

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr.11

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Simons

**Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen
unter Erdbeben**

von

Panayotis Papakyriakopoulos

Braunschweig 1983

Vorwort

Die Ernährung und Energieversorgung der zunehmenden Erdbevölkerung erfordert eine wachsende Zahl hoher Staudämme auch in erdbebengefährdeten Gebieten. Dadurch stellt sich für die planenden und ausführenden Ingenieure die Herausforderung, diese Probleme zu lösen.

Die bisherigen Untersuchungen über die Standsicherheit von Erd- und Steinschüttdämmen in Erdbebengebieten mit pseudostatischen Verfahren haben sich als ungenügend erwiesen. Ihre Ergebnisse liegen sowohl auf der sicheren als auch auf der unsicheren Seite. Es ist daher erforderlich, Spannungen und Verformungen hoher Dämme unter Erdbebenbelastung wirklichkeitsnäher vorauszubestimmen.

In der vorliegenden Arbeit wurde dafür von Herrn Papakyriakopoulos ein dynamisches Verfahren mit finiten Elementen entwickelt. Die Erdbebenbelastung wird mit der step by step method erfaßt, wobei für das dynamische Stoffverhalten der Schüttmaterialien eine nichtlineare hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung benutzt wird. Durch Parameterstudien wurden die Einflüsse unterschiedlicher Konstruktionsdetails eines Dammes und ihrer bodenmechanischen Eigenschaften auf das Verhalten im Erdbebenfall untersucht, wie z.B.: Anordnung und Breite des Dichtungskerns, unterschiedliche Wasserstände im Staubecken, Lagerungsdichte bzw. Verdichtungsgrad und Steifigkeitsverhältnisse der verschiedenen Dammmzonen. An hohen Zonendämmen wurde dann der Spannungs- und Verformungszustand im Erdbebenfall sowie die Entwicklung der Porenwasserdrücke im gemischtkörnig-bindigen Dichtungskern ermittelt und dargestellt.

Abschließend werden Empfehlungen für den Entwurf und Bau standsicherer Zonendämme in Erdbebengebieten gegeben, die schon bei Planung und Ausführung von zwei 100 m bzw. 120 m hohen Staudämmen in Südamerika erfolgreich angewendet wurden.

Der Deutschen Forschungsgemeinschaft danke ich für die Finanzierung dieses Forschungsvorhabens, dessen Ergebnisse vor allem auch im Rahmen deutscher Entwicklungshilfe wertvoll sind.

Hanns Simons

Summary

The previous investigations for the stability of earth and rockfill dams with the pseudostatic method are unsatisfactory, because the results can either be correct or false. For dam projects in earthquake regions is of interest the determination of actual stress-strain behavior of high dams under seismic loads, instead of a fictitious factor of stability with a static analysis.

Therefore a dynamic numerical analysis under the influence of water pore pressure is described, so that the seismic risk at a proposed dam can be calculated.

This method of analysis uses the Finite Element Method and considers the primary stress with a non-linear constitutive law. The time depended seismic load analyses for finite time steps (step-by-step) more suitably and non-linear hyperbolic stress-strain law for the dynamic soil behavior is modelled.

The influence of construction details of the dams and the mechanical properties of soil on the dynamic behavior of dams with core under earthquake loading has been investigated with a parameter study. For example: the form and width of core, the water table in reservoir, the compression and the stiffness relations between the different zones of the dam.

With this dynamic numerical analysis the stress and displacements behavior and the water pore pressure developed under seismic loads on high dams with cohesive core has been determined and their results have been plotted. The results of the dynamic calculations for rock-founded dams with core are pointed out.

As a consequence out of the gained knowledge constructive requirements for the planning of earthquake-resistant dams are proposed.

InhaltsverzeichnisSeiteSchrifttumBezeichnungen

<u>1</u>	<u>Einleitung</u>	1
1.1	Auswirkungen von Erdbeben auf Erd- und Steinschüttdämme	3
1.2	Ausführungsbeispiele von hohen Erd- und Steinschüttdämmen in Erdbebengebieten	4
<u>2</u>	<u>Stand der Forschung und Ziele</u>	10
2.1	Allgemeines	10
2.2	Pseudostatische Verfahren	10
2.2.1	Grundlagen	10
2.2.2	Ermittlung der seismischen Koeffizienten	12
2.3	Dynamische Verfahren	16
2.3.1	Grundlagen und Voraussetzungen	16
2.3.2	Schritte bei der Anwendung eines dynamischen Verfahrens	18
2.4	Wertung der beiden Verfahren	19
2.5	Ziel der Arbeit	22
<u>3</u>	<u>Stoffverhalten der Dammbau-Materialien</u>	23
3.1	Statisches Verhalten	23
3.1.1	Spannungs-Dehnungs-Beziehung	23
3.1.2	Spannungsgeschichte	27
3.1.3	Für die Berechnung ausgewählte Stoffkennwerte	29
3.2	Dynamisches Verhalten	35
3.2.1	Experimentelle Ergebnisse	35
3.2.2	Spannungs-Dehnungs-Beziehung	43
3.2.3	Spannungsgeschichte	50
3.2.4	Ansatz für die Dämpfung	52
3.2.5	Ansatz für den dynamischen Porenwasserdruck	54
<u>4</u>	<u>Berechnungsverfahren</u>	57
4.1	Überblick	57
4.2	Geometrische Diskretisierung	59
4.2.1	Beschreibung der verwendeten Elementtypen	60
4.2.2	Randelemente	63
4.3	Zeitliche Diskretisierung	66
4.3.1	Lösungsverfahren im Frequenzbereich	68
4.3.1.1	Das Verfahren von Ojalvo und Newman	69
4.3.1.1.1	Einfluß der Massenmatrix	70
4.3.1.1.2	Einfluß der Netzgeometrie	71
4.3.1.1.3	Einfluß der Bodenkennwerte	72
4.3.1.2	Das Verfahren der einfachen Vektoriteration	73
4.3.1.3	Vergleich der Verfahren	74
4.3.2	Lösungsverfahren im Zeitbereich	77
4.3.2.1	Kriterien zur Wahl eines Lösungsverfahrens	77
4.3.2.2	Die Wilson θ -Methode	80
4.3.2.3	Überprüfen der Wilson θ -Methode durch Vergleichsrechnungen	84

4.3.2.3.1	Erstes Testbeispiel (Einmassenschwinger)	84
4.3.2.3.2	Zweites Testbeispiel (Balken auf zwei Stützen)	88
4.4	Nachrechnung eines Erddamm-Modelles	97
<u>5</u>	<u>Modellberechnungen</u>	102
5.1	Zur Wahl des Elementnetzes	102
5.2	Ausgewählte Stoffkennwerte	105
5.3	Erdbebenlast	108
5.4	Verwendete Rechenprogramme	111
<u>6</u>	<u>Verhalten von Zonendämmen ohne Wasserauflast (Berechnungsmodell 1)</u>	114
6.1	Primärer Spannungszustand	114
6.2	Dynamischer Spannungszustand	117
6.2.1	Einfluß der Lagerungsdichte	117
6.2.2	Einfluß der Steifigkeit	123
6.2.3	Einfluß der Form des Kerns	127
6.2.3.1	Untersuchte Querschnitte	127
6.2.3.2	Damm mit symmetrischem Kern	129
6.2.3.3	Damm mit geneigtem Kern	132
6.2.3.4	Folgerung für die Kerngeometrie	133
<u>7</u>	<u>Verhalten von Zonendämmen mit Wasserauflast (Berechnungsmodell 2)</u>	134
7.1	Allgemeines	134
7.2	Darstellung der Schwingungsgrößen	134
7.3	Beanspruchung zu unterschiedlichen Zeitpunkten	137
7.3.1	Beanspruchung zum Zeitpunkt $t = 2,00$ s	137
7.3.1.1	Spannungszustand	137
7.3.1.2	Ausnutzungsgrade	139
7.3.2	Beanspruchung zum Zeitpunkt $t = 2,20$ s	142
7.3.2.1	Spannungszustand	142
7.3.2.2	Ausnutzungsgrade	143
7.4	Entwicklung des dynamischen Porenwasserdruckes im Dichtungskern	145
7.4.1	Darstellung der durchgeführten Berechnungen	145
7.4.2	Einfluß des Porenwasserdruckes auf die Standsicherheit	148
<u>8</u>	<u>Beurteilung und Empfehlungen</u>	149
<u>9</u>	<u>Zusammenfassung</u>	154

Literaturverzeichnis

- Abdel-Ghaffar, A. M., : Analysis of Earth Dam Response
Scott, R. F. to Earthquakes.
J. of the Geotechn. Engng. Div.,
ASCE, Vo. 105 (1979), S. 1379-
1404.
- Abdel-Ghaffar, A. M., : Schear Moduli and Damping Factors
Scott, R. F. of Eart Dam.
J. of the Geotechn. Engng. Div.,
ASCE, Vol. 105 (1979), S. 1405-
1426.
- Andersen, K.H., : Cyclic and Static Laboratory
Pool, J.H., Tests on Drammen Clay.
Brown, S.F., J. of the Geotechn. Engng. Div.,
Rosenbrand, W.F. ASCE, Vol. 106 (1980), S. 499-
529.
- Ambraseys, N.N. : On the Seismic Behavior of Earth
Dams.
Proceedings 2nd World Con-
ference Earthquake Engineering,
Vol. I, Tokyo (1960), S. 331-354.
- Ambraseys, N.N. : The Response of Earth Dams to
Strong Earthquakes.
Geotechnique, Vol. 17 (1967),
S. 181-213.
- Balthaus, H.-G. : Verhalten des Porenwassers bei
Erddämmen im Erdbebenfall.
Diplomarbeit am Lehrstuhl für
Grundbau und Bodenmechanik der
TU Braunschweig, 1981.

- Bathe, K.J.,
Wilson, E.L. : Solution Methods for Eigenvalue Problems in Structural Mechanics. Int. J. for Numerical Meth. in Engng., Vol. 6 (1973), S.213-226
- Bathe, K.J.,
Wilson, E.L. : Numerical Methods in Finite Element Analysis. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall, 1976
- Booker, J.R.,
Rahman, M.S.,
Seed, H.B. : GADFLFA-A Computer Program for the Analysis of Pore Pressure Generation and Dissipation during Cyclic or Earthquake Loading. Earthquake Engng. Res. Cent., Report No. 76-24, California, 1976
- Chopra, A.K. : Earthquake Response of Earth Dams. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 93 (1967), S. 65-81.
- Clough, R.W.,
Chopra, A.K. : Earthquake Stress Analysis in Earth Dams. J. of the Engin. Mech. Div., ASCE, Vol. 92 (1966), S. 199-211.
- Czapla, H. : Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauigkeit. Mitt. der Versuchsanst. für Bodenmech. und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 20, 1979.

- Desai, C.S., : Introduction to the Finite Element Method.
Abel, J.F. New York/Cincinnati/Toronto/
London/Melbourne, Van Nostrand
Reinhold Comp., 1972
- Duncan, J.M., : Nonlinear Analysis of Stress and
Chang, C.-Y. Strain in Soils.
J. of the Soil Mech. and Found.
Div., ASCE, Vol. 96 (1970),
S. 1629-1653.
- Ghaboussi, J., : Seismic Analysis of Earth Dam
Wilson, E.L. Reservoir Systems.
J. of the Soil Mech. and Found.
Div., ASCE, Vol. 99 (1973),
S. 849-862.
- Gutenberg, B. : Seismicity of the Earth.
Richter, C.F. Princeton Univ. Press, Princeton
N.J. (1954), S. 310 ff
- Hardin, O.B., : Shear Modulus and Damping in
Drnevich, A.M. Soils: Measurement and Parameter
Effects.
J. of the Soil Mech. and Found.
Div., ASCE, Vol. 98 (1972),
S. 603-624.
- Hardin, O.B., : Shear Modulus and Damping in
Drnevich, A.M. Soils: Design Equations and
Curves.
J. of the Soil Mech. and Found.
Div., ASCE, Vol. 98 (1972),
S. 667-692.

- Hardt, G. : Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand. Mitt. der Versuchsanst. für Bodenmech. und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 18, 1976.
- Haupt, W. : Numerical Methods for the Computation of Steady-State Harmonic Wave Fields. Proc. Dyn. Meth. in Soil and Rock Mech., Vol. I, A.A. Balkema Publ., Rotterdam, 1978
- Houbold, J.C. : A Recurrence Matrix Solution for the Dynamic Response of Elastic Aircraft. J. of Aeronautical Science, Vol. 17 (1950), S. 540-550.
- Idriss, I.M.,
Dobry, R.,
Doyle, E.H.,
Singh, R.D. : Behavior of Soft Clays under Earthquake Loading Conditions. Proc. Offshore Technology Conf., Dallas, 1976.
- Idriss, I.M.,
Seed, H.B. : Response of Earth Banks during Earthquakes. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 93 (1967), S. 61-82.
- Insley, A.,
Hillis, S. : Triaxial Shear Characteristics of a compacted Glacial Till under Unusually High Confining Pressure. Proc. of the 6th Int. Conf. on Soil Mech. and found. Engng., Vol I, Toronto Press, 1965.

- Janbu, N. : Soil Compressibility as determined by Oedometer and Triaxial Tests.
Europäische Baugrundtagung
Wiesbaden, Teil I (1963),
S. 19 ff.
- Keightley, W.O. : A Dynamic Investigation of Bouquet Canyon Dam.
Report Earthquake Engng. Res. Cent., California, Pasadena, 1964.
- Klotter, K. : Technische Schwingungslehre,
Band 1. Berlin, Springer, 1976.
- Kondner, R.L. : Hyperbolic Stress-Strain Response of Cohesive Soils.
J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 98 (1963),
S. 115-143.
- Lanczos, C. : An Iteration Method for the Solution of the Eigenvalue Problem of Linear Differential and Integral Operations.
J. of Research, National Bureau of Standards, Vol. 45 (1950),
S. 255-282.
- Lax, P.D.,
Richtmyer, R.D. : Survey of the Stability of Linear Finite Difference Equations.
Comm. Pure and Appl. Math.,
Vol. IX (1956).

- Lorenz, H. : Bodendynamik und Erdbeben.
 Klein, G. Grundbau-Taschenbuch, Teil I,
 3. Aufl. Berlin, München,
 Düsseldorf, Ernst (1980),
 S. 437-488.
- Lysmer, I., : Finite Dynamic Model for Infinite
 Kuhlemeyer, R.L. Media.
 J. of the Soil Mech. and Found.
 Div., ASCE, Vol. 95 (1969),
 S. 859-877.
- Makdisi, F.I., : Simplified Procedure for Estima-
 Seed, H.B. ting Dam and Embankment Earth-
 quake Induced Deformations.
 J. of the Geotechn. Engng. Div.,
 ASCE, Vol. 104 (1978), S. 849-867.
- Marsal, R.J. : Large Scale Testing of Rockfill
 Materials.
 J. of the Soil Mech. and Found.
 Div., ASCE, Vol. 93 (1967),
 S. 27-43.
- Matsui, T., : Cyclic Stress-Strain History and
 Ohara, H., Shear Characteristics of Clay.
 Ito, T. J. of the Geotechn. Engng. Div.,
 ASCE, Vol. 106 (1980),
 S. 1101-1120.
- Mononobe, N., : Seismic Stability of the Earth
 Takata, A., Dam.
 Matumura, M. Proc. of the 2nd Congress on
 Large Dams, Washington, Vol. IV
 (1936).

- Newmark, N.M. : A Method of Computation for Structural Dynamics.
J. of the Engng. Mech. Div.,
ASCE, Vol. 85 (1959), S. 67-94.
- Newmark, N.M. : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments.
Geotechnique, Vol. 15 (1965),
S. 139-160.
- Newmark, N.M.,
Rosenblueth, E. : Fundamentals of Earthquake Engineering.
Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1971.
- Nowacki, W. : Baudynamik.
Neubearb. d. 2 poln. Aufl.,
Wien/New York, Springer, 1974.
- Özaydin, K.,
Erguvanli, A. : The Generation of Pore Pressures in Clayey Soils during Earthquakes.
Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engng., Vol. 3, Istanbul, Turkey, 1980, S. 326-329.
- Ojalvo, I.V.,
Newman, M. : Vibration Modes of Large Structures by an Automatic Matrix-Reduction Method.
J. of American Institute of Aeronautics and Astronautics, Vol. 8 (1970), S. 1234-1239.

- Richart, F.E. : Some Effects of Dynamic Soil Properties on Soil-Structure Interaction.
J. of the Geotechn. Engng. Div., ASCE, Vol. 101 (1975), S. 1193-1240.
- Richter, C.F. : An Instrumental Earthquake Magnitude Scale.
Ball. Seism. Soc. Am. 25, (1935), S. 1-32
- Richter, I. : Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Verflüssigungsverhalten rolliger Böden unter zyklischer Belastung.
Dissertation, TU Berlin, 1978.
- Sap IV : Beschreibungs- und Benutzerhandbuch.
Mitt. des Inst. für konstr. Ingenieurbau der Ruhruniversität Bochum, Nr. 73-3 (1973).
- Sarma, S.K.,
Jennings, D.N. : A Dynamic Pore Pressure parameter
An. Proc. Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Vol. I, A.A. Balkema, Rotterdam, 1980.
- Schnitter, N. : Statistische Übersicht über den Stand 1973 des Talsperrenbaus in der Welt.
Wasser- und Energiewirtschaft 66 (1974), S. 23-25.

- Seed, H.B. : A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 92 (1966), S. 13-41.
- Seed, H.B. : Considerations in the Earthquake Resistant Design of Earth and Rockfill Dams. Geotechnique, Vol. 29 (1979), S. 215-263.
- Seed, H.B. : Lessons from the Performance of Earth Dams during Earthquakes, Conf. on Design of Dams to Resist Earthquakes, London, 1980.
- Seed, H.B.,
Idriss, I.M. : Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. Earthquake Engng. Res. Cent., Report No. 70-10, California, 1970.
- Seed, H.B.,
Lee, K.L.,
Idriss, I.M. : Analysis of Sheffield Dam Failure. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 95 (1969), S. 1453-1490.
- Seed, H.B.,
Lee, K.L.,
Idriss, I.M.,
Makdisi, F.I. : Analysis of the Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971. Earthquake Engng. Res. Cent., Report No. 73-2, California, 1973.

- Seed, H.B., : The Slides in the San Fernando
Lee, K.L., Dams during the Earthquake of
Idriss, I.M., February 9, 1971.
Makdisi, F.I. J. of the Geotechn. Engng. Div.,
ASCE, Vol. 10 (1975), S. 651-688.
- Seed, H.B., : Performance of Earth Dams during
Makdisi, F., Earthquakes.
De Alba, P.M. J. of the Geotechn. Engng. Div.,
ASCE, Vol. 104 (1978), S.967-994.
- Seed, H.B., : The Seismic Coefficient in Earth
Martin, G.R. Dam Design.
J. of the Soil Mech. and Found.
Div., ASCE, Vol. 92 (1966),
S. 59-83.
- Smoltczyk, U. : Stress Computation in Soil Medid.
J. of the Soil Mech. and Found.
Div., ASCE, Vol. 93 (1967),
S. 101-124.
- v. Soos, P. : Eigenschaften von Boden und Fels;
ihre Ermittlung im Labor.
Grundbau-Taschenbuch, Teil I,
3. Aufl. Berlin, München, Düssel-
dorf, Ernst (1980), S. 59-116.
- Stroh, D. : Berechnung verankerter Baugruben
nach der Finiten Element Methode.
Mitt. der Versuchsanst. für
Bodenmech. und Grundbau der TH
Darmstadt, Heft 13, 1974.

- Terzaghi, K. : Mechanisms of Landslides.
The geological Survey of America,
Engineering Geology Volume,
Berkeley, 1950.
- Wiegel, R.L. : Earthquake Engineering.
Englewood Cliffs, Prentice-Hall,
1970.
- Wilson, E.L. : A Computer Program for the Dyna-
mic Stress Analysis of Under-
ground Structures.
Report 68-1, Dep. of Civil Engng,
University of California,
Berkeley 1968.
- Zienkiewicz, O.C. : The Finite Element Method in
Structural and Continuum
Mechanics.
London, Mc Graw Hill, 1967.

Karten:

- Earthquakes 1966 : National Earthquake Information
Center, USA, 1966
- Weltkarte der : Münchner Rückversicherungs-
Naturgefahren Gesellschaft, D-8000 München 40,
Bundesrepublik Deutschland, 1978

Bezeichnungen
häufig verwendete Zeichen

Großbuchstaben

Zeichen	Einheit	Bedeutung
A	m^2	Querschnittsfläche
B	m	Kernbreite
D	-	Dämpfungsmaß
E	kN/m^2	Elastizitätsmodul
E_{dyn}	kN/m^2	dynamischer Elastizitätsmodul
E_f	kN/m^2	Bruchmodul
E_i	kN/m^2	Anfangsmodul
E_t	kN/m^2	Verformungsmodul
E_{ur}	kN/m^2	Ent- /Wiederbelastungsmodul
E I	kNm^2	Steifigkeit
F(t)	kN	Erregerlast
G	kN/m^2	dynamischer Schubmodul
G_{max}	kN/m^2	dyn. Schubmodul bei kleinen Schubverformungen
H	m	Höhe des Dammes
I	-	Intensität eines Bebens
I	m^4	Trägheitsmoment
I_D	-	bezogene Lagerungsdichte
I_P	-	Plastizitätszahl
K, K_{ur}	-	Stoffparameter nach Duncan und Chang
K_O	-	Beiwert des Erdruhedruckes
K_2	-	dyn. Stoffparameter nach Seed und Idriss
L_B	-	luftseitige Böschungsneigung
L_K	-	luftseitige Neigung des Kerns
M	-	Magnitude eines Bebens

Zeichen	Einheit	Bedeutung
N	-	Zahl der Belastungszyklen
OCR	-	Überkonsolidierungsgrad
P_E	kN	statische Ersatzkraft
P_{Eh}	kN	waagerechte Ersatzkraft
P_{Ev}	kN	senkrechte Ersatzkraft
P_G	kN	Gewicht eines Gleitkörpers
$R(t)$	kN	Erregerkraft
R_f	-	Bruchquotient
S	-	Schubspannungsverhältnis
S_r	-	Sättigungsgrad
T	s	Periode
U	kN/m ²	normalisierter dyn. Porenwasserdruck
W_B	-	wasserseitige Böschungsneigung
W_K	-	wasserseitige Neigung des Kerns

Kleinbuchstaben

Zeichen	Einheit	Bedeutung
a	-	Stoffparameter nach Hardin und Drnevich
b	-	Stoffparameter nach Hardin und Drnevich
c	kN/m ²	Kohäsion
c_u	kN/m ²	undrainierte Scherfestigkeit
d	mm	Korndurchmesser
e	-	Porenzahl
f	Hz	Frequenz
f_a	-	aktueller Ausnutzungsgrad
g	m/s ²	Erdbeschleunigung

Zeichen	Einheit	Bedeutung
$k(y, t)$	-	seismischer Koeffizient
k_o	-	Einbauverdichtung
m	kg	Masse
n	-	Anzahl der Eigenwerte
n, n_{ur}	-	Stoffparameter nach Duncan und Chang
n_d	-	dyn. Stoffparameter nach Hardin und Drnevich
p	%	Phasenfehler, Amplitudenabweichung
p_a	kN/m ²	Atmosphärendruck
p_1, p_2, p_3	-	Parameter des dyn. Porenwasserdruckes
r	m	Radius
r_u	-	Porenwasserdruckverhältnis
t	s	Zeit
u	kN/m ²	Porenwasserdruck
u_m	kN/m ²	mittlerer Porenwasserdruck
\ddot{u}_g	m/s ²	Erdbebenbeschleunigung an der Erdoberfläche
$\ddot{u}(y, t)$	m/s ²	zeitabhängige Verteilung der Beschleunigung über der Dammhöhe
$u(y, t)$	m/s	Geschwindigkeit
y	m	Tiefe

Matrizen und Vektoren

Zeichen	Einheit	Bedeutung
\underline{C}	-	Dämpfungsmatrix
\underline{K}	-	Steifigkeitsmatrix
\underline{M}	-	Massenmatrix
$\underline{R}(t)$	-	Belastungsvektor

Zeichen	Einheit	Bedeutung
$\underline{u}(t)$	-	Verschiebungsvektor
$\underline{\dot{u}}(t)$	-	Geschwindigkeitsvektor
$\underline{\ddot{u}}(t)$	-	Beschleunigungsvektor

Griechische Buchstaben

Zeichen	Einheit	Bedeutung
α	-	Dämpfungsparameter
β	$^{\circ}$	Böschungswinkel
β	-	Dämpfungsparameter
γ	-	Schubverformung
γ	kN/m^3	Wichte des feuchten Bodens
γ_h	-	hyperbolische Schubverformung
γ_r	-	Referenzschubverformung
γ_r	kN/m^3	Wichte des gesättigten Bodens
γ_{\max}	-	größte zyklische Schubverformung
ϵ_1	-	axiale Dehnung
η	-	Sicherheitsbeiwert
θ	-	Parameter des Wilson-Verfahrens
ν	-	Querdehnungszahl
ρ	t/m^3	Dichte
σ_1	kN/m^2	größte Hauptspannung
σ_3	kN/m^2	kleinste Hauptspannung
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	kN/m^2	Hauptspannungsdifferenz, Deviator
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}$	kN/m^2	theoretische Bruchspannungsdifferenz
σ_m	kN/m^2	mittlere Hauptspannung
σ'_m	kN/m^2	mittlere effektive Hauptspannung
σ_x	kN/m^2	waagerechte Spannung

Zeichen	Einheit	Bedeutung
σ_y	kN/m^2	senkrechte Spannung
τ	s	Δt Zeitintervall
τ	kN/m^2	Schubspannung
τ_f	kN/m^2	Scherfestigkeit
τ_{Okt}	kN/m^2	Oktaederschubspannung
φ	$^\circ$	Reibungswinkel
ω_i	Hz	i-te Eigenkreisfrequenz
Ω	Hz	Erregerkreisfrequenz

1 Einleitung

Die Zunahme der Erdbevölkerung erfordert für die Wasserversorgung eine wachsende Zahl von hohen Talsperren, die in den letzten Jahren aus technischen, wirtschaftlichen und nicht zuletzt sozialpolitischen Gründen überwiegend aus Erd- oder Steinschüttdämmen hergestellt wurden. (Bild 1)

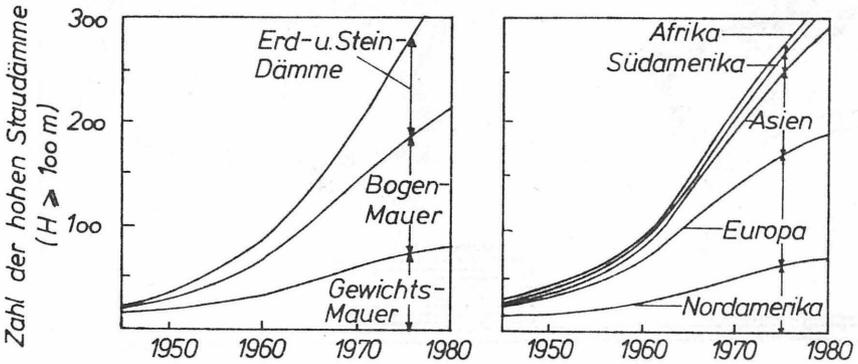
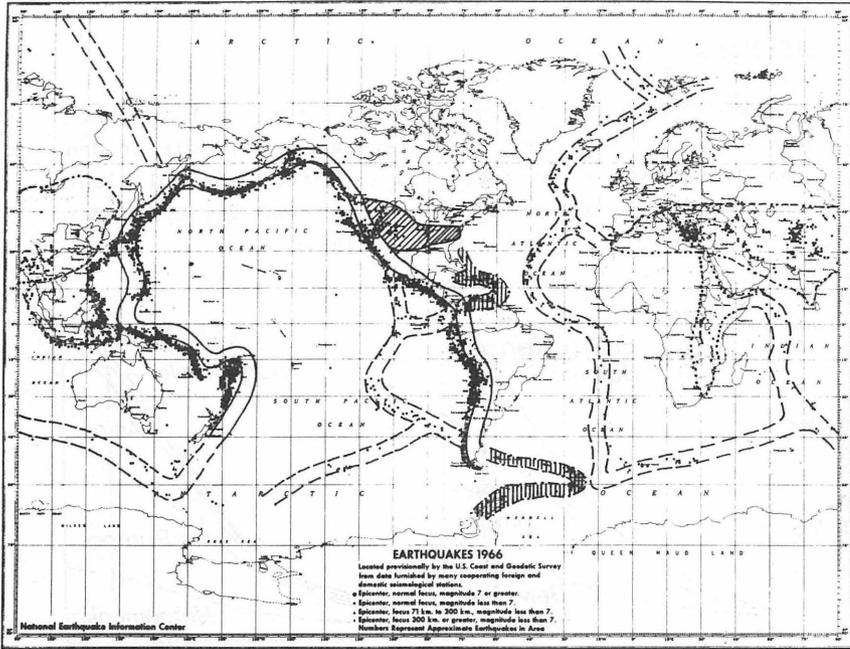


Bild 1: Entwicklung des Talsperrenbaus in der Welt
(Schnitter, 1974)

Es kann vorausgesagt werden, daß man nach der bisherigen Entwicklung des Talsperrenbaus zukünftig mit einem großen Zuwachs von hohen Erd- und Steinschüttdämmen in erdbebengefährdeten Gebieten besonders in Südamerika und Afrika rechnen muß. Nach der geographischen Verteilung der Erdbebenherde liegen diese Gebiete in den aktivsten Erdbebenzonen der Welt. Diese lassen sich heute in der Reihenfolge ihrer energetischen Bedeutung in drei Erdbebenzonen nach Gutenberg und Richter (1954) unterscheiden: die Zirkumpazifische Erdbebenzone mit 75 % - 80 % der gesamten jährlich freigesetzten Erdbebenenergie, die Mediterran-transasiatische Erdbebenzone mit 15 % - 20 % und die Erdbebenzone der ozeanischen Rücken mit 3 % - 7 % (Bild 2).



- Zirkumpazifische Erdbebenzone
- - - - - Mediterran-transasiatische Erdbebenzone
- Erdbebengebiet des Ostafrikanischen Grabens
- - - - - Erdbebenzone der ozeanischen Rücken
- ~~~~~ Erdbebengebiete der Inselbögen des Atlantik
- ////// Erdbebengebiet im Innern Nordamerikas

Bild 2: Erdbebenzonen der Welt mit den Herdlagen für das Jahr 1966 (National Earthquake Information Center, USA)

Es ist daher notwendig, solche hohen Erd- und Steinschüttdämme, die einem Erdbeben ausgesetzt werden, auf ihre Standsicherheit zu untersuchen. Erdbeben treten überraschend und mit wechselnder Belastungsstärke auf und bringen daher erhebliche Gefahren mit sich. Die statischen und hydraulischen Kräfte und ihre Auswirkung auf die Standsicherheit von Staudämmen können wir mit ausreichender Genauigkeit erfassen. Über das Verhalten von Dämmen unter Erdbebenlasten jedoch liegen bisher ungenügende Erkenntnisse vor.

1.1 Auswirkungen von Erdbeben auf Erd- und Steinschüttdämme

Erst vor zwei Jahrzehnten - im Jahre 1959 während des Erdbebens von Hebgen Lake - wurden die Ingenieure mit dem Schadensfall des Hebgen Dammes auf die verschiedenen Gefahren aufmerksam, denen ein Erd- bzw. Steinschüttdamm während eines Erdbebens unterliegt. Die Ursachen und möglichen Wirkungen, die zu Schäden oder Bruch von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbebenbelastung führen, sind:

durch unmittelbare Gefährdung

<u>Ursache</u>	<u>mögliche Auswirkung</u>
1. Der Damm ist auf einer geologischen Verwerfung gegründet	Tektonische Verschiebung setzt sich in den Damm hinein fort.
2. Tektonische Senkung des Untergrundes	Verlust an Stauhöhe
3. Erhöhte Schubspannungen	Böschungsbruch
4. Abfallen der Scherfestigkeit der Schüttmaterialien	Böschungsbruch
5. Rißbildung aus unterschiedlichen Setzungen	Innere Erosion des Dammes durch durchströmendes Wasser
6. Ansteigen des Porenwasserdruckes	Verringerung der Festigkeit, Böschungsbruch

durch mittelbare Gefährdung

<u>Ursache</u>	<u>mögliche Auswirkung</u>
1. Entstehung von Flutwellen	Überspülen des Dammes und Erosion der Dammkrone
2. Hangrutschungen erzeugen Wellen im Staubecken	Überspülen des Dammen und Erosion der Dammkrone
3. Zerstörung der Abflußbauwerke	Überspülen des Dammes und Erosion der Dammkrone

Die ersten beiden aufgeführten Ursachen und möglichen Auswirkungen aus unmittelbaren Gefährdungen können bei geeigneter Wahl des Standortes unter Berücksichtigung der geologischen Gegebenheiten vermieden werden.

Die weiteren unmittelbaren Gefährdungen sind auf das Spannungs-Verformungsverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen während und nach der Erdbebenbelastung zurückzuführen. Die Scherfestigkeit der Materialien kann durch die zusätzlich wirkende zeitabhängige dynamische Schubbeanspruchung teilweise überschritten werden, so daß plastische Verformungen eintreten. Diese Zustände entstehen, wenn die Summe der primären Schubspannungen und der dynamischen Schubspannungen soweit anwächst oder wenn durch den Anstieg des Porenwasserdruckes die effektiven Spannungen soweit abgemindert werden, daß die Scherfestigkeit überschritten wird (v. Soos 1980).

1.2 Ausführungsbeispiele für hohe Erd- und Steinschüttdämme in Erdbebengebieten

Die Herstellung von Dämmen aus feinkörnigen und gemischtkörnigen Schüttmaterialien in erdbebengefährdeten Gebieten beschränkte sich bisher auf etwa 50 m Höhe. Erst in den letz-

ten Jahren wurde diese Marke überschritten. So wurden 1964 in Mexiko der 148 m hohe El Infiernillo Damm und 1975 in der UdSSR der 310 m hohe Nurek Damm - bis heute der höchste Damm der Welt - aus Steinschutt bzw. grobkörnigen Schüttmaterialien in Erdbebengebieten mit einer zu erwartenden Intensität $I = 9$ fertiggestellt (Weltkarte der Erdbebengefährdung der Münchener Rückversicherung (1978)).

Eine Übersicht der wichtigsten hohen Zonendämme in erdbebengefährdeten Gebieten mit Angaben zu den Dammbaustoffen und der Dammgliederung zeigen die Bilder 3 und 4. Angaben über die Erdbebengefährdung in der Umgebung des Dammes werden durch die Magnitude M und die Intensität I (Lorenz und Klein, 1980) im Bild 5 gemacht.

Zum Vergleich wurde eine Übersicht über einige hohe Zonendämme mit Kerndichtung in nicht erdbebengefährdeten Gebieten zusammengestellt (Bild 6).

NR.	NAME DES DAMMES LAND JAHR DER FERTIGSTELLUNG	SCHÜTTMATERIALIEN		BAUGRUND	HÖHE (M)	QUERSCHNITT	
		KERN	STÜTZKÖRPER			W: WASSERSEITIG L: LUFTSEITIG	B: BÖSCHUNGSNEIGUNG K: NEIGUNG DES KERNES
1.	MAGAT PHILIPPINEN 1982	VERWITTERTER HANGSCHUTT	GEBROCHENER TUFF AGGLOMERAT BASALT	TUFF, AGGLOMERAT BASALT	115	$w_B=1:2,65$ $w_K=1:1,0$	$L_B=1:1,2 \div 1,7$ $L_K=1:0,6$ 
2.	ROUND BUTTE USA 1964	SCHLUFFIGER SAND	GEBROCHENER BASALT	BASALT	134	$w_B=1:1,8 \div 1,6$ $w_K=1:0,3$	$L_B=1:1,5 \div 1,7$ $L_K=1:0,3$ 
3.	NETZAHUACOYOTL MEXIKO 1964	LATERIT	KONGLOMERAT (GRANIT, KALKSTEIN, SANDSTEIN, SCHIEFER)	KONGLOMERAT (GRANIT, KALKSTEIN, SANDSTEIN, SCHIEFER)	137,5	$w_B=1:2,0$ $w_K=1:0,2$	$L_B=1:2,0$ $L_K=1:0,2$ 
4.	TARBELA PAKISTAN 1976	KIES, SAND, SCHLUFF	ABGESTUFTER FEINER UND GROBER KIES	KIES (≈200CM TIEF)	145	$w_B=1:2,5$ $w_K=1:1,5$	$L_B=1:2,0$ $L_K=1:1,0$ 
5.	COUGAR USA 1963	LEICHT PLASTISCHER SCHLUFFIGER SAND	GEBROCHENER BASALT	BASALT	148	$w_B=1:1,8$ $w_K=1:0,6$	$L_B=1:1,6$ $L_K=1:0,3$ 
6.	EL INFIERNILLO MEXIKO 1964	AUSGEPRÄGT PLASTISCHER TON	GEBROCHENER DIORIT	KONGLOMERAT (METAMORPH, SILIKATISCH)	148	$w_B=1:1,75$ $w_K=1:0,10$	$L_B=1:1,75$ $L_K=1:0,10$ 

Bild 3: Zusammenstellung der wichtigsten Zonendämme mit Kerndichtung bis 150 m Höhe in erdbebengefährdeten Gebieten.

NR.	NAME DES DAMMES LAND JAHR DER FERTIGSTELLUNG	SCHÜTTMATERIALIEN		BAUGRUND	HÖHE (M)	QUERSCHNITT	
		KERN	STÜTZKÖRPER			W: WASSERSEITIG L: LUFTSEITIG	B: BÖSCHUNGSNEIGUNG K: NEIGUNG DES KERNES
7.	TRINITY USA 1960	VERWITTERTER METAANDESIT GEBROCHEN ZU TON, SCHLUFF	SAND, KIES	METAANDESIT	164	$w_B=1:2,5$ $w_K=1:0,9$	$L_B=1:2,5$ $L_K=1:0,7$
8.	OROVILLE USA 1968	TONIG-SANDIGER KIES	SAND, KIES, STEINE ($d < 61$ CM ABGESTUFT)	AMPHIBOLIT	235	$w_B=1:2,75 \div 2,2$ $w_K=1:0,9$	$L_B=1:2,0$ $L_K=1:0,8$
9.	MICA KANADA 1973	MORÄNE (TON, GESCHIEBE- LEHM)	SAND, KIES	GLIMMERSCHIEFER MIT EINSPRENGLINGEN VON GRANIT UND GNEIS	243	$w_B=1:2,25$ $w_K=1:0,4$	$L_B=1:2,0$ $L_K=1:0,1$
10.	NUREK UDSSR 1975	HANGSCHÜTT	FLUSSKIES	SANDSTEIN, TONSTEIN	310	$w_B=1:2,25$ $w_K=1:0,25$	$L_B=1:2,2$ $L_K=1:0,25$

über 150 m Höhe in erdbebengefährdeten Gebieten.

NR.	NAME DES DAMMES	AUFGETRETENE ERDBEBEN IN DER UMGEBUNG DES DAMMES MAGNITUDE M NACH DER RICHTERSKALA (1936)		ZU ERWARTENDE INTENSITÄT I (MODIFIZIERTE MERCALLI-SKALA (1956)) NACH DER WELTKARTE DER ERDBEBENGEFÄHRDUNG (1978)		
		IN DER UNMITTELBAREN UMGEBUNG	IN DER ANGEGBENEN ENTFERNUNG	INTENSITÄT I	BESCHLEUNIGUNG [cm/s ²]	BEZEICHNUNG
1.	MAGAT	6 ± 6,9	150km: 7 ± 7,9 250km: 7,6	9	200 ± 500	VERWÜSTEND
2.	ROUND BUTTE	±	500km: 7 ± 7,9	6 ± 7	20 ± 100	STARK BIS SEHR STARK
3.	NETZAHUACOYOTL	7 ± 7,9	400km: 7,5±7,8	9	200 ± 500	VERWÜSTEND
4.	TARBELA	< 5,9	150km: 6,2	6 ± 7	20 ± 100	STARK BIS SEHR STARK
5.	COUGAR	±	500km: 7 ± 7,9	6 ± 7	20 ± 100	STARK BIS SEHR STARK
6.	EL INFIERNILLO	7 ± 7,9	120km: 7,6 250km: 8,3	9	200 ± 500	VERWÜSTEND
7.	TRINITY	±	130km: 6 ± 6,9	8	100 ± 200	ZERSTÖREND
8.	OROVILLE	5,8	250km: > 8	8	100 ± 200	ZERSTÖREND
9.	MICA	±	600km: 6 ± 6,9	6 ± 7	20 ± 100	STARK BIS SEHR STARK
10.	NUREK	> 8	100km: 8,1	9	200 ± 500	VERWÜSTEND

Bild 5: Zusammenstellung der seismischen Gegebenheiten für die wichtigsten hohen Zonendämme in erdbebengefährdeten Gebieten.

NR.	NAME DES DAMMES LAND JAHR DER FERTIGSTELLUNG	SCHÜTTMATERIALIEN		BAUGRUND	HÖHE (M)	QUERSCHNITT	
		KERN	STÜTZKÖRPER			W: WASSERSEITIG L: LUFTSEITIG	B: BÖSCHUNGSNEIGUNG K: NEIGUNG DES KERNS
1.	GLYN BRIANNE GROSSBRITANNIEN 1971	TON	PALAEOZOISCHER TONSCHIEFER	SCHIEFRIGER TONSTEIN, FELS	90	$w_B=1:2,0$ $w_K=1:0,3$	$L_B=1:1,75$ $L_K=1:0,3$
2.	HYTTEJUVET NORWEGEN 1965	LEICHT PLASTISCHE MORÄNE (KIESIGER, TONIGER SAND)	GEBROCHENER STEIN		93	$w_B=1:1,6$ $w_K=1:0,2$	$L_B=1:1,6 + 1,05$
3.	MATTMARK SCHWEIZ 1967	MORÄNE ($d < 12\text{cm}$, 14% $< 0,1\text{mm}$)	MORÄNE ($d < 80\text{cm}$, 9% $< 0,1\text{mm}$)	MORÄNE	120	$w_B=1:2,35 + 1,4$ $w_K=1:2,35 + 1,4$	$L_B=1:1,7 + 1,40$ $L_K=1:0,80$
4.	SERRE PONCON FRANKREICH 1960	TONMERGEL, LIASKALKSPPLITTER	SAND, KIES (10% FEINE SANDSTAUB- UND TONTEILE)	KALKSTEIN BZW. FLUSSABLAGERUNGEN	122	$w_B=1:2,40$ $w_K=1:0,25$	$L_B=1:2,40$ $L_K=1:0,25$
5.	GEPATSCH ÖSTERREICH 1964	GEMISCHTKÖRNIGER LEHMIGER HANG- SCHUTT ($d < 6\text{cm}$)	AUGENWEIS UND ÜBER- KORN DES KERN- MATERIALS ($d < 1,5\text{cm}$)	AUGENWEIS MIT HANGSCHUTTÜBER- LAGERUNG	153	$w_B=1:1,5$ $w_K=1:0,1$	$L_B=1:1,5$ $L_K=1:0,1$
6.	DARTMOUTH AUSTRALIEN 1977	TON	GRANITISCHER GNEIS ($d > 15\text{cm}$)	GRANITISCHER GNEIS	180	$w_B=1:1,8 + 1:1,7$ $w_K=1:0,6 + 0,4$	$L_B=1:1,7$ $L_K=1:0,3$
7.	BENNETT KANADA 1967	MORÄNE (30% LEHM)	SAND, KIES	SANDSTEIN SCHIEFER KOHLE	183	$w_B=1:2,5$ $w_K=1:1,0$	$L_B=1:2,0$ $L_K=1:0,1$

Bild 6: Zusammenstellung einiger hoher Zonendämme mit Kerndichtung in nicht erdbebengefährdeten Gebieten.

2 Stand der Forschung und Ziele

2.1 Allgemeines

Folgende Verfahren zur Berechnung von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbebenbelastung sind vorhanden oder befinden sich in der Entwicklung. Diese Verfahren unterscheiden sich erheblich in ihren grundsätzlichen Annahmen.

1. Pseudostatische Verfahren

2. Dynamische Verfahren

Danach kann die Standsicherheit der Böschungen bzw. das gesamte zeitabhängige Spannungs-Verformungsverhalten unter Erdbebenlasten untersucht werden.

Im folgenden wird ein kurzer Überblick über den derzeitigen Entwicklungsstand gegeben.

2.2 Pseudostatische Verfahren

2.2.1 Grundlagen

Bei Anwendung dieser Verfahren wird die Wirkung eines Bebens durch eine statische Ersatzkraft P_E in einer statischen Standsicherheitsberechnung berücksichtigt (Bild 7). Diese Ersatzkraft P_E wirkt im Schwerpunkt eines gewählten Gleitkörpers und wird als Produkt des dimensionslosen seismischen Koeffizienten k und der Gewichtskraft P_G des Gleitkörpers ermittelt:

$$P_E = k \cdot P_G \quad (1)$$

Mit dem seismischen Koeffizienten k bezeichnet man das Verhältnis der Erdbebenbeschleunigung zur Erdbeschleunigung g . Unter Berücksichtigung der waagerechten bzw. der senkrechten Erdbebenbeschleunigung erhält man eine waagerechte P_{Eh} bzw. eine senkrechte P_{Ev} Ersatzkraft.

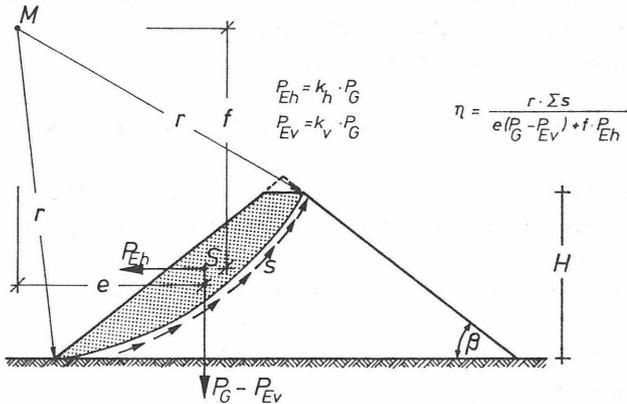


Bild 7: Ansatz der Erdbebenkräfte nach dem pseudostatischen Verfahren

Für diese Ersatzkraft ist dann eine ausreichende Standsicherheit nachzuweisen (Ambraseys, 1960). Bei diesen Verfahren wird die dynamische Beanspruchung durch eine statische Ersatzkraft ausgedrückt und dabei vorausgesetzt, daß mit dieser Kraft die größte Beanspruchung des Damms bei einem Erdbeben erfaßt wird.

Das Problem des pseudostatischen Verfahrens ist die Wahl der seismischen Koeffizienten.

2.2.2 Ermittlung der seismischen Koeffizienten

Man hat bei der Anwendung des pseudostatischen Verfahrens folgende Möglichkeiten, um einen seismischen Koeffizienten für die Berechnung zu finden:

1. Annahme des seismischen Koeffizienten aus Regelwerken
2. Modelldamm als starrer Körper
3. Viskoelastischer Modelldamm

Alle drei Möglichkeiten beruhen auf folgenden Annahmen:

1. Der Damm wird als ein in der Länge unendliches Bauwerk mit symmetrischem, ebenem Dreiecksquerschnitt angesehen.
2. Der Damm steht auf einem starren Untergrund.
3. Der Damm besteht aus homogenem, isotropem, linear elastischem Material.
4. Der Einfluß des aufgestauten Wassers wird vernachlässigt.

Annahme des seismischen Koeffizienten aus Regelwerken

Gewählt werden meistens seismische Koeffizienten aus Regelwerken für Hochbauten im jeweiligen Bebengebiet. Diese Koeffizienten lassen sich jedoch nur beschränkt auf Erd- und Steinschüttdämme übertragen, da sie z.B. den Einfluß des Untergrundes, die Veränderung der Bodenkennwerte unter seismischer Beanspruchung und den Dammaufbau nicht berücksichtigen. Die Verteilung der seismischen Koeffizienten wird dabei über die gesamte Höhe des Dammes unverändert angenommen.

Es werden z.B. folgende seismische Koeffizienten verwendet (Bild 8):

Land	seismischer Koeffizient k in % von g
USA	5 bis 15
Japan	15 bis 25
DIN 4149	2,5 bis 10

Bild 8: Zusammenstellung verwendeter seismischer Koeffizienten

Modellldamm als starrer Körper

Eine weitere Möglichkeit, den seismischen Koeffizienten zu bestimmen, ist die Annahme des Dammes als starrer Körper. In diesem Fall wird die größte an der Erdoberfläche registrierte Erdbebenbeschleunigung auf der gesamten Höhe des Dammes unverändert angenommen und somit die größte Trägheitskraft des Erdbebens angesetzt (Bild 9).

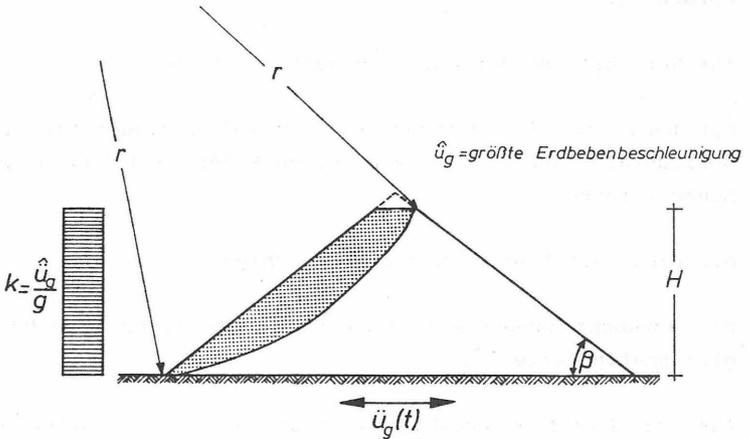


Bild 9: Verteilung des seismischen Koeffizienten unter der Annahme eines starren Körpers

Bei der Betrachtung des Gleichgewichtes der auf die möglichen Gleitkörper wirkenden Kräfte wird davon ausgegangen, daß eine Gleitverformung auf der gesamten Gleitfläche, unzulässig ist. Dies ist eine unnötige und unwirtschaftliche Forderung, da dabei die begrenzte Zeitdauer der aufgebrachten größten Erdbebenkräfte vernachlässigt wird.

Dies und die grobe Vereinfachung der unveränderten Beschleunigung im gesamten Dammquerschnitt beschreiben das Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter seismischer Erregung unzureichend und meist unwirtschaftlich.

Viskoelastischer Modelldamm

Die vereinfachten und unvollständigen Betrachtungen bei den oben aufgeführten Verfahren führten zu neuen Überlegungen. Mononobe, Takata und Matumura (1936) untersuchten als erste die Erschütterungen von Erddämmen unter seismischer Beanspruchung.

Ihr Verfahren beruht auf folgenden Annahmen:

Der Damm wird in horizontale Scherbalken eingeteilt. Diese horizontalen Scherbalken sind durch Federn und Dämpfungselemente verbunden.

Die Biegeverformungen werden vernachlässigt.

Die Schubspannungen sind über die Länge eines Scherbalkens gleichmäßig verteilt.

Aus der Gleichgewichtsbedingung an einem Scherbalken (Bild 10) ergibt sich die zeitabhängige Verteilung der Beschleunigung $\ddot{u}(y,t)$ über der Dammhöhe.

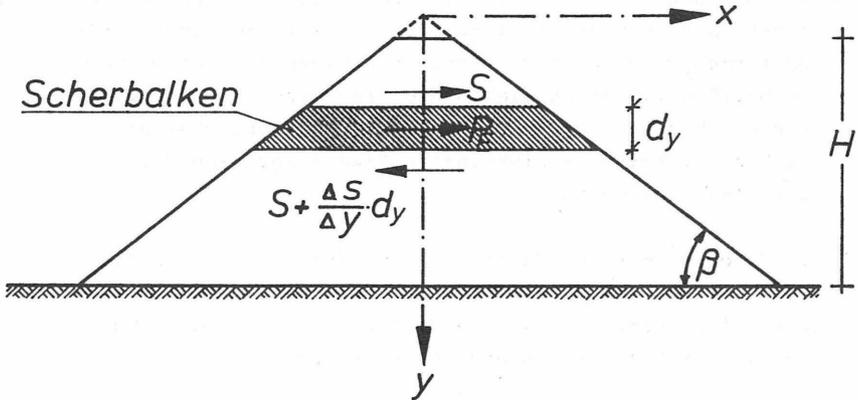


Bild 10: Kraftwirkung auf einen horizontalen Scherbalken im Damm

Ausgehend von diesen Überlegungen schlägt Ambraseys (1967) zwei Verfahren vor, um den größten auftretenden seismischen Koeffizienten in der jeweiligen Tiefe während eines Erdbebens zu erfassen:

1. Der seismische Koeffizient in der jeweiligen Tiefe y wird nach dem Verfahren der kleinsten Quadrate für die vier niedrigsten Eigenformen errechnet:

$$\bar{k}(y) = \left\{ \sum_{n=1}^{n=4} [k_n(y)]^2 \right\}^{1/2} \quad (2)$$

Das quadratische Mittel wurde angesetzt, da die größten Werte der Spektralbeschleunigung in den einzelnen Eigenformen zeitversetzt auftreten und das Aufaddieren der seismischen Koeffizienten zu unrealistischen Ergebnissen führt. Die Berücksichtigung nur der vier niedrigsten Eigenformen wird durch die Frequenzanalyse der Seismogramme begründet. Danach liegen die Frequenzen mit den größten Beschleunigungen eines Seismogrammes üblicherweise im Bereich der vier niedrigsten Eigenfrequenzen der Erd- und Steinschüttdämme.

2. Für den seismischen Koeffizienten $k(y)$ in der jeweiligen Tiefe y wird aus den seismischen Koeffizienten der n ersten Eigenformen, derjenige Koeffizient $k_i(y)$ ausgewählt, der in der Tiefe y den größten Wert aufweist:

$$\bar{k}(y) = k_j(y)_{max} \quad (3)$$

2.3 Dynamische Verfahren

2.3.1 Grundlagen und Voraussetzungen

Diese Verfahren versuchen, den dynamischen Vorgängen näherzukommen und die bei dem pseudostatischen Verfahren nicht berücksichtigten Einflüsse auf die Standsicherheit von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbebenlasten zu erfassen. In den heute angewandten dynamischen Verfahren wird die Erdbebenbelastung von Erd- und Steinschüttdämmen auf die Wirkung erdbebenerreger, erzwungener Bauwerksschwingungen zurückgeführt. Somit werden die Zeitverläufe aller relevanten Größen berechnet.

Die Standfestigkeit der Erd- und Steinschüttdämme unter Erdbebenbeanspruchung wird aufgrund des dynamischen Spannungs- und Verformungszustandes beurteilt.

Zu den dynamischen Verfahren ist folgendes zu bemerken:

1. Die Erdbebenlast kann in Form einer Aufzeichnung der Erdbebenbeschleunigung an der Erdoberfläche über der Zeit oder in Form eines Antwortspektrums (Lorenz und Klein, 1980) berücksichtigt werden.
2. Der Damm wird als ein Mehrmassenmodell dargestellt. Damit kann der Aufbau des Dammes in Zonen aus verschiedenen Materialien mit der gewünschten Genauigkeit berücksichtigt werden.
3. Der Untergrund kann ebenfalls im Untersuchungsmodell erfaßt werden.
4. Das mathematische Verfahren der finiten Elemente Methode kann verwendet werden.
5. Ein linear elastisches bzw. ein nichtlineares Stoffgesetz für die Schüttmaterialien kann zugrunde gelegt werden.
6. Der Einfluß des aufgestauten Wassers kann erfaßt werden.

Wird der Berechnung der erdbebenerregten, erzwungenen Bauwerksschwingungen ein linear elastisches Stoffgesetz zugrundegelegt, so lassen sich dabei die Verformungen und Spannungen nach Clough und Chopra (1966), Chopra (1967) und Idriss und Seed (1967) durch Entwicklung nach Eigenformen ermitteln.

Die Annahme eines linear elastischen Stoffgesetzes für die Schüttmaterialien begrenzt jedoch die Anwendbarkeit des Verfahrens auf Erd- und Steinschüttdämme, die sich unter der Erdbebenbelastung nur gering verformen.

Die dynamische Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Schüttmaterialien ist nichtlinear und unterscheidet sich von der statischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung.

Da das Bauwerksverhalten bei starken Erdbeben jedoch in vielen Fällen wesentlich durch nichtlineare Verformungen gekennzeichnet wird, kann sich eine wirklichkeitsnahe Berechnung nicht auf die Untersuchung linear elastischer Dämme beschränken. Sie muß vielmehr auch elastoplastische Bauwerksverformungen berücksichtigen. Das läßt sich durch schrittweise direkte Integration der dynamischen Differentialgleichung für erzwungene Bauwerksschwingungen (Kap. 4.3.1) bei entsprechend schrittweise geänderten Eigenschaften der Schüttmaterialien bewerkstelligen.

Ghaboussi und Wilson (1973) entwickelten ein dynamisches Verfahren der schrittweisen direkten Integration, jedoch mit linear elastischem Stoffgesetz. Broker, Rahman und Seed (1976) berücksichtigten darüber hinaus ein nichtlineares Stoffgesetz und errechneten die Entwicklung des dynamischen Porenwasserdruckes in wassergesättigten sandigen Böden unter Erdbebenbelastung. Richter (1978) ging von den gleichen Voraussetzungen aus und stellte vergleichende Modellversuche an. Seed (1979) verglich seine Berechnungen mit den Auswirkungen des San-Fernando-Erdbebens im Jahre 1971 auf den Oberen und Unteren San Fernando Damm.

2.3.2 Schritte bei der Anwendung eines dynamischen Verfahrens

Die Standfestigkeit der Erd- und Steinschüttdämme kann dann nicht nur durch die Standsicherheit der Böschungen, sondern vielmehr nach dem gesamten Spannungs- und Verformungsverhalten des Erdbauwerkes unter Erdbebenbelastung beurteilt werden.

Seed (1966) schlug folgende drei Schritte zur Anwendung eines dynamischen Verfahrens vor:

1. Untersuchung der statischen und dynamischen bodenmechanischen Eigenschaften der jeweils verwendeten Schüttmaterialien.
2. Untersuchung des primären Spannungszustandes vor der Erdbebenbelastung für die verschiedenen auf den Damm statisch wirkenden Lasten.
3. Numerische Untersuchung des Schwingungsverhaltens und des dabei entstehenden Spannungs- und Verformungszustandes des Dammes.

Seed, Lee und Idriss (1969) untersuchten das Verhalten wassergesättigter sandiger Böden unter zeitabhängigen Belastungen und entwickelten ein Verfahren, das auf den Grundüberlegungen von Seed (1966) beruhte. Danach wird die Entwicklung des Porenwasserdruckes in Laborversuchen an repräsentativen Proben des Dammmaterials unter dynamischer Belastung, ausgehend von dem primären statischen Spannungszustand, ermittelt. Die Standfestigkeit des Dammes während und nach dem Beben wird aus der Kenntnis der effektiven Spannungen und der entwickelten dynamischen Porenwasserdrücken beurteilt.

2.4 Wertung der beiden Verfahren

Es ist üblich, zur Berechnung eines Bauwerks für dynamische Belastungen statische Ersatzkräfte einzuführen, da sie sich in den üblichen statischen Berechnungen einfach berücksichtigen lassen.

Die Standsicherheit des Bauwerks wird demnach für das pseudostatische Verfahren durch einen mehr oder weniger fiktiven errechneten Sicherheitsfaktor beurteilt. Terzaghi (1950) bemerkte über den rechnerischen Sicherheitsfaktor n : "Theoretisch bedeutet $n = 1,0$, daß ein Bruch stattfindet. Tatsächlich aber kann die Böschung für $n < 1,0$ stabil bleiben, und sie kann für $n > 1,0$ abgleiten, je nach Beschaffenheit des Bodenmaterials." Dieser Hinweis von Terzaghi wurde bei einer Reihe von Schadensfällen bestätigt. Dämme, die mit dem pseudostatischen Verfahren als sicher beurteilt wurden, wurden bei Erdbeben stark beschädigt. Die Ergebnisse können sowohl auf der sicheren als auch auf der unsicheren Seite liegen (Bild 11).

Damm	Seismischer Koeffizient k in % von g	Errechneter Sicherheitsfaktor n	Ergebnis des Erdbebens
Sheffield Damm	10	1.2	Totale Zerstörung
Unterer San Fernando	15	1.3	Wasserseitiger Böschungsbruch
Oberer San Fernando	15	2.0 bis 2.5	Verschiebung der luftseitig. Flanke um ca. 1.5 m

Bild 11: Schadensfälle von Erddämmen berechnet nach dem pseudostatischen Verfahren (Seed, 1979)

Das dynamische Verfahren untersucht das Schwingungsverhalten eines Dammes unter Erdbebenbelastung und ermittelt den dabei entwickelten Spannungs- und Verformungszustand. Es ermöglicht, die Eigenschaften der Geometrie und der Materialien jedes beliebigen Erd- und Steinschüttdammes bis zu jeder gewünschten Genauigkeit nachzuvollziehen. Ferner können die Erdbebenlasten eines Dammes und seines Untergrundes durch Seismogramme vollständig berücksichtigt werden. Auch das Zusammenspiel von Damm, Untergrund und Betriebseinrichtungen kann erfaßt werden.

Das dynamische Verfahren wurde bisher bei Erddämmen aus wassergesättigten grobkörnigen Materialien mit geringer Durchlässigkeit angewendet und hat eine Reihe von Dambrüchen unter Erdbebenbelastung erfolgreich nachgewiesen. Es ermöglicht, die tatsächliche Standfestigkeit von Erd- und Steinschüttdämmen während eines Erdbebens zutreffend zu beurteilen.

2.5 Ziel der Arbeit

Mit den dynamischen Verfahren sind überwiegend aufgespülte Dämme, sowie geschüttete homogene Dämme und Zonendämme aus Materialien von nicht zu großer Durchlässigkeit untersucht.

Untersuchungen über das Verhalten von hohen Zonendämmen mit einem Dichtungskern aus gemischtkörnigen Materialien während eines Erdbebens liegen nicht vor.

Es ist Ziel der vorliegenden Arbeit, ein dynamisches Berechnungsverfahren mit folgenden Eigenschaften aufzustellen:

1. Der in der Praxis tätige Ingenieur soll es bei der Entwurfsbearbeitung anwenden können, um die Standfestigkeit von hohen Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbebenbelastung zu untersuchen
2. Die zeitabhängigen Spannungen und Verformungen sowie die Entwicklung des dynamischen Porenwasserdruckes in dem Dichtungskern sollen ermittelt werden können
3. Ferner sollen durch eine umfangreiche Untersuchung über den Einfluß der dynamischen, bodenmechanischen und geometrischen Eigenschaften konstruktive Maßnahmen vorgeschlagen werden können, die die Herstellung von standsicheren Dämmen in erdbebengefährdeten Gebieten genauer als bisher ermöglichen.

Grundlage dieses dynamischen Berechnungsverfahrens sind die Methode der finiten Elemente und nichtlineare, statische und dynamische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für die Schüttmaterialien.

3 Stoffverhalten der Dammbau-Materialien

3.1 Statisches Verhalten

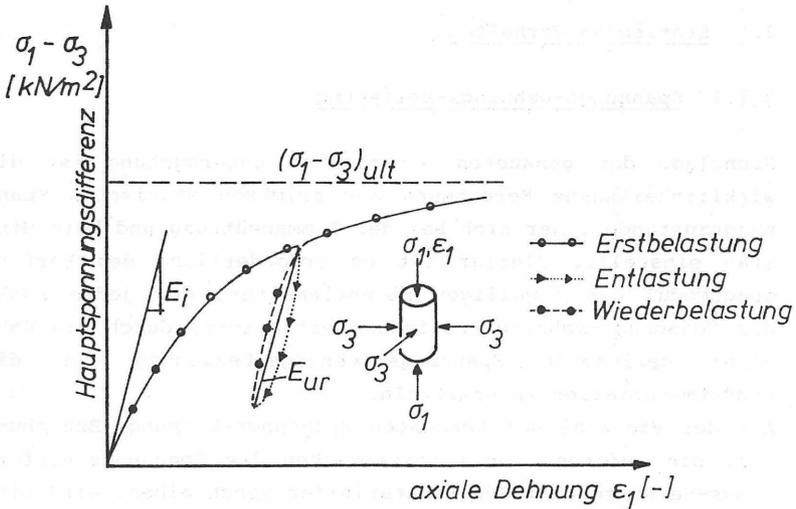
3.1.1 Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Grundlage der genaueren dynamischen Untersuchung ist die wirklichkeitsnahe Berechnung des primären statischen Spannungszustandes, der sich bei der Dammschüttung und beim Einstau einstellt. Hierfür ist es erforderlich, den Verformungsmodul des jeweiligen Bodenelementes, der jedem Punkt der Spannungs-Dehnungs-Beziehung entspricht, durch die Wahl einer geeigneten Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Schüttmaterialien zu ermitteln.

Aus der Vielzahl der bekannten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, die aufgrund von Laborversuchen das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Schüttmaterialien beschreiben, wird hier die hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Duncan und Chang (1970), die auf die Vorarbeiten von Kondner (1963) und Janbu (1963) zurückgeht (Bild 12), aus folgenden Gründen ausgewählt:

1. Sie erfaßt genügend genau die Abnahme des Verformungsmoduls mit zunehmenden Verformungen.
2. Die erforderlichen Stoffparameter lassen sich in Triaxialversuchen verhältnismäßig einfach ermitteln.
3. Sie wurde bisher im Dammbau mit Erfolg angewendet. Hardt (1976) und Czaplá (1979) stellten gute Übereinstimmung zwischen Rechenergebnissen und Messungen fest.

Auf die Grundlagen des Stoffgesetzes wird an dieser Stelle nicht näher eingegangen. Sie finden sich in ausführlicher Darstellung bei Duncan und Chang (1970).



$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: Hauptspannungsdifferenz beim Bruchzustand [kN/m²]

E_i : Anfangstangentenmodul [kN/m²]

E_{ur} : Ent-/Wiederbelastungsmodul [kN/m²]

Bild 12: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Schüttmaterialien (Duncan und Chang, 1970).

Bild 13 stellt eine Übersicht der Stoffparameter und ihrer gegenseitigen Beziehung dar. Man unterscheidet zwischen einer erstmaligen Belastung und einer Ent- bzw. Wiederbelastung. Bei einer erstmaligen Belastung erhält man den Verformungsmodul, Erstbelastungsmodul genannt, als Tangente zu jedem Punkt der Spannungs-Dehnungs-Linie. Bei einer Ent- bzw. Wiederbelastung verhält sich der Boden näherungsweise elastisch und der Verformungsmodul wird durch den Ent- und Wiederbelastungsmodul ausgedrückt.

Bezeichnung		Zeichen	gegenseitige Beziehung
<u>Erstbelastungsmodul:</u>			1.) $\sigma_3 = \text{konstant}$; Vergrößerung von σ_1 :
Modulfaktor	(-)	K	$E_t = \left(1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 c \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi}\right)^{2K} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$
Exponent	(-)	n	
Bruchfaktor	(-)	R_f	2.) $\sigma_1 = \text{konstant}$; Verminderung von σ_3 :
Atmosphärendruck	(kN/m ²)	p_a	
Reibungswinkel	(°)	φ	
Kohäsion	(kN/m ²)	c	
Erstbelastungsmodul	(kN/m ²)	E_t	
<u>Ent- /Wiederbelastungsmodul:</u>			1.) $\sigma_3 = \text{konstant}$; Vergrößerung von σ_1 :
Modulfaktor	(-)	K_{ur}	$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{n_{ur}}$
Exponent	(-)	n_{ur}	
Atmosphärendruck	(kN/m ²)	p_a	2.) $\sigma_1 = \text{konstant}$; Verminderung von σ_3 :
Ent- /Wiederbelastungs- modul	(kN/m ²)	E_{ur}	
			$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_1}{p_a}\right)^{n_{ur}}$

Bild 13: Stoffparameter und ihre gegenseitige Beziehung für das Stoffgesetz von Duncan/Chang

Die Aufschüttung des Dammes stellt für das jeweilige Bodenelement eine steigende monotone Belastung dar (Bild 14), solange es nicht zu Bruch geht. Dabei tritt eine Vergrößerung der Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ durch unterschiedliche Steigerung von σ_1 und σ_3 ein. Dieser Vorgang läßt sich im Labor durch eine Versuchsreihe von Triaxialversuchen nachvollziehen. Die Triaxialversuche werden mit steigendem σ_1 bei verschiedenen, festgehaltenen σ_3 durchgeführt (Bild 15).

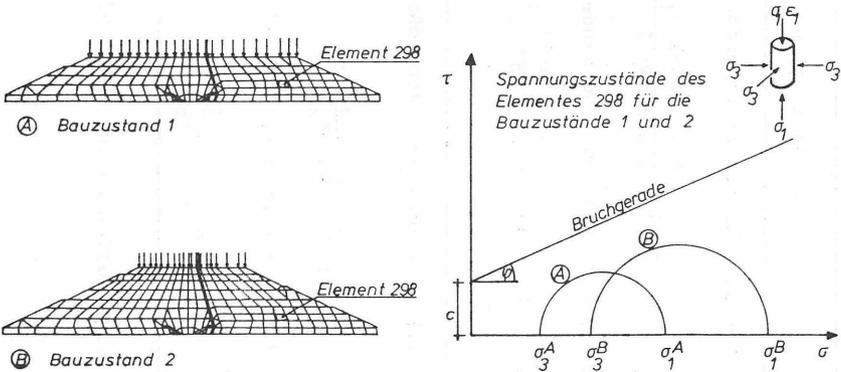


Bild 14: Qualitative Darstellung der Veränderung der Hauptspannungen in einem Dammelement und der zugehörigen Mohr'schen Spannungskreise im τ - σ -Diagramm.

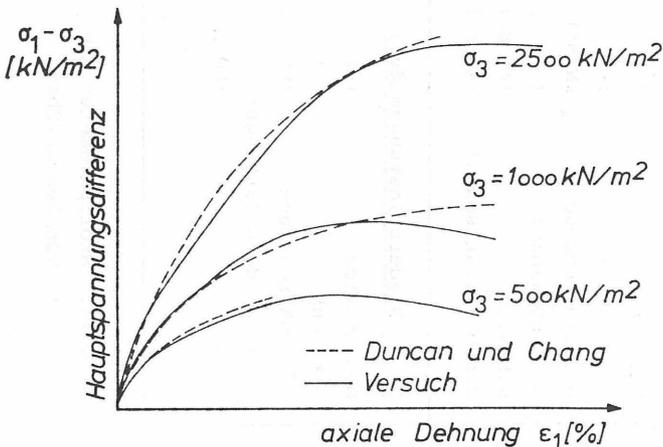


Bild 15: Untersuchung des Spannungszustandes im Labor.

Außer dem Verformungsmodul beeinflusst auch die Querdehnungszahl ν das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Bodens. Stroh (1974) gibt eine spannungsabhängige Beziehung für die Querdehnungszahl ν bzw. Czaplá (1979) eine mit dem Ausnutzungsgrad (s. Kap. 3.1.2) steigende Querdehnungszahl ν (Bild 16) an. In dieser Arbeit wird der primäre Spannungszustand mit einer konstanten Querdehnungszahl ν berechnet.

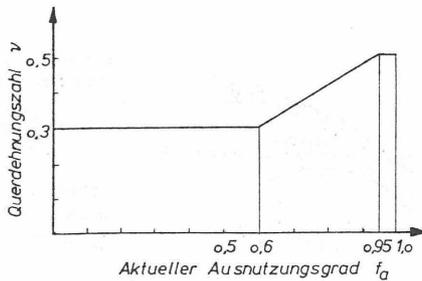


Bild 16: Veränderliche Querdehnungszahl nach Czaplá (1979)

3.1.2 Spannungsgeschichte

Die Spannungsgeschichte eines Bodenelementes ist für die numerische Untersuchung von Bedeutung. Zur Entscheidung, ob ein Bodenelement erstmalig belastet, ent- oder wiederbelastet wird, eignet sich der aktuelle Ausnutzungsgrad f_a . Zusammen mit der Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ ermöglicht er, die Spannungswege zu erfassen.

Als aktueller Ausnutzungsgrad f_a wird die Scherzahl nach Smoltzcyk (1967) über den mobilisierten Scherwinkel festgelegt (Bild 17). Nach dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium läßt sich der aktuelle Ausnutzungsgrad f_a durch die Gleichung

$$f_a = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi + 2c \cdot \cos \varphi} \quad (4)$$

errechnen. Diese Definition des aktuellen Ausnutzungsgrades wird bevorzugt, da sie anschaulicher und einfacher ist, als der bei Duncan und Chang (1970) definierte "stress level". Die beiden Größen unterscheiden sich jedoch für die praktische Berechnung unwesentlich, und stimmen für die Grenzzustände $f_a = 0$ und $f_a = 1$ überein (Bild 17).

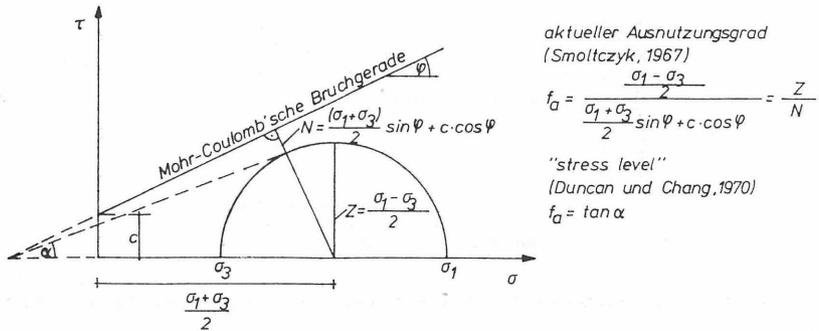


Bild 17: Definition des Ausnutzungsgrades für die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung

Czapla (1979) hat darauf hingewiesen, daß eine steigende Hauptspannungsdifferenz bei gleichzeitig sinkendem Ausnutzungsgrad als erstmalige Belastung für ein Bodenelement betrachtet werden soll. Danach sind im Bild 18 die möglichen Spannungswege dargestellt.

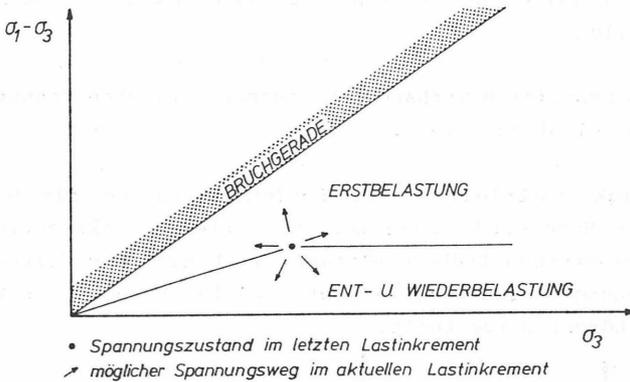


Bild 18: Mögliche Spannungswege eines Dammelementes

Die Bedingungen für die Entlastung sind erfüllt, wenn der aktuelle Ausnutzungsgrad kleiner als der bisher größte und die aktuelle Hauptspannungsdifferenz kleiner als diejenige beim letzten Lastinkrement sind.

Hingegen ist bei steigender Hauptspannungsdifferenz dann der Spannungsweg für Wiederbelastung einzuschlagen, wenn bereits beim aktuellen Lastinkrement mit Ent- oder Wiederbelastung gerechnet worden ist und die aktuelle Hauptspannungsdifferenz kleiner ist als diejenige zu Beginn des letzten Entlastungsvorganges.

Alle anderen Fälle werden als Erstbelastung behandelt, wenn nicht der Bruchzustand eingetreten ist.

3.1.3 Für die Berechnung ausgewählte Stoffkennwerte

Für den hier behandelten Damm wurden die Schüttmaterialien nach folgenden Kriterien ausgewählt:

1. Die Materialien sollen typische Schüttstoffe im Dammbau darstellen.
2. Die im Schrifttum vorhandenen bodenmechanischen Kennwerte müssen vollständig sein.

Die Häufigkeitsverteilung der Schüttmaterialien für Dämme über 100 m Höhe wurde untersucht und unter Berücksichtigung der zu erwartenden Erdbeben-Intensität I nach der Weltkarte der Erdbebengefährdung (1978) auf Bild 19 getrennt für Kern und Stützkörper dargestellt.

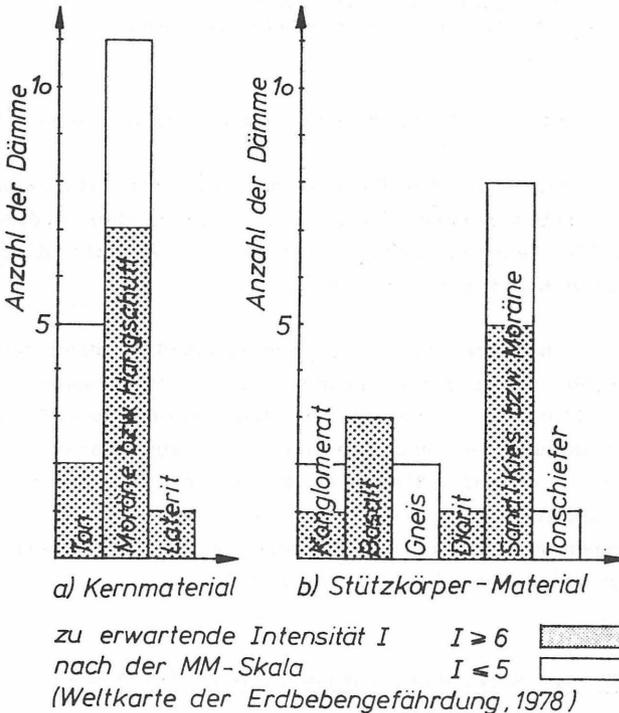


Bild 19: Übliche Schüttmaterialien in ausgeführten hohen Dämmen ($H > 100$ m)

Als Schüttmaterialien für die Berechnung des untersuchten Dammes wurden Basalt (Marsal, 1967) für die Stützkörper und Moräne (Insley und Hillis, 1965) für den Dichtungskern ausgewählt.

Ausgewertet wurden die Versuchsergebnisse von Marsal (1967) für San Francisco-Basalt (Stützkörper), welcher eine unwesentliche Kornzertrümmerung aufweist und dessen Porenzahl sich nur geringfügig bei zunehmendem Seitendruck verändert (Bild 20 und 21).

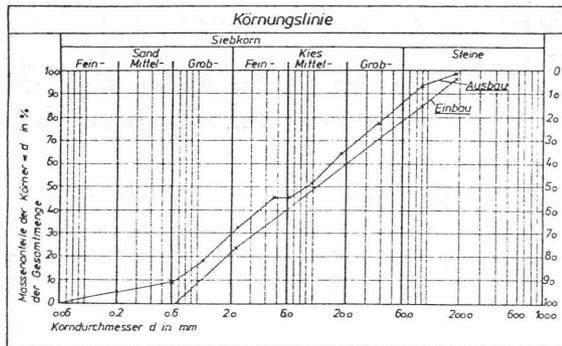


Bild 20: Kornverteilungskurven beim Einbau und Ausbau des Stützkörpermaterials - San Francisco-Basalt - (aus Marsal, 1967).

Die im Triaxialversuch für Basalt und Moräne gemessenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und die zugehörigen analytischen Beziehungen nach dem Stoffgesetz von Duncan und Chang sind im Bild 22 dargestellt. Zusätzlich ist im Bild 23 die Abhängigkeit des Verformungsmoduls von der Hauptspannungsdifferenz und der Porenzahl gezeigt.

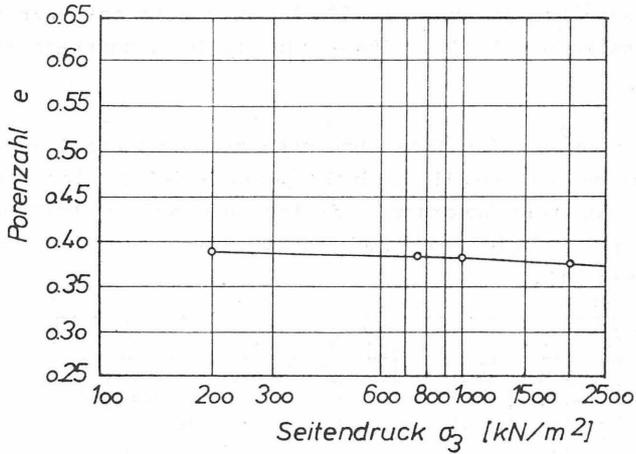


Bild 21: Veränderung der Porenzahl in Abhängigkeit von dem Seitendruck des Stützkörpermaterials (San Francisco-Basalt; Marsal, 1967)

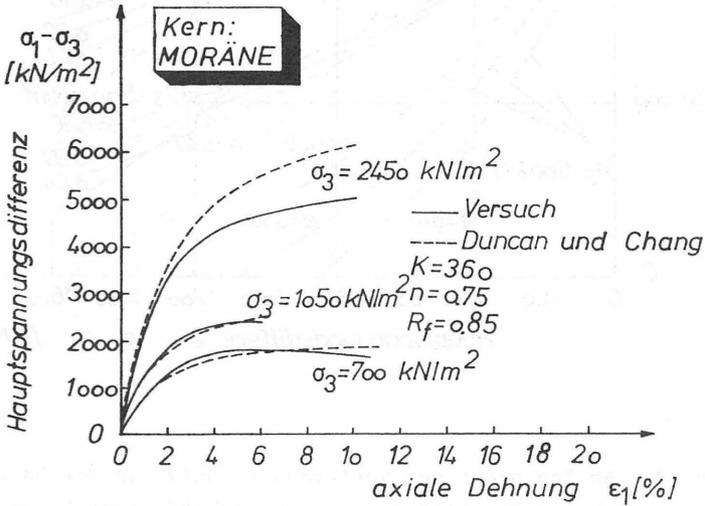
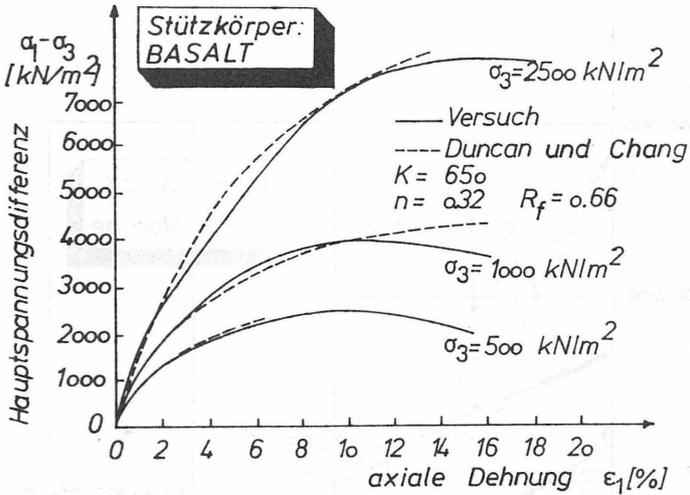


Bild 22: Vergleich der Druck-Setzungslinien von Triaxialversuchen mit der analytischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Marsal, 1967; Insley und Hillis, 1965)

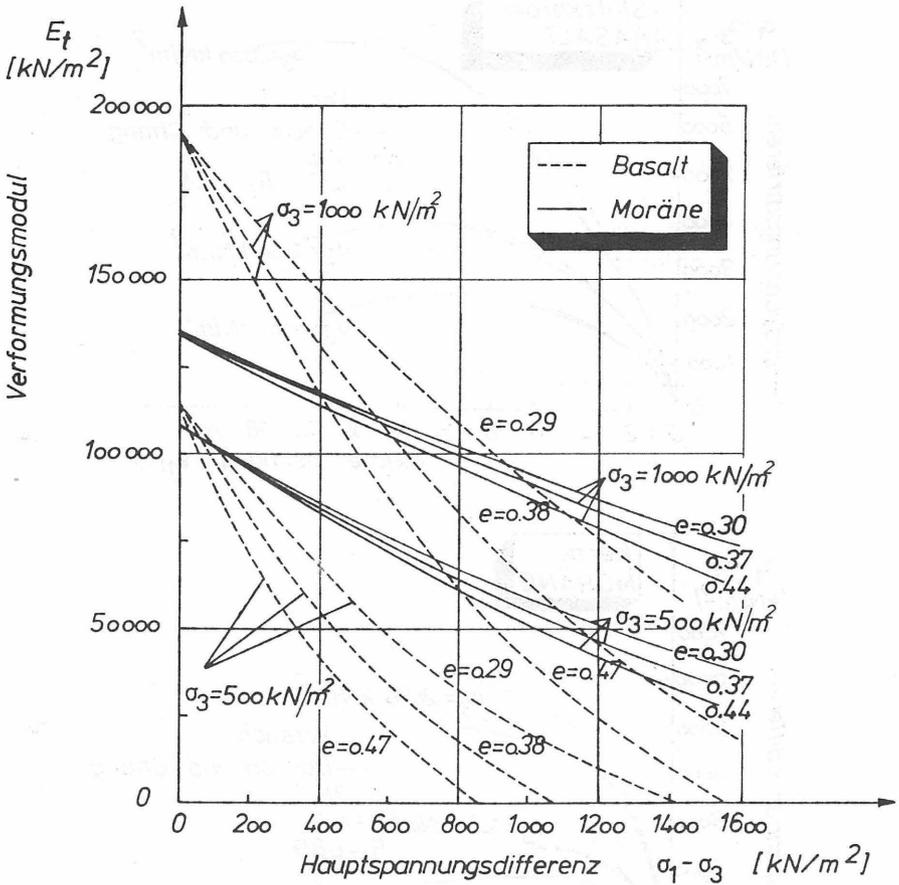


Bild 23: Abhängigkeit des Verformungsmoduls von der Hauptspannungsdifferenz bei unterschiedlicher Porenzahl und bei unterschiedlichem Seitendruck.

3.2 Dynamisches Verhalten

3.2.1 Experimentelle Ergebnisse

Die mechanischen Eigenschaften der Schüttmaterialien unter Erdbebenbelastung lassen sich nach Lorenz und Klein (1980) durch dynamische Laborversuche ermitteln (Bild 24). Das hierfür erforderliche, anzuwendende Untersuchungsverfahren wird von den Korndurchmessern der Schüttmaterialien bestimmt (Bild 25).

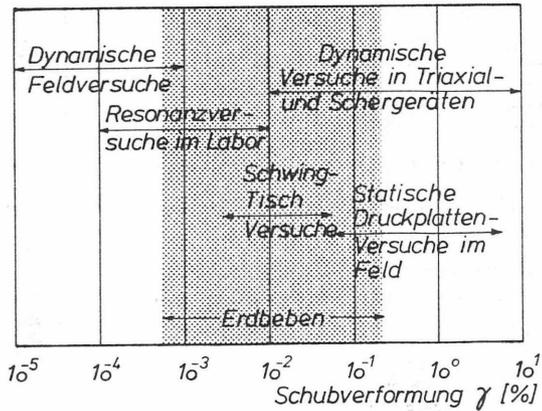
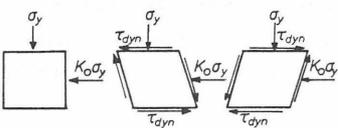
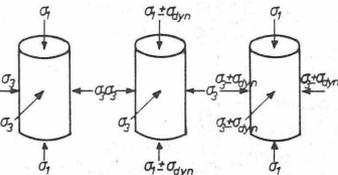
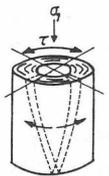


Bild 24: Verformungsbereich für dynamische Bodenuntersuchungen (Lorenz und Klein, 1980).

VERSUCHSART	BELASTUNGSART	A.) DIREKTE MESSUNG B.) ABGELEITETE GRÖSSE	SCHUB- VERFORMUNG %	SCHÜTTMATERIAL d: KORNDURCHMESSER
DYNAMISCHER TRIAXIAL-VERSUCH	 <p>SENKRECHTE UND TANGENTIALE BEANSPRUCHUNG UNTER VARIABLEN SPANNUNGSZUSTÄNDEN</p>	A.) VERFORMUNGEN, SPANNUNGEN, PORENWASSER- DRÜCKE (SPANNUNGS- VERFORMUNGS-LINIE) B.) SCHUBMODUL, DÄMPFUNG, QUER- DEHNUNGSZAHL	10 ⁻² BIS 5	TON, SAND, KIES, STEINE* d < 200 MM
DYNAMISCHER EINFACHER SCHERVERSUCH	 <p>SCHUBBEANSPRUCHUNG UNTER EINAXIALER BELASTUNG UND BEHINDERTER SEITENDEHNUNG</p>		10 ⁻² BIS 5	TON, SAND, KIES, STEINE* d < 200 MM
DYNAMISCHER TORSIONS-VERSUCH	 <p>TORSIONSBEANSPRUCHUNG UND EINAXIALE BELASTUNG</p>		10 ⁻³ BIS 5	TON, SAND d < 2 MM

* ABHÄNGIG VON DER GRÖSSE DES GERÄTES

Bild 25: Untersuchungsverfahren zur Bestimmung der dynamischen, bodenmechanischen Eigenschaften.

Das Spannungs-Verformungs-Verhalten einer dynamisch erregten Bodenprobe wird durch eine Anzahl von Entlastungs- und Wiederbelastungsästen dargestellt (Bild 26).

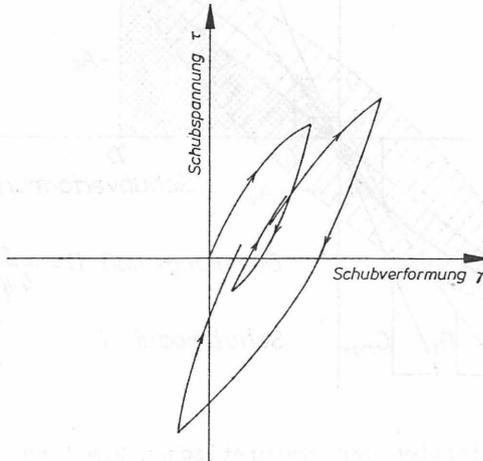


Bild 26: Spannungs-Verformungs-Verhalten des Bodens bei zyklischer Belastung.

Bei der deviatorischen Verformung des Bodens treten in den Kontaktflächen der Körner Schubverformungen auf, die bei der Entlastung nicht wieder vollständig zurückgehen. Aufgrund dieses Vorgangs und anderer, noch nicht vollständig erforschter Plastifizierungserscheinungen an den Kornoberflächen dissipiert der Boden bei Verformung Energie und besitzt bei zyklischer Belastung eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung näherungsweise in Form einer Hysterese-Schleife (Bild 27).

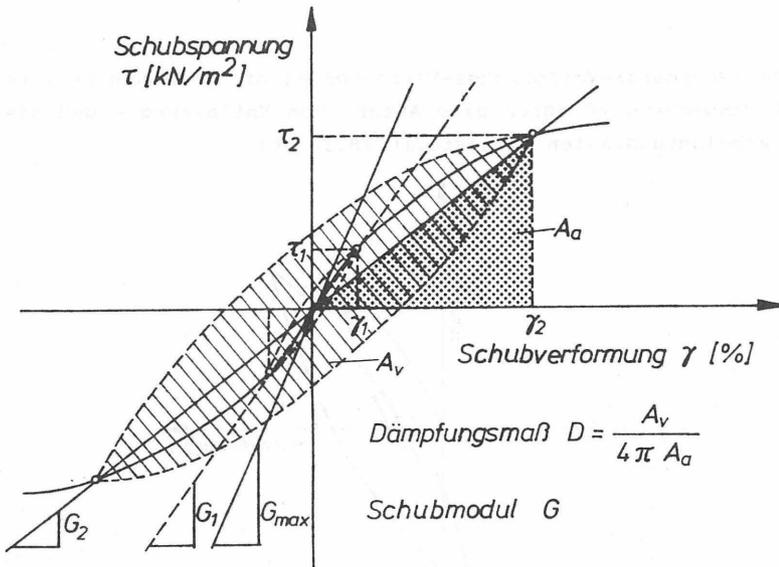


Bild 27: Definition der hysteretischen Dämpfung und des Schubmoduls aus der Hysterese-Schleife

Die umschriebene Fläche A_v ist ein Maß für die absorbierte Verformungsenergie während eines Belastungszyklus. Setzt man sie in Beziehung zur entsprechenden, bei einer statischen Belastung für die Amplitude der Schubverformung γ und die zugehörige Schubspannung τ verrichteten Arbeit A_d , so ergibt sich das Dämpfungsmaß D - auch äquivalentes, viskoses Dämpfungsmaß nach Hardin und Drnevich (1972) - zu:

$$D = \frac{A_v}{4 \cdot \pi \cdot A_d} \quad (5)$$

Da ein lineares Verhältnis zwischen A_v bzw. D und der Erregerfrequenz Ω nicht nachgewiesen werden konnte (Hardin und Drnevich, 1972), wird D als von Ω unabhängig angenommen. In diesem Fall spricht man von der hysteretischen Dämpfung. Die

zweite Größe, die man aus der Hysterese-Schleife ableiten kann, ist der Schubmodul. Dieser gibt die Beziehung zwischen Schubverformung γ und Schubspannung τ durch die Neigung der Sekante an, die die Eckpunkte der Hysterese-Schleife verbindet (Bild 27):

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (6)$$

Seed und Idriss (1970) und Hardin und Drnevich (1972) beschrieben eine Reihe von Versuchen mit bindigen und nichtbindigen Böden. Grundsätzlich gilt, daß mit zunehmender Schubverformung der Schubmodul abnimmt und die hysteretische Dämpfung zunimmt (Bild 28).

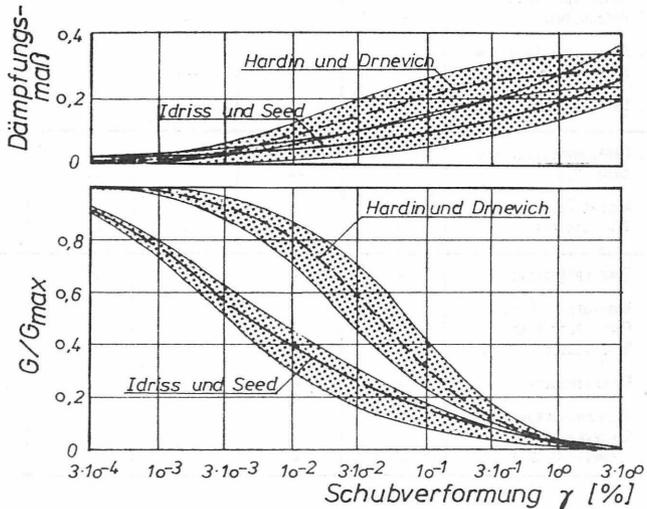


Bild 28: Schubmodul und Dämpfung in Abhängigkeit von der Schubverformung

Diese beiden entscheidenden dynamischen Bodenkennwerte werden allerdings auch von anderen Parametern der Bodenstruktur beeinflusst. Für einen relativ homogenen Boden unterscheidet

man rund zehn Parameter. Hardin und Drnevich (1972) stellten die unterschiedlichen Parameter zusammen und bewerteten ihren Einfluß (Bild 29).

EINFLUSSPARAMETER	SCHUBMODUL		DÄMPFUNG		BEWERTUNG
	SANDE	BINDIGE BÖDEN	SANDE	BINDIGE BÖDEN	PUNKTE
1. AMPLITUDE DER SCHUBVERFORMUNG γ	+++	+++	+++	+++	12
2. MITTLERE EFFEKTIVE HAUPTSPANNUNG σ'_m	+++	+++	+++	+++	12
3. PORENZAHL e	+++	+++	+++	+++	12
4. OKTAEDERSCHUBSPANNUNG τ_{okt}	++	++	++	++	8
5. SCHERFESTIGKEIT REIBUNGSWINKEL φ	++	++	++	++	8
6. ANZAHL DER BELASTUNGSZYKLEN N	+	+	+++	+++	8
7. SÄTTIGUNGSGRAD S_r	+	+++	++	0	6
8. ÜBERKONSOLIDIERUNGSGRAD OCR	+	++	+	++	6
9. ANDERE ZEITEFFEKTE (THIXOTROPIE)	+	++	+	++	6
ERREGERFREQUENZ f	+	+	+	++	5
KORNAUFBAU, GRÖSSE, FORM, ABSTUFUNG, MINERALOGIE	+	+	+	+	4
BODENSTRUKTUR	+	+	+	+	4
VOLUMENÄNDERUNG DURCH SCHUBVERFORMUNG ($f_{UR} < 0,5\%$)	0	+	0	+	2

- +++ GROSSE BEDEUTUNG
- ++ MITTLERE BEDEUTUNG
- + GERINGE BEDEUTUNG
- 0 NOCH NICHT UNTERSUCHT

Bild 29: Zusammenstellung und Bewertung der Einflußparameter auf den Schubmodul und die Dämpfung nach Hardin und Drnevich (1972)

Demnach hängen Schubmodul und Dämpfung im wesentlichen von der Schubverformung γ , der mittleren effektiven Hauptspannung σ'_m und der Porenzahl e ab. Für die Dämpfung ist außerdem die Anzahl der Belastungszyklen N maßgebend und der Sättigungsgrad S_r besitzt bei wassergesättigten bindigen Böden ebenfalls eine große Bedeutung. Hardin und Drnevich (1972) beschrieben die wichtigsten Abhängigkeiten wie folgt:

- Mit zunehmender Amplitude der Schubverformung nimmt der Schubmodul rasch ab und die Dämpfung zu. Bei kleinen Schubverformungen $\gamma < 10^{-3}$ % ist diese Abnahme für eine geringe mittlere effektive Hauptspannung und große Porenzahl steiler.
- Der Schubmodul wächst und das Dämpfungsmaß fällt mit zunehmender mittlerer effektiver Hauptspannung.
- Für ungestörte bindige Böden nehmen mit zunehmender Porenzahl der Schubmodul und das Dämpfungsmaß ab.
- Der Schubmodul fällt mit zunehmender Anzahl der Belastungszyklen.
- Ungesättigte Böden haben einen verminderten Schubmodul.

Andersen, Pool, Brown & Rosenbrønd (1980) behandelten in einer umfangreichen Untersuchung das Verhalten von Drammen Ton unter zyklischer Beanspruchung. Die wichtigsten Tendenzen dabei sind:

- Der mittlere Porenwasserdruck u_m und die zyklische bzw. mittlere axiale Dehnung ϵ_1 hängen von der Zahl der Belastungszyklen N und dem Verhältnis τ/c_u der Schubspannung τ und der undränierten Scherfestigkeit c_u ab.
- Triaxial- oder Scherversuche beeinflussen unterschiedlich die Entwicklung der Porenwasserdrücke.
- Bei großen Dehnungen kann eine Dilatanz des Materials den aufgebauten mittleren Porenwasserdruck herabsetzen und so einen Festigkeitsanstieg auslösen.

Matsui, Ohara und Ito (1980) bzw. Özaydin und Erguvanli (1980) leiteten aus Versuchen mit Senri Ton bzw. Kaolin-Ton folgende Ergebnisse ab:

- Der Anstieg des Porenwasserdrucks u_m und der zyklischen Schubverformung γ wächst mit abnehmender Erregerfrequenz. Natürlich sind beide Parameter auch von der Zahl der Belastungszyklen N abhängig. Die ähnlichen Verläufe von Porenwasserdruck und zyklischer Schubverformung lassen auf eine gegenseitige Abhängigkeit schließen.
- Wird u_m mit dem effektiven isotropen Druck σ'_m normalisiert und über der Zahl der Belastungszyklen N aufgetragen, so kann kein Einfluß von σ'_m auf u_m festgestellt werden.
- Das zyklische Schubspannungsverhältnis τ/c_u beeinflusst deutlich den Aufbau von überschüssigem Porenwasserdruck und bestimmt, wie schnell dieser Druck ansteigt.
- Der nach zyklischer Belastung verbleibende Porenwasserdruck u_m kann, zur größten zyklischen Schubverformung γ_{max} in Beziehung gesetzt werden.
- Nach zyklischer Belastung sind die undrainierte Scherfestigkeit c_u und der Verformungsmodul deutlich abgesunken. Der relative Verlust hängt vom aufgebauten Porenwasserdruck ab.

3.2.2 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

Für das hier vorgestellte Berechnungsverfahren wird die hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Hardin und Drnevich (1972) ausgewählt. Sie ist aus folgenden Gründen vorteilhaft:

1. Die erforderlichen Stoffparameter lassen sich im Labor in dynamischen Triaxialversuchen verhältnismäßig einfach ermitteln.
2. Umfangreiche experimentelle Untersuchungen - u.a. Hardin und Drnevich (1972) (S. 43ff), Seed und Idriss (1970) (S.49ff) - lassen den Schluß zu, daß bei geringen Schubverformungen $\gamma < 10^{-3}$ der Boden durch das Stoffgesetz von Hardin und Drnevich wirklichkeitsnah beschrieben werden kann. Richart (1975) stellt die Ergebnisse dieser Untersuchungen in einer Veröffentlichung zusammen.
3. Durch die nichtlineare hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird das zeitabhängige Schwingungsverhalten eines Erddammes während der Erdbebenbelastung genauer verfolgt.
4. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung läßt sich rechentechnisch in einfacher Weise nutzen.

Stoffgesetz von Hardin und Drnevich (1972)

Hardin und Drnevich (1972) haben eine dynamische Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Abhängigkeit des Schubmoduls und des Dämpfungsmaßes von der Schubverformung ähnlich der nach Kondner (1963) für statische Belastungen eingeführt.

Bei einem Versuch mit konstanter Anzahl von Belastungszyklen liegen die Umkehrpunkte aller Hysterese-Schleifen bei unterschiedlichen Schubverformungen entlang einer sogenannten "Rückgratkurve" (Bild 30).

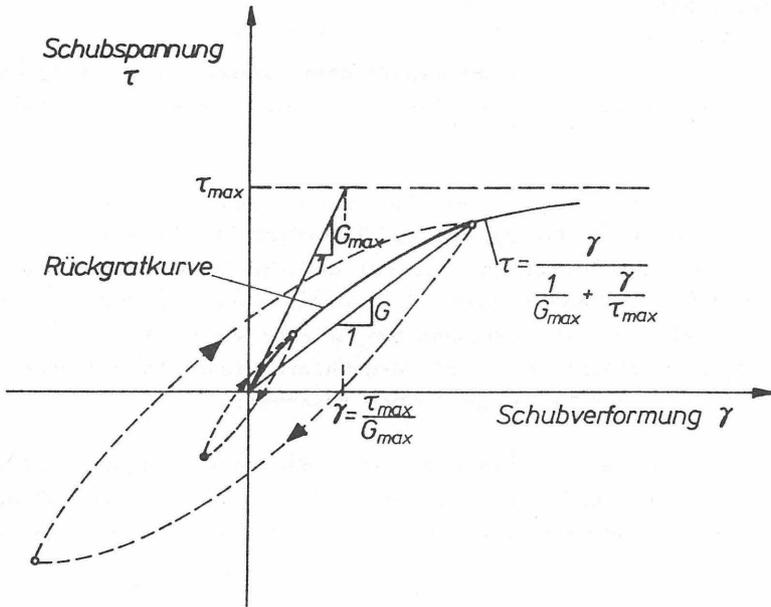


Bild 30: Rückgratkurve der Hysterese-Schleifen nach Hardin und Drnevich (1972)

Mathematisch lässt sich die "Rückgratkurve" durch eine Beziehung erfassen, die die größte auftretende Schubspannung τ innerhalb eines Belastungszyklus mit der zugehörigen Schubverformung γ verknüpft.

Mit

G_{max} = größter Schubmodul bei kleinsten Schubverformungen
($\gamma \leq 10^{-4}$ %)

τ_{max} = größte aufnehmbare Schubspannung

erhält man

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (7)$$

Der größte Schubmodul bei kleinsten Schubverformungen G_{max} wird aus Laborversuchen oder näherungsweise durch folgende Beziehungen ermittelt:

Mit $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$, d.i. (kN/m²)
die mittlere effektive Hauptspannung

e = Porenzahl (-)

OCR = Überkonsolidierungsgrad; (-)
Verhältnis größter Vorbelastung zu tatsächlicher Belastung (im Dammbau OCR = 1)

K = stoffabhängiger Exponent, (-)
abhängig von der Plastizitätszahl I_p

erhält man

a) für bindige Böden:

$$G_{max} = 3231 \frac{(2973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^K (\sigma'_m)^{1/2} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (8)$$

b) für nichtbindige Böden

$$G_{max} = 3231 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{1/2} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (9)$$

Für die Berechnung der größten Schubspannung τ_{max} wird die Bruchbedingung von Mohr-Coulomb zugrunde gelegt. Hardin und Drnevich (1972) setzen den Erdruhedruckzustand $K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$ voraus und geben folgende Beziehung für τ_{max} an:

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{1+K_o}{2} \cdot \sigma_y \cdot \sin \varphi' + c' \cdot \cos \varphi'\right)^2 - \left(\frac{1-K_o}{2} \cdot \sigma_y\right)^2} \quad (10)$$

Da im Damm unter statischen Bedingungen kein konstantes Verhältnis $K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$ vorhanden ist, muß das ortsabhängige Verhältnis $\frac{\sigma_x}{\sigma_y}$ für K_o eingeführt werden. Mit dem in Bild 31 dargestellten Mohrschen Kreis wird der primäre Spannungszustand eines Bodenelementes im Damm beschrieben. Unter Erdbebenbelastung steigt im wesentlichen die Schubspannung an und die waagerechte und senkrechten Spannungen verändern sich nur geringfügig. Demnach leitet sich die größte aufnehmbare Schubspannung τ_{max} nach dem Satz des Pythagoras aus dem Mohrschen Kreis um M ab, der die Mohr-Coulomb-Bruchgerade in T berührt (Bild 31).

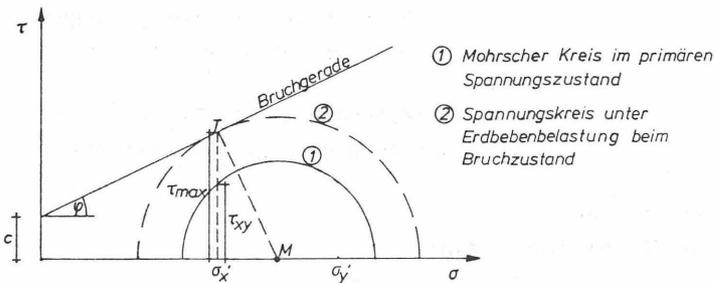


Bild 31: Bestimmung der größten aufnehmbaren Schubspannung τ_{max} in einem Bodenelement des Damms unter Erdbebenbelastung

Die daraus folgende Beziehung lautet:

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi\right)^2 - \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2} \quad (11)$$

Führt man noch den Quotienten $\gamma_r = \tau_{\max}/G_{\max}$ als Referenzschubverformung ein, so kann die Schubverformung in normierter Form dargestellt werden. Die Referenzschubverformung ist geometrisch diejenige Schubverformung, bei der sich die Gerade mit der Steigung G_{\max} und die waagerechte Gerade von τ_{\max} schneiden (Bild 30). Die Beziehung zwischen dem Schubmodul G und der Schubverformung γ lautet:

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (12)$$

Aus der Hysterese-Schleife ermittelt man das Dämpfungsmaß D der hysteretischen Dämpfung in Abhängigkeit von der Schubverformung und dem größten Dämpfungsmaß D_{\max} zu:

$$D = \frac{D_{\max} \gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (13)$$

Da bei bindigen und nichtbindigen Böden Abweichungen von den Beziehungen der Gleichungen (12) und (13) festgestellt wurden (Bild 32), ersetzen Hardin und Drnevich den Quotienten γ/γ_r durch die hyperbolische Schubverformung γ_h mit den empirischen Bodenparametern a und b (Bild 33).

Mit γ_h = hyperbolische Schubverformung
 a, b = Bodenkennwerte
 e = Basis des natürlichen Logarithmus
gilt

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \cdot (1 + a e^{-b(\gamma/\gamma_r)}) \quad (14)$$

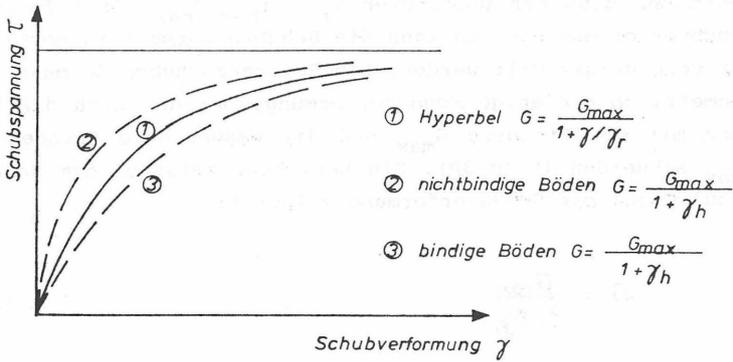


Bild 32: Abweichung der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung von der Hyperbel

Bodenart	dynamische Bodenkenn- werte	Parameter nach Hardin und Drnevich	
		a	b
nicht- bindige Böden	Schubmodul	$a = -0,5$	$b = 0,16$
	Dämpfung	$a = 0,6(N^{-1/6}) - 1$	$b = 1 - N^{-1/12}$
gesättigte bindige Böden	Schubmodul	$a = 1 + 0,25(\log N)$	$b = 1,3$
	Dämpfung	$a = 1 + 0,2(f^{1/2})$	$b = 0,2f(e^{-\sigma'_m}) + 2,25\sigma'_m + 0,3(\log N)$

N: Zahl der Belastungszyklen

f: Erregerfrequenz

σ'_m : mittlere effektive Hauptspannung

Bild 33: Ansätze für die Bodenparameter a und b im Stoffgesetz von Hardin und Drnevich

Stoffansatz von Seed und Idriss (1970)

Idriss und Seed (1970) entwickelten einen vereinfachten Ansatz für den verformungsabhängigen, nichtlinearen Schubmodul G

$$G = 218.9 \cdot K_2 \cdot (\sigma'_m)^{1/2} \quad [kN/m^2] \quad (15)$$

Ein von ihnen eingeführter dynamischer Bodenkennwert K_2 hängt von der Amplitude der Schubverformung γ , von der Porenzahl e , von der effektiven senkrechten Spannung σ'_m , von dem Reibungswinkel φ und vom Beiwert des Erdruhedruckes K_0 ab. Den Einfluß dieser Stoffparameter in Abhängigkeit vom Verformungsbereich auf den dynamischen Bodenkennwert K_2 stellt Bild 34 dar.

EINFLUSS DER STOFFPARAMETER AUF DEN DYNAMISCHEN BODENKENNWERT K_2			
VERFORMUNGSBEREICH	$\gamma < 10^{-3}\%$	$10^{-3}\% < \gamma < 10^{-1}\%$	$\gamma > 10^{-1}\%$
EINFLUSSPARAMETER			
PORENZAHL e	+++	+++	0
EFFEKTIVE SENKRECHTE SPANNUNG σ'_m	0	++	++
REIBUNGSWINKEL φ	0	++	+
BEIWERT DES ERDRUHDRECKES K_0	0	+	+

- +++ GROSSE BEDEUTUNG
- ++ MITTLERE BEDEUTUNG
- + GERINGE BEDEUTUNG
- 0 KEINE BEDEUTUNG

Bild 34: Einfluß der Stoffparameter auf den dynamischen Bodenkennwert K_2 des Stoffgesetzes von Idriss und Seed (1970) in Abhängigkeit vom Verformungsbereich

Man kann zeigen, daß mit zunehmender Porenzahl e bzw. abnehmender bezogener Lagerungsdichte I_D der Schubmodul G abnimmt. Unter diesen Bedingungen neigt das Erdbauwerk zu größeren Verformungen.

3.2.3 Spannungsgeschichte

Jedes belastete Bodenelement im Damm unterliegt während des Erdbebens einer wechselnden Schubbeanspruchung mit veränderlichen Amplituden und Frequenzen (Bild 35).

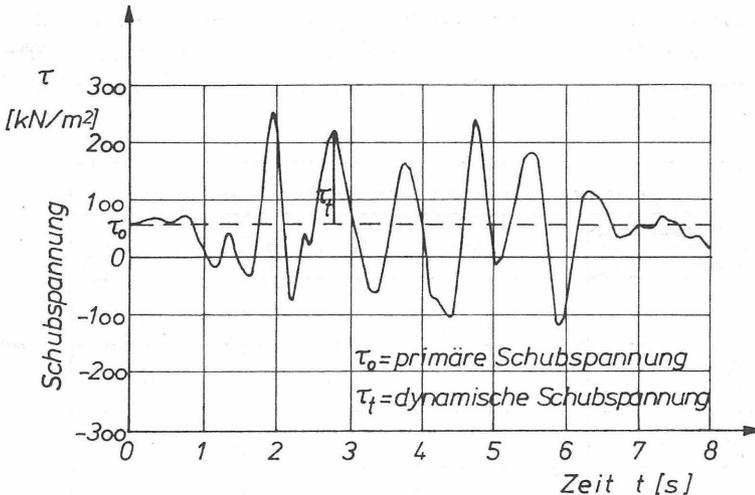


Bild 35: Zeitabhängige Schubbeanspruchung eines Bodenelementes im Damm

Zunächst wird der primäre Spannungszustand des jeweiligen Bodenelementes durch die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Duncan und Chang ermittelt (Punkt A in Bild 36), dann werden die zeitabhängigen Spannungen und Verformungen unter Erdbebenbelastung mit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Hardin und Drnevich errechnet. Dabei wird für den ersten Belastungszyklus der Schubmodul G_{\max} zugrunde gelegt. Der Ver-

formungszyklus einer Hysterese-Schleife ist abgeschlossen und ein neuer Schubmodul $G = \frac{G_{\max}}{1+\gamma_h}$ wird ermittelt, wenn die zeitabhängige Schubverformung γ ihr Vorzeichen zweimal hintereinander verändert (Bild 35).

Den neu errechneten Schubmodul benutzt man weiter, um den Spannungszustand dieses abgeschlossenen Verformungszyklus zu bestimmen.

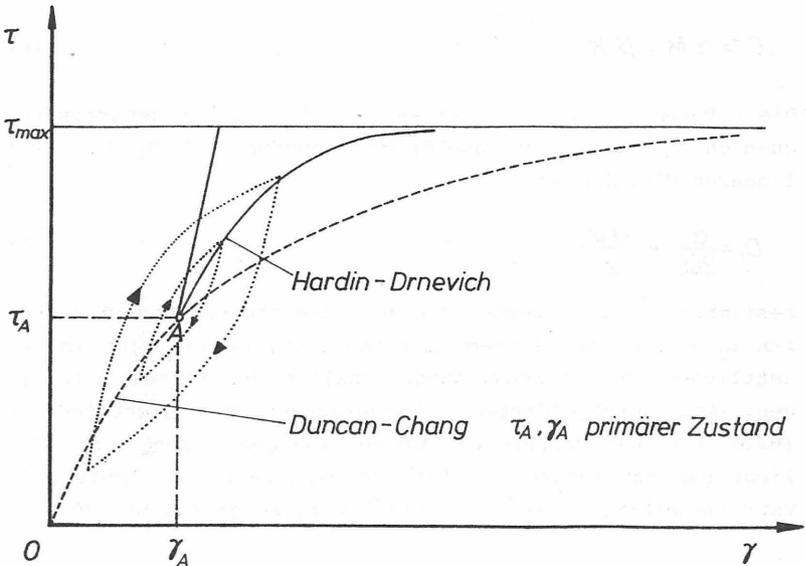


Bild 36: Statische und dynamische Belastungssituation eines Dammelementes

Ähnlich wie bei dem primären statischen Spannungszustand wird durch den aktuellen Ausnutzungsgrad entschieden, ob ein Bodenelement zu Bruch geht oder nicht. Ist ein Bodenelement schon durch den primären Spannungszustand zu Bruch gegangen, so darf es keine Schubspannung durch die Erdbebenbelastung aufnehmen.

3.2.4 Dämpfungsansatz

Die hysteretische Dämpfung wird durch den Rayleigh-Ansatz berücksichtigt. Dieser Ansatz ist für die numerische Anwendung besonders geeignet und setzt sich aus Anteilen der Masse und der Steifigkeit des schwingenden Systems zusammen. Der Anteil der Masse M und der Steifigkeit K wird durch zwei empirische Dämpfungsparameter α und β erfaßt.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (16)$$

Diese Parameter α und β lassen sich für zwei Eigenkreisfrequenzen ω_i bei einem zugehörigen Dämpfungsmaß D_i aus zwei linearen Gleichungen

$$D_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta \omega_i}{2} \quad (17)$$

bestimmen. Hierfür werden die zwei niedrigsten Eigenfrequenzen ω_1 und ω_2 des Systems herangezogen, da sie sich im wesentlichen an dem Schwingungsverhalten des Damms beteiligen. Aus durchgeführten Laborversuchen mit nichtbindigen (Bild 37) und wassergesättigten bindigen Böden (Bild 38) liegt das Dämpfungsmaß D für die hysteretische Dämpfung im Verformungsbereich $10^{-3} \% < \gamma < 10^{-1} \%$ zwischen 5 % bis 20 %.

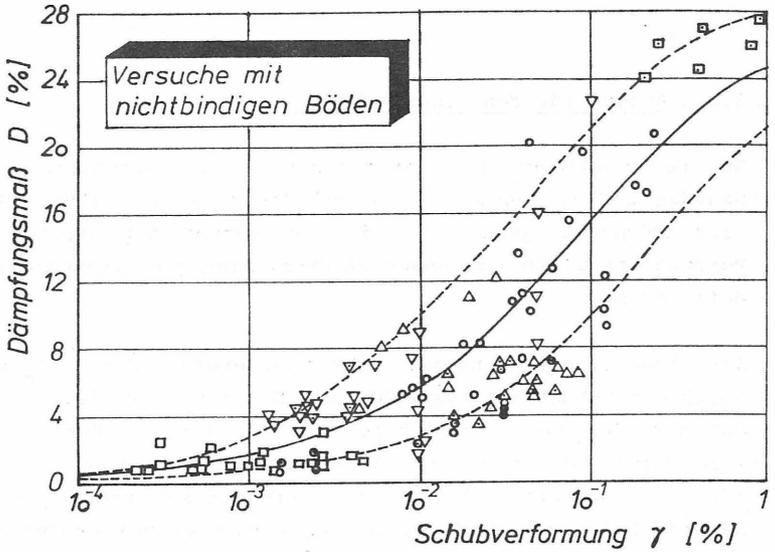


Bild 37: Dämpfungsmaß D für nichtbindige Böden in Abhängigkeit von der Schubverformung (aus Hardin und Drnevich, 1972)

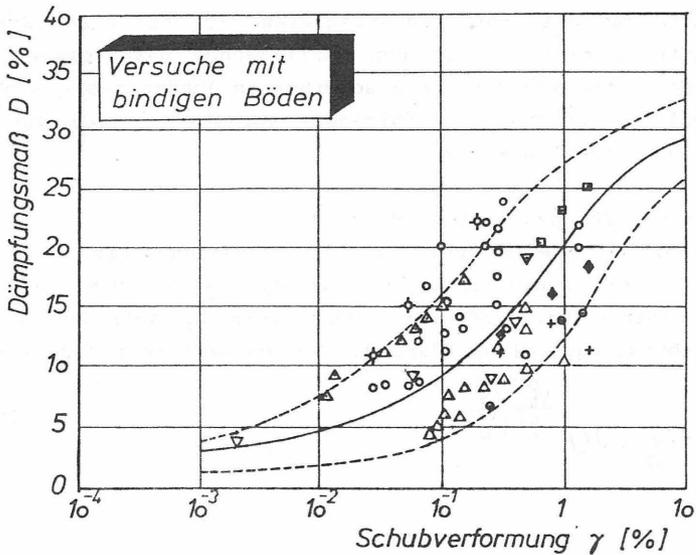


Bild 38: Dämpfungsmaß D für wassergesättigte bindige Böden in Abhängigkeit von der Schubverformung (aus Hardin und Drnevich, 1972)

3.2.5 Ansatz für den dynamischen Porenwasserdruck

Aus den vorliegenden umfangreichen Versuchsergebnissen von Özaydin und Erguvanli (1980) und Matsui et al. (1980) läßt sich folgender Ansatz für die Berechnung der dynamischen Porenwasserdrücke im ungesättigten bindigen Dichtungskern definieren.

Der normalisierte dynamische Porenwasserdruck $U = u/\sigma'_m$ wird durch das Schubspannungsverhältnis $S = \tau/c_u$ dividiert. Trägt man nun $\sqrt{U/S}$ über $\log N$ auf, so läßt sich der Verlauf von $\sqrt{U/S}$ zumindest im Bereich $N > 10$ durch verschiedene Geraden für die einzelnen Schubspannungsverhältnisse recht gut annähern (Bild 39). Sind p_1, p_2, p_3 Parameter des dynamischen Porenwasserdruckes, so kann geschrieben werden

$$\sqrt{\frac{U}{S}} = A(p_2 + p_3 \frac{\tau}{c_u}) \log N = \sqrt{P} \quad (18)$$

Nachdem man das Schubspannungsniveau τ/c_u für einen Zyklus ermittelt, kann man aus den vorliegenden Diagrammen (Bild 39) den dynamischen Porenwasserdruck in Abhängigkeit von der Anzahl der Zyklen nach folgendem Vorschlag von Sarma und Jennings (1980) bestimmen:

Nimmt man für den ersten Zyklus $P_1 = \frac{U_1}{S_1}$ und hat der zweite Zyklus das Schubspannungsverhältnis S_2 , so wäre ein äquivalenter Beiwert $P_{\ddot{a}} = \frac{U_1}{S_2}$ erforderlich, um das gleiche Porenwasserdruckverhältnis $\frac{U_1}{S_1}$ aufzubauen. Die zugehörige äquivalente Zahl der Zyklen ermittelt sich zu:

$$N_{\ddot{a}} = 10^{\frac{\sqrt{P_{\ddot{a}}} - \sqrt{P_1}}{A + B S_2}} \quad (19)$$

Der Zyklus für das Spannungsverhältnis S_2 ist demzufolge $N_{\bar{a}} + 1$ und das entsprechende Porenwasserdruckverhältnis U_2 errechnet sich aus

$$U_2 = \sqrt{p_1 + (p_2 + p_3 S_2) \cdot \log(N_{\bar{a}} + 1)} \cdot S_2 \quad (20)$$

Für die folgenden Zyklen wird entsprechend verfahren.



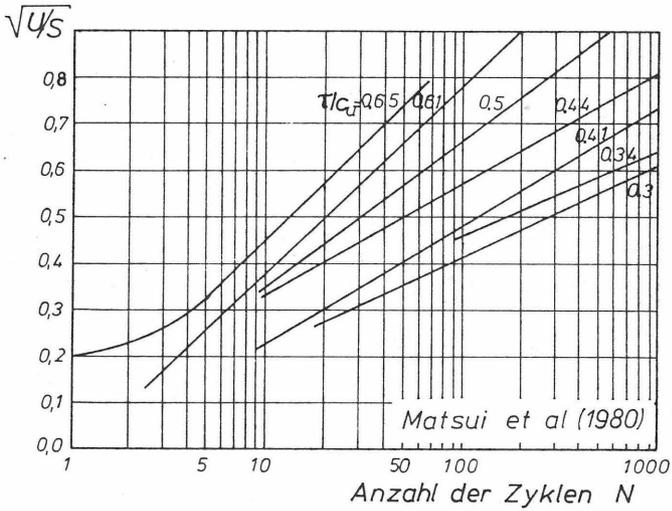
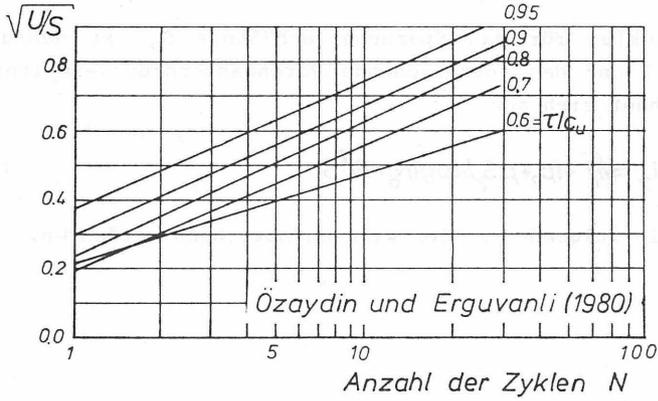


Bild 39: Beziehung zwischen \sqrt{N}/S und N in Abhängigkeit von τ/c_u nach den Versuchsergebnissen von Özaydin und Erguvanli (1980) und von Matsui et al. (1980)

4 Berechnungsverfahren

4.1 Überblick

Grundlage einer jeden dynamischen Berechnung ist ein mathematisches Modell, das die mechanischen Eigenschaften des zu untersuchenden Bauwerkes und die zugehörigen Randbedingungen beschreibt. Dieses Modell soll eine möglichst genaue Darstellung der tatsächlichen Verhältnisse hinsichtlich Geometrie, Material und Belastung beinhalten. Im entwickelten Berechnungsverfahren wird von einem mathematischen Modell auf der Grundlage der finiten Elemente Methode (Kap. 4.2) ausgegangen.

Die Wahl der numerischen Verfahren zur Berechnung des Schwingungsverhaltens und des Spannungs-Verformungs-Verhaltens eines Dammes unter Erdbebenbelastung wird stark von den getroffenen Annahmen und Voraussetzungen beeinflusst. Dabei ergeben sich grundsätzlich die Möglichkeiten der Lösung der Bewegungsgleichung (Kap. 4.3) im Zeitbereich oder im Frequenzbereich. Die Formulierung der Dämpfung und die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bodens unter dynamischer Belastung haben wesentlichen Einfluß auf die Anwendbarkeit der verschiedenen numerischen Verfahren. Die zutreffende unmittelbare Berücksichtigung über die Zeit veränderlicher nichtlinearer Materialeigenschaften ist nur durch eine direkte Integration der Bewegungsgleichung nach einer Lösung im Zeitbereich möglich (Kap. 4.3.2), da die Berechnung im Frequenzbereich lineare Materialeigenschaften voraussetzt.

Eine Anwendung der auf der Lösung im Zeitbereich aufbauenden Verfahren setzt voraus, daß für die direkte Integration eine Dämpfungsmatrix formuliert wird. Diese läßt sich für die hysteretische Dämpfung durch den Rayleigh-Ansatz einfach er-

mitteln, wenn die Eigenkreisfrequenzen des Erdbauwerkes bekannt sind. Hierfür ist jedoch zunächst die Anwendung eines Verfahrens im Frequenzbereich (Kap. 4.3.1), um die erforderlichen Eigenwerte zu bestimmen.

Im folgenden werden die verwendeten numerischen Verfahren vorgestellt und anhand von Untersuchungen an einfachen Beispielen ihre Stabilität und Genauigkeit überprüft.

4.2 Geometrische Diskretisierung

Die Forderungen an das Berechnungsmodell, insbesondere eine wirklichkeitsnahe Darstellung der unterschiedlichen Zonen des Damms und seines Untergrundes in jeder beliebigen geometrischen Form sowie die Berücksichtigung einer nicht-linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Schüttmaterialien werden durch die Diskretisierung mittels finiter Elemente ermöglicht.

Die Grundlagen der Finite-Elemente-Methode als Berechnungsverfahren für stationäre und instationäre Vorgänge sind von Zienkiewicz (1967), Desai/Abel (1972) ausführlich dargestellt worden. Hier wird auf die verwendeten Elementtypen eingegangen, deren Steifigkeitsmatrix nach dem Weggrößenverfahren beim Erfüllen des Prinzips der virtuellen Verschiebungen aufgestellt wird.

Der zugrundeliegende Dammquerschnitt wird diskretisiert, indem er in Dreiecks- und Viereckselemente unterteilt wird. In der Regel kommen nur beliebige Viereckselemente zur Anwendung. Die Dreieckselemente werden dann angewendet, wenn von einer feineren Elementeinteilung auf eine gröbere Elementeinteilung übergegangen werden soll bzw. wenn dies durch die Grenzschichten erforderlich ist.

Zur Berechnung des Verzerrungs- und Spannungszustandes im jeweiligen Element wird eine Ansatzfunktion über die Seitenlänge vereinbart.

Nach der Theorie der Finiten-Elemente (Zienkiewicz (1967)) ist eine problemgerechte Ansatzfunktion zu wählen. Sie ist von der Form des Elementes und vom behandelten Problem abhängig. Gewählt wurde ein linearer Verschiebungsansatz für das Dreieckselement und ein bilinearer Verschiebungsansatz

für das Viereckselement. Sie ermöglichen die Knotenverschiebungen und Elementspannungen mit ausreichender Genauigkeit zu errechnen. Ansatzfunktionen von höherer Ordnung sind erfahrungsgemäß für Grundbauaufgaben mit den vorhandenen Kenntnissen über das Stoffverhalten nicht zu rechtfertigen und bringen einen übermäßigen rechnerischen Aufwand mit sich, ohne wesentlich genauere Ergebnisse zu liefern.

Beide oben genannte Elementtypen werden sowohl für die statische als auch für die dynamische Untersuchung verwendet. Sie verfügen über die gleiche geometrische Steifigkeitsmatrix. Die nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird implizit durch inkrementelle Lastaufbringung erfaßt.

4.2.1 Beschreibung der verwendeten Elementtypen

Viereckselemente

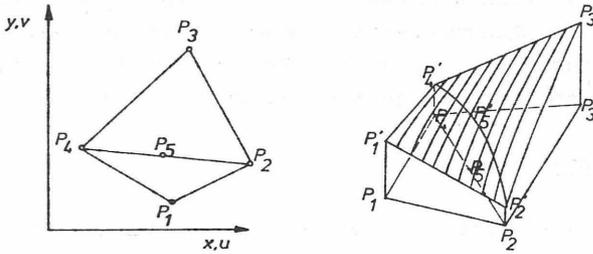
Das verwendete Viereckselement setzt sich aus zwei Teildreiecken zusammen, welche außer den drei Eckpunkten noch einen vierten Knotenpunkt in der Mitte der gemeinsamen Grundlinie besitzen (Bild 40)

Im jeweiligen Teildreieck werde für die Verschiebungsfunktionen u und v eine bilineare Ansatzfunktion angenommen in der Form

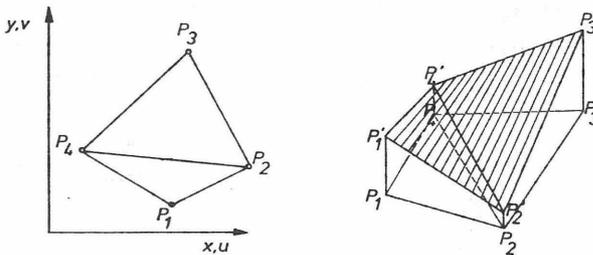
$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2x + a_3y + a_4xy \\ v &= b_1 + b_2x + b_3y + b_4xy \end{aligned} \quad (21)$$

Diese Ansatzfunktionen beschreiben eine lineare und verträgliche Veränderung der Verschiebungen auf den Seiten P_1P_2 , P_2P_3 , P_3P_4 und P_4P_1 und eine parabolische Veränderung

der Verschiebungen auf der Seite $P_2P_5P_4$ (Bild 40). Durch die drei Knotenpunkte auf der gemeinsamen Grundseite wird die Verträglichkeit der Verschiebungen zwischen den beiden Teildreiecken ausreichend aufrechterhalten.



a) verwendetes Viereckselement



b) übliches Viereckselement

Bild 40: Viereckselement und qualitative Darstellung der virtuellen Ansatzfunktion

Wilson (1968) beschreibt den Weg, um die Steifigkeitsmatrix auf Elementebene aufzubauen. Aus den 8×8 Steifigkeitsmatrizen der beiden Teildreiecke baut sich eine 10×10 Steifigkeitsmatrix für das Viereckselement auf, die durch Elimination des fünften Knotenpunktes nach dem Gaußschen-

Algorithmus eine 8x8 Steifigkeitsmatrix für das Viereckselement darstellt.

Dieser Elementtyp unterscheidet sich gegenüber dem üblichen Viereckselement mit einem bilinearen Verschiebungsansatz dadurch, daß die Formfunktion über dem gesamten Element keine Ebene sondern eine gekrümmte Fläche darstellt (Bild 40). Demnach wird der Spannungs- und Verzerrungszustand des jeweiligen Elementes mit geringerem Rechenaufwand bei einer größeren Elemententeilung genauer erfaßt.

Dreieckselemente

Bei den Dreieckselementen handelt es sich um einfache Dreiecke mit drei Knotenpunkten (Bild 41). Gewählt wurden lineare Ansatzfunktionen für die Verschiebungen, in der Form

$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2x + a_3y \\ v &= b_1 + b_2x + b_3y \end{aligned} \quad (22)$$

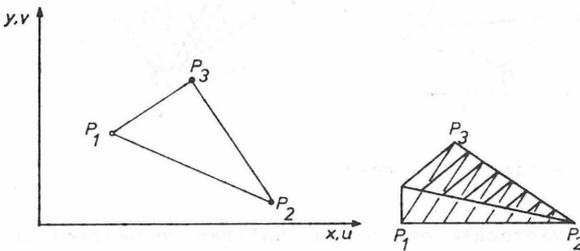


Bild 41: Verwendetes Dreieckselement und qualitative Darstellung der virtuellen Ansatzfunktion

4.2.2 Randelemente

Schneidet man aus dem Kontinuum einen Bereich aus, so sind an den Randelementen des FE-Netzes Randbedingungen anzusetzen, welche die geometrischen und dynamischen Zwänge erfassen sollen und die an den Schnittflächen sich tatsächlich abspielenden Vorgänge wiedergeben. Bei ebenen dynamischen Problemen unterscheidet man (Bild 42):

- Randbedingungen nach der Verschieblichkeit der Randknoten
- viskose Randbedingungen durch angeordnete viskoelastische Dämpfer
- konsistente Randelemente mit frequenzabhängiger Steifigkeit

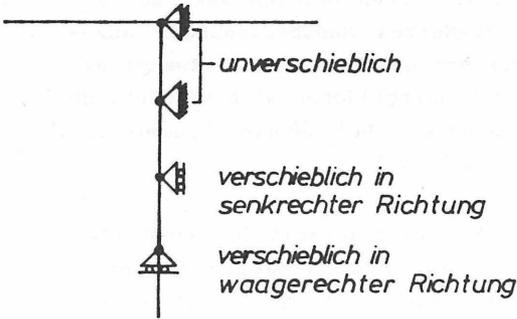
Die viskosen Randbedingungen und die konsistenten Randelemente finden bei der Berechnung stationärer Wellenfelder Anwendung, an deren Rändern keine Unverschieblichkeit oder Spannungsfreiheit vorgeschrieben werden darf, da sie zu Reflexionen führen.

Bei den viskosen Randbedingungen werden die Schnittspannungen an den Randelementen in Abhängigkeit von den Elastizitätsparametern des Bodens ρ , v_p bzw. v_s und der errechneten Schwinggeschwindigkeit in normaler und tangentialer Richtung ermittelt (Bild 42,b).

Da die Schnittspannungen von den Verschiebungen abhängen, werden bei den konsistenten Randelementen die Randverschiebungen durch Multiplikation einer Einflußmatrix mit dem tatsächlichen äußeren Kraftvektor berechnet. In der Einflußmatrix werden alle Vektoren der Randverschiebungen zusammengefaßt, die durch die Wirkung einer Kraft der Größe "1" im i-ten Freiheitsgrad ermittelt werden. Die Inverse der Einflußmatrix, die sogenannte Rückwirkungsmatrix, stellt die gesuchte Randbedingung (Bild 42,c).

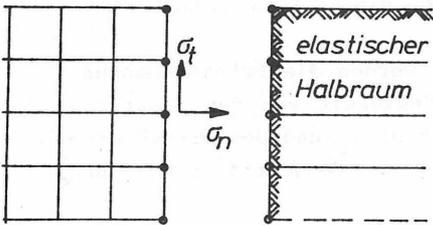
Sowohl die viskosen Randbedingungen als auch die konsistenten Randelemente können nur bei der Berechnung dynamischer

Vorgänge nach Lösungsverfahren im Frequenzbereich angewendet werden, da die Gültigkeit des Superpositionsgesetzes vorausgesetzt wird.



a Randbedingungen nach der Verschieblichkeit der Randknoten

b Viskose Randbedingungen
(Lysmer und Kuhlemeyer, 1969)

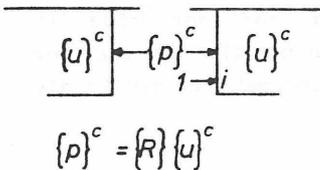


ρ : Dichte
 v_p : Geschwindigkeit der Kompressionswelle
 v_s : Geschwindigkeit der Scherwelle
 \dot{u}_n : Normalgeschwindigkeit
 \dot{u}_t : Tangentialgeschwindigkeit
 a, b : dimensionslose Parameter

$$\sigma_n = a \cdot \rho \cdot v_p \cdot \dot{u}_n$$

$$\sigma_t = b \cdot \rho \cdot v_s \cdot \dot{u}_t$$

c Konsistente Randelemente
(Haupt, 1978)



$\{u\}^c$ = Vektor der Verschiebung
 $\{p\}^c$ = Vektor der Knotenkräfte
 $\{R\}$ = Matrix der Randbedingungen abhängig von Wellenart, Wellengeschwindigkeit, Ausbreitungsrichtung, Frequenz, Dämpfungsparameter

Bild 42: Möglichkeiten für die Randbedingungen bei ebenen dynamischen Problemen

Bei dem transienten Vorgang eines Erdbebens wird jedoch der Damm durch eine an der Erdoberfläche vorliegende zeitbegrenzte Erregerfunktion erregt. Es findet somit innerhalb des Dammes eine Ausbreitung der seismischen Wellen statt. Diese Wellen reflektieren an der Aufstandsfläche, da Damm und felsiger Untergrund keine homogene Einheit bilden und stark unterschiedliche mechanische Eigenschaften besitzen. Die vorkommenden physikalischen Vorgänge durch die seismische Erregung eines Dammes erlauben daher Randbedingungen mit vorgeschriebener Verschieblichkeit in der Aufstandsfläche anzusetzen (Bild 43). Viskose Randbedingungen und konsistente Randelemente sind nicht erforderlich.

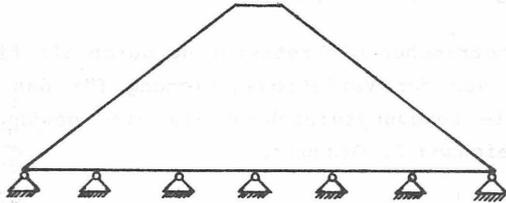


Bild 43: Randbedingungen nach der Verschieblichkeit für den untersuchten Dammquerschnitt.

4.3 Zeitliche Diskretisierung

Die zeitliche Diskretisierung läßt sich auf einfache Weise in einem der geometrischen Diskretisierung folgenden Schritt vollziehen, indem die diskreten Zustandsgrößen als zeitabhängig angesehen werden. Diese Zustandsgrößen befinden sich zu jedem beliebigen Zeitpunkt t im Gleichgewicht. Der Gleichgewichtszustand des jeweiligen Freiheitsgrades lautet:

- $F_M(t)$: Trägheitskraft
- $F_D(t)$: Dämpfungskraft
- $F_K(t)$: Innere Kräfte
- $F_R(t)$: Dynamische Kraft

$$F_m(t) + F_D(t) + F_K(t) = F_R(t) \quad (23)$$

Mit der geometrischen Diskretisierung durch die finiten Elemente folgt aus der Variationsgleichung für das Weggrößenverfahren die Bewegungsgleichung als eine gewöhnliche Differentialgleichung 2. Ordnung.

- $\underline{u}(t)$ = Verschiebungsvektor
- $\underline{\dot{u}}(t)$ = Geschwindigkeitsvektor
- $\underline{\ddot{u}}(t)$ = Beschleunigungsvektor
- \underline{M} = Massenmatrix
- \underline{C} = Dämpfungsmatrix
- \underline{K} = Steifigkeitsmatrix
- $\underline{R}(t)$ = Belastungsvektor

$$\underline{M} \cdot \underline{\ddot{u}}(t) + \underline{C} \cdot \underline{\dot{u}}(t) + \underline{K} \cdot \underline{u}(t) = \underline{R}(t) \quad (24)$$

Demnach ist der Lösungsweg für die Bewegungsgleichung als Anfangswertproblem bereits vorgezeichnet. Grundsätzlich

bestehen zwei Möglichkeiten, um die Differentialgleichung der Bewegung aufzulösen. Unterschieden wird zwischen

- den Lösungsverfahren im Frequenzbereich und
- den Lösungsverfahren im Zeitbereich.

Die Lösungsverfahren im Frequenzbereich sind überhaupt anzuwenden, wenn eine lineare elastische Abhängigkeit des Materials bezüglich der Verformungen und somit die Gültigkeit des Superpositionsgesetzes vorausgesetzt wird. Diese Voraussetzung stimmt jedoch mit dem tatsächlichen nicht-linearen Verformungsverhalten des Bodens unter dynamischer Beanspruchung nicht überein. Für das gesamte Erdbauwerk wird nur ein von der Zeit unabhängiger Spannungs- und Verformungszustand bestimmt, welcher die möglichen auftretenden größten Spannungen und Verformungen während der seismischen Wirkung phasenverschoben wiedergibt. Man nimmt an, daß alle Bereiche des Erdbauwerkes gleichzeitig ihrer größten Erdbebenbeanspruchung ausgesetzt sind. Diese Behauptung ist allerdings nicht zufriedenstellend, da der Einfluß der mit der Zeit veränderlichen Zustandströßen vernachlässigt wird. Ein solcher Lösungsansatz eignet sich nur, um die Eigenfrequenzen des Erdbauwerkes und die Parameter der hysteretischen Dämpfung nach dem Rayleigh-Ansatz zu bestimmen.

Angesichts dieser erheblichen Nachteile scheiden die Lösungsverfahren im Frequenzbereich aus, um das zeitabhängige nichtlineare Spannungs- und Verformungsverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbebenbelastung zu untersuchen.

Die Lösungsverfahren im Zeitbereich erlauben, die physikalische Nichtlinearität des Materials zu berücksichtigen und die Erdbebenerregung schrittweise nachzuvollziehen. Somit wird die Berechnung des zeitlich veränderlichen Spannungs- und Verformungsverhaltens ermöglicht und die Voraussetzungen geschaffen, die Standfestigkeit eines Dammes genauer zu beurteilen.

4.3.1 Lösungsverfahren im Frequenzbereich

Im vorliegenden Fall werden die Eigenfrequenzen des Systems gesucht. Hierzu ist das homogene, ungedämpfte Problem

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}} + \underline{K}\underline{u} = 0 \quad (25)$$

zu lösen, wobei die Steifigkeitsmatrix \underline{K} und die Massenmatrix \underline{M} beide symmetrische, positiv definite Matrizen sein können.

Lösungen im Frequenzbereich gehen von der analytischen Lösung der Differentialgleichung (Gl.25) aus, die sich in ein System von n entkoppelten Differentialgleichungen überführen läßt. Sie führen stets auf die algebraische Aufgabe ein allgemeines Eigenwertproblem zu lösen.

In der Regel werden nur eine beschränkte Zahl der kleinsten Eigenwerte zur Bestimmung der Parameter α und β der frequenzabhängigen Dämpfung (Rayleigh-Dämpfung) gesucht, da das Schwingungsverhalten des Systems im wesentlichen durch die niedrigsten Eigenfrequenzen beeinflusst wird. Zudem weisen die rechnerischen, höheren Eigenwerte als Folge der geometrischen Diskretisierung einen so großen relativen Fehler auf, daß sie schon aus diesem Grund bedeutungslos sind.

Bathe und Wilson (1976) beschreiben Lösungsansätze und Algorithmen, welche der jeweiligen Struktur der Matrizen angepaßt sind.

Die Steifigkeitsmatrix \underline{K} ist eine symmetrisch voll besetzte Matrix, die als zweidimensionale Bandmatrix oder als eindimensionaler Vektor abgespeichert werden kann. Ebenso kann die positiv definite Massenmatrix \underline{M} als Punktmassenmatrix (lumped mass) aufgestellt werden, wobei nur die Elemente der Hauptdiagonale besetzt sind, oder aber auch als symmetrische konsistente Massenmatrix (consistent mass), wobei neben der Hauptdiagonale auch andere Elemente der Matrix besetzt sind.

Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Möglichkeiten bei der Aufstellung der Steifigkeitsmatrix \underline{K} und der Massenmatrix \underline{M} wurden zwei unterschiedliche Verfahren angewendet; das Reduktionsverfahren von Ojalvo und Newman (1970) und das Verfahren der einfachen Vektoriteration in Bathe und Wilson (1976). Beide Verfahren wurden miteinander auf Genauigkeit, Speicherbedarf und Rechenaufwand verglichen und den Berechnungen nach dem SAP-Programmpaket gegenübergestellt.

4.3.1.1 Das Verfahren von Ojalvo und Newman

Ojalvo und Newman (1970) stellten ein Reduktionsverfahren vor, das ausgehend von dem Householder Verfahren für voll besetzte Matrizen die niedrigen Eigenwerte von Systemen mit besonders vielen Freiheitsgraden berechnet. Dabei werden durch eine automatische Reduktionsmethode der Matrizen die niedrigeren Eigenwerte nach dem Verfahren von Lanczos (1950) ausgesucht und das Eigenwertproblem mit Matrizen von wesentlich geringerer Größe als ursprünglich gelöst.

4.3.1.1.1 Einfluß der Massenmatrix

Die schwingende Masse des Systems kann mittels einer Punktmassenmatrix an dem jeweiligen Knoten konzentriert betrachtet werden, oder sich bei einer konsistenten Massenmatrix über die Elementseiten verteilen. Die sich bei der Punktmassenmatrix ergebenden Eigenfrequenzen sind eine Untergrenze der exakten Eigenfrequenzen und die sich bei der konsistenten Massenmatrix ergebenden Eigenfrequenzen sind eine Obergrenze der exakten Eigenfrequenzen (Bild 44). Die ersten vier Eigenfrequenzen zeigen bei einer Punktmassenmatrix schon ab einer Einteilung von 42 bis 80 Elementen eine Abweichung von nur 2 % bzw. 1 % von der exakten Lösung. Dies gilt im wesentlichen auch für die Berechnung mit der konsistenten Massenmatrix. Hierzu weisen allerdings die 1. und 2. Eigenfrequenz eine Abweichung unter 1 % auf. Daraus ist zu schließen, daß die errechneten Eigenfrequenzen mit einer Punktmassenmatrix für ein nicht zu grobes Elementenetz durchaus zufriedenstellend sind. Die erzielte Genauigkeit bei einer Abweichung von der exakten Lösung unter 1 % ist für die weitere Berechnung der Dämpfungsparameter ausreichend.

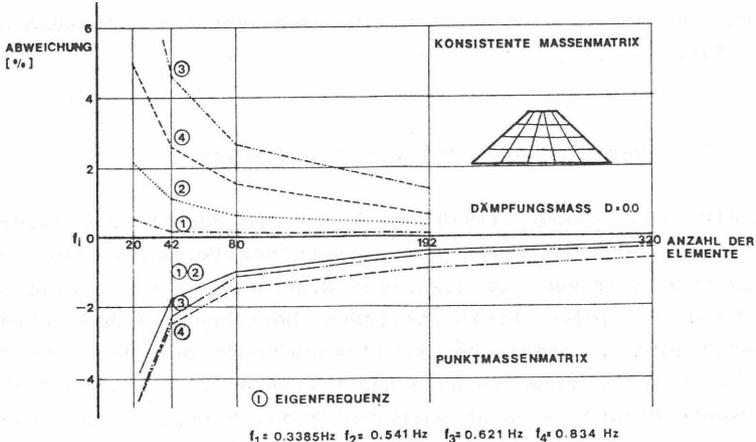


Bild 44: Abweichung in % der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Elementeinteilung für Punktmassenmatrix und konsistente Massenmatrix nach dem Ojalvo und Newman-Verfahren

4.3.1.1.2 Einfluß der Netzgeometrie

Die verwendeten Viereckselemente besitzen eine Diagonale, die nach der lokalen Numerierung der Knoten auf Elementebene links bzw. rechts gerichtet ist. Dadurch können symmetrische und unsymmetrische Netze entstehen. Der Einfluß der Symmetrie wurde in Abhängigkeit von der Massenmatrix untersucht (Bild 45).

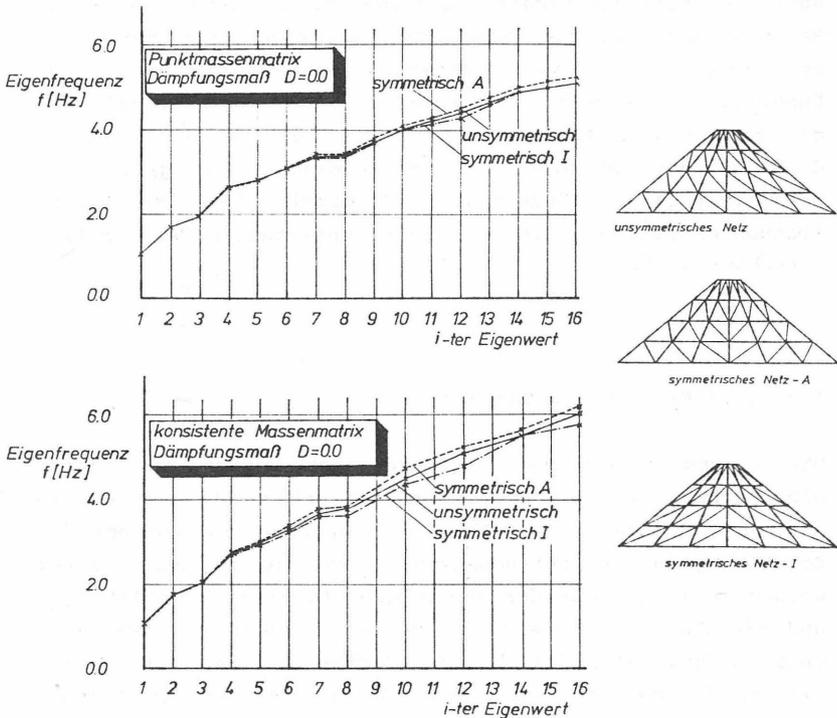


Bild 45: i -te Eigenfrequenz in Abhängigkeit von der Netzgeometrie und der Massenmatrix

Die dabei festgestellten Abweichungen in den ersten vier Eigenfrequenzen sind gering und liegen um 1 %, wobei die Werte mit der konsistenten Massenmatrix doppelt so groß wie die Werte mit der Punktmassenmatrix abweichen. Dies wird in den höheren Eigenfrequenzen deutlicher. In diesem Bereich werden Abweichungen von 4 % erreicht (Bild 45). Diese unterschiedlichen Abweichungen der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Massenmatrix sind auf den unterschiedlichen Einfluß der Geometrie zurückzuführen. Die Geometrie fließt über die Steifigkeitsmatrix und über die Massenmatrix in die Rechnung ein. Da die Punktmassenmatrix nur von der Größe der eingeteilten Elemente abhängig ist, bleibt sie von der Änderung der Symmetrie unbeeinflusst. Im Gegensatz dazu ist die konsistente Massenmatrix von den Ansatzfunktionen der Elemente und somit von der Geometrie abhängig. Daher beeinflusst eine Veränderung der Geometrie diejenigen Eigenfrequenzen stärker, die mit einer konsistenten Massenmatrix errechnet werden.

4.3.1.1.3 Einfluß der Bodenkennwerte

Die Lösungsansätze im Frequenzbereich setzen ein linear elastisches Verformungsverhalten der Schüttmaterialien voraus. Die erforderlichen Elastizitätsparameter, die bei der Berechnung der Eigenfrequenzen im voraus zugrunde gelegt werden müssen, sind der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} und die Querdehnungszahl ν . Im übrigen geht als zusätzlicher Bodenkennwert auch die Dichte ρ der Schüttmaterialien in die Berechnung ein. Betrachtet man den Einmassen-Schwinger, so wird die Eigenfrequenz f nach Gl. 26 errechnet:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m}} \quad (26)$$

Bei gleicher Geometrie und Masse ist die Eigenfrequenz f , proportional zu der Wurzel der Federkonstante c . Im vorliegenden Fall eines Mehrmassensystems besteht eine Proportionalität zu der Steifigkeitsmatrix. Vergleicht man zwei geometrisch gleiche, homogene Dämme mit gleicher Querdehnungszahl ν , so ist die Proportionalität zu der Steifigkeitsmatrix gleich der Proportionalität zu der Wurzel der dynamischen Elastizitätsmoduli.

$$\frac{f_1^1}{f_1^2} = \sqrt{\frac{E_{DYN1}^1}{E_{DYN2}^2}} \quad (27)$$

Anders ist es jedoch mit der Querkontraktionszahl ν . Eine Abhängigkeit kann auf dem analytischen Weg nicht direkt vorausgesagt werden. Hierzu sind Untersuchungen erforderlich. Für das untersuchte Netz wurden die Eigenfrequenzen mit unterschiedlichen Querdehnungszahlen $\nu = 0,3$ und $\nu = 0,35$ errechnet. Die Ergebnisse stimmen besonders bei den niedrigen Eigenfrequenzen zufriedenstellend überein und weichen nur geringfügig zwischen 1 % bis 2 % ab.

4.3.1.2 Das Verfahren der einfachen Vektoriteration

Mit den vorausgegangenen Untersuchungen wurde festgestellt, daß die konsistente Massenmatrix die tatsächliche Massenverteilung zwar zutreffender als die Punktmassenmatrix, aber keineswegs exakt beschreibt.

Sie liefert trotz des erheblichen Rechenaufwandes keine wesentlich genaueren Werte als die Punktmassenmatrix. Das Verfahren der einfachen Vektoriteration ermöglicht es, durch einfache Rechenoperationen die drei bis vier niedrigsten Eigenwerte mit ausreichender Genauigkeit (Bild 46) und geringem Rechenaufwand zu bestimmen (Bild 47), da es die Hüllenstruktur der Steifigkeitsmatrix \underline{K} und die Besetzung nur der Hauptdiagonale der Punktmassenmatrix \underline{M} optimal ausnutzt.

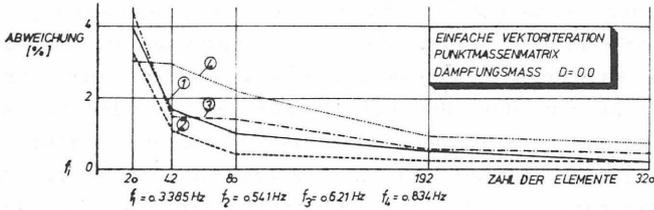


Bild 46: Abweichung in % der errechneten Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Zahl der Elemente.

Rechenzeit für 8 Eigenwerte	15s	17s	22s	44s	70s
FE-Netz Zahl der Elemente	20	42	80	192	320
Freiheitsgrade	60	112	198	442	714

Bild 47: Rechenaufwand bei der Berechnung der acht niedrigsten Eigenwerte nach dem Verfahren der einfachen Vektoriteration

4.3.1.3 Vergleich der Verfahren

Die Genauigkeit der errechneten Eigenwerte nach dem Verfahren von Ojalvo und Newman und nach dem Verfahren der einfachen Vektoriteration wurde zusätzlich mit Hilfe des FE-Programm-Paketes SAP IV überprüft. Nach SAP IV wird das Eigenwertproblem durch zwei unterschiedliche numerische Algorithmen je nach der Größe der Bandbreite der Matrizen

M und K gelöst. Berücksichtigt wird dabei, ob die Matrizen ausschließlich im Kernspeicher oder teilweise auch im Hintergrundspeicher der Rechenanlage abgelagert sind. Weitere Einzelheiten können im SAP IV-Handbuch (1973) nachgelesen werden.

Die Konvergenz der unterschiedlichen Verfahren mit einer Punktmassenmatrix wurde untereinander verglichen und zu dem Ojalvo und Newman-Verfahren mit einer konsistenten Massenmatrix gegenübergestellt. Verglichen wurden die niedrigsten vier Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Zahl der Elemente des FE-Netzes (Bild 48). Das Verfahren der einfachen Vektoriteration zeigt sich für die 1., 2., 3. und 4. Eigenfrequenz überlegen. Es wurde daher mit dem Verfahren der einfachen Vektoriteration weitergearbeitet.

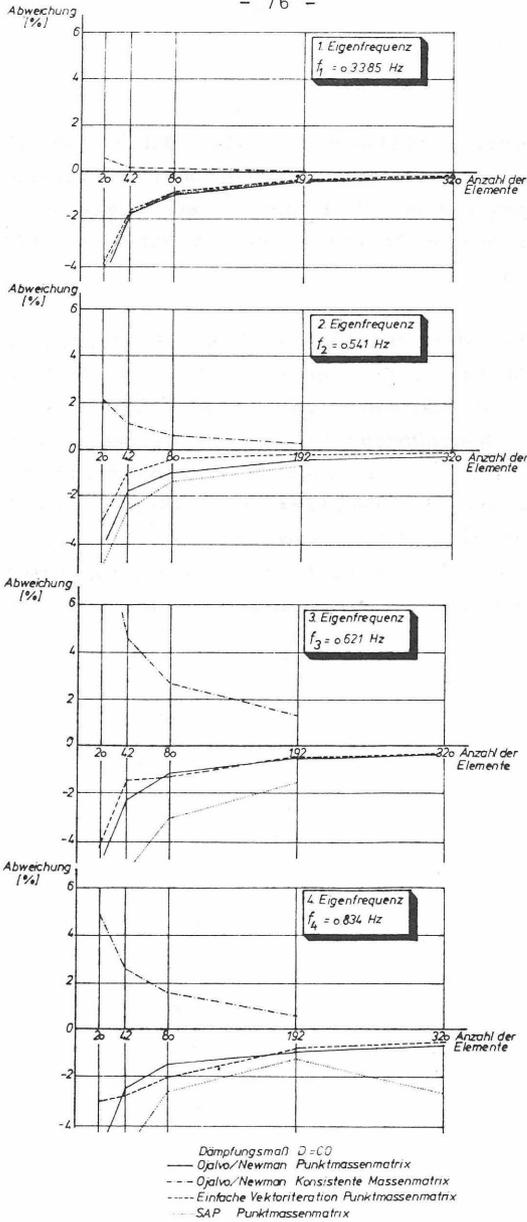


Bild 48: Gegenüberstellung der untersuchten Verfahren zur Berechnung der Eigenfrequenzen

4.3.2 Lösungsverfahren im Zeitbereich

4.3.2.1 Kriterien zur Wahl eines Lösungsverfahrens

Die physikalische Nichtlinearität der Schüttmaterialien unter dynamischer Belastung erfordert die Auswahl eines Berechnungsverfahrens zur Lösung der Bewegungsgleichung aus solchen Verfahren, die die zeitabhängigen Erdbebenlasten schrittweise nachvollziehen können. Diese wirklichkeitsnahe Betrachtungsweise des Problems wird nur mit einem Lösungsverfahren im Zeitbereich erfaßt. Solche Verfahren bestimmen den aktuellen Zustandsvektor der kinematischen Größen am Ende eines vorgegebenen Zeitintervalles unter Berücksichtigung der vorher herrschenden Zustandsvektoren. Bei diesen Verfahren handelt es sich um reine numerische Integrationsverfahren deren Genauigkeit nach dem Konvergenz- und Stabilitätskriterium beurteilt wird. Unterschieden wird zwischen expliziten Verfahren und impliziten Verfahren, bei denen ein Gleichungssystem zu jedem neuen Zeitschritt aufzulösen ist. Ein explizites Verfahren hat folgende mathematische Schreibweise mit q_t = Zustandsvektor oder zeitliche Ableitung zum Zeitpunkt t

$$q_{t+1} = B_0 q_t + B_1 q_{t-1} + \dots + k \quad (28)$$

Ein implizites Verfahren hat dagegen die Form

$$Aq_{t+1} = B_0 q_t + B_1 q_{t-1} + \dots + k \quad (29)$$

und die linke Seite muß bei nichtlinearen Verhältnissen zu jedem Zeitschritt neu zerlegt werden.

Die numerischen Integrationsverfahren können gegenüber der exakten Lösung verfahrensbedingte Fehler aufweisen (Bild 49) nämlich

- stetige Anfachung (a)
- numerische Dämpfung (b)
- Überhöhung (c)
- Oszillationen (d)
- Phasenfehler (e)

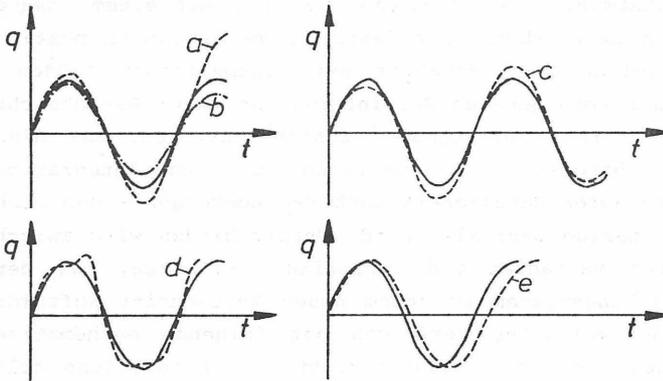


Bild 49: Qualitative Darstellung der möglichen verfahrensbedingten Fehler

Fehler wie die stetige Anfachung führen zu instabilen Verfahren. Oszillationsfehler und Phasenfehler können auch allein durch die räumliche Diskretisierung verursacht werden. Die verfahrensbedingten Fehler sind für praktische Anwendungen stets gegen den zu erwartenden Rechenaufwand abzuwägen. Um die Brauchbarkeit eines Verfahrens zu beurteilen, wird zwischen Fehlern, die während eines Zeitschrittes neu entstehen, und fortgepflanzten Fehlern, die aus früheren Zeitschritten übernommen werden, unterschieden. Die letzten sind entscheidend, da sie zusätzlich angefacht werden und damit zur Instabilität führen.

Die Forderung für die Genauigkeit der Lösungsverfahren im Zeitbereich wird auf Grund der Konvergenz und der Stabilität der numerischen Verfahren auf mathematischer Basis untersucht. Es genügt, das Kriterium der Stabilität zu betrachten, da bei konsistenten Differentialgleichungen im Kriterium der Stabilität auch das Kriterium der Konvergenz enthalten ist.

Ein allgemeines Stabilitätskriterium gewinnt man, wenn die Gleichungen (30) und (31) für explizite und implizite Verfahren für einen freien Einmassen-Schwinger umgeformt werden

$$q_{i+1} = C_{(\Delta t)} q_i \quad (30)$$

Bedingung für ein stabiles Rechenverfahren ist, nach Lax und Richtmyer (1956), daß die Eigenwerte der Matrix $C_{(\Delta t)}$ ausgedrückt durch den spektralen Radius $\rho(C)$ auf oder innerhalb des Einheitskreises der komplexen Zahlenebene liegen. Bei bedingt stabilen Verfahren ergibt sich eine Schranke der Form

$$\omega \Delta t \leq \text{const.} \quad (31)$$

Je mehr Freiheitsgrade ein System hat, desto größer wird die maßgebende Eigenfrequenz, desto kleiner muß also Δt werden. Der Nachteil von bedingt stabilen Verfahren ist offensichtlich. Bathe und Wilson (1976) untersuchen vergleichend unter anderem die Verfahren von Newmark (1959), Wilson (1973), Houbolt (1950) und das Differenzenverfahren. Unter Berücksichtigung dieser Ausführungen wird die Wilson θ -Methode ausgewählt.

4.3.2.2 Die Wilson θ -Methode

Wilson setzt voraus, daß die Beschleunigung \ddot{u}_t , die Geschwindigkeit \dot{u}_t und die Verschiebung u_t zum Zeitpunkt t bekannt sind, und daß die Beschleunigung in einem vergrößerten Zeitintervall $\tau = \theta \Delta t$, mit $\theta \geq 1,00$, linear verläuft (Bild 50).

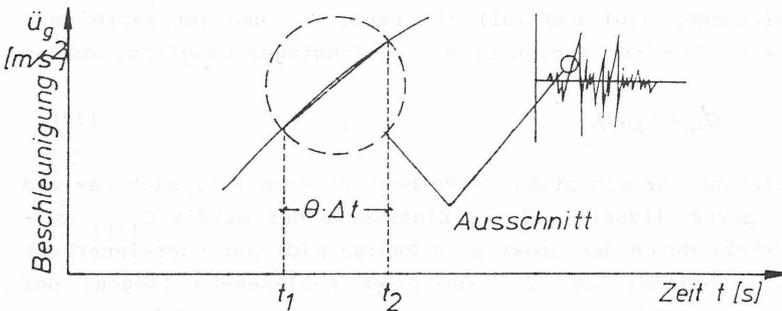


Bild 50: Lineare Annäherung der Aufzeichnung der Beschleunigung

Geschwindigkeit $\dot{u}_{t+\tau}$ bzw. Verformung $u_{t+\tau}$ zum Zeitpunkt $t+\tau$ lassen sich durch einfache bzw. doppelte Integration der Beschleunigung $\ddot{u}_{t+\tau}$ bestimmen. Unter Berücksichtigung dieser Integrationen erhält man folgende Ausdrücke für die Beschleunigung zum Zeitpunkt $t+\tau$

$$\ddot{u}_{t+\tau} = \frac{6}{\tau^2} (u_{t+\tau} - u_t) - \frac{6}{\tau} \dot{u}_t - 2 \ddot{u}_t \quad (32)$$

und die Geschwindigkeit zum Zeitpunkt $t+\tau$

$$\dot{u}_{t+\tau} = \frac{\tau}{2} (\ddot{u}_t + \ddot{u}_{t+\tau}) + \dot{u}_t \quad (33)$$

Setzt man diese Ansätze für $\ddot{u}_{t+\tau}$ und $\dot{u}_{t+\tau}$ in die Differentialgleichung der Bewegungsgleichung ein, so wird als einzige Unbekannte die Verschiebung $u_{t+\tau}$ bestimmt und somit die Größen $\ddot{u}_{t+\tau}$ bzw. $\dot{u}_{t+\tau}$ aus den Gleichungen Gl. 32 bzw. Gl. 33 errechnet.

Beschleunigung $\ddot{u}_{t+\Delta t}$, Geschwindigkeit $\dot{u}_{t+\Delta t}$ und Verformung $u_{t+\Delta t}$ im Zeitpunkt $t+\Delta t$ werden durch Rücksubstitution der errechneten Größen $\ddot{u}_{t+\tau}$, $\dot{u}_{t+\tau}$ und $u_{t+\tau}$ nach den folgenden Gleichungen ermittelt.

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \left(1 - \frac{1}{\theta}\right) \ddot{u}_t + \frac{1}{\theta} \ddot{u}_{t+\tau} \quad (34)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \frac{\Delta t}{2} \left[\left(2 - \frac{1}{\theta}\right) \dot{u}_t + \frac{1}{\theta} \dot{u}_{t+\tau} \right] \quad (35)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \frac{\Delta t^2}{6} \left[\left(3 - \frac{1}{\theta}\right) \ddot{u}_t + \frac{1}{\theta} \ddot{u}_{t+\tau} \right] \quad (36)$$

Die Stabilität des Rechenverfahrens hängt von dem eingeführten Koeffizient θ ab (Bild 51). Das Verfahren ergab sich für $\theta = 1,37$ uneingeschränkt stabil. Bei den Berechnungen wird üblich $\theta = 1,4$ angesetzt. Wie aus dem Bild 52 zu entnehmen ist, weist die Wilson θ -Methode für $\theta = 1,4$ eine sichere Stabilität auf und für $\Delta t/T > 2$ errechnet man einen asymptotischen Wert von $\rho(C) = 0,78$, der einen künstlichen Dämpfungsfehler des Verfahrens begründet. Dabei werden die höheren Frequenzen herausfiltriert und ihre Schwingungsformen unterdrückt. Dies ist bei den üblichen Problemen nicht ausschlaggebend, da der Einfluß der höheren Frequenzen auf das Verformungsverhalten eines Bauwerkes meistens von untergeordneter Bedeutung ist.

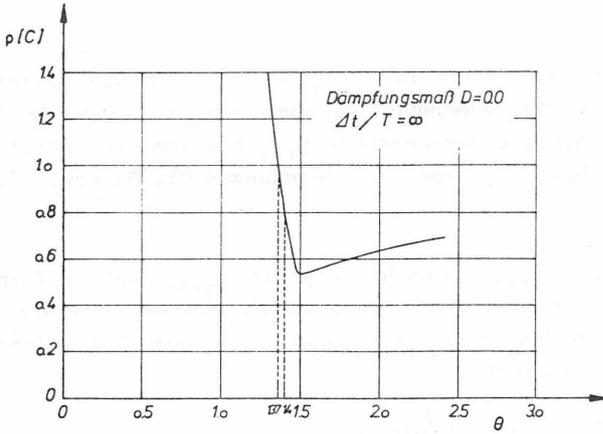


Bild 51: Spektraler Radius $\rho(C)$ in Abhängigkeit von θ für den ungedämpften Fall mit $\Delta t/T = \infty$

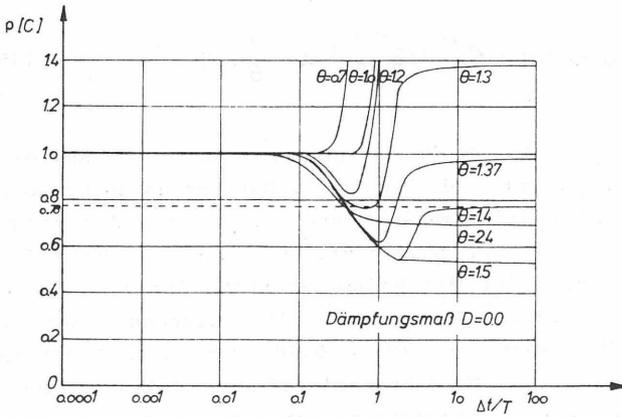


Bild 52: Spektraler Radius $\rho(C)$ in Abhängigkeit von $\Delta t/T$ und θ für den ungedämpften Fall

Die Abhängigkeit des spektralen Radius $\rho(A)$ und somit der Stabilität des Verfahrens von dem Dämpfungsmaß stellt Bild 53 dar.

Bei einem Dämpfungsmaß von 10 % und für $\Delta t/T = 0,01$ ist die Stabilität gewährleistet und der künstliche Dämpfungsfehler des Verfahrens nur sehr gering.

Da der spektrale Radius $\rho(C)$ für jedes Zeitintervall Δt kleiner oder gleich eins ist, wird die Stabilität durch das Dämpfungsmaß nicht beeinträchtigt.

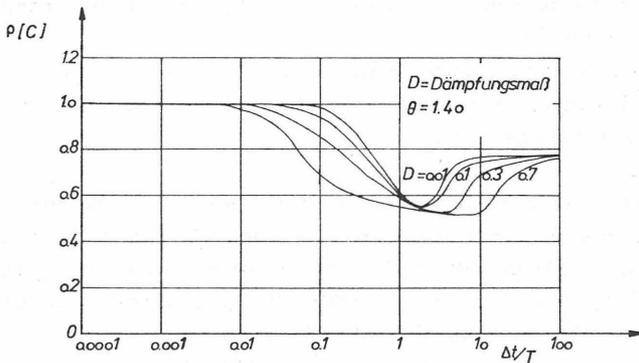


Bild 53: Spektraler Radius $\rho(C)$ in Abhängigkeit von $\Delta t/T$ für unterschiedliche Dämpfungsfaktoren

4.3.2.3 Überprüfen der Wilson θ -Methode durch Vergleichsrechnungen

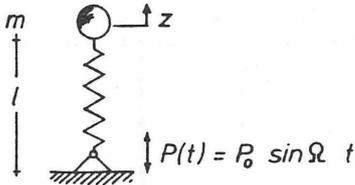
4.3.2.3.1 Erstes Testbeispiel (Einmassen-Schwinger)

Das numerische Lösungsverfahren im Zeitbereich von Wilson, θ -Methode, wurde an einem harmonisch erregten Einmassen-Schwinger gegenüber der exakten analytischen Lösung überprüft. Das gewählte System ist mit allen notwendigen Kenndaten im Bild 54 dargestellt. Das Schwingungsverhalten des Einmassen-Schwingers wird für den Zeitbereich der erzwungenen Schwingung $0 < t \leq t_s$ sowie für den unmittelbar darauf folgenden Zeitbereich $t > t_s$ der freien Schwingung nachvollzogen.

Die erzwungene Schwingung wird durch die harmonische sinusförmige Erregung $P(t) = P_0 \sin \omega t$ für einen Zeitbereich von $t = 0,06$ s hervorgerufen.

Gesucht ist der zeitabhängige Verlauf des Schwingweges, der Schwinggeschwindigkeit und der Schwingbeschleunigung errechnet nach der Wilson θ -Methode. Durch Veränderung des Zeitintervalles Δt wird die Stabilität des Verfahrens überprüft und werden die errechneten Schwinggrößen mit der exakten analytischen Lösung verglichen (Bild 55). Durch die vorausgegangenen Untersuchungen zur Stabilität und Konvergenz des Verfahrens wurde $\theta = 1,37$ gewählt.

1. Angaben zum System



a) zur schwingenden Masse

Masse $m = 1000 \text{ kg}$

b) zur Feder

Länge $l = 1,000 \text{ m}$

Querschnittfläche $A = 0,001 \text{ m}^2$

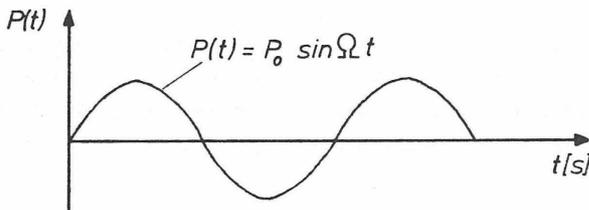
Elastizitätsmodul $E = 2,1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

c) Eigenkreisfrequenz ω und Eigenperiode T

$$\omega = \frac{c}{m} = \frac{E \frac{1}{a}}{m} = 458,257 \text{ 1/s}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,0137 \text{ s}$$

2. Angaben zur Erregung



größte Amplitude der Erregung $P_0 = 0,10 \text{ kN}$

Erregerkreisfrequenz $\Omega = 314,16 \text{ 1/s}$

Bild 54: Angaben zum System und zur Erregung für den Einmassen-Schwinger

	größte Amplitude des Schwingweges	Abweichung	größte Amplitude der Schwinggeschwindigkeit	e Abweichung	größte Amplitude des Schwingbeschleunigung	Abweichung
analytische Lösung	$0,14878 \cdot 10^{-5}$	0,00 %	$0,56146 \cdot 10^{-3}$	0,00 %	0,21466	0,00 %
$\frac{\Delta t}{T} = 0,10$	$0,1549 \cdot 10^{-5}$	4,10 %	$0,5379 \cdot 10^{-3}$	-4,20 %	0,2108	-1,82 %
$\frac{\Delta t}{T} = 0,0365$	$0,1489 \cdot 10^{-5}$	0,07 %	$0,5541 \cdot 10^{-3}$	-1,32 %	0,2130	-0,79 %
$\frac{\Delta t}{T} = 0,010$	$0,1456 \cdot 10^{-5}$	-2,15 %	$0,5500 \cdot 10^{-3}$	-2,05 %	0,2105	-1,96 %
$\frac{\Delta t}{T} = 0,0073$	$0,1458 \cdot 10^{-5}$	-2,02 %	$0,5500 \cdot 10^{-3}$	-2,05 %	0,2104	-2,00 %

Initialbereich

	größte Amplitude des Schwingweges	Abweichung	größte Amplitude der Schwinggeschwindigkeit	Abweichung	größte Amplitude der Schwingbeschleunigung	Abweichung
analytische Lösung	$0,11396 \cdot 10^{-5}$	0,00 %	$0,52215 \cdot 10^{-3}$	0,00 %	0,23930	0,00 %
$\frac{\Delta t}{T} = 0,10$	$0,5206 \cdot 10^{-6}$	-54,32 %	$0,2292 \cdot 10^{-3}$	-56,10 %	0,1004	-58,04 %
$\frac{\Delta t}{T} = 0,0365$	$0,1066 \cdot 10^{-5}$	- 6,46 %	$0,4846 \cdot 10^{-3}$	- 7,19 %	0,2210	- 7,65 %
$\frac{\Delta t}{T} = 0,010$	$0,1113 \cdot 10^{-5}$	- 2,33 %	$0,5096 \cdot 10^{-3}$	- 2,40 %	0,2334	- 2,47 %
$\frac{\Delta t}{T} = 0,0073$	$0,1114 \cdot 10^{-5}$	- 2,25 %	$0,5104 \cdot 10^{-3}$	- 2,25 %	0,2339	- 2,26 %

Residualbereich

Bild 55: Abweichung der Schwinggrößen bei unterschiedlichen Zeitschritten Δt verglichen zur analytischen Lösung

Der Verlauf der Schwinggrößen bei unterschiedlichen Zeitschritten Δt ist im Bild 56 dargestellt. Eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen dem numerischen Verfahren und der analytischen Lösung wird bei $\frac{\Delta t}{T} = 0,0365$ festgestellt.

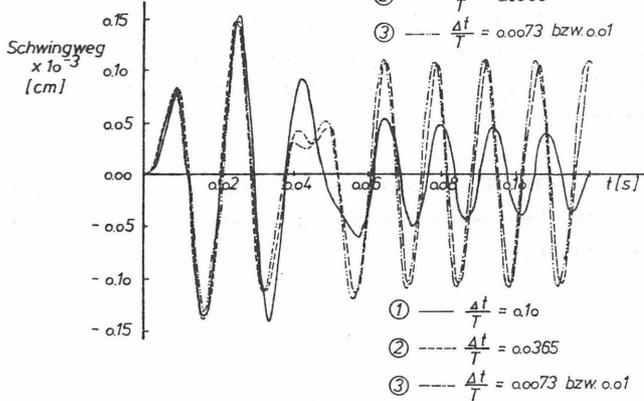
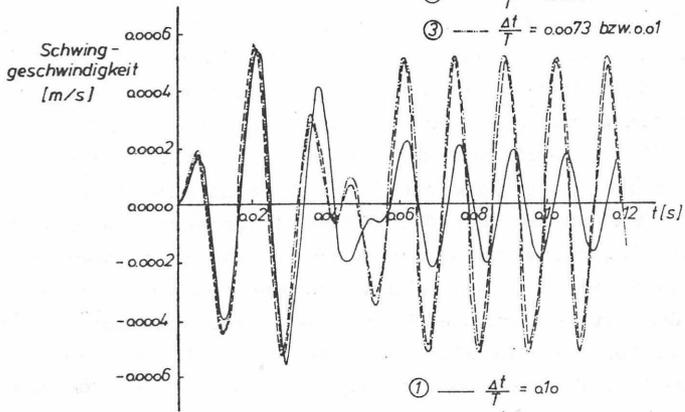
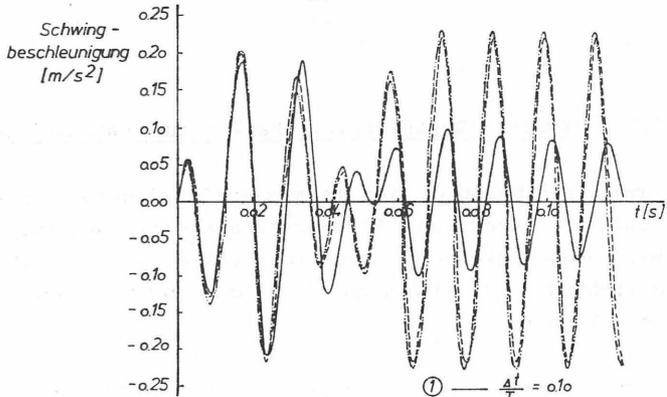


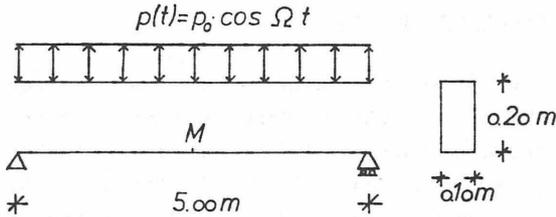
Bild 56: Verlauf der Schwinggrößen bei unterschiedlichen Zeitschritten Δt

4.3.2.3.2 Zweites Testbeispiel (Balken auf zwei Stützen)

Das erste Testbeispiel des Einmassen-Schwingers hat erwiesen, daß das numerische Lösungsverfahren von Wilson, durch die Wahl eines geeigneten Zeitintervalles Δt die Differentialgleichung der Bewegungsgleichung ausreichend stabil auflösen kann.

Die Stabilität des Verfahrens bei komplexen Strukturen, wie z.B. bei Dämmen, soll ebenfalls an einem Beispiel untersucht werden. Als Testbeispiel hierfür wurde ein Balken auf zwei Stützen herangezogen, dessen Querschwingungen durch die analytische Lösung genau beschrieben werden können und der somit zum Vergleich besonders geeignet ist. Der elastische Balken auf zwei Stützen beidseitig gelenkig gelagert, wurde mit einer gleichmäßigen harmonischen Last belastet. Die Abmessungen und die Materialeigenschaften des Balkens sowie Angaben zur Erregung sind im Bild 57 zusammengestellt. Da für die FE-Untersuchung Scheibenelemente berücksichtigt werden, ist es erforderlich, die Querdehnungszahl ν auf Null zu setzen, um die Biegesteifigkeit des Balkens zu erfassen. Gesucht sind die Querschwingungen des Balkens. Das Zeitintervall Δt beträgt $1/100$ der ersten Eigenperiode T_1 des Balkens und als Stabilitätsparameter wird $\theta = 1,40$ gewählt. Der Einfluß der Anzahl der finiten Elemente durch die räumliche Diskretisierung auf das Schwingungsverhalten wurde näher untersucht.

Klotter (1976) beschreibt den Lösungsweg, um die Querschwingung eines beidseitig gelenkig gelagerten Balkens analytisch zu berechnen.



Material : Holz, Güteklasse II
 Elastizitätsmodul E : 10^7 kN/m^2
 Querdehnungszahl ν : 0,00
 Dichte ρ : $0,61 \text{ t/m}^3$

Länge l : 5,00 m
 Breite b : 0,10 m
 Höhe h : 0,20 m
 Trägheitsmoment I : $6,67 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

erste Eigenkreisfrequenz ω_1 : 92,19 1/s

Erregerlast P(t) : $2 \cos \Omega t \text{ kN/m}$
 Erregerkreisfrequenz Ω : 50,00 1/s

FE-Untersuchung

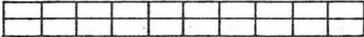
	Netz	Elemente	Knoten
	1	20	33
	2	40	63
	3	80	123
	4	120	183
	5	160	243
	Netz	Elemente	Knoten
	1	41	43
	2	81	83

Bild 57: Angaben zum System und zur Erregung für den beidseitig gelenkig gelagerten Balken

Berechnung der Eigenkreisfrequenzen

Der Zeitschritt Δt wird in Abhängigkeit von der ersten Eigenperiode des Balkens ausgewählt. Daher wurden zunächst die Eigenkreisfrequenzen ω_i nach dem Verfahren der einfachen Iteration bzw. analytisch errechnet (Bild 58). Man erkennt, daß die errechneten Eigenkreisfrequenzen durch die FE-Methode sich mit zunehmender Anzahl von finiten Elementen der analytischen Lösung nähern. Bei 80 Elementen weichen die Werte der ersten Eigenkreisfrequenz immerhin um 32 % ab. Dennoch wird eine Übereinstimmung erst bei der doppelten Anzahl von Elementen, nämlich bei 160 Elementen, erzielt.

Eigenkreisfrequenz	Analytische Lösung	Netz mit 160 Element.	Netz mit 120 Element.	Netz mit 80 Element.	Netz mit 40 Element.
ω_1	92,19	102,30	118,59	124,10	151,55
ω_2	368,75	353,75	361,96	367,35	398,15

	ω_1	Abweichung
Analytische Lösung	92,19	0,00 %
FE-Lösung Netz 160 El.	102,30	11,00 %
FE-Lösung Netz 120 El.	118,59	26,00 %
FE-Lösung Netz 80 El.	124,10	32,00 %
FE-Lösung Netz 40 El.	151,55	64,00 %

Bild 58: Errechnete Eigenfrequenzen; Vergleich zwischen der analytischen Lösung und der FEM

Die Einflüsse der geometrischen Diskretisierung durch die Zahl der Elemente, der Element-Typen, des Zeitschrittes Δt und der Erregerkreisfrequenz Ω auf die größte Auslenkung der Verschiebung des Mittelpunktes des Balkens und auf die Phasenverschiebung der Schwingung sind zusammenfassend im Bild 59 dargestellt.

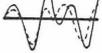
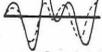
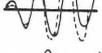
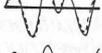
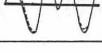
	ANZAHL DER ELEMENTE	TYP DER ELEMENTE	$\frac{\Delta t}{T}$ (-)	θ NACH WILSON (-)	ERREGERKREIS- FREQUENZ Ω (1/s)	ABWEICHUNG DER GRÖSSTEN AMPLITUDE	PHASEN- FEHLER	QUALITATIVE DARSTELLUNG
1	40	VIERECKE	0,01	1,40	50	49%	29%	
2	40	VIERECKE	0,18	1,40	50	61%	14%	
3	41	DREIECKE	0,01	1,40	50	81%	50%	
4	80	VIERECKE	0,01	1,40	50	17%	12%	
5	80	VIERECKE	0,01	1,50	50	19%	12%	
6	80	VIERECKE	0,01	1,40	150	18%	14%	
7	80	VIERECKE	0,01	1,40	120	13%	8%	
8	120	VIERECKE	0,01	1,40	50	7%	5%	
9	160	VIERECKE	0,01	1,40	50	2,90%	0,60%	

Bild 59: Einfluß unterschiedlicher Parameter auf das Schwingungsverhalten

Die Phasenverschiebung und die Abweichung der größten Amplitude in Abhängigkeit von der Zahl der Elemente bei unterschiedlichen Zeitschritten Δt (Bild 60 und 61) führen zum Schluß, daß die Ergebnisse mit dem Netz von 120 bzw. 160 Elementen für $\Delta t/T = 0,01$ eine ausreichende Genauigkeit gegenüber der analytischen Lösung aufweisen.

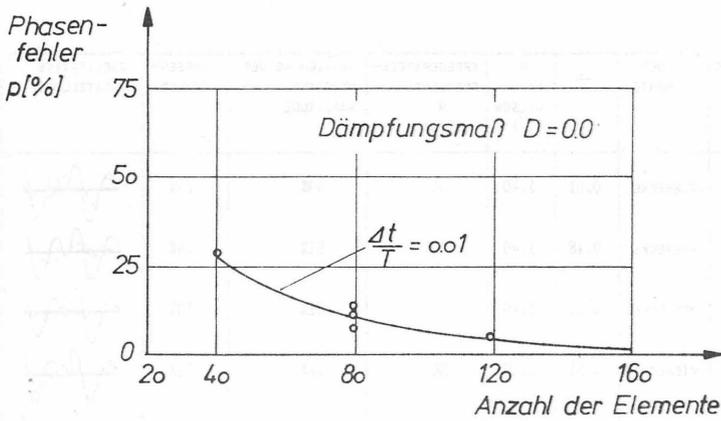


Bild 60: Phasenfehler in Abhängigkeit von der Zahl der Elemente

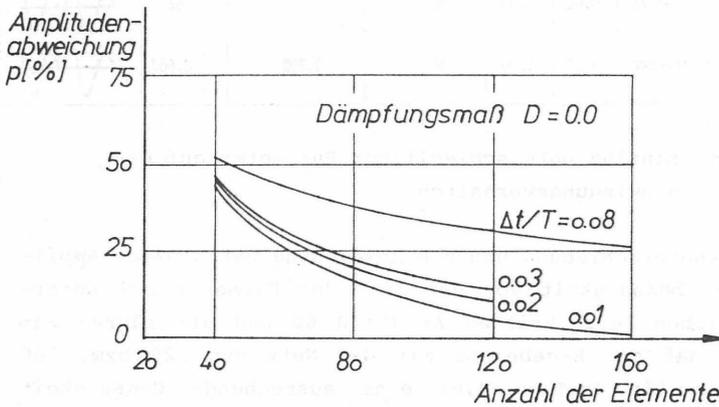


Bild 61: Abweichung der größten Amplitude in Abhängigkeit von der Zahl der Elemente und vom Zeitschritt Δt

Im folgenden werden die Ergebnisse hinsichtlich der Genauigkeit und der Stabilität des numerischen Lösungsverfahrens erläutert. Demzufolge wird auf die Wahl des Zeitintervalles Δt eingegangen, um zutreffende Berechnungen durchzuführen.

Erläuterung der Ergebnisse

Die asymptotische Annäherung des exakten Wertes der ersten Eigenkreisfrequenz mit zunehmender Zahl von Elementen zeigt, daß die Berechnung des Schwingungsverhaltens einer komplexen Struktur selbst mit einem stabilen Lösungsverfahren im Zeitbereich zu genauen Ergebnissen erst dann führt, wenn die tatsächlichen Eigenkreisfrequenzen zufriedenstellend bestimmt werden.

Dies wird deutlich bestätigt, wenn man die Schwingung des Mittelpunktes des Balkens in Abhängigkeit von der Zahl der Elemente und somit von der Eigenfrequenz des Systems untersucht (Bild 62). Besitzt das System durch die geometrische Diskretisierung eine Eigenfrequenz, die weit von der tatsächlichen entfernt liegt, so führt dies zu Phasenfehlern und zu numerischer Dämpfung bzw. Überhöhung der Amplituden. Für das Netz mit 80 Elementen treten solche Erscheinungen besonders deutlich auf. Im Gegensatz dazu weist die Schwingung des Mittelpunktes beim Netz mit 120 Elementen bzw. mit 160 Elementen keinen wesentlichen Phasenfehler und eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Amplituden (Bild 62) auf.

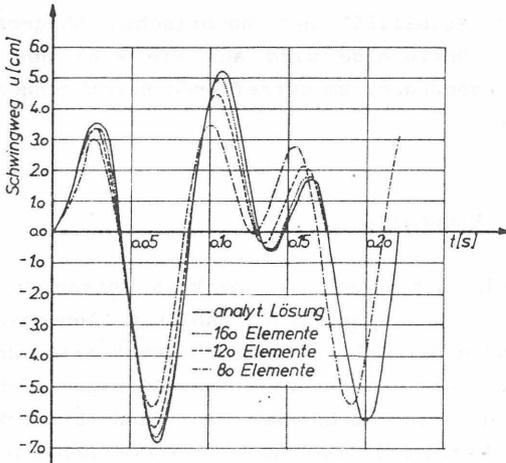


Bild 62: Einfluß der Zahl der Elemente auf den Schwingweg des Mittelpunktes des Balkens

Diese Überlegungen werden durch die Untersuchungen mit unterschiedlichen Erregerkreisfrequenzen $\Omega = 150$ 1/s bzw. $\Omega = 120$ 1/s untermauert. Diese ausgewählten Erregerfrequenzen liegen nahe der ersten Eigenkreisfrequenz $\omega_1 = 124$ 1/s des Netzes mit 80 Elementen und somit befinden sie sich nahe beim Resonanzbereich. Daher führt die numerische Lösung gegenüber der analytischen Lösung zu nicht vernachlässigbaren Phasenfehlern und die Amplitude wird mit zunehmender Schwingungsdauer stetig angefacht (Bild 63).

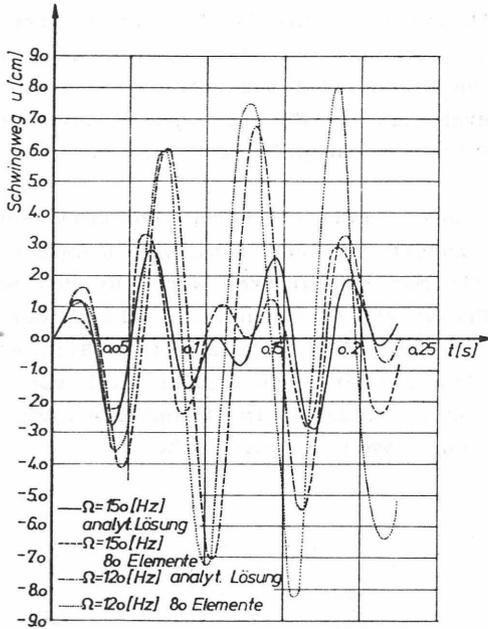


Bild 63: Einfluß der Zahl der Elemente auf den Schwingweg bei unterschiedlichen Erregerkreisfrequenzen

Daraus soll jedoch nicht der Schluß gezogen werden, daß das numerische Lösungsverfahren im Zeitbereich für den Fall der Resonanz un stabile Ergebnisse liefert. Vielmehr bekräftigt dies folgende Aussage: Das Schwingungsverhalten einer komplexen Struktur wird mit einem Lösungsverfahren im Zeitbereich ausreichend genau erfaßt, wenn die geometrische Diskretisierung die tatsächlichen Eigenfrequenzen wiedergibt und das ausgewählte Zeitintervall Δt das Stabilitätskriterium des Verfahrens erfüllt.

Für den Fall der Resonanz wird ein ähnlicher Verlauf des Schwingweges in Abhängigkeit von der Erregerkreisfrequenz mit der analytischen Lösung nachgewiesen, wenn die tatsächlichen, niedrigsten Eigenkreisfrequenzen des untersuchten Modells nicht durch eine ungünstige geometrische Diskretisierung des FE-Netzes herausgefiltert werden.

Untersucht man das Schwingungsverhalten beim Resonanzbereich in Abhängigkeit von der Zahl der Elemente des FE-Netzes, so erhält man den größten Wert für den Schwingweg für diejenige Erregerkreisfrequenz, die gleich der niedrigsten Eigenkreisfrequenz des FE-Netzes ist (Bild 64). Dabei wird festgestellt, daß mit zunehmender Zahl von Elementen die Kurve des Schwingweges beim Resonanzbereich sich der analytischen Lösung erwartungsgemäß nähert.

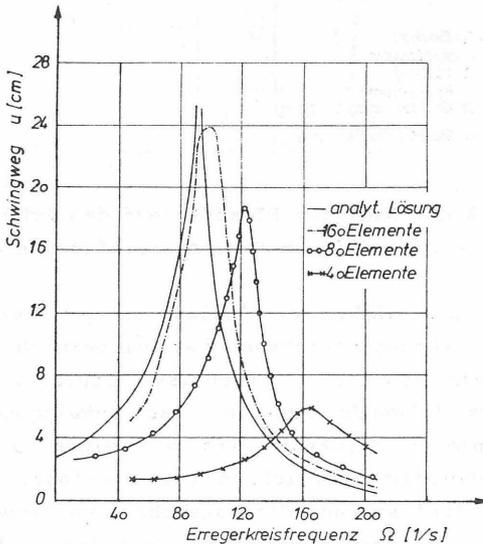


Bild 64: Einfluß der Zahl der Elemente im Resonanzbereich

4.4 Nachrechnung eines Erddamm - Modelles

Für die aufgeführten Berechnungsverfahren wurden Rechenprogramme entwickelt (s. Kap. 5.4), die das dynamische Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbebenlast untersuchen. Die einzelnen Schritte dieser Verfahren sind in den vorherigen Kapiteln durch Testbeispiele überprüft und als stabil erwiesen. Im folgenden wird ein von Clough und Chopra (1967) berechnetes Erddamm-Modell nachgerechnet.

Dieses Modell stellt einen ca. 100 m hohen homogenen Damm mit einem symmetrischen, dreiecksförmigen Querschnitt dar. Die Böschungsneigung beträgt 1:2 und die bodenmechanischen Eigenschaften des Schüttmaterials sind linear elastisch.

Die eigenen Untersuchungen stimmen sowohl in der Tendenz als auch in der Größenordnung mit den in diesem Bericht (Clough und Chopra, 1967) angegebenen Ergebnissen sehr gut überein. Dies wird an einem Beispiel (Bild 65) dargestellt. Im übrigen werden hier die Ergebnisse der eigenen Untersuchung in gleicher Form mit der Darstellung der Ergebnisse von Clough und Chopra (1967) vorgestellt.

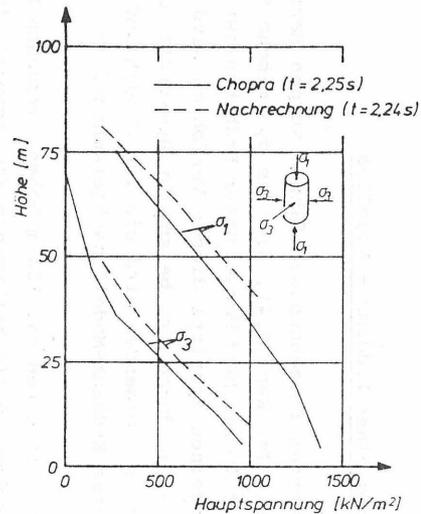
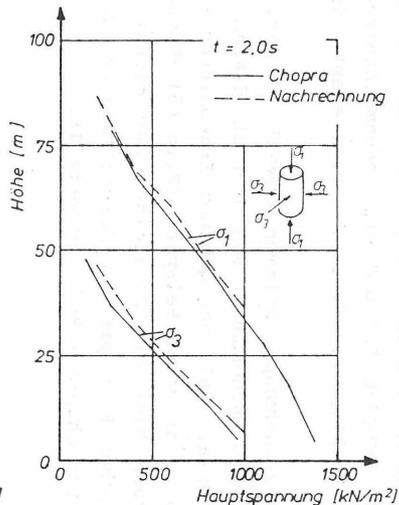
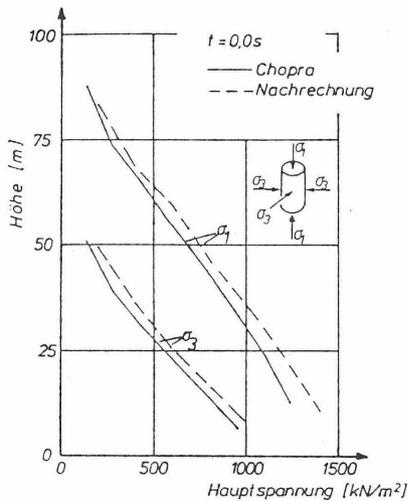


Bild 65: Vergleich der Hauptspannungen in der Dammasse zwischen der eigenen Untersuchung und den Ergebnissen von Clough und Chopra (1967).

Die Vergleichsrechnung zeigt eine recht gute Übereinstimmung insbesondere für die niedrigsten Eigenkreisfrequenzen (Bild 66). Abweichungen lassen sich durch die immerhin geringen Unterschiede in der Geometrie des Dammquerschnittes und in den Stoffparametern aufgrund der unterschiedlich verwendeten Maßeinheiten erklären. Dagegen wurde bei den Eigenformen keine Abweichung festgestellt (Bild 67).

Eigenkreisfrequenz	eigene Untersuchungen	Clough u. Chopra
ω_1	7,08 1/s	7,71 1/s
ω_2	11,43 1/s	12,52 1/s
ω_3	13,10 1/s	14,60 1/s
ω_4	16,81 1/s	19,31 1/s

Bild 66: Vergleich der Eigenkreisfrequenzen

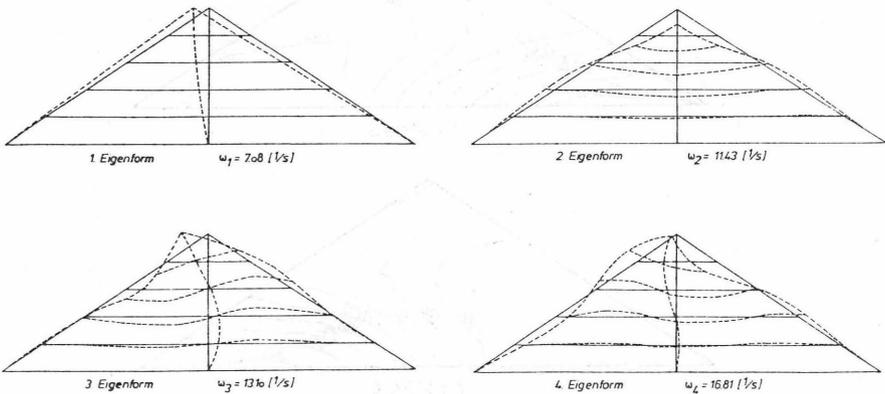


Bild 67: Darstellung der Eigenformen

Auch die Verteilung der größten und kleinsten Hauptspannungen sowie der Schubspannungen unter Eigengewicht und zu den Zeitpunkten $t = 2,00$ s und $t = 2,24$ s der Erdbebenlasten (Bild 68) zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen der eigenen Berechnung und den von Clough und Chopra (1967) dargestellten Ergebnissen. Das Rechenverfahren erwies sich als recht brauchbar für die weiteren Untersuchungen.

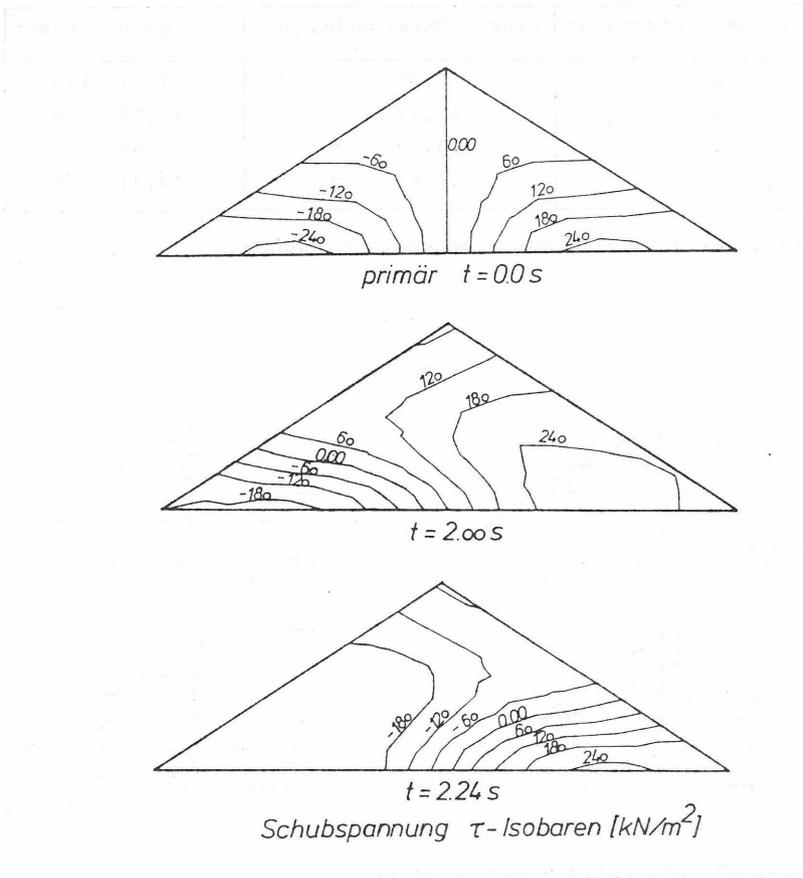
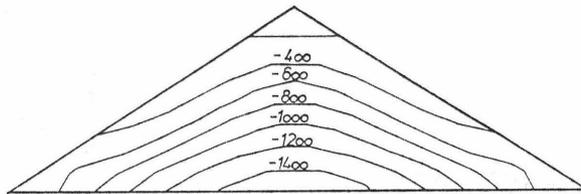
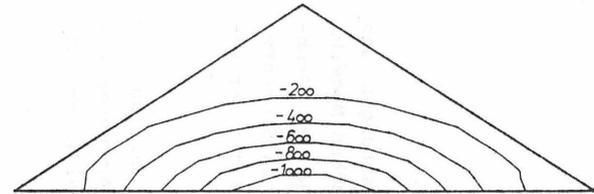


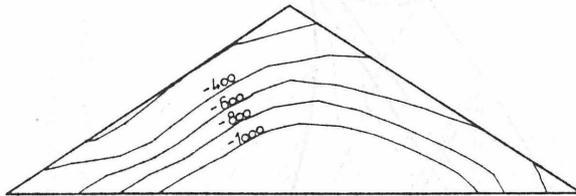
Bild 68: Darstellung der primären und dynamischen Schubspannungen nach den eigenen Untersuchungen



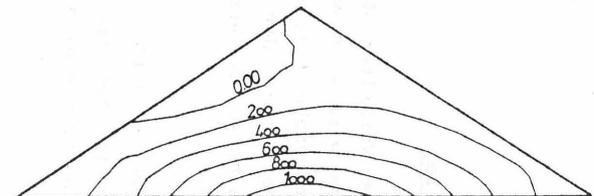
primär $t=0.0\text{ s}$



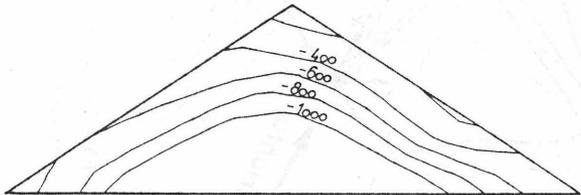
primär $t=0.0\text{ s}$



$t=2.00\text{ s}$

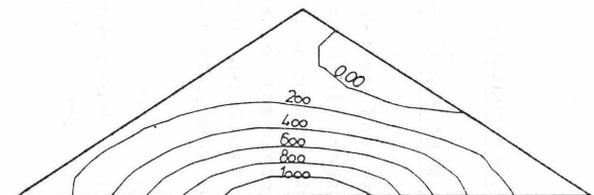


$t=2.00\text{ s}$



$t=2.24\text{ s}$

Hauptspannung σ_1 -Isobaren [kN/m^2]



$t=2.24\text{ s}$

Hauptspannung σ_3 -Isobaren [kN/m^2]

Bild 68 (Fortsetzung): Darstellung der primären und dynamischen Hauptspannungen nach den eigenen Untersuchungen

5 Modellberechnungen

5.1 Zur Wahl des Elementnetzes

Das orts- und zeitabhängige Verhalten der Spannungen und Verformungen eines Erddammes wird an geometrischen Modellen untersucht. Eine wirklichkeitsnahe Untersuchung des Problems beruht auf einem Modell nach der Finiten-Elemente-Methode. Dabei kann man jede beliebige Geometrie mit der gewünschten Genauigkeit erfassen.

Das Modell stellt eine Scheibe von 1,00 m Dicke dar, und die rechnerische Untersuchung betrachtet das Problem unter Annahme eines ebenen Verzerrungszustandes als zweidimensional (Bild 69).

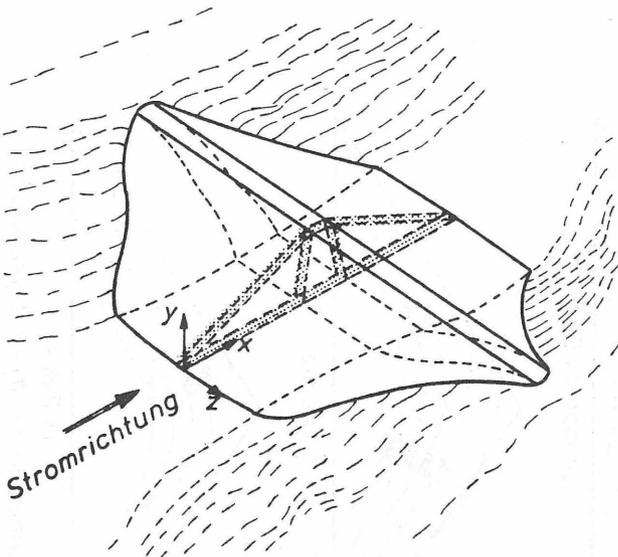


Bild 69: Räumliche Darstellung eines Zonendammes und des untersuchten Dammschnittes

Das entwickelte Berechnungsverfahren wird auf zwei Berechnungsmodelle angewendet, um das Verhalten von Zonendämmen nach Fertigstellung und im Betriebszustand zu untersuchen.

Für das Verhalten eines Zonendammes ohne Wasserauflast ist das Berechnungsmodell Nr. 1 eines 125,50 m hohen Dammes (Bild 70) und für das Verhalten eines Zonendammes mit Wasserauflast ist das Berechnungsmodell Nr. 2 eines 100,00 m hohen Dammes zugrunde gelegt (Bild 71).

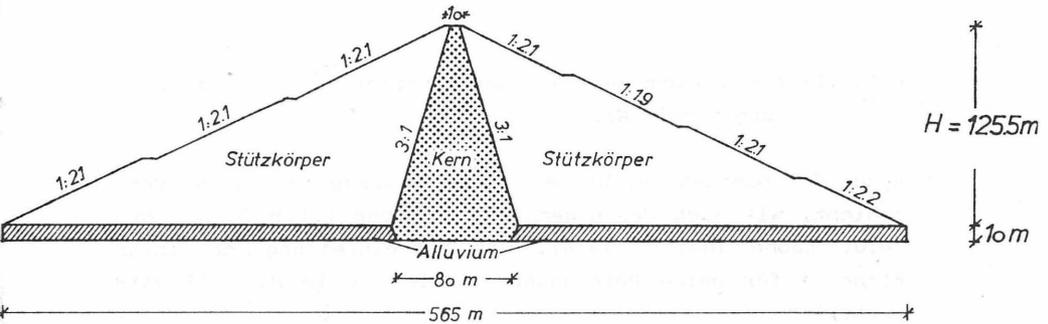


Bild 70: Abmessungen des untersuchten Querschnittes für das Berechnungsmodell Nr. 1

Das Berechnungsmodell Nr. 1 berücksichtigt auch den 10,00 m tiefen alluvialen Untergrund bis zur Felsoberkante und das Berechnungsmodell Nr. 2 berücksichtigt den felsartigen Untergrund bis zu 30,00 m Tiefe. Damit soll der Wechselwirkung zwischen Erdbauwerke und Baugrund Rechnung getragen werden.

Die Netzeinteilung wurde so gewählt, daß die Dammschüttung in waagerechten Lagen nachvollzogen werden kann und die unterschiedlichen Dammschichten erfaßt werden. Den Randknoten im Bereich des Untergrundes wurden feste Lager zugeordnet. Dadurch wurde erreicht, daß sich der felsartige Untergrund

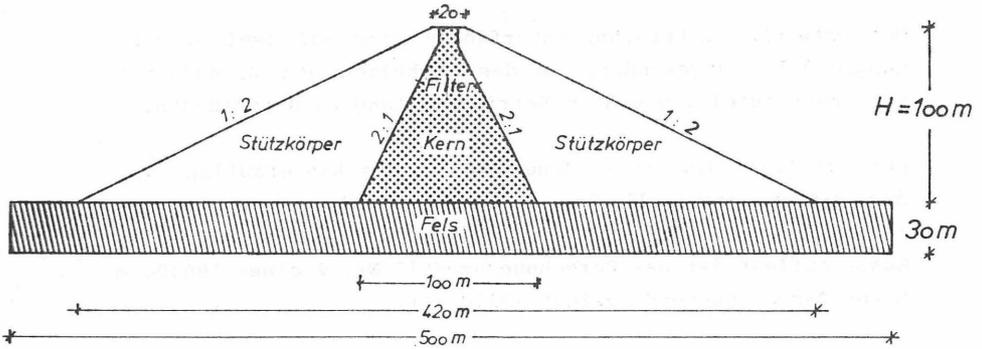


Bild 71: Abmessungen des Dammquerschnittes für das Berechnungsmodell Nr. 2

unter der Dammlast nicht verformt und waagrecht nicht verschiebt, wie auch Messungen beim Bau von hohen Dämmen gezeigt haben (Hardt, 1976). Die Netzeinteilung in finite Elemente für beide Berechnungsmodelle ist im Bild 72 dargestellt.

Die Erdbebenlast in Form einer zeitabhängigen Aufzeichnung der Beschleunigung wird an den Knoten in der Aufstandsfläche des Dammes aufgebracht.

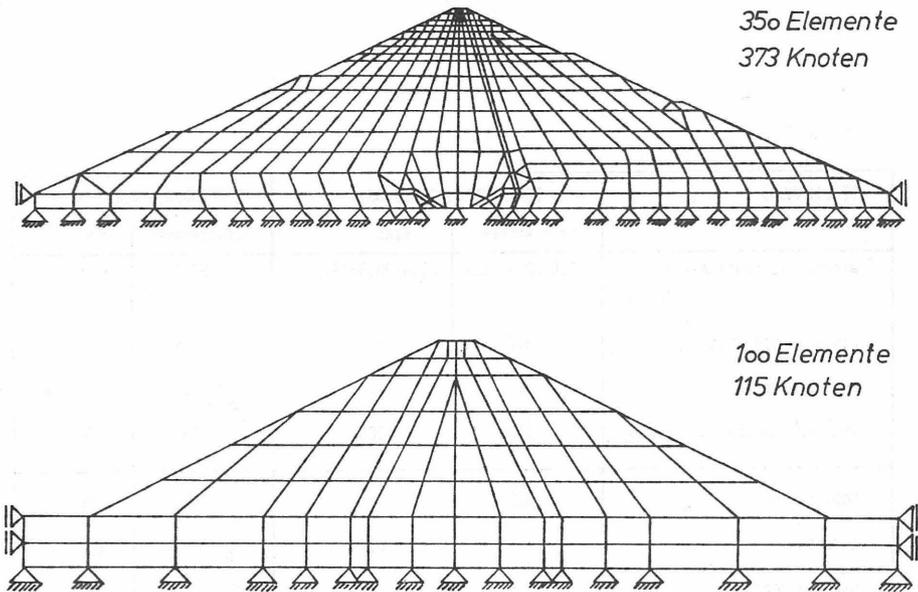


Bild 72: Elementnetze und Randbedingungen für FE-Rechnung

5.2 Ausgewählte Stoffkennwerte

Das Stoffverhalten ausgewählter Dammbaustoffe ist bereits in Kapitel 3 ausführlich erläutert worden. Die für die Modellberechnung verwendeten Stoffkennwerte sind für statische Berechnungen im Bild 73 und für die dynamische Untersuchung im Bild 74 zusammengefaßt.

BEZEICHNUNG	BERECHNUNGSMODELL NR.1		BERECHNUNGSMODELL NR.2	
	STÜTZKÖRPER	KERN	STÜTZKÖRPER	KERN
WICHTE DES SCÜTTMATERIALS γ (KN/M ³)	21.6/20.1/18.9	21.4/20.3/19.3	20.0	21.5
EINBAUVERDICHUNG k_0	0.5	0.5	0.5	0.5
QUERDEHNUNGSZAHL ν	0.30	0.40	0.30	0.40
ATMOSPH. LUFTDRUCK P_a (KN/M ²)	100	100	100	100
MODULFAKTOR K	650	360	650	360
EXPONENT n	0.32	0.73	0.32	0.73
BRUCHFAKTOR R_F	0.66	0.85	0.66	0.85
REIBUNGSWINKEL ϕ (°)	45,7/44,0/42,5	34,0/28,4/24,4	43,0	34,0
KOHÄSION c (KN/M ²)	0.00	47.0	0.00	47.0
MODULFAKTOR K_{ur}	650	360	650	360
EXPONENT n_{ur}	0.32	0.73	0.32	0.73

Bild 73: Zusammenstellung der ausgewählten Stoffkennwerte für die statischen Untersuchungen

BEZEICHNUNG	BERECHNUNGSMODELL NR.1		BERECHNUNGSMODELL NR.2	
	STÜTZKÖRPER	KERN	STÜTZKÖRPER	KERN
DICHTE DES SCHÜTTMATERIALS ρ (t/m^3)	2.16/2.01/1.89	2.14/2.03/1.93	2.00	2.15
QUERDEHNUNGSZAHL ν	0.30	0.40	0.30	0.40
PORENZAHL e	0.29/0.38/0.47	0.30/0.37/0.44	0.432	0.305
DYNAM. EXPONENT n_d	0.50	0.50	0.50	0.50
DYNAM. MODULFAKTOR K_2	--	--	220	90
DYNAM. STOFFPARAMETER a	-0.50	1.50	0.40	1.50
(HARDIN UND DRNEVICH) b	0.16	1.30	0.16	1.30
REIBUNGSWINKEL ϕ ($^\circ$)	45.7/44.0/42.5	34.0/28.4/24.4	43,0	34,0
KOHÄSION c (kN/m^2)	0.00	47,0	0.00	47,0
DÄMPFUNGSMASS D	15 %	15 %	15%	15 %
DÄMPFUNGSBEIWERT 1 α	0.550	0.550	0.556	0.556
DÄMPFUNGSBEIWERT 2 β	0.035	0.035	0.038	0.038
EIGENFREQUENZ f_1 (Hz)		0.21		0.48
EIGENFREQUENZ f_2 (Hz)		0.47		0.76

Bild 74: Zusammenstellung der ausgewählten Stoffkennwerte für die dynamische Untersuchung

5.3 Erdbebenlast

Die Nord-Süd-Komponente des 1940 in El Centro, Kalifornien aufgezeichneten Erdbebens wurde als Bemessungsgrundlage für die dynamischen Berechnungen gewählt (Bild 75).

Newmark und Rosenblueth (1971) beschreiben es als ein Beben mittlerer Dauer mit äußerst unregelmäßigen Bewegungsformen. Dieser Bebenotyp trifft für festen Untergrund bei mittleren Epizentralentfernungen zu.

Für die dynamischen Berechnungen wurden die ersten 8 Sekunden des Seismogramms als für das Beben charakteristisch und wegen der Höhe der in diesem Zeitintervall auftretenden Beschleunigungen auch als maßgebend für die Berechnungen ausgewählt.

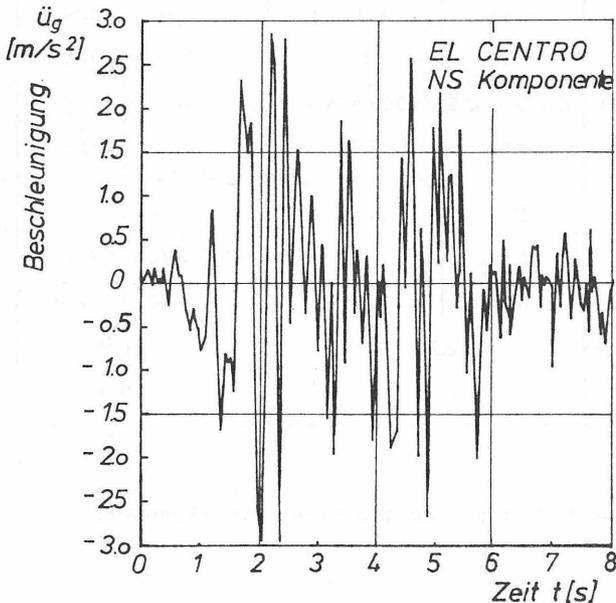


Bild 75: Seismogramm El Centro - NS Komponente

Die Beschleunigung und Geschwindigkeit des Bebens in Abhängigkeit vom Frequenzinhalt wurde errechnet.

Nach Wiegel (1970) ergibt sich das Fourier-Spektrum aus einer Auswertung des gesamten Energieinhaltes (aus kinetischer Energie und Dehnungsenergie pro Masseneinheit). Dabei wird die Abhängigkeit des quadratischen Mittels dieser Energiedichte von der Erregerfrequenz aufgetragen. Aus dem so entstehenden Geschwindigkeitsspektrum lassen sich die sogenannten Pseudo-Spektren für Beschleunigungen und Verschiebungen durch einfache Multiplikation bzw. Division mit der Frequenz ableiten. Spitzenwerte im Spektrum deuten darauf hin, daß bei der zugehörigen Frequenz oder Periode große Energiebeträge dem dynamischen System zugeführt werden.

Aus den Ergebnissen lassen sich folgende Schlußfolgerungen für die NS-Komponente des El Centro Seismogrammes ableiten:

1. Spitzenwerte der Beschleunigung sind nur im Periodenbereich von etwa 0,2 s bis 1,0 s zu erwarten. Die zugeordneten Frequenzen f liegen zwischen 1 Hz und 5 Hz. Eine ausgeprägte Spitze ergibt sich für $f = 2$ Hz (Bild 76).
2. Für die Geschwindigkeiten ist der charakteristische Periodenbereich bis auf etwa 3 s erweitert. Die Frequenzen reichen somit von etwa 0,3 Hz bis 5 Hz. Ausgeprägte Extrema liegen für 0,4 Hz und 2 Hz vor (Bild 77).
3. Die Maximalwerte der Verschiebungen wurden im Frequenzbereich 0,12 Hz bis 0,62 Hz festgestellt.
4. Die aus den Spektren zu entnehmenden Extremwerte der Bewegungsgrößen übersteigen die Werte aus den Seismogrammaufzeichnungen teilweise um ein Vielfaches. Dies ist auf die Methode der rechnerischen Auswertung zurückzuführen. Spektralwerte der Beschleunigungen, Geschwindigkeiten und Verschiebungen sind nicht aus Seismogrammen ablesbar.

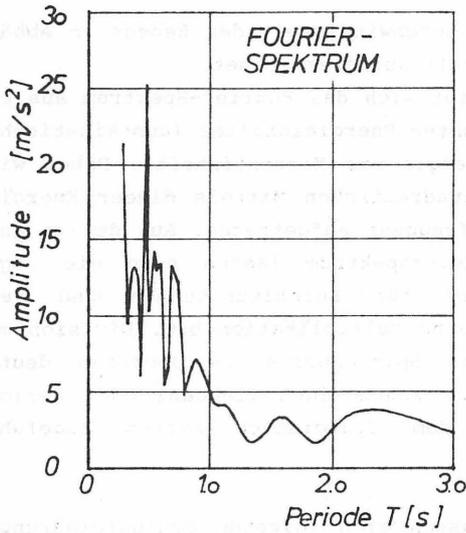


Bild 76: Fourier-Spektrum der Beschleunigung der NS-Komponente des El Centro Erdbebens 1940

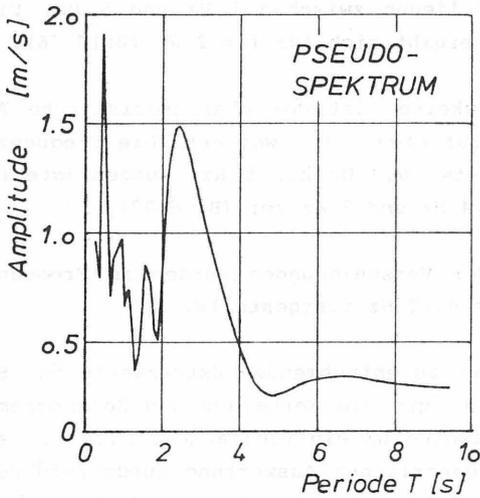


Bild 77: Pseudo-Spektrum der Geschwindigkeit der NS-Komponente des El Centro Erdbebens 1940

5.4 Verwendete Rechenprogramme

Für die durchgeführten Untersuchungen von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbebenbelastung wurden folgende Computer-Programme auf der Grundlage der Methode der finiten Elemente entwickelt:

- Das statische Programm FEST, welches den primären Spannungszustand für die weitere dynamische Untersuchung errechnet (Bild 78).
- Das Programm FEEIG für die Berechnung der Eigenfrequenzen und Eigenformen (Bild 79).
- Das dynamische Programm FEDYNPWD, welches das zeitabhängige Spannungs-Verformungsverhalten eines Erdbauwerkes unter Erdbebenbelastung ermittelt (Bild 80).

Die Auswertung der zahlreichen Ergebnisse erfolgt durch zusätzlich erstellte Plot-Programme.

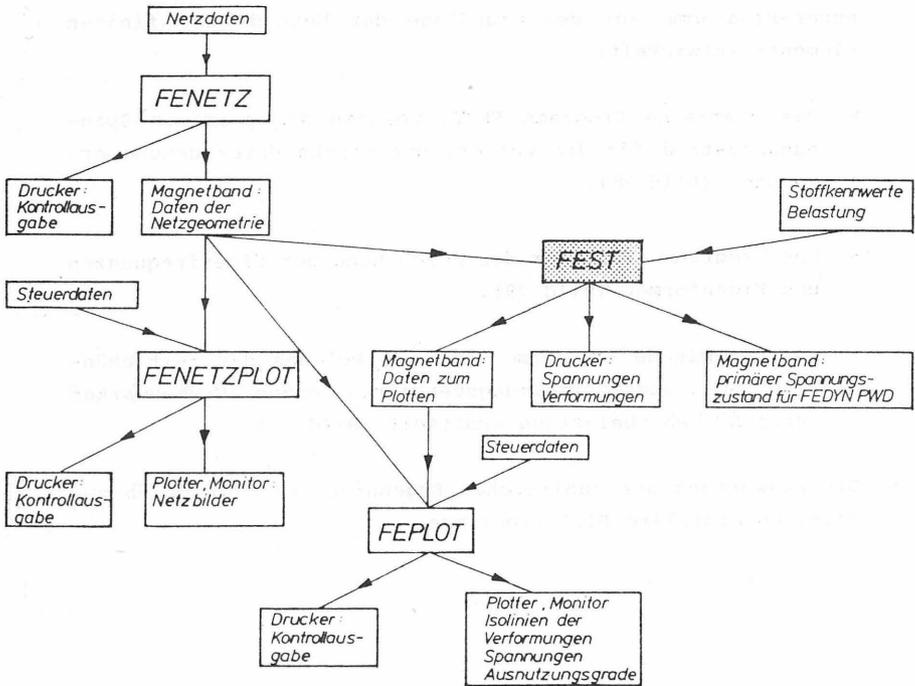


Bild 78: Organisation des Programmsystems FEST

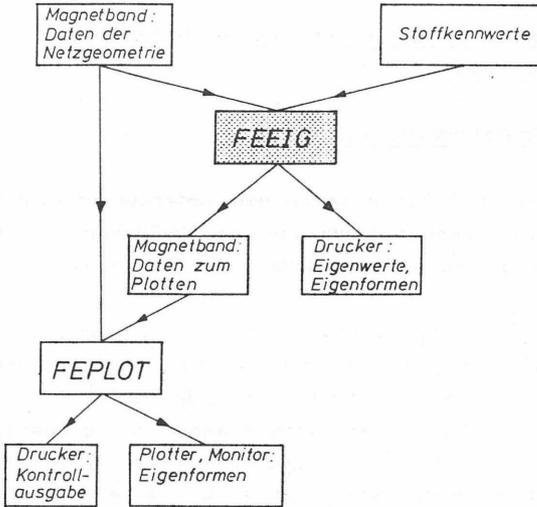


Bild 79: Organisation des Programmsystems FEEIG

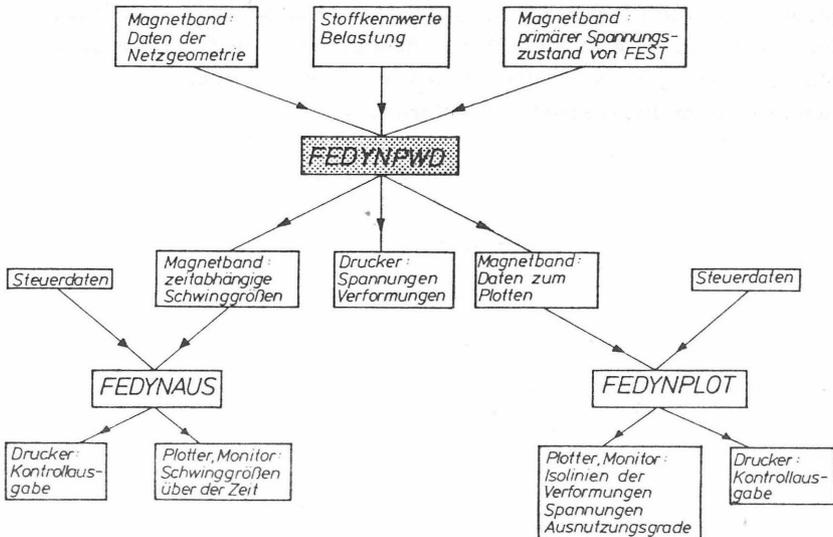


Bild 80: Organisation des Programmsystems FEDYNPWD

6 Verhalten von Zonendämmen ohne Wasserauflast
(Berechnungsmodell 1)

6.1 Primärer Spannungszustand

Das Verhalten eines 125,5 m hohen gegliederten Steinschüttdammes wurde bei leerem Staubecken im Erdbebenfall untersucht. Es wurde das Berechnungsmodell Nr. 1 zugrunde gelegt.

Da die dynamische Beanspruchung durch die seismischen Lasten eine zusätzliche Schubbeanspruchung zu dem vorhandenen Spannungszustand unter Eigengewicht darstellt, ist es zunächst erforderlich, die primären Spannungen zu bestimmen. Die errechneten primären Spannungen bei einer sehr dichten Lagerung der Schüttmaterialien sind dem Bild 81 und bei einer sehr lockeren Lagerung dem Bild 82 zu entnehmen.

Im sehr dicht gelagerten Damm verteilen sich die senkrechten und waagerechten Spannungen gleichmäßiger als im sehr locker gelagerten Damm, indem durch Spannungsumlagerung ein Teil der Last an die Stützkörper übertragen wird. Besonders günstig verteilen sich die Schubspannungen im sehr dicht gelagerten Damm beiderseits des Kerns.

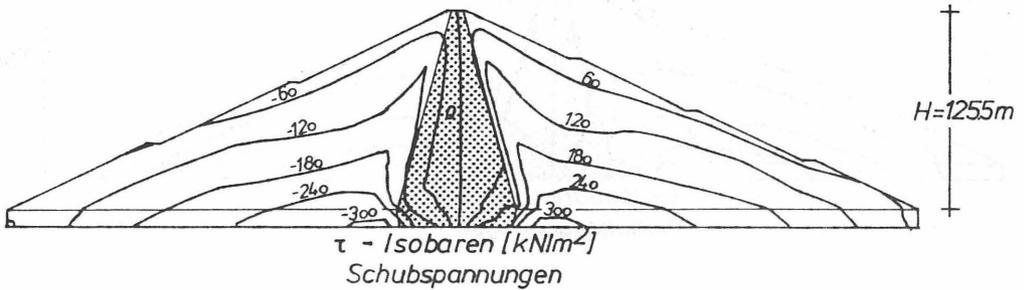
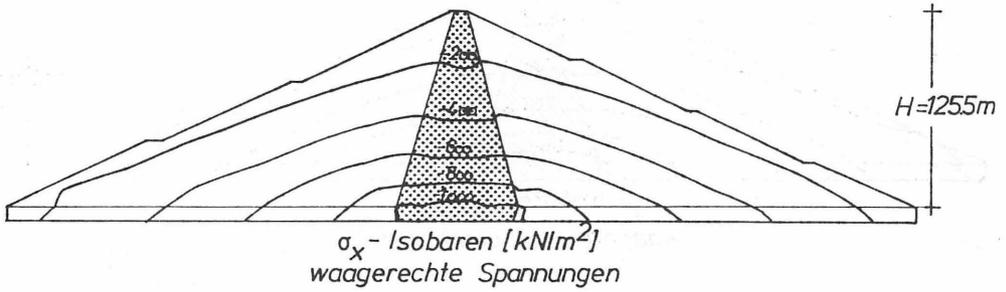
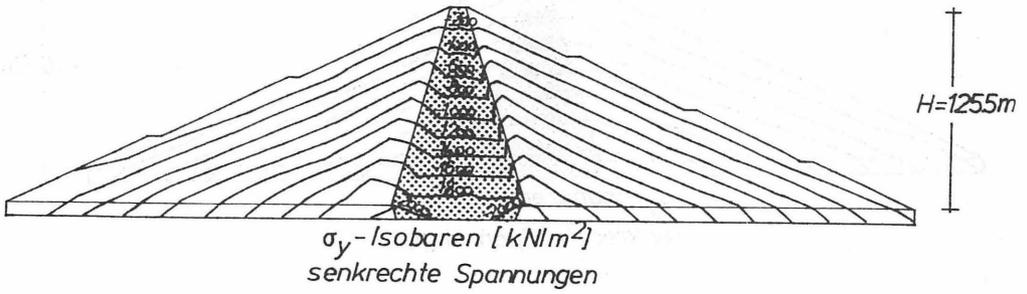


Bild 81: Primärer Spannungszustand bei sehr dichter Lagerung

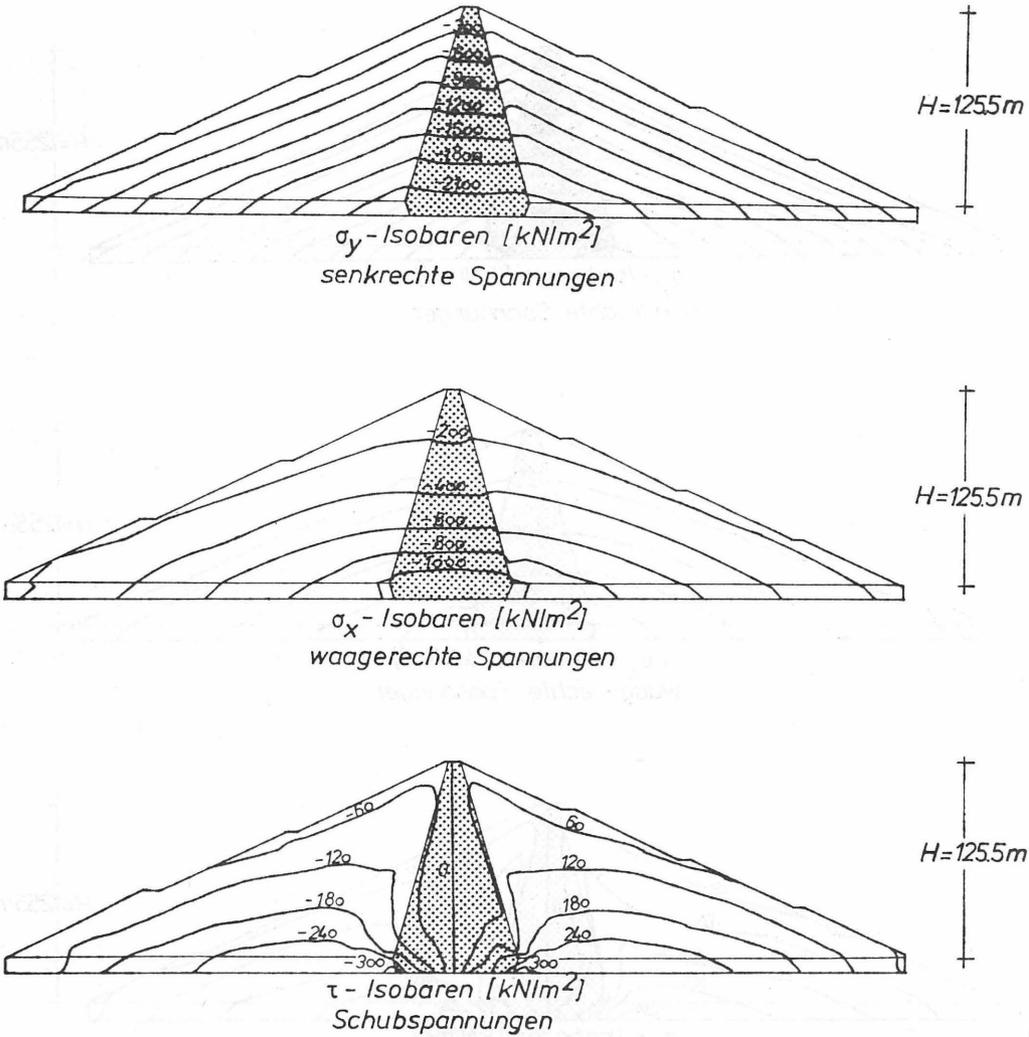


Bild 82: Primärer Spannungszustand bei sehr lockerer Lagerung

6.2 Dynamischer Spannungszustand

6.2.1 Einfluß der Lagerungsdichte

Der Einfluß der Lagerungsdichte wird durch Veränderung der Porenzahl e untersucht (Bild 83).

	sehr dichte Lagerung		sehr lockere Lagerung	Lagerung
	Stützkörper	Kern		
Porenzahl e	0,29	0,30	0,47	0,44
Wichte γ (kN/m^3)	21,60	21,40	18,90	19,30

Bild 83: Bodenmechanische Kennwerte bei sehr dichten bzw. sehr lockeren Lagerung für den untersuchten Damm

Für einige ausgewählte Elemente wurde die größte Schubverformung über der Erdbebendauer aufgetragen, um den ungünstigsten Spannungszustand zu ermitteln (Bild 84). Dabei stellte sich heraus, daß die größten Amplituden der Schubverformung zwischen 1,7 s und 2,5 s auftreten. Aufgrund dieser Untersuchung wird der Zeitpunkt $t = 2,26$ s ausgewählt, um den dynamischen Spannungszustand darzustellen.

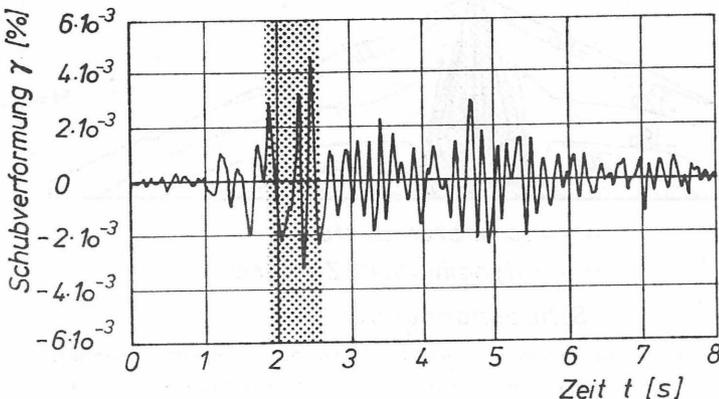


Bild 84: Zeitlicher Verlauf der Schubverformungen in Abhängigkeit von der Erdbebendauer

σ_y -Spannungen

Die zeitabhängigen Erdbebenlasten beeinflussen fast überhaupt nicht die Verteilung der senkrechten Spannungen. Unabhängig von der Lagerungsdichte der aufgeschütteten Materialien unterscheidet sich der dynamische Spannungszustand nur unwesentlich vom primären Spannungszustand.

σ_x -Spannungen

Unabhängig von der Lagerungsdichte der Schüttmaterialien werden auch die waagerechten Spannungen nur unbedeutend durch die zeitabhängige Erdbebenlasten beeinflusst.

τ -Spannungen

Die zeitabhängigen Erdbebenlasten wirken sich besonders auf die Verteilung der Schubspannungen im Damm aus. Sie rufen zeitabhängige Veränderungen der Schubspannungen hervor, die die primären Schubspannungen wesentlich überschreiten können (Bild 85). Dadurch entstehen innerhalb des Damms Bereiche, die durch die wechselnden Schubspannungen einer besonders starken Beanspruchung ausgesetzt werden. Solche Bereiche liegen vor allem im Grenzbereich zum Kern und an der Dammsohle.

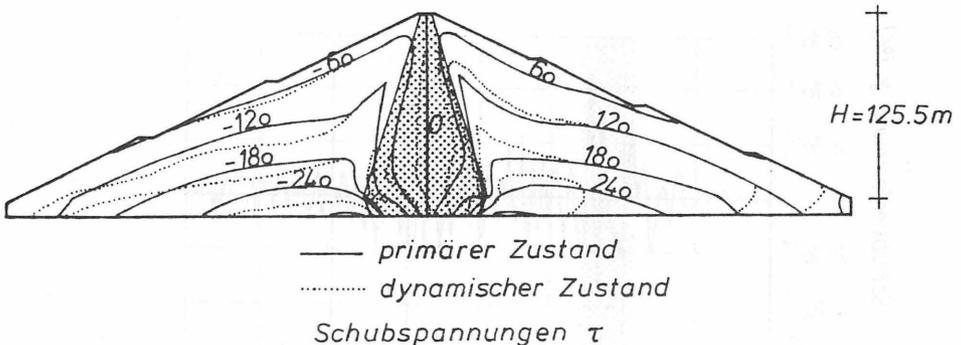


Bild 85: Veränderung der Verteilung der Schubspannungen durch die Erdbebenlast zum Zeitpunkt $t = 2,26\text{ s}$.

Diese Spannungszustände treten unabhängig von der Lagerungsdichte ein. Der Einfluß der Lagerungsdichte beschränkt sich hauptsächlich auf die primären Schubspannungen. Bei einer lockeren Lagerung werden die Grenzbereiche zum Kern durch höhere Schubspannungen als bei einer dichten Lagerung beansprucht. Durch die dynamischen Erdbebenlasten wird dieser Bereich zusätzlich beansprucht (Bild 86). Mit zunehmender Lagerungsdichte verlagern sich die großen primären Schubspannungen weiter in die Stützkörper des Dammes, so daß die Schubspannungen aus Eigengewicht und Erdbeben am Rande des Kerns zum Teil erheblich abnehmen (Bild 87).

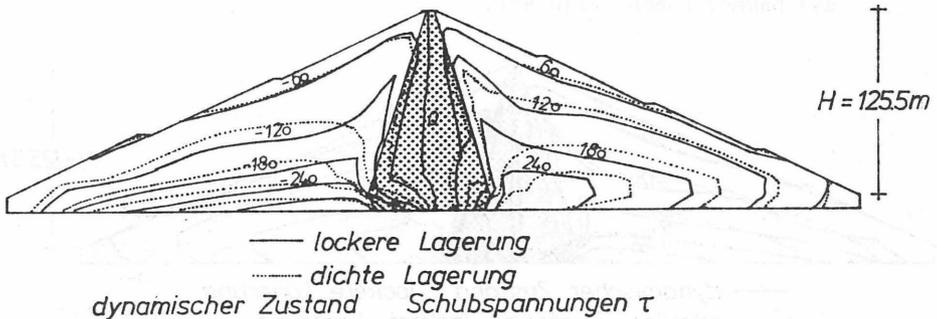


Bild 86: Einfluß der Lagerungsdichte auf die Verteilung der Schubspannungen unter Erdbebenbelastung



Bild 87: Verteilung der Schubspannungen bei dem dicht gelagerten Damm zum Zeitpunkt $t = 2,26\text{ s}$ verglichen mit dem primären Spannungszustand

Dieses Verhalten ist auf die gleichmäßigen bodenmechanischen Eigenschaften der Schüttmaterialien im Kern und in den Stützkörpern bei sehr dichter Lagerung zurückzuführen, wenn sich die Verformungsmoduli im Kern und in den Stützkörpern nicht wesentlich voneinander unterscheiden. Anders ist es jedoch bei dem Damm mit der lockeren Lagerung. Dieser Damm besitzt einen weichen Kern und steife Stützkörper und somit ungleichmäßige bodenmechanische Eigenschaften. Die Last wird vom weichen Kern zu den Stützkörpern übertragen und die so entstehende starke Schubbeanspruchung im Grenzbereich des Kerns kann erhebliche Auswirkungen auf die Standfestigkeit des Dammes haben (Bild 88).

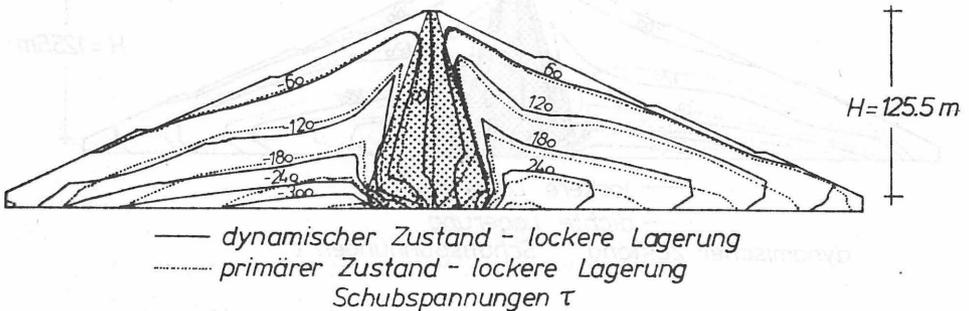


Bild 88: Verteilung der Schubspannungen bei dem locker gelagerten Damm zum Zeitpunkt $t = 2,26$ s und verglichen mit dem primären Spannungszustand

Die erhöhten Schubspannungen an der Dammsohle beruhen auf den unterschiedlichen Richtungen der Erdbebenkräfte im Untergrund und der Trägheitskräfte des Dammes. Ihre Größenordnung wird jedoch von den Randbedingungen des Berechnungsmodells beeinflusst. Bei einer großen Rauigkeit zwischen Schüttmaterialien und Fels kann man von einer festen Kopplung zwischen Damm und Untergrund ausgehen, wobei nur unbedeutende Verschiebungen in der Aufstandfläche eintreten.

Demnach wird der größte Teil der freigesetzten seismischen Energie hauptsächlich in Schubbeanspruchung an der Dammsohle umgesetzt. Dies führt zu erhöhten Schubspannungen an der Dammsohle (Bild 89).

Ausnutzungsgrade

Der Ausnutzungsgrad eines Elementes nimmt mit zunehmender Lagerungsdichte ab und die Sicherheit steigt an. Nach den Berechnungen beträgt die Abnahme des Ausnutzungsgrades für das gleiche Element eines Dammes mit sehr dichter Lagerung und eines Dammes mit sehr lockerer Lagerung bis zu 16 %. Die höheren Ausnutzungsgrade sind auf die Verminderung der Scherfestigkeit bei abnehmender Lagerungsdichte zurückzuführen.

Die Ausnutzungsgrade unter Erdbebenbelastung verteilen sich nicht mehr symmetrisch zur Dammachse wie es der Fall unter Eigengewicht ist. Höhere Ausnutzungsgrade treten im unteren Bereich der Stützkörper in Abhängigkeit von der Richtung der Erdbebenwirkung auf. Wesentliche Unterschiede zwischen den Ausnutzungsgraden im primären Zustand und unter Erdbebenbelastung wurden im Bereich des Dichtungskernes nicht festgestellt. Die Erhöhung der Ausnutzungsgrade am Stützkörperfuß deutet daraufhin, daß ein durch Erdbeben ausgelöster Bruch von diesem Bereich ausgehen wird. Dies stimmt mit den Erfahrungen aus Modellversuchen überein, wonach sich die Gleitlinien vom Stützkörperfuß sukzessiv zur Dammkrone fortpflanzen.

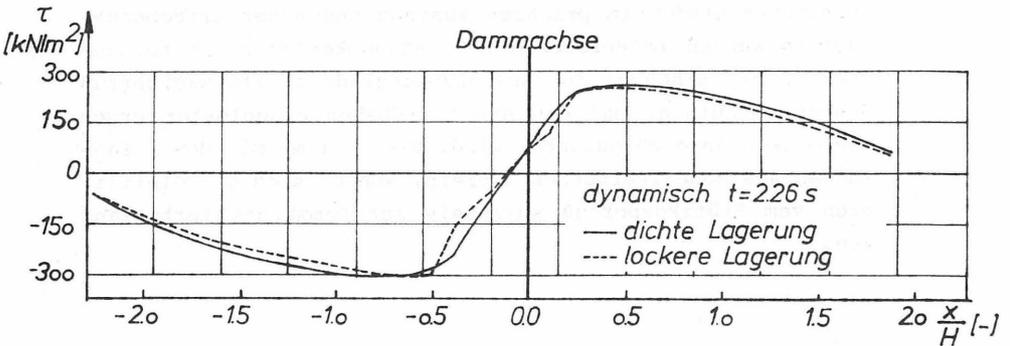
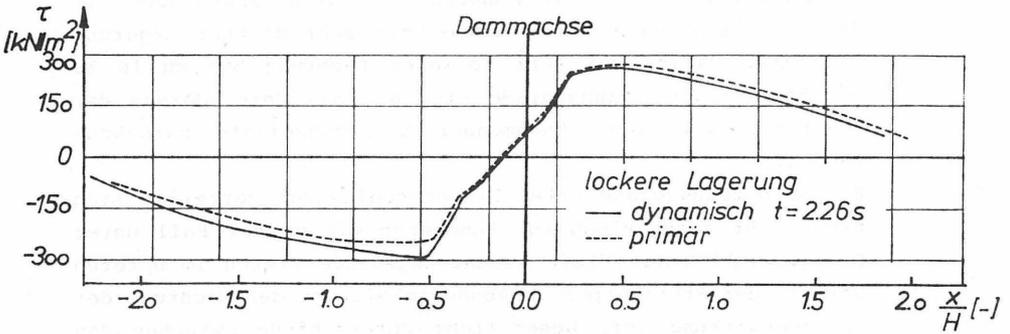
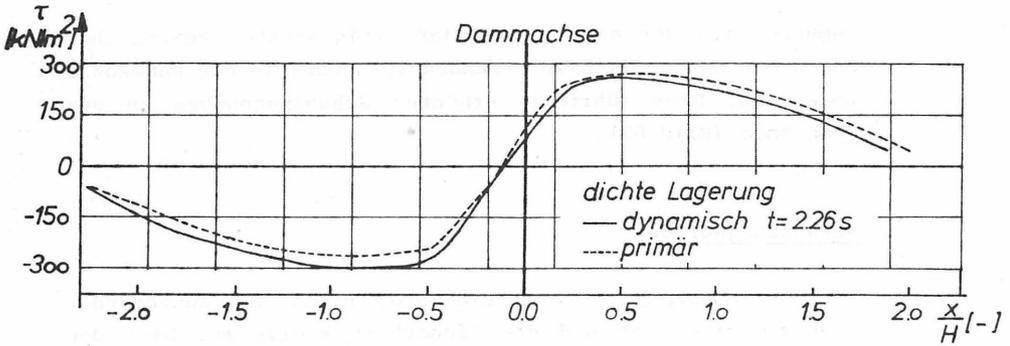


Bild 89: Verteilung der dynamischen Schubspannungen in der Aufstandsfläche bei unterschiedlicher Lagerungsdichte verglichen mit dem primären Spannungszustand

6.2.2 Einfluß der Steifigkeit

Hardt (1975) weist darauf hin, daß das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen dem Dichtungskern und den Stützkörpern das statische Tragverhalten eines Erd- bzw. Steinschüttdammes unter Eigengewicht entscheidend beeinflusst. Im folgenden werden zwei Varianten untersucht, die den Einfluß auf das dynamische Verhalten deutlich machen sollen.

- Damm mit steifem Kern
Stützkörper locker gelagert (weich)
Kern dicht gelagert (steif)

- Damm mit weichem Kern
Stützkörper dicht gelagert (steif)
Kern locker gelagert (weich)

Die verwendeten bodenmechanischen Kennwerte sind in Bild 90 zusammengestellt.

Die Verteilung der senkrechten und der waagerechten Spannungen zeigt keine wesentliche Veränderung gegenüber der beim primären Spannungszustand.

	Damm mit steifem Kern		Damm mit weichem Kern	
	Stützkörper	Kern	Stützkörper	Kern
Porenzahl e	0,47	0,30	0,29	0,44
Wichte γ (kN/m ³)	18,90	21,40	21,60	19,30
Reibungs- winkel ($^{\circ}$)	42,5	34	45,7	24,4

Bild 90: Bodenmechanische Kennwerte für den Damm mit steifem bzw. weichem Kern

Im Gegensatz dazu erfahren die Schubspannungen eine deutliche Veränderung. Besonders ungünstig wird der Damm mit weichem Kern beansprucht. Beiderseits des Dichtungskernes treten erhebliche Spannungskonzentrationen auf (Bild 91 und 92).

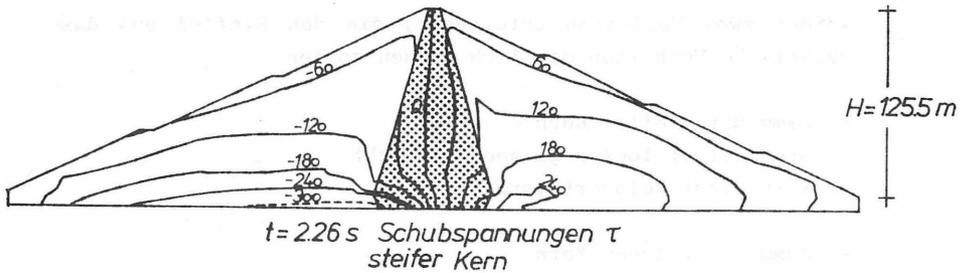


Bild 91: Verteilung der Schubspannungen zum Zeitpunkt $t = 2,26 \text{ s}$ im Damm mit steifem Kern

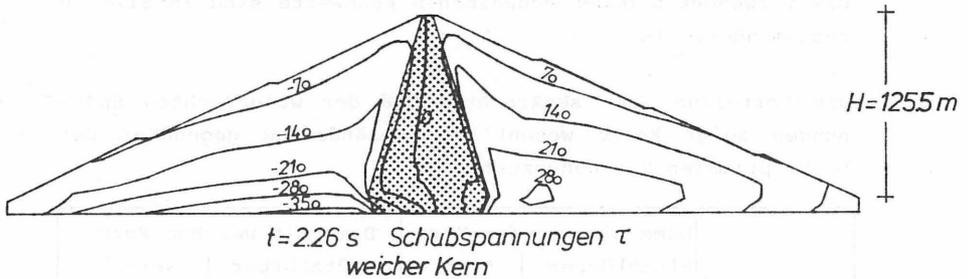


Bild 92: Verteilung der Schubspannungen zum Zeitpunkt $t = 2,26 \text{ s}$ im Damm mit weichem Kern

Ein Vergleich mit den Ergebnissen bei lockerer Lagerung des gesamten Damms läßt den relativ großen Einfluß der Verdichtung des Kerns auf das Tragverhalten erkennen. Das Kernmaterial (Moräne) reagiert erheblich sensibler auf die Verdich-

tung und ändert seinen Verformungsmodul stärker, während der Verformungsmodul des Stützkörpermaterials (Basalt) sich wesentlich weniger mit der Verdichtung ändert. Demnach sind die Verformungsmoduli im Damm mit dem steifen Kern sehr stark aneinander angeglichen. Infolgedessen verlaufen die Isobaren der Schubspannungen in diesem Damm ausgeglichen und ohne markante Zuspitzungen. Grundsätzlich ist erwartungsgemäß festzustellen, daß die jeweilige steife Damzone die Spannungen an sich zieht und somit am stärksten beansprucht wird. Trägt man die Schubspannungen in der Aufstandsfläche auf, so zeigen sich im Bereich des weichen Kerns geringere Schubspannungen als im steifen Kern. Im Bereich der Stützkörper ergeben sich im Damm mit weichem Kern Schubspannungen um 15 % höher als im Damm mit steifem Kern (Bild 93).

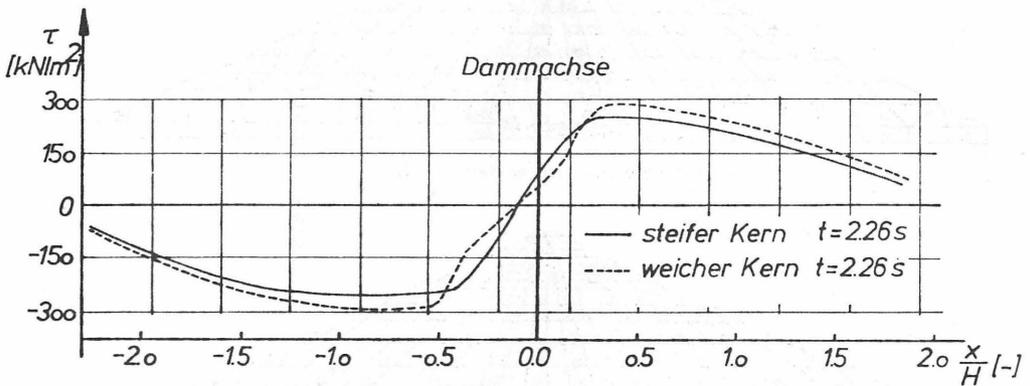
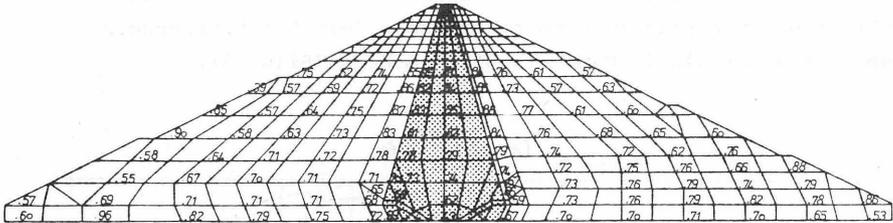


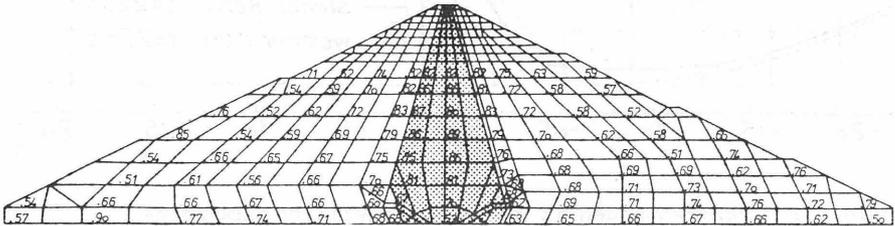
Bild 93: Schubspannungen in der Aufstandsfläche zum Zeitpunkt $t = 2,26\text{ s}$

Die ungünstige Beanspruchung des Dammes mit dem weichen Kern wird auch durch die ermittelten Ausnutzungsgrade verdeutlicht. Besonders gefährdet ist der weiche Kern, in dem die Ausnutzungsgrade bis zu 10 % höher als im steifen Kern liegen (Bild 94).

Die relativ dicht gelagerten Dammmzonen besitzen in beiden Varianten geringere Ausnutzungsgrade. So werden die Stützkörper im Damm mit weichem Kern günstiger als die Stützkörper im Damm mit steifem Kern unter Erdbebenbelastung beansprucht. In beiden Fällen wird die Standsicherheit beeinträchtigt, es tritt jedoch kein Böschungsbruch ein. Von wesentlicher Bedeutung sind die hohen Ausnutzungsgrade im weichen Kern. Sie deuten darauf hin, daß bei einem stärkeren Erdbeben dieser Damm eher als der Damm mit dem steifen Kern ungünstigen Rissen am Dichtungskern ausgesetzt ist.



Ausnutzungsgrade steifer Kern $t = 226$ s



Ausnutzungsgrade weicher Kern $t = 226$ s

Bild 94: Ausnutzungsgrade zum Zeitpunkt $t = 2,26$ s für den Damm mit steifem bzw. weichem Kern

6.2.3 Einfluß der Form des Kerns

6.2.3.1 Untersuchte Querschnitte

Die Form und die Breite des Kerns bestimmen neben den Verformungseigenschaften des Kernmaterials die Spannungsumlagerung im Damm. Im folgenden soll daher untersucht werden, wie sich die Spannungsverteilung im Damm und das Schwingungsverhalten des Dammes während der zeitabhängigen Erdbebenbelastung mit der Geometrie des Kerns ändern.

Untersucht wurde das Berechnungsmodell Nr. 1 mit einem symmetrischen Dichtungskern und drei unterschiedlichen Kernbreiten. Zum Vergleich wurde zusätzlich das Berechnungsmodell Nr. 1 mit einem geneigten Dichtungskern herangezogen.

Die untersuchten Kernformen sind im Bild 95 dargestellt. Die Abmessungen des jeweiligen Modelldamms sind im Bild 96 angegeben.

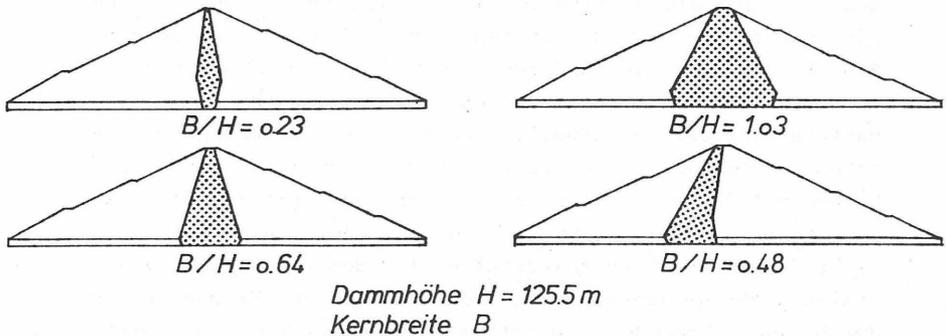


Bild 95: Untersuchte Formen des Kerns

Kern	Kernbreite B (m)	B/H	Kernneigung	Bezeichnung nach Schober (1970)
symmetrisch	28,50	0,23	1:0,15	schmaler Kern B/H < 0,5
symmetrisch	80,00	0,64	1:0,25	breiter Kern B/H > 0,5
symmetrisch	128,70	1,03	1:0,60	
geneigt	59,60	0,48	1:0,60 1:0,20	

Dammhöhe 125,5 m
Böschungsneigung 1:2,1
Kronenbreite 10,0 m

Bild 96: Abmessungen der untersuchten Querschnitte

Die Untersuchungen mit unterschiedlicher Lagerungsdichte für den Kern und die Stützkörper lassen erkennen, daß der Damm mit dem sehr dicht gelagerten Kern und locker gelagertem Stützkörper die gleichmäßigere Spannungsverteilung besitzt und die verhältnismäßig geringeren Schubspannungen unter dynamischer Belastung aufweist. Daher wurden die bodenmechanischen Kennwerte dieses Dammes benutzt, um den Einfluß der Kerneometrie auf das dynamische Spannungs-Verformungsverhalten zu untersuchen. Ein anderer Dammquerschnitt aus sehr dicht gelagerten Schüttmaterialien für den gesamten Damm erschien nicht geeignet, da sich der Einfluß der Kerneometrie durch das besondere günstige Spannungsverhalten nicht ausreichend genug zeigen würde.

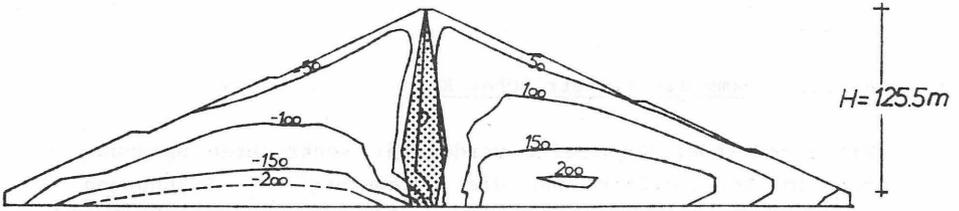
6.2.3.2 Damm mit symmetrischem Kern

Mit zunehmender Kernbreite werden die senkrechten Spannungen im Kern größer und die Umlagerung der Spannungen nimmt ab. Demnach weist der Kern des Dammes mit schmalem Kern die größte Spannungsumlagerung auf, er hängt sich gewissermaßen an den Stützkörper auf.

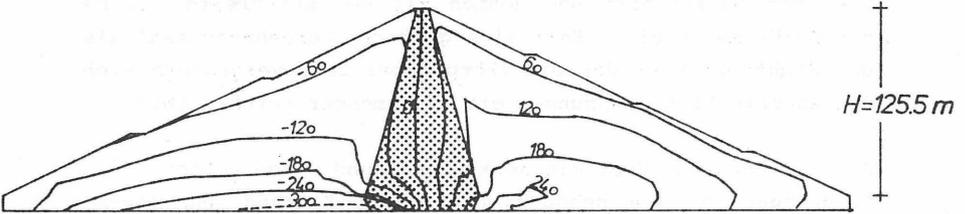
Die waagerechten Spannungen verteilen sich gleichmäßig über den Querschnitt und nehmen mit der Kernbreite zu. Da das Schüttmaterial im Kern eine größere Querdehnungszahl als das Schüttmaterial der Stützkörper besitzt, vergrößern sich die waagerechten Spannungen mit zunehmender Kernbreite.

Diese Kenntnisse über die senkrechten und waagerechten Spannungen stammen schon vom primären Zustand und verändern sich nicht merkbar unter der Erdbebenbelastung.

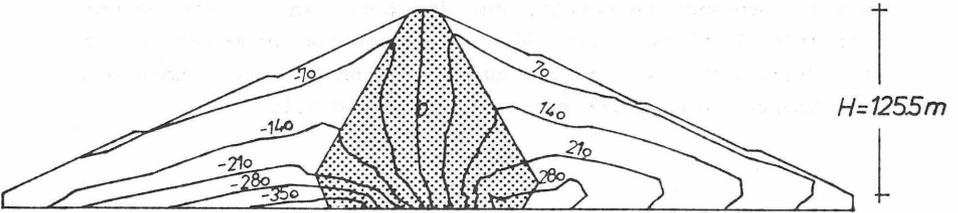
Von größerer Bedeutung sind die von der Erdbebenlast hervorgerufenen zeitabhängigen Schubspannungen. Sie sind am größten in den Stützkörpern, und die Spitzenwerte wandern mit zunehmender Kernbreite auf den Kern hin zu. Die dargestellten Schubspannungen über dem gesamten Dammquerschnitt zum Zeitpunkt $t = 2,26$ verlaufen gleichmäßig und nehmen mit zunehmender Kernbreite ebenfalls zu (Bild 97).



schmaler Kern $B/H = 0.23$
 τ -Isobaren [kN/m^2] Schubspannungen $t = 2.26 \text{ s}$



breiter Kern $B/H = 0.64$
 τ -Isobaren [kN/m^2] Schubspannungen $t = 2.26 \text{ s}$



breiter Kern $B/H = 1.03$
 τ -Isobaren [kN/m^2] Schubspannungen $t = 2.26 \text{ s}$

Bild 97: Verteilung der Schubspannungen zum Zeitpunkt
 $t = 2,26 \text{ s}$ bei unterschiedlichen Kernbreiten

Dieser gleichmäßige Verlauf wird durch die angenommene verhältnismäßig ausgeglichene Steifigkeit zwischen Dichtungskern und Stützkörper begründet. Die unterschiedlichen Kernbreiten beeinflussen also vor allem die Größenordnung der Schubspannungen, sie führen nicht zu besonderen Spannungskonzentrationen. In der Aufstandsfläche liegen die größten Schubspannungen für den breiten Kern um 40 % höher als für den schmalen Kern (Bild 98).

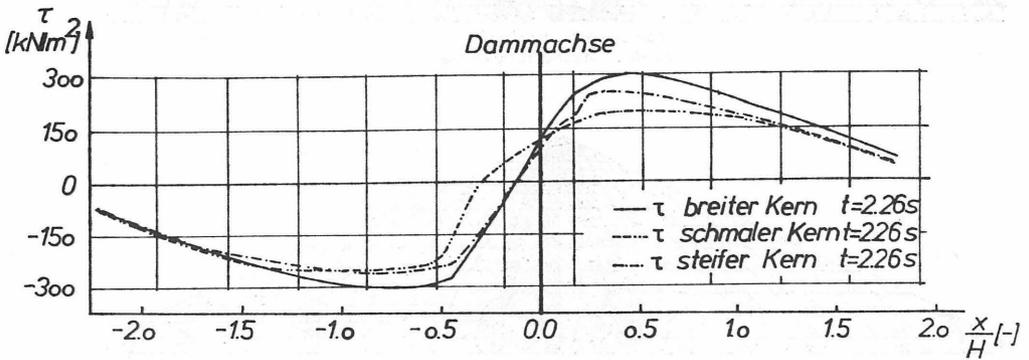
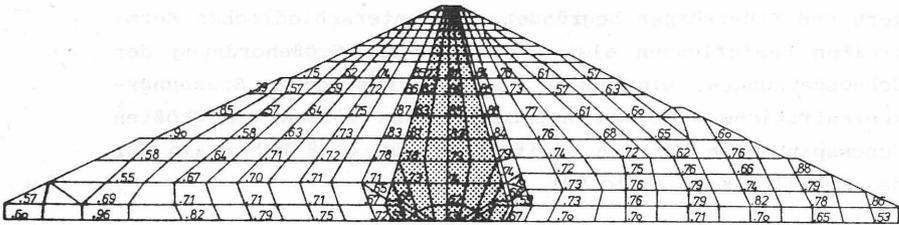
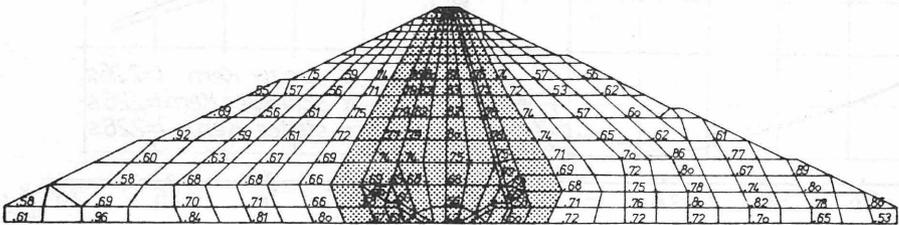


Bild 98: Verteilung der Schubspannungen zum Zeitpunkt $t = 2,26$ in der Aufstandsfläche bei unterschiedlicher Kernbreite

Die größeren Schubspannungen bei zunehmender Kernbreite führen mit den größeren waagerechten und senkrechten Spannungen jedoch nicht zu einer ungünstigeren Beanspruchung des Dichtungskerns, da sich der Mohrsche Spannungskreis von der Bruchgerade weg verschiebt. Die errechneten Ausnutzungsgrade nehmen mit zunehmender Kernbreite ab und führen zu einer verminderten Beanspruchung des Kerns, teilweise bis zu 10 % (Bild 99).



breiter Kern $B/H=0.64$
 $t=2.26s$ Ausnutzungsgrade



breiter Kern $B/H=1.03$
 $t=2.26s$ Ausnutzungsgrade

Bild 99: Errechnete Ausnutzungsgrade zum Zeitpunkt $t = 2,26$
 in Abhängigkeit von der Kernbreite

6.2.3.3 Damm mit geneigtem Kern

Die Stützkörper eines Dammes mit geneigtem Kern sind für eine geringere Schubbeanspruchung als die eines Dammes mit symmetrischem Kern ausgelegt. An der flacher geneigten Kernseite erhöhen sich die Schubspannungen (Bild 100). Dieser Zustand kann bei Baustoffen mit geringer Bruchfestigkeit gefährlich werden. Die in der Aufstandfläche ermittelten Schubspannungen liegen weit unter den errechneten Schubspannungen für den Damm mit symmetrischem Kern (Bild 101).

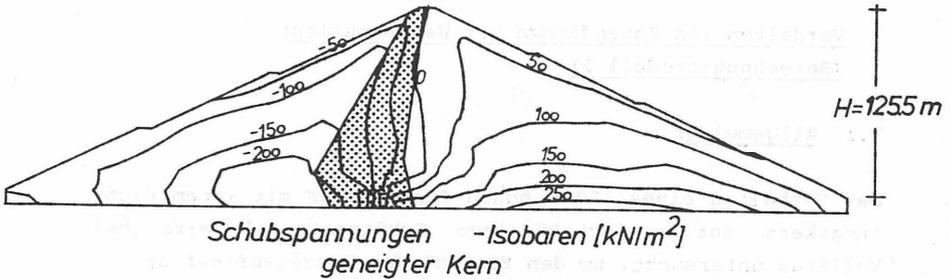


Bild 100: Verteilung der Schubspannungen zum Zeitpunkt $t = 2,26$ s über dem gesamten Dammschnitt

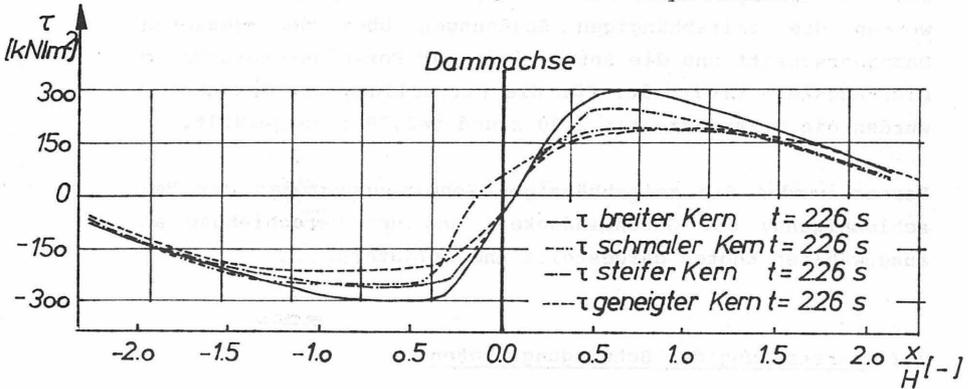


Bild 101: Verteilung der Schubspannungen zum Zeitpunkt $t = 2,26$ in der Aufstandsfläche

6.2.3.4 Folgerung für die Kerngeometrie

Dämme mit breitem Kern besitzen ausgeglichene Spannungszustände. Die Schubspannungen verlaufen gleichmäßig und die Spitzenwerte wandern mit zunehmender Kernbreite auf den Kern hin zu. Bei dem Damm mit geneigtem Kern bildet sich ein asymmetrischer Spannungszustand und die Schubspannungen im luftseitigen Stützkörper werden wesentlich geringer.

7 Verhalten von Zonendämmen mit Wasserauflast (Berechnungsmodell 2)

7.1 Allgemeines

Das Verhalten eines 100 m hohen Zonendammes mit einem Dichtungskern aus gemischtkörnigem Schüttmaterial wird bei Vollstau untersucht, um den Einfluß der Wasserauflast an der oberwasserseitigen Dammböschung auf die Standsicherheit des Dammes im Erdbebenfall zu beurteilen. Für die durchgeführten Untersuchungen wurde das Berechnungsmodell Nr. 2 zugrunde gelegt. Ausgehend vom primären Spannungszustand werden die zeitabhängigen Spannungen über dem gesamten Dammquerschnitt und die Entwicklung der Porenwasserdrücke im Dichtungskern ermittelt. Für die Darstellung der Spannungen wurden die Zeitpunkte $t = 2,00$ s und $t = 2,20$ s ausgewählt.

Ferner werden die zeitabhängigen Schwingungsgrößen der Beschleunigung, der Geschwindigkeit und der Verschiebung an ausgewählten Knoten dargestellt und erläutert.

7.2 Darstellung der Schwingungsgrößen

Die errechneten zeitabhängigen Schwingungsgrößen sind an ausgewählten Knoten in der Dammachse und an den Stützkörpern dargestellt (Bild 102).

Bei einem Vergleich der Beschleunigungsverläufe wird deutlich, daß mit zunehmendem Abstand von der Dammsohle die Hauptausschläge der Schwingungen phasengleich auftreten, die kleineren Ausschläge im wesentlichen durch die Materialeigenschaften ausgefiltert werden und die Schwingungsperioden entsprechend zunehmen.

Das Verhalten der Spitzenwerte der Amplituden ist stark von

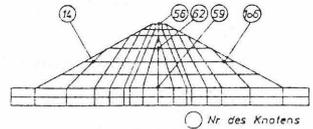
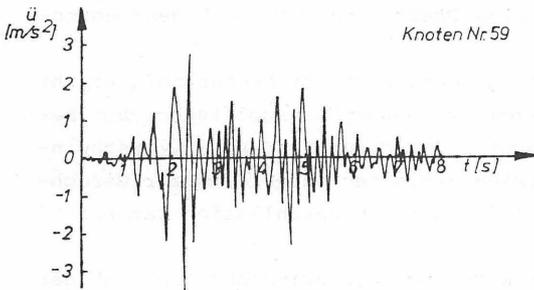
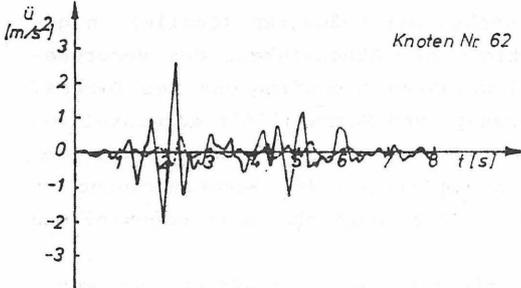
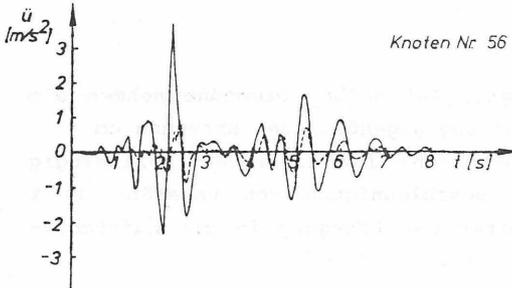
der Lage im Damm abhängig. Auf halber Dammhöhe nehmen die Amplituden der Beschleunigung gegenüber der Erregung um bis zu 50 % ab. Die Dammkrone ist einer nur geringfügig größeren Amplitude der Beschleunigung von ungefähr 30 % gegenüber des Spitzenwertes der Erregung in der Aufstandsfläche ausgesetzt (Bild 102).

Diese Rechenergebnisse stehen mit Meßwerten (Quelle) in gutem Einklang und bestätigen die Abhängigkeit des Vergrößerungsfaktors von der niedrigsten Eigenfrequenz des Dammes. Benutzt man die von Ambraseys und Sarma (1967) aufgestellten Vergrößerungsspektren, so stimmen ihre Ergebnisse mit den hier errechneten größten Amplituden der Beschleunigung an der Dammkrone und auf halber Dammhöhe zufriedenstellend überein.

Demnach sind hohe Dämme mit niedrigen Eigenfrequenzen weniger gefährdet als niedrige Dämme, die höhere Eigenfrequenzen besitzen.

Obwohl keine senkrechte Komponente des Erdbebens aufgebracht wurde, treten mit zunehmender Dammhöhe Amplituden der Beschleunigung in senkrechter Richtung in Form Biegeschwingungen auf, die beim viskoelastischen Modelldamm zur Berechnung des seismischen Koeffizienten vernachlässigt werden.

Die zeitabhängigen Verläufe der Geschwindigkeiten und der Verschiebungen verhalten sich wie der beschriebene Verlauf der Beschleunigung. Die größte Amplitude der Geschwindigkeit bzw. der Verschiebung an der Dammkrone liegt bei 28cm/s bzw. 2,5 cm und somit um 100 % bzw. 150 % höher als die entsprechenden größten Amplituden in der Aufstandsfläche des Dammes.



— waagerechte Beschleunigung
- - - senkrechte Beschleunigung

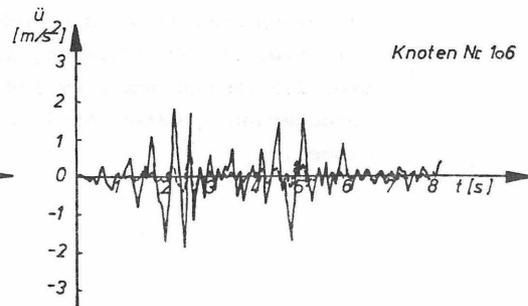
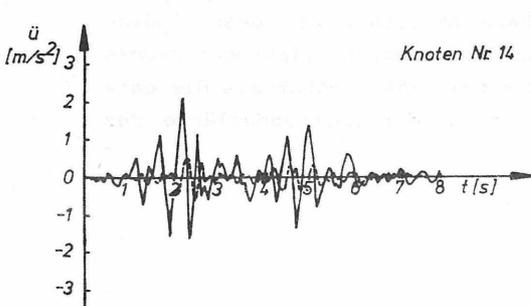


Bild 102: Zeitabhängiger Verlauf der Beschleunigung an ausgewählten Knoten des Dammes

7.3 Beanspruchung zu unterschiedlichen Zeitpunkten

7.3.1 Beanspruchung zum Zeitpunkt $t = 2,00$ s

7.3.1.1 Spannungszustand

Die dynamische Belastung beeinflusst deutlich die Richtung (Bild 103) und nur geringfügig die Größe der Hauptspannungen (Bild 104). Wirken die Erdbebenkräfte zur Wasserseite hin, so sind die Trägheitskräfte des Damms entgegengesetzt gerichtet. Dadurch kommt zu den Komponenten der Hauptspannungen eine waagerechte Komponente hinzu, die zu einer deutlichen Verdrehung der Hauptspannungen führt. Ein Böschungsbruch tritt erst dann ein, wenn die Scherfestigkeit der Schüttmaterialien entlang einer Gleitfläche überschritten wird.

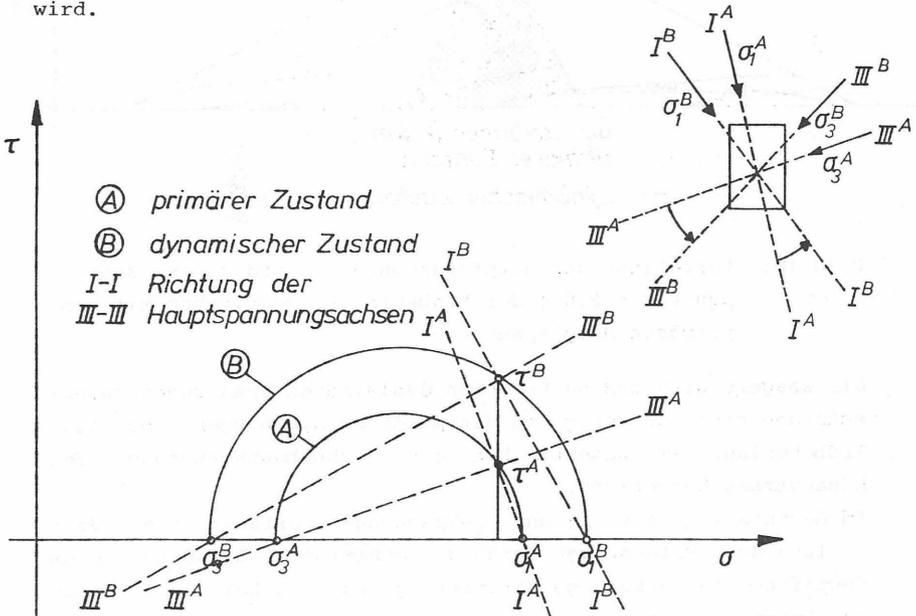


Bild 103: Verdrehung der Richtung der Hauptspannungen entgegen dem Uhrzeigersinn durch die seismische Beanspruchung

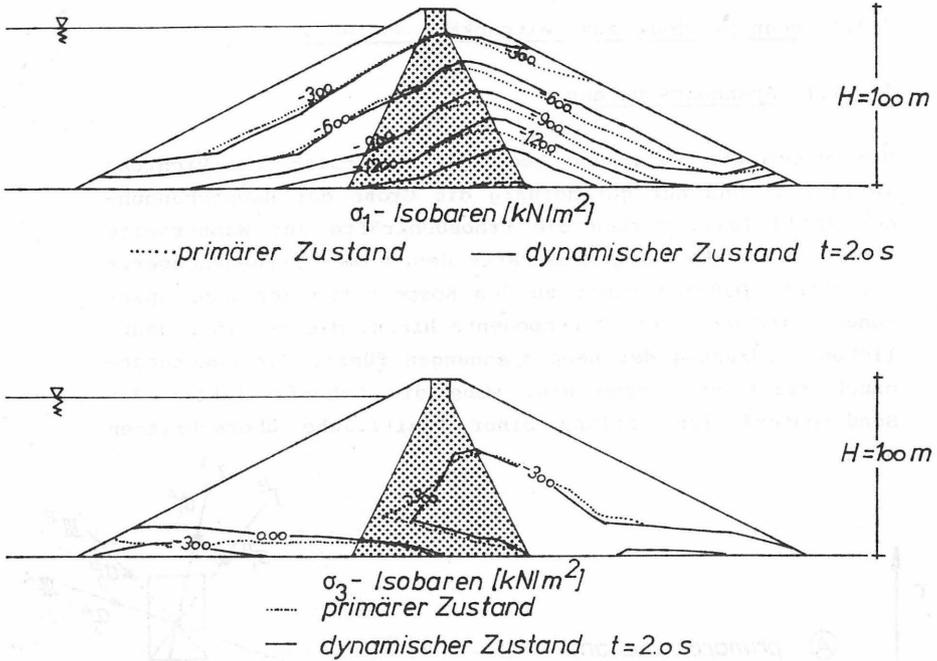
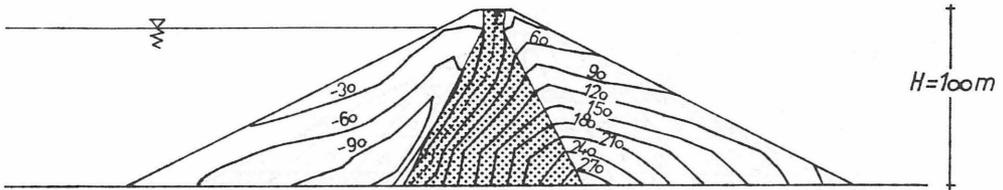


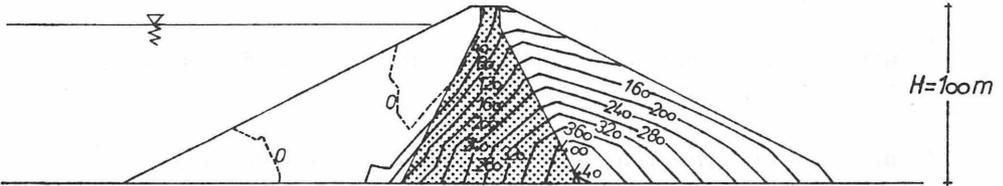
Bild 104: Verteilung der Hauptspannungen σ_1 und σ_3 zum Zeitpunkt $t = 2,0\text{ s}$ der Erdbebenlast verglichen mit den primären Hauptspannungen

Die waagerechten und senkrechten dynamischen Spannungen unterscheiden sich nur wenig von den primären Spannungen, da die Erdbebenlast im wesentlichen eine Schubbeanspruchung des Edbauwerkes hervorruft.

Im Gegensatz zu den σ_x - und σ_y -Spannungen erfährt die Verteilung der τ -Spannungen durch die dynamische Belastung eine deutliche zeitabhängige Veränderung. Während bei dem primären Spannungszustand im wasserseitigen Stützkörper negative Schubspannungen auftreten, sind diese zum Zeitpunkt $t = 2,0\text{ s}$ der Erdbebenbelastung durch die luftseitig gerichteten Trägheitskräfte fast vollständig kompensiert (Bild 105).



Schubspannungen τ - Isobaren im primären Spannungszustand [kN/m^2]

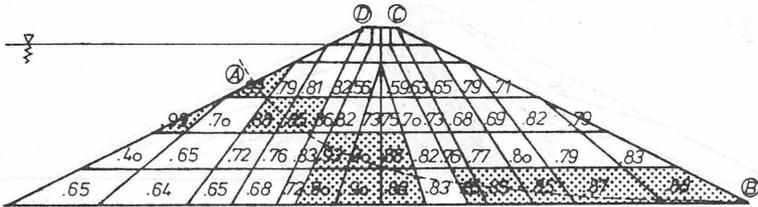


Schubspannungen τ - Isobaren zum Zeitpunkt $t = 2,0 \text{ s}$ [kN/m^2]

Bild 105: Verteilung der Schubspannungen im primären Spannungszustand und zum Zeitpunkt $t = 2,0 \text{ s}$ der Erdbelastung

7.3.1.2 Ausnutzungsgrade

Die zum Zeitpunkt $t = 2,0 \text{ s}$ der Erdbelastung errechneten Ausnutzungsgrade für das jeweilige Element sind im Bild 106 dargestellt. Durch die dynamische Belastung ist im luftseitigen Stützkörper und besonders in der Aufstandfläche ein Zuwachs der Schubbeanspruchung und somit der Ausnutzungsgrade zu erkennen.



 Elemente mit Ausnutzungsgrad ≥ 0.85 $t=2.0$ s

Bild 106: Die errechneten aktuellen Ausnutzungsgrade zum Zeitpunkt $t = 2,0$ s

Die Linien gleichen Ausnutzungsgrades stellen mögliche Gleitlinien dar (Bild 107).

Ist der gleiche Damm einem stärkeren Erdbeben mit größeren Erregeramplituden ausgesetzt, so kann ein Böschungsbruch entlang einer solchen möglichen Gleitlinie eintreten, falls die Summe der primären und der dynamischen Schubspannungen die Scherfestigkeit überschreitet.

Die errechneten Ausnutzungsgrade lassen einen Bereich mit hohen Ausnutzungsgraden über 0,85 feststellen. Zieht man eine mögliche Gleitfläche A-B, so entsteht ein möglicher Bruchkörper ABCD (Bild 106). Entlang dieser Gleitfläche ergibt sich eine wesentliche Vergrößerung der verteilten Schubspannungen durch die Erdbebenwirkung gegenüber der Schubspannungen aus dem primären statischen Zustand (Bild 108).

7.3.2 Beanspruchung zum Zeitpunkt $t = 2,20$ s

7.3.2.1 Spannungszustand

Zum Zeitpunkt $t = 2,2$ s der seismischen Wirkung zeichnet sich eine Umkehrung der Richtung der seismischen Kräfte ab. Die Hauptspannungen - ähnlich denen zum Zeitpunkt $t = 2,0$ s - weisen eine Verdrehung aber keine nennenswerte Vergrößerung gegenüber dem primären Spannungszustand auf.

Die Schubspannungen im Vergleich zum Zeitpunkt $t = 2,0$ s verlagern sich zum wasserseitigen Stützkörper (Bild 109). Sie nehmen im wasserseitigen Stützkörper von der Aufstandsfläche bis etwa zur halben Dammhöhe ab.

Die größten Werte liegen nach wie vor im luftseitigen Stützkörper.

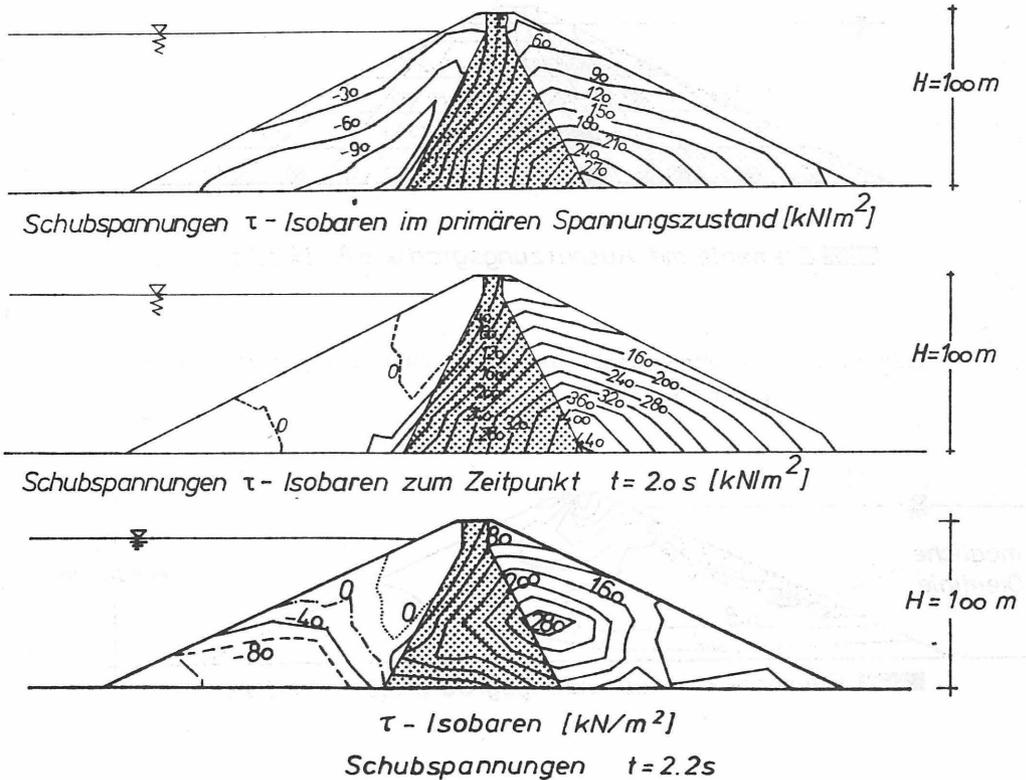


Bild 109: Verteilung der Schubspannungen zum Zeitpunkt $t = 2,0\text{ s}$ und $t = 2,2\text{ s}$ der Erdbebendauer verglichen mit dem primären Zustand

7.3.2.2 Ausnutzungsgrade

Die errechneten Ausnutzungsgrade für das jeweilige Element zum Zeitpunkt $t = 2,2\text{ s}$ (Bild 110) unterstützen die Annahme, daß sich eine Umkehrung der Verhältnisse anbahnt. Obwohl der Grad der Beanspruchung nicht so hoch wie beim Zeitpunkt $t = 2,0\text{ s}$ ist, deuten sich auch zu diesem Zeitpunkt mögliche Gleitlinien an, allerdings im Bereich des wasserseitigen Stützkörpers (Bild 111).

7.4 Entwicklung des dynamischen Porenwasserdrucks im Dichtungskern

7.4.1 Darstellung der durchgeführten Berechnungen

Untersucht wurde die Entwicklung des Porenwasserdruckes im gemischtkörnigen-bindigen Dichtungskern. Da die Durchlässigkeit des Schüttmaterials im Kern sehr gering ist, wird angenommen, daß während der Erdbebenbelastung im Kern undränierete Zustände herrschen.

Die Verteilung der aufgebauten Porenwasserdrücke ist in erster Linie mit dem Niveau der durch das Erdbeben induzierten Schubspannungen und der effektiven mittleren Hauptspannung in Verbindung zu bringen (Kap. 3.2.5). Die zeitabhängige Entwicklung der Porenwasserdrücke unter der aufgebrachten Erdbebenbelastung macht deutlich, daß hohe Amplituden der Schubspannungen besonders bei einer niedrigen Zahl von Belastungszyklen den Zuwachs der Porenwasserdrücke beeinflussen. Nach längerer Belastungsdauer und also auch höherer Lastzyklenzahl tritt ein Abflachen der Kurve des Porenwasserdruckes ein.

Bild 112 zeigt die zeitliche Entwicklung der dynamischen Porenwasserdrücke dreier Elemente bei der seismischen Erregung durch die NS-Komponente des El Centro-Erdbebens. Aufgetragen ist die Zahl der Lastzyklen, wie sie aus der Anzahl der Spannungsnulldurchgänge ermittelt werden. In einem Vergleich der Kurven für Element 39 und Element 49 so geht aus der Zahl der Lastzyklen im Verhältnis zur jeweils abgelaufenen Zeit die Phasenverschiebung deutlich hervor. Die phasenverschobene Entwicklung des dynamischen Porenwasserdruckes nimmt zur Dammkrone hin zu.

Ferner noch wurde der Parameter p_1 des dynamischen Porenwasserdruckes variiert, um seinen Einfluß auf die Entwicklung des Porenwasserdruckes zu ermitteln.

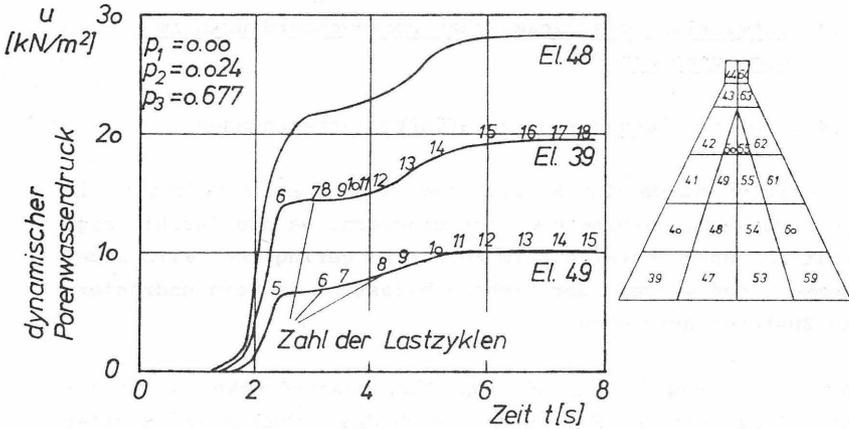


Bild 112: Zeitabhängige Entwicklung der dynamischen Porenwasserdrücke

Dabei wurde festgestellt, daß eine Veränderung des Parameters p_1 sich hauptsächlich auf die Porenwasserdrücke in den ersten Lastzyklen auswirkt. Bei höheren Lastspielzahlen weichen die errechneten Porenwasserdrücke nicht wesentlich voneinander ab (Bild 113).

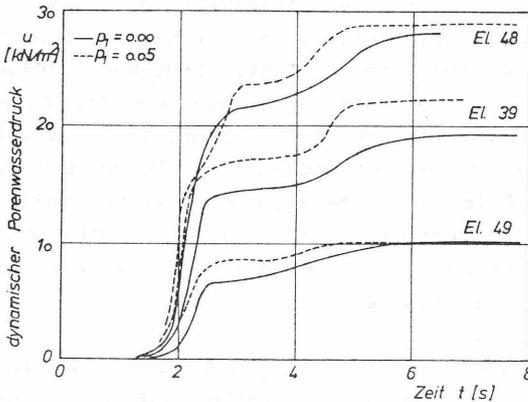


Bild 113: Einfluß des Parameters p_1 bei der zeitabhängigen Entwicklung des Porenwasserdruckes

Die zeitabhängige Verteilung der Schubspannungen über der Dammhöhe und die Verteilung der mittleren Hauptspannungen im Kern führen zur Konzentration der dynamischen Porenwasserdrücke in der Kernmitte (Bild 114).

Für das Element 48 wurde der größte Porenwasserdruck $u = 28 \text{ kN/m}^2$ errechnet. Dem entspricht ein Porenwasserdruckverhältnis $r_u = u/\sigma'_y$ von etwa 3 %. Bei einer weiteren Berechnung wurden zum Vergleich die Parameter von Kaolin-Ton nach Özaydin und Erguvanli (1980) berücksichtigt, obwohl dieser Ton kein übliches Schüttmaterial ist. Danach wurde ein Porenwasserdruckverhältnis r_u von bis zu 7,5 % ermittelt.

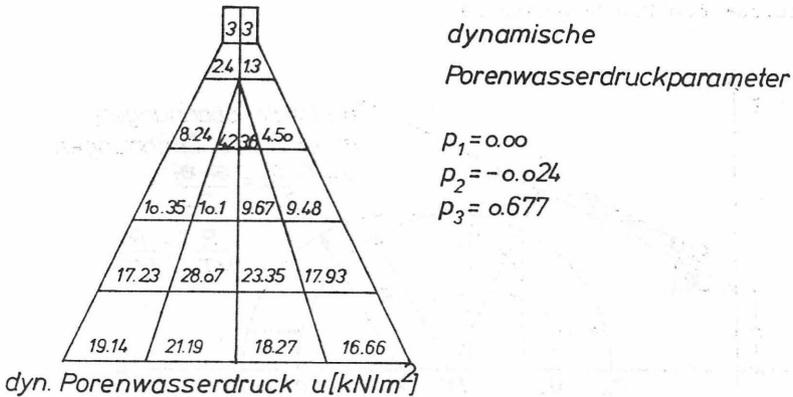


Bild 114: Errechnete Porenwasserdrücke im Kern zum Zeitpunkt $t = 8,0 \text{ s}$ der Erdbebendauer

Nach Seed (1980) wurden im Kern des Oroville-Dammes bei einem schwächeren Erdbeben Porenwasserdrücke bis zu 10 % der effektiven senkrechten Spannungen σ'_y gemessen.

7.4.2 Einfluß des Porenwasserdruckes auf die Standsicherheit

Die maßgebenden waagerechten Komponenten der Erdbebenbelastung wirken als Schubkräfte an den Berührungspunkten des Korngerüstes und sorgen für eine Lastumlagerung vom Kornskelett auf das Porenwasser. Dadurch steigt der Porenwasserdruck u an und gleichzeitig vermindert sich die auf das Korngerüst wirkende effektive Spannung σ' . Anschaulich kann dies im Mohr-Coulombschen Diagramm dargestellt werden.

Der Mohrsche Kreis verschiebt sich um den Betrag $u = \sigma'_1 - \sigma_1$ zum Achsenkreuz-Ursprung hin (Bild 115). Entscheidend ist dabei, daß sich der Ausnutzungsgrad vergrößert und das Material dem Bruchzustand nähert.

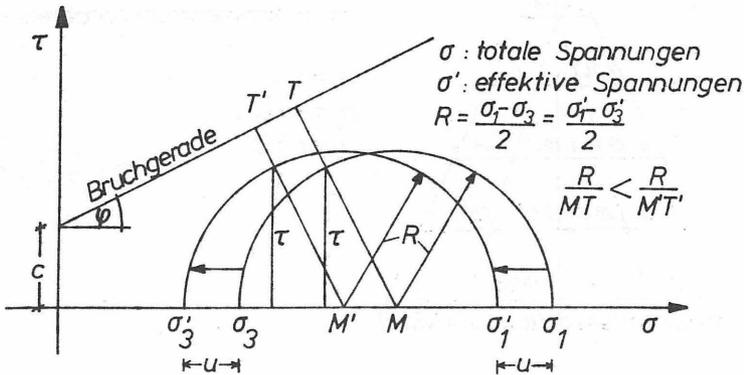


Bild 115: Darstellung des Mohrschen Kreises in totalen und effektiven Spannungen

Die Ausnutzungsgrade im undurchlässigen Dichtungskern sind durch die Erdbebenbelastung unter Berücksichtigung der dynamischen Porenwasserdrücke teilweise um über 10 % gegenüber dem primären Zustand gestiegen. Demnach kann bei einem stärkeren Erdbeben bzw. bei geringerer Scherfestigkeit des Kernmaterials die Scherfestigkeit im Bereich des Dichtungskernes überschritten werden.

8 Beurteilung und Empfehlungen

Die durchgeführten Untersuchungen mit dem entwickelten dynamischen Berechnungsverfahren führen neben der Bestätigung üblicher Konstruktionsmaßnahmen zu neuen Erkenntnissen, die beim Entwurf und Konstruktion von Dämmen in Erdbebengebieten zu berücksichtigen sind. Sie können wie folgt zusammengefaßt werden:

1. Die Steifigkeit des Kerns und der Stützkörper beeinflusst das Verhalten unter dynamischer ähnlich wie unter statischer Last. Die Spannungen lagern sich auf die steiferen Zonen um und führen zu Spannungskonzentrationen, die den Dichtungskern durch Risse und daraus folgend innere Erosion gefährden können. Es sollen daher ausgeglichene Steifigkeiten zwischen den unterschiedlichen Dammschichten angestrebt werden. Bei Steinschüttdämmen sind zwischen den steifen Stützkörpern und dem weichen Dichtungskern Übergangszonen anzuordnen, die die großen Steifigkeitssprünge abbauen.
2. Dämme mit hoher Einbauverdichtung der Schüttmaterialien weisen günstigere dynamische Eigenschaften auf. Die für die Standsicherheit im Erdbebenfall maßgebenden Schubspannungen nehmen mit zunehmender Einbauverdichtung im Kern ab und lagern sich in die Stützkörper um. Somit werden die Spannungsspitzen im Kern abgemindert, und es stellt sich eine gleichmäßige Spannungsverteilung ein.
3. Mit zunehmender Einbauverdichtung nehmen die Ausnutzungsgrade grundsätzlich ab. Gegenüber dem primären Spannungszustand verändern sich die unter Erdbebenbelastung die Ausnutzungsgrade im unteren Bereich und in etwa halber

höhe in den Stützkörper am ungünstigsten. In diesen Bereichen können sich Gleitlinien bilden, die möglicherweise zu einem Böschungsbruch führen.

4. Die senkrechten und waagerechten Spannungen aus dem primären Spannungszustand werden durch die maßgebende waagerechte Komponente des Erdbebens nur unwesentlich beeinflusst. Bei den Hauptspannungen entsteht jedoch eine deutliche Verdrehung, die auf die zusätzliche Schubbeanspruchung durch die Erdbebenlast zurückzuführen ist.
5. Breite Kerne verleihen dem Damm ausgeglichene Spannungszustände und vermindern die Verformungsunterschiede zwischen Kern und Stützkörpern. Mögliche Gefährdungen aus Setzungs- und Steifigkeitsunterschieden werden abgemindert.
6. Schmale Kerne sind durch Spannungsumlagerungen gefährdet, die zu Risse führen können.
7. Geneigte Kerne erzeugen einen günstigen assymetrischen Spannungszustand und vermindern die Schubspannungen im luftseitigen Stützkörper.
8. Die Entwicklung von Porenwasserdrücken im gemischtkörnigen Dichtungskern ist im allgemeinen gering. Diese aus den Meßergebnissen im Oroville Damm bestehende Vermutung wurde durch die eigenen Berechnungen bestätigt. Bei einem hohen statischen Ausnutzungsgrad können Porenwasserdrücke die vorhandene Scherfestigkeit bis zum Bruch herabsetzen. Daher sind bei unterschiedlich starken Erdbeben stets weitere in-situ-Messungen erforderlich.

Für die Untersuchung der Standfestigkeit von Erd- und Steinschüttdämme unter Erdbebenbelastung werden folgende Bearbeitungsschritte für eine dynamische Untersuchung vorgeschlagen:

Erforderliche Bearbeitungsschritte	In dieser Arbeit durchgeführte Bearbeitungsschritte
Wahl eines typischen Querschnittes und Entwurf eines geeigneten mathematischen FE - Modells	Wahl von gegliederten Steinschüttdämmen als Berechnungsmodelle
Experimentelle Bestimmung der statischen bodenmechanischen Kennwerte	Auswertung von veröffentlichten Laborversuchen
Berechnung des primären Spannungszustandes	Entwicklung eines Berechnungsverfahrens mit nicht-linearem Stoffansatz
Experimentelle Bestimmung der dynamischen bodenmechanischen Kennwerte	Auswertung von veröffentlichten Laborversuchen
Numerische Untersuchung des Schwingungsverhaltens des Bauwerks	Entwicklung eines Berechnungsverfahrens zur Bestimmung des Eigenschwingungsverhaltens
Ermittlung der zeitabhängigen Belastung anhand der regionalen Seismizität	Auswertung der Aufzeichnung des El Centro Erdbebens
Berechnung des Spannungs- und Verformungsverhaltens unter dynamischer Beanspruchung	Entwicklung eines Berechnungsverfahrens mit nicht-linearem Stoffansatz unter Berücksichtigung der dynamischen Porenwasserdrücke

Zu den einzelnen Schritten ist folgendes zu bemerken:

Für die Diskretisierung des Dammes empfehlen sich finite Elemente. Damit kann die übliche Konstruktion eines Dammes in Zonen aus verschiedenen Materialien mit der gewünschten Genauigkeit berücksichtigt werden. Der Untergrund kann ebenfalls im Untersuchungsmodell erfaßt werden. Dies ist bei Dämmen, die auf alluvialen Schichten begründet sind, besonders wichtig, da der Wechselwirkung zwischen den Verformungen des Untergrundes und des Dammes Rechnung getragen werden muß.

Der primäre Spannungszustand ist nicht nur annähernd, sondern möglichst zutreffend zu berechnen. Eine genauere Untersuchung mit einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter Berücksichtigung des schichtweisen Bauablaufes ermöglicht die wirklichkeitsnahe Berechnung der primären Spannungen. Diesen Schritt koppelt man meistens mit der Berechnung der Verformungen während der Dammschüttung.

Die Eigenfrequenzen sind unabhängig von dem angewendeten Lösungsansatz zur Berücksichtigung der Erdbebenlasten zu bestimmen. Dies erlaubt einen Vergleich zwischen den Eigenfrequenzen und dem Frequenzinhalt der Erdbeben. Die Massenverteilung des Dammes kann durch Konzentration an den Knoten des Elementnetzes ausreichend erfaßt werden und das Verfahren der einfachen Vektoriteration liefert bei genügender Zahl von Elementen wirklichkeitsnahe Werte für die Eigenfrequenzen.

Die Wahl der Bemessungserdbeben ist von ausschlaggebender Bedeutung. Die Bestimmung ist meist nicht sehr einfach, da im allgemeinen nur wenige Daten für ein bestimmtes Gebiet vorliegen. Grundsätzlich werden Erdbeben mit großen Beschleunigungen und kurzen Perioden bzw. mit kleinen Be-

schleunigungen und langen Perioden zurgrunde gelegt. Falls in der Umgebung eines geplanten Dammes keine Aufzeichnungen von Erdbeben vorhanden sind, werden Seismogramme aus anderen Gebieten herangezogen oder unter Berücksichtigung der geologischen, tektonischen und bodenmechanischen Einflüsse stochastisch ermittelte Seismogramme zugrunde gelegt.

Die zeitabhängigen Vorgänge sind durch die Wahl geeigneter mathematischer Lösungsansätze nachzuvollziehen. Grundsätzlich stehen zwei unterschiedliche mathematische Verfahren zur Wahl: Lösungsansätze im Zeit- oder Frequenzbereich. Besser geeignet ist ein Lösungsansatz im Zeitbereich. Dadurch können die nichtlinearen, vorformungsabhängigen, bodenmechanischen Eigenschaften wie Schubmodul und Dämpfung berücksichtigt werden. Sie lassen sich durch das genaue inkrementelle Verfahren in die Rechnung eingliedern. Mit dem Lösungsansatz im Zeitbereich kann das Spannungs-Verformungsverhalten zum jeden Zeitpunkt während der Erdbebendauer zutreffend bestimmt werden. Man begnügt sich nicht nur mit einem äquivalenten Spannungs- und Verformungs-Zustand für die Erdbebenwirkung, sondern es wird der tatsächliche Spannungs- und Verformungsablauf in Abhängigkeit von der Zeit untersucht. Dagegen kann man mit einem Lösungsansatz im Frequenzbereich durch das Überlagerungs-Prinzip nur einen für die gesamte Dauer des Erdbebens äquivalenten Spannungszustand errechnen und auf den zeitlichen Ablauf der Erregung verzichten. Hierfür können nur äquivalente linear elastische Bodenkennwerte für den Schubmodul und die Dämpfung berücksichtigt werden. Daher ist es offensichtlich, daß Lösungsansätze im Frequenzbereich nur beschränkt das tatsächliche Verhalten der Spannungen und Verformungen während eines Erdbebens wiedergeben.

9 Zusammenfassung

Die bisherigen Untersuchungen über die Standsicherheit von Erd- und Steinschüttdämmen mit pseudostatischen Verfahren haben sich als ungenügend erwiesen. Ihre Ergebnisse liegen sowohl auf der sicheren als auch auf der unsicheren Seite. Vor allem für höhere Dämme in Erdbebengebieten ist es daher erforderlich, das Verhalten von Spannungen und Verformungen unter Erdbebenbelastung wirklichkeitsnäher vorauszubestimmen, statt nur mehr oder minder fiktive Sicherheitsfaktoren für statische Berechnungen zu benutzen.

In der vorliegenden Arbeit wurde daher ein dynamisches Verfahren zur Berechnung des Spannungs- und Verformungszustandes von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbebenbelastung entwickelt.

Das Verfahren beruht auf der Finite-Element-Methode und berücksichtigt den primären Spannungszustand mit einem nichtlinearen Stoffgesetz. Die zeitabhängige Erdbebenbelastung wird mit einem Lösungsansatz im Zeitbereich erfaßt, wobei für das dynamische Stoffverhalten der Schüttmaterialien eine nichtlineare hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung benutzt wird.

Durch Parameterstudien an zwei Berechnungsbeispielen wurden die Einflüsse der verschiedenen Konstruktionsdetails eines Dammes und ihrer bodenmechanischen Eigenschaften auf das Verhalten im Erdbebenfall untersucht, wie z.B.: Anordnung und Breite des Dichtungskerns, Einfluß des aufgestauten Wassers, Lagerungsdichte bzw. Verdichtungsgrad und Steifigkeit der verschiedenen Dammmzonen.

An den Berechnungsbeispiele wurde der Spannungs- und Verformungszustand im Erdbebenfall sowie die Entwicklung der Porenwasserdrücke im gemischtkörnig-bindigen Dichtungskern nach dem neu entwickelten Berechnungsverfahren ermittelt und graphisch dargestellt. Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen werden Empfehlungen für Entwurf und Bau standsicherer Zonendämme in Erdbebengebieten vorgeschlagen.

Zu diesem Heft der Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik gibt es einen Anhang:
" Elastoplastisches Verhalten bindiger Böden unter zyklischer Belastung " .

Darin wird ein Weg aufgezeigt, wie elastoplastisches Bodenverhalten in dynamischen Finiten Element Berechnungen nach der step-by-step Methode berücksichtigt werden kann. Außerdem wird dargestellt, wie bei einem solchen Stoffgesetz auch dynamische Porenwasserdrücke berücksichtigt werden können .

Auf Anfrage schicken wir jedem Interessenten diesen Anhang zu Heft Nr. 11 gerne zu.

Hanns Simons



**Ihr
Partner
für**

Brunnenbau · Wasserversorgung · Aufschluß-,
Pegel- und Kernbohrungen · Baugrundunter-
suchungsbohrungen

celler brunnenbau ^{*gmbh*}

Postanschrift: Postfach 91 · D-3100 CELLE
Triftweg · D-3101 Wathlingen · Tel. (0 51 44) 89 11-15
Telex 9 25009 cebrb-d



DYWIDAG

Partner beim Bau von Staudämmen

Dyckerhoff & Widmann verfügt über die technischen Voraussetzungen und hat die Erfahrungen für den Bau von Staudämmen.

DYWIDAG baut
zur Zeit
Staudämme in:

- Algerien
- Mali
- Nigeria
- Sri Lanka

Staudämme unter
Mitwirkung von DYWIDAG
wurden gebaut in:

- Afghanistan
- Algerien
- Deutschland
- Peru
- Thailand

Dyckerhoff & Widmann

AKTIENGESELLSCHAFT · BAUUNTERNEHMUNG UND BETONWERKE

Hauptverwaltung München

Postfach 81 02 80 · 8000 München 81 · Erdinger Landstraße 1
Ruf 089/92 55-1 · Telex 5 23 036

»Bauen macht Freude«

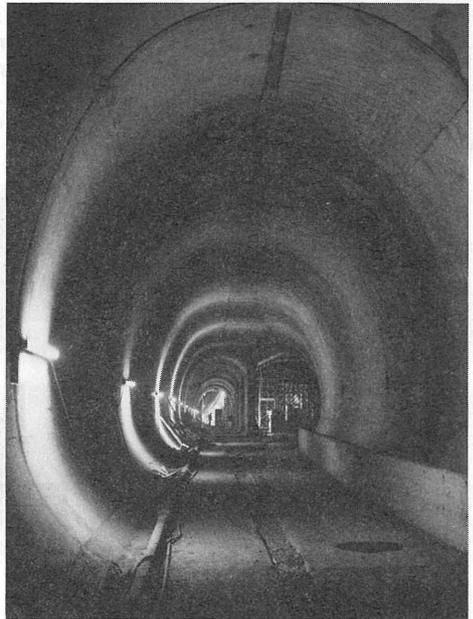


U-Bahn Hannover

lautet das Motto unserer mehr als 7000 Ingenieure, Techniker und Facharbeiter, die an vielseitigen Bauaufgaben in der ganzen Welt arbeiten.



Eisenbahntunnel Altengronauer Forst/Rhön*



Stadtbahn Bochum*

Industriebau	Erdbau	Baustoffhandel-
Kühlerbau	Spezialtiefbau	Industriebedarf
Kraftwerksbau	Eisenbahnbau	Müll- und
Brückenbau	Wasserbau	Abfallbeseitigung
Schlüsselfertiges	Bergbau	Berge- und Halden-
Bauen	Tunnelbau	bewirtschaftung
Hochbau	Grundbau	Bautechnischer
Straßenbau	Rohrbau	Strahlenschutz

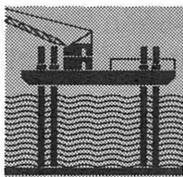
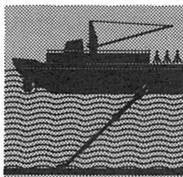


Hauptverwaltung Wanne-Eickel
4690 Herne 2
Langekampstraße 36
Telefon (0 23 25) 78 31

HEITKAMP

HOCHTIEF

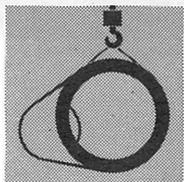
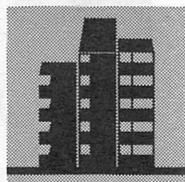
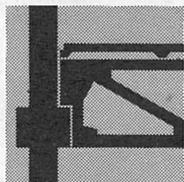
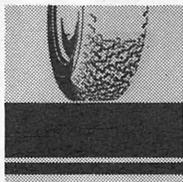
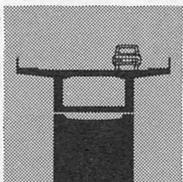
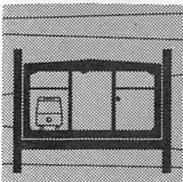
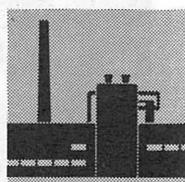
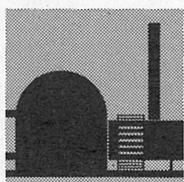
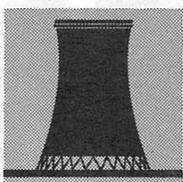
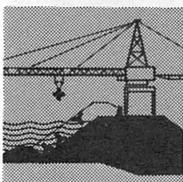
Aktiengesellschaft · vorm. Gebr. Helfmann



HOCHTIEF heißt schlüsselfertiger Bau des Großflughafens Jeddah, Mossul-Staudamm, Bosphorusbrücke, Versetzen der Tempel von Abu Simbel, Kernkraftwerke, Unterwassertunnels... Technologie, Forschung und Entwicklung, Erfahrung, Know-how, Innovation...



HOCHTIEF löst anspruchsvolle Bauaufgaben seit mehr als 100 Jahren erfolgreich. Alle. Weltweit. Mit konstruktivem, organisatorischem und handwerklichem Können. Leistungsfähig. Mit modernem Gerät. Zuverlässig. Nach wirtschaftlichen Methoden und Verfahren.



Rellinghauser Straße 53-57 · 4300 Essen 1
Niederlassungen im gesamten Bundesgebiet

Planung und Ausführung von Hoch- und Tiefbauten im In- und Ausland

Die Philipp Holzmann AG gehört zu den führenden Bauunternehmen.

Bedeutende Projekte in aller Welt dokumentieren die Leistungsfähigkeit auf allen Gebieten des Bauens. Hierzu zählen u. a. Wohn- und Geschäftsgebäude, öffentliche Bauten, Straßen, Brücken, Tunnel, Industrie-

anlagen, Kraftwerke, Bewässerungsanlagen und Häfen.

Zum Leistungsangebot gehören auch schlüsselfertige Bauvorhaben einschließlich Planung und Ausführung sämtlicher haus- und maschinentechnischer Anlagen sowie deren Wartung und Betrieb.

Hauptniederlassungen in:
Berlin, Düsseldorf, Frankfurt,
Hamburg, Hannover, Köln,
Mannheim, München.



PHILIPP HOLZMANN

Aktiengesellschaft

Taunusanlage 1 · 6000 Frankfurt am Main



Reproduktion und Druck:

Beyrich Reprografie · Bültenweg 73 · 3300 Braunschweig · Telefon (05 31) 34 09 04

