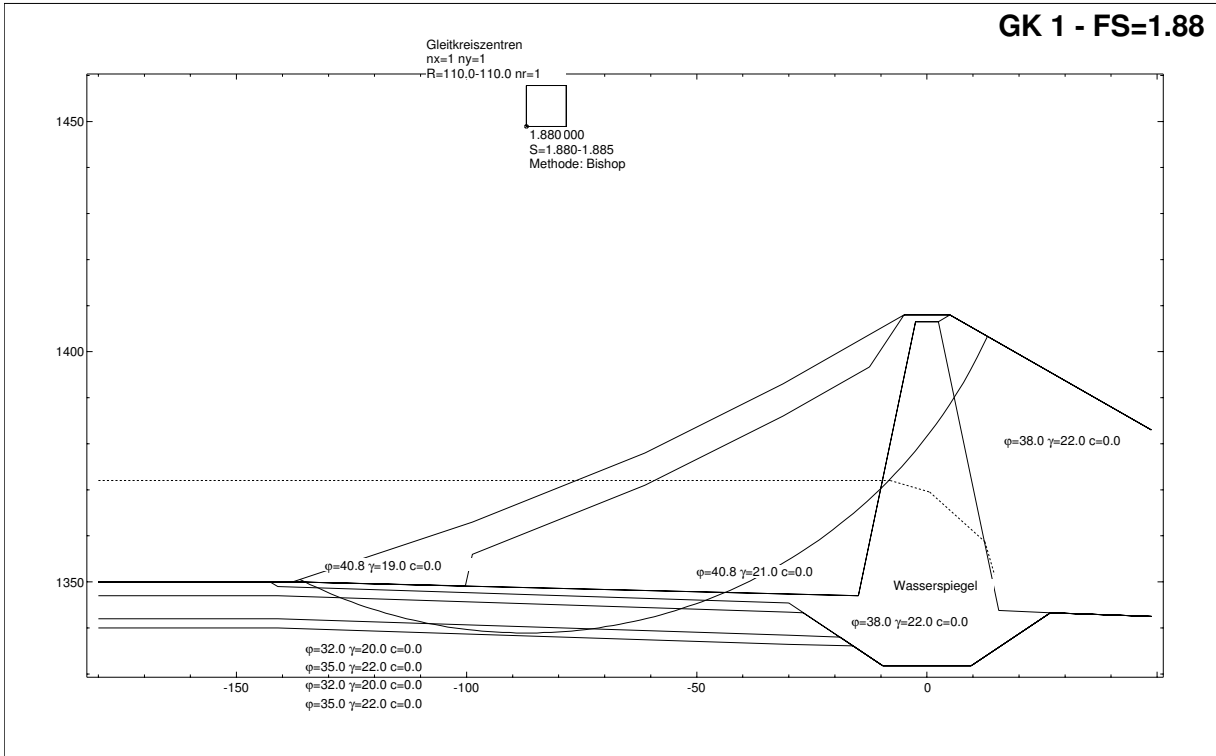
7. Literaturangaben

- [1] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, "Erdbebenberechnungen von Talsperren", Band 3, Richtlinien, 1996
- [2] Verbundplan, "Untersuchung der Erdbebensicherheit, Staudamm Durlaßboden", 2000
- [3] Dölzlmüller H., Salzmann H., "Projekt Staudamm Durlaßboden, Bestimmung dynamischer Kennwerte mittels seismologischer Methoden", Tauernplan Geophysik, GmbH., Bericht Nr. 310084, Oktober 1995.
- [4] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, "Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen", Mai 1996, 2793 "Nachw5".
- [5] Makdisi F. I., Seed H., "Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 105, No. GT 12, December 1979, pp. 1427-1434.
- [6] Makdisi F. I., Seed H., "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 104, No. GT 7, July 1978, pp. 849-867.
- [7] Newmark N. M., "Effects of Earthquake on Dams and Embankments", 5th Rankine Lecture, Geotechnique 15, No. 2, 1965, pp. 139-160.
- [8] Seed H. B., Martin G. R., "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92 No. SM3, May 1966, pp. 25-58.
- [9] Lenhardt W., Fiegweil E., "Seismologisches Gutachten für die Talsperre Durlaßboden", Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (GSL94031), September 1994.

ANHANG A - GLEITSICHERHEITSBERECHNUNG

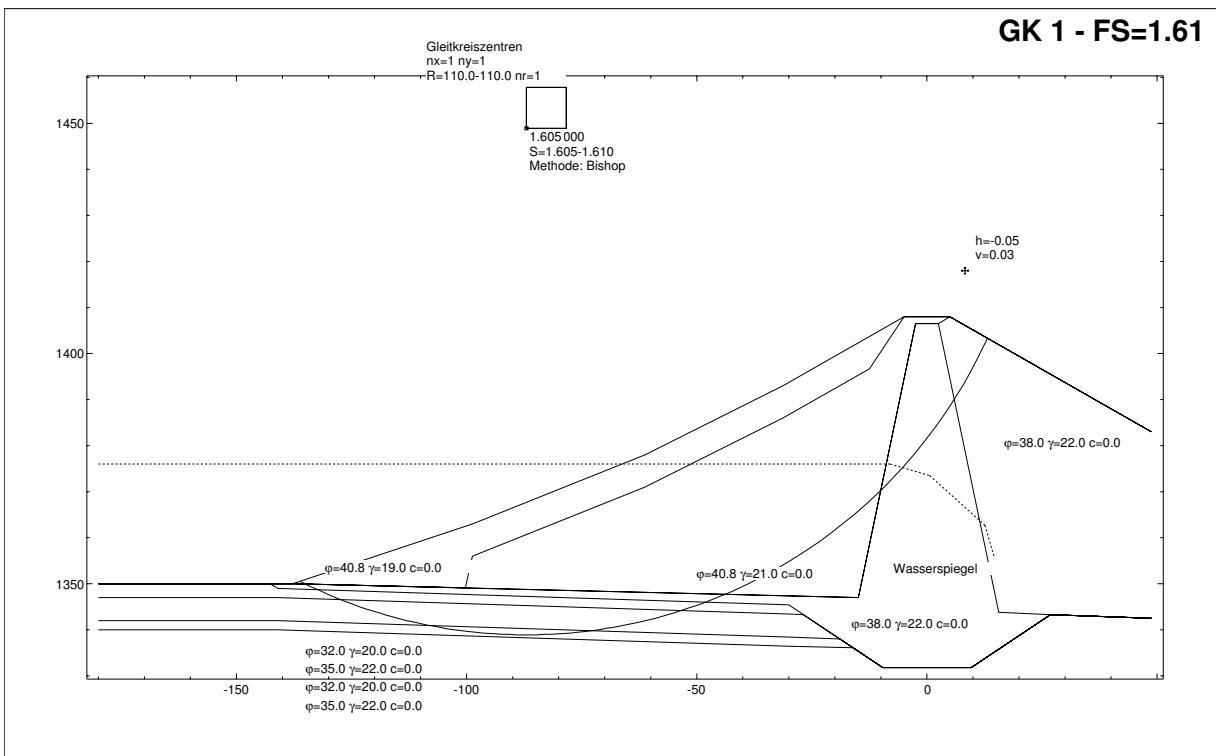
PLANMÄSSIGE EINWIRKUNG - Wasserseite

Gleitkreis GK1 - UWsp 1372



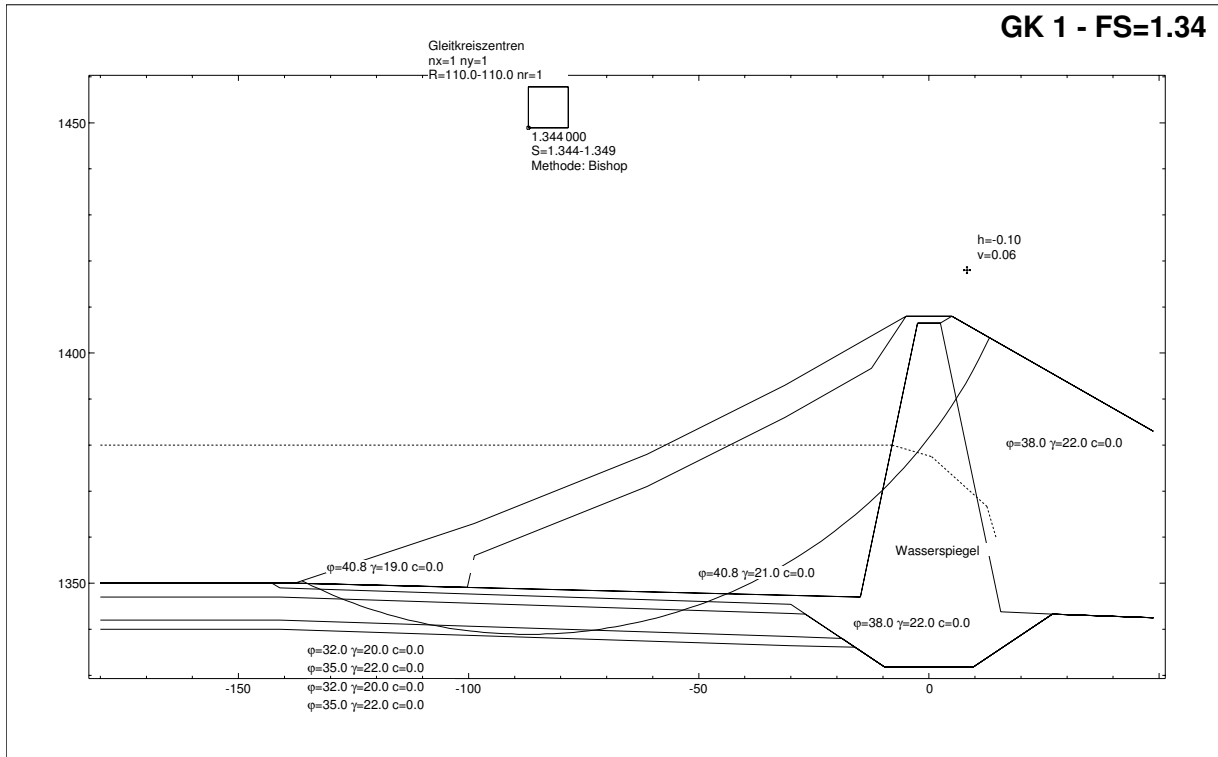
AUSSERPLANMÄSSIGE EINWIRKUNG - Wasserseite

Gleitkreis GK1 - UWsp 1376 + OBE



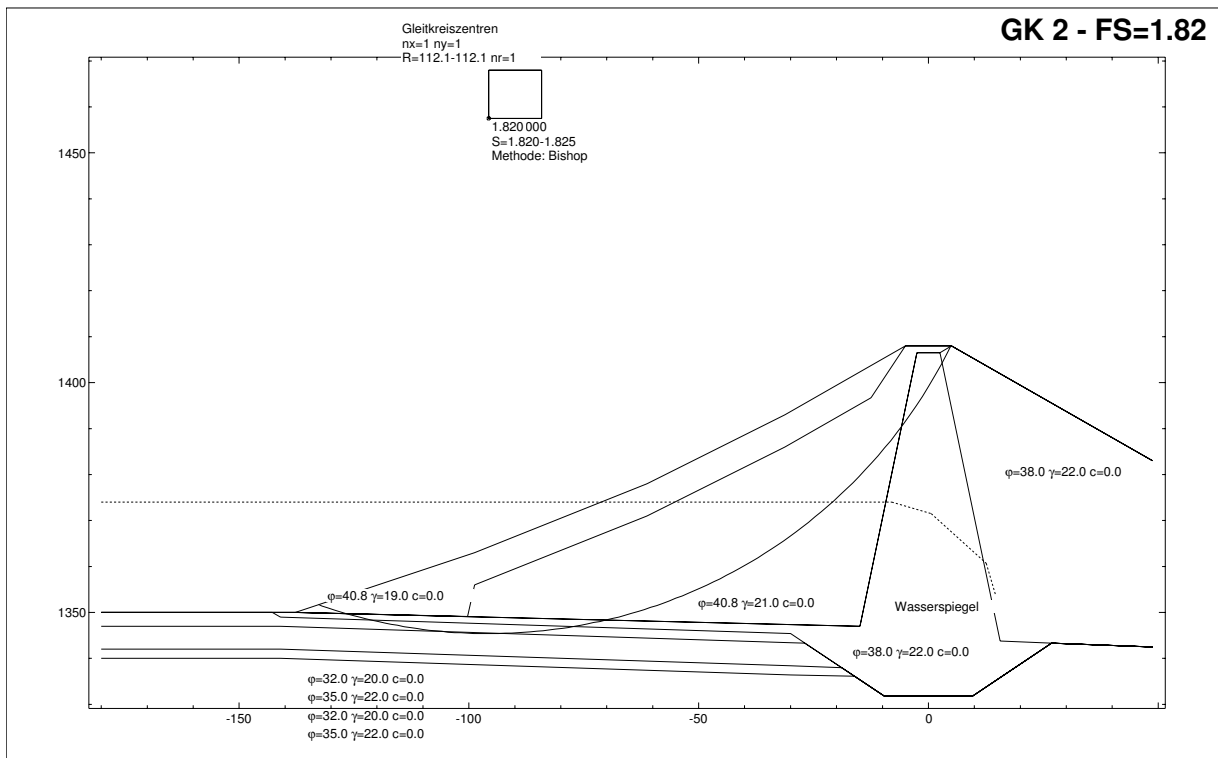
EXTREME EINWIRKUNG - Wasserseite

Gleitkreis GK1 - UWsp 1380 + MCE



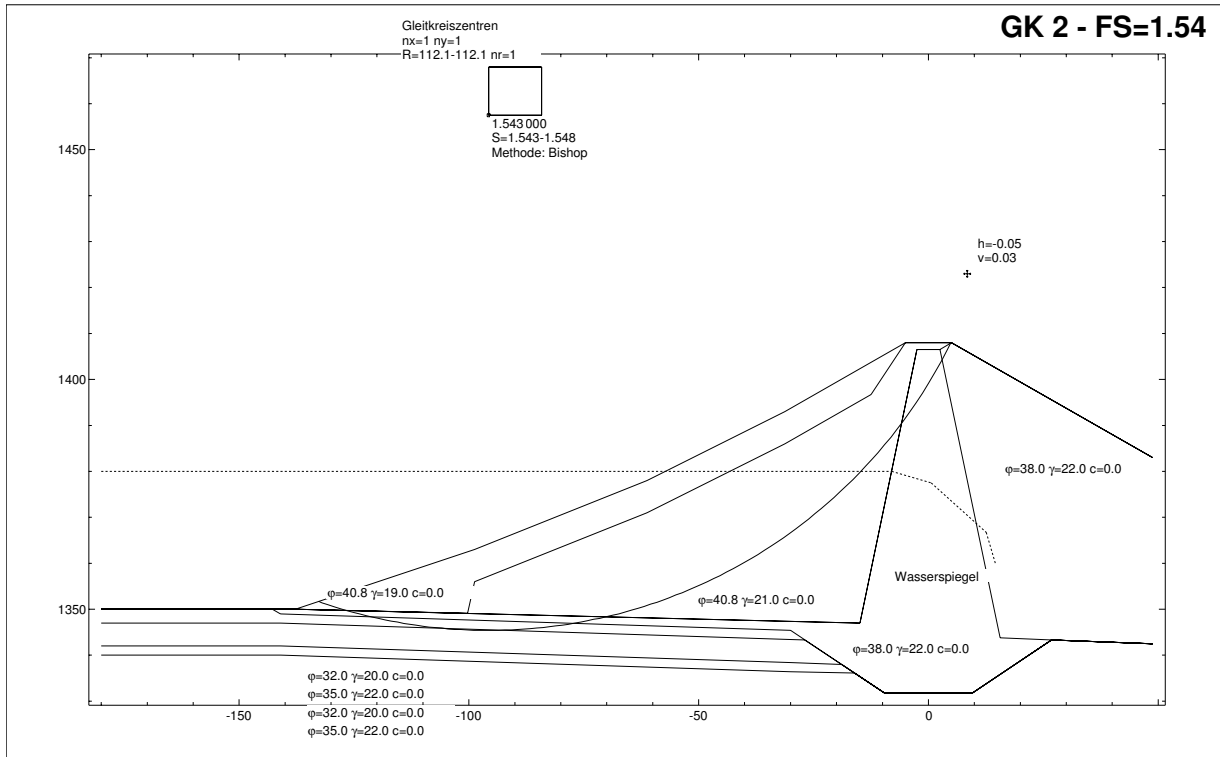
PLANMÄSSIGE EINWIRKUNG - Wasserseite

Gleitkreis GK2 - UWsp 1374



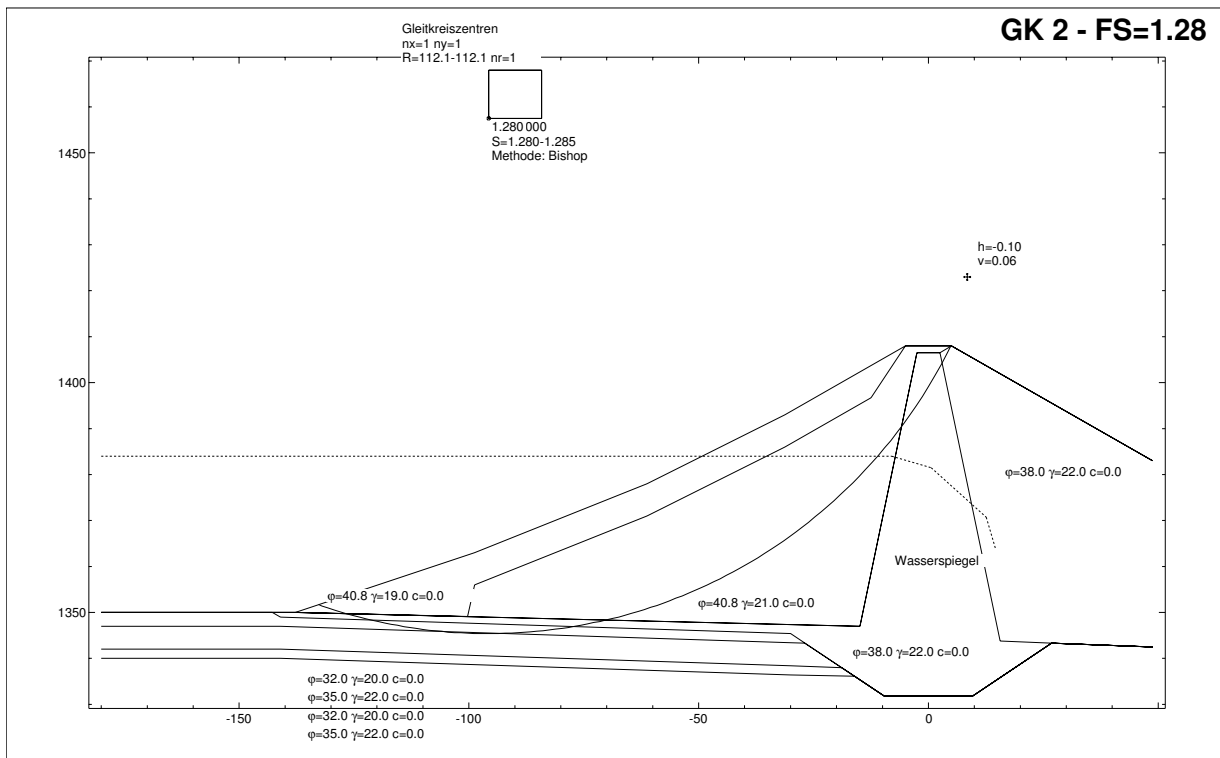
AUSSERPLANMÄSSIGE EINWIRKUNG - Wasserseite

Gleitkreis GK2 - UWsp 1380 + OBE



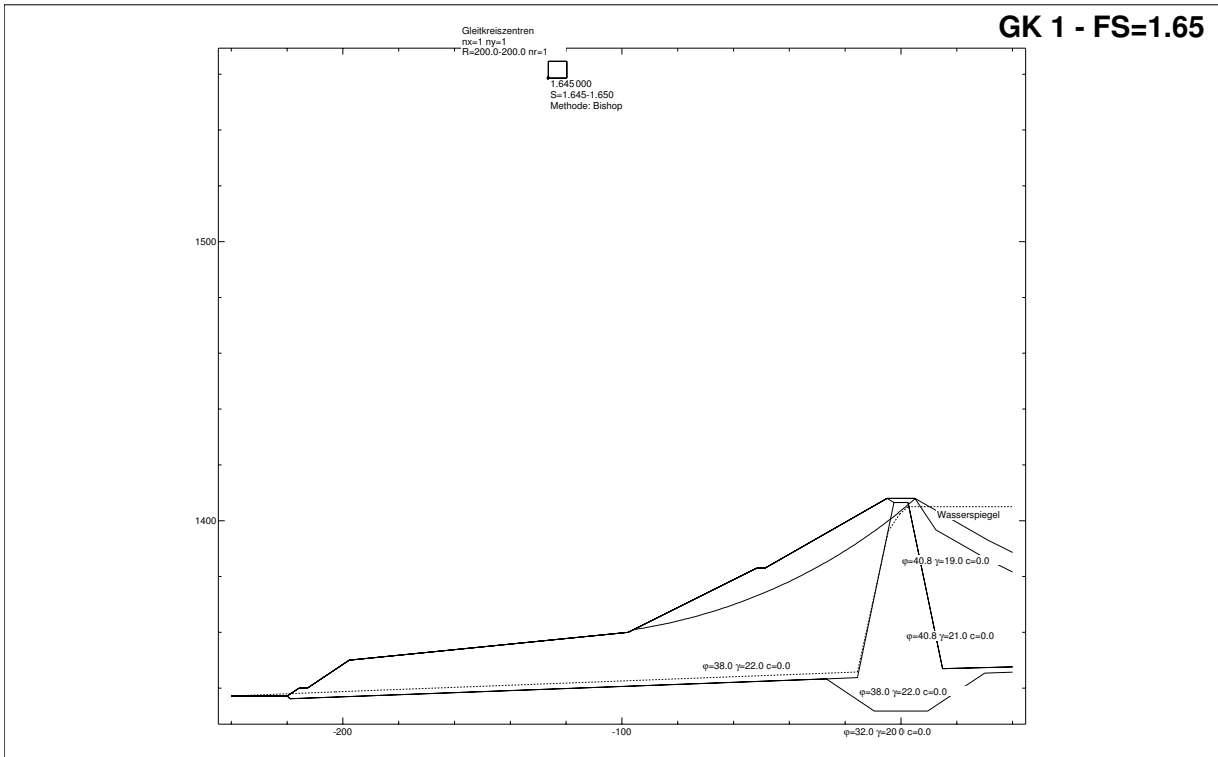
EXTREME EINWIRKUNG - Wasserseite

Gleitkreis GK2 - UWsp 1384+ MCE



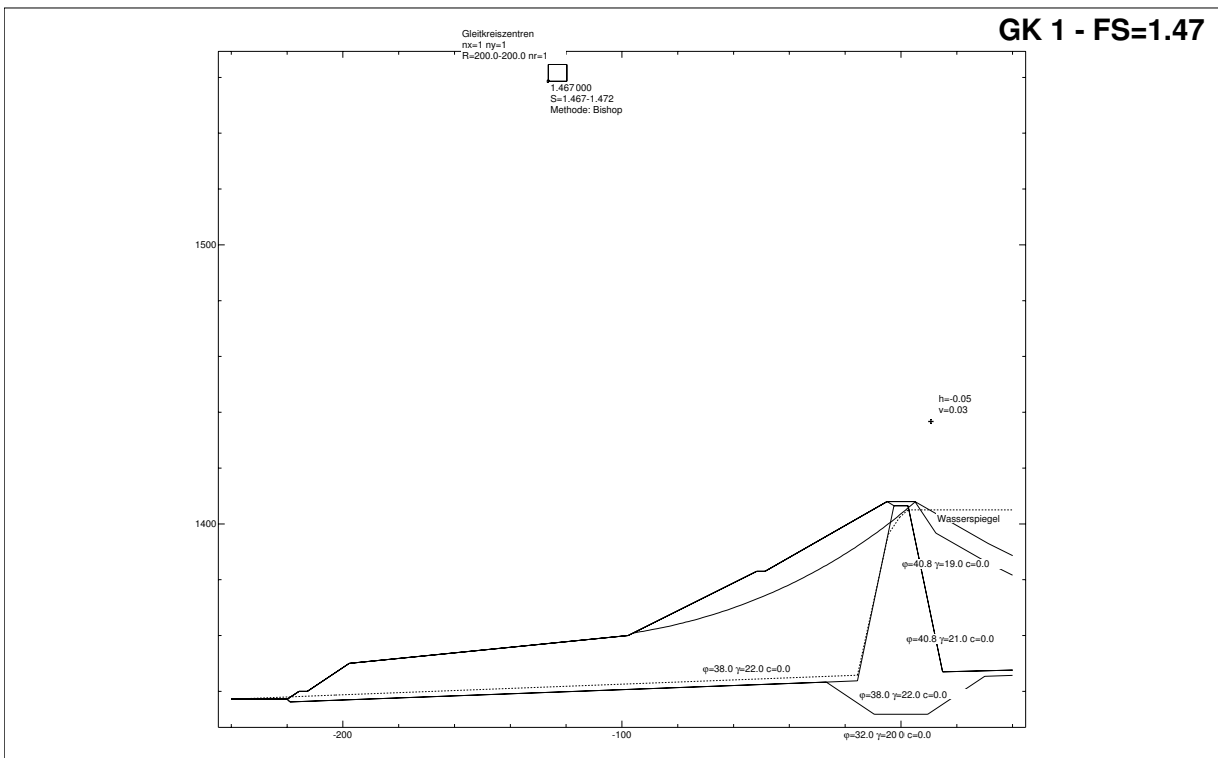
PLANMÄSSIGE EINWIRKUNG - Luftseite

Gleitkreis GK1 - Vollstau



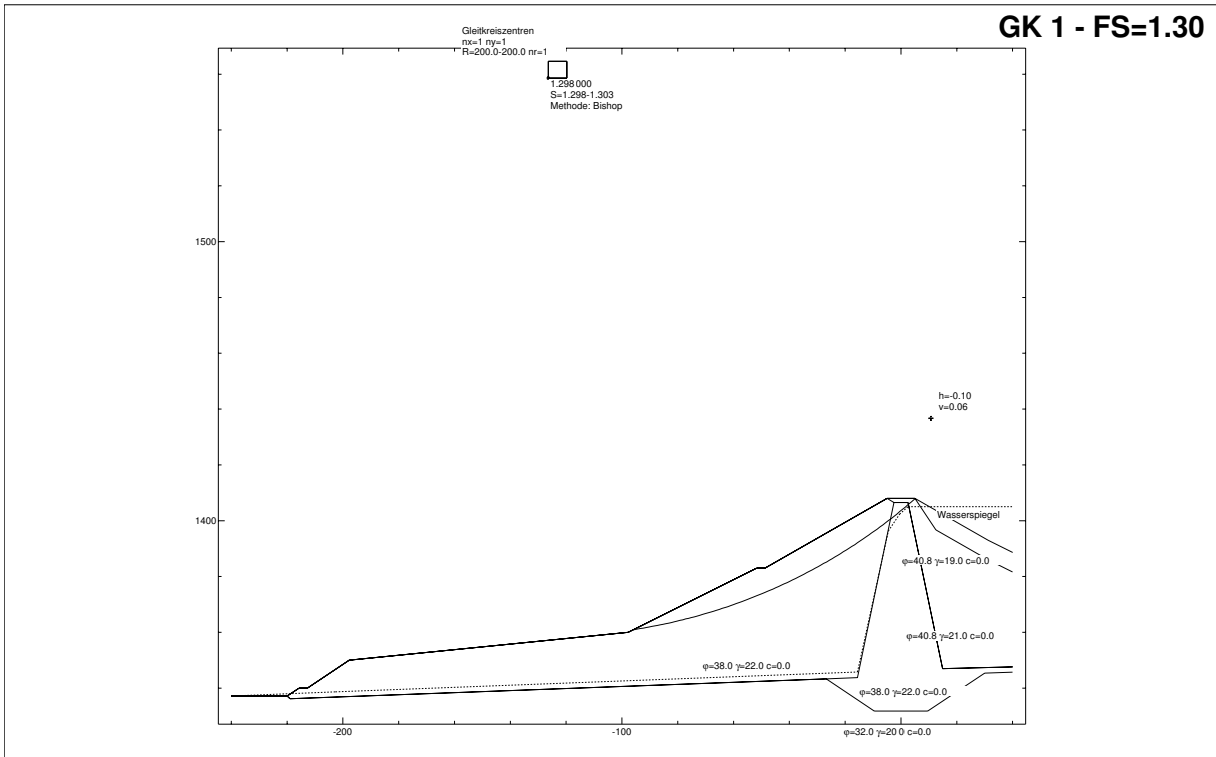
AUSSERPLANMÄSSIGE EINWIRKUNG - Luftseite

Gleitkreis GK1 - Vollstau + OBE



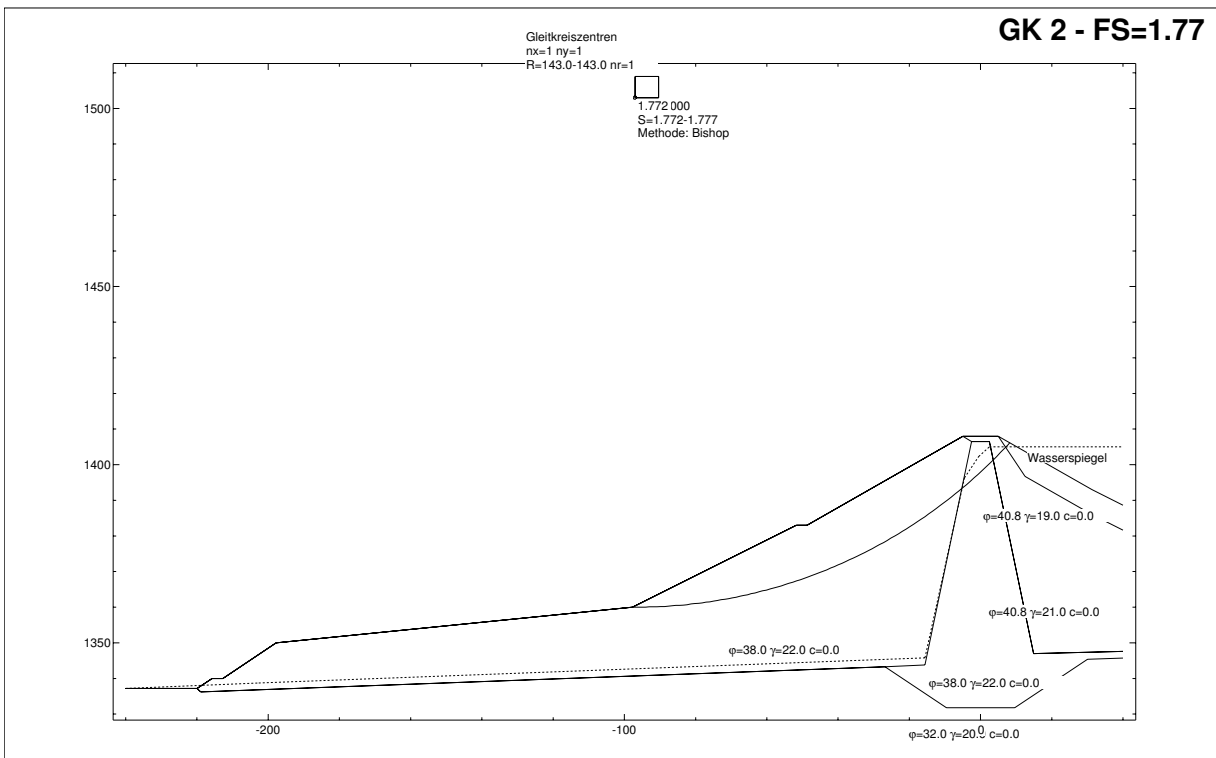
EXTREME EINWIRKUNG - Luftseite

Gleitkreis GK1 - Vollstau + MCE



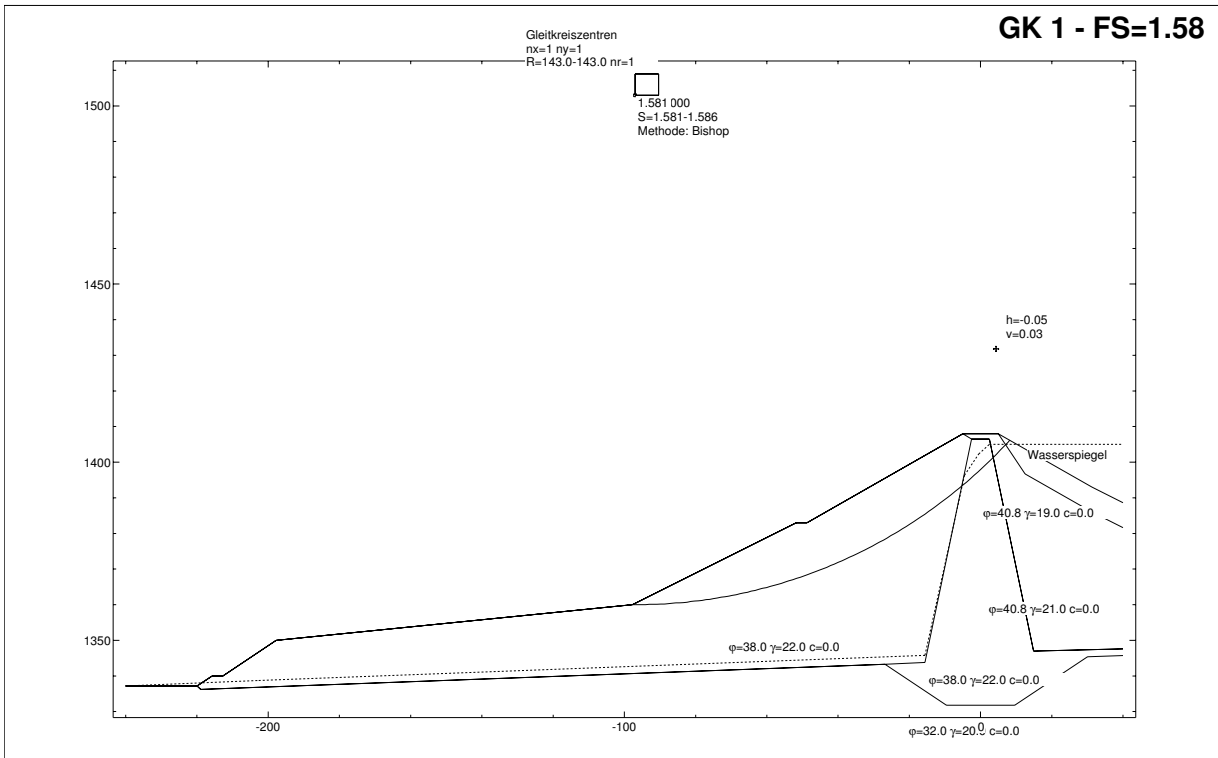
PLANMÄSSIGE EINWIRKUNG - Luftseite

Gleitkreis GK2 - Vollstau



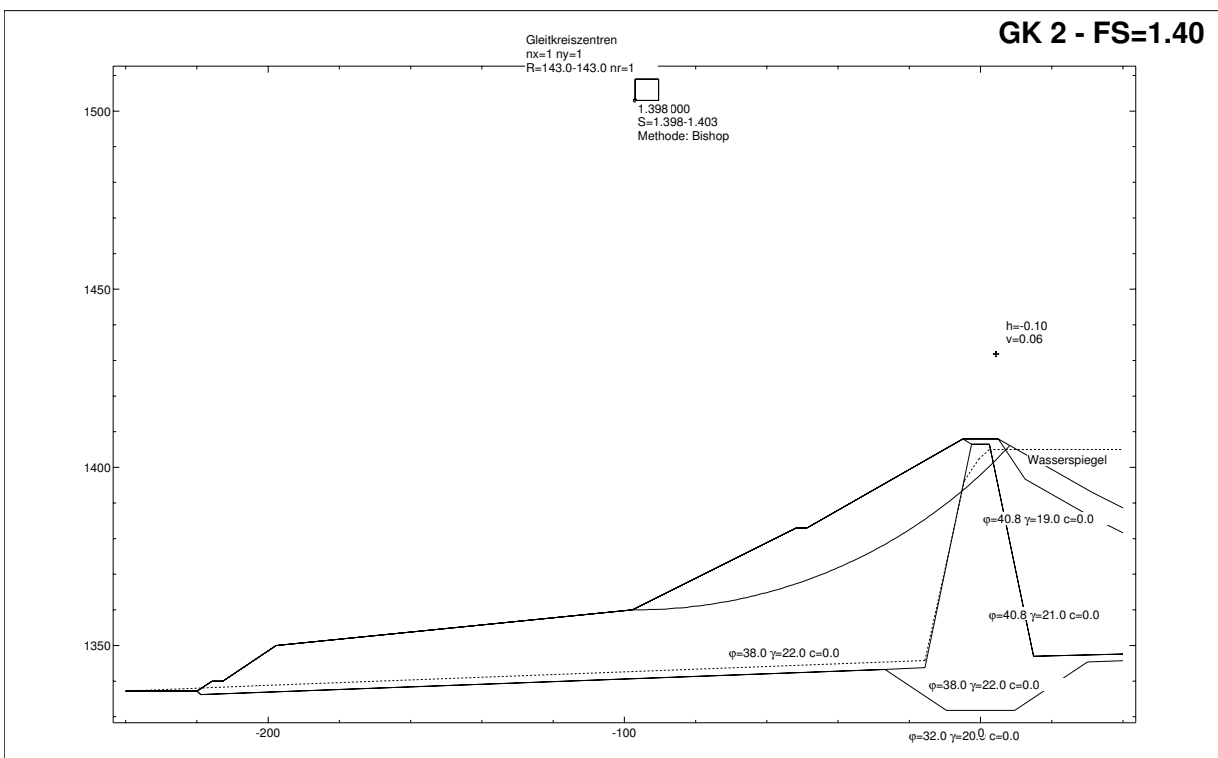
AUSSERPLANMÄSSIGE EINWIRKUNG - Luftseite

Gleitkreis GK2 - Vollstau + OBE



EXTREME EINWIRKUNG - Luftseite

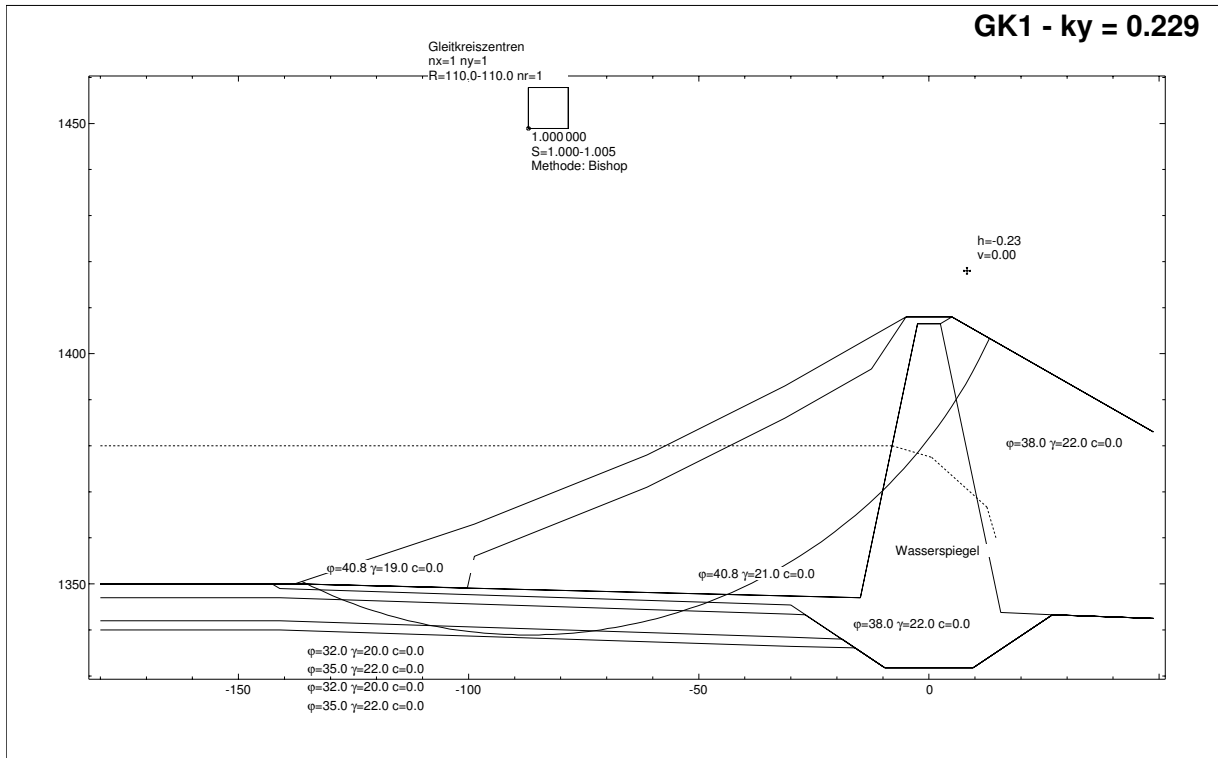
Gleitkreis GK2 - Vollstau + MCE



ANHANG B - DYNAMISCHE NÄHERUNGSBERECHNUNG

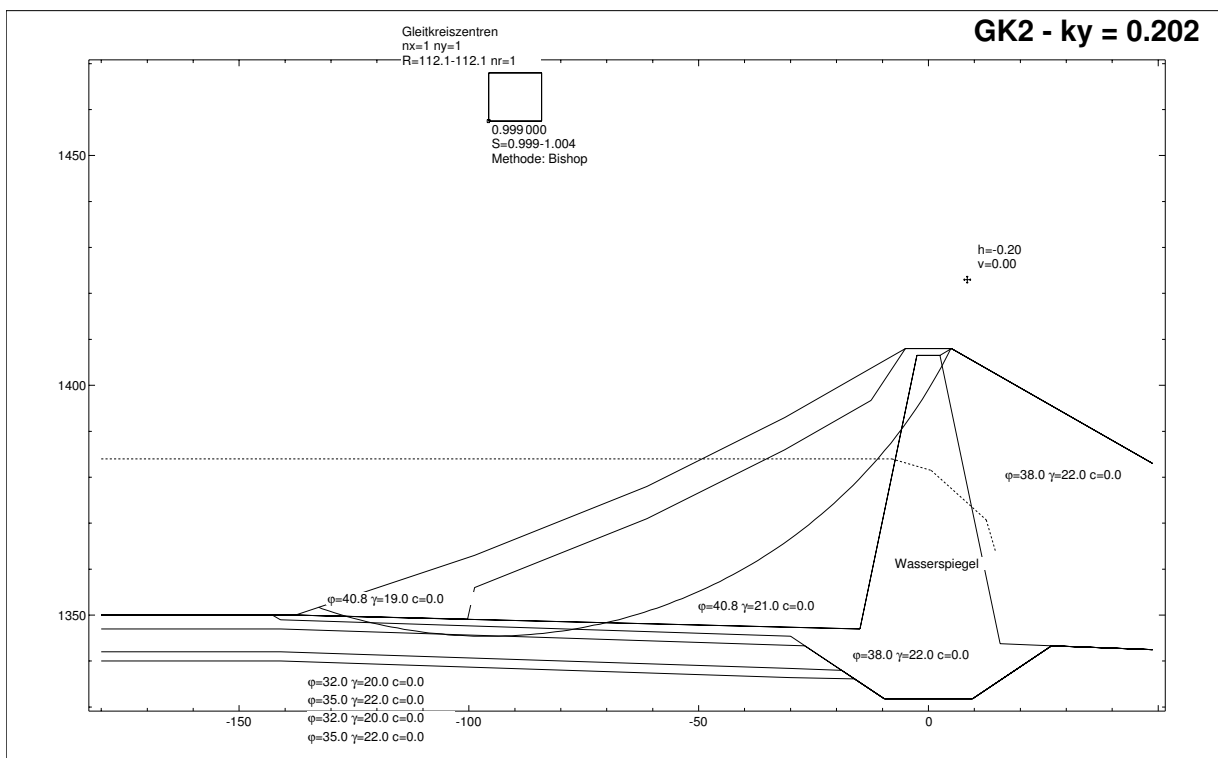
BRUCHBESCHLEUNIGUNG - Wasserseite

Gleitkreis GK1 - UWsp 1380



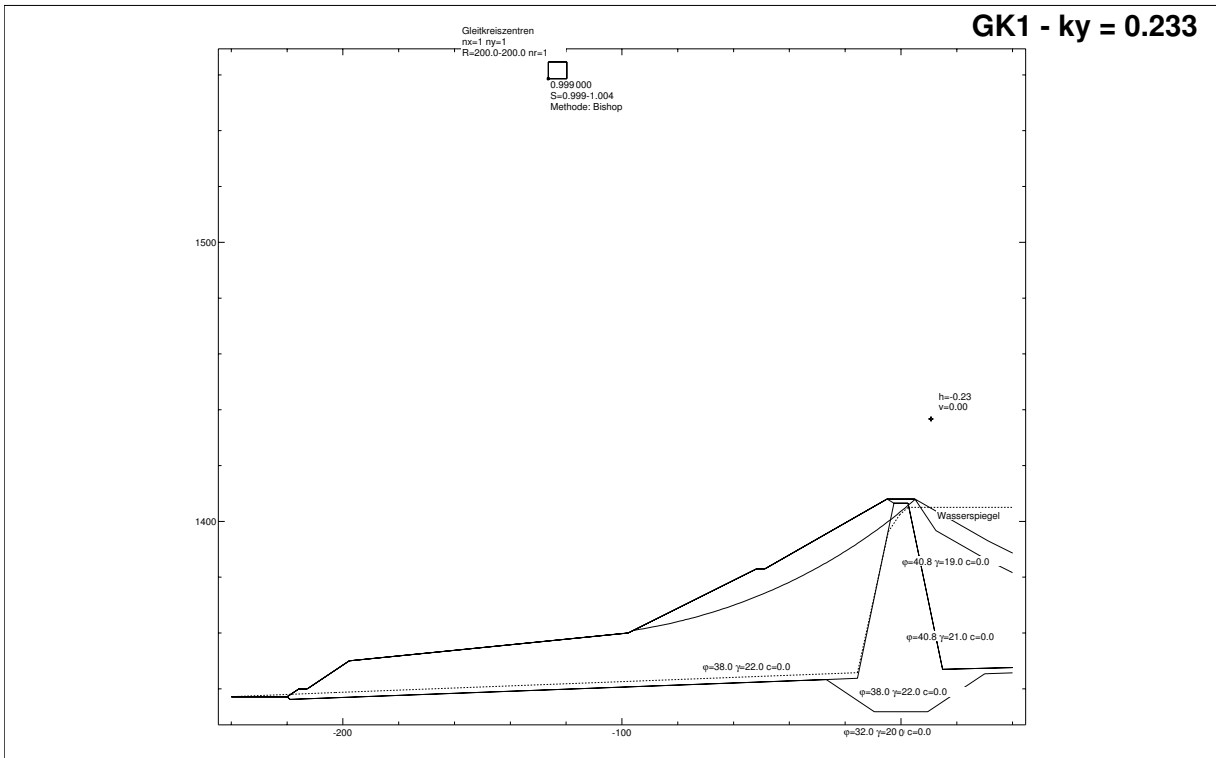
BRUCHBESCHLEUNIGUNG - Wasserseite

Gleitkreis GK2 - UWsp 1384



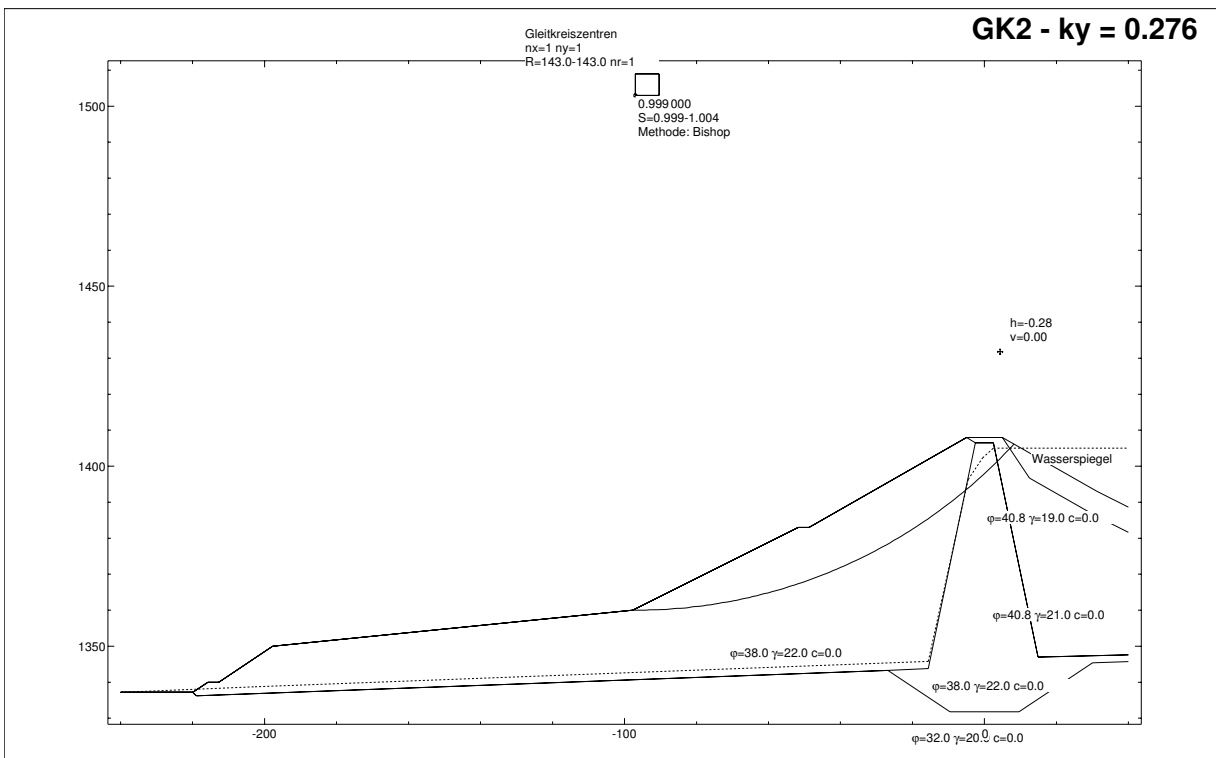
BRUCHBESCHLEUNIGUNG - Luftseite

Gleitkreis GK1 - Vollstau



BRUCHBESCHLEUNIGUNG - Luftseite

Gleitkreis GK2 - Vollstau



KRONENBESCHLEUNIGUNG - DURLASSBODENSPEKTRUM

Scherwellengeschwindigkeit 500m/s

Scherwellengeschwindigkeit 300m/s

BEMESSUNGSSPEKTRUM MCE - Durlaßboden (normiert $a=1,00$ (m/s ²))					
Damping	f1	f2	d	v	a
λ (%)	(Hz)	(Hz)	(cm)	(cm/s)	(cm/s ²)
2	0,657	2,935	4,81	19,85	366,00
5	0,622	2,760	4,00	15,63	271,00
10	0,584	2,530	3,41	12,52	199,00
20	0,542	2,149	2,74	9,33	126,00
Ground	0,542	2,337	2,00	6,81	100,00

Maximale Bodenbeschleunigung - 0,1 1,35 m/s²

MCE	Dämpfung	f1	f2	d	v	a
1,35	λ (%)	(Hz)	(Hz)	(cm)	(cm/s)	(cm/s ²)
	8,5	0,597	2,587	4,77	17,89	290,88

Definition der einzelnen Werte für das Bemessungsspektrum

- 1) Beschleunigung $(4,38 - 1,04 \cdot \ln(\lambda)) \cdot a_{\text{ground}}$
- 2) Geschwindigkeit $(3,38 - 0,67 \cdot \ln(\lambda)) \cdot v_{\text{ground}}$
- 3) Verschiebung $(2,73 - 0,45 \cdot \ln(\lambda)) \cdot d_{\text{ground}}$

SPEKTRAL BESCHLEUNIGUNG	
λ (%)	Sa (cm/s ²)
n = 1	8,5 252,97
n = 2	8,5 290,88
n = 3	8,5 289,02

Angaben:	a_h (m/s ²)	a_h (-)	ρ_m (kg/m ³)	G_{max} (MPa)	$v_{s,\text{max}}$ (m/s)
	1,35	0,138	2160	540,0	500

H (m) = 66,0

MCE	G/G_{max}	λ (%)	v_s (m/s)	γ [%]
	0,603	8,5	388	0,022

$a_{h,\text{max}} = 1,35$ (m/s²)

n	w_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)	Sa_n (m/s ²)	$u_{h,\text{max}}$ (m/s ²)
1	14,14	0,44	2,25	2,530	4,05
2	32,46	0,19	5,17	2,909	3,08
3	50,87	0,12	8,10	2,890	2,49

Aufschaukelung = 4,19 u_{max} (m/s²) = 5,66

Mittlere Schubverzerrung γ_{ave} (%) = 0,022

Hinweis :
Gültigkeit der Beziehung G/G_{max} und λ zu γ nur im Bereich von γ 0,0050 % to 0,2 %

Gleichung :
Berechnung der Spektralbeschleunigungen zwischen 8 and 33 Hz
 $\text{EXP}((\text{LN}(a) - \text{LN}(a_{h,\text{max}})) / (\text{LN}(33) - \text{LN}(8)) * (\text{LN}(8) - \text{LN}(f_n)) + \text{LN}(a))$

BEMESSUNGSSPEKTRUM MCE - Durlaßboden (normiert $a=1,00$ (m/s ²))					
Damping	f1	f2	d	v	a
λ (%)	(Hz)	(Hz)	(cm)	(cm/s)	(cm/s ²)
2	0,657	2,935	4,81	19,85	366,00
5	0,622	2,760	4,00	15,63	271,00
10	0,584	2,530	3,41	12,52	199,00
20	0,542	2,149	2,74	9,33	126,00
Ground	0,542	2,337	2,00	6,81	100,00

Maximale Bodenbeschleunigung - 0,1 1,35 m/s²

MCE	Dämpfung	f1	f2	d	v	a
1,35	λ (%)	(Hz)	(Hz)	(cm)	(cm/s)	(cm/s ²)
	10,8	0,583	2,494	4,48	16,43	257,48

Definition der einzelnen Werte für das Bemessungsspektrum

- 1) Beschleunigung $(4,38 - 1,04 \cdot \ln(\lambda)) \cdot a_{\text{ground}}$
- 2) Geschwindigkeit $(3,38 - 0,67 \cdot \ln(\lambda)) \cdot v_{\text{ground}}$
- 3) Verschiebung $(2,73 - 0,45 \cdot \ln(\lambda)) \cdot d_{\text{ground}}$

SPEKTRAL BESCHLEUNIGUNG	
λ (%)	Sa (cm/s ²)
n = 1	10,8 125,61
n = 2	10,8 257,48
n = 3	10,8 257,48

Angaben:	a_h (m/s ²)	max. a_h (-)	ρ_m (kg/m ³)	G_{max} (MPa)	$v_{s,\text{max}}$ (m/s)
	1,35	0,138	2160	194,0	300

H (m) = 66,0

MCE	G/G_{max}	λ (%)	v_s (m/s)	γ [%]
	0,491	10,8	210	0,037

$a_{h,\text{max}} = 1,35$ (m/s²)

n	w_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)	Sa_n (m/s ²)	$u_{h,\text{max}}$ (m/s ²)
1	7,65	0,82	1,22	1,256	2,01
2	17,56	0,36	2,79	2,575	2,73
3	27,51	0,23	4,38	2,575	2,21

Aufschaukelung = 3,00 u_{max} (m/s²) = 4,05

Mittlere Schubverzerrung γ_{ave} (%) = 0,037

Hinweis :
Gültigkeit der Beziehung G/G_{max} und λ zu γ nur im Bereich von γ 0,0050 % to 0,2 %

Gleichung :
Berechnung der Spektralbeschleunigungen zwischen 8 and 33 Hz
 $\text{EXP}((\text{LN}(a) - \text{LN}(a_{h,\text{max}})) / (\text{LN}(33) - \text{LN}(8)) * (\text{LN}(8) - \text{LN}(f_n)) + \text{LN}(a))$

KRONENBESCHLEUNIGUNG - LOCKERGESTEINSPEKTRUM

Schwellengeschwindigkeit 500m/s

Schwellengeschwindigkeit 300m/s

BEMESSUNGSSPEKTRUM 2 - Lockergesteinsuntergrund
(normiert $a=1,00$ (m/s²))

Dämpfung	f1	f2	d	v	a
λ (%)	(Hz)	(Hz)	(cm)	(cm/s)	(cm/s ²)
2	0,405	1,809	12,64	32,20	366,00
5	0,387	1,691	10,49	25,50	271,00
10	0,366	1,560	8,82	20,30	199,00
20	0,334	1,328	7,20	15,10	126,00
Boden	0,337	1,441	5,22	11,04	100,00

Maximale Bodenbeschleunigung - 0,1 1,35 m/s²

MCE	Dämpfung	f1	f2	d	v	a
1,35	λ (%)	(Hz)	(Hz)	(cm)	(cm/s)	(cm/s ²)
	9,0	0,369	1,582	12,25	28,40	282,21

Definition der einzelnen Werte für das Bemessungsspektrum

- Beschleunigung $(4,38 - 1,04 \cdot \ln(\lambda)) \cdot a_{\text{grund}}$
- Geschwindigkeit $(3,38 - 0,67 \cdot \ln(\lambda)) \cdot v_{\text{grund}}$
- Verschiebung $(2,73 - 0,45 \cdot \ln(\lambda)) \cdot d_{\text{grund}}$

SPEKTRAL BESCHLEUNIGUNG

	λ (%)	Sa (cm/s ²)
n = 1	9,0	282,21
n = 2	9,0	282,21
n = 3	9,0	282,21

Gleichung :

Berechnung der Spektralbeschleunigungen zwischen 8 and 33 Hz
 $\text{EXP}(\text{LN}(a) - \text{LN}(a_{h,\text{max}})) / (\text{LN}(33) - \text{LN}(8)) \cdot (\text{LN}(8) - \text{LN}(f_n)) + \text{LN}(a)$

Angaben:	a_h (m/s ²)	a_h (-)	ρ_m (kg/m ³)	G_{max} (MPa)	$v_{s,\text{max}}$ (m/s)
	1,35	0,138	2160	540,0	500

H (m) = 66,0

MCE	G/G_{max}	λ (%)	v_s (m/s)	γ [%]
	0,576	9,0	379	0,025
$a_{h,\text{max}}$	1,35			
(m/s ²)				

n	w_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)	Sa_n (m/s ²)	$U_{h,\text{max}}$ (m/s ²)
1	13,82	0,45	2,20	2,822	4,52
2	31,73	0,20	5,05	2,822	2,99
3	49,73	0,13	7,91	2,822	2,43

Aufschaukelung = 4,40	U_{max} (m/s ²) = 5,94
-----------------------	---

Mittlere Schubverzerrung γ_{ave} (%) = 0,025

Hinweis :

Gültigkeit der Beziehung G/G_{max} und λ zu γ nur im Bereich von γ 0,0050 % to 0,2 %

BEMESSUNGSSPEKTRUM 2 - Lockergesteinsuntergrund
(normiert $a=1,00$ (m/s²))

Dämpfung	f1	f2	d	v	a
λ (%)	(Hz)	(Hz)	(cm)	(cm/s)	(cm/s ²)
2	0,405	1,809	12,64	32,20	366,00
5	0,387	1,691	10,49	25,50	271,00
10	0,366	1,560	8,82	20,30	199,00
20	0,334	1,328	7,20	15,10	126,00
Boden	0,337	1,441	5,22	11,04	100,00

Maximale Bodenbeschleunigung - 0,1 1,35 m/s²

MCE	Dämpfung	f1	f2	d	v	a
1,35	λ (%)	(Hz)	(Hz)	(cm)	(cm/s)	(cm/s ²)
	13,2	0,354	1,480	11,04	24,59	228,67

Definition der einzelnen Werte für das Bemessungsspektrum

- Beschleunigung $(4,38 - 1,04 \cdot \ln(\lambda)) \cdot a_{\text{grund}}$
- Geschwindigkeit $(3,38 - 0,67 \cdot \ln(\lambda)) \cdot v_{\text{grund}}$
- Verschiebung $(2,73 - 0,45 \cdot \ln(\lambda)) \cdot d_{\text{grund}}$

SPEKTRAL BESCHLEUNIGUNG

	λ (%)	Sa (cm/s ²)
n = 1	13,2	165,88
n = 2	13,2	228,67
n = 3	13,2	228,67

Gleichung :

Berechnung der Spektralbeschleunigungen zwischen 8 and 33 Hz
 $\text{EXP}(\text{LN}(a) - \text{LN}(a_{h,\text{max}})) / (\text{LN}(33) - \text{LN}(8)) \cdot (\text{LN}(8) - \text{LN}(f_n)) + \text{LN}(a)$

Angaben:	a_h (m/s ²)	max. a_h (-)	ρ_m (kg/m ³)	G_{max} (MPa)	$v_{s,\text{max}}$ (m/s)
	1,35	0,138	2160	194,0	300

H (m) = 66,0

MCE	G/G_{max}	λ (%)	v_s (m/s)	γ [%]
	0,382	13,2	185	0,062
$a_{h,\text{max}}$	1,35			
(m/s ²)				

n	w_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)	Sa_n (m/s ²)	$U_{h,\text{max}}$ (m/s ²)
1	6,75	0,93	1,07	1,659	2,65
2	15,49	0,41	2,47	2,287	2,42
3	24,27	0,26	3,86	2,287	1,97

Aufschaukelung = 3,03	U_{max} (m/s ²) = 4,10
-----------------------	---

Mittlere Schubverzerrung γ_{ave} (%) = 0,062

Hinweis :

Gültigkeit der Beziehung G/G_{max} und λ zu γ nur im Bereich von γ 0,0050 % to 0,2 %

PLASTISCHE VERFORMUNGEN - DURLAßBODENSPEKTRUM

Scherwellengeschwindigkeit 500m/s

Scherwellengeschwindigkeit 300m/s

Eingabe:		u_{max} (m/s ²)	u_{max} (-)	T_1 (s)	h (m)	Erdbeben Magnitude	6,5	29.09.2000
$v_{max}=500$	MCE	4,05	0,413	0,44	66			

SCHERWELLENGESCHWINDIGKEIT $v_s = 500$ m/s

MCE	Gleitkreis	k_y (-)	y (m)	y/h (-)	k_{max}/u_{max} ave (-)	$k_{max,ave}$ (-)	$k_y/k_{max,ave}$ (-)	$u/k_{max,ave} * g * T$ (-)	u_{mittel} (mm)	$u_{vertical}$ (mm)	$\gamma_{Gleitfläche}$ (%)
Wassersei	GK1	0,229	69,1	1,00	0,351	0,145	1,58	0,0000	0	0	0,00
	GK2	0,202	62,6	0,95	0,361	0,149	1,36	0,0000	0	0	0,00
	GK3	0,207	60,0	0,91	0,370	0,153	1,35	0,0000	0	0	0,00
	GK4	0,204	51,0	0,77	0,419	0,173	1,18	0,0000	0	0	0,00
	GK5	0,165	40,0	0,61	0,521	0,215	0,77	0,0029	3	2	0,00
	GK6	0,185	31,0	0,47	0,636	0,262	0,70	0,0048	5	4	0,01
	GK7	0,129	23,0	0,35	0,752	0,310	0,42	0,0344	46	34	0,09
	GK8	0,144	31,0	0,47	0,636	0,262	0,55	0,0153	17	12	0,02
	GK9	0,261	14,0	0,21	0,879	0,363	0,72	0,0042	7	4	0,02
Luftseite	GK1	0,233	49,4	0,75	0,431	0,178	1,31	0,0000	0	0	0,00
	GK2	0,276	48,0	0,73	0,442	0,183	1,46	0,0000	0	0	0,00
	GK3	0,237	26,0	0,39	0,708	0,292	0,81	0,0018	2	1	0,00
	GK4	0,374	14,0	0,21	0,879	0,363	1,03	0,0000	0	0	0,00

Eingabe:		u_{max} (m/s ²)	u_{max} (-)	T_1 (s)	h (m)	Erdbeben Magnitude	6,5	29.09.2000
$v_{max}=300$	MCE	4,05	0,413	0,82	66			

SCHERWELLENGESCHWINDIGKEIT $v_s = 300$ m/s

MCE	Gleitkreis	k_y (-)	y (m)	y/h (-)	k_{max}/u_{max} ave (-)	$k_{max,ave}$ (-)	$k_y/k_{max,ave}$ (-)	$u/k_{max,ave} * g * T$ (-)	u_{ave} (mm)	$u_{vertical}$ (mm)	$\gamma_{Gleitfläche}$ (%)
Wassersei	GK1	0,229	69,1	1,00	0,351	0,145	1,58	0,0000	0	0	0,00
	GK2	0,202	62,6	0,95	0,361	0,149	1,36	0,0000	0	0	0,00
	GK3	0,207	60,0	0,91	0,370	0,153	1,35	0,0000	0	0	0,00
	GK4	0,204	51,0	0,77	0,419	0,173	1,18	0,0000	0	0	0,00
	GK5	0,165	40,0	0,61	0,521	0,215	0,77	0,0029	5	4	0,01
	GK6	0,185	31,0	0,47	0,636	0,262	0,70	0,0048	10	7	0,01
	GK7	0,129	23,0	0,35	0,752	0,310	0,42	0,0344	86	63	0,16
	GK8	0,144	31,0	0,47	0,636	0,262	0,55	0,0153	32	22	0,04
	GK9	0,261	14,0	0,21	0,879	0,363	0,72	0,0042	12	8	0,03
Luftseite	GK1	0,233	49,4	0,75	0,431	0,178	1,31	0,0000	0	0	0,00
	GK2	0,276	48,0	0,73	0,442	0,183	1,46	0,0000	0	0	0,00
	GK3	0,237	26,0	0,39	0,708	0,292	0,81	0,0018	4	3	0,01
	GK4	0,374	14,0	0,21	0,879	0,363	1,03	0,0000	0	0	0,00

PLASTISCHE VERFORMUNGEN - LOCKERGESTEINSPEKTRUM

Scherwellengeschwindigkeit 500m/s

Scherwellengeschwindigkeit 300m/s

Eingabe:		u_{max} (m/s ²)	u_{max} (-)	T_1 (s)	h (m)	Erdbeben Magnitude	6,5	29.09.2000
	$v_{max}=500$	MCE	4,05	0,413	0,45	66		

SCHERWELLENGESCHWINDIGKEIT $v_s = 500$ m/s

MCE	Gleitkreis	k_y	y	y/h	k_{max}/u_{max}	$k_{max,ave}$	$k_y/k_{max,ave}$	$u/k_{max,ave} * g * T$	u_{mittel}	$u_{vertical}$	$\gamma_{Gleitfläche}$
		(-)	(m)	(-)	ave (-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(%)
Wassersei	GK1	0,229	69,1	1,00	0,351	0,145	1,58	0,0000	0	0	0,00
	GK2	0,202	62,6	0,95	0,361	0,149	1,36	0,0000	0	0	0,00
	GK3	0,207	60,0	0,91	0,370	0,153	1,35	0,0000	0	0	0,00
	GK4	0,204	51,0	0,77	0,419	0,173	1,18	0,0000	0	0	0,00
	GK5	0,165	40,0	0,61	0,521	0,215	0,77	0,0029	3	2	0,00
	GK6	0,185	31,0	0,47	0,636	0,262	0,70	0,0048	6	4	0,01
	GK7	0,129	23,0	0,35	0,752	0,310	0,42	0,0344	47	35	0,09
	GK8	0,144	31,0	0,47	0,636	0,262	0,55	0,0153	18	12	0,02
	GK9	0,261	14,0	0,21	0,879	0,363	0,72	0,0042	7	5	0,02
Luftseite	GK1	0,233	49,4	0,75	0,431	0,178	1,31	0,0000	0	0	0,00
	GK2	0,276	48,0	0,73	0,442	0,183	1,46	0,0000	0	0	0,00
	GK3	0,237	26,0	0,39	0,708	0,292	0,81	0,0018	2	1	0,00
	GK4	0,374	14,0	0,21	0,879	0,363	1,03	0,0000	0	0	0,00

Eingabe:		u_{max} (m/s ²)	u_{max} (-)	T_1 (s)	h (m)	Erdbeben Magnitude	6,5	29.09.2000
	$v_{max}=300$	MCE	4,05	0,413	0,93	66		

SCHERWELLENGESCHWINDIGKEIT $v_s = 300$ m/s

MCE	Gleitkreis	k_y	y	y/h	k_{max}/u_{max}	$k_{max,ave}$	$k_y/k_{max,ave}$	$u/k_{max,ave} * g * T$	u_{ave}	$u_{vertical}$	$\gamma_{Gleitfläche}$
		(-)	(m)	(-)	ave (-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(%)
Wassersei	GK1	0,229	69,1	1,00	0,351	0,145	1,58	0,0000	0	0	0,00
	GK2	0,202	62,6	0,95	0,361	0,149	1,36	0,0000	0	0	0,00
	GK3	0,207	60,0	0,91	0,370	0,153	1,35	0,0000	0	0	0,00
	GK4	0,204	51,0	0,77	0,419	0,173	1,18	0,0000	0	0	0,00
	GK5	0,165	40,0	0,61	0,521	0,215	0,77	0,0029	6	5	0,01
	GK6	0,185	31,0	0,47	0,636	0,262	0,70	0,0048	11	8	0,01
	GK7	0,129	23,0	0,35	0,752	0,310	0,42	0,0344	97	71	0,19
	GK8	0,144	31,0	0,47	0,636	0,262	0,55	0,0153	37	26	0,05
	GK9	0,261	14,0	0,21	0,879	0,363	0,72	0,0042	14	9	0,04
Luftseite	GK1	0,233	49,4	0,75	0,431	0,178	1,31	0,0000	0	0	0,00
	GK2	0,276	48,0	0,73	0,442	0,183	1,46	0,0000	0	0	0,00
	GK3	0,237	26,0	0,39	0,708	0,292	0,81	0,0018	5	3	0,01
	GK4	0,374	14,0	0,21	0,879	0,363	1,03	0,0000	0	0	0,00