

Nr. 79-3

**Mitteilung des Lehrstuhls
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig**

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

Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen

von Wolfgang Schnell

Braunschweig 1979

Vorwort

Fangedämme werden vor allem zur Umschließung großer Baugruben in offenen Gewässern eingesetzt.

Die Ergebnisse herkömmlicher Verfahren zur Bemessung von Fangedämmen streuen stark. Herr Schnell hat daher ein Berechnungsmodell geschaffen, mit dem das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fangedämmen zutreffender als bisher zu erfassen ist.

Dieses Berechnungsmodell beruht auf der Methode der Finiten Elemente nach dem Weggrößenverfahren. Für das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Füllmaterials und des Untergrundes wird das nichtlineare Stoffgesetz von Duncan und Chang angesetzt.

Diese Arbeit reiht sich ein in die bisherigen Mitteilungshefte des Lehrstuhls, in denen über die Anwendung der Finite-Element-Methode auf Bauwerke des Grundbaus berichtet wurde.

Die Ergebnisse der Finite-Element-Rechnungen wurden mit den konventionellen Lösungen und Messungen an einem Modellfangedamm verglichen. Es wurde dann ein Näherungsverfahren für die Praxis entwickelt, das man zukünftig für die Berechnung von Fangedämmen einsetzen sollte.

Hanns Simons

Summary

The stress and strain behaviour of cofferdams is ascertained by a new method of calculation based on the Finite Element Method because results of known methods of cofferdam calculations are widely spread. The new method takes into consideration the behaviour of the soil through the non-linear hyperbolic stress-strain-relationship of Duncan and Chang.

A parameter analysis has been executed to check the soil parameters influence on the results. For this analysis the soil parameters have been changed within the usual limits for the filling material of cofferdams.

Stresses and deformations of several cofferdam models have been calculated and compared with the results of conventional methods. It is found that for the dimensioning of the air-side sheet pile wall an earth-pressure redistribution has to be taken into account. The stresses are concentrating at the fixing point of the anchors whereas in between a stress decompression occurs. Using the conventional methods the upper anchors are underdimensioned, the sheet pile walls overdimensioned.

The results of the FE-calculations are found to agree very well with those measured at a model cofferdam.

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
<u>Schrifttum</u>	
<u>Bezeichnungen</u>	
<u>1. Einleitung</u>	1
<u>2. Bisherige Arbeiten</u>	3
2.1 Allgemeines	3
2.2 Berechnungsverfahren nach Blum	5
2.3 Berechnungsverfahren nach Jelinek/Ostermayer	12
2.4 Ergebnisse von Schneebeili/Cavaillé-Coll	19
2.5 Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen	19
2.6 Zusammenfassung und Beurteilung der üblichen Berechnungsverfahren	20
<u>3. Ziel der Arbeit</u>	29
<u>4. Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bodens</u>	30
<u>5. Berechnungsverfahren</u>	37
5.1 Voraussetzungen	37
5.2 Aufteilung in Finite Elemente	39
5.3 Größe des Berechnungsausschnittes	39
5.4 Beschreibung der verwendeten Elementtypen	41
5.4.1 Allgemeines	41
5.4.2 Dreieckselemente	41
5.4.3 Rechteckelemente	44
5.4.4 Balkenelemente	46
5.4.5 Kontaktelemente	48
5.5 Darstellung des Bauablaufes	50
5.6 Berücksichtigung des nichtlinearen Stoffverhaltens	57
5.6.1 Allgemeines	57
5.6.2 Spannungsgeschichte	57
5.6.3 Anwendung des Stoffgesetzes im Rechenprogramm	64
5.7 Programmablauf	68

	<u>Seite</u>
<u>6. Parameteranalyse</u>	70
6.1 Allgemeines	70
6.2 Veränderung der Querkontraktionszahl ν	73
6.3 Veränderung des Reibungswinkels ϑ'	76
6.4 Veränderung der Kohäsion c'	81
6.5 Veränderung des Exponenten n	86
6.6 Veränderung des Bruchquotienten R_f	88
6.7 Veränderung der Modulwerte K_M und K_{UR}	91
6.8 Veränderung der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente	93
6.9 Zusammenfassung	104
<u>7. Einfluß der Spundwandsteifigkeit</u>	108
<u>8. Einfluß des Untergrundes</u>	115
<u>9. Beanspruchung des Fangedammes durch seitliche Wasserlast</u>	119
9.1 Allgemeines	119
9.2 Fangedamm auf Fels	120
9.2.1 Verformungen	120
9.2.2 Spannungen im Füllmaterial	124
9.2.3 Biegemomente und Ankerkräfte	131
9.2.4 Vergleichsrechnung mit herkömmlichen Verfahren	134
9.2.5 Eigener Berechnungsvorschlag	138
9.3 In Lockergestein einbindender, einfach verankerter Fangedamm	144
9.3.1 Verschiebungen	144
9.3.2 Spannungen im Füllmaterial	147
9.3.3 Biegemomente und Ankerkräfte	150
9.3.4 Vergleichsrechnungen mit herkömmlichen Verfahren	153
9.3.4.1 Verschiebungen	153
9.3.4.2 Beanspruchungen der Spundwände und Anker	157
9.3.5 Eigener Berechnungsvorschlag	160
9.4 Sicherheit	165
9.4.1 Allgemeines	165
9.4.2 Übliche Sicherheitsberechnungen	168
9.4.3 Eigene Überlegungen	172

	<u>Seite</u>
<u>10. Nachrechnung von Modellversuchen</u>	173
10.1 Allgemeines	173
10.2 Modellfangedamm	173
10.3 Vergleich der gemessenen und gerechneten Größen	175
10.3.1 Allgemeines	175
10.3.2 Auffüllvorgang	175
10.3.3 Absenkung des Unterwassers auf + 1,70 m	177
10.3.4 Absenkung des Unterwassers auf + 0,33 m	180
10.3.5 Vergleich mit üblichen Berechnungsverfahren	180
10.3.6 Ergebnis der Vergleichsrechnung	183
<u>11. Zusammenfassung</u>	184

Schrifttumverzeichnis

- Blum, H.: Beitrag zur Berechnung von Spundwandfangedämmen
Mitteilungen aus dem Gebiet des Wasserbaus und der Baugrundforschung, Heft 16, Berlin
Wilhelm Ernst und Sohn 1944
- Brinch Hansen, J.,
Lundgreen, H.: Hauptprobleme der Bodenmechanik
Berlin, Göttingen, Heidelberg,
Springer 1960
- Desai, G.S.,
Abel, J.F.: Introduction to the Finite Element Method
Van Nostrand Reinhold Company
New York 1972
- Duddeck, H.: Zu den Berechnungsmethoden und zur Sicherheit von Tunnelbauten
Bauingenieur 47 (1972), S.43-52
- Duncan, J.M.,
Chang, C.Y.: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils
Journ. ASCE 96 (1970) SM5, S.1629ff
- EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", 5.Aufl.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
Berlin, München, Düsseldorf 1976
- Frank, H.: Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - Untersucht mit Finiten Elementen
Mitteilung des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik Nr.78-2
Eigenverlag, Braunschweig 1978

- Goodman, R.E.,
Taylor, R.L.,
Brekke, T.L.: A Model for the Mechanics of
Jointed Rock
Journ. of the Soil Mech. and
Found. Div. ASCE, Vol.94, No.SM 3
May 1968
- Hoesch: Spundwand Handbuch-Berechnung
Hoesch Estel Hüttenverkaufskontor
GmbH, Dortmund
- Janbu, N.: Soil Compressibility as Determi-
nated by Oedometer and Triaxial
Tests
Europäische Baugrundtagung,
Wiesbaden, Teil I (1963), S.19
- Jelinek, R.,
Ostermayer, H.: Zur Berechnung von Fangedämmen
und verankerten Stützwänden
Bautechnik (1967), S.167-171 und
S.203-207
- Jelinek, R.: Über die Standsicherheit von
Fangedämmen
Vorträge der Baugrundtagung 1960
in Frankfurt/M
Deutsche Gesellschaft für Erd-
und Grundbau e.V.
- Kay, N.: A Probabilistic Approach to the
Design of Sheet Pile Cofferdams
Applications of Statistic and
Probability in Soil and Structural
Engineering
Proceeding of the 2nd Internation-
al Conference Aachen, 1975,
S. 131-141
- Kézdi, A.: Handbuch der Bodenmechanik, Bd.II
Berlin, VEB Verlag, 1969

- Kondner, R.L.: Hyperbolic Stress-Strain Response
Cohesive Soils
Journ. ASCE 89 (1963) SM 1, S.115
- Kratochwilla, J.: Versuche mit Kastenfangedämmen
an der Baustelle des Donaukraft-
werkes Ybbs-Persenbeug
Bauingenieur 40 (1965), Heft 11
- Lacher, H.: Konstruktionshilfe für Strömungs-
netze ebener Potentialströmungen
mittels Elementarströmungen
Die Bautechnik (1971), S.60-61
- Langhagen, K.: Berechnung von Felshohlraumbauten
im Gebirge mit regelmäßigen Klüften
und einzelnen Störungsflächen
(Dissertation)
Braunschweig, 1976
- Laumans, Q.: Verhalten einer ebenen, in Sand
eingespannten Wand bei nicht-
linearen Stoffeigenschaften des
Bodens
Stuttgart, Baugrundinstitut,
Eigenverlag, 1977
- Lévy, M.: Comptes rendus, Paris 1898
- Mazurkiewicz, B.K.: The Rupture Figure for a Double
Wall Cofferdam
"Performance of Earth and Earth-
Supported Structures" ASCE
Speciality Conference
Purdue University Lafayette
Indianapolis, USA, 1972, Bd.1,
Teil 2, S.1271-1281
- Müller, K.: Zeitabhängige Spannungsumlagerun-
gen beim Felshohlraumbau
(Dissertation)
Bericht aus dem Institut für Statik
der TU Braunschweig, Nr. 72-4,
Selbstverlag, 1972

- Nendza, H.,
Klein, K.: Bodenverformungen beim Aushub
tiefer Baugruben
Haus der Technik
Vortragsveröffentlichungen 314
(1973)
- Ohde, F.: Zur Theorie des Erddruckes unter
besonderer Berücksichtigung der
Erddruckverteilung
Die Bautechnik 16 (1938), Heft 10/11
- Ostermayer, H.: Die Zusammendrückbarkeit gemischt-
körniger Böden
Bauingenieur 52 (1977), S.269-276
- Scheffler, E.: Die abgesteifte Baugrube, berechnet
mit nichtlinearen Stoffgesetzen
für Wand und Boden
Mitteilung des Lehrstuhls für
Grundbau und Bodenmechanik der TU
Braunschweig, Nr. 76-1, 1976
- Schneebeli,
Cavallé-Col: Contribution au Calcul de la
Stabilité des Batardeaux à Double
Paroi de Palplances
Proceedings of the 4. Intern.
Conference of Soil Mechanics and
Foundation Engineering, London,
Bd.II, 1957, S.233-238
- Smolczyk, U.: Bodenmechanik und Grundbau
Studienunterlagen, Stuttgart 1974
- Stroh, D.: Berechnung verankerter Baugruben
nach der Finite Element Methode
Mitteilungen der Versuchsanstalt
für Bodenmechanik und Grundbau der
TH Darmstadt, Heft 13, 1974
- Weiss, K.: Provisorischer Fangedamm für die
SBB bei Basel
Schweizerische Bauzeitung 90 (1972)
Heft 19
- Zienkiewicz, O.C.: The Finite Element Method in
Structural and Continuous Mechanics
London, Mc Graw Hill, 1967

Bezeichnungen

Spannungen [kN/m²]

σ_x waagerechte Spannung

σ_y senkrechte Spannung

τ Scherspannung

p Belastung (allgemein)

p_a Atmosphärendruck

w Wasserdruck

σ_I größte Hauptspannung

σ_{II} kleinste Hauptspannung

σ' wirksame Spannung

Kräfte [kN/m]

H waagerechte Kraft

V senkrechte Kraft

W Wasserdruck

G Gewicht

Geometrische Größen

a Länge [m]

b Breite [m]

h Höhe [m]

h_w Wassertiefe [m]

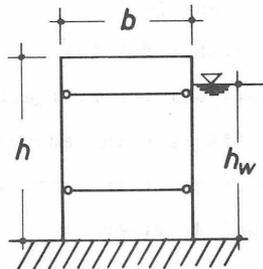
ξ Verzerrung [%]

v_h waagerechte Verschiebung [m]

v_v senkrechte Verschiebung [m]

F Fläche [m²]

J Trägheitsmoment [m⁴]



Materialabhängige Größen

φ'	innerer Reibungswinkel [°]	
c'	Kohäsion des entwässerten Bodens [kN/m ²]	
γ	Wichte des Bodens [kN/m ³]	
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m ³]	
γ_w	Wichte des Wassers [kN/m ³]	
K_{ah}	waagerechter Erddruckbeiwert [-]	
K_{ph}	waagerechter Erdwiderstandsbeiwert [-]	
K_0	Ruhedruckbeiwert [-]	
E	Elastizitätsmodul [kN/m ²]	
E_t	Tangentenmodul [kN/m ²]	
E_{UR}	Entlastungs- und Wiederbelastungsmodul [kN/m ²]	
G	Gleitmodul [kN/m ²]	
ν	Querdehnungszahl [-]	
K	Kompressionsmodul [kN/m ²]	
R_f	Bruchquotient [-]	(S. 33)
n	Exponent [-]	(S. 33)
K_{UR}	Modulzahl für Ent- und Wiederbelastung [-]	(S. 36)
K_M	Modulzahl für Erstbelastung [-]	(S. 33)
K_S	Steifigkeit in Tangentialrichtung [kN/m ²]	(S. 48)
K_n	Steifigkeit in Normalrichtung [kN/m ²]	(S. 48)

Vektoren und Matrizen

$\{u\}$	Vektor der Verschiebungen [m]
$\{P\}$	Vektor der Belastungen [kN/m]
$\{K\}$	Steifigkeitsmatrix [kN/m ²]

1. Einleitung

Mit Fangedämmen werden vor allem großräumige Baugruben in offenen Gewässern umschlossen (Bild 1).

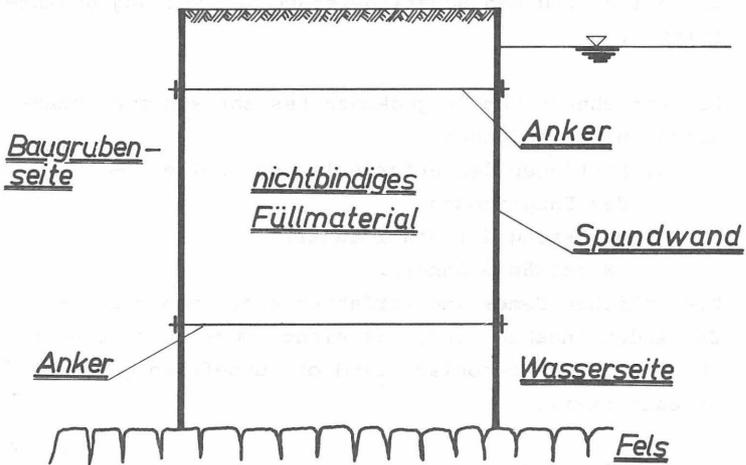


Bild 1 Fangedamm

Der Ausbau und die Vertiefung in- und ausländischer Häfen, Flüsse und Kanäle erfordern zunehmend trockene Baugruben, in denen Seeschiffskajen, Schleusen, Wehre, Unterwassertunnel oder Kraftwerke errichtet werden. Aber nicht nur für vorübergehende Baumaßnahmen wie Baugrubenumschließungen werden Fangedämme geschüttet,

sondern auch als Kaje oder Mole. Die Beanspruchungen und das Tragverhalten des aus Füllmaterial, Spundwänden und Ankern bestehenden Fangedammes sind weitgehend ungeklärt. Die Stahlteile werden zum einen durch das Füllmaterial, zum anderen durch den einseitigen Wasserdruck beansprucht (Blum, 1944).

Die Standsicherheit des Fangedammes wird durch das Eigengewicht und den Scherwiderstand der Füllung gewährleistet.

Die Berechnung von Fangedämmen besteht aus zwei unabhängigen Teilaufgaben

- a) Festlegen der erforderlichen Breite des Fangedammes
- b) Bemessung der Stahlbauteile (Spundwände-Anker).

Die üblichen Bemessungsverfahren gehen von vereinfachenden Annahmen aus, die nicht immer zutreffend sind (Kap. 2). Die Ergebnisse sind oft unbefriedigend und streuen stark.

Daher soll in dieser Arbeit ein Berechnungsverfahren entwickelt werden, mit dem Spannungen und Verformungen in und unter Fangedämmen zutreffender ermittelt werden können. So kann beispielsweise die Wechselwirkung Boden - Spundwand, die bisher nicht berücksichtigt wurde, erfaßt werden. Das Berechnungsverfahren verwendet die Methode der Finiten Elemente mit einer hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Kondner (1963) für den Boden.

2. Bisherige Arbeiten

2.1 Allgemeines

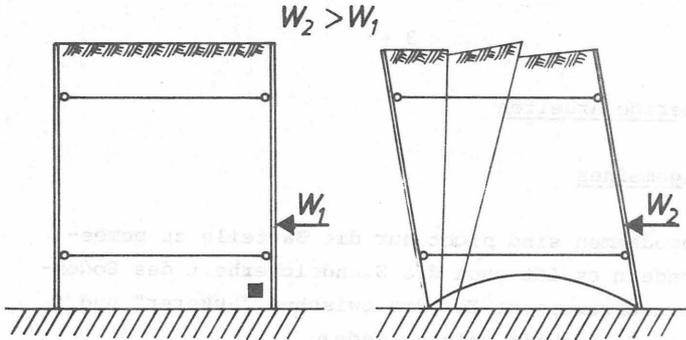
Bei Fangedämmen sind nicht nur die Bauteile zu bemessen, sondern es ist auch die Standsicherheit des Bodenkörpers nachzuweisen. Es wird zwischen "äußerer" und "innerer" Sicherheit unterschieden.

Beim Nachweis der "äußeren" Sicherheit wird der Fangedamm als fester Körper aufgefaßt und wie bei einer Schwergewichtsmauer die Sicherheit gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch berechnet. Diese Nachweise können jedoch nur zu einer Abschätzung der erforderlichen Breite des Fangedammes dienen, da die Kennwerte des Füllbodens nicht oder nur unzureichend berücksichtigt werden.

Beim Nachweis der "inneren" Sicherheit wird untersucht, ob, wo und wie weit im Füllmaterial die Scherfestigkeit überschritten wird.

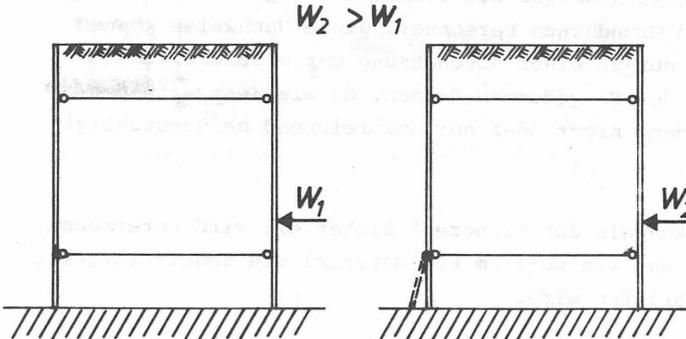
In den bisherigen Arbeiten werden von den einzelnen Autoren verschiedene Grenzzustände als Ausgangspunkt einer Sicherheitsbetrachtung gewählt.

Ganz allgemein sind bei einem Fangedamm folgende Grenzzustände als Grundlage einer Standsicherheitsberechnung denkbar (Bild 2)



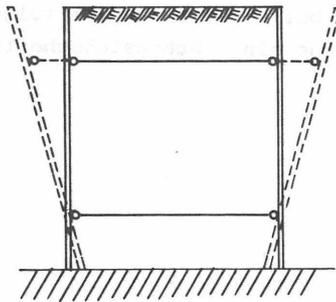
- a) Überschreiten der Scherfestigkeit an einem Ort
- b) Überschreiten der Scherfestigkeit in einer Bruchfuge

1. Versagen des Füllmaterials



- a) Überschreiten der Festigkeit an einem Ort
- b) Entstehung eines Fließgelenkes (Kinematische Kette)

2. Versagen der Spundwände



3. Versagen eines oder mehrer Anker

Bild 2 Grenzzustände für Standsicherheitsbetrachtungen

2.2 Berechnungsverfahren nach Blum (1944)

Blum geht von folgenden Voraussetzungen aus:

1. Der Fangedamm hat einen rechteckigen Querschnitt, senkrechte Außenflächen und waagerechte Begrenzungsebenen. Es wird eine Querschnittsscheibe der Dicke $d = 1$ untersucht (ebenes Problem).
2. Der Damm steht auf Fels.
3. Die Außenwände sind gegenseitig oben und unten verankert.
4. Das Material der Füllung ist homogen und voll elastisch, es gilt das Hookesche Gesetz.

Mit diesen Voraussetzungen werden zunächst Spundwände und Anker bemessen. Bei der Ermittlung der Spannungen wird der Fangedamm als eingespannter Kragarm angesehen. Die Belastung der Spundwände besteht aus zwei Anteilen, nämlich dem Erddruck aus dem Eigengewicht des Füllmaterials und einem Zusatzdruck auf die luftseitige Wand, der durch die seitliche Belastung (Wasserdruck) entsteht.

Für den Erddruck aus dem Eigengewicht der Füllung σ_x erhält man in beliebiger Höhe

$$\sigma_x = \gamma \cdot y \cdot K_{ah} \quad (Gl.1)$$

Der Zusatzdruck $\Delta\sigma_x$ aus der seitlichen Wasserlast wird am eingespannten Kragarm ermittelt (Bild 3).

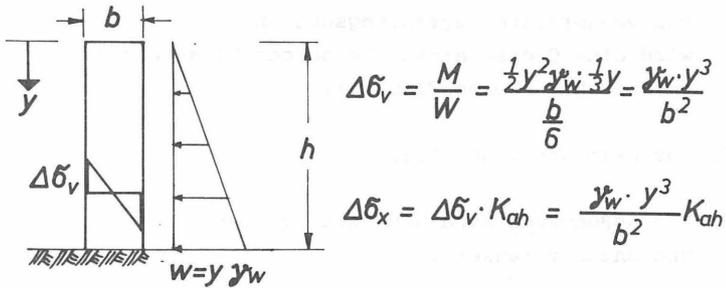
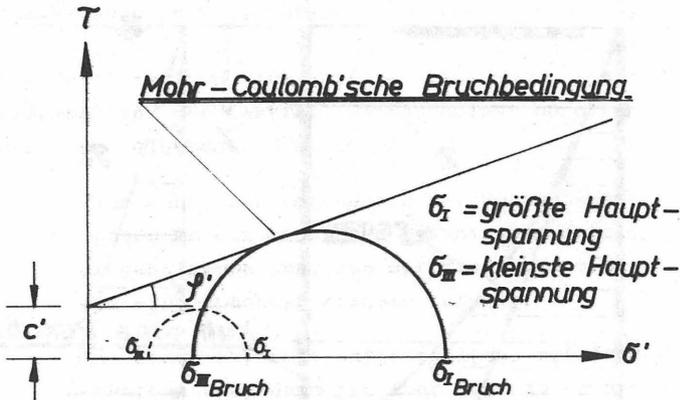


Bild 3 Berechnung des Zusatzdruckes $\Delta\sigma_x$

Vergrößert man die Ordinate w , bis in einem Punkt der Spannungszustand die Mohr-Coulombsche Bruchgerade berührt, erhält man den Wert w_{Bruch} (Bild 5).



- Mohr'scher Spannungskreis in einem Punkt des Fangedammes für die seitliche Wasserlast mit dem Größtwert $W = \gamma \cdot h$
- Mohr'scher Spannungskreis in einem Punkt des Fangedammes im Grenzzustand (Größtwert der seitlichen Wasserlast = W_{Bruch})

Bild 5 Mohr'sche Spannungskreise für verschiedene Wasserlasten

Als lastbezogene Sicherheit η definierte Blum (1944)

$$\eta = \frac{W_{\text{Bruch}}}{W} \quad (G1.3)$$

Dies ist die Sicherheit gegen Überschreiten der Scherfestigkeit in einem Punkt des Fangedammes (Bild 6). Sie ist für jeden Punkt verschieden groß. Bild 6 zeigt die Sicherheiten nach Blum für beliebige Punkte des Fangedammes.

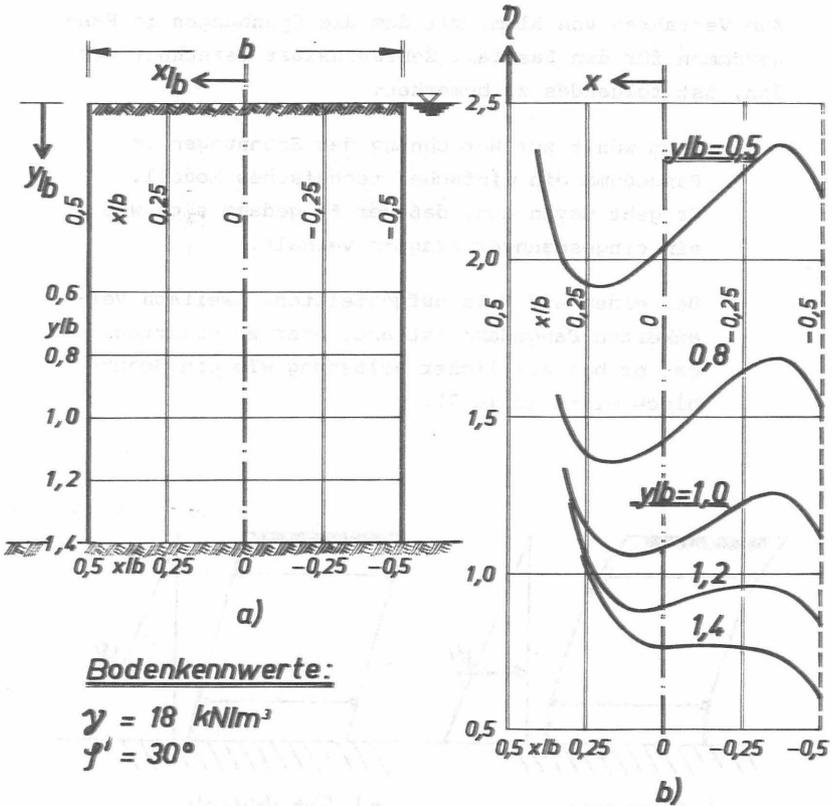


Bild 6 Abhängigkeit der Sicherheit nach Blum von der Lage der betrachteten Punkte
 a) Lage der Punkte b) Verteilung über die Breite $\eta = f(x/b)$
 (aus Blum, 1944)

Blum hält ein Sicherheitsmaß von $\eta = 1,1$ bis $1,2$ für ausreichend, da die äußere Belastung (Wasserdruck) ihrer Größe und Verteilung nach bekannt ist und das Überschreiten der Scherfestigkeit in einem Teilbereich nicht zum Versagen des Gesamtsystems führt.

Zum Verfahren von Blum, mit dem die Spannungen in Fangedämmen für den Lastfall Gebrauchslast berechnet werden, ist folgendes zu bemerken:

1. Blum wählt zur Berechnung der Spannungen im Fangedamm ein einfaches technisches Modell. Er geht davon aus, daß der Fangedamm sich wie ein eingespannter Kragarm verhält.

Bei einem auf Fels aufgestellten, zweifach verankerten Fangedamm ist aber eher zu erwarten, daß er bei seitlicher Belastung wie ein Schubblock wirkt (Bild 7).

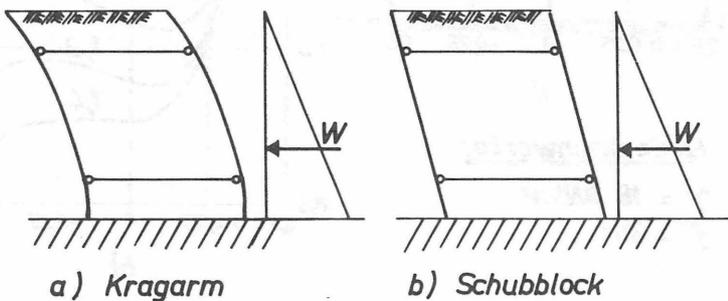


Bild 7 Statische Modelle für die Berechnung von Fangedämmen

2. Die senkrechten Spannungen im Fangedamm werden nach der Elastizitätstheorie berechnet. Dieses Vorgehen ist nur eine Näherung, denn die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Sand und Kies sind nichtlinear.
3. Bei der Spannungsberechnung werden zwei verschiedene Annahmen über das Verhalten des Füllmaterials getroffen. Für die Berechnung der senkrechten Spannungen wird das Füllmaterial als elastisch angesehen. Die waagerechten Spannungen hinter der Spundwand werden nach der Erddrucktheorie ermittelt, die voraussetzt, daß sich Bruchfugen gebildet haben und Gleitkörper abrutschen.
4. Die "innere" Sicherheit nach Blum bezieht sich nur auf das Verhalten des Füllmaterials. Der Anteil der Spundwände und der Anker an der Gesamtstandsicherheit kann nicht erfaßt werden.
5. Die "Belastungsgeschichte" geht nicht ein. Weder der Aufschüttvorgang noch das Absenken des Wassers auf der Baugrubenseite kann bei der Berechnung berücksichtigt werden. Es wird nicht unterschieden zwischen Erstbelastung und Entlastung.
6. Der Einfluß der Spundwandsteifigkeit auf die Verteilung der Spannungen kann nicht erfaßt werden. Die Größe und die Verteilung der Spannungen ist aber abhängig von den auftretenden Verformungen, die u.a. durch die Steifigkeit der Spundwände beeinflusst werden.

7. Das Berechnungsmodell setzt voraus, daß das Füllmaterial homogen ist. Bei gleichmäßiger Verdichtung läßt sich zwar näherungsweise diese Voraussetzung erfüllen, aber der Einfluß eines Kiesfilters zur Entwässerung kann nicht berücksichtigt werden.
8. Die Verformungen können nicht berechnet werden.

2.3 Berechnungsverfahren nach Jelinek/Ostermayer (1967)

Jelinek/Ostermayer treffen die gleichen Annahmen über Geometrie und Randbedingungen wie Blum:

1. Der Fangedamm hat einen rechteckigen Querschnitt, senkrechte Außenflächen und waagerechte Begrenzungsebenen. Es wird eine Querschnittsscheibe der Dicke $d = 1$ untersucht (ebenes Problem).
2. Der Damm steht auf Fels.
3. Die Außenwände sind gegenseitig oben und unten verankert.
4. Das Material der Füllung ist homogen.

Ausgehend vom Bruchzustand des Fangedammes (Bild 8) wird ein Traglastverfahren entwickelt, mit dem der Nachweis gegen "inneren" Bruch und die Bemessung der Bauteile getrennt durchgeführt werden.

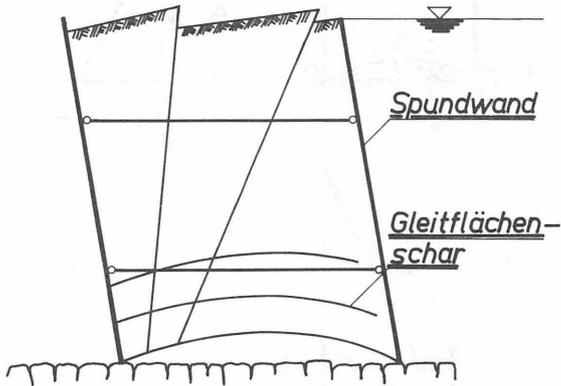


Bild 8 Innerer Bruch eines Fangedammes

Die bei Modellversuchen beobachteten Gleitflächen werden in der Berechnung als logarithmische Spiralen angenähert.

Zunächst wird die logarithmische Spirale gesucht, für die die aufnehmbare seitliche Wasserlast einen Kleinstwert annimmt. Dazu sind für angenommene Bruchfiguren die Kraftecke zu zeichnen und die mögliche Wasserlast $W_{\text{mögl}}$ zu ermitteln (Bild 9).

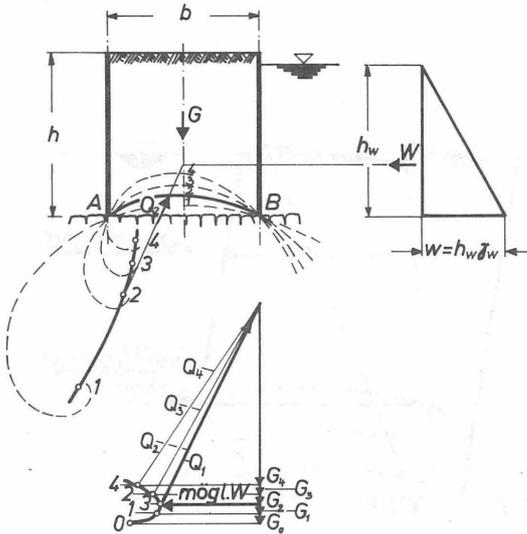


Bild 9 Graphische Ermittlung des Kleinstwertes der aufnehmbaren seitlichen Wasserdruckkraft $W_{m\ddot{o}gl}$
 (nach Jelinek/Ostermayer, 1967
 aus HOESCH Spundwandhandbuch, 1976)

Die Sicherheit gegen das Auftreten der logarithmischen Gleitflächen lautet mit

$$W_{m\ddot{o}gl} = \text{aufnehmbare Wasserlast} \quad [\text{kN/m}]$$

$$W_{\text{vorh}} = \text{vorhandene Wasserlast} \quad [\text{kN/m}]$$

$$\eta = \frac{W_{m\ddot{o}gl}}{W_{\text{vorh}}} \quad (\text{Gl. 4})$$

Sie soll größer als 1,5 sein.

Die Beanspruchung der Wände und der Anker wird im Gebrauchszustand und im Bruchzustand ermittelt. Die senkrechten Spannungen an der luftseitigen Spundwand durch Eigengewicht und seitliche Wasserlast werden nach der Theorie elastischer Scheiben berechnet. Jelinek/Ostermayer benutzen hierzu eine Formel, die von Levy (1898) für eine eingespannte Rechteckscheibe mit einer linear zunehmenden Belastung entwickelt wurde.

Für den Gebrauchszustand gilt

$$\sigma_y = \gamma \cdot y + \frac{2 \cdot W_{\text{vorh}}}{\gamma} \left(\frac{h^2}{b^2} - \frac{1}{5} \right) \quad (\text{Gl. 1.5})$$

und im Bruchzustand

$$\sigma_y = \gamma \cdot y + \frac{2 \cdot W_{\text{mögl}}}{\gamma} \left(\frac{h^2}{b^2} - \frac{1}{5} \right) \quad (\text{Gl. 1.6})$$

Die waagerechte Spannung σ_x wird mit

K_F = vom Reibungswinkel abhängiger
Fangedammkoeffizient (Bild 10)

zu

$$\sigma_x = K_F \cdot \sigma_y \quad (G1.7)$$

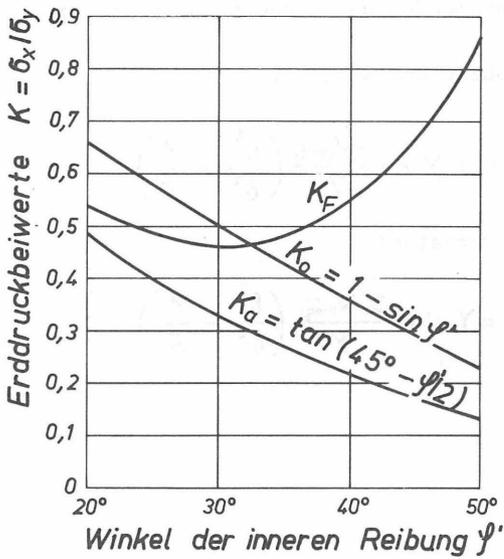


Bild 10 Fangedammkoeffizient K_F , Ruhedruckbeiwert K_0 und Erddruckbeiwert K_a in Abhängigkeit vom Winkel der inneren Reibung ψ' (aus Jelinek/Ostermayer, 1967)

Der Fangedammkoeffizient K_F berechnet sich nach der Formel

$$K_F = \frac{1 - \sin \varphi' \cdot \sin (\varphi' - 2\beta)}{1 + \sin \varphi' \cdot \sin (\varphi' - 2\beta)} \quad (\text{Gl. 8})$$

mit β = Winkel der Gleitfläche im luftseitigen Fußpunkt A des Fangedammes (Bild 11).

Er wurde am Mohrschen Spannungskreis für die Gleitflächenrichtungen im luftseitigen Fußpunkt A des Fangedammes als Verhältnis der waagerechten zu der senkrechten Spannung hergeleitet.

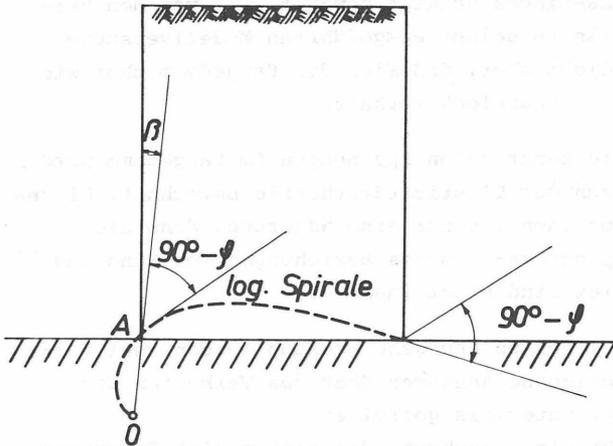


Bild 11 Gleitflächenrichtungen im Punkt A
(aus Jelinek/Ostermayer, 1967)

Jelinek/Ostermayer (1967) betrachten für die Berechnung der Sicherheit einen anderen Grenzzustand als das Verfahren von Blum. Während Blum das Überschreiten der Scherfestigkeit in einem Ort als maßgebenden Versagensfall ansieht, machen Jelinek/Ostermayer das Überschreiten der Scherfestigkeit in einer Bruchfläche zum Ausgangspunkt ihrer Sicherheitsüberlegungen.

Zu dem Traglastverfahren von Jelinek/Ostermayer ist folgendes zu bemerken:

1. Bei der Berechnung der Spannungen wird als technisches Modell für den Fangedamm eine elastische Scheibe gewählt. Die von den Verfassern selbst ausgeführten Modellversuche zeigen aber, daß sich der Fangedamm eher wie ein Schubblock verhält.
2. Die senkrechten Spannungen im Fangedamm werden nach der Elastizitätstheorie berechnet. Dieses Vorgehen ist nur eine Näherung, denn die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Sand und Kies sind nichtlinear.
3. Bei der Spannungsberechnung werden zwei verschiedene Annahmen über das Verhalten des Füllmaterials getroffen.
Für die Berechnung der senkrechten Spannungen wird das Füllmaterial als elastisch angesehen. Die waagerechten Spannungen hinter der Spundwand werden mit einem Fangedammkoeffizienten K_F ermittelt, der unter der Voraussetzung ab-rutschender Gleitkeile hergeleitet wurde.

4. Die Sicherheit gegen "inneren" Bruch bezieht sich nur auf das Verhalten des Füllmaterials. Der Anteil der Spundwände und der Anker an der Gesamtstandsicherheit kann nicht erfaßt werden.
5. Ebenso wie beim Verfahren von Blum lassen sich folgende Einflüsse nicht erfassen:
 - a) Belastungsgeschichte
 - b) Steifigkeit der Spundwände und Anker
 - c) Inhomogenität des Füllmaterials.
6. Die Verformungen können nicht berechnet werden.

2.4 Ergebnisse nach Schneebeli/Cavaillé-Coll (1957)

Mit kleinmaßstäblichen Versuchen haben Schneebeli/Cavaillé-Coll eine Beziehung für die Berechnung der "inneren" Sicherheit eines Fangedammes unter seitlicher Wasserlast aufgestellt:

$$\eta = 0,03 \cdot \gamma \cdot \psi' \cdot \frac{b}{h} \quad (\text{Gl.9})$$

Die Gl.9 gibt die Sicherheit gegen Überschreiten der Scherfestigkeit in einer Bruchfläche an und berücksichtigt nicht den Einfluß der Steifigkeit der Spundwände und Anker.

2.5 Empfehlungen des Arbeitsausschusses

"Ufereinfassungen" (EAU, 1975)

Die luftseitige Spundwand eines Fangedammes wird durch den Erddruck aus dem Eigengewicht der Füllung und einen Zusatzdruck aus der seitlichen Wasserlast beansprucht.

Der Arbeitsausschuß "Ufereinfassungen" empfiehlt, diesen Zusatzdruck näherungsweise mit 25 % des Erddrucks von dem Füllmaterial anzusetzen.

Hierbei wird nicht das Verhältnis von Breite/Höhe des Fangedammes berücksichtigt, das die Größe dieses Zusatzdruckes beeinflusst. Die "innere" Sicherheit soll nach Jelinek/Ostermayer (1967) nachgewiesen werden.

2.6 Vergleich der üblichen Berechnungsverfahren

Vergleicht man die Verfahren von Blum (1944), Schneebeli/Cavaillé (1957) und Jelinek/Ostermayer (1967) zur Berechnung der erforderlichen Breite des Fangedammes bei Ansatz von $\eta = 1$, erhält man folgendes Ergebnis (Bild 12):

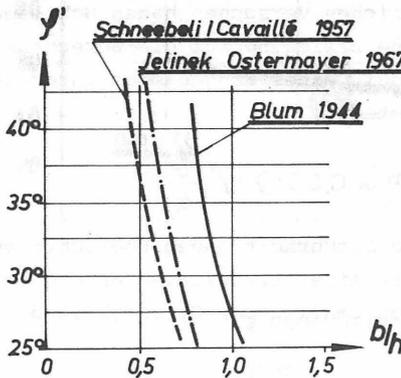


Bild 12 Erforderliche Breite b von Fangedämmen in Abhängigkeit vom inneren Reibungswinkel φ' des Füllmaterials für $\eta = 1$ (aus Smoltczyk, 1974)

Die Berechnung nach Blum ergibt die größte erforderliche Breite von Fangedämmen, die Formel von Schneebeli/Cavaillé führt zu den kleinsten Abmessungen.

Am Beispiel eines zweifach verankerten Fangedammes, der auf starrem Untergrund (z.B. Fels) steht, werden für den Lastfall Gebrauchslast die Beanspruchungen der luftseitigen Spundwand und der Anker nach den verschiedenen Berechnungsverfahren ermittelt (Bild 13 - 18).

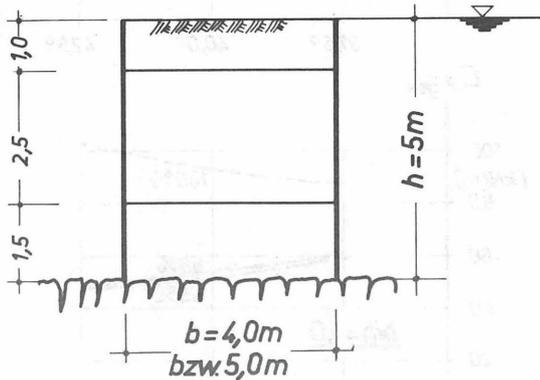
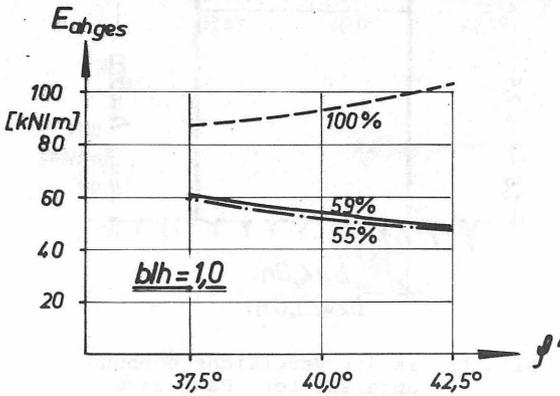
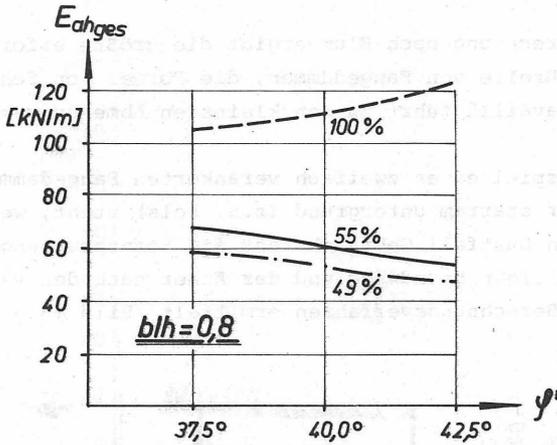


Bild 13 In der Vergleichsrechnung untersuchter Fangedamm

Als Füllmaterial des Fangedammes werden mitteldicht gelagerter Sand ($\psi' = 37,5^\circ$), dicht gelagerter Sand ($\psi' = 40^\circ$) und dicht gelagerter sandiger Kies ($\psi' = 42,5^\circ$) angenommen. Die Reibungswinkel der verwendeten Bodenarten sind die Ergebnisse von Biaxialversuchen, die den ebenen Verformungszustand berücksichtigen und die im Mittel auf etwa $2,5^\circ$ höhere Reibungswinkel führen als der übliche Kastenscherversuch (Smoltczyk, 1974).



----- Jelinek/Ostermayer
———— Blum
- · - · - EAU

Bild 14 Erddruck E_{ahges} aus Füllung und einseitiger Wasserlast auf die luftseitige Spundwand nach verschiedenen Berechnungsverfahren

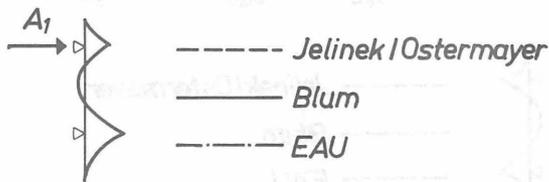
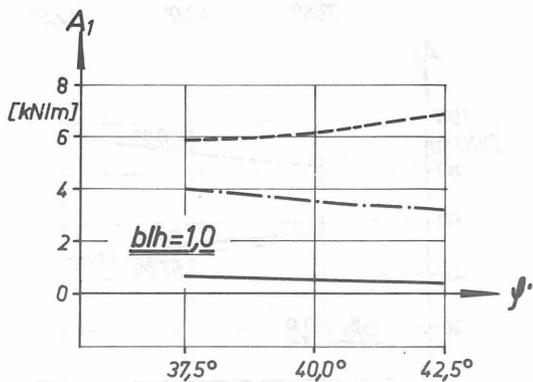
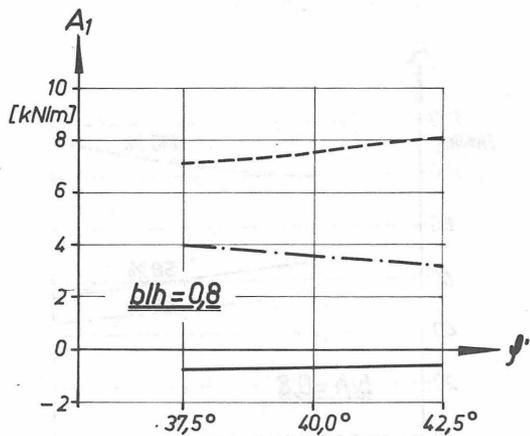


Bild 15 Ankerkraft A_1 der oberen Lage nach verschiedenen Berechnungsverfahren

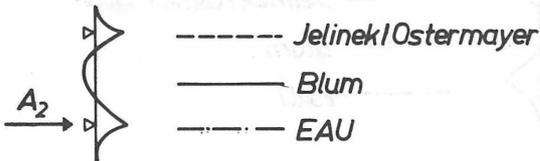
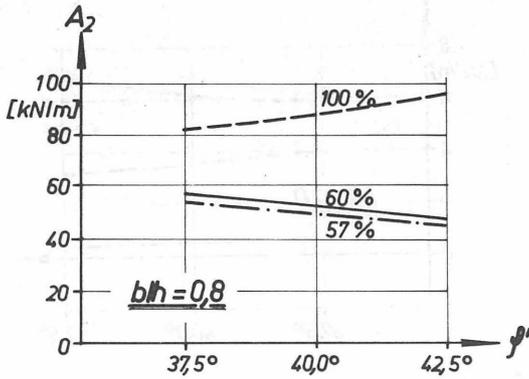
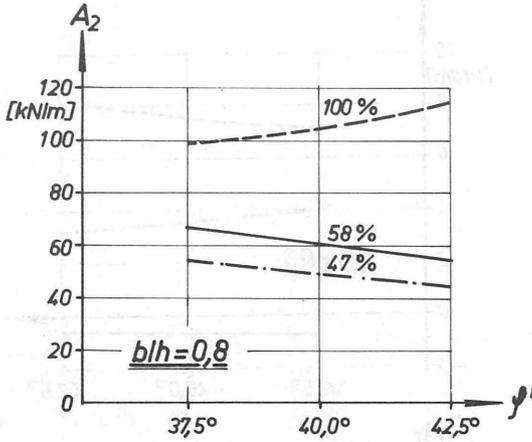


Bild 16 Ankerkraft A_2 der unteren Lage nach verschiedenen Berechnungsverfahren

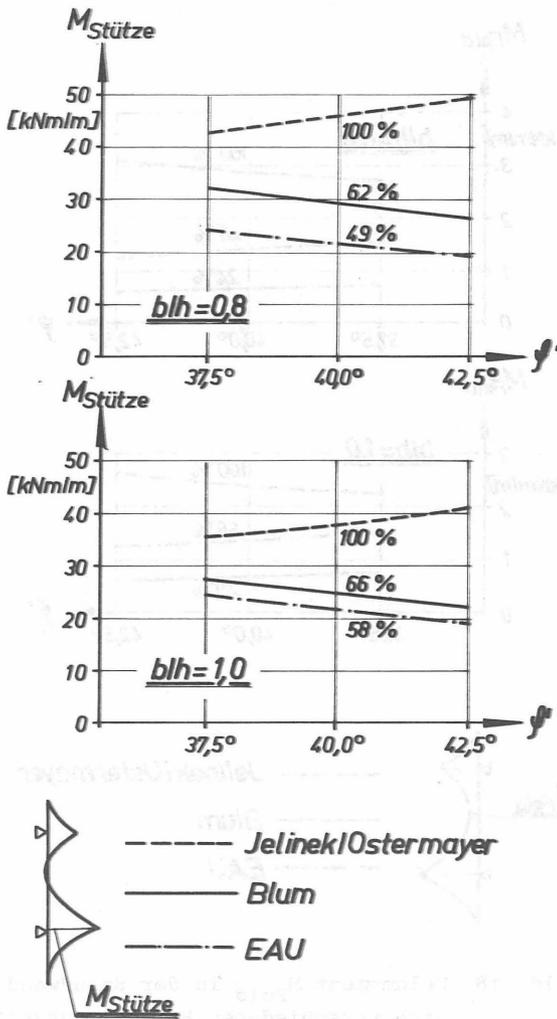


Bild 17 Größtes Stützenmoment $M_{Stütze}$ in der Spundwand nach verschiedenen Berechnungsverfahren

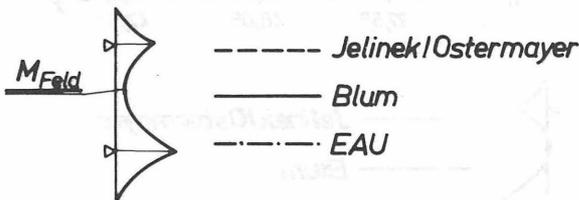
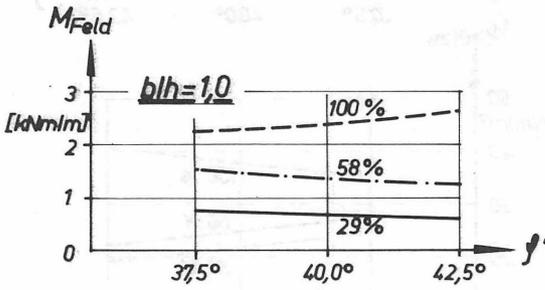
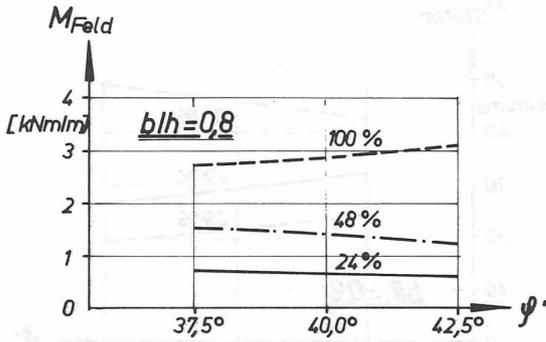


Bild 18 Feldmoment M_{Feld} in der Spundwand nach verschiedenen Berechnungsverfahren

Bei dem gewählten Beispiel erhält man für die Ankerkraft A_1 der oberen Lage (Bild 15) nach dem Verfahren von Blum einen negativen Wert, d.h. dieser Anker wird auf Druck beansprucht.

Während beim Verfahren von Jelinek/Ostermayer und nach den Empfehlungen der EAU die waagerechten Spannungen hinter der luftseitigen Spundwand linear mit der Tiefe zunehmen, wächst bei Blum der Zusatzdruck aus der einseitigen Wasserlast mit der 3. Potenz der Tiefe. Dadurch liegt die Resultierende des Gesamterddruckes nach Blum bei diesem Beispiel unter der unteren Ankerlage, und man erhält für den oberen Anker eine Druckkraft.

Die Vergleichsrechnung zeigt:

1. Die Ergebnisse der herkömmlichen Berechnungsverfahren streuen sehr stark.
2. Das Berechnungsverfahren von Jelinek/Ostermayer ergibt stets die größten, der Vorschlag der EAU stets die geringsten Beanspruchungen.
3. Der Berechnungsvorschlag der EAU berücksichtigt nicht das Verhältnis Breite/Höhe. Je größer dieses Verhältnis wird, desto besser stimmen die Ansätze nach Blum mit den Werten der EAU überein.
4. Bei den Verfahren nach EAU und Blum nehmen die Beanspruchungen von Spundwand und Anker mit steigendem Reibungswinkel ab, bei dem Verfahren von Jelinek/Ostermayer nehmen sie zu.
5. Da bei allen drei Verfahren die Größe des Gesamterddruckes mit dem Quadrat der Höhe des Fangedammes zunimmt, nehmen bei höheren Fangedämmen die absoluten Unterschiede der Beanspruchungen erheblich zu.

Die Ergebnisse der Rechenverfahren werden außerdem mit Meßwerten eines Modellfangedammes (Kap. 9) verglichen. Der errechnete Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand ist zum Teil erheblich größer als die gemessene Beanspruchung (Bild 19).

Verfahren	Blum	EAU	Jelinek/Ostermayer	Versuch
Gesamterddruck [kN/m]	64,75	57,9	85,2	51

Bild 19 Gesamterddruck auf die luftseitige Wand eines Modellfangedammes

Am besten stimmen die Meßergebnisse mit dem Vorschlag der EAU überein.

1. Die erforderte ...
in ...
ermitteln.
2. Verschieden ...
Stoffgesetz ...
Grundbau- ...
Rechenergebniß ...
Stich (1972) ...
Baugruben ...

3. Ziel der Arbeit

Wie in Kapitel 2.6 mit Vergleichsrechnungen gezeigt wird, streuen die Ergebnisse der üblichen Berechnungsverfahren stark. In der Praxis besteht Unsicherheit über das jeweils zu wählende Verfahren, da man weder zu "unsicher" bauen, noch die Bauteile unnötig überdimensionieren will.

Es ist Ziel der vorliegenden Arbeit, für den Lastfall "Gebrauchslast" einen einfachen Bemessungsvorschlag zu entwickeln, der das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fangedämmen zutreffender als die herkömmlichen Verfahren erfaßt.

Grundlage dieses Bemessungsvorschlages sind Berechnungen mit einem Verfahren, das auf der Methode der Finiten Elemente beruht und das für den Boden eine hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendet.

Dieses Berechnungsverfahren ermöglicht es, im Gegensatz zu den herkömmlichen Verfahren, folgende Einflüsse zu berücksichtigen:

1. Steifigkeit der Spundwände
2. Steifigkeit des Untergrundes
3. Kopplung Spundwand - Boden.

Nach der Erläuterung des verwendeten Stoffgesetzes und des Rechenprogrammes wird der Einfluß der Bodenparameter untersucht. Da die im Stoffgesetz verwendeten Bodenkennwerte im Labor ermittelt werden müssen und die Versuchsergebnisse mit Fehlern behaftet sind, wird in einer Parameterstudie geprüft, in welchem Bereich Span-

nungen und Verformungen beim Ansatz verschiedener Parameter schwanken. Die Parameter werden dabei in den für das Füllmaterial von Fangedämmen üblichen Grenzen verändert. Anschließend wird das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fangedämmen untersucht, wobei außer dem Verhältnis Breite/Höhe des Fangedammes auch die physikalischen Eigenschaften des Füllmaterials verändert werden.

Aus den Ergebnissen dieser Berechnungen, die mit den Ergebnissen herkömmlicher Verfahren und mit Messungen an einem Modellfangedamm verglichen werden, wird ein einfacher Bemessungsvorschlag für den Lastfall Gebrauchslast hergeleitet.

4. Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bodens

Aus der Vielzahl der bekannten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, die durch Versuche für das Verhalten von Böden gefunden wurden, wird für das hier vorgestellte Berechnungsverfahren eine hyperbolische Arbeitslinie, die auf Kondner (1963) zurückgeht, aus folgenden Gründen ausgewählt:

1. Die erforderlichen Stoffparameter lassen sich in Dreiaxialversuchen verhältnismäßig einfach ermitteln.
2. Verschiedene Verfasser haben mit diesem Stoffgesetz bei der Behandlung ähnlicher Grundbau-Aufgaben gute Übereinstimmung zwischen Rechenergebnissen und Messungen festgestellt. Stroh (1974) untersuchte rückverankerte Baugrubenwände, Scheffler (1976) ausgesteifte

Spundwände und Frank (1978) Bauwerke aus
"Bewehrter Erde".

Duncan und Chang (1970) haben diese hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung in FE-Rechnungen eingeführt. Da sie dazu die Mohr- Coulombsche Bruchbedingung einarbeiteten und auch Ent- und Wiederbelastungsvorgänge berücksichtigten, wird das hier beschriebene Stoffgesetz in der bodenmechanischen Literatur üblicherweise als das Stoffgesetz von Duncan und Chang bezeichnet.

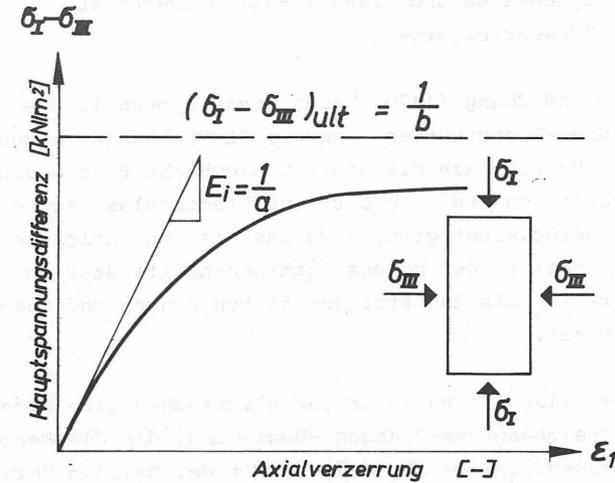
Kondner (1963) fand in Dreiaxialversuchen eine hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung, die die Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_I - \sigma_{III}$) mit der axialen Verzerung ϵ_1 verknüpft:

$$\sigma_I - \sigma_{III} = \frac{\epsilon_1}{a + b \cdot \epsilon_1} \quad (\text{Gl.10})$$

Die Konstanten a und b haben folgende physikalische Bedeutung (Bild 20):

a = Kehrwert des Anfangstangentenmoduls E_1

b = Kehrwert der theoretischen Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_I - \sigma_{III}$)_{ult} beim Bruch.



- E_i = Anfangstangentenmodul $[\text{kN/m}^2]$
- σ_I = größte Hauptspannung $[\text{kN/m}^2]$
- σ_{III} = kleinste Hauptspannung $[\text{kN/m}^2]$
- $(\sigma_I - \sigma_{III})_{ult}$ = Hauptspannungsdifferenz beim Bruch $[\text{kN/m}^2]$
- ϵ_1 = Axialverzerrung $[-]$

Bild 20 Hyperbolische Spannungs-Verzerrungs-Beziehung

In Versuchen hat sich herausgestellt, daß die theoretische Hauptspannungsdifferenz $(\sigma_I - \sigma_{III})_{ult}$, die erst bei unendlich großen Verzerrungen ϵ_1 auftritt, größer ist als die Spannungsdifferenz $(\sigma_I - \sigma_{III})$ beim Bruch, bei dem nur endliche Verzerrungen auftreten (Duncan/Chang, 1970). Das Verhältnis von tatsächlicher Spannungsdifferenz zu theoretischer Spannungsdifferenz wird als Bruchquotient R_f bezeichnet.

$$R_f = \frac{(\sigma_I - \sigma_{III})_f}{(\sigma_I - \sigma_{III})_{ult}} \quad (Gl. 11)$$

Der Bruchquotient ist stoffabhängig, seine Größe liegt zwischen 0,7 und 1,0.

Mit (Gl.10) und (Gl.11) erhält man

$$(\sigma_I - \sigma_{III}) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1 \cdot R_f}{(\sigma_I - \sigma_{III})_f}} \quad (Gl. 12)$$

Versuche von Janbu (1963) ergaben einen Zusammenhang zwischen Anfangstangentenmodul E_i und waagerechter Hauptspannung σ_{III} .

Mit

- KM = stoffabhängiger Modul [-]
- p_a = Atmosphärendruck [kN/m^2]
- σ_{III} = kleinste Hauptspannung [kN/m^2]
- n = stoffabhängige Hochzahl [-]

lautet die Beziehung

$$E_i = KM \cdot p_a \left(\frac{\sigma_{III}}{p_a} \right)^n \quad (Gl. 13)$$

Duncan und Chang (1970) erläutern die Bestimmung der Moduli KM und n im Versuch.

Als Bruchbedingung wird das Kriterium von Mohr-Coulomb verwendet

$$(\sigma_I - \sigma_{III})_f = \frac{2c' \cos \varphi' + 2\sigma_{III} \cdot \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (Gl. 14)$$

Der Tangentenmodul E_t ist die Steigung der Tangente an die Spannungs-Dehnungs-Kurve

$$E_t = \frac{\partial (\sigma_I - \sigma_{III})}{\partial \varepsilon_1} \quad (Gl. 15)$$

Wendet man diese Ableitung auf Gl.12 an, erhält man

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \cdot \varepsilon}{(\sigma_I - \sigma_{III})_f} \right]^2} \quad (Gl.16)$$

Setzt man Gleichung 13 und Gleichung 14 in Gleichung 16, erhält man den Tangentenmodul in Abhängigkeit von den 5 Stoffparametern φ' , c' , KM , n und R_f .

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi') (\sigma_I - \sigma_{III})}{2c' \cos \varphi' + 2\sigma_{III} \sin \varphi'} \right) \cdot KM \cdot \rho_a \left(\frac{\sigma_{III}}{\rho_a} \right)^n \quad (Gl.17)$$

Gleichung 17 gilt nur unter der Voraussetzung, daß die Spannungsdifferenz ($\sigma_I - \sigma_{III}$) im Versuch oder in der Natur durch eine Steigerung von σ_I vergrößert wird, während σ_{III} unverändert bleibt. Für den Fall, daß die Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_I - \sigma_{III}$) bei festem σ_I durch Abminderung von σ_{III} vergrößert wird, hat Stroh (1974) eine entsprechende Gleichung für den Tangentenmodul aufgestellt:

$$E_t = \left(1 - \frac{R_{f_1} (1 + \sin \varphi') (\sigma_I - \sigma_{III})^2}{2c' \cos \varphi' + 2\sigma_I \sin \varphi'} \right) \cdot K_{f_1} \cdot \rho_a \left(\frac{\sigma_I}{\rho_a} \right)^{n_1} \quad (Gl.18)$$

Die Gleichungen 17 und 18 gelten nur für Erstbelastung. Bei Ent- und Wiederbelastung tritt eine Hysteresis-schleife auf (Bild 21).

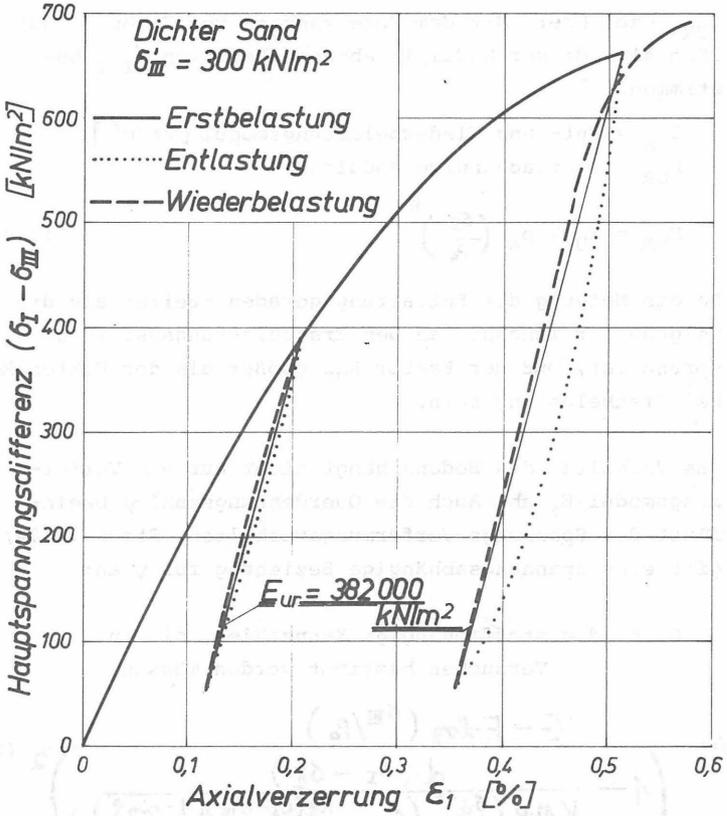


Bild 21 Ent- und Wiederbelastung von dichtem entwässerten Sand im Dreiaxialversuch (aus: Duncan/Chang, 1970)

Der Boden verhält sich annähernd linear-elastisch. Die Steigung der Ent- und Wiederbelastungskurve wird als E_{UR} bezeichnet. Mit dem Potenzansatz von Janbu (1963) läßt sich dieser Modul in Abhängigkeit von σ_{III} bestimmen.

E_{UR} = Ent- und Wiederbelastungsmodul [kN/m²]

K_{UR} = stoffabhängige Modulzahl

$$E_{UR} = K_{UR} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_{III}}{p_a} \right)^n \quad (Gl.19)$$

Da die Neigung der Entlastungsgeraden steiler als die Neigung der Tangente an den Erstbelastungsast im Ursprung ist, muß der Faktor K_{UR} größer als der Faktor K_M bei Erstbelastung sein.

Das Verhalten des Bodens hängt nicht nur vom Verformungsmodul E_t ab. Auch die Querdehnungszahl ν beeinflusst das Spannungs-Verformungsverhalten. Stroh (1974) gibt eine spannungsabhängige Beziehung für ν an:

G, F, d = stoffabhängige Kennzahlen, die in Versuchen bestimmt werden müssen.

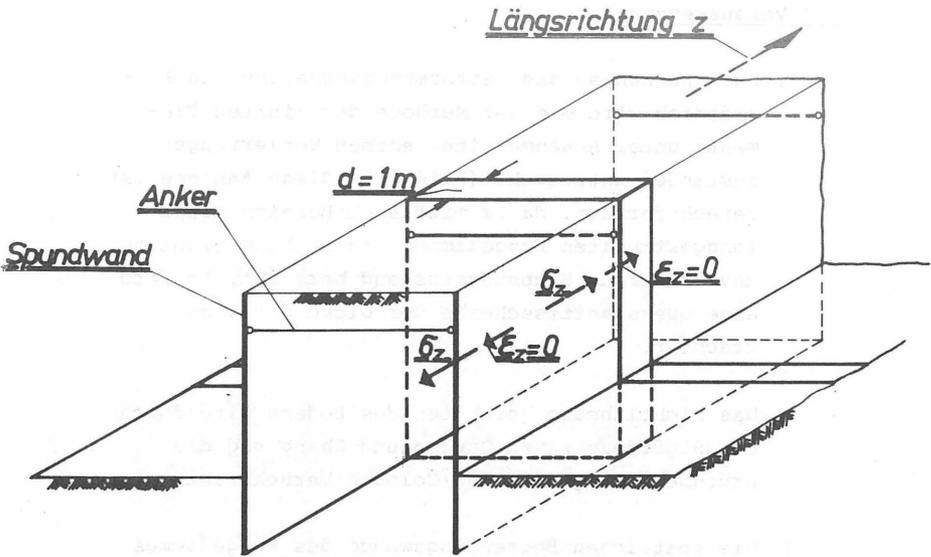
$$\nu = \frac{G - F \cdot \log \left(\frac{\sigma_{III}}{p_a} \right)}{\left(1 - \frac{d \cdot (\sigma_I - \sigma_{III})}{K_M \cdot p_a \left(\frac{\sigma_{III}}{p_a} \right)^n \cdot \left(1 - \frac{R_f (\sigma_I - \sigma_{III}) (1 - \sin \varphi')}{2c' \cos \varphi' + 2\sigma_{III} \sin \varphi'} \right)} \right)^2} \quad (Gl.20)$$

Zu den 5 Stoffparametern, die für die Ermittlung des Tangentenmodul E_t erforderlich sind, kommen noch 3 weitere Parameter G, F und d hinzu. In dieser Arbeit wird die Abhängigkeit der Spannungen von ν vernachlässigt und die Querdehnungszahl als konstant angenommen.

5. Berechnungsverfahren

5.1 Voraussetzungen

1. Das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fangedämmen wird mit der Methode der Finiten Elemente unter Annahme eines ebenen Verzerrungszustandes untersucht (Bild 22). Diese Annahme ist gerechtfertigt, da im mittleren Bereich eines langgestreckten Fangedammes ein in Längsrichtung unveränderter Spannungszustand herrscht. Es wird eine Querschnittsscheibe der Dicke $d = 1$ betrachtet.
2. Das nichtlineare Verhalten des Bodens wird durch das Stoffgesetz von Duncan und Chang und die Bruchbedingung von Mohr/Coloumb berücksichtigt.
3. Die seitlichen Begrenzungswände des Fangedammes und die Anker sind aus Stahl und verhalten sich elastisch.
4. In der Zone zwischen Boden und Wand werden durch besondere Kontaktelemente elastisch anisotrope Eigenschaften berücksichtigt.
5. Die Strömungskräfte beim Absenkvorgang werden vernachlässigt, da nur geringe Fließgeschwindigkeiten auftreten.



σ_z = Spannung in z -Richtung [kN/m²]
 $\epsilon_z = 0$ = Dehnung in z -Richtung

Bild 22 Untersuchte Scheibe des Fangedammes ($d=1\text{m}$)
(Ebener Verzerrungszustand)

5.2 Aufteilung in Finite Elemente

Der Fangedamm und der Untergrund werden durch 5 verschiedene Elementtypen dargestellt (Bild 23).

1. Bereichsweise homogener Füllkörper:
Rechteckselemente
2. Bereichsweise homogener Untergrund:
Rechteckselemente, in Aufweitungsbereichen
Dreieckselemente
3. Spundwände: Balkenelemente
4. Anker: Stabelemente
5. Übergangsbereich Wand-Boden:
anisotrope Kontaktelemente.

5.3 Größe des Berechnungsausschnittes

Die Größe des gewählten Berechnungsausschnittes beeinflusst die Genauigkeit der Ergebnisse. Der Forderung nach einem möglichst großen Berechnungsausschnitt stehen die Speicherkapazität der verwendeten Rechenanlage (ICL 1906 S der TU Braunschweig) und die benötigte Rechenzeit gegenüber.

Um für die Beispiele sinnvolle Netzgrößen zu erhalten, wurden die Netze seitlich dort begrenzt, wo die waagerechten Verschiebungen kleiner als 10^{-2} mm waren. Der Untergrund wurde dort waagerecht begrenzt, wo die senkrechten Spannungen um weniger als 5 % vom Mittelwert abwichen.

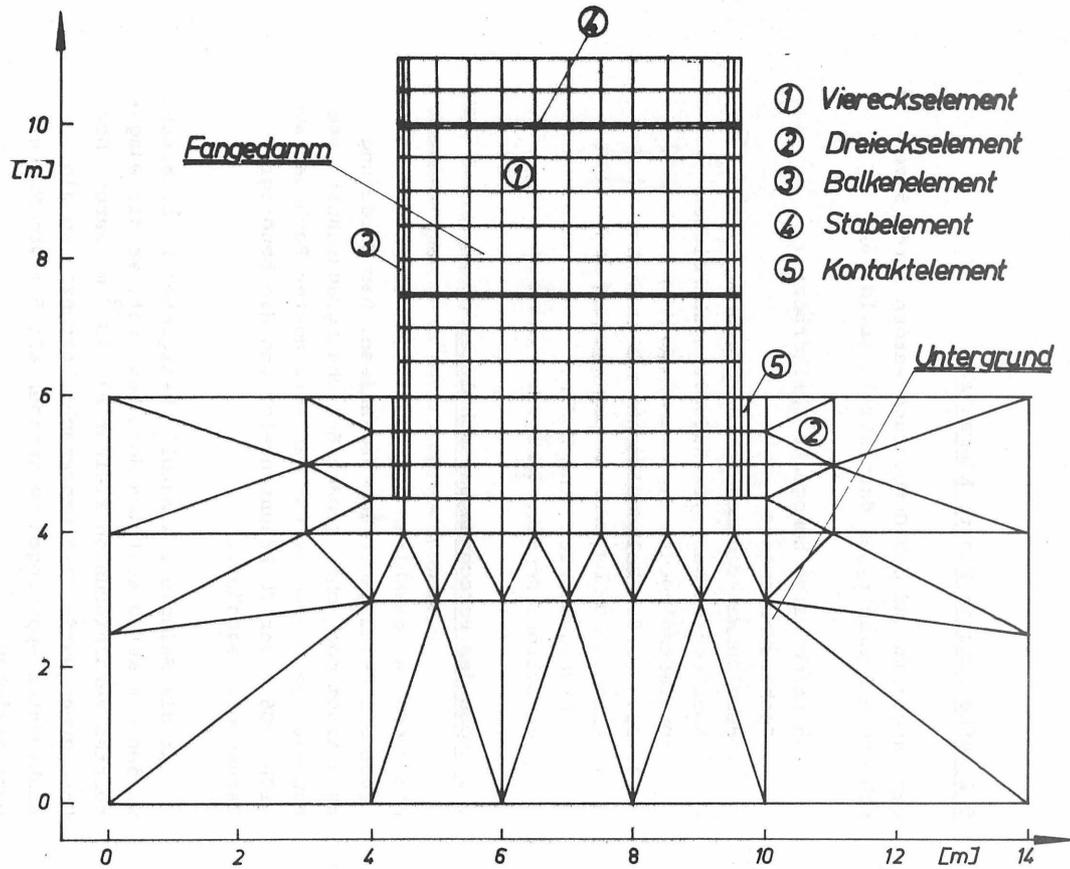


Bild 23 Übersicht über die verwendeten Elementtypen

5.4 Beschreibung der verwendeten Elementtypen

5.4.1 Allgemeines

Die Finite-Element-Methode ist inzwischen so weit bekannt, daß auf eine ausführliche Herleitung der Grundgleichungen verzichtet werden kann. Zienkiewicz (1967), Desai/Abel (1972) u.a. geben die Steifigkeitsmatrizen der hier verwendeten Elementtypen an, die der Vollständigkeit halber aufgeführt sind. Es wird das Weggrößenverfahren verwendet, daher sind Ansatzfunktionen für die Verschiebungen zu wählen.

5.4.2 Dreieckselemente

Bei den Dreieckselementen werden für die Verschiebungen u und v lineare Ansatzfunktionen gewählt (Bild 24)

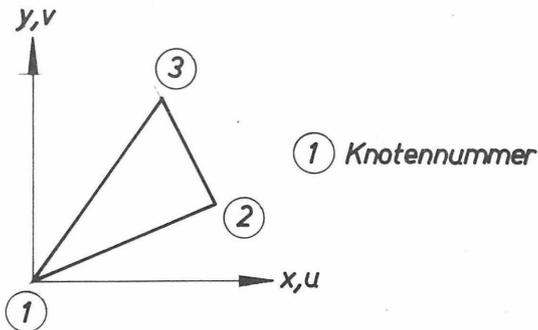


Bild 24 Dreieckselement im lokalen Achsenkreuz

Dehnungen und Spannungen sind daher in einem Element konstant. Ein Verschiebungsansatz höherer Ordnung, der zu veränderlichen Spannungen im Element führt, liefert zwar im allgemeinen bei gleicher Knotenzahl eine erheblich größere Genauigkeit, aber dieser Vorteil geht hier zum Teil wieder verloren, da bei der nichtlinearen Rechnung durch bereichsweise Linearisierung der Verformungsmodul für jedes Element nach jedem Rechenschritt mit einer mittleren Spannung berechnet wird.

Die Elementgleichung für ein Element lautet mit

$$\begin{aligned} [K] &= \text{Steifigkeitsmatrix} \\ \{u\} &= \text{Vektor der Verschiebungen} \\ \{P\} &= \text{Belastungsvektor} \end{aligned}$$

$$[K] \cdot \{u\} = \{P\} \quad (\text{Gl. 21})$$

Die Steifigkeitsmatrix der verwendeten Dreieckselemente läßt sich in 2 Anteile aufspalten:

$$[K] = [K_N] + [K_S] \quad (\text{Gl. 22})$$



Mit

d = Dicke des Scheibenelementes = 1

A_{123} = Fläche des Dreiecks [m^2]

$Y_{ij} = Y_i - Y_j$ = Differenz der Knotenkoordinaten
in Y -Richtung [m]

$X_{ij} = X_i - X_j$ = Differenz der Knotenkoordinaten
in X -Richtung [m]

erhält man für [K_N]

$$K_N = \frac{E \cdot d}{4 \cdot A_{123} \cdot (1+\nu)(1-2\nu)}$$

$Y_{23}^2 (1-\nu)$				
$-V Y_{23} X_{23}$	$X_{23}^2 (1-\nu)$			sym.
$Y_{23} Y_{34} (1-\nu)$	$-V X_{23} Y_{34}$	$Y_{34}^2 (1-\nu)$		
$-V Y_{23} X_{34}$	$X_{23} X_{34} (1-\nu)$	$-V Y_{34} X_{34}$	$X_{34}^2 (1-\nu)$	
$-V Y_{23} Y_{24} (1-\nu)$	$V X_{23} Y_{24}$	$-Y_{24} Y_{34} (1-\nu)$	$V Y_{24} X_{34}$	$Y_{24}^2 (1-\nu)$
$V Y_{23} X_{24}$	$-X_{23} X_{24} (1-\nu)$	$V X_{24} Y_{34}$	$-X_{24} X_{34} (1-\nu)$	$-V Y_{24} X_{24}$
				$X_{24}^2 (1-\nu)$

und für $[K_s]$

x_{23}^2					
$-x_{23}y_{23}$	y_{23}^2			<i>sym.</i>	
$x_{23}x_{31}$	$-y_{23}x_{31}$	x_{31}^2			
$-x_{23}y_{31}$	$y_{23}y_{31}$	$-x_{31}y_{31}$	y_{31}^2		
$-x_{23}x_{21}$	$y_{23}x_{21}$	$-x_{21}x_{31}$	$x_{21}y_{31}$	x_{21}^2	
$x_{23}y_{21}$	$-y_{23}y_{21}$	$y_{21}x_{31}$	$-y_{21}y_{31}$	$-x_{21}y_{21}$	y_{21}^2

$$[K_s] = \frac{E \cdot d}{8A_{123}(1+\nu)}$$

Dreieckselemente werden vor allem in Aufweitungsbe-
reichen eingesetzt.

5.4.3 Rechteckelemente

Insbesondere im Bereich der Wände werden Rechteck-
elemente verwendet (Scheffler, 1976), bei denen der
Verschiebungsansatz für u und v bilinear ist. Dies
führt zu etwas genaueren Ergebnissen als beim Dreiecks-
element. Für ein Rechteckelement (Bild 25) lautet die
Steifigkeitsmatrix $[K]$ mit

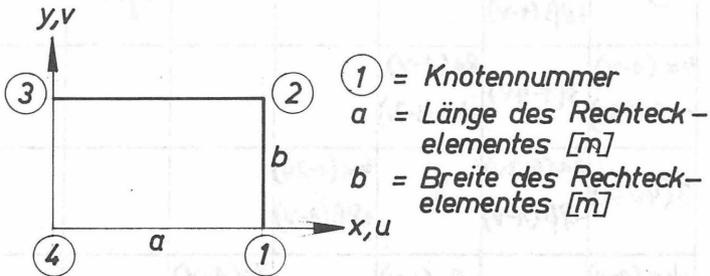


Bild 25 Rechteckelement im lokalen Achsenkreuz

a = Länge des Rechteckelementes [m]

b = Breite des Rechteckelementes [m]

$$\alpha = \frac{b}{a} \quad [-]$$

$$\beta = \frac{a}{b} \quad [-]$$

$$B = \frac{E}{24(1+\nu)(1-2\nu)} \quad [\text{kN/m}^2]$$

[K] = B.

u_1	v_1	u_2	v_2	u_3	v_3	u_4	v_4
$8\alpha(1-\nu)$ $+4\beta(1-2\nu)$							
-3	$4\alpha(1-2\nu)$ $+8\beta(1-\nu)$				sym.		
$4\alpha(1-\nu)$ $-4\beta(1-2\nu)$	$3(1-4\nu)$	$8\alpha(1-\nu)$ $+4\beta(1-2\nu)$					
$3(4\nu-1)$	$2\alpha(1-2\nu)$ $-8\beta(1-\nu)$	3	$4\alpha(1-2\nu)$ $+8\beta(1-\nu)$				
$-4\alpha(1-\nu)$ $-2\beta(1-2\nu)$	3	$-8\alpha(1-\nu)$ $+2\beta(1-2\nu)$	$3(1-4\nu)$	$8\alpha(1-\nu)$ $+4\beta(1-2\nu)$			
3	$-2\alpha(1-2\nu)$ $-4\beta(1-\nu)$	$3(4\nu-1)$	$-4\alpha(1-2\nu)$ $+4\beta(1-\nu)$	-3	$4\alpha(1-2\nu)$ $+8\beta(1-\nu)$		
$-8\alpha(1-\nu)$ $+2\beta(1-2\nu)$	$3(4\nu-1)$	$-4\alpha(1-\nu)$ $-2\beta(1-2\nu)$	-3	$4\alpha(1-\nu)$ $-4\beta(1-2\nu)$	$3(1-4\nu)$	$8\alpha(1-\nu)$ $+4\beta(1-2\nu)$	
$3(1-4\nu)$	$-4\alpha(1-2\nu)$ $+4\beta(1-\nu)$	-3	$-2\alpha(1-2\nu)$ $-4\beta(1-\nu)$	$3(4\nu-1)$	$2\alpha(1-2\nu)$ $-8\beta(1-\nu)$	3	$4\alpha(1-2\nu)$ $+8\beta(1-\nu)$

5.4.4 Balkenelemente

Die Spundwände werden durch Balkenelemente dargestellt, für die in y-Richtung ein linearer und in x-Richtung ein kubischer Ansatz für die Verschiebungen gewählt wird (Bild 26)

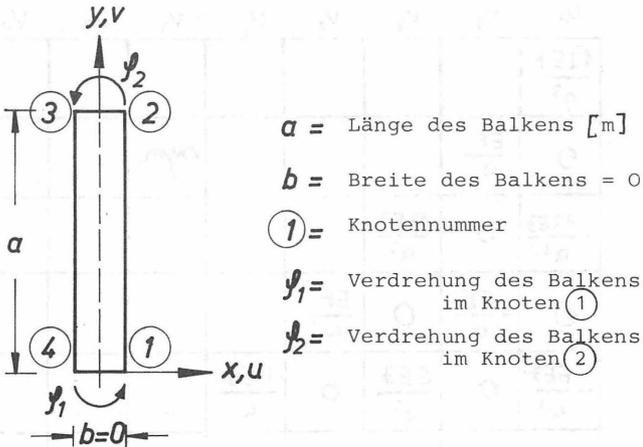


Bild 26 Balkenelement im lokalen Achsenkreuz

Bei einer starren Kopplung zwischen Wand und Boden ist daher die Verträglichkeitsbedingung verletzt. Die zahlenmäßigen Abweichungen von der exakten Lösung sind jedoch gering (Müller, 1972). Die Elemente besitzen Doppelknoten, wobei die Knoten ③ und ④ "fiktive" Knoten sind, denen die Stabverdrehung φ zugewiesen wird. Die Steifigkeitsmatrix $[K]$ lautet mit

- J = Trägheitsmoment des Balkens [m^4]
- F = Querschnittsfläche des Balkens [m^2]
- a = Länge des Balkens [m]

$[K] =$

	U_1	V_1	U_2	V_2	U_3	V_3	U_4	V_4
$\frac{12EJ}{a^3}$								
0	$\frac{EF}{a}$					<i>sym.</i>		
$-\frac{12EJ}{a^3}$	0	$\frac{12EJ}{a^3}$						
0	$-\frac{EF}{a}$	0	$\frac{EF}{a}$					
$-\frac{6EJ}{a^2}$	0	$\frac{6EJ}{a^2}$	0	$\frac{4EJ}{a}$				
0	0	0	0	0	0	0	0	0
$-\frac{6EJ}{a^2}$	0	$\frac{6EJ}{a^2}$	0	$\frac{4EJ}{a}$	0	$\frac{4EJ}{a}$	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Für die biegeweichen Anker (Dehnstäbe) wird die gleiche Matrix verwendet, wobei $EJ = 0$ gesetzt wird.

5.4.5 Kontaktelemente

Um Relativverschiebungen zwischen Boden und Wand zu ermöglichen, werden linear-elastische, anisotrope Kontaktelemente eingebaut, deren Steifigkeitsmatrix von Goodman, Taylor und Brekke (1968) hergeleitet wurde (Bild 27).

Die Schubsteifigkeit K_s und die Normalsteifigkeit K_n entsprechen einem Elastizitätsmodul.

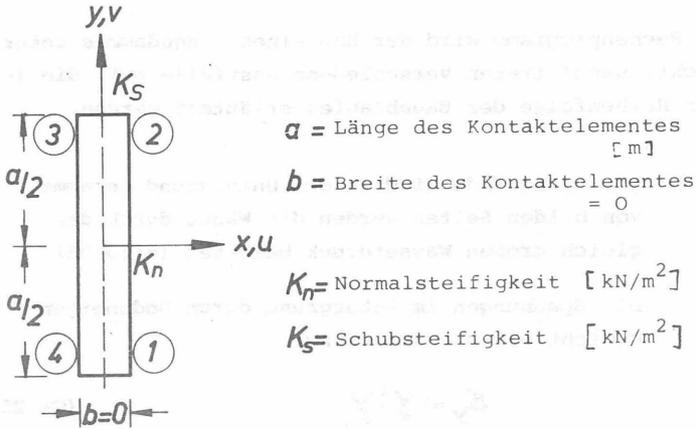


Bild 27 Kontaktelement

Die Steifigkeitsmatrix lautet mit

K_n = Normalsteifigkeit [kN/m²]

K_S = Schubsteifigkeit [kN/m²]

a = Länge des Kontaktelementes [m]

[K] =

$\frac{K_n \cdot a}{3}$							
0	$\frac{K_S \cdot a}{3}$						sym
$\frac{K_n \cdot a}{6}$	0	$\frac{K_n \cdot a}{3}$					
0	$\frac{K_S \cdot a}{6}$	0	$\frac{K_S \cdot a}{3}$				
$-\frac{K_n \cdot a}{6}$	0	$-\frac{K_n \cdot a}{3}$	0	$\frac{K_n \cdot a}{3}$			
0	$-\frac{K_S \cdot a}{6}$	0	$\frac{K_S \cdot a}{3}$	0	$\frac{K_S \cdot a}{3}$		
$-\frac{K_n \cdot a}{3}$	0	$-\frac{K_n \cdot a}{6}$	0	$\frac{K_n \cdot a}{6}$	0	$\frac{K_n \cdot a}{3}$	
0	$-\frac{K_S \cdot a}{3}$	0	$-\frac{K_S \cdot a}{6}$	0	$\frac{K_S \cdot a}{6}$	0	$\frac{K_S \cdot a}{3}$

5.5 Darstellung des Bauablaufes

Im Rechenprogramm wird der Bau eines Fangedammes untersucht. Dabei treten verschiedene Lastfälle auf, die in der Reihenfolge des Bauablaufes erläutert werden.

1. Die Spundwände sind in den Untergrund gerammt, von beiden Seiten werden die Wände durch den gleich großen Wasserdruck belastet (Bild 28).

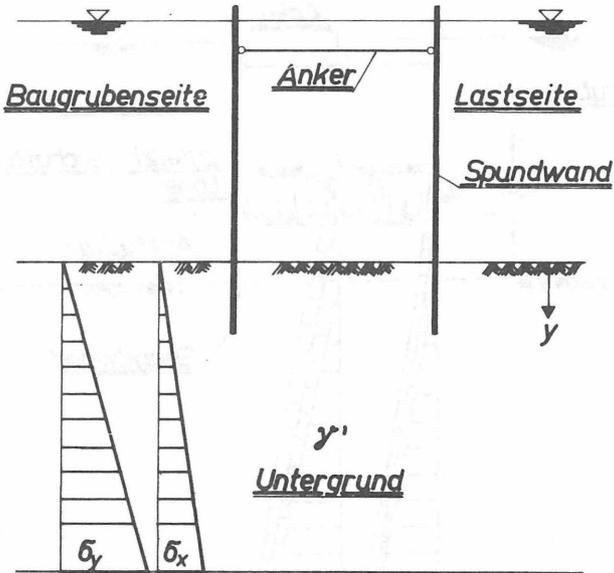
Die Spannungen im Untergrund durch Bodeneigen-
gewicht berechnen sich zu:

$$\sigma_y = \gamma' \cdot \gamma \quad (\text{Gl. 23})$$

$$\sigma_x = \sigma_y \cdot K_0 \quad (\text{Gl. 24})$$

2. Zwischen den Spundwänden wird das Füllmaterial lagenweise aufgeschüttet bzw. eingespült. Im Berechnungsmodell belastet jede neue Lage durch ihr Eigengewicht γ' die bisherige Auffüllung. In der neu aufgeschütteten Lage wird als waagerechte Spannung der Ruhedruck angesetzt (Bild 29).



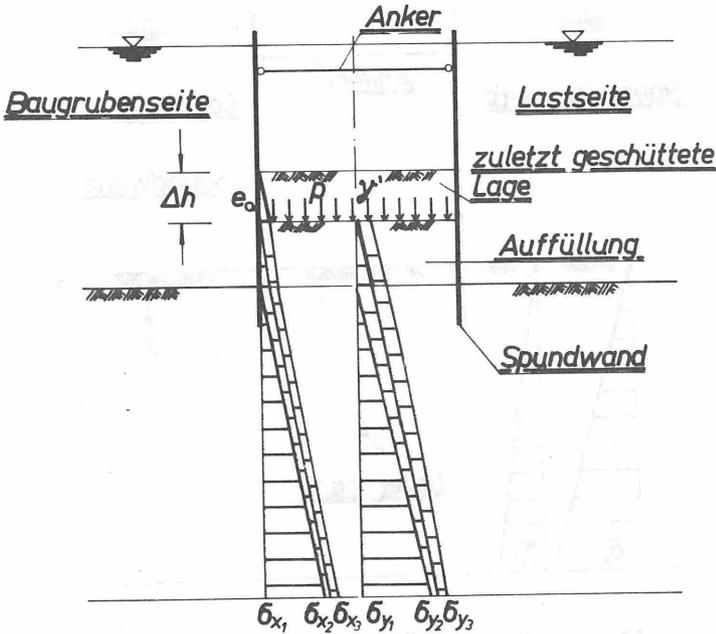


γ' = Wichte des Untergrundes unter Auftrieb
[kN/m^3]

σ_y = Senkrechte Spannung im Untergrund in
der Tiefe y [kN/m^2]

σ_x = Waagerechte Spannung im Untergrund
in der Tiefe y [kN/m^2]

Bild 28 1. Bauzustand Rammen der Spundbohlen



σ_{x1}, σ_{x1} = Spannungen durch Eigengewicht des Untergrundes [kN/m²]

σ_{x2}, σ_{x2} = Spannungen durch Eigengewicht der Auffüllung [kN/m²]

σ_{x3}, σ_{x3} = Spannungen durch Eigengewicht der zuletzt geschütteten Lage [kN/m²]

p = Belastung der Auffüllung aus dem Eigengewicht der zuletzt geschütteten Lage

$$p = \gamma \cdot \Delta h \quad \text{kN/m}^2$$

e_0 = waagerechte Spannung in der zuletzt geschütteten Lage = $p \cdot K_0$ kN/m²

Bild 29 2. Bauzustand Lagenweise Auffüllung

3. Wenn der Fangedamm bis oben aufgefüllt ist, wird auf der Luftseite der Wasserspiegel abgesenkt. Durch Löcher in der luftseitigen Spundwand wird gleichzeitig das Füllmaterial entwässert. Im Fangedamm stellt sich dabei eine Sickerlinie ein. Da langsam abgesenkt wird und das nichtbindige Füllmaterial eine große Durchlässigkeit besitzt, kann für die Berechnung von einer horizontalen Begrenzung der Wasseroberfläche im Füllmaterial ausgegangen werden (Bild 30).

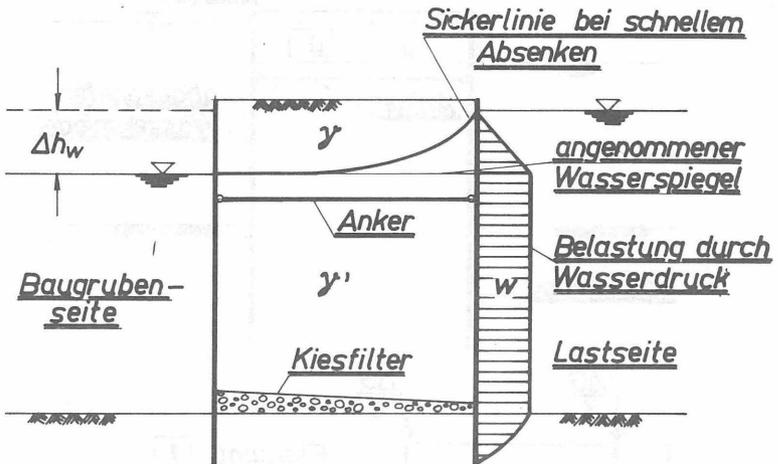


Bild 30 Absenkvorgang

Die Belastung der wasserseitigen Spundwand ergibt sich zu

$$w = \Delta h_w \cdot \gamma_w$$

Im Bereich der Einbindetiefe wird der resultierende Wasserdruck mit der Potentiallinientheorie berechnet (Brinch Hansen, 1960; Kézdi, 1969, Lacher, 1971).
Bei der Entwässerung des Fangedammes fällt der Auftrieb der Bodenteilchen, die oberhalb des Wasserspiegels liegen, weg. Das wirksame Gewicht und damit die Belastung des Untergrundes nehmen zu. Die Zusatzlast wird für jedes Element berechnet (Bild 31) und in den Knoten angesetzt.

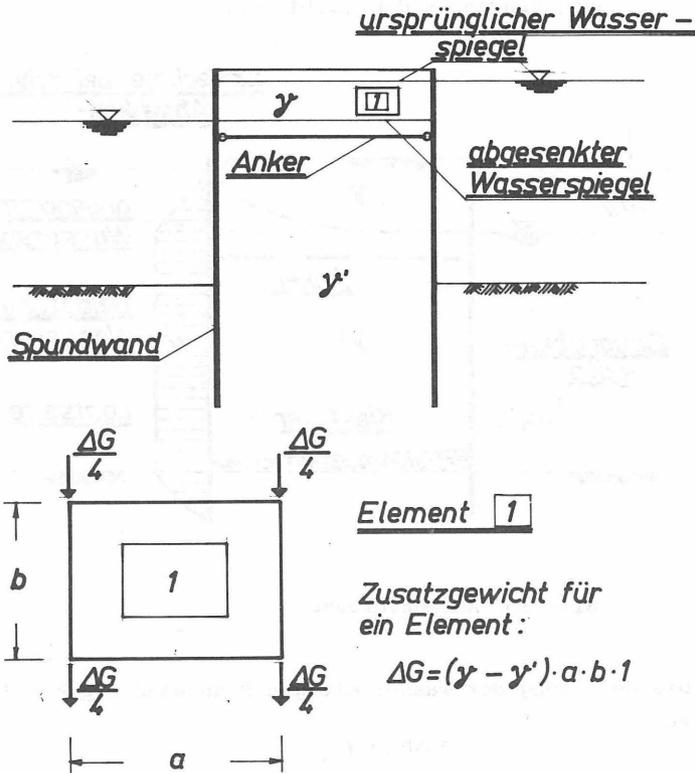
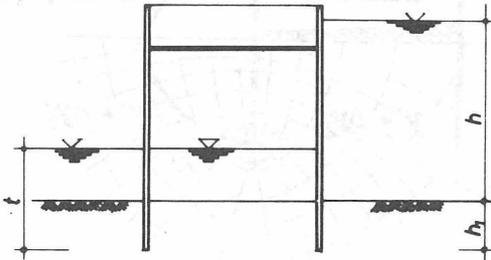


Bild 31 Berechnung der Zusatzlast bei Absenkung
im Füllkörper

Durch die Umströmung der Spundwand wird der Erddruck auf der Wasserseite im Bereich der Einbindung erhöht, während der Erdwiderstand zwischen den Spundwänden verringert wird. Diese durch die senkrechten Anteile der Strömungsdrücke hervorgerufenen Änderungen lassen sich durch einen Zuschlag $\Delta\gamma'$ zum Raumgewicht (Bild 32) näherungsweise erfassen (EAU, 1975). Die Zusatzgewichte werden elementweise angesetzt.



γ_w = Wichte des Wassers $[\text{kN/m}^3]$
 $\Delta\gamma'$ = Zuschlag zur Wichte durch Strömung $[\text{kN/m}^3]$

Für den Erddruck:
$$\Delta\gamma'_1 = \frac{0,7 \cdot h}{h_1 + \sqrt{h_1 \cdot t}} \cdot \gamma_w$$

Für den Erdwiderstand:

$$\Delta\gamma'_2 = - \frac{0,7 \cdot h}{t + \sqrt{h_1 \cdot t}} \cdot \gamma_w$$

Bild 32 Näherungsweise Erfassen des Strömungsdruckes im Einspannbereich (EAU, 1975)

4. Der Absenkvorgang ist beendet, die Füllung ist entwässert (Bild 33).

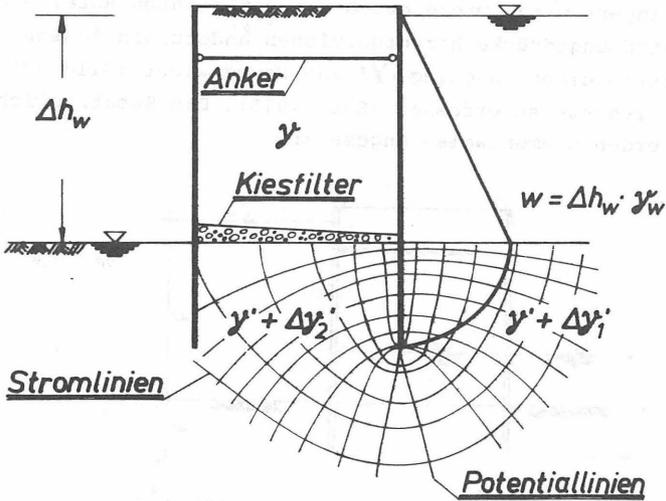


Bild 33 Endzustand mit Belastung durch Wasserdruck

5.6 Berücksichtigung des nichtlinearen Stoffverhaltens

5.6.1 Allgemeines

Unter 4. wird die verwendete Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bodens erläutert (Duncan/Chang, 1970). Im folgenden wird dargestellt, wie das nichtlineare Verhalten im Rechenprogramm berücksichtigt wird.

5.6.2 Spannungsgeschichte

Bei der Belastung der einzelnen Elemente muß unterschieden werden zwischen einer erstmaligen Belastung und einer Ent- bzw. Wiederbelastung (Bild 34).

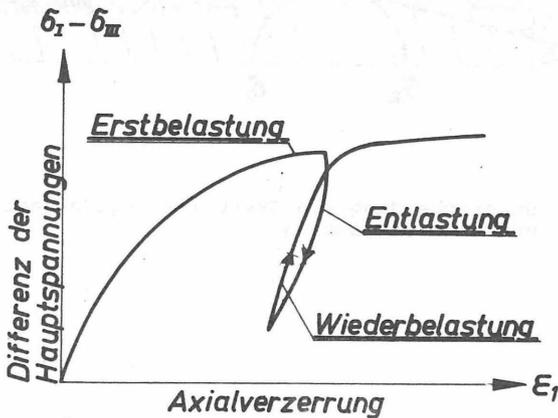


Bild 34 Arten der Belastung

Für das Verformungsverhalten des Bodens ist es von entscheidender Bedeutung, ob ein Bodenteilchen erstmalig belastet, ent- oder wiederbelastet wird. Dies wird mit dem "Stress level" geprüft (Stroh, 1974).

Als "Stress level" (Spannungsniveau) wird die Tangente vom Schnittpunkt der Mohrschen Bruchgeraden mit der σ -Achse an den Spannungskreis bezeichnet (Bild 35).

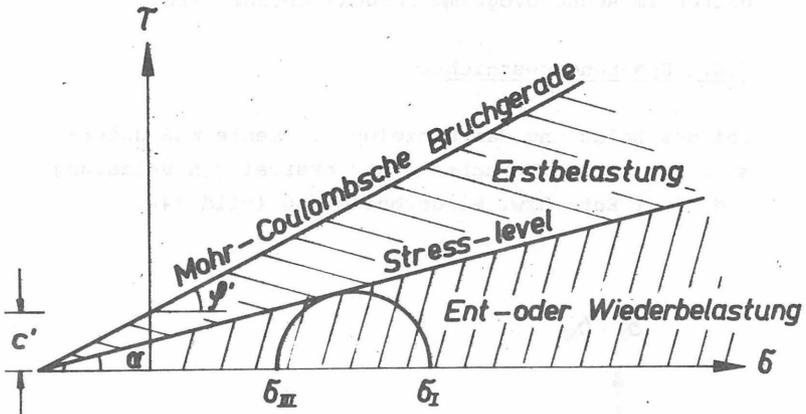


Bild 35 Unterscheidung von Erstbelastung, Entlastung und Wiederbelastung

Ausgehend vom jeweils in einem Element erreichten größten Winkel α wird beurteilt, welche Art der Belastung für das Element beim nächsten Lastschritt maßgebend ist. Alle Spannungskreise, die unterhalb des "Stress level" (Spannungsniveau) liegen, bedeuten Entlastung oder Wiederbelastung. Alle Spannungskreise, deren Tangentenneigung steiler ist als der bisherige Winkel α_{\max} , gehören zu einer Erstbelastung. In diesem Fall wird die Scherfestigkeit mehr ausgenutzt.

Da Stroh (1974) zu recht darauf hinweist, daß der in Dreiaxialversuchen ermittelte Verformungsmodul davon abhängig ist, ob ein und derselbe deviatorische Spannungszustand $\Delta\sigma = \sigma_I - \sigma_{III}$ durch Vergrößerung von σ_I oder durch Verminderung von σ_{III} eingetreten ist, muß noch geprüft werden, welche der Hauptspannungen sich von Lastschritt zu Lastschritt stärker geändert hat. Danach wird die Wahl unter den 4 folgenden Verformungsmoduli getroffen: (Erläuterung der Größen S.44 ff)

Bei Verminderung von σ_{III} ($\sigma_I \approx$ konstant)

a) Erstbelastung

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f(1 + \sin\psi')(\sigma_I - \sigma_{III})}{2c' \cos\psi' + 2\sigma_I \sin\psi'}\right)^2 \cdot K_1 \cdot p_a \left(\frac{\sigma_I}{p_a}\right)^{n_1} \quad (Gl. 26)$$

b) Entlastung oder Wiederbelastung

$$E_t = K_{UR_1} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_I}{p_a}\right)^{n_1} \quad (Gl. 27)$$

Bei Vergrößerung von σ_I ($\sigma_{III} =$ konstant)

a) Erstbelastung

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f(1 - \sin\psi')(\sigma_I - \sigma_{III})}{2c' \cos\psi' + 2\sigma_{III} \sin\psi'}\right)^2 \cdot KM \cdot p_a \left(\frac{\sigma_{III}}{p_a}\right)^n \quad (Gl. 28)$$

b) Entbelastung oder Wiederbelastung

$$E_t = K_{UR} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_{III}}{p_a}\right)^n \quad (Gl. 29)$$

In Bild 36 sind Elemente angegeben, an denen beispielhaft der Begriff "Spannungsgeschichte" erläutert werden soll.

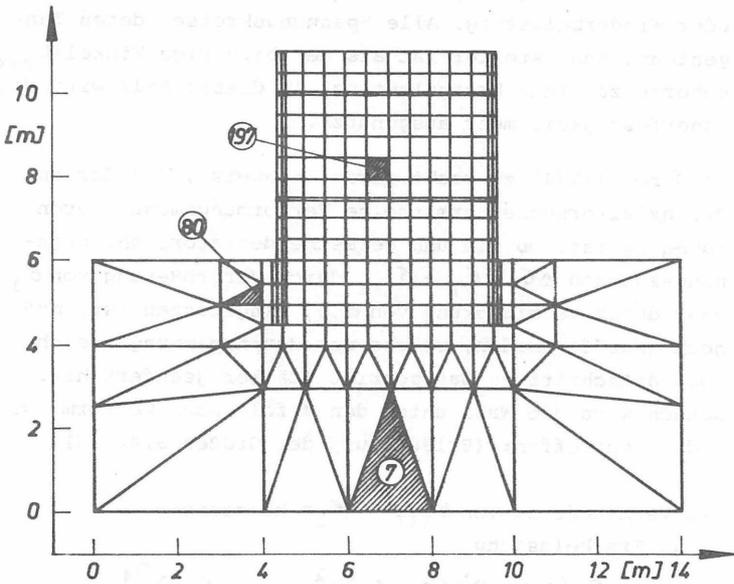


Bild 36 Lage der betrachteten Elemente

Element (80) liegt im Einspannbereich vor der Spundwand, in dem die senkrechten Spannungen nahezu konstant bleiben. Beim Auffüllen des Fangedammes verschiebt sich die Spundwand nach links, vor ihrem Fuß entsteht in Abhängigkeit von den Verformungen Erdwiderstand, d.h. die waagerechten Spannungen nehmen zu. Da die Spannungsdifferenz $\sigma_I - \sigma_{III}$ beim Auffüllvorgang abnimmt, werden die Elemente entlastet.

Element (7) befindet sich im Untergrund unter der Mitte des Fangedammes. Die Verschiebungen sind dort geringer als im Einspannbereich der Spundwand, das Verhältnis der Hauptspannungen bleibt während des Auffüllens nahezu konstant. Die größte Neigung der Tangente vom Ursprung an den Spannungskreis stellt sich bei der letzten aufgefüllten Schicht ein. Der Neigungsunterschied gegenüber dem Ausgangszustand (Kreis (1), Bild 37) ist jedoch gering, der "Stress level" nimmt während des Belastungsvorganges nur geringfügig zu.

Element (197) liegt in der Mitte des Fangedammes. Das Element wird belastet, sobald die 3. Schicht aufgefüllt ist. Die senkrechten Spannungen werden durch die Auflast erhöht. Die waagerechten Spannungen nehmen ebenfalls zu, aber in wesentlich geringerem Umfang (Bild 38). Das Element wird mit dem Auffüllvorgang mehr und mehr belastet, der Winkel der Tangente an den Spannungskreis wächst von Belastungsschritt zu Belastungsschritt.

Auffüllhöhe m	σ_x kN/m ²	σ_y kN/m ²	τ kN/m ²	σ_I kN/m ²	σ_{II} kN/m ²	$\sigma_I - \sigma_{II}$ kN/m ²	$\frac{\sigma_{II}}{\sigma_I}$	Spannungskreis Nr.
0	20,4	56,9	0	56,9	20,4	36,5	0,36	①
1,5	21,3	63,7	0	63,7	21,3	42,4	0,33	②
3,0	23,4	72,0	0	72,0	23,4	48,6	0,32	③
4,0	24,9	79,4	0	79,4	24,9	54,5	0,31	④
5,0	26,4	87,0	0	87,0	26,4	60,6	0,30	⑤

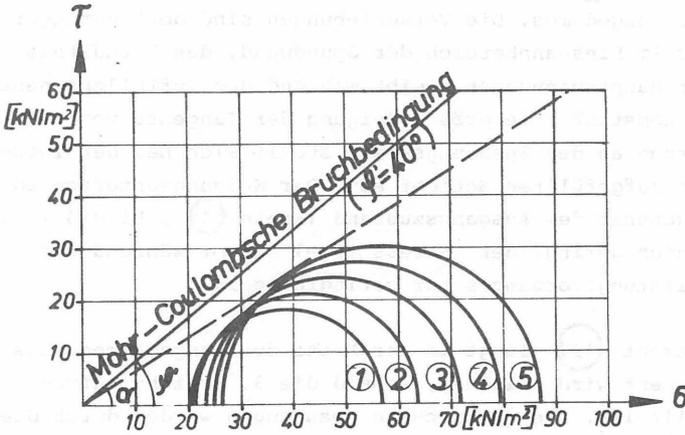


Bild 37 Spannungen des Elementes ⑦

während des Auffüllens

Auffüllhöhe m	σ_x kN/m ²	σ_y kN/m ²	τ kN/m ²	σ_I kN/m ²	σ_{III} kN/m ²	$\sigma_I - \sigma_{III}$ kN/m ²	$\frac{\sigma_{II}}{\sigma_I}$ -	Spannungskreis Nr.
3,0	3,0	8,25	0	8,25	3,0	5,25	0,36	①
4,0	5,1	18,2	0,62	18,23	5,07	13,16	0,28	②
5,0	6,9	26,9	1,93	27,1	6,71	20,39	0,25	③

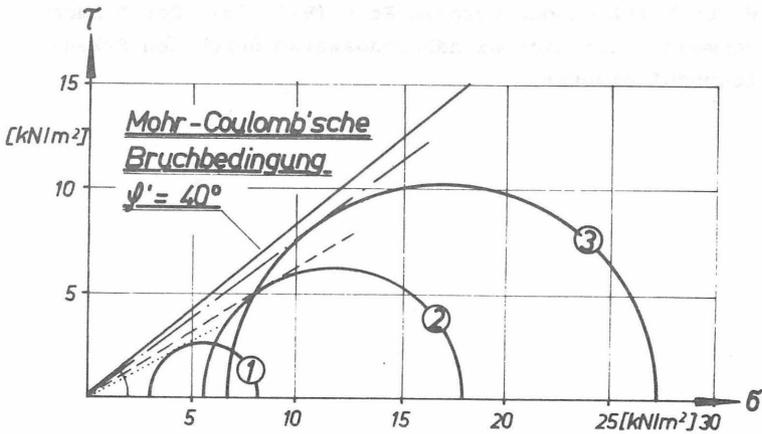
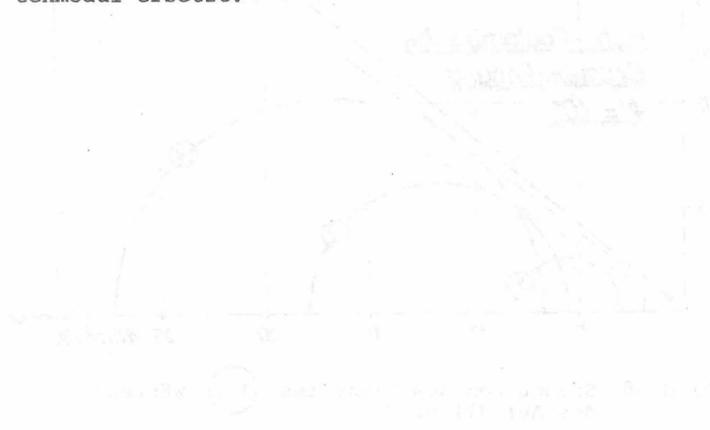
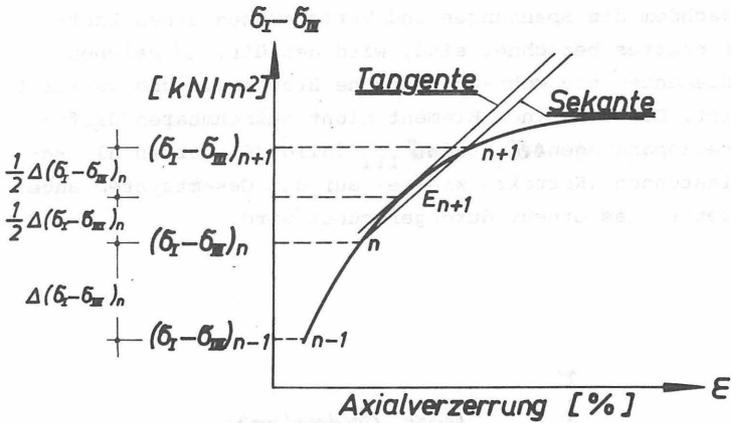


Bild 38 Spannungen des Elementes 197 während des Auffüllens

5.6.3 Anwendung des Stoffgesetzes im Rechenprogramm

Das nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten wird durch bereichsweise Linearisierung angenähert. Die Gesamtlast wird in gleiche Teile unterteilt und schrittweise aufgebracht. Für jeden Belastungsschritt wird der Spannungs- und Verformungszustand aller Elemente berechnet. Da beim Aufbringen eines Lastanteils die diesem Zustand entsprechenden Verformungsmoduli nicht bekannt sind, werden sie mit den Ergebnissen des letzten und vorletzten Lastschrittes nach der Halbschrittmethodem vorgeschätzt (Bild 39). Der Tangentenmodul wird hierbei näherungsweise durch den Sekantenmodul ersetzt.





- E_{n+1} = Verformungsmodul für den (n+1)ten Lastschritt [kN/m²]
 $(\sigma_I - \sigma_{III})_{n-1}$ = Hauptspannungsdifferenz im (n-1)ten Lastschritt [kN/m²]
 $(\sigma_I - \sigma_{III})_n$ = Hauptspannungsdifferenz im n-ten Lastschritt [kN/m²]
 $(\sigma_I - \sigma_{III})_{n+1}$ = Hauptspannungsdifferenz im (n+1)ten Lastschritt [kN/m²]
 (vorgeschätzt)

Bild 39 Bereichsweise Linearisierung und Vorschätzen des Verformungsmoduls nach der Halbschritt-methode

Nachdem die Spannungen und Verformungen eines Lastschrittes berechnet sind, wird geprüft, in welchen Elementen die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung verletzt ist. Die von einem Element nicht aufnehmbaren Differenzspannungen $\Delta\sigma_I$ und $\Delta\sigma_{III}$ (Bild 40) werden als Belastungen (Korrekturkräfte) auf das Gesamtsystem ange setzt, das erneut durchgerechnet wird.

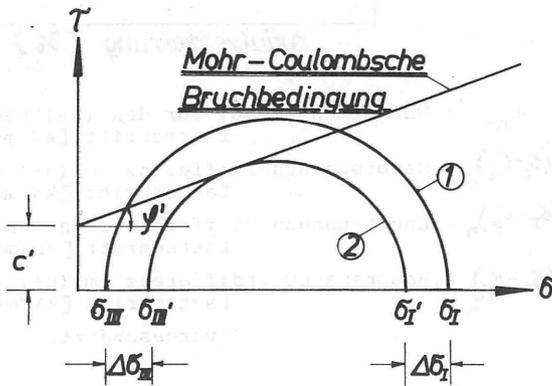
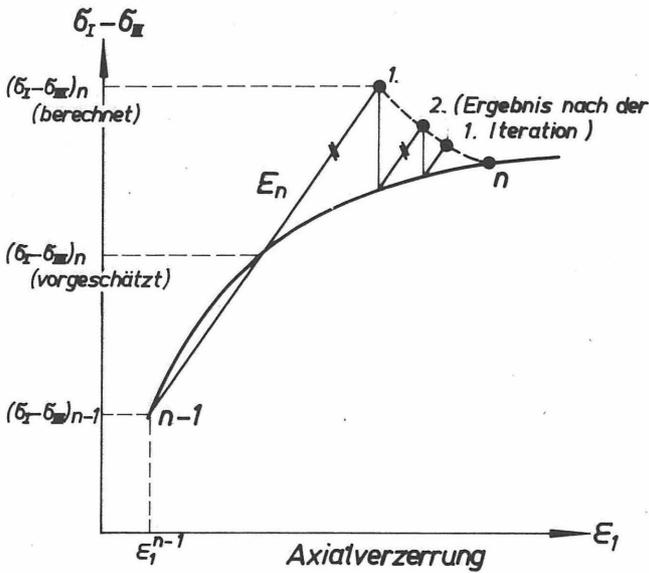


Bild 40 Ermittlung der nicht aufnehmbaren Spannungen

Bei der erneuten Berechnung bleiben die Verformungsmoduli und damit die Steifigkeitsmatrizen unverändert, nur die Lastspalten ändern sich. Die Iterationsrechnung läuft so lange, bis die gewünschte Größe der Korrekturkräfte unterschritten wird (Bild 41). Anschließend werden der nächste Lastzuwachs aufgebracht und neue Verformungsmoduli berechnet.



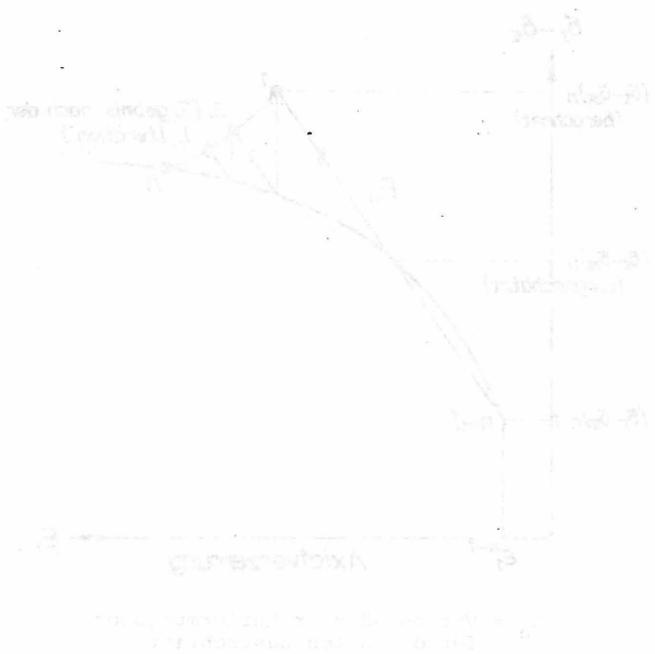
E_n = Vorgeschätzter Verformungsmodul
für den n-ten Lastschritt

Bild 41 Iteration mit konstanter Steifigkeitsmatrix

5.7 Programmablauf

Ausgehend von einem von Scheffler (1976) für die Berechnung von ausgesteiften Spundwänden entwickelten ALGOL-Programm wurde ein Rechenprogramm erstellt, das allgemein für Auffüll- und Absenkvorgänge verwendet werden kann. Für die Arbeiten mit diesem Programm stand die Rechananlage ICL 1906 S der TU Braunschweig zur Verfügung.

Der Programmablauf ist im folgenden Flußdiagramm dargestellt (Bild 42).



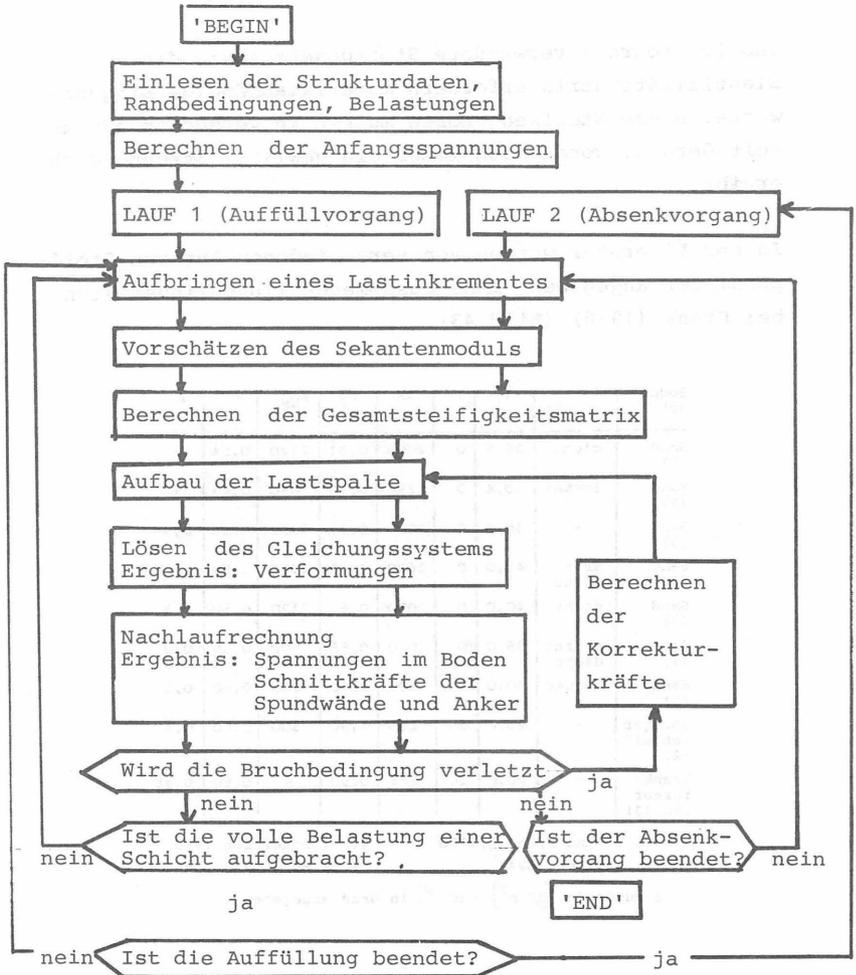


Bild 42 Flußdiagramm

6. Parameteranalyse

6.1 Allgemeines

Das im Programm verwendete Stoffgesetz sowie die Elastizitätsmatrix erfordern materialabhängige Eingabewerte. Diese Stoffkenngrößen müssen in Versuchen ermittelt werden, wobei sich immer ein gewisser Streubereich ergibt.

In der Literatur werden von verschiedenen Autoren Stoffparameter angegeben. Eine Zusammenstellung findet sich bei Frank (1978) (Bild 43).

Bodenart	Lagerung	γ'	c	KM	R_f	K_{UR}	n	ν
Sand (1)	dicht	36,5	0	2000	0,91	2120	0,54	+
Sand (1)	locker	30,4	0	295	0,90	1090	0,65	+
Sand (2)	+	35,0	0	1000	0,85	1300	0,55	0,3
Sand (2)	sehr dicht	42,0	0	2600	0,80	2700	0,50	0,3
Sand (2)	dicht	40,0	0	2000	0,81	2120	0,50	0,3
Sand (2)	mittel dicht	35,0	0	1000	0,85	1300	0,55	0,3
Sand (2)	locker	30,0	0	300	0,90	800	0,60	0,3
Toniger Schluff (2)	-	20,0	5	250	0,90	500	0,60	0,4
Frankfurter Ton (3)	-	20,0	20	225	0,90	+	0,60	0,48

(1) : Duncan/Chang, 1970

(2) : Scheffler, 1975

(3) : Stroh, 1974

+ : keine Angaben

c wurde in $[KN/m^2]$ und γ' in Grad angegeben

Bild 43 Übersicht über Bodenparameter
(aus Frank, 1978)

Die folgende Parameteranalyse wurde durchgeführt, um zu prüfen, wie sich Änderungen der Eingangsparameter auf die Ergebnisse auswirken und wie weit die einzelnen Stoffkenngrößen die Ergebnisse beeinflussen.

Die Parameter wurden in den für das Füllmaterial von Fangedämmen üblichen Grenzen verändert. Während alle anderen Bodenparameter konstant gehalten wurde, wurde jeweils einer der folgenden Eingangswerte verändert:

Querdehnungszahl	ν
Reibungswinkel	φ'
Kohäsion	c'
Exponent	n
Bruchquotient	R_f
Modulwerte	K_M, K_{UR}
Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente	K_S

Die Untersuchungen wurden an dem in Bild 44 dargestellten Fangedamm vorgenommen und auf den Auffüllvorgang beschränkt. Der Einfluß der Parameter auf folgende Größen wurde betrachtet:

Verformungsmodul	E_t	[kN/m ²]
waagerechte Verschiebungen	V_h	[cm]
senkrechte Verschiebungen	V_v	[cm]
waagerechte Spannungen	σ_x	[kN/m ²]
senkrechte Spannungen	σ_y	[kN/m ²]
Biegemomente der Spundwände	M	kNm/m
Ankerkräfte	A	[kN/m]

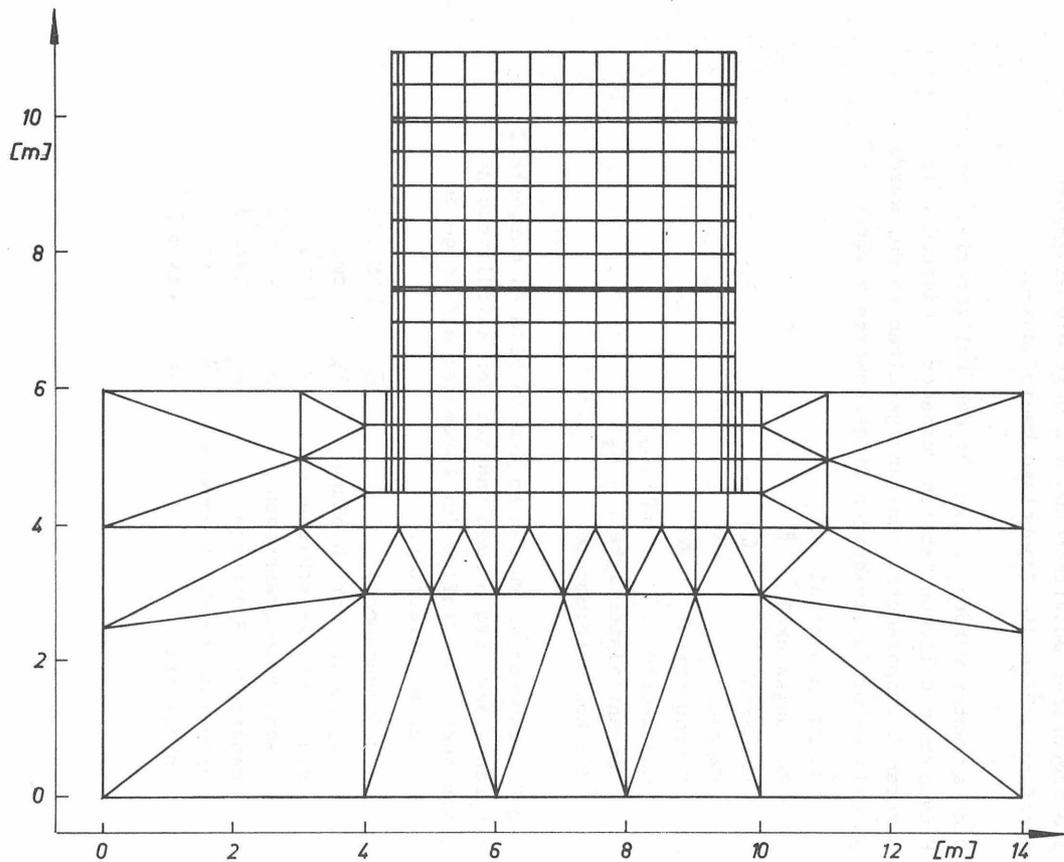


Bild 44 In der Parameteranalyse untersuchter Fangedamm

Als Auffüllmaterial wurde ein mitteldicht gelagerter Sand mit folgenden Kennwerten angenommen:

Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$
Winkel der inneren Reibung	$\varphi' = 35^\circ$
Kohäsion	$c' = 0$
Querkontraktion	$\nu = 0,3$
Bruchquotient	$R_f = 0,81$
Erstbelastungsmodul	$K_M = 2.000$
Ent- und Wiederbelastungsmodul	$K_{UR} = 2.120$
Exponent	$n = 0,55$

Als Spundbohlen wurden Stahlprofile vom Typ Larssen 22 ($J_x = 2.125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$, $F = 1.55 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$) verwendet.

6.2 Veränderung der Querkontraktionszahl ν

Der Einfluß der Querkontraktion wurde mit folgenden Werten untersucht:

$$\nu = 0,3$$

$$\nu = 0,35$$

$$\nu = 0,4$$

Es zeigt sich, daß der Verformungsmodul E_t mit steigender Querkontraktionszahl zunimmt. Der Unterschied zwischen den für $\nu = 0,3$ und $\nu = 0,4$ ermittelten Werten für E_t beträgt bei einzelnen Elementen bis zu 30 %.

Die waagerechten Verschiebungen der Spundwände vergrößern sich um 80 % (Bild 45), die Setzungen sinken mit steigendem ν auf 30 % (Bild 46).

Die Spannungen zeigen die gleiche Tendenz. Die waagerechten Spannungen nehmen mit steigendem ν bis zu etwa 30 % zu und die senkrechten Spannungen um ca. 10 % ab.

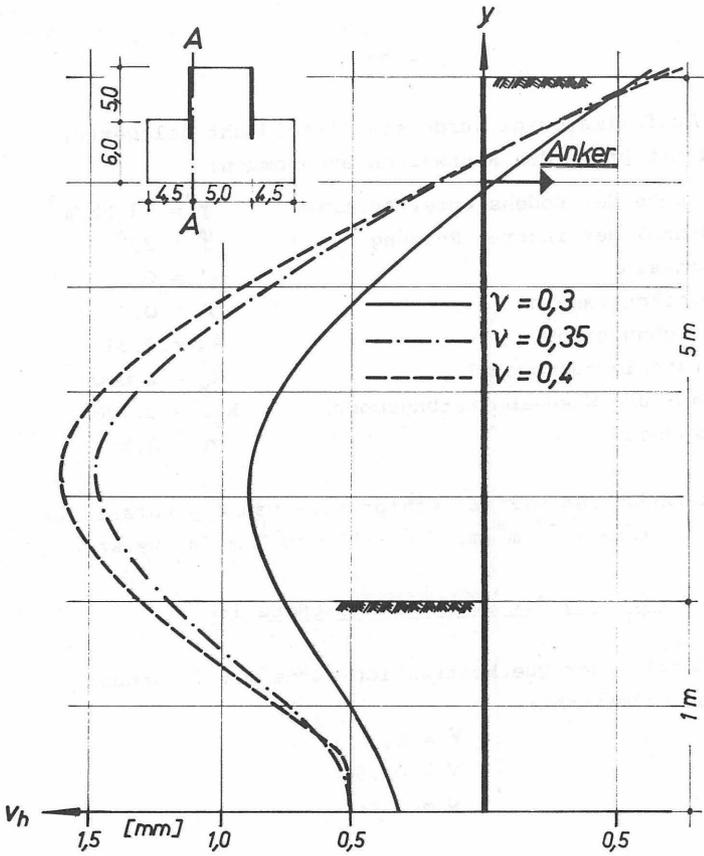


Bild 45 Waagerechte Verschiebung der Spundwand in Abhängigkeit von der Querkontraktion ν

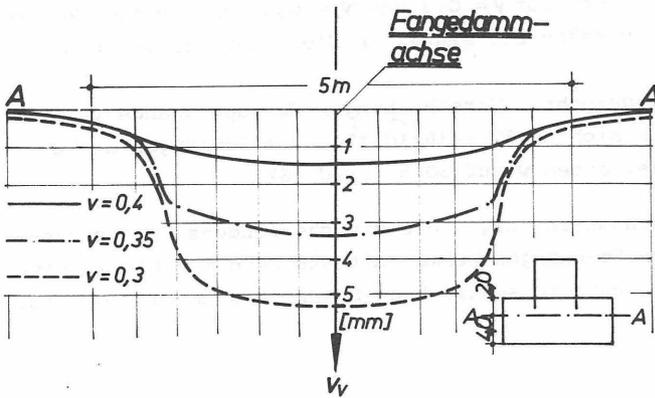


Bild 46 Senkrechte Verschiebungen unter dem Fangedamm in Abhängigkeit von der Querkontraktion ν

Die Biegemomente der Spundwände (Bild 47) verhalten sich wie die waagerechten Spannungen; sie nehmen mit steigendem ν zu. Der Größtwert des Biegemomentes, der u.a. vom gewählten Spundwandprofil abhängt, beträgt bei $\nu = 0,3$ 15 kNm/m und bei $\nu = 0,4$ 18,5 kNm/m.

Die Ankerzugkräfte nehmen um etwa 15 % zu. Die Verschiebung V_h (Bild 45) weist in Höhe des Ankerpunktes einen negativen Wert auf. Das bedeutet nicht, daß der Anker auf Druck beansprucht wird. Beim Auffüllen der ersten Lage des Füllmaterials verschiebt sich der Kopfpunkt der Spundwand zur Mitte des Fangedammes. Beim weiteren Auffüllen wird diese Verschiebung rückgängig gemacht, so daß der dann eingebaute Anker Zugkräfte aufnimmt.

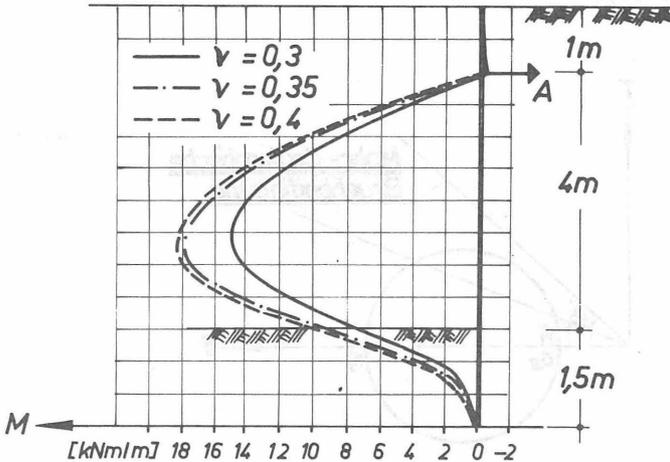


Bild 47 Verlauf des Biegemomentes M in Abhängigkeit von der Querkontraktion

6.3 Veränderung des Reibungswinkels φ'

Der in Bild 34 dargestellte Fangedamm wurde für die 3 Reibungswinkel

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$\varphi' = 40^\circ$$

$$\varphi' = 45^\circ$$

berechnet. Die übrigen Parameter blieben unverändert. Die Größe des Reibungswinkels beeinflusst die Neigung der Mohr-Coulombschen Bruchgeraden. Bei größerem Reibungswinkel φ'_2 führt ein bestimmter Spannungszustand nicht zum Bruch, während bei kleinerem Reibungswinkel φ'_1 der gleiche Spannungskreis die Bruchgerade schneidet (Bild 48).

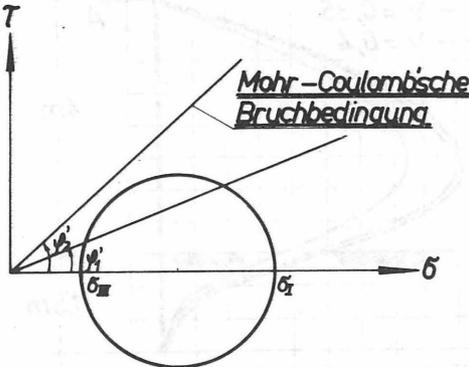


Bild 48 Spannungszustand und Bruchbedingung

Daraus folgt, daß mit steigendem Reibungswinkel die Zahl der Bruchelemente sowie die Größe der Ungleichgewichtslasten und die Anzahl der Iterationen abnimmt. Der Verformungsmodul ist mit zunehmendem Reibungswinkel größer, was auch aus der Gleichung für den Tangentenmodul ablesbar ist (Gl. 17, S.34). Die Zunahme des Verformungsmoduls beträgt bei einer Steigerung von $\varphi' = 35^\circ$ auf $\varphi' = 45^\circ$ im Mittel 80 %.

Die waagerechten Verformungen nehmen mit steigendem Reibungswinkel ab. Der Größtwert der Durchbiegung der Spundwand fällt von $V_h = 1,8$ mm bei $\varphi' = 35^\circ$ auf $V_h = 1,1$ mm bei $\varphi' = 45^\circ$ (Bild 49).

Die senkrechten Verformungen zeigen die gleiche Tendenz. Zunehmender Reibungswinkel bedeutet Abnahme der Verschiebungen. Die prozentualen Unterschiede sind allerdings geringer als bei den waagerechten Verformungen. Sie liegen unter 30 %. Der Erddruck nimmt mit steigendem Reibungswinkel φ' ab (Bild 50).

Zum Vergleich sind der Verlauf des aktiven Erddrucks und des Erdruhedrucks für die 3 Reibungswinkel $\varphi' = 35^\circ$, 40° und 45° eingetragen (Bild 50). Der mit dem FE-Programm errechnete Erddruck liegt zwischen den Werten für Erdruhedruck und aktiven Erddruck. Das läßt sich damit erklären, daß in jeder Aufschüttungslage zunächst Erdruhedruck angesetzt wird und ein Absinken dieses Wertes erst durch die Verformungen der Spundwand eintreten kann, die durch die nachfolgenden Aufschüttungen hervorgerufen werden. Die Steifigkeit der Spundwand verhindert, daß die waagerechten Spannungen auf den unteren Grenzwert, den aktiven Erddruck absinken. Nur im Einbindebereich der Spundwand nehmen wegen der dort auf-

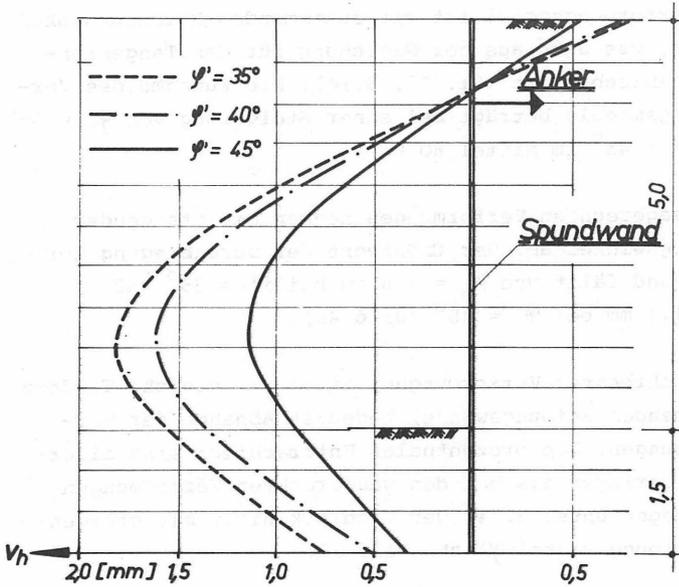


Bild 49 Waagerechte Verschiebungen v_h der Spundwand in Abhängigkeit vom Reibungswinkel ψ'

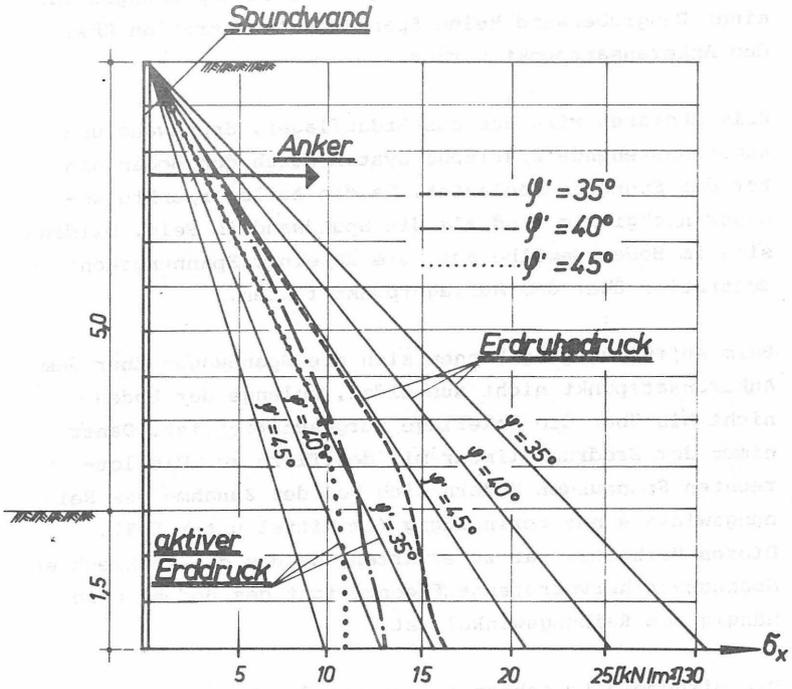


Bild 50 Waagerechte Spannungen σ_x hinter der Spundwand in Abhängigkeit vom Reibungswinkel ψ'

tretenden Fußverschiebungen die waagerechten Spannungen bis auf die Werte des aktiven Erddrucks ab (Bild 50). Der Auffüllvorgang ruft im Gegensatz zu Abgrabungen vor einer Baugrubenwand keine Spannungskonzentration über dem Ankeransatzpunkt hervor.

Beim Abgraben wird das aus Erdauflager, Spundwand und Anker bestehende statische System durch den Boden hinter der Spundwand belastet. Da die Auflagerpunkte weniger nachgiebig sind als die Spundwand im Feld, bilden sich im Boden Gewölbe aus, die zu einer Spannungskonzentration über dem Auflagerpunkt führen.

Beim Auffüllvorgang können sich die Spannungen über dem Ankeransatzpunkt nicht ausbilden, solange der Boden nicht bis über die Ankerlage aufgeschüttet ist. Daher nimmt der Erddruck linear mit der Tiefe zu. Die lotrechten Spannungen ändern sich bei der Zunahme des Reibungswinkels nur geringfügig (im Mittel unter 5 %). Dieses Verhalten war zu erwarten, da das die senkrechten Spannungen hervorrufende Eigengewicht des Bodens unabhängig vom Reibungswinkel ist.

Die Biegemomente nehmen mit steigendem Reibungswinkel ab (Bild 51). Es fällt auf, daß beim Reibungswinkel von $\psi' = 45^\circ$ im Einbindebereich der Spundwand ein negatives Einspannmoment auftritt. Im Verhältnis zur Steifigkeit der Spundwand ist der Untergrund so starr, daß eine Einspannwirkung auftritt.

Die Ankerzugkräfte nehmen von $A = 17,6 \text{ kN/m}$ für $\psi' = 35^\circ$ auf $A = 11,9 \text{ kN/m}$ für $\psi' = 45^\circ$ ab.

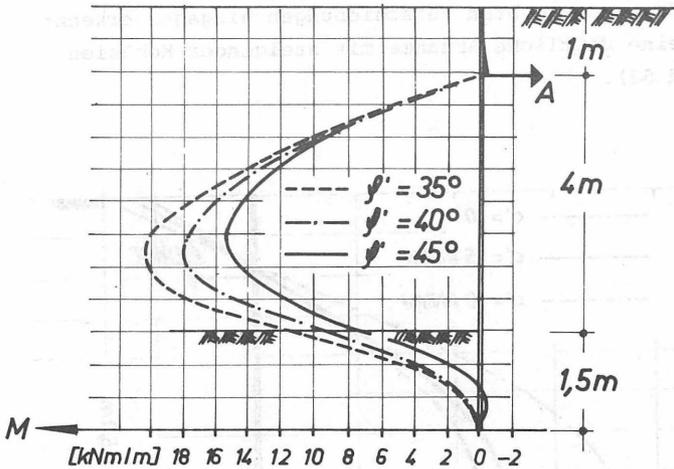


Bild 51 Verlauf des Biegemomentes M in Abhängigkeit vom Reibungswinkel

6.4 Veränderung der Kohäsion c'

Für die drei Kohäsionswerte

$$c' = 0$$

$$c' = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$c' = 10 \text{ kN/m}^2$$

wurden die Spannungen und Verformungen des Fangedammes ermittelt.

Der Verformungsmodul schwankt stark in Abhängigkeit von der Kohäsion. Eine klare Tendenz ist nicht festzustellen. Bei einigen Elementen nimmt der Tangentenmodul mit

steigender Kohäsion zu, bei anderen in gleicher Größenordnung ab.

Bei den waagerechten Verschiebungen hingegen erkennt man eine deutliche Abnahme mit steigender Kohäsion (Bild 52).

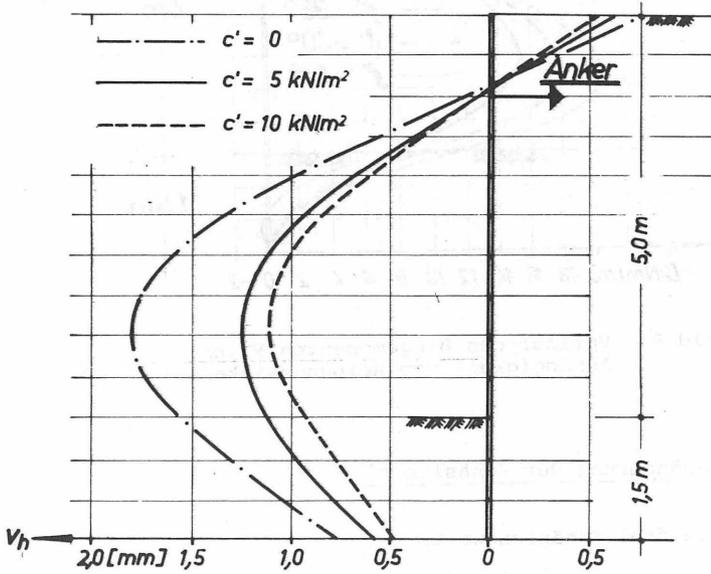


Bild 52 Waagerechte Verformungen der Spundwand in Abhängigkeit von der Kohäsion c'

Ähnliche Tendenzen zeigen sich auch bei den lotrechten Verschiebungen (Bild 53). Die größte Verschiebung unter dem Fangedamm beträgt 5,3 mm für $c' = 0$. Bei $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ setzt sich der Fangedamm nur um 3,4 mm.

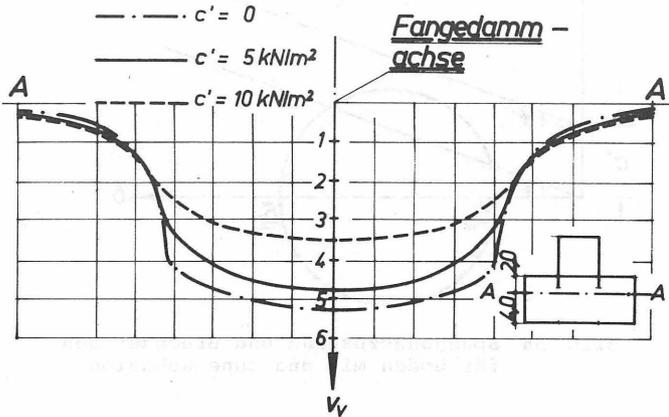


Bild 53 Senkrechte Verformungen unter dem Fangedamm in Abhängigkeit von der Kohäsion c'

Die waagerechten Spannungen nehmen im Mittel um 20 % ab.

Die Scherfestigkeit der Böden steigt durch die Kohäsion, daher nehmen hier die Belastung der Spundwand, die Zahl der Bruchelemente, die Ungleichgewichtslasten und die Anzahl der Iterationen ab.

Bild 54 zeigt einen Spannungszustand, der bei kohäsionslosem Boden zum Bruch führt, bei bindigem Boden jedoch die Bruchgerade nicht schneidet.

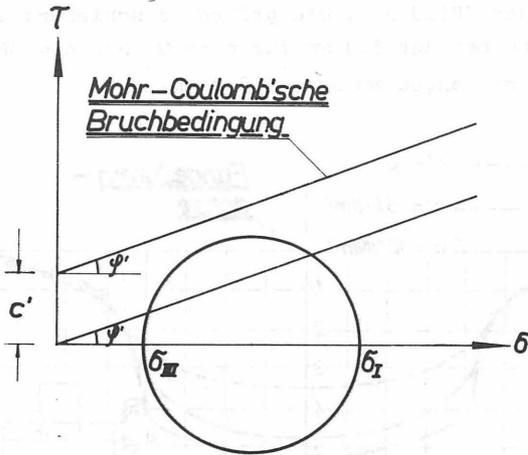


Bild 54 Spannungszustand und Bruchgeraden für Boden mit und ohne Kohäsion

Die Schwankungen der lotrechten Spannungen sind erheblich geringer als die der waagerechten, sie liegen im Mittel unter 10 %. Es zeigt sich der geringe Einfluß der Kohäsion auf die lotrechten Lasten.

Die Biegemomente der Spundwand nehmen mit steigender Kohäsion deutlich ab (Bild 55).

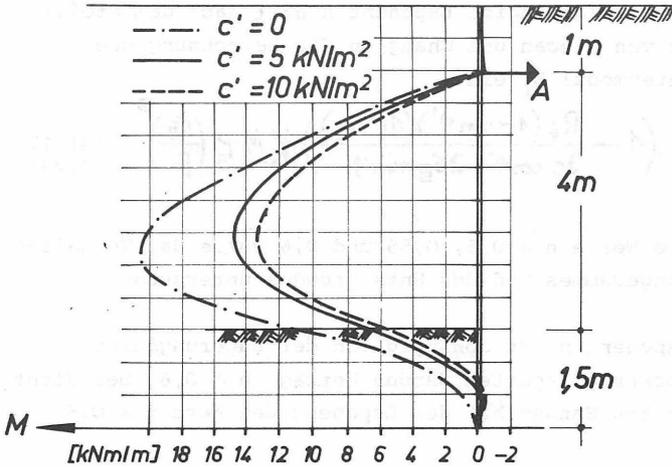


Bild 55 Verlauf des Biegemomentes M in Abhängigkeit von der Kohäsion c

Bei kohäsionslosem Boden beträgt der Größtwert $M_{\text{max}} = 20,7 \text{ kNm/m}$, beim Boden mit $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ sinkt der Größtwert auf $13,6 \text{ kNm/m}$.

Die Ankerkräfte vermindern sich von $A = 17,6 \text{ kN/m}$ für $c' = 0$ auf $A = 11,6 \text{ kN/m}$ für $c' = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

6.5 Veränderung des Exponenten n

Der materialabhängige Exponent n geht nach dem Stoffgesetz von Duncan und Chang in die Berechnung des Tangentenmodul E_t ein

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f(1 - \sin \psi')(\sigma_I - \sigma_{III})}{2c' \cos \psi' + 2\sigma_{III} \sin \psi'}\right) \cdot K M \cdot p_a \left(\frac{\sigma_{III}}{p_a}\right)^n \quad \begin{matrix} \text{(Gl. 17} \\ \text{S. 34)} \end{matrix}$$

Für die Werte $n = 0,5$, $0,55$ und $0,6$ wurde das Verhalten des Fangedammes und des Untergrundes untersucht.

Der Exponent n ist abhängig von der Lagerungsdichte. Bei locker gelagerten Sanden beträgt $n \approx 0,6$, bei dicht gelagerten Sanden hat der Exponent den Wert $n \approx 0,5$.

Der Einfluß auf den Tangentenmodul ist direkt ablesbar. Da der Quotient σ_{III}/P_a ($P_a = \text{Atmosphärendruck} \approx 100 \text{ kN/m}^2$) bei der vorhandenen Höhe des Fangedammes stets kleiner als 1 ist, bedeutet eine Zunahme von n eine Abnahme des Tangentenmoduls. Die Abweichungen betragen bis zu 30 %. Die Abnahme des Tangentenmoduls bei steigendem n führt zu größeren Verformungen in waagerechter und in lotrechter Richtung. Die Abweichungen liegen ebenfalls in der Größenordnung von 30 % (Bild 56).

Bei den waagerechten und senkrechten Spannungen läßt sich keine klare Tendenz ablesen. Der Unterschied ist sehr gering. Das gilt auch für die senkrechten Spannungen, bei denen die Abweichungen unter 10 % liegen.

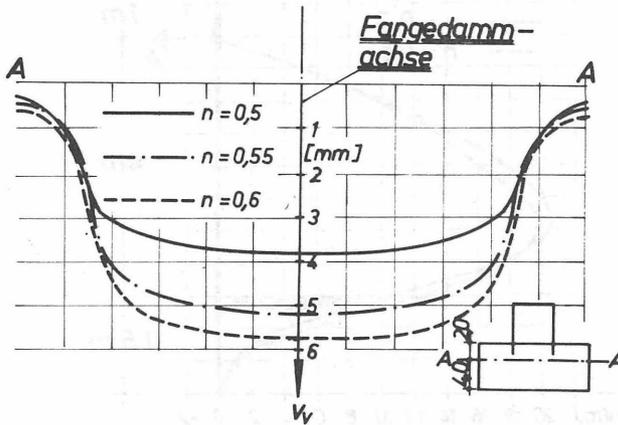


Bild 56 Senkrechte Verschiebungen unter dem Fangedamm in Abhängigkeit vom Exponenten n

Auch die Biegemomente der Spundwand (Bild 57) und die Ankerkräfte werden kaum durch die Veränderung des Exponenten n beeinflusst.

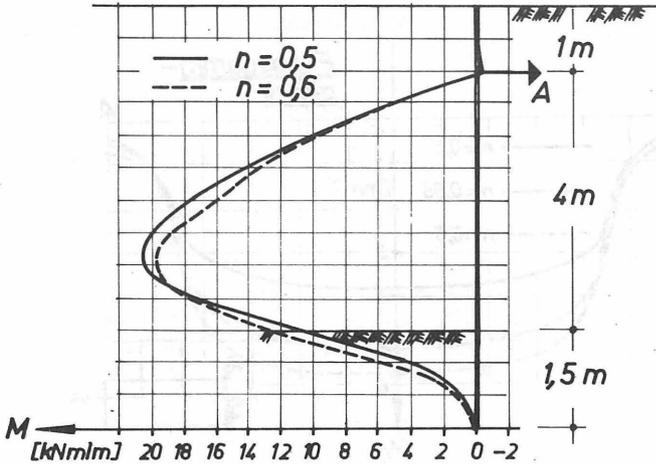


Bild 57 Verlauf des Biegemomentes M in Abhängigkeit vom Exponenten n

6.6 Veränderung des Bruchquotienten R_f

Der Bruchquotient

$$R_f = \frac{(\sigma_I - \sigma_{III})_f}{(\sigma_I - \sigma_{III})_{ult}} \quad (\text{S. 33})$$

wurde von Duncan/Chang (1970) eingeführt, da bei der hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung die Asymptote $(\sigma_I - \sigma_{III})_{ult}$, die den Bruchzustand kennzeichnet, erst bei unendlich großen Dehnungen erreicht wird, in Wirklichkeit aber der Bruch bei kleineren Dehnungen eintritt.

Die Untersuchungen wurden mit den drei Bruchquotienten

$$R_f = 0,75$$

$$R_f = 0,81$$

$$R_f = 0,91$$

durchgeführt.

Der Einfluß des Bruchquotienten läßt sich aus Gl.17 (S.34) ersehen.

Eine Vergrößerung des Bruchquotienten bedeutet eine Erhöhung der Grenzfestigkeit und eine Verkleinerung des Tangentenmoduls. Eine Erhöhung der Grenzfestigkeit ergibt weniger Bruchelemente.

Da eine Verkleinerung des Tangentenmoduls eine Vergrößerung der Verformungen bedeutet, ergeben sich mit zunehmendem Bruchquotienten größere waagerechte und senkrechte Verformungen (Bild 58). Der Größtwert der lotrechten Verschiebungen liegt hier für $R_f = 0,91$ bei $V_v = 5,8$ mm. Für $R_f = 0,75$ beträgt $V_v = 4,8$ mm, also nur 83 %.

Die Änderungen der waagerechten und senkrechten Spannungen sind gering. Es ist keine einheitliche Tendenz feststellbar. Die prozentualen Unterschiede der waagerechten Spannungen liegen höchstens bei 15 %, die der lotrechten Spannungen bei weniger als 5 %.

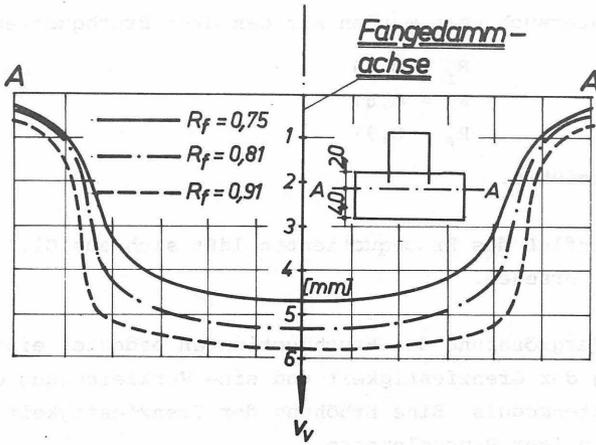


Bild 58 Senkrechte Verschiebungen unter dem Fangedamm in Abhängigkeit vom Bruchquotienten R_f

Auch bei den Biegemomenten (Bild 59) und den Ankerkräften sind die Unterschiede gering.

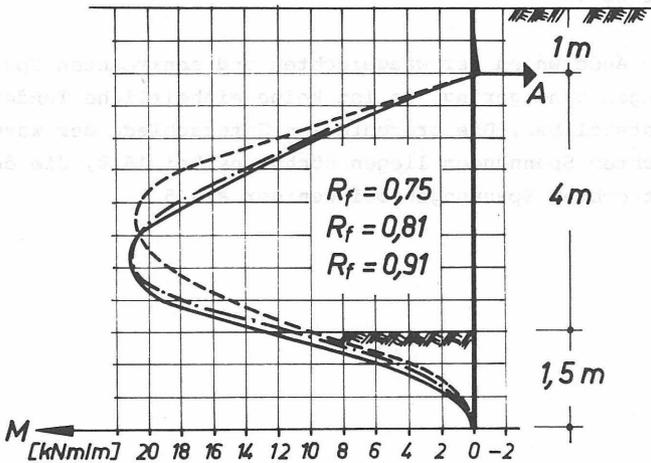


Bild 59 Verlauf des Biegemomentes M in Abhängigkeit vom Bruchquotienten R_f

6.7 Veränderung der Modulwerte K_M und K_{UR}

Die stoffabhängigen Modulwerte K_M und K_{UR} lassen sich mit Dreiaxialversuchen bestimmen. Mit ihnen werden der Anfangstangentenmodul

$$E_i = K_M \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_{III}}{P_a}\right)^n \quad (\text{Gl. 13, S. 33})$$

bzw. der Ent- und Wiederbelastungsmodul

$$E_{UR} = K_{UR} \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_{III}}{P_a}\right)^n \quad (\text{Gl. 19, S. 36})$$

ermittelt.

Der Einfluß auf den Tangentenmodul ist aus diesen Gleichungen zu erkennen.

Bei den vier durchgeführten Berechnungen mit

$K_M = 295$	$K_{UR} = 1.090$
$K_M = 1.000$	$K_{UR} = 1.300$
$K_M = 2.000$	$K_{UR} = 2.120$
$K_M = 2.600$	$K_{UR} = 2.700$

ergibt sich eine Zunahme der Tangentenmoduli mit steigenden Modulzahlen. Die Unterschiede sind beträchtlich. Sie betragen bei einigen Elementen bis zu einer Zehnerpotenz.

Bei den waagerechten Verformungen betragen die Unterschiede, bezogen auf die größte Verschiebung bei $K = 295$ und $K_{UR} = 1.090$, ca. 30 %.

Die senkrechten Verschiebungen nehmen mit steigenden Modulwerten stark ab (Bild 60). Bezogen auf den Größtwert beträgt die Abnahme ca. 70 %.

Keine klare Tendenz ist bei den waagerechten und senkrechten Spannungen festzustellen. Die Unterschiede betragen weniger als 15 %.

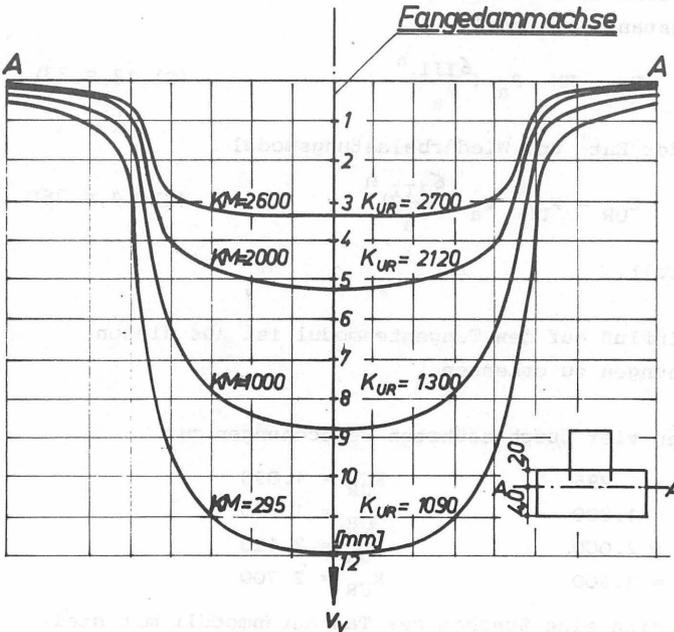


Bild 60 Senkrechte Verschiebungen unter dem Fangedamm in Abhängigkeit vom Erstbelastungs- bzw. Entlastungsmodul

Die Biegemomente der Spundwand ändern sich - wie die waagerechten Spannungen im Füllkörper - nur geringfügig in Abhängigkeit von den Modulwerten (Bild 61). Das gleiche gilt für die Ankerkräfte.

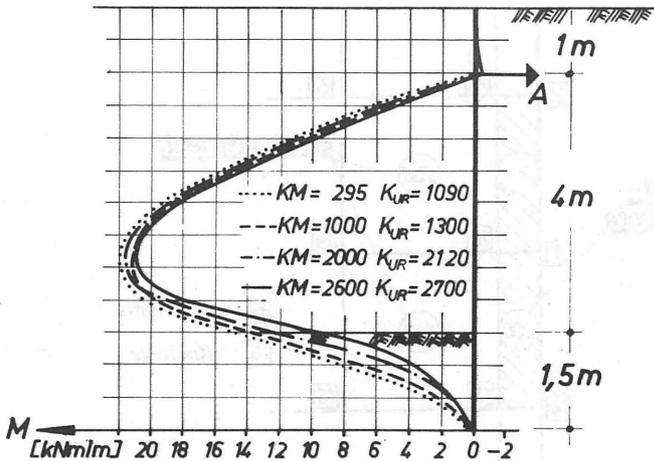


Bild 61 Verlauf des Biegemomentes M in Abhängigkeit vom Erstbelastungsmodul bzw. Entlastungsmodul

6.8 Veränderung der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente

Die zwischen Spundwand und Füllkörper auftretenden Schubspannungen sind abhängig von den verwendeten Materialien. In einer Grenzfläche Beton - Boden entstehen bei gleicher Beanspruchung andere Schubspannungen als in einer Grenzfläche Stahl - Boden. Auch der Zustand der Spundwand (angerostet oder frisch gestrichen) beeinflusst das Verhalten des Systems Wand - Boden. In dem verwendeten Berechnungsmodell können die Bodenelemente starr mit den Wandelementen gekoppelt werden (Bild 62). Dabei ist eine Verschiebung der Bodenelemente gegenüber den Wandelementen ausgeschlossen.

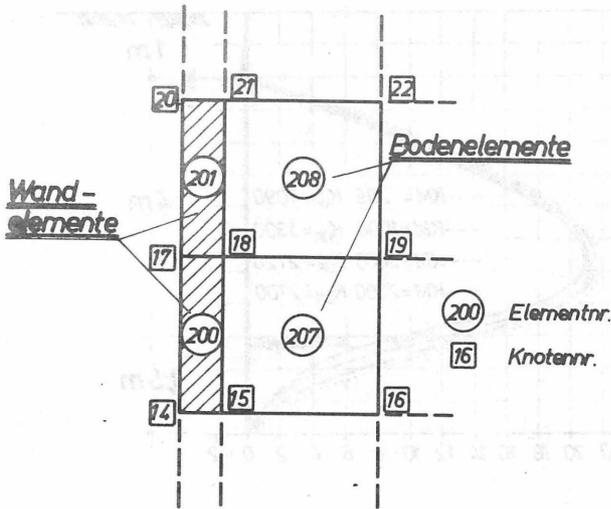


Bild 62 Starre Kopplung Wand-Boden

Da in Wirklichkeit Relativverschiebungen auftreten, werden Kontaktelemente eingefügt, die sich als ein System gekreuzter, elastischer Federn darstellen lassen. Die Federkonstanten K_n (Normalsteifigkeit) und K_s (Tangentialsteifigkeit) können frei gewählt werden, ihre Einheit ist Kraft/Fläche (Bild 63).

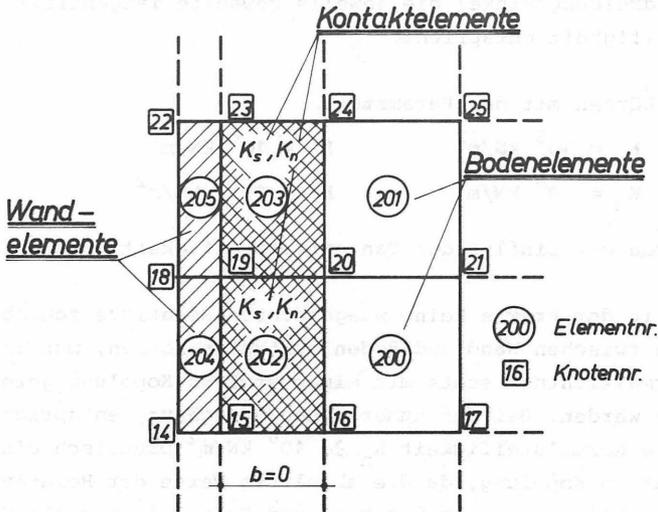


Bild 63 Kopplung Wand-Boden durch Kontaktelemente

In der Literatur finden sich nur wenige Angaben über die Größenordnung der Normal- und Tangentialsteifigkeit. Goodman, Taylor und Brekke (1968) rechnen einige Beispiele im Fels mit $K_n = 3 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ und $K_s = 3 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$. Langhagen (1976) gibt - ebenfalls für Fels - $K_n = 10^5 \text{ kN/m}^2$ und $K_s = 10^4 \text{ kN/m}^2$ als Eingangsparameter für eine anwendungsorientierte Rechnung an.

Da nicht genau bekannt ist, mit welchen Zahlenwerten für K_n und K_s die Reibungsverhältnisse zwischen Wand und Boden erfaßt werden können, wird in der Parameteranalyse überprüft, welchen Einfluß die Veränderung von K_n und K_s auf die Spannungen und Verformungen des Fangedammes hat und anschließend nachgerechnet, welchem

Wandreibungswinkel die jeweils gewählte Tangentialsteifigkeit entspricht.

In Läufen mit den Parametern

$$K_n = 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$K_s = 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$K_n = 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$K_s = 10^{-1} \text{ kN/m}^2$$

wurde der Einfluß der Tangentialsteifigkeit untersucht.

Da in der Praxis keine waagerechten Relativverschiebungen zwischen Wand und Boden auftreten können, muß in Normalrichtung stets mit einer starren Kopplung gerechnet werden. Bei der numerischen Berechnung entspricht eine Normalsteifigkeit $K_n \geq 10^6 \text{ kN/m}^2$ praktisch einer starren Kopplung, da die absoluten Werte der Relativverschiebungen zwischen Wand und Boden kleiner als 0,1 mm sind und die prozentuale Abweichung kleiner als 8 % ist.

Die Tangentenmoduli der Bodenelemente nehmen im allgemeinen mit größerer Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente zu, wobei die Unterschiede bis zu einer Zehnerpotenz betragen. Bei den senkrechten Verschiebungen läßt sich der große Einfluß der Tangentialsteifigkeit sehr gut erkennen. In drei verschiedenen Schnitten sind die Setzungsmulden in Abhängigkeit von der Tangentialsteifigkeit dargestellt (Bild 64, 65, 66).

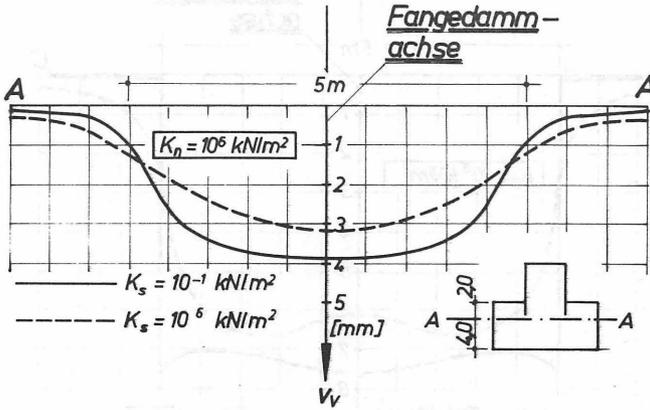


Bild 64 Senkrechte Verschiebungen im Schnitt A-A in Abhängigkeit von der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente

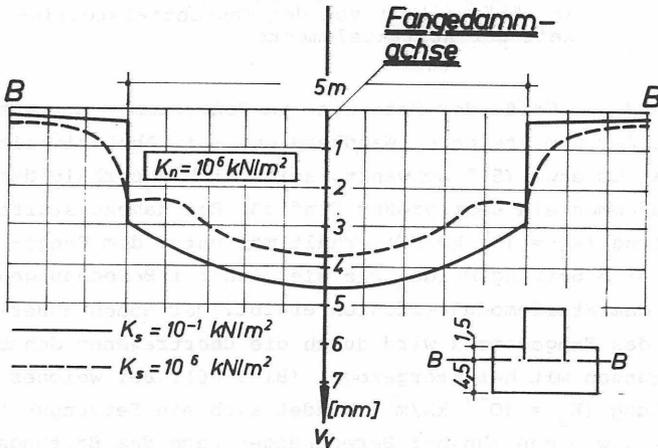


Bild 65 Senkrechte Verschiebungen im Schnitt B-B in Abhängigkeit von der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente

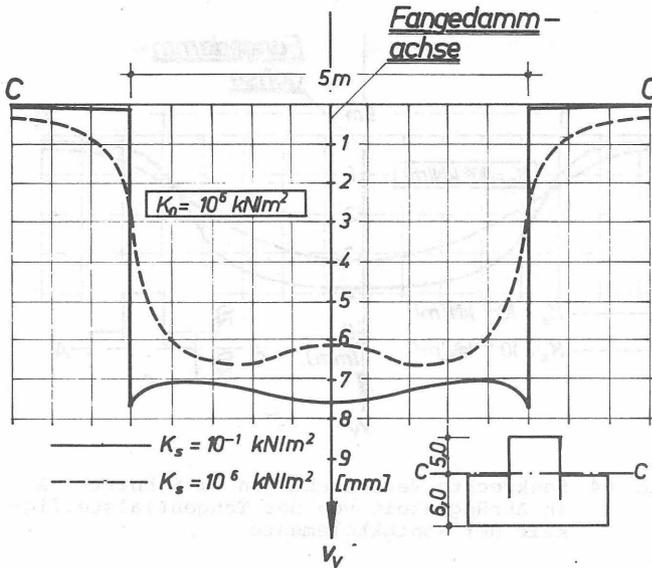


Bild 66 Senkrechte Verschiebungen im Schnitt C-C in Abhängigkeit von der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente

Während die Größe der Setzungen im Fangedamm - mit Ausnahme der unmittelbaren Wandbereiche - in Abhängigkeit von K_s um etwa 15 % schwankt, zeigt sich außerhalb des Fangedammes ein sehr großer Einfluß. Bei nahezu starrer Kopplung ($K_s = 10^6 \text{ kN/m}^2$) erhält man unter dem Fangedamm eine Setzungsmulde, wie sie sich bei Berechnungen nach dem Steifemodulverfahren ergibt. Der Boden außerhalb des Fangedammes wird durch die übertragenen Schubspannungen mit heruntergezogen (Bild 66). Bei weicher Kopplung ($K_s = 10^{-1} \text{ kN/m}^2$) bildet sich ein Setzungsgraben, wie man ihn bei Berechnungen nach dem Bettungsmodulverfahren erhält. Der Boden außerhalb des Fangedammes setzt sich kaum, da Schubspannungen praktisch

nicht übertragen werden. Erst unterhalb des Fangedammes nähern sich die beiden Setzungsmulden (Bild 64). Die Tangentialsteifigkeit beeinflusst kaum die Größe der waagerechten Verschiebungen (Bild 67). Der Größtwert der Durchbiegung der Spundwand beträgt bei weicher Kopplung 1,1 mm und bei starrer Kopplung 0,95 mm.

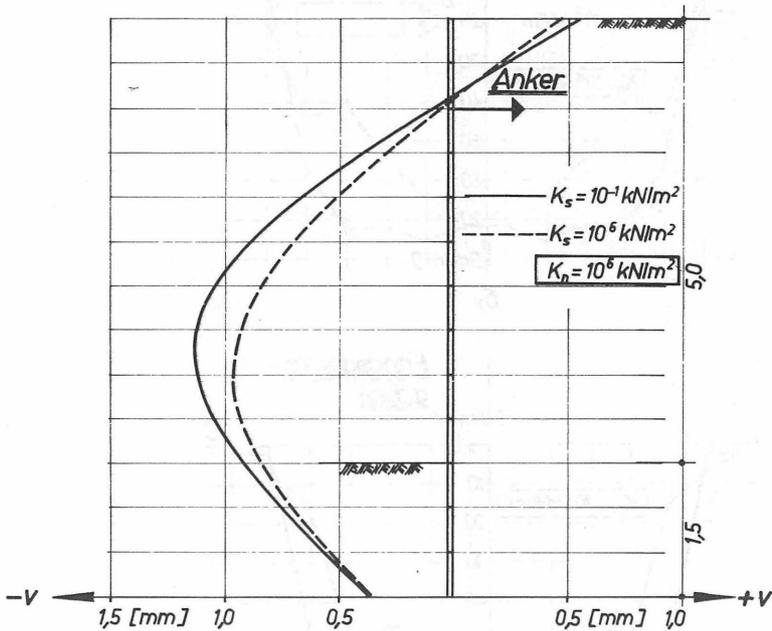


Bild 67 Waagerechte Verschiebungen der Spundwand in Abhängigkeit von der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente

Der Verlauf der senkrechten Spannungen zeigt die Wirkung der Tangentialsteifigkeit (Bild 68). Bei weicher Kopplung sind die senkrechten Spannungen größer, da bei

starrer Kopplung ein Teil der senkrechten Last als Normalkraft von den Spundwänden übertragen wird.

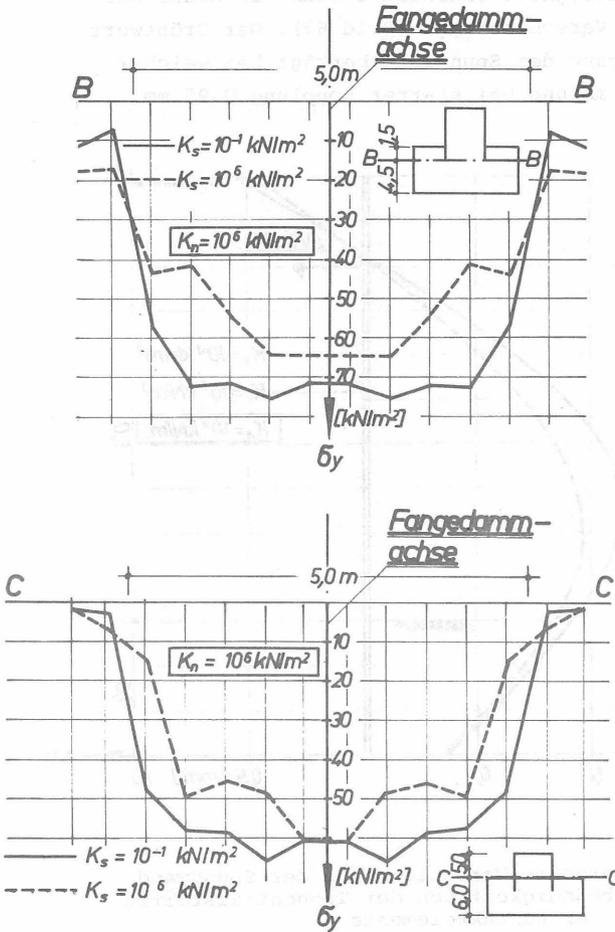


Bild 68 Senkrechte Spannungen σ_y in 2 Schnitten in Abhängigkeit von der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente

Die waagerechten Spannungen ändern sich ebenfalls mit der Tangentialsteifigkeit K_s (Bild 69).

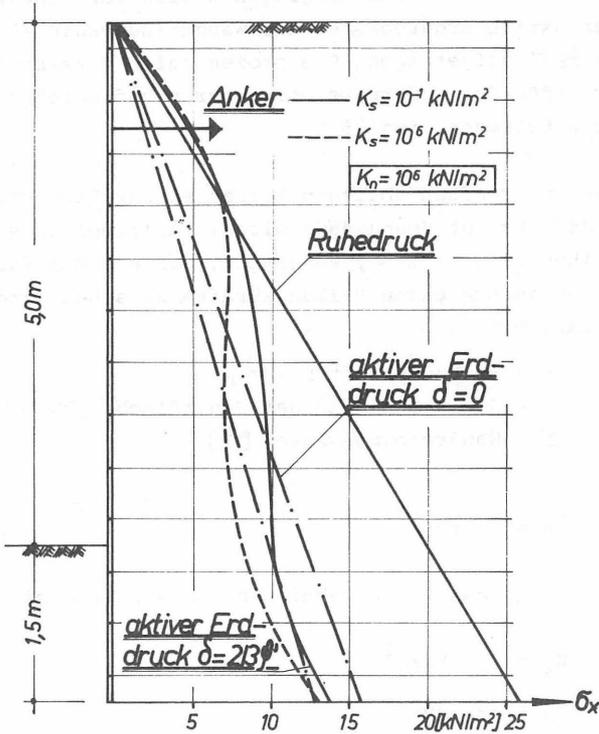


Bild 69 Erddruckverteilung hinter der Spundwand in Abhängigkeit von der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente

Je weicher die Kopplung Wand - Boden ist, desto größer ist der Erddruck. Zum Vergleich wurden der Ruhedruck und der aktive Erddruck für die Wandreibungswinkel $\delta = 0$ und $\delta = \frac{2}{3} \varphi'$ aufgetragen. Die prozentualen Unterschiede in der Größe des Erddrucks bei starrer und weicher Kopplung betragen etwa 25 %.

Bei den im Grundbau üblichen Verfahren zur Berechnung des Erddrucks auf Spundwände wird im allgemeinen ein Wandreibungswinkel $\delta = \frac{2}{3} \varphi'$ angesetzt, der ein Maß für die Größe der auftretenden Reibungskräfte zwischen Wand und Boden ist. Mit

R = Reibungskraft [kN/m]

N = Normalkraft in der Gleitfläche [kN/m]

δ = Wandreibungswinkel [$^{\circ}$]

gilt

$$R = N \cdot \operatorname{tg} \delta \quad (\text{Gl. 30})$$

Berechnet man aus den Ergebnissen von 4 Läufen mit

$$K_s = 10^9 \text{ kN/m}^2$$

$$K_s = 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$K_s = 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$K_s = 10^{-1} \text{ kN/m}^2 \quad \text{nach Gl. 30}$$

die über die Wandhöhe gemittelten Wandreibungswinkel, so erhält man folgende Zuordnung (Bild 70):

Tangentialsteifigkeit K_S [kN/m ²]	Wandreibungswinkel ξ [°]	$\xi = f(\varphi')$ [°]
10^9	34,8	$\approx 0,85 \varphi'$
10^6	33,5	$\approx 0,84 \varphi'$
10^3	10,5	$\approx 0,25 \varphi'$
10^{-1}	3,6	$\approx 0,1 \varphi'$

Bild 70 Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente und zugehöriger Wandreibungswinkel für $\varphi' = 40^\circ$

Sie zeigt, daß ab einer Tangentialsteifigkeit von $K_S = 10^6$ kN/m² der entsprechende Wandreibungswinkel nur noch gering zunimmt.

Die Biegemomente verhalten sich wie die waagerechten Spannungen (Bild 71). Sie nehmen mit steigender Tangentialsteifigkeit ab. Der Größtwert des Biegemomentes beträgt bei einer Tangentialsteifigkeit von $K_S = 10^{-1}$ kN/m² ca. 23 % mehr als bei einer Tangentialsteifigkeit von $K_S = 10^6$ kN/m². Um etwa den gleichen Prozentsatz verringert sich die Ankerkraft von 13,9 kN/m auf 11,6 kN/m.

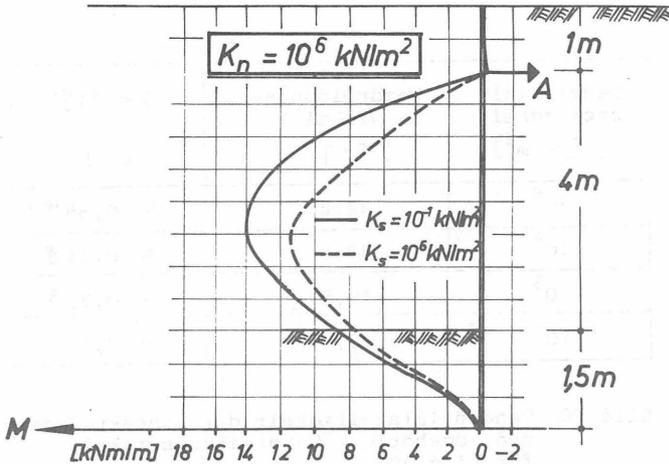


Bild 71 Verlauf des Biegemomentes M in Abhängigkeit von der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente

6.9 Zusammenfassung

Die Parameteranalyse zeigt die starke Abhängigkeit der Rechenergebnisse von den Stoffkennwerten (Bild 72). Die Bodenkennwerte sollten daher in Versuchen ermittelt und nicht geschätzt werden. Leider liegen in der Literatur noch zu wenig Angaben über die Parameter des Stoffgesetzes von Duncan und Chang vor. Die Angaben streuen außerdem sehr stark.

Eigene Dreiaxialversuche mit dem Füllmaterial von Fangedämmen haben u.a. folgende Ursachen für das Streuen der Parameter ergeben:

1. Beim Einbau der gestörten Proben nichtbindiger Böden in das Triaxialgerät schwanken die erreichten Lagerungsdichten sehr. Sie entsprechen nicht immer den in der Natur vorhandenen.
2. Die Lagerungsdichte ist über die Höhe der Probe nicht konstant.
3. Beim Einbau wird - um die Probe vor Aufbringen des Seitendrucks σ_{H} stabil zu halten - ein Unterdruck aufgebracht. Er beeinflusst besonders bei lockerer Lagerung stark das Spannungs-Verformungsverhalten.

Erwartungsgemäß ist der Einfluß aller Parameter auf die senkrechten Spannungen gering. Die senkrechten Spannungen werden durch die Auflast $p = \gamma \cdot h$ [kN/m^2] bestimmt. Durch die gewählten Randbedingungen kommt es nur örtlich zu Umlagerungen und Spannungskonzentrationen.

Die waagerechten Spannungen, die Biegemomente der Spundwände und die Ankerkräfte werden am stärksten durch den Reibungswinkel beeinflusst. Bei allen anderen Parametern liegen die Unterschiede unter 30 %.

Die Verformungen ändern sich viel stärker, als die Spannungen in Abhängigkeit von den Stoffkennwerten. Hier zeigt sich der Einfluß der Eingangswerte auf den Tangentenmodul E_t , der die Größe der Verformungen bestimmt.

	Querdehnung	Reibungswinkel	Kohäsion	Exponent	Bruchquotient	Modulwerte	
	ν [-]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	n [-]	R_f [-]	K_M [-]	K_{UR} [-]
	0,3 0,35 ↓ 0,4	35 40 ↓ 45	0 5 ↓ 10	0,5 0,55 ↓ 0,6	0,75 0,81 ↓ 0,91	295 1000 2000 2600	1090 1300 2120 2700
Änderung der waagerechten Verschiebungen v_h	0 +60 +80	0 -15 -40	0 -30 -40	0 +10 +30	0 +10 +20	0 -10 -20 -30	
Änderung der senkrechten Verschiebungen v_v	0 -35 -70	0 -15 -30	0 -10 -35	0 +10 +30	0 +10 +20	0 -25 -50 -70	
Änderung der waagerechten Spannungen σ_x	0 +20 +30	0 -25 -35	0 -25 -30	0 ± 5 ± 10	0 ± 10 ± 15	0 ± 10 ± 10 ± 15	
Änderung der senkrechten Spannungen σ_y	0 - 5 -10	0 ± 5 ± 5	0 ± 5 ± 10	0 ± 5 ± 10	0 ± 5 ± 5	0 ± 5 ± 5 ± 10	
Änderung der Biegemomente M	0 +15 +20	0 -15 -30	0 -25 -30	0 <- 5	0 <- 5	0 <- 5	
Änderung der Ankerkräfte A	0 +10 +15	0 -15 -30	0 -25 -30	0 <- 5	0 <- 5	0 <- 5	

Bild 72 Änderung von Spannungen und Verformungen [%] bei zunehmender Größe der Stoffkennwerte

Während sich die Stoffparameter der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Duncan/Chang (1970) mit Dreiaxialversuchen bestimmen lassen, können die zutreffenden Steifigkeiten der Kontaktelemente nicht versuchsmäßig bestimmt werden. Für die Normalsteifigkeit K_n empfiehlt es sich, Werte $\geq 10^6$ kN/m² einzusetzen, um die nicht möglichen Relativverschiebungen zwischen Wand und Boden auszuschließen.

7. Einfluß der Spundwandsteifigkeit

In dieser Betrachtung wird gezeigt, wie die Wahl des Spundwandprofils das Spannungs- und Verformungsverhalten des Fangedammes beeinflusst.

Es wurden die beiden Profile

Larssen 22 (Trägheitsmoment $J_x = 2,125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$
Querschnittsfläche $F = 1,55 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$)

Larssen 24 (Trägheitsmoment $J_x = 5,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$
Querschnittsfläche $F = 2,23 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$)

am in Bild 73 dargestellten Fangedamm untersucht.

Die verwendeten Stoffparameter waren

Querkontraktion $\nu = 0,3$

Wichte unter Auftrieb $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$

Reibungswinkel $\varphi' = 40^\circ$

Kohäsion $c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$

Modul $K_M = 2.000$

Modul $K_{UR} = 2.120$

Exponent $n = 0,55$

Sie gelten für dicht gelagerten Sand (Duncan/Chang, 1970).

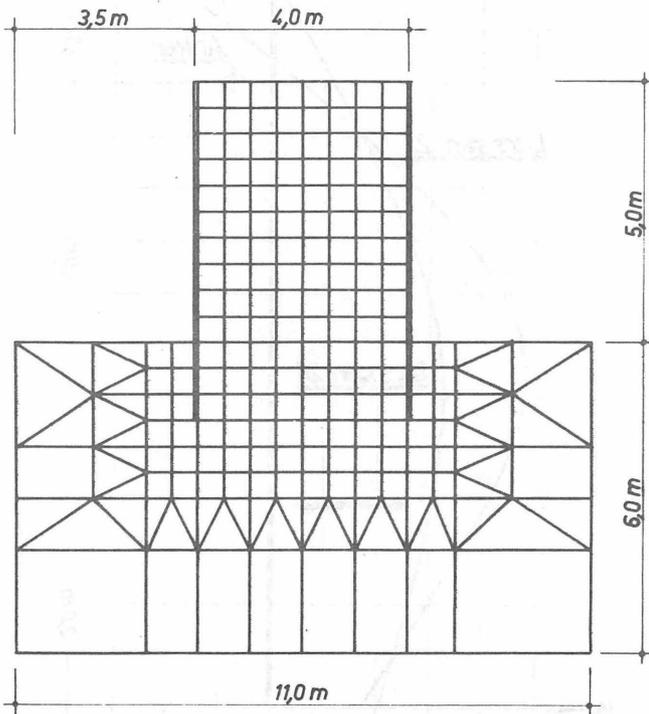


Bild 73 Untersucher Fangedamm

Die waagerechten Verschiebungen im Bereich der Spundwand werden stark durch die Spundwandsteifigkeit beeinflusst (Bild 74).

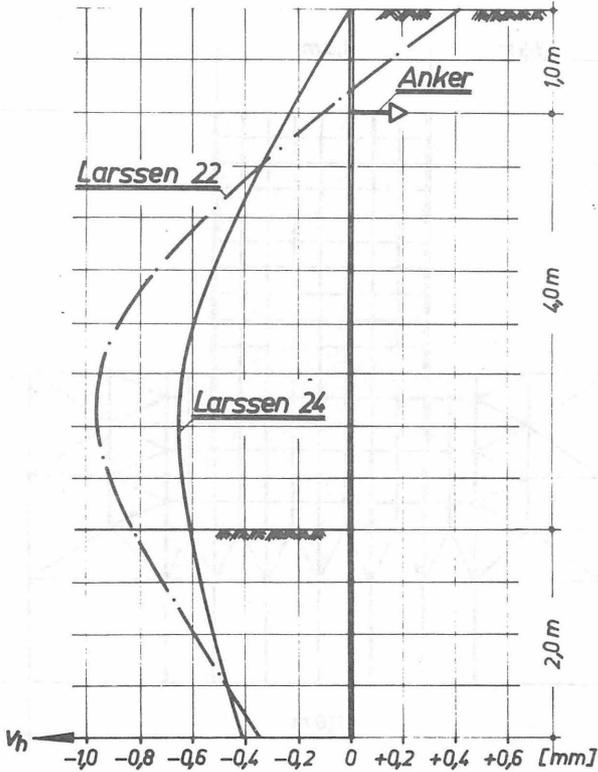


Bild 74 Durchbiegung der Spundwand in Abhängigkeit vom verwendeten Profil

Bei der weicheren Spundwand beträgt der Größtwert der Durchbiegung $V_h = 0,96$ mm, bei dem stärkeren Profil $V_h = 0,65$ mm. Der prozentuale Unterschied liegt bei 32 %.

Wesentlich geringer sind die Abweichungen bei den senkrechten Verschiebungen. Sie betragen weniger als 5 %. Auch die senkrechten Spannungen werden durch die Steifigkeit der verwendeten Profile nur geringfügig beeinflusst. Die prozentualen Unterschiede betragen weniger als 10 %.

Bei der Betrachtung der waagerechten Spannungen muß der Bereich hinter der Spundwand und der Bereich vor dem Spundwandfuß unterschieden werden.

Die Verformungen hinter der Spundwand reichen bei beiden Profilen aus, um den Erdruchdruck auf den aktiven Erddruck absinken zu lassen. Bei den aufgetretenen geringfügigen Abweichungen der Spannungen ist keine klare Tendenz erkennbar. In einigen Elementen hinter der Wand sind die waagerechten Spannungen beim Profil Larssen 24 größer, in anderen Elementen hingegen kleiner. Die Resultierende des Erddrucks über die Wandhöhe ist bei beiden Profilen nahezu gleich. Die Abweichungen betragen weniger als 10 %.

Im Erdwiderstandsbereich vor dem Spundwandfuß machen sich die unterschiedlichen Steifigkeiten der Spundwandprofile deutlich bemerkbar. Aus Bild 68 läßt sich erkennen, daß die Verschiebungen vor dem Spundwandfuß im oberen Bereich bei der weicheren Wand viel größer sind als bei der steiferen Wand. Da der Erdwiderstand von den auftretenden Verschiebungen abhängt, müssen bei der

weicheren Wand größere Erdwiderstandsordinaten entstehen (Bild 75).

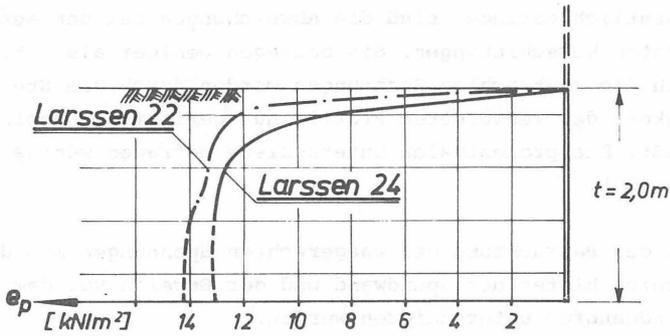


Bild 75 Verlauf des Erdwiderstandes vor dem Spundwandfuß in Abhängigkeit vom verwendeten Profil

Hiermit läßt sich auch der unterschiedliche Verlauf der Momentenlinien erklären (Bild 76).

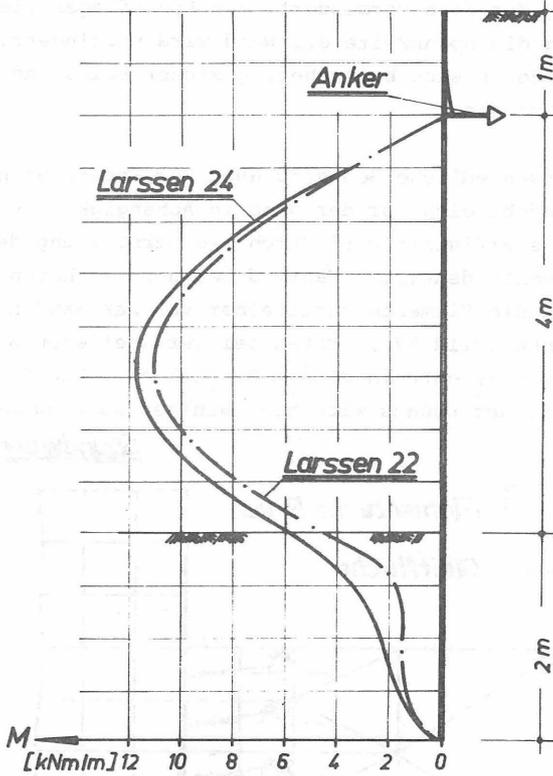


Bild 76 Verlauf des Biegemomentes M in Abhängigkeit vom verwendeten Profil

Diese Abweichung ist besonders auffällig im Einspannbereich der Spundwand. Durch die größeren Erdwiderstandsordinaten bei der weicheren Wand wird die Beanspruchung der Wand vermindert, das Erdauflager liegt höher und die Spannweite der Wand wird verringert. Daraus ergeben sich bei nahezu gleicher Belastung geringere Momente.

Die unterschiedliche Beanspruchung der Bodenelemente im Einbindebereich vor der Wand in Abhängigkeit von der Spundwandsteifigkeit wird durch die Darstellung der Bruchelemente deutlich. Während bei der weicheren Spundwand die Elemente unmittelbar vor der Wand zu Bruch gehen (Bild 77), treten bei der steiferen Wand keine Bruchelemente in diesem Bereich auf. Die Scherfestigkeit des Bodens wird hier weniger ausgenutzt.

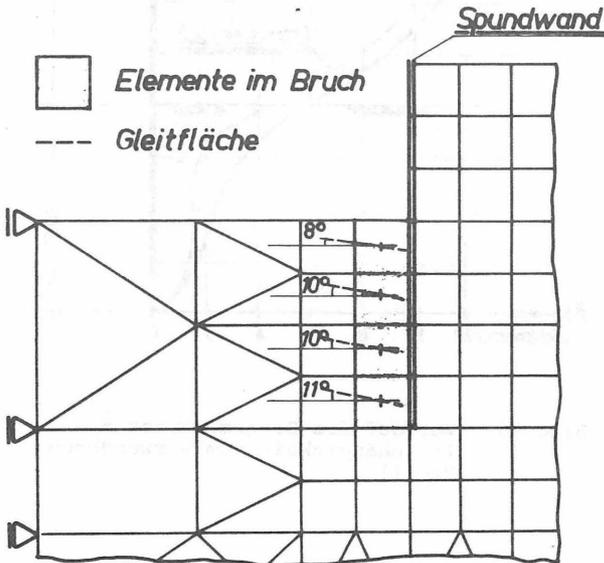


Bild 77 Elemente im Bruch und Gleitflächenrichtungen im Einbindebereich vor der Spundwand (Profil Larssen 22)

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die waagerechten Spannungen im Fangedamm von den hier betrachteten Profilen nahezu unabhängig sind. Die Größe des Erdwiderstandes vor dem Spundwandfuß, die Durchbiegungen und die Biegemomente zeigen jedoch deutliche Unterschiede.

8. Einfluß des Untergrundes

In der Parameteranalyse (Kap.6) und bei der Untersuchung des Einflusses der Spundwandsteifigkeit (Kap.7) wird davon ausgegangen, daß das Füllmaterial und der Untergrund die gleichen physikalischen Eigenschaften besitzen.

Da diese Annahme bei vielen Fangedämmen nicht zutrifft, wird nun geprüft, wie die Bodenparameter des Untergrundes Spannungen und Verformungen im Fangedamm beeinflussen.

Die Berechnungen wurden an dem in Bild 73 dargestellten Fangedamm durchgeführt. Für das Füllmaterial wurde dicht gelagerter Sand ($\gamma' = 40^{\circ}$) und für den Untergrund Sand mit folgenden Lagerungsdichten angenommen:

mitteldicht	$\gamma' = 37,5^{\circ}$
dicht	$\gamma' = 40,0^{\circ}$
sehr dicht	$\gamma' = 42,5^{\circ}$

Die verwendeten Spundwandprofile haben ein Trägheitsmoment $J_x = 2,125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$ (Larssen 22). Die waagerechten Verschiebungen der Spundwand sind stark von der Lagerungsdichte des Untergrundes abhängig (Bild 78).

Bei mitteldicht gelagertem Sand beträgt die Verschiebung des Fußpunktes das 2fache und der Größtwert der Durchbiegung der Spundwand das 1,65fache des Wertes für sehr dicht gelagerten Sand.

Wegen der geringeren Zusammendrückbarkeit des sehr dicht gelagerten Sandes sind die senkrechten Verschiebungen unter dem Fangedamm nur etwa 60 % der Setzungen bei dicht gelagertem Sand.

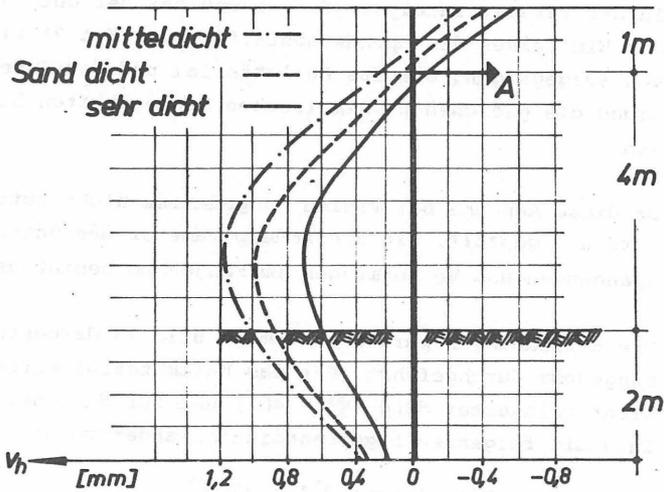


Bild 78 Waagerechte Verschiebungen in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Untergrundes

Während die waagerechten Spannungen im Fangedamm praktisch nicht durch die physikalischen Eigenschaften des Untergrundes beeinflusst werden, treten deutliche Unterschiede im Einbindebereich der Wand auf (Bild 79).

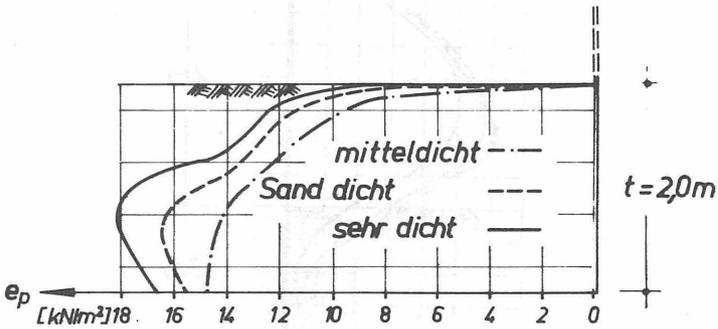


Bild 79 Verlauf des Erdwiderstandes vor dem Spundwandfuß in Abhängigkeit vom Untergrund

Je größer die Lagerungsdichte und damit der Reibungswinkel des Untergrundes ist, desto größer wird der Erdwiderstand vor der Spundwand und desto kleiner werden die Biegemomente (Bild 80).

Bei mitteldicht gelagertem Sand beträgt der Größtwert des Biegemomentes $12,2 \text{ kNm/m}$, bei sehr dicht gelagertem Sand nur $10,1 \text{ kNm/m}$. Der Unterschied bei den Ankerkräften liegt in der gleichen Größenordnung. Bei dem hier gewählten Verhältnis Spundwandsteifigkeit/Baugrundsteifigkeit tritt kein Einspannmoment auf. Die Wand kann als im Boden frei aufgelagert angesehen werden.

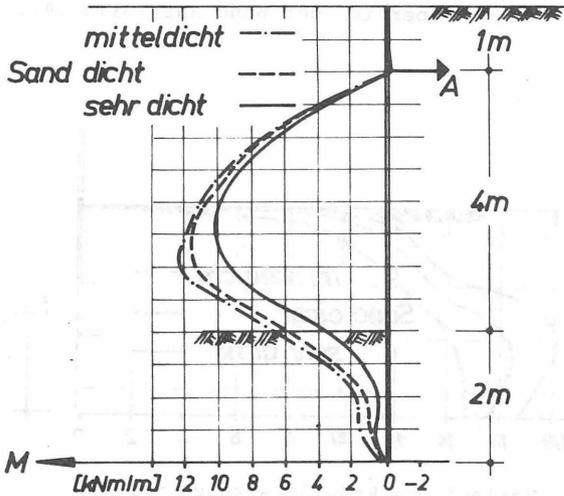


Bild 8o Biegemomente in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Untergrundes

Zusammenfassend kann gesagt werden:

1. Die waagerechten und senkrechten Spannungen im Fangedamm werden kaum durch die Eigenschaften des Untergrundes beeinflusst.
2. Die Durchbiegungen und die Biegemomente der Wand werden deutlich durch die Bodenparameter des Untergrundes bestimmt.

9. Beanspruchung von Fangedämmen durch seitliche Wasserlast

9.1 Allgemeines

In diesem Kapitel soll der für die Bemessung von Fangedämmen maßgebende Lastfall, die einseitige Wasserlast, untersucht werden. Um einen Vergleich mit den üblichen Berechnungsverfahren herstellen zu können und um die in der Baupraxis häufig vorkommenden Fälle zu erfassen, wurden folgende zwei Typen von Fangedämmen betrachtet:

1. Der zweifach verankerte Fangedamm, der auf nicht rammfähigem Untergrund (z.B. Fels) aufgestellt ist (Bild 81).

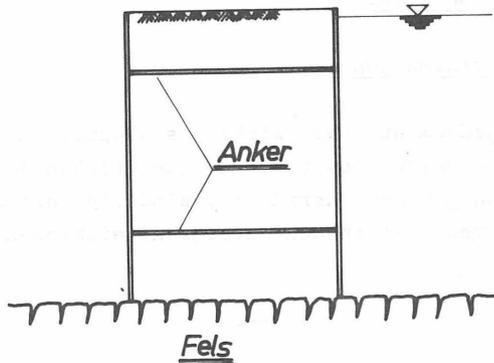


Bild 81 Zweifach verankerter
Fangedamm auf Fels

2. Der in Lockergestein einbindende, einfach verankerte Fangedamm (Bild 82).

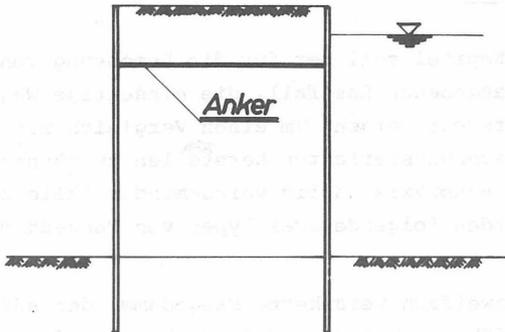


Bild 82 In Lockergestein einbindender, einfach verankerter Fangedamm

9.2 Fangedamm auf Fels

9.2.1 Verformungen

Der Fangedamm auf Fels wirkt als Schubblock. Die auftretenden Verschiebungen, die zum größten Teil aus der Schubbeanspruchung herrühren, sind viel größer als bei Fangedämmen, die in den Untergrund einbinden (Bild 83).

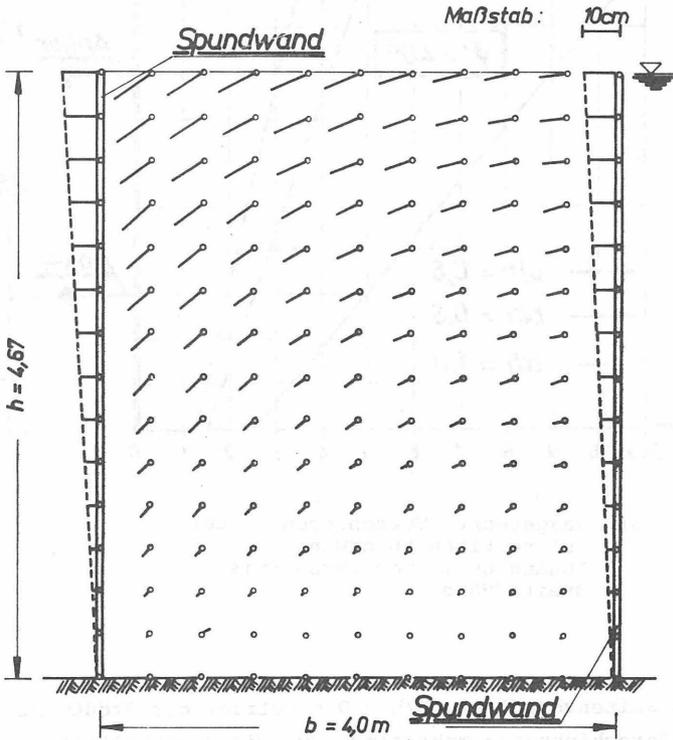


Bild 83 Gesamtverschiebungen eines Fangedammes auf Fels

Die Verschiebungen hängen stark vom Verhältnis Breite/Höhe ab (Bild 84).

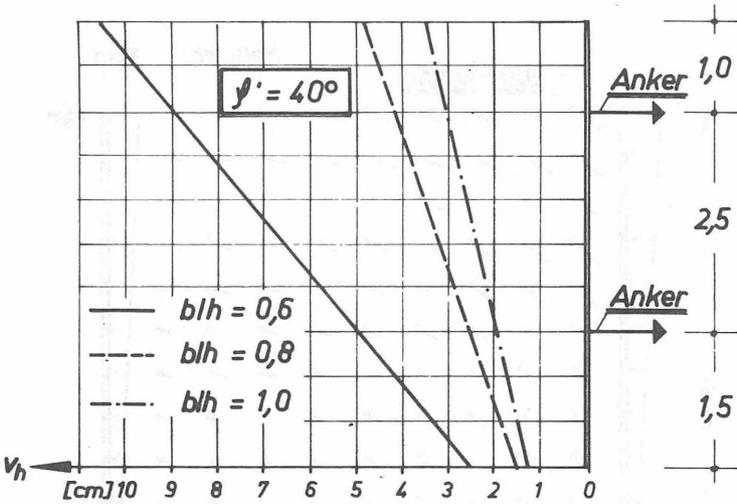


Bild 84 Waagerechte Verschiebungen der luftseitigen Spundwand in Abhängigkeit vom Verhältnis Breite/Höhe

Beim Seitenverhältnis $b/h = 0,6$ beträgt der Größtwert der Verschiebungen mehr als 10 cm. Die unverhältnismäßig großen Verschiebungen bei diesem Seitenverhältnis lassen den Schluß zu, daß dieser Fangedamm zu schmal ist. Eine nach dem Verfahren von Jelinek/Ostermayer (1967) durchgeführte Standsicherheitsberechnung ergibt eine "innere" Sicherheit von $\eta = 1,15 < 1,5$.

Auch die Füllung hat einen großen Einfluß auf die Verschiebungen. Bei sehr dicht gelagertem Sand ($f' = 42,5^{\circ}$) beträgt der Größtwert der Verschiebungen für das Seitenverhältnis $b/h = 0,8$ nur 78 % des Wertes für dicht gelagerten Sand ($f' = 40,0^{\circ}$) (Bild 85).

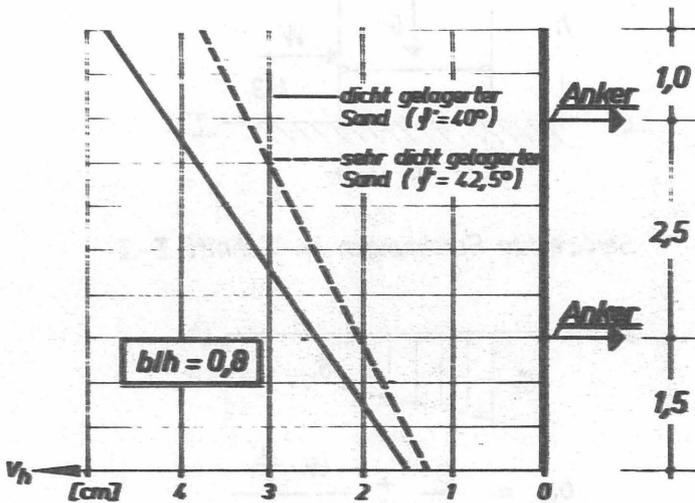
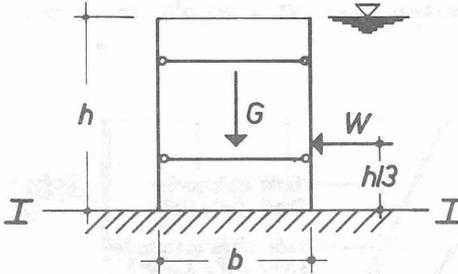


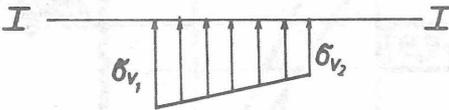
Bild 85 Waagerechte Verschiebungen der luftseitigen Spundwand in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte

9.2.2 Spannungen im Füllmaterial

Nach Blum (1944) werden die senkrechten Spannungen im Fangedamm mit dem Spannungstrapezverfahren ermittelt (Bild 86).



Senkrechte Spannungen im Schnitt I-I



$$\sigma_{v_{1,2}} = \frac{G}{b} \pm \frac{W \cdot \frac{h}{3}}{\frac{b^2}{6}}$$

Bild 86 Berechnung der senkrechten Spannungen nach dem Spannungstrapezverfahren

Die Berechnung mit dem FEM-Programm zeigt einen völlig anderen Verlauf (Bild 87).

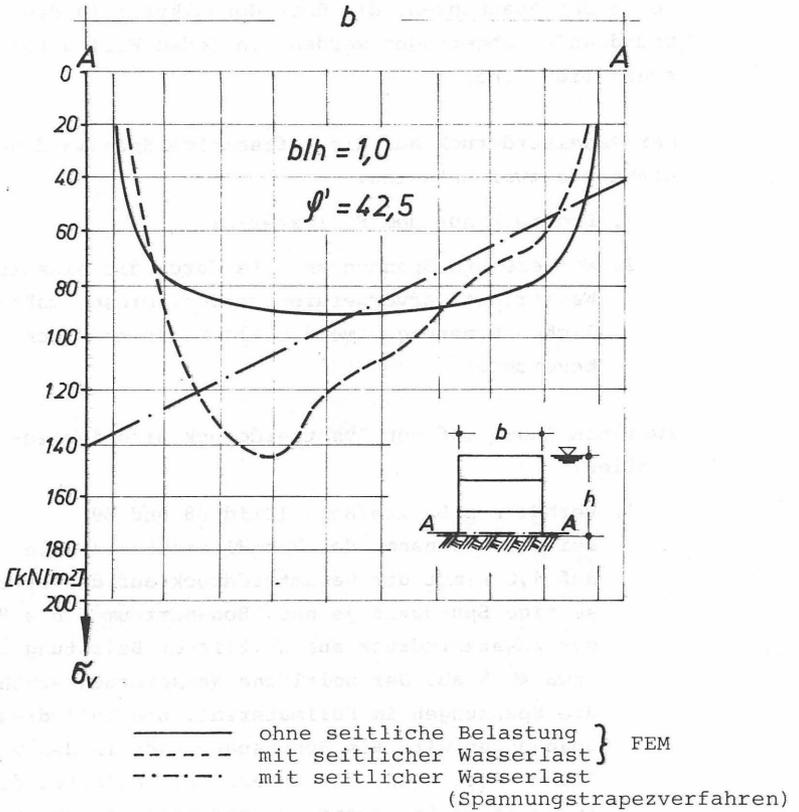


Bild 87 Senkrechte Spannungen in der Sohle des Fangedammes

Man sieht hierbei deutlich den Einfluß der Wandreibung. Beim Spannungstrapezverfahren, das die Wandreibung nicht berücksichtigt, liegt der Größtwert der senkrechten Spannungen an der luftseitigen Wand, bei Berücksichtigung der Wandreibung ist dort ein Kleinstwert. Die Flächeninhalte unter den Kurven für die Spannungen mit und ohne seitliche Last sind nicht gleich, da die An-

teile der Spannungen, die über Normalkraft in den Spundwänden abgetragen werden, in jedem Fall unterschiedlich sind.

Der Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand besteht aus zwei Anteilen:

1. Erddruck aus dem Füllmaterial
2. Waagerechte Spannungen, die durch die einseitige Wasserlast hervorgerufen werden. Diese zusätzlichen Spannungen werden als Zusatzerddruck bezeichnet.

Zwei Einflüsse auf den Zusatzerddruck sind festzustellen:

1. Verhältnis Breite/Höhe (Bild 88 und 89).

Bei einer Zunahme des Verhältnisses b/h von 0,8 auf 1,0 nimmt der Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand je nach Bodenart um 6 bis 8 %, der Zusatzerddruck aus seitlicher Belastung um etwa 40 % ab. Der seitliche Wasserdruck erhöht die Spannungen im Füllmaterial. Ein Teil dieser Spannungen wird als Schubspannungen in den Untergrund abgetragen, der andere Teil belastet die luftseitige Spundwand. Dieser Teil ist umso geringer, je breiter der Fangedamm ist.

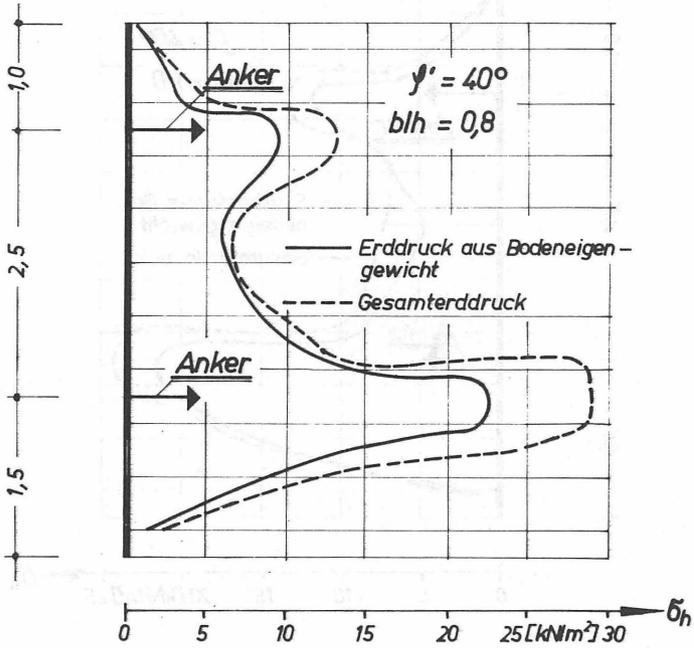


Bild 88 Erddruck aus Bodeneigengewicht und Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand

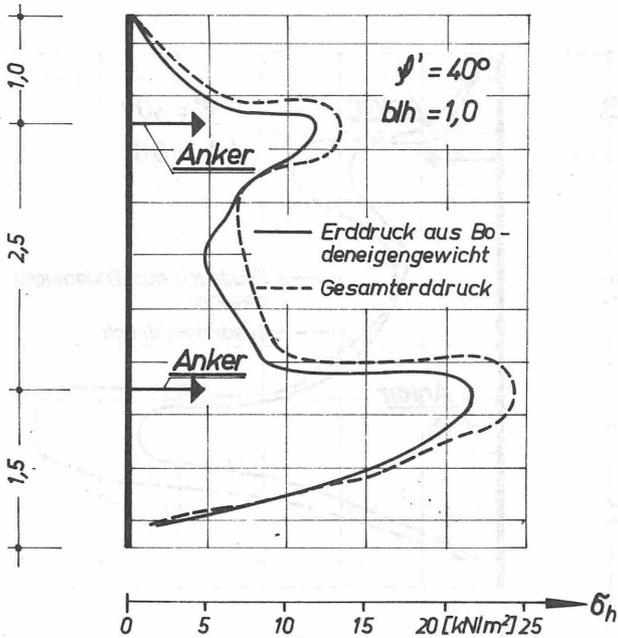


Bild 89 Erddruck aus Bodeneigengewicht und Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand

2. Bodenart (Bild 88 und 90)

Der Zusatzerddruck ändert sich geringfügig mit der Bodenart oder ihrer Lagerungsdichte. Zwischen dicht gelagertem Sand ($\varphi' = 40^\circ$) und sehr dicht gelagertem Sand ($\varphi' = 42,5^\circ$) beträgt der Unterschied in der Größe des Zusatzdruckes nur 10 %.

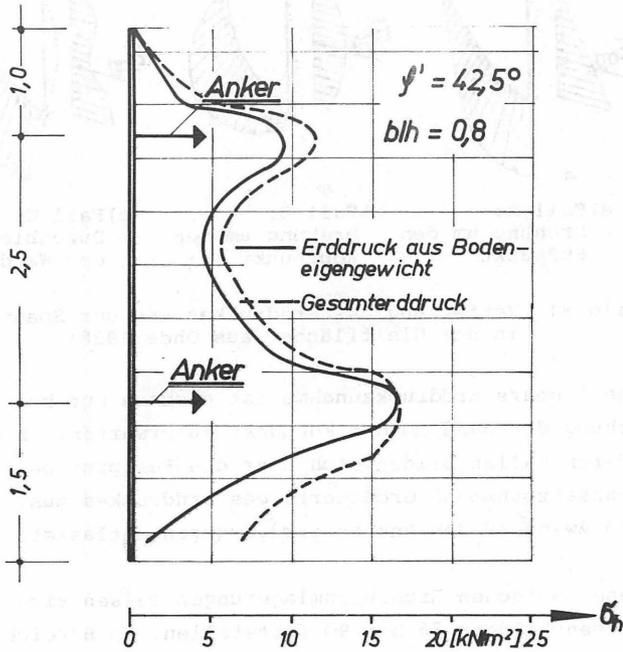
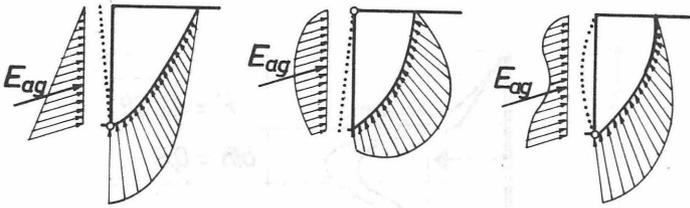


Bild 9o Erddruck aus Bodeneigengewicht und Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand

Die waagerechten Spannungen nehmen nicht linear mit der Tiefe zu. Ihre Verteilung hängt von den Verformungsmöglichkeiten der Wand ab. Ohde (1938) gibt Erddruckverteilungen für verschiedene Wandbewegungen an (Bild 91).



- a) Fall A: Drehung um den Fußpunkt
b) Fall B: Drehung um den Kopfpunkt
c) Fall C: Durchbiegung der Wand

Bild 91 Verteilung des Erddruckes und der Spannungen in der Gleitfläche (aus Ohde, 1938)

Eine lineare Erddruckzunahme ist demnach nur bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt zu erwarten. In den anderen Fällen bilden sich über den Festpunkten (Ankeransatzpunkten) Größtwerte des Erddruckes aus, das Feld zwischen den Ankeren wird dagegen entlastet.

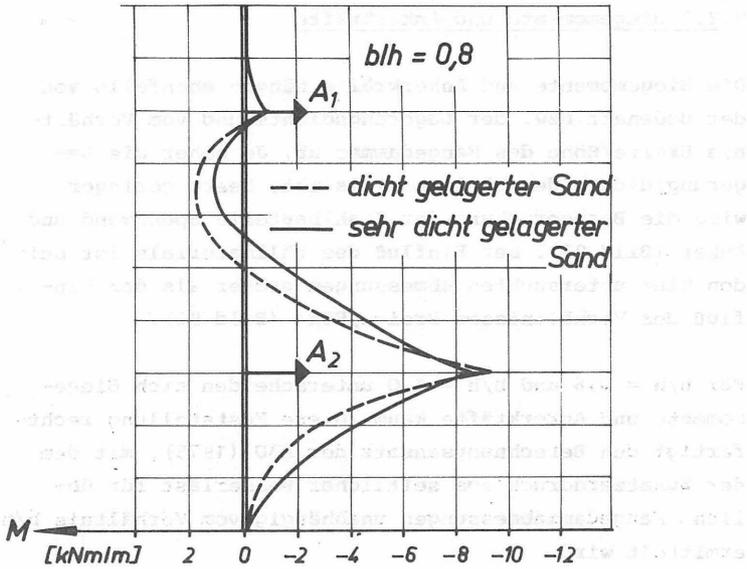
Diese typischen Erddruckumlagerungen lassen sich auch bei den Bildern 88 bis 90 feststellen. Im Bereich unter dem unteren Anker führt die Spundwand eine Drehung um den Ankeransatzpunkt aus (Fall B, Bild 91). Der Erddruck hat seinen Größtwert über dem Anker und nimmt zur Tiefe hin ab.

Im Bereich oberhalb der oberen Ankerlage führt die Spundwand eine Drehung um den Fußpunkt (Ankeransatzpunkt, Fall A, Bild 91) aus. Der Erddruck nimmt dort annähernd linear zu. Im Bereich zwischen den Ankeransatzpunkten ist die Verteilung nach Fall C (Bild 91) maßgebend.

9.2.3 Biegemomente und Ankerkräfte

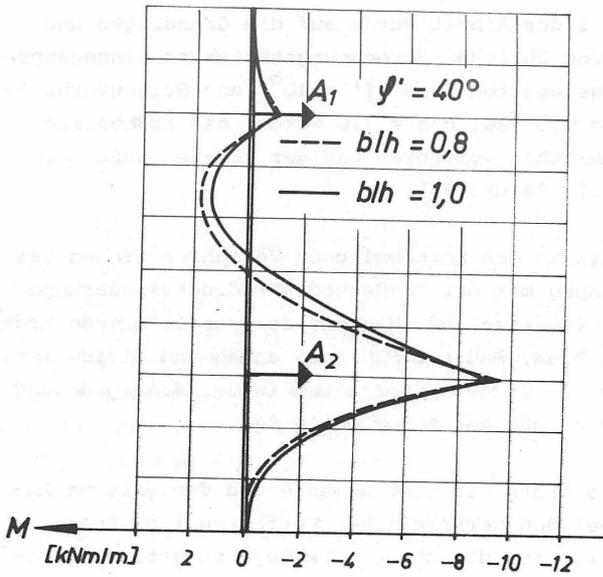
Die Biegemomente und Ankerkräfte hängen ebenfalls von der Bodenart bzw. der Lagerungsdichte und vom Verhältnis Breite/Höhe des Fangedammes ab. Je höher die Lagerungsdichte des Füllmaterials ist, desto geringer wird die Beanspruchung der Stahlbauteile Spundwand und Anker (Bild 92). Der Einfluß des Füllmaterials ist bei den hier untersuchten Abmessungen größer als der Einfluß des Verhältnisses Breite/Höhe (Bild 93).

Für $b/h = 0,8$ und $b/h = 1,0$ unterscheiden sich Biegemomente und Ankerkräfte kaum. Diese Feststellung rechtfertigt den Berechnungsansatz der EAU (1975), mit dem der Zusatzerddruck aus seitlicher Wasserlast für übliche Fangedammabmessungen unabhängig vom Verhältnis b/h ermittelt wird.



Ankerkraft [kN/m]	dicht gelagerter Sand ($\psi' = 40^\circ$)	sehr dicht gelagerter Sand ($\psi' = 42,5^\circ$)
A_1	11,5	8,3
A_2	37,3	35,2

Bild 92 Biegemomente der luftseitigen Spundwand und Ankerkräfte in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte



Ankerkraft [kN/m]	b/h = 0.8	b/h = 1.0
A ₁	11,5	10,9
A ₂	37,3	35,2

Bild 93 Biegemomente der luftseitigen Spundwand und Ankerkräfte in Abhängigkeit vom Verhältnis Breite/Höhe

9.2.4 Vergleichsrechnung mit herkömmlichen Verfahren

Im Kapitel 2 der Arbeit wurde auf die Grundlagen und die Anwendung üblicher Berechnungsverfahren eingegangen. Für dicht gelagerten Sand ($\varphi' = 40^\circ$) und Seitenverhältnisse $b/h = 0,8$ bzw. $b/h = 1,0$ werden die Ergebnisse der herkömmlichen Verfahren und der FEM-Rechnung verglichen (Bild 94 und 95).

Im Gegensatz zu den herkömmlichen Verfahren treten bei der Berechnung mit der FE-Methode Erddruckumlagerungen zu den Ankerpunkten auf. Während der resultierende Erddruck nach Blum, EAU und FEM noch annähernd gleich ist, zeigt sich ein großer Unterschied in der Beanspruchung der Spundwand und der Anker (Bild 96).

Während die Größe der Biegemomente und der unteren Ankerkraft bei den herkömmlichen Verfahren i.a. überschätzt wird, ist die obere Ankerlage zu gering bemessen.

Die Ergebnisse von Jelinek/Ostermayer liegen für den gerechneten Gebrauchslastfall weit über denen der anderen Verfahren. Die von diesen Autoren in Abhängigkeit vom Reibungswinkel angegebenen hohen Fangedammkoeffizienten K_F (S.16) lassen sich zwar nachweisen, die senkrechten Spannungen σ_y sind jedoch erheblich geringer als die nach dem Verfahren von Jelinek/Ostermayer gerechneten.

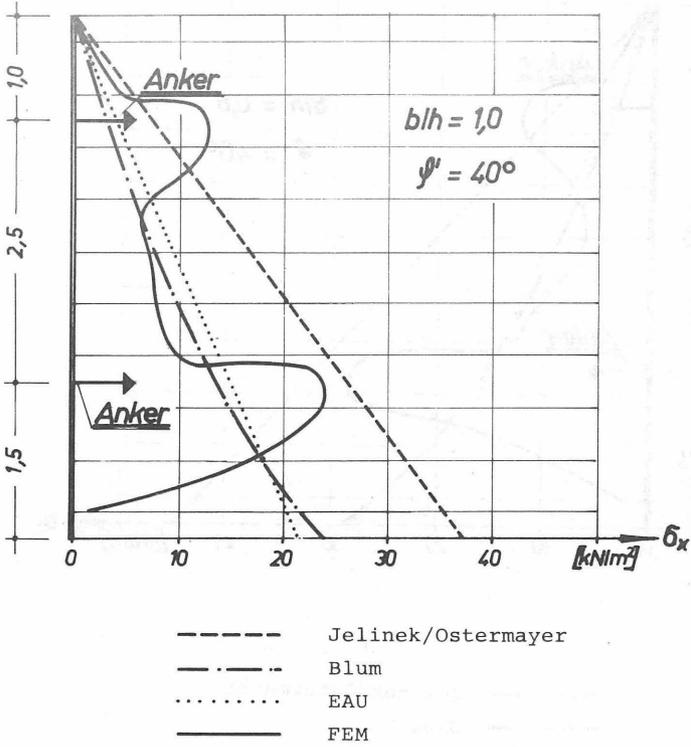
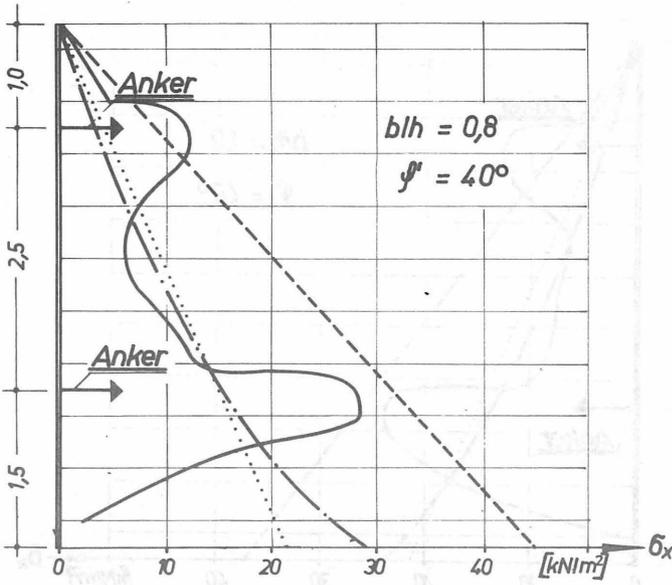
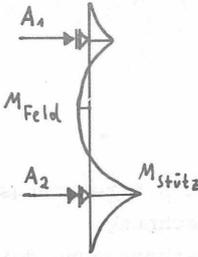


Bild 94 Verteilung der waagerechten Spannungen hinter der Spundwand



- Jelinek/Ostermayer
- · - · - Blum
- EAU
- FEM

Bild 95 Verteilung der waagerechten Spannungen hinter der Spundwand



- $E_{ah\ ges}$ = Resultierende des waagerechten Erddrucks auf die luftseitige Spundwand [kN/m]
- $M_{Stütze}$ = größtes Stützenmoment [kNm/m]
- M_{Feld} = größtes Moment im Feld [kNm/m]
- A_1 = Ankerkraft der oberen Lage [kN/m]
- A_2 = Ankerkraft der unteren Lage [kN/m]

Verfahren	$E_{ah\ ges}$ [kN/m]	$M_{Stütze}$ [kNm/m]	M_{Feld} [kNm/m]	A_1 [kN/m]	A_2 [kN/m]
Blum (1944)	60,2	-29,0	-0,66	-0,7	60,9
Jelinek/ Ostermayer (1967)	112,1	-45,4	-2,88	7,5	104,6
EAU (1975)	53,4	-21,6	-1,37	3,6	49,8
FEM	48,8	- 9,59	+1,46	11,5	37,3
Näherungs- verfahren (S. 138)	60,2	- 15,0	+3,5	18,2	42,0

a) $b/h = 0,8$

Verfahren	$E_{ah\ ges}$ [kN/m]	$M_{Stütze}$ [kNm/m]	M_{Feld} [kNm/m]	A_1 [kN/m]	A_2 [kN/m]
Blum (1944)	54,0	-24,8	-0,66	0,6	53,4
Jelinek/ Ostermayer (1967)	92,8	-37,6	-0,95	6,2	86,6
EAU (1975)	53,4	-21,6	-1,37	3,6	49,8
FEM	46,1	- 9,5	+1,29	10,9	35,2
Näherungs- verfahren (S. 138)	54,0	-13,7	+3,2	16,5	38,0

b) $b/h = 1,0$

Bild 96 Erddruck, Biegemomente und Ankerkräfte nach verschiedenen Rechenverfahren (dicht gelagerter Sand, $\varphi' = 40^\circ$)

9.2.5 Eigener Berechnungsvorschlag

Der Ansatz des Erddrucks nach den üblichen Berechnungsverfahren führt, wie in der Vergleichsrechnung (Kap. 9.2.4) gezeigt wurde, zu einer Überbemessung der unteren Ankerlage und der Spundwand und zu einer Unterbemessung der oberen Ankerlage.

Es wird daher ein Näherungsverfahren vorgeschlagen, das unter folgenden Voraussetzungen anwendbar ist:

a) Füllmaterial:

mitteldicht gelagerter Sand ($\varphi' = 35^\circ$)
bis mitteldicht gelagerter Kies ($\varphi' = 42,5^\circ$)

b) Geometrische Verhältnisse

Seitenverhältnisse b/h 0,75 ... 1,0

2 Ankerlagen

obere Ankerlage zwischen oberem Viertelpunkt
und oberem Drittpunkt

untere Ankerlage zwischen unterem Viertelpunkt
und unterem Drittpunkt

Spundwandprofile Larssen 22 ($J_x = 2,125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$
 $F = 1,55 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$)

bis

Larssen 24 ($J_x = 5,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$
 $F = 2,23 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$)

Die Größe des Gesamterddrucks wird für das Näherungsverfahren nach Blum berechnet (S.5)

$$e_{ah} = \gamma \cdot \gamma \cdot K_{ah} + \frac{\gamma_w \cdot \gamma^3}{l^2} \cdot K_{ah} \quad (G1.31)$$

$$E_{ah_{ges}} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{ah} \left(1 + \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{h^2}{2l^2} \right) \quad (G1.32)$$

Dieser Erddruck ist in der in Bild 97 dargestellten Form zu verteilen, wobei sich die Ordinate

e_{ah} mit

a_1 = Abstand der oberen Ankerlage
von der Oberkante des Fangedammes [m]

a_2 = Abstand der oberen Ankerlage
von der Unterkante des Fangedammes [m]

ergibt zu

$$e_{ah} = \frac{E_{ah_{ges}}}{\frac{a_1}{2} + a_2} \quad (G1.33)$$

An zwei Beispielen

a) $b/h = 0,8$ $\gamma' = 40^\circ$ (Bild 98)

b) $b/h = 1,0$ $\gamma' = 40^\circ$ (Bild 99)

werden die Unterschiede zwischen FEM-Rechnung und der Näherungslösung gezeigt (Bild 100). Diese Unterschiede sind gering, insbesondere im Vergleich mit den üblichen Berechnungsverfahren (Bild 96).

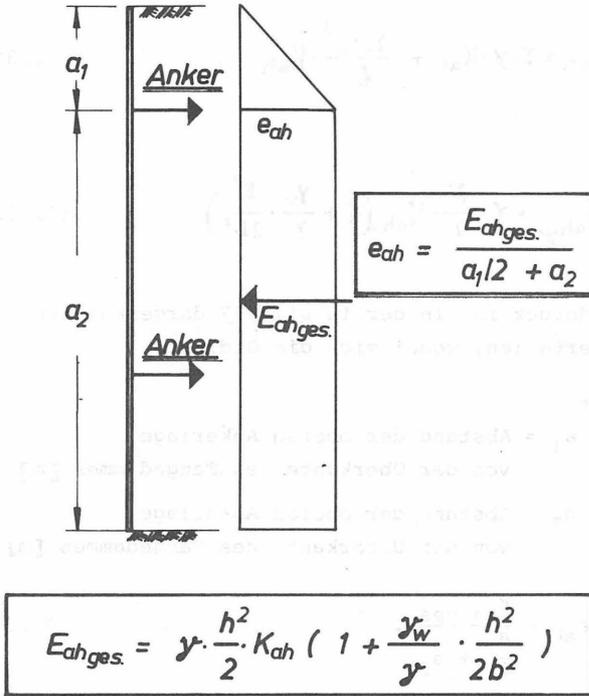


Bild 97 Verteilung des Gesamterddruckes auf die luftseitige Spundwand nach dem Naherungsverfahren

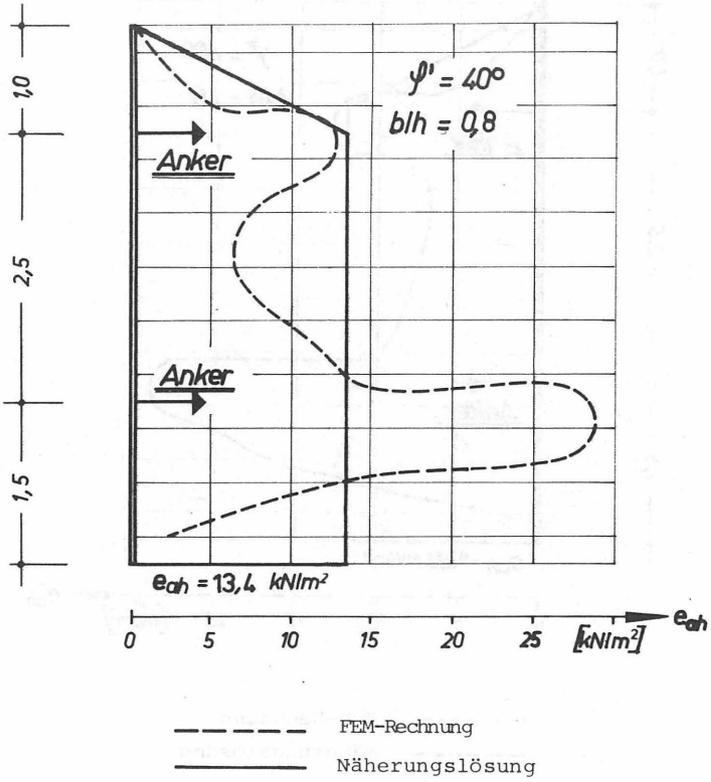


Bild 98 Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand nach FEM-Rechnung und Näherungslösung

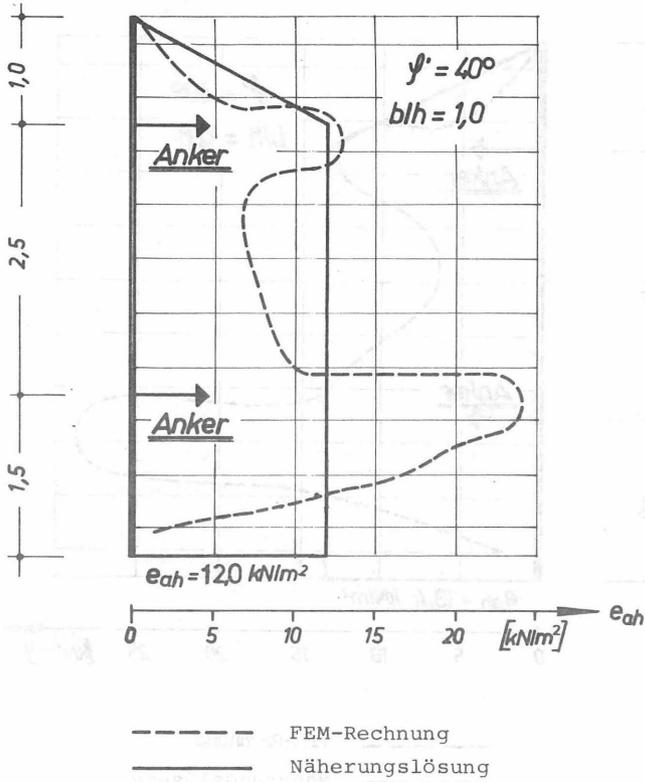
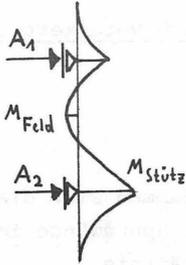


Bild 99 Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand nach FEM-Rechnung und Näherungslösung



- $E_{ah\ ges}$ = Resultierende des Erddrucks auf die luftseitige Spundwand [kN/m]
 $M_{Stütz}$ = größtes Stützenmoment [kNm/m]
 M_{Feld} = größtes Moment im Feld [kNm/m]
 A_1 = Ankerkraft der oberen Lage [kN/m]
 A_2 = Ankerkraft der unteren Lage [kN/m]

Verfahren	$E_{ah\ ges}$ [kN/m]	$M_{Stütz}$ [kNm/m]	M_{Feld} [kNm/m]	A_1 [kN/m]	A_2 [kN/m]
FE-Rechnung	48,8	-9,6	1,46	11,5	37,3
Näherungsverfahren	60,2	-15,0	+3,5	18,2	42,0

a) $b/h = 0,8$

Verfahren	$E_{ah\ ges}$ kN/m	$M_{Stütz}$ kNm/m	M_{Feld} kNm/m	A_1 kN/m	A_2 kN/m
FE-Rechnung	46,1	-9,5	1,29	10,9	35,2
Näherungsverfahren	54,0	-13,7	+3,2	16,5	38,0

b) $b/h = 1,0$

Bild 100 Erddruck, Biegemomente und Ankerkräfte nach FE-Rechnung und Näherungsverfahren (dicht gelagerter Sand, $\psi' = 40^\circ$)

9.3 In Lockergestein einbindender, einfach verankerter Fangedamm

9.3.1 Verschiebungen

Bei im Lockergestein einbindenden Fangedämmen sind die Verschiebungen durch die Einspannung der Spundwände im Untergrund geringer. Sie hängen vom Verhältnis Breite/Höhe (Bild 101), von der Bodenart bzw. ihrer Lagerungsdichte (Bild 102) und von der Steifigkeit der Spundwände ab.

Spundwandhöhe H [m]	Spundwandbreite B [m]	Verhältnis B/H	Verankerungstiefe t [m]	Verankerungswinkel α [°]	Verankerungstyp
12,0	3,0	0,25	3,0	45°	PE-Rohr
12,0	3,0	0,25	3,0	45°	PE-Rohr

Bild 101: Verschiebungen in Abhängigkeit von B/H und t/H

Spundwandhöhe H [m]	Spundwandbreite B [m]	Verhältnis B/H	Verankerungstiefe t [m]	Verankerungswinkel α [°]	Verankerungstyp
12,0	3,0	0,25	3,0	45°	PE-Rohr
12,0	3,0	0,25	3,0	45°	PE-Rohr

Bild 102: Verschiebungen in Abhängigkeit von Bodenart und Lagerungsdichte

Bild 101: Verschiebungen in Abhängigkeit von B/H und t/H .
 nach PE-Rechnung und NFO-Rechenverfahren
 (siehe geteilter Band, S. 10)

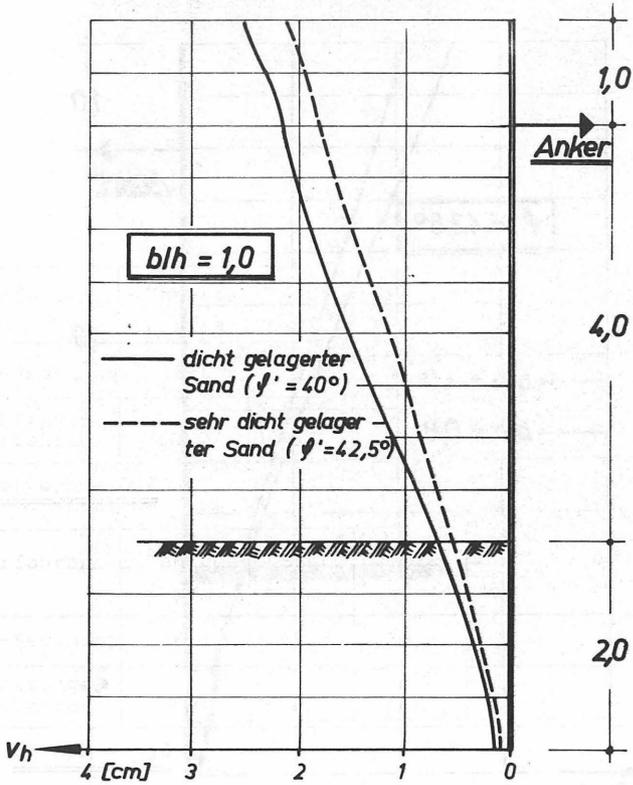


Bild 1o1 Waagerechte Verschiebungen der luftseitigen Spundwand in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Füllmaterials

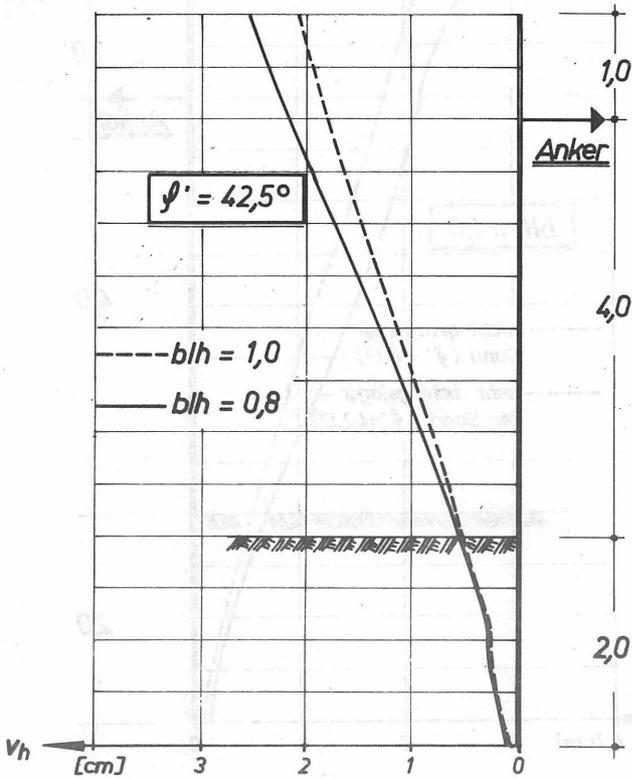


Bild 102 Waagerechte Verschiebungen der luftseitigen Spundwand in Abhängigkeit vom Verhältnis Breite/Höhe

9.3.2 Spannungen im Füllmaterial

Auch bei den waagerechten Spannungen hinter der luftseitigen Spundwand zeigen sich zwei Einflüsse:

1. Verhältnis Breite/Höhe des Fangedammes (Bild 103).
Der Gesamterddruck $E_{ah ges}$ ist bei einem Seitenverhältnis $b/h = 0,8$ ca. 15 % größer als bei einem Seitenverhältnis $b/h = 1,0$. Je schmaler der Fangedamm ist, desto geringer ist der Anteil des Zusatzerddruckes aus einseitiger Wasserlast, der über Reibung in den Untergrund abgeleitet wird.
2. Bodenart bzw. Lagerungsdichte (Bild 104).
Bei einem dicht gelagerten Sand ($\varphi' = 40^\circ$) ist der Gesamterddruck ca. 8 % größer als bei einem sehr dicht gelagerten Sand.

Wie auch beim Fangedamm auf Fels sieht man, daß die Verteilung des Erddruckes von den Verformungen der Wand abhängt. Beim im Lockergestein einbindenden, einfach verankerten Fangedamm konzentrieren sich die Spannungen über dem Ankeransatzpunkt, im Feld tritt eine Entlastung ein.

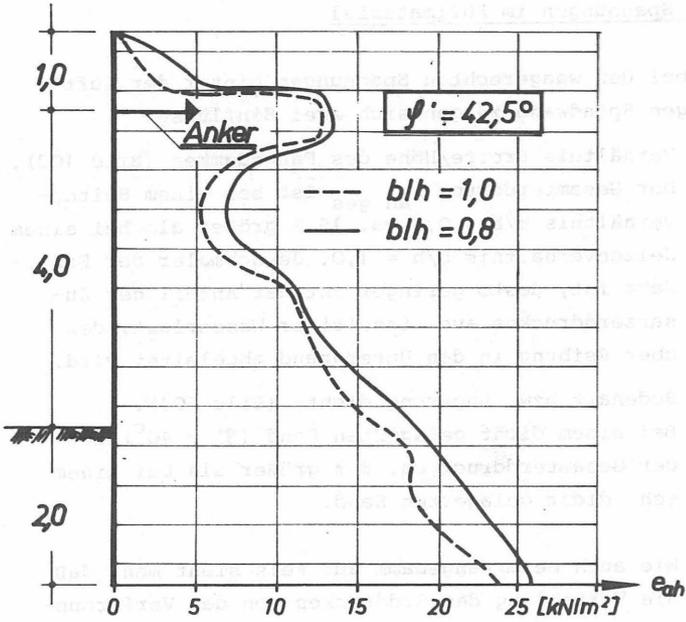


Bild 103 Gesamterddruck hinter der luftseitigen Spundwand in Abhängigkeit vom Verhältnis Breite/Höhe

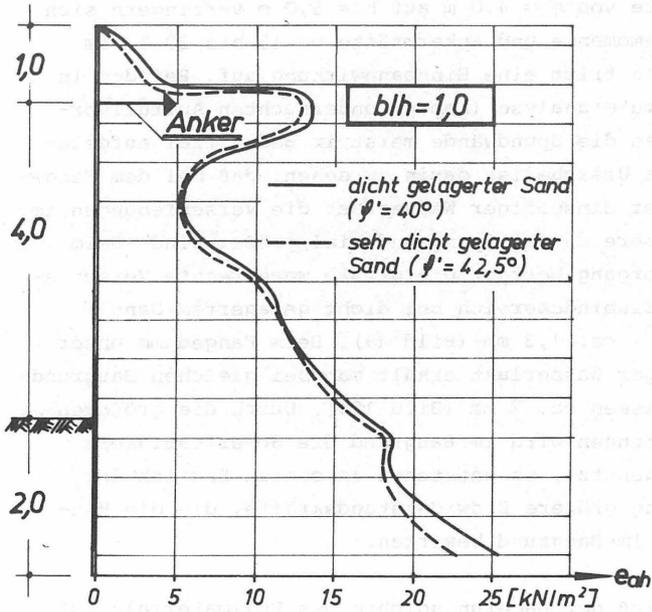
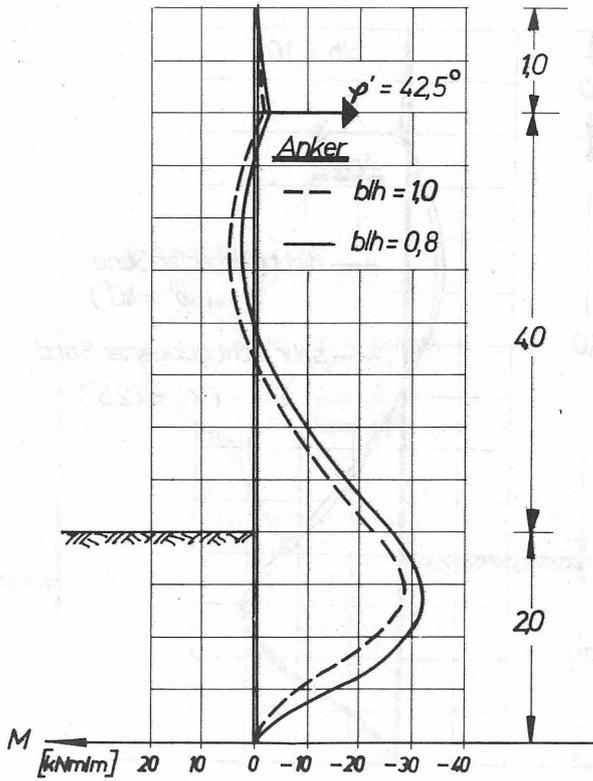


Bild 1o4 Gesamterddruck hinter der luftseitigen Spundwand in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Füllmaterials

9.3.3 Biegemomente und Ankerkräfte

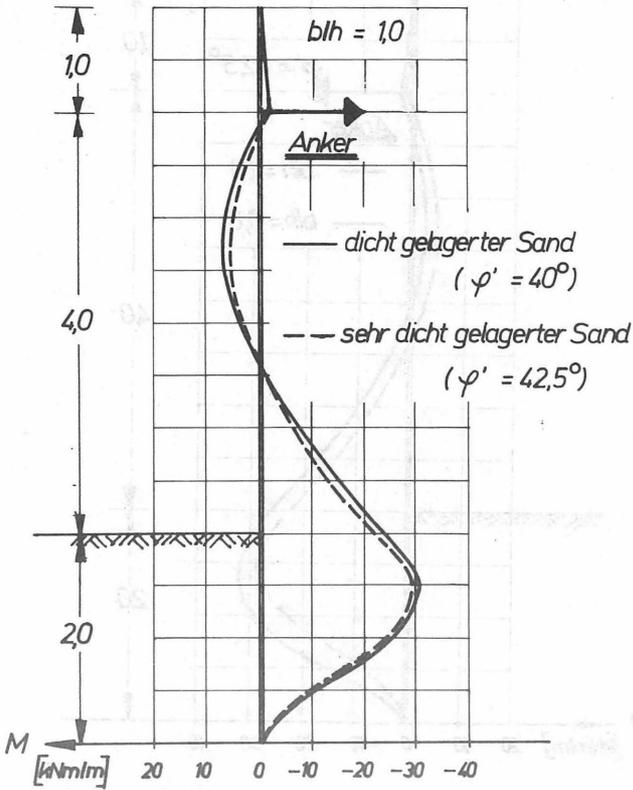
Die Biegemomente und Ankerkräfte nehmen mit größerer Breite des Fangedammes ab (Bild 105). Bei einer Zunahme der Breite von $b = 4,0$ m auf $b = 5,0$ m verringern sich die Biegemomente und Ankerkräfte um 15 bis 20 %. Im Untergrund tritt eine Einspannwirkung auf. Bei dem in der Parameteranalyse (Kap.6) untersuchten Auffüllvorgang waren die Spundwände meist im Boden frei aufgelagert. Die Ursache ist darin zu sehen, daß bei dem Fangedamm unter einseitiger Wasserlast die Verschiebungen im Einbindebereich der Spundwand viel größer sind. Beim Auffüllvorgang beträgt die größte waagerechte Verschiebung im Einbindebereich bei dicht gelagertem Sand ($\gamma' = 40^{\circ}$) ca. 1,3 mm (Bild 49). Beim Fangedamm unter einseitiger Wasserlast erhält man bei gleichen Baugrundverhältnissen ca. 7 mm (Bild 101). Durch die größeren Verschiebungen wird im Baugrund die Scherfestigkeit mehr ausgenutzt, es entstehen im oberen Bereich der Einbindung größere Erdwiderstandskräfte, die die Einspannung im Baugrund bewirken.

Der Einfluß der Lagerungsdichte des Füllmaterials ist in Bild 106 dargestellt. Die Unterschiede in den Biegemomenten und Ankerkräften betragen zwischen dicht gelagertem Sand und sehr dicht gelagertem Sand ungefähr 10 %.



	$b/h = 0,8$	$b/h = 1,0$
Ankerkraft [kN/m]	24,5	20,6

Bild 105 Ankerkraft und Biegemomente der luftseitigen Spundwand in Abhängigkeit vom Verhältnis Breite/Höhe



	dicht gelagerter Sand ($\varphi' = 40^\circ$)	sehr dicht gelagerter Sand ($\varphi' = 42,5^\circ$)
Ankerkraft [kN/m]	22,2	20,6

Bild 106 Ankerkräfte und Biegemomente der luftseitigen Spundwand in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte

9.3.4 Vergleichsrechnungen mit herkömmlichen Verfahren

9.3.4.1 Verschiebungen

Die Verschiebungen der luftseitigen Spundwand werden mit den Ergebnissen des Verfahrens von Nendza/Klein (1973) verglichen. Dieses Berechnungsverfahren wurde entwickelt, um die Kopfverschiebung tiefer, rückverankerter Baugruben abschätzen zu können. Danach setzt sich die Verschiebung eines Bodenkörpers, der durch Baugrubenwand und Ersatzankerwand in der Mitte der Verpreßkörper begrenzt ist, aus drei Anteilen zusammen (Bild 107).

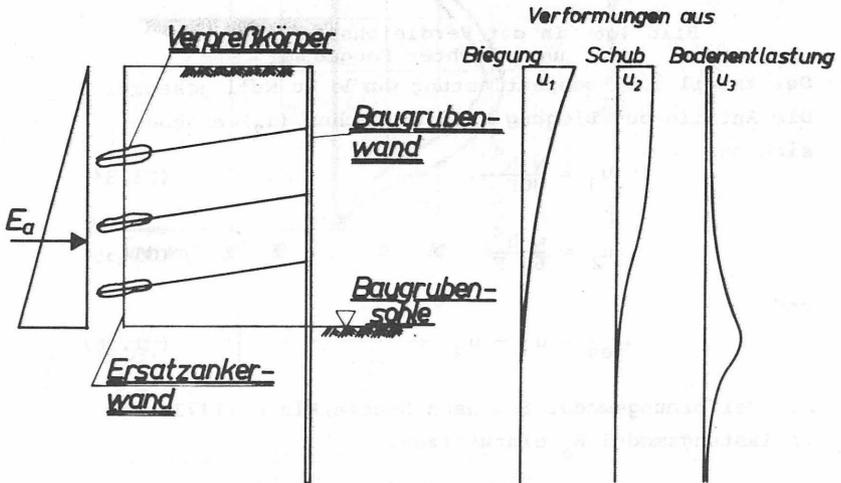


Bild 107 Verformungen des Ersatzfangedammes nach Nendza/Klein (1973)

Da dieses Verfahren eine starre Einspannung der Baugrubenwand in Höhe der Baugrubensohle voraussetzt, wurde die Vergleichsrechnung am im Bild 108 dargestellten System durchgeführt.

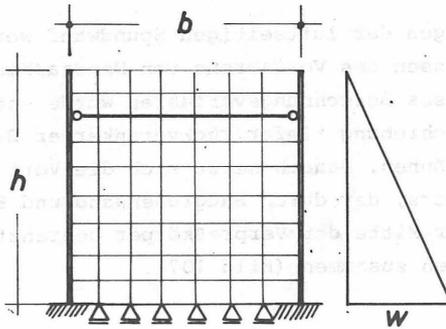


Bild 108 In der Vergleichsrechnung untersuchter Fangedamm

Der Anteil aus Bodenentlastung wurde zu Null gesetzt. Die Anteile aus Biegung (u_1) und Schub (u_2) ergeben sich zu

$$u_1 = \frac{w h^4}{30 E_e J} \quad (\text{Gl. 34})$$

$$u_2 = \frac{w h^2}{6 G F} \quad (\text{Gl. 35})$$

und

$$u_{\text{ges}} = u_1 + u_2 \quad (\text{Gl. 36})$$

Als Verformungsmodul ist nach Nendza/Klein (1973) der Entlastungsmodul E_e einzusetzen.

Durch den seitlichen Wasserdruck werden die waagerechten Spannungen im Fangedamm stärker erhöht als die senkrechten. Die Hauptspannungsdifferenz $\sigma_I - \sigma_{III}$ wird geringer, der Boden wird entlastet. Diese anschauliche Erklärung wurde mit der Finite-Elemente-Rechnung überprüft. Es zeigt sich, daß die Mehrzahl der Elemente durch den seitlichen Wasserdruck entlastet wird.

Für die Vergleichsrechnung nach Nendza/Klein werden Ent- bzw. Wiederbelastungsmoduli eingesetzt, die für die in der FEM-Rechnung verwendeten Bodenarten üblich sind (Ostermayer, 1977) (Bild 109).

Bodenart	Reibungswinkel $\varphi' [^\circ]$	Entlastungsmodul $E_c [MN/m^2]$
dicht gelagerter Sand	40	100
Sehr dicht gelagerter Sand	42,5	150

Bild 109 In der Vergleichsrechnung untersuchte Bodenarten

Bodenart	Verhältnis Breite/Höhe des Fangedammes	Waagerechte Kopfverschiebung des Fangedammes [mm] nach Nendza / Klein			
		durch Biegung	durch Schub	Gesamt	mit F E M
Dicht gelagerter Sand	0,6	4,6	1,9	6,5	5,79
	0,8	1,95	1,4	3,35	3,9
	1,0	1,0	1,1	2,1	3,45
Sehr dicht gelagerter Sand	0,6	3,07	1,27	4,34	4,49
	0,8	1,3	0,93	2,23	2,91
	1,0	0,67	0,73	1,4	2,25

Bild 110 Ergebnisse der Vergleichsrechnung

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnung (Bild 110) stimmen in der Größenordnung gut überein. Bei dem herkömmlichen Verfahren zeigt sich die große Bedeutung der Schubverformung bei zunehmendem Verhältnis Breite/Höhe des Fangedammes. Bei einem Verhältnis $b/h = 1,0$ überwiegt bereits die Schubverformung.

9.3.4.2 Beanspruchung der Spundwände und Anker

Im Gegensatz zu den herkömmlichen Verfahren tritt bei der FEM-Rechnung eine von den Verformungen der Spundwand abhängige Erddruckumlagerung zum Ankeransatzpunkt auf (Bild 111). Diese in der Praxis bekannte Tatsache wurde durch viele Messungen an Spundwänden nachgewiesen. Während der Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand nach Blum (1944) größer ist als bei der FEM-Rechnung, erhält man bei Blum eine kleinere Ankerkraft (Bild 112). Vergleicht man die Ergebnisse der herkömmlichen Verfahren mit denen der FEM-Rechnung, stellt man folgendes fest (Bild 112):

1. Das Verfahren von Jelinek/Ostermayer liefert in jedem Fall die größten Beanspruchungen. Sie liegen weit über denen mit den übrigen herkömmlichen Verfahren und der FE-Methode ermittelten Werten.
2. Der nach Blum und EAU berechnete Gesamterddruck liegt in der gleichen Größenordnung wie der mit der FE-Methode berechnete.
3. Die Ankerkräfte nach Blum und der EAU sind zu niedrig. Die Anker werden also prinzipiell unterbemessen.
4. Die Biegemomente im Einspannbereich liegen bei FEM, EAU und Blum in der gleichen Größenordnung.
5. Die Feldmomente sind bei den Verfahren von Blum und nach der EAU größer als bei der FEM-Rechnung.

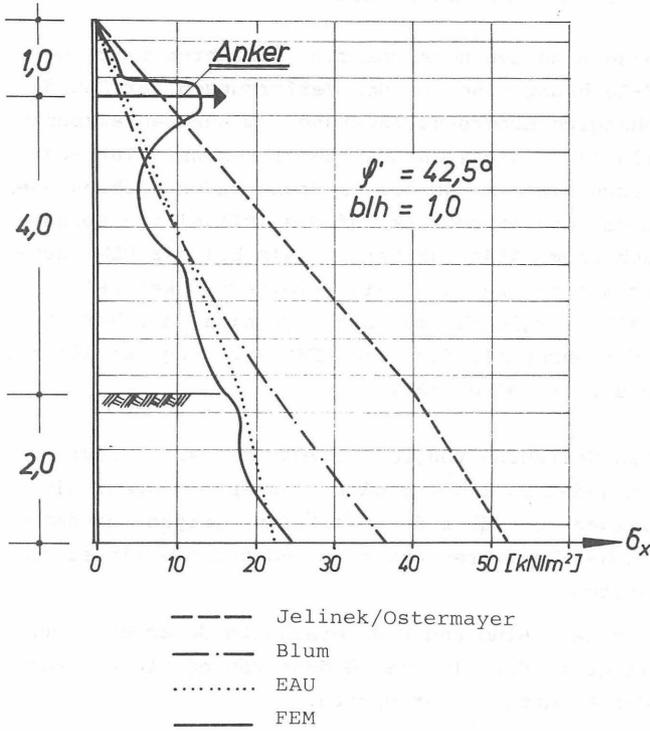
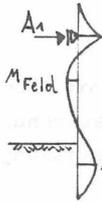


Bild 111 Verteilung der waagerechten Spannungen hinter der Spundwand



- $E_{ah\ ges}$ = Resultierende des waagerechten Erddrucks auf die luftseitige Spundwand [kN/m]
- $M_{Einspann}$ = Einspannmoment im Baugrund [kNm/m]
- M_{Feld} = größtes Feldmoment [kNm/m]
- A = Ankerkraft [kN/m]

Verfahren	$E_{ah\ ges}$ [kN/m]	$M_{Einspann}$ [kNm/m]	M_{Feld} [kNm/m]	A [kN/m]
Blum (1944)	127,0	-36	+19,5	17
Jelinek/ Ostermayer (1967)	235,9	-60	+66	55,5
EAU (1975)	89,7	-30	+15	18
FEM	94,3	-32,5	+ 3,1	24,5
Näherungs- verfahren (S. 160)	127,0	-33	+12	24,8

a) $b/h = 0,8$

Verfahren	$E_{ah\ ges}$ kN/m	$M_{Einspann}$ kNm/m	M_{Feld} kNm/m	A kN/m
Blum (1944)	107,5	-31,5	+16,5	15,5
Jelinek/ Ostermayer (1967)	193,7	-57	+48	45
EAU (1975)	89,7	-30	+15	18
FEM	81,0	-28,5	+ 4	20,6
Näherungs- verfahren (S. 160)	107,5	-29	+10,5	22,5

b) $b/h = 1,0$

Bild 112 Erddruck, Biegemomente und Ankerkraft nach verschiedenen Rechenverfahren (sehr dicht gelagerter Sand, $\gamma' = 42,5^\circ$)

9.3.5 Eigener Berechnungsvorschlag

Der Ansatz der Erddrucks nach dem Verfahren von Blum und nach der EAU führt, wie in der Vergleichsrechnung (Kap.9.3.4.2) gezeigt wurde, zu einer Unterbemessung der Ankerlage.

Es wird daher ein Näherungsverfahren vorgeschlagen, das unter folgenden Voraussetzungen anwendbar ist:

a) Füllmaterial

mitteldicht gelagerter Sand ($\varphi' = 35^\circ$)

bis mitteldicht gelagerter Kies ($\varphi' = 42,5^\circ$)

b) Geometrische Verhältnisse

Seitenverhältnisse b/h 0,75 ... 1,0

eine Ankerlage im oberen Drittel der Wand

Einbindetiefe $> 1/3$ der Wandhöhe

Spundwandprofile Larssen 22 ($J_x = 2,125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$
 $F = 1,55 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$)

bis

Larssen 24 ($J_x = 5,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$
 $F = 2,23 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$)

Der eigene Berechnungsvorschlag für Fangedämme im Lastfall Gebrauchslast empfiehlt folgende Vorgehensweise:

1. Die Größe des Gesamterddrucks wird nach dem Verfahren von Blum berechnet

$$e_{ah} = \gamma \cdot \gamma \cdot K_{ah} + \frac{\gamma_w \cdot \gamma^3}{\rho^2} \cdot K_{ah} \quad (\text{S.5}) \quad (\text{Gl.37})$$

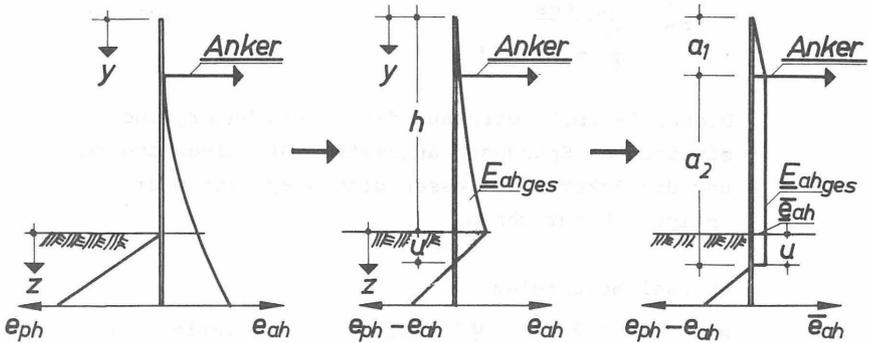
Wie die Vergleichsrechnung in Kap. 9.3.4.2 zeigt, stimmt die Größe des Gesamterddrucks nach Blum und FEM gut überein.

2. Den Erdwiderstand vor dem Fuß der luftseitigen Spundwand erhält man zu

$$e_p = \gamma \cdot z \cdot K_{ph} \quad (\text{Gl. 38})$$

(Bild 113).

3. Im Bereich der Einbindung werden Erddruck- und Erdwiderstandsordinaten überlagert. Man erhält den Belastungsnullpunkt in der Tiefe u .



a) Erddruckberechnung nach Blum

b) Überlagerung von Erddruck und Erdwiderstand im Einbindebereich

c) Umlagerung des Erddrucks bis zum Belastungsnullpunkt

Bild 113 Vorgehensweise nach dem Näherungsverfahren

4. Der aktive Erddruck hinter der Spundwand wird in der in Bild 113 gezeigten Form verteilt, um die in der FEM-Rechnung nachgewiesene Erddruckumlagerung zu berücksichtigen.

Die Ordinate \overline{e}_{ah} berechnet sich mit

a_1 = Abstand der oberen Ankerlage
von der Oberkante des Fangedammes [m]

a_2 = Abstand der oberen Ankerlage
vom Belastungsnullpunkt [m]

$$\overline{e}_{ah} = \frac{E_{ah} \text{ ges}}{\frac{a_1}{2} + a_2} \quad (Gl. 39)$$

5. Dieses Lastbild wird auf die in den Untergrund einbindende Spundwand angesetzt. Die Biegemomente und die Ankerkraft lassen sich graphisch oder analytisch berechnen.

An zwei Beispielen

- a) $b/h = 0,8$ $\varphi' = 42,5^\circ$ (Bild 114)
b) $b/h = 1,0$ $\varphi' = 42,5^\circ$

werden die Unterschiede zwischen FEM-Rechnung und der Näherungslösung gezeigt. Diese Unterschiede sind gering, insbesondere im Vergleich mit den üblichen Berechnungsverfahren (Bild 115).

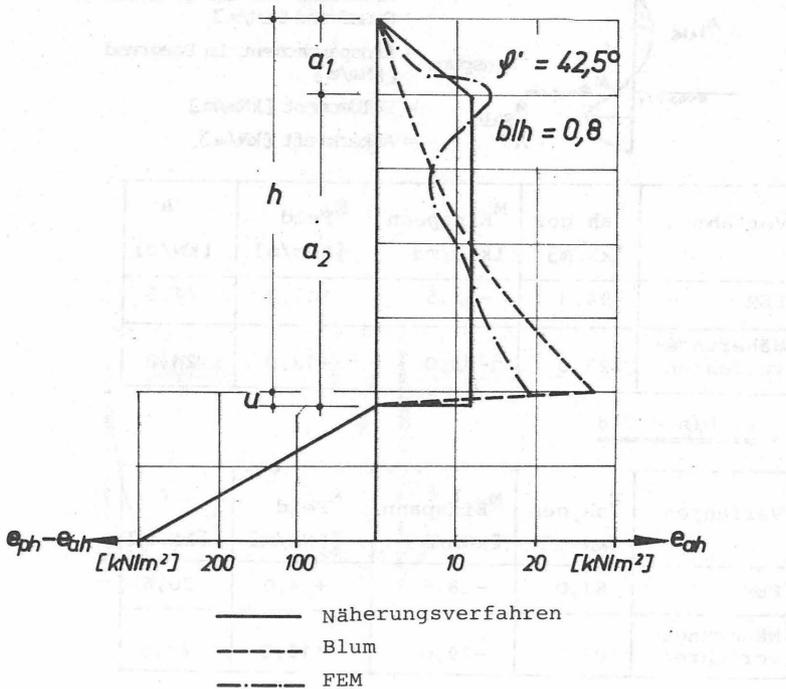
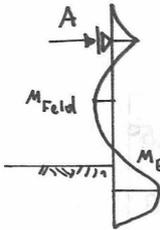


Bild 114 Gesamterddruck auf die luftseitige Spundwand nach Blum, FEM und Näherungsverfahren



$E_{ah\ ges}$ = Resultierende des waagerechten Erddrucks auf die luftseitige Spundwand [kN/m]

$M_{Einspann}$ = Einspannmoment im Baugrund [kNm/m]

M_{Feld} = Feldmoment [kNm/m]

A = Ankerkraft [kN/m]

Verfahren	$E_{ah\ ges}$ [kN/m]	$M_{Einspann}$ [kNm/m]	M_{Feld} [kNm/m]	A [kN/m]
FEM	94,3	-32,5	+ 3,1	24,5
Näherungs- verfahren	127,0	-33,0	+12,0	24,8

a) $b/h = 0,8$

Verfahren	$E_{ah\ ges}$ [kN/m]	$M_{Einspann}$ [kNm/m]	M_{Feld} [kNm/m]	A [kN/m]
FEM	81,0	-28,5	+ 4,0	20,6
Näherungs- verfahren	107,5	-29,0	+10,5	22,5

b) $b/h = 1,0$

Bild 115 Erddruck, Biegemomente und Ankerkraft nach FEM-Rechnung und Näherungslösung (sehr dicht gelagerter Sand, $\varphi' = 42,5^\circ$)

9.4. Sicherheit

9.4.1 Allgemeines

Blum (1944) und Jelinek/Ostermayer (1967) weisen darauf hin daß die Berechnung eines Fangedammes in zwei Schritten erfolgen muß:

- a) Berechnung der "inneren Sicherheit", d.h. Festlegen der Breite des Fangedammes unter der Voraussetzung, daß kein Bruch des Füllmaterials auftritt.
- b) Bemessung der Stahlbauteile (Anker und Spundwände).

Die "innere Sicherheit" wird jedoch von beiden Autoren verschieden festgelegt. Blum (1944) deutet als Bruch des Fangedammes, wenn in einem Punkt die Bruchbedingung verletzt ist, Jelinek/Ostermayer (1967) sehen einen Bruch erst dann, wenn der gesamte Fangedamm über gekrümmte Bruchflächen kippt.

Bevor darauf eingegangen wird, wie mit dem verwendeten Rechenmodell eine Analogie zu diesen Sicherheitsbetrachtungen hergestellt werden kann, wird zunächst erläutert, was die Sicherheit eines Fangedammes beeinflusst.

Folgende Versagensfälle, gegen die der entwerfende Ingenieur einen bestimmten Abstand - die Sicherheit - halten muß, können auftreten:

- a) Unbrauchbarkeit des Fangedammes wegen zu großer Verformungen
- b) Versagen der Anker
- c) Versagen der Spundwände
- d) Abheben des wasserseitigen Fußes
- e) Einsturz des Fangedammes.

Die Ergebnisse der statischen Berechnung, die der Sicherheitsbetrachtung zugrunde liegen, hängen, wie in der Parameteranalyse (Kap.6, 7 u.8) gezeigt wird, von einer Vielzahl von Einflüssen und Annahmen ab:

- a) Auftretende Lasten (z.B. Annahme über Höchstwasserstand)
- b) Form der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für das Füllmaterial
- c) Größe der Baugrundparameter
- d) Rechenverfahren
- e) Zutreffendes Erfassen der Randbedingungen.

Wenn bei jeder Einzelannahme eine Entscheidung zu Gunsten der Sicherheit getroffen wird, dann ist ein Schadensfall umso unwahrscheinlicher, je größer die Zahl der in der jeweiligen Berechnung kombinierten Einzelannahmen ist (Duddeck, 1972).

Viele dieser Annahmen, z.B. für die Bodenparameter, haben einen weiten Streubereich, andere, z.B. die Annahmen über die Randbedingungen, sind Entweder-Oder-

Entscheidungen.

Nur in seltenen Fällen ist der Streubereich eines Bodenparameters oder einer Lastannahme bekannt. Wegen der meist multiplikativen Verknüpfung der Einzeleinflüsse wird der Streubereich des endgültigen Ergebnisses um ein Vielfaches größer als der Streubereich eines Einzeleinflusses sein.

Duddeck (1972) schlägt gewichtete Teilsicherheiten für die einzelnen Annahmen vor und berechnet damit die Gesamtsicherheit.

Scheffler (1976) zeigt an einem Beispiel die Anwendbarkeit dieser Teilsicherheiten für eine abgesteifte Baugrubenwand. Er beschränkt sich hierbei allerdings auf einen möglichen Versagensfall, nämlich den Bruch der Spundwand. In einer Parameterstudie wird die Gesamtsicherheit unter Annahme verschiedener Teilsicherheiten für Bodenparameter und Lasten berechnet, wobei der Einfluß der Teilsicherheiten auf die Gesamtsicherheit nicht angegeben werden kann.

Dieses Vorgehen läßt sich auch auf das Problem des Fangedammes anwenden, wobei 2 Fragen auftreten:

- a) Wann befindet sich der Fangedamm im Bruch?
- b) Wie groß muß die erforderliche Sicherheit sein?

Zur Beantwortung dieser Fragen müssen meines Erachtens neben theoretischen Überlegungen die Ergebnisse von Messungen an Modellen oder bestehenden Bauwerken mit herangezogen werden.

9.4.2 Übliche Sicherheitsberechnungen

Für das vorliegende Rechenverfahren gibt es grundsätzlich die Möglichkeit, die Bruchzustände und Sicherheiten wie bei Blum oder Jelinek/Ostermayer zu definieren.

Nach Blum tritt ein Bruch ein, wenn in einem Punkt des Fangedammes die Bruchbedingung verletzt ist. Innerhalb des Füllkörpers gibt es Bereiche mit großen Sicherheitsreserven und Bereiche, in denen die Sicherheit einen Kleinstwert annimmt (Bild 6).

Diese Sicherheitsdefinition ist für nichtlineare Verhältnisse nicht anwendbar, da während der Belastungssteigerung eine Vielzahl von Elementen zu Bruch geht, deren nicht aufnehmbare Lasten aber auf andere Elemente des Fangedammes übertragen werden. Mit der Sicherheitsdefinition von Blum lassen sich lediglich die Bereiche, in denen Brüche auftreten, und diejenigen, in denen noch Sicherheitsreserven vorhanden sind, angeben (Bild 116). Die Größtwerte der Sicherheit liegen auf der Lastseite. Durch den seitlichen Wasserdruck wird die Spundwand zum Boden hin verschoben, im Füllmaterial werden die waagerechten Spannungen vergrößert, die Hauptspannungsdifferenz $\sigma_I - \sigma_{III}$ wird geringer und damit die Sicherheit gegen Bruch höher. Auf der Luftseite werden durch die Verschiebung der Spundwand die waagerechten Spannungen verringert und damit die Hauptspannungsdifferenz vergrößert. Dort treten die meisten Bruchelemente auf.

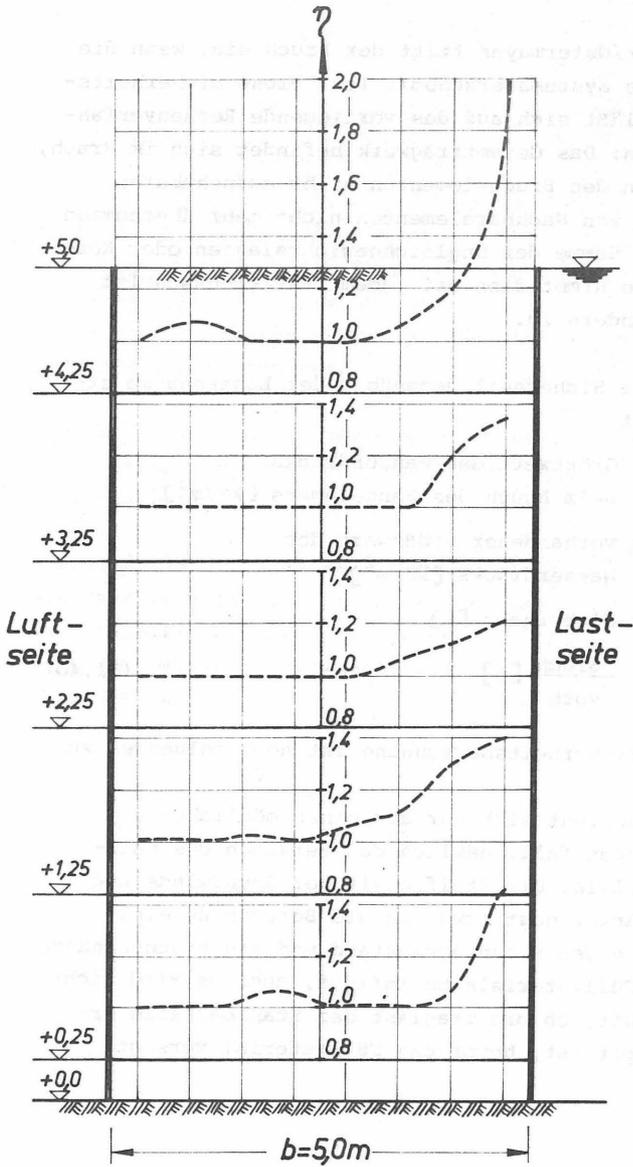


Bild 116 Verteilung der "Sicherheiten" η nach Blum im Füllmaterial

Nach Jelinek/Ostermayer tritt der Bruch ein, wenn die Traglast des Systems erschöpft ist. Diese Sicherheitsdefinition läßt sich auf das vorliegende Rechenverfahren anwenden: Das Gesamttragwerk befindet sich im Bruch, wenn die von den Bruchelementen nicht aufnehmbaren Lasten auch von Nachbarelementen nicht mehr übernommen werden. Die Summe der Ungleichgewichtslasten oder Korrekturkräfte nimmt dann bei jedem Iterationsschritt nicht ab sondern zu.

Als relative Sicherheit gegenüber der Lastannahme erhält man mit

$$\begin{aligned}w_{\text{Bruch}} &= \text{Größtwert des Wasserdrucks} \\ &\quad \text{beim Bruch des Fangedammes [kN/m}^2\text{]} \\ w_{\text{vorh}} &= \text{vorhandener Größtwert des} \\ &\quad \text{Wasserdrucks [kN/m}^2\text{]} \\ \eta &= \text{Sicherheit [-]} \\ \eta &= \frac{w_{\text{Bruch}}}{w_{\text{vorh}}} \quad \text{[-]} \quad \text{(Gl.40)}\end{aligned}$$

Zu dieser Sicherheitsberechnung ist noch folgendes zu bemerken:

- a) Sie bezieht sich nur auf einen möglichen Versagensfall, nämlich das Versagen des Füllmaterials. Die Steifigkeit der Spundwände und der Anker geht zwar in die Berechnung ein, da sie den Spannungszustand und das Bruchverhalten des Füllmaterials beeinflusst, aber es wird nicht geprüft, ob die Traglast der Stahlbauteile erschöpft ist, bevor das Füllmaterial versagt.

- b) Bei dem hier verwendeten Stoffgesetz wird die Querdehnungszahl ν als konstant angenommen. Aus dieser Vereinfachung folgt, daß mit steigender Hauptspannungsdifferenz auch der Kompressionsmodul gegen Null strebt.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Gl. 41})$$

$$\lim_{E \rightarrow 0} K = 0 \quad (\text{Gl. 42})$$

Der Boden verliert also rechnerisch seine Kompressionsfestigkeit. Da das nicht der Wirklichkeit entspricht - ein Bodenteilchen läßt sich unter dem Einfluß allseits gleicher Spannungen nicht über eine kritische Porenzahl verdichten - sind die errechneten Bruchlasten stets zu klein (Laumans, 1977).

Kay (1975) beschreitet einen anderen Weg zur Berechnung der Sicherheit. Er untersucht bei Kreiszellenfangedämmen den Versagensfall "Überschreiten der Schloßzugfestigkeit". Als veränderliche Größen, die als normalverteilt angenommen werden, führt er den Erddruckbeiwert K_{ah} und die Wichte γ ein. Für verschiedene Höhen und Wasserdruckverhältnisse werden Versagenswahrscheinlichkeiten angegeben. Kay hält die Sicherheitsangabe $\eta = 1,5$ oder $\eta = 2,0$ für zu wenig aussagekräftig. Er schlägt deshalb Versagenswahrscheinlichkeiten vor (z.B. 1 : 1.000), die dem Ingenieur oder Bauherrn mehr über die "Sicherheit" des Bauwerks aussagen.

9.4.3 Eigene Überlegungen

Bei der Berechnung der Sicherheit von Fangedämmen muß folgendes berücksichtigt werden:

1. Die Berechnung muß alle möglichen Versagensfälle erfassen. Sie darf sich nicht auf einen Fall (z.B. Bruch des Füllmaterials) beschränken.
2. Die Traglast eines Fangedammes wird durch folgende Größen bestimmt:

- Bruchfestigkeit der Spundwände
- Bruchfestigkeit der Anker
- Bodenmechanische Eigenschaften des Füllmaterials und des Untergrundes
- Geometrische Abmessungen

Die Bruchfestigkeit der Stahlbauteile und die Bodenparameter haben einen Streubereich, der meist nicht ermittelt wird. Der Einfluß dieser Parameter auf die Traglast des Systems ist unterschiedlich. Eine Verringerung des Reibungswinkels um 20 % verändert die Spannungen viel mehr als die Verringerung des Bruchquotienten (S. 33) um 20 %.

Die Parameteranalyse in Kap.6 kann ein erster Schritt sein, um den Einfluß der verschiedenen Bodenparameter mit Gewichten zu versehen.

3. Im Gegensatz zu den meisten Bauwerken des Hoch- und Tiefbaus ist beim Fangedamm die von außen wirkende Last (Wasserdruck) genau bekannt. Daher ist es unzumutbar, eine auf die Last bezogene Sicherheit anzugeben. Wesentlich besser ist der von Kay (1975) gemachte Vorschlag (S. 171).

Wenn die Häufigkeitsverteilungen aller die Traglast des Fangedammes bestimmenden Größen bekannt sind, lassen sich Versagenswahrscheinlichkeiten angeben, die mehr über die "Sicherheit" des Bauwerks aussagen als eine auf eine beliebige Größe (z.B. den Reibungswinkel) bezogene Sicherheit.

10. Nachrechnung von Modellversuchen

10.1 Allgemeines

In der Literatur werden nur wenige Ergebnisse von Messungen an Modellen oder an ausgeführten Fangedämmen angegeben. Weiss (1972) berichtet über einen provisorischen Fangedamm in Basel, Mazurkiewicz (1972) über einen Seehafen des Baltikums. In beiden Veröffentlichungen sind jedoch zu wenig Angaben über die Bodenverhältnisse oder die gemessenen Größen gemacht, so daß eine Nachrechnung nicht oder nur näherungsweise möglich war. Kratochwilla (1965) erläutert die Messungen an einem Modellfangedamm, die anlässlich des Baus eines Fangedammes des Donaukraftwerkes Ybbs-Persenbeug 1942 durchgeführt wurden. Die in diesem Bericht angegebenen Ergebnisse lassen sich mit dem Finite-Element-Programm nachrechnen.

10.2 Modellfangedamm

Der Modellfangedamm bestand aus einer Kiesfüllung und zwei Spundwänden (Profil Larssen II-neu), die durch Rundstahlanker in 1,33 m und 3,67 m Höhe über der Betonsohle miteinander verbunden waren (Bild 117).

Die Länge des Versuchsfangedammes betrug 20 m. Die Wichte der Kiesfüllung ist mit $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ angegeben, der Reibungswinkel mit $\psi' = 32,5^\circ$.

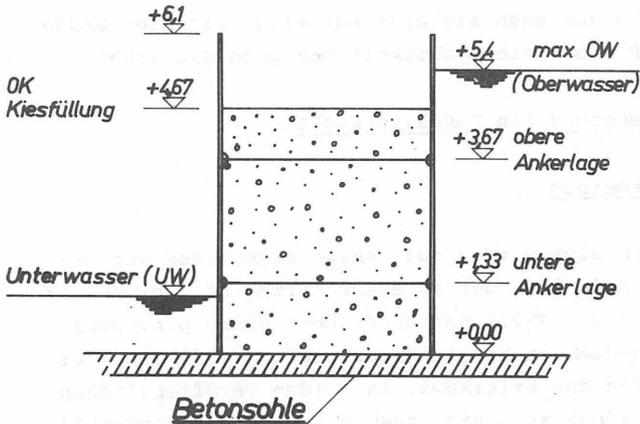


Bild 117 Querschnitt des Versuchsfangedammes

Folgende Größen wurden gemessen:

- a) Verteilung der Bodendrücke
- b) Verkippung der Spundwand
- c) Ankerkräfte

Über die Größe des Erddrucks und die Beanspruchung der Spundwände liegen keine Meßergebnisse vor.

10.3 Vergleich der gemessenen und gerechneten Größen

10.3.1 Allgemeines

Aus den insgesamt 26 Versuchen, die bei verschiedenen Ober- und Unterwasserständen durchgeführt wurden, sind drei für die Vergleichsrechnung ausgewählt worden:

1. Auffüllvorgang ($OW = 0$, $UW = 0$)
2. Absenkung des Unterwassers auf 1,70 m
($OW = +4,67$ m)
3. Absenkung des Unterwassers auf 0,33 m
($OW = +4,67$ m).

10.3.2 Auffüllvorgang

Durch den Einfluß der Wandreibung verteilen sich die Bodenpressungen nicht gleichmäßig über die Breite des Fangedammes (Bild 118).

Sowohl im Versuch als auch in der Berechnung ist eine deutliche Abnahme der senkrechten Spannungen zu den Spundwänden hin festzustellen. Das Füllmaterial hängt sich an den Wänden auf, ein Teil der Lasten wird über Normalkräfte der Wände in die Betonsohle geleitet. Dieser Anteil beträgt bei der FEM-Rechnung etwa 25 %, im Versuch ca. 12 %. Dieser Unterschied läßt sich damit erklären, daß bei der Rechnung eine starre Kopplung zwischen Wand und Boden angenommen wurde. Wie in der Parameteranalyse (Kap.6.8) gezeigt wurde, läßt sich durch Wahl der Tangentialsteifigkeit der Kontaktelemente der Einfluß der Wandreibung rechnerisch erfassen.

Die Verkippung wurde im Versuch für den Auffüllvorgang nicht ermittelt. Die Summe der gemessenen Ankerkräfte betrug 45 kN/m, die Rechnung ergab 40 kN/m. In der Verteilung dieser Kräfte auf obere und untere Ankerlage treten zwischen Berechnung und Versuch Abweichungen um ca. 25 % auf.

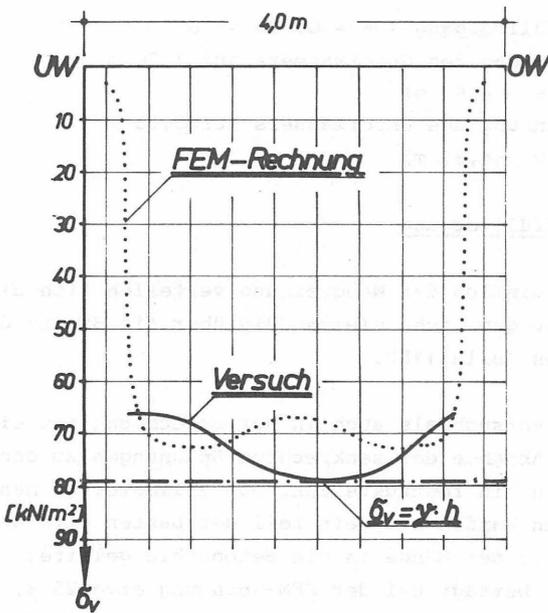


Bild 118 Senkrechte Spannungen in der Sohle des Fangedammes

10.3.3 Absenkung des Unterwassers auf + 1,70 m
(Oberwasserstand + 4,67 m)

Sowohl im Versuch als auch in der FEM-Rechnung ergibt sich ein anderer Verlauf der senkrechten Spannungen als er nach dem Spannungstrapezverfahren (Blum, 1944) zu erwarten ist (Bild 119).

Die nach dem Spannungstrapezverfahren berechneten Sohldrücke σ_v mit

G = Gewicht des Fangedammes [kN/m]

b = Breite des Fangedammes [m]

e = Außermittigkeit der angreifenden Kräfte [m]

$$\sigma_v = \frac{G}{b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Gl. 43})$$

sind an der zum Unterwasser stehenden Spundwand zu groß. Ein Teil der senkrechten Zusatzspannungen aus der seitlichen Wasserlast wird über Wandreibung auf die Spundwände übertragen, was sowohl im Versuch als auch bei der FEM-Rechnung zu einer deutlichen Abnahme der senkrechten Spannungen im Füllkörper führt. Der Größtwert der Sohlspannungsverteilung liegt etwa in dem dem Unterwasser zugewandten Drittelpunkt des Fangedammes.

Der Modellfangedamm neigt sich bei diesem Lastfall um etwa 27'.

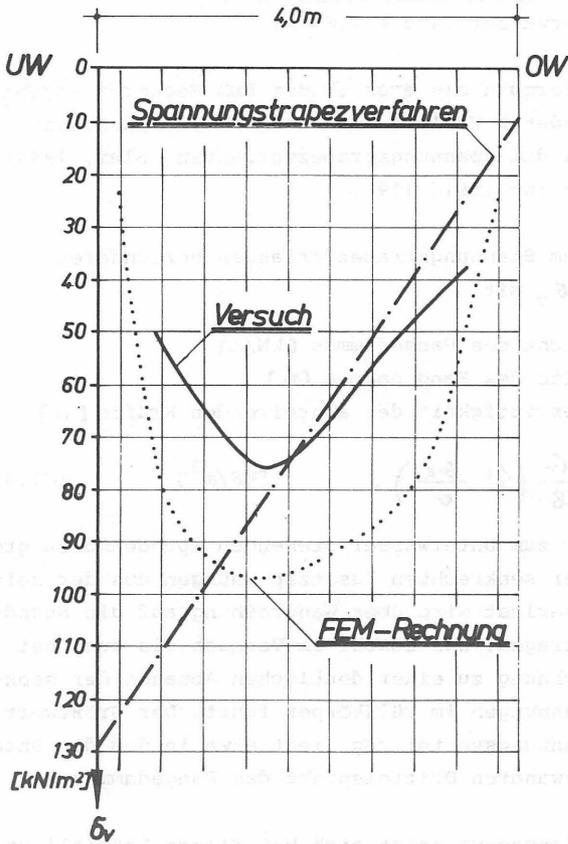


Bild 119 Senkrechte Spannungen in der Sohle des Fangedammes
(OW=+4.67m, UW=+1.0 m)

Die rechnerische Verkipfung beträgt $1,18^\circ$. Diese unterschiedlichen Spundwandverdrehungen lassen sich mit den Randbedingungen erklären, die in Versuch und Rechnung abweichen. Während im Versuch Spundwände und Füllmaterial sich relativ gegenüber der Betonsohle verschieben konnten, sind bei der Rechnung Boden und Wand an die Betonsohle gekoppelt. Die waagerechten Verschiebungen des Fußes werden zu Null und damit die Wandverdrehungen größer (Bild 120).

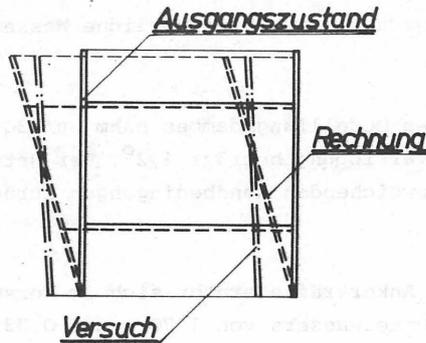


Bild 120 Verschiebungen des Fangedammes in Versuch und Rechnung

Die Summe der Ankerkräfte beträgt im Versuch 50 kN/m , in der Rechnung ergeben sich 44 kN/m . Auch hier ist festzustellen, daß der untere Anker im Versuch ca. 20 % weniger Last bekam als in der Rechnung.

10.3.4 Absenkung des Unterwassers auf 0,33 m

(Oberwasserstand + 4,67 m)

Ausgehend vom Spannungs- und Verformungszustand, der sich bei einer Absenkung des Unterwassers auf 1,70 m eingestellt hatte, wurde eine weitere Absenkung auf 0,33 m durchgerechnet und mit den Versuchsergebnissen verglichen.

Die Bodenpressungen erhöhen sich entsprechend der Zunahme des Raumbewichts im Füllkörper durch den Absenkvorgang und durch die größere seitliche Wasserlast (Bild 121).

Die Neigung des Modellfangedammes nahm auf 30' zu. Die rechnerische Verkippung beträgt $1,2^{\circ}$. Der Unterschied ist auf die abweichenden Randbedingungen zurückzuführen (Kap. 10.3.3).

Die Summe der Ankerkräfte erhöht sich im Versuch bei Absenken des Unterwassers von 1,70 m auf 0,33 m geringfügig von 50 kN/m auf 51 kN/m. In der Berechnung erhöhen sich die Ankerkräfte von 44 kN/m auf 44,6 kN/m.

10.3.5 Vergleich mit üblichen Berechnungsverfahren

(s. Kap. 2.6)

Die Ankerkräfte des Modellfangedammes werden für das Absenken des Unterwassers auf 0,33 m mit den Werten aus üblichen Berechnungsverfahren verglichen.

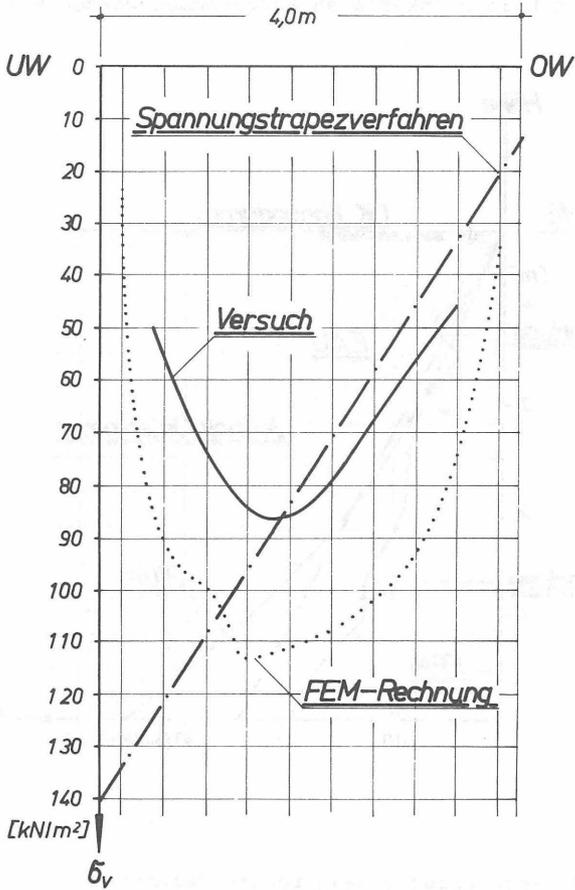


Bild 121 Senkrechte Spannungen in der Sohle des Fangedammes (OW=+4.67m, UW=+0.33m)

Bild 122 zeigt die waagerechte Belastung der Spundwand, die von den beiden Ankerlagen aufgenommen werden muß.

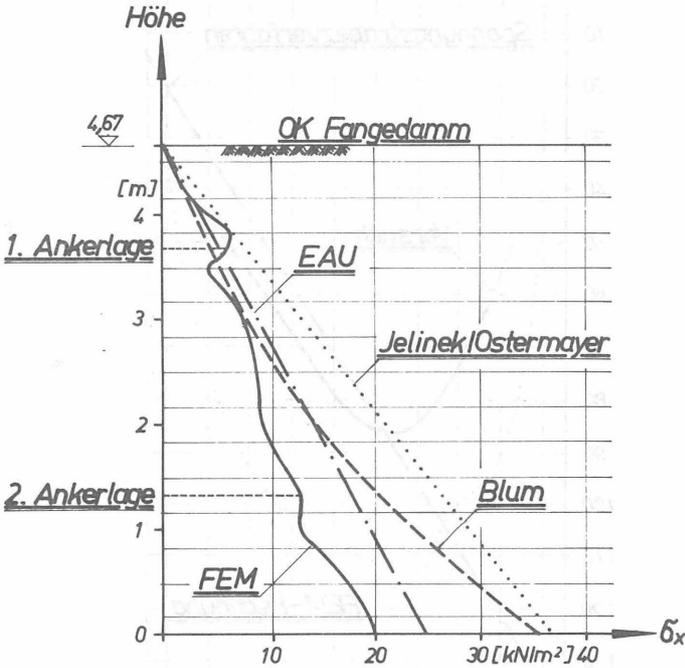


Bild 122 Rechnerische waagerechte Belastung der Spundwand des Modellfangedammes

Man kann hierbei erkennen, daß die Ergebnisse der EAU gut mit den gemessenen Werten übereinstimmen, während das Verfahren von Jelinek/Ostermayer für die Spundwand sehr große Beanspruchungen ergibt, die erheblich von den gemessenen und den mit den üblichen Verfahren berechneten Werten abweichen (Bild 123).

	Versuch	Blum	E A U	Jelinek/ Ostermayer	FEM- Rechnung
Anker- kraft [kN/m]	51	64,75	57,9	85,2	44,6

Bild 123 Von den Ankeren aufzunehmende Erddruckkraft [kN/m]

10.3.6 Ergebnis der Vergleichsrechnung

Die Vergleichsrechnung zeigt eine recht gute Übereinstimmung zwischen rechnerischen und gemessenen Größen. Abweichungen lassen sich durch die Randbedingungen erklären, die in Versuch und Rechnung nicht völlig übereinstimmen. Hinzu kommt, daß als Stoffparameter des Versuchsbodens nur der Reibungswinkel φ' gegeben war. Die für das Stoffgesetz erforderlichen Bodenkennwerte mußten abgeschätzt werden. Das Rechenverfahren erwies sich als recht brauchbar, um das Spannungs- und Verformungsverhalten eines Modellfangedammes nachzurechnen.

Leider gibt es in der Literatur zu wenig brauchbare Ergebnisse von Modell- und Feldversuchen. Um die mit einem Rechenmodell ermittelten Größen überprüfen zu können, müssen bei Modell- und Feldversuchen außer den Verformungen auch die waagerechten und senkrechten

Spannungen, die Ankerkräfte, die Normalkräfte und die Biegemomente der Spundwände gemessen werden.

11. Zusammenfassung

Da die Ergebnisse der üblichen Berechnungsverfahren für Fangedämme erheblich voneinander abweichen (Bild 124), wird das Spannungs- und Verformungsverhalten von Fangedämmen mit einem neuen Berechnungsverfahren, das auf der Methode der Finiten Elemente beruht, ermittelt. Das Verhalten des Bodens wird durch das nichtlineare Stoffgesetz von Duncan und Chang (1970) berücksichtigt.

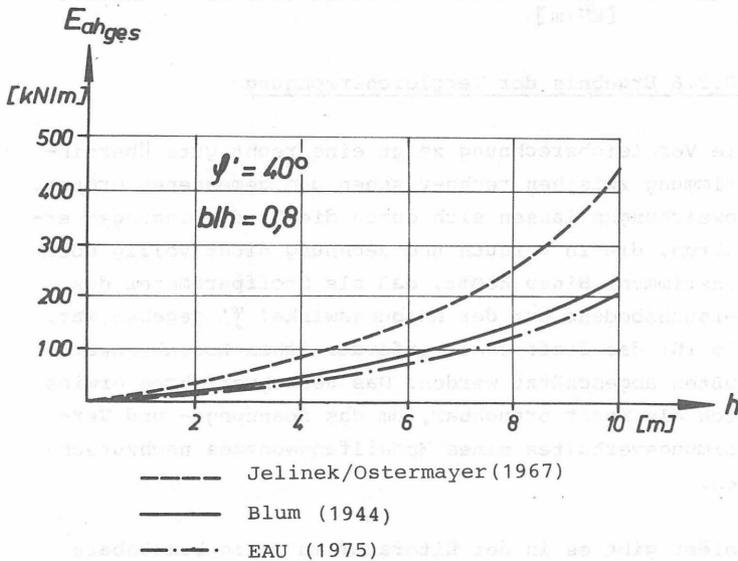


Bild 124 Erddruck $E_{ah\ ges}$ aus Füllung und einseitiger Wasserlast auf die luftseitige Spundwand in Abhängigkeit von der Höhe des Fangedammes

Um zu überprüfen, wie sehr die Wahl der Stoffkenngrößen die Ergebnisse beeinflusst, wird eine Parameteranalyse durchgeführt. Die Bodenkennwerte werden innerhalb der für das Füllmaterial von Fangedämmen üblichen Werte verändert. Als Ergebnis dieser Parameteranalyse kann festgehalten werden:

1. Der Einfluß der Bodenparameter auf die Verformungen ist wesentlich größer als auf die Spannungen
2. Spannungen und Verformungen werden vor allem durch den Reibungswinkel φ' und die Querdehnungszahl ν bestimmt.

An mehreren Fangedämmen werden Spannungen und Verformungen berechnet und mit herkömmlichen Verfahren verglichen. Aus diesen Untersuchungen ergibt sich folgendes:

1. Die waagerechten Verformungen von Fangedämmen hängen vom Verhältnis Breite/Höhe, den Eigenschaften des Füllmaterials und von den Randbedingungen ab.

Bei in den Untergrund einbindenden Fangedämmen sind die Kopfverschiebungen für die üblichen Spundwandprofile ca. 50 % kleiner als bei Fangedämmen, die auf einen felsigen Untergrund aufgestellt sind.

2. Maßgebend für die Wahl des Spundwandprofils ist stets die luftseitige Wand. Die Beanspruchung der wasserseitigen Wand ist immer geringer. Man könnte daher für die wasserseitige Wand schwächere Profile wählen.

3. Erddruck und Zusatzerddruck auf die luftseitige Wand lassen sich der Größe nach durch die Bemessungsverfahren von Blum (1944) oder der EAU (1975) erfassen, die Verteilung nach der FE-Berechnung weicht jedoch erheblich von diesen Verfahren ab. Über den Ankerpunkten konzentriert sich der Erddruck, im Feld der Spundwände tritt wegen der größeren Verformung eine Entlastung ein.

Für zweifach verankerte Fangedämme auf Fels und einfach verankerte, in Lockergestein einbindende Fangedämme wird ein einfaches Bemessungsverfahren angegeben. Die Größe des Erddrucks auf die luftseitige Spundwand wird dabei nach dem Verfahren von Blum berechnet. Die Erddruckumlagerung wird durch den Ansatz eines gegenüber dem Verfahren von Blum veränderten Lastbildes berücksichtigt.

Die Ergebnisse der FE-Rechnung werden mit Messungen an einem Modellfangedamm verglichen, wobei sich gute Übereinstimmung zeigt.



