

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Author's Postprint

Fleischer, Helmut; Schlegel, Roger; Eckardt, Stefan Standardsicherheitsberechnungen an bestehenden Gewichtsstützwänden

Bautechnik

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/110802>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Fleischer, Helmut; Schlegel, Roger; Eckardt, Stefan (2020): Standardsicherheitsberechnungen an bestehenden Gewichtsstützwänden. In: Bautechnik 97 (6). S. 387-394.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.

Verwertungsrechte: Alle Rechte vorbehalten

Erstveröffentlichung in Bautechnik Band 97, Heft 6 (2020).
S. 387-394. Verfügbar unter <https://doi.org/10.1002/bate.202000015>

Standsticherheitsberechnungen an bestehenden Gewichtsstützwänden

Helmut Fleischer^a, Roger Schlegel^b, Stefan Eckardt^b

^a Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

^b Dynardo GmbH an ANSYS Company

Abstract: Große Teile älterer Wasserbauwerke bestehen aus massigen Gewichtsstützwänden. Die Bauweise ist durch teilweise mehrere Meter mächtige Querschnitte aus unbewehrtem Beton oder Mauerwerk gekennzeichnet. Neben Erddruck und Einwirkungen aus dem Anlagenbetrieb sind oft hohe Wasserlasten aufzunehmen. Statische Nachrechnungen nach geltendem Regelwerk mit den üblichen vereinfachten Ansätzen führen fast immer zu rechnerischen Standsticherheitsdefiziten, aus denen wiederum aufwendige statische Verstärkungsmaßnahmen oder gar Ersatzneubauten resultieren. Defizite ergeben sich vor allem aus der Vernachlässigung des mehrdimensionalen Spannungs- bzw. Dehnungszustands und dem sehr konservativen Ansatz für den im Bauteilinneren wirkenden Riss- und Porenwasserdruck nach geltender Norm. Im folgenden Beitrag wird anhand erster numerischer Analysen an einem zweidimensionalen FE-Stützwandmodell unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Rissbildung und Verteilung des inneren Wasserdrucks gezeigt, dass mit einer genaueren Erfassung der statischen Verhältnisse rechnerische Sicherheitsreserven klar nachweisbar sind. Es ist empfehlenswert, diese Untersuchungen fortzuführen und auf eine größere Modellpalette auszudehnen, um zu verallgemeinerungsfähigen Aussagen zu kommen und damit die Basis zur Aufwertung des in der Praxis gängigen Ingenieurmodells zu schaffen.

Stichworte: Gewichtsstützwand; Rissdruck; Porenwasserdruck; Lieckfeldt-Nachweis; FE-Analyse

Abstract: Stability calculations for existing gravity retaining walls

Many parts of older waterway structures consist of gravity retaining walls. The construction is characterized by cross-sections, several meters thick, consisting of unreinforced concrete or masonry. Besides earth pressure and impacts caused by operation, frequently high water loads have to be borne. Static recalculations, applying the existing standards using the normal simplified approach, almost always lead to theoretical deficits regarding structural stability. These, in turn, result in expensive structural reinforcement measures or even replacement constructions. Deficits result especially from neglecting the multidimensional stress and strain states and the very conservative approach of the inner water pressure in form of crack and pore water pressure in accordance with the applicable standards. This article uses the example of numerical analyses performed in a two-dimensional FE-model of a retaining wall, taking into account the interaction between crack formation and distribution of the inner water pressure for each variation considered, to show that calculatory safety margins are clearly detectable. It is recommended to extend the scope of the analysis to a wider range of models, in order to confirm the gained findings as well as to upgrade on this basis the engineering model in common practice.

Keywords: gravity retaining wall; crack and pore water pressure; Lieckfeldt-approach; FE-analysis

1 Einleitung

Gewichtsstützwände sind geotechnische Bauwerke zur Absicherung von Geländesprüngen, deren Tragwiderstand maßgebend vom Eigengewicht bestimmt wird. Allgemein wird zwischen massigen Wänden mit großen Querschnittsabmessungen (mitunter als Schwergewichtswände bezeichnet) und gegliederten, ggf. mit Spornen versehenen Konstruktionen wie Winkelstütz-, Raumgitterwände u. a. unterschieden. In diesem Aufsatz geht es um die erstgenannte Bauform, die überwiegend aus unbewehrtem Beton oder aus Mauerwerk besteht und die heute im Neubaubereich kaum noch zur Anwendung kommt. Im Bestand ist die Situation anders, da solche massigen Gewichtsstützwände oft wesentlicher Tragwerksteil älterer Ingenieurbauwerke sind, wie das bspw. bei Wehranlagen, Uferwänden, Kaianlagen oder Schiffahrtsschleusen der Fall ist (Bild 1).



Bild 1: Schiffsschleusenanlage mit zwei Kammern aus Gewichtsstützwänden bei teilweise stattfindender Betoninstandsetzung
Ship lock system with two chambers made of gravity retaining walls during partially carried concrete repair

Wesentliche Einwirkungen auf die Gewichtsstützwand sind Erd- und Wasserdruck, wovon Letzterer von besonderer Bedeutung ist. Bei Bauwerken des konstruktiven Wasserbaus kann Wasserdruck nicht nur aus anstehendem Grundwasser, sondern auch von offen einwirkenden Fluss- oder Kanalwasserständen herrühren. Dementsprechend spielt bei der statischen Bemessung ein sinnvoller Ansatz der Einwirkungen infolge Wassers eine wichtige Rolle.

Die statische Berechnung unbewehrter Gewichtsstützwände an Wasserbauwerken kann auf der Basis von Eurocode 2, Abschnitt 12 [1] unter Beachtung der wasserbauspezifischen Vorgaben aus DIN 19702 [2] erfolgen. Für Bestandsbauwerke gibt es ergänzende Regeln im bauaufsichtlich eingeführten BAW-Merkblatt „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender massiver Wasserbauwerke (TbW)“ [3, 4]. Neben den geotechnischen Nachweisen bezüglich Gleiten, Kippen, Grund- und Geländebruch ist auch die strukturelle Standsicherheit in den maßgebenden Bemessungsschnitten innerhalb des Wandkörpers zu untersuchen. In der Ingenieurpraxis wird dabei gewöhnlich mit vereinfachten statischen Ansätzen auf Basis der Biegetheorie des Balkens („Balkenstatik“) gearbeitet. Danach sind die Dehnungen infolge Normalspannungen im Bemessungsschnitt nach der Bernoulli-Hypothese linear verteilt. Beim Nachweis der Gleitsicherheit hingegen wird ein Starrkörper unterstellt. Die Nachweisführung erfolgt durch Spannungsbegrenzung. In früheren Massivbau normen wurde zusätzlich eine Begrenzung der Fugenklaffung auf max. 50 % des Querschnitts gefordert. Die Erfahrung zeigt, dass nach diesem Prinzip per Handrechnung bemessene Gewichtsstützwände bei Berücksichtigung aller Einwirkungen i. d. R. dauerhaft Bestand haben und damit offensichtlich ein ausreichendes Sicherheitsniveau aufweisen. Aufgrund der gedrun genen, oft mehrere Meter dicken Wandquerschnitte werden mit dieser stark vereinfachenden Balkenstatik die statischen Verhältnisse allerdings nur sehr ungenau erfasst. Die Unzulänglichkeiten bei der statischen Modellierung ergeben sich vorrangig aus zwei Effekten. Erstens ist auf der Widerstandsseite eine realitätsnahe Analyse lediglich mit nichtlinearen Spannungs- bzw. Dehnungsverteilungen unter Berücksichtigung von Plastizität und Rissbildung möglich. Wichtig dabei ist, dass eine Rissbildung nicht nur infolge Zugbeanspruchung (Rissmodus I) im Bemessungsschnitt, sondern auch durch Schub bzw. Scherung in vorgegebenen Gleit- oder vorhandenen Trennflächen (Rissmodus II) entstehen kann. In Bild 2 ist beispielhaft für eine Gewichtsstützwand im zweidimensionalen Fall ein typisches Bruch szenario infolge Wasser- und Erddruckbelastung mit der nach unten auslaufenden Rissentwicklung (Plastifizierungszonen) dargestellt. Die Rissbildung erfolgt hier in Kombination aus beiden Rissformen (mixed mode crack [5]). Aufgrund des moderaten Druckspannungsniveaus an Gewichtsstützwänden mit üblichen Abmessungen ist das Verhalten im Zug- und Schubbereich von vorrangiger Bedeutung.

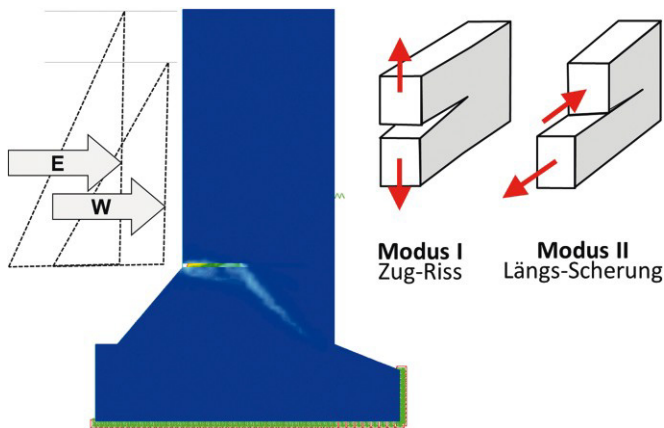


Bild 2: Typisches Versagensbild (dargestellt: plastische Vergleichsdehnung) an einer Gewichtsstützwand infolge schrittweiser Steigerung der Horizontallasten Erd- (E) und Wasserdruck (W) und Prinzipskizze zu den Rissformen in den Modi I und II
Typical failure pattern (shown: plastic strain) on a gravity retaining wall due to a gradual increase in the horizontal loads earth (E) and water pressure (W) and fracture forms in the modes I and II

Der zweite, eine ungenaue statische Modellierung bedingende Effekt ergibt sich auf der Einwirkungsseite aus dem Ansatz des Wasserdrucks. Gemäß DIN 19702 [2] ist in Bauteilen, die „von Wasser berührt werden, ... mit Risswasserdruck in möglichen Rissen sowie mit Porenwasserdruck im Bauwerkskörper zu rechnen“. In der Norm wird für Tragwerke aus unbewehrtem Beton und Mauerwerk ein Ansatz für diesen inneren Wasserdruck vorgegeben, der im Rissbereich von einem konstanten Risswasserdruck in Größe des am Rissanfang anstehenden Außenwasserstands ausgeht. Im ungerissenen Bereich hingegen fällt der hydraulische Druck als Porenwasserdruck linear bis zum Niveau an der überdrückten Außenseite des Bauteils ab. Dieser vereinfachte Ansatz geht auf verschiedene theoretische Überlegungen zurück, die im Zusammenhang mit Schadensfällen an alten Gewichtsstauwänden aufgestellt und publiziert wurden und ist heute in Anlehnung an die Ausführungen in [6] als sog. Lieckfeldt-Nachweis bekannt. Eine bauaufsichtlich verbindliche Aufnahme dieses alten Ansatzes in das deutsche Regelwerk für Gewichtsstützwände erfolgte jedoch relativ spät und unvollständig, sodass heute eine Vielzahl an Bauwerken existiert, bei deren Errichtung ein innerer Wasserdruck nicht oder nur in abgeminderter Form Berücksichtigung fand.

Das Auftreten von Riss- und Porenwasserdruck ist unstrittig sowie durch Versuche und auch aktuelle Schadensfälle ausreichend belegt [7, 8]. Besonders gut erkennbar ist durchdringendes Wasser an bestehenden Bauwerken im Rahmen von Betoninstandsetzungen bei freigelegter Oberfläche (Bild 3). In Forschungsarbeiten wird vorrangig mit bruchmechanischen Ansätzen versucht, Abhängigkeiten



Bild 3: Unbewehrte Schleusenammerwand mit austretendem Riss- und Porenwasser nach Abtrag der Betonoberfläche anlässlich einer Betoninstandsetzung
Unreinforced lock chamber wall with leaking crack and pore water after removal of the concrete surface during concrete maintenance

zwischen Wasserdruck, Rissöffnung, Rissprozesszone, Bruchenergie etc. herauszuarbeiten und experimentell zu bestätigen sowie ggf. numerisch zu analysieren [9, 10]. Vergleiche mit den gängigen Bemessungsansätzen der Ingenieurpraxis stehen meist im Hintergrund. Unsicherheit besteht hier vor allem hinsichtlich des tatsächlich statisch relevanten Anteils des Riss- bzw. Porenwasserdrucks und dessen Ansatz in der Nachweisführung. Allgemein wird davon ausgegangen, dass der Lieckfeldt-Ansatz konservativ ist, d. h. merklich „auf der sicheren Seite“ liegt. Erhebliche Probleme entstehen bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken nach aktuellem Regelwerk, da ein ansteigender Wasserdruck in der beschriebenen Form die Beanspruchungen im noch ungerissenen Restquerschnitt der Stützwände stark überproportional wachsen lässt, wie beispielhaft in Bild 4 dargestellt ist. Durch das eindringende Wasser wird das überwiegend günstig wirkende Eigengewicht der Wand reduziert und zusätzlich eine ungünstige Momentenkomponente erzeugt. Dadurch wächst der vorhandene Riss im Bemessungsschnitt weiter an, woraus wiederum eine Vergrößerung des inneren Wasserdrucks resultiert („mechanisch-hydraulische Kopplung“). Durch Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte wird dieser Effekt noch erheblich verstärkt, sodass Defizite bei der rechnerischen Standsicherheit vorprogrammiert sind. Im Rahmen von Nachrechnungen im Bestand führt dies bei den Betroffenen immer wieder zu Diskussionen hinsichtlich der Größe des anzusetzenden Riss- und Porenwasserdrucks und der Sinnhaftigkeit daraus resultierender, oft aufwendiger Tragwerksverstärkungen. Unter diesem Blickwinkel wurden die nachfolgend beschriebenen Untersuchungen durchgeführt, deren Hauptinhalt die rechnerische Analyse der Riss- und Porenwasserdruckverteilung in der Querschnittsfläche einer Gewichtsstützwand unter Berücksichtigung der Wechselwirkung mit der Rissentwicklung ist. Ziel war es, mithilfe moderner, leistungsstarker Berechnungsverfahren mit hohem statischem Modellierungspotenzial das in der Ingenieurpraxis auf Basis von Balkenstatik und

Lieckfeld-Nachweis übliche Nachweisformat zu bewerten und ggf. vorhandene rechnerische Stand sicherheitsreserven aufzuzeigen.

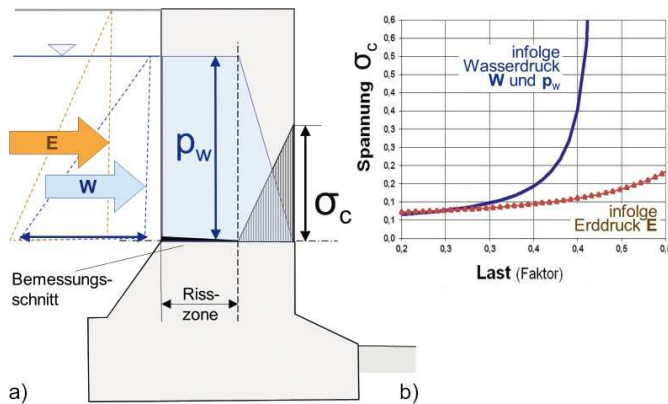


Bild 4: Verteilung des inneren Wasserdrucks p_w nach DIN 19702 (Lieckfeldt-Ansatz) im Bemessungsschnitt einer Gewichtsstützwand (a) und Einfluss der Steigerung von Erd- bzw. Wasserdruck auf die Druckspannung σ_c (b)
Distribution of internal water pressure according to DIN 19702 (Lieckfeldt-approach) in the design cross-section of a retaining wall (a) and influence of increased earth and water pressure on the compressive stress (b)

2 Modell und Berechnungen

Nach DIN 19702 [2] werden die Wandkonstruktion als dicht und Riss- und Porenwasserdruck wie äußere Einwirkungen betrachtet. Der innere Wasserdruck wirkt dann in vertikaler Richtung quasi als Auftriebskraft (Bild 4). Eine alternative Modellierung des Wandkörpers als poröser, teilweise durchströmter Körper erfasst die realen Zustände jedoch besser. Bei einer zweidimensionalen, kontinuumsmechanischen Betrachtung der Wand wirken dann auf ein Flächenelement infolge Wasserdrucks eine vom lokalen hydraulischen Potentialunterschied abhängige Strömungskraft und der Auftrieb. Im Weiteren wird in diesem Sinne von einem hydraulisch homogenen, porösen Körper ausgegangen, dessen Durchlässigkeit sich nur im Bereich sich ausbildender Rissbildung merklich ändert. Inhomogenitäten des Betons infolge lokaler Imperfektionen (Arbeitsfugen, Betoniermängel, Auslaugungen etc.) werden – ebenso wie Effekte infolge des hydraulisch nicht aktiven geschlossenen Porenraums [11] – nicht berücksichtigt.

Für die hier beschriebenen Berechnungen mit dem Programmsystem ANSYS wurde eine Gewichtsstützwand in mehreren Varianten mit vereinfachtem rechteckigem Querschnitt unter Wasserlast auf einem ausreichend großen Gründungsbereich (Fels) gemäß Bild 5 betrachtet. Die Erfassung möglicher Rissbildung im mechanischen 2-D-Modell erfolgte „verschmiert“ als Plastifizierung auf der Basis des Stoffgesetzes nach Mohr-Coulomb mit einem Reibungswinkel von 45° und einer Kohäsion von 0,4 MPa bei einer Zugfestigkeit von 0,1 MPa.

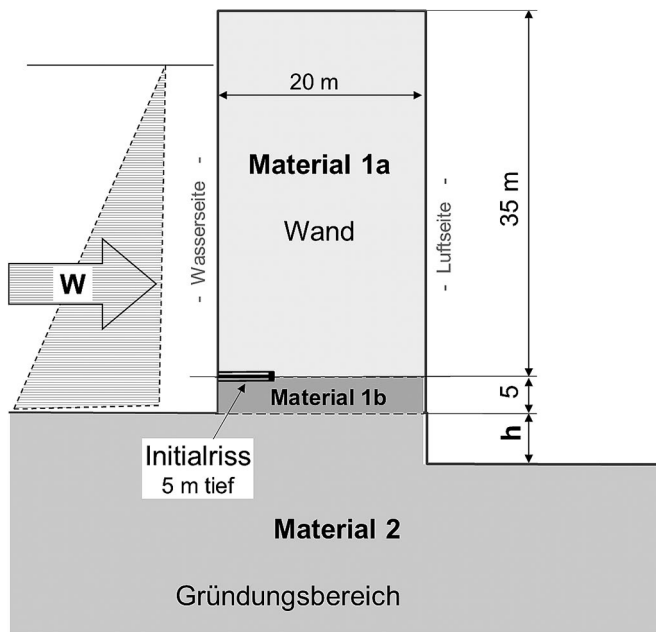


Bild 5: Geometrie und Abmessungen der Berechnungsmodelle
Geometry and dimensions of the calculation models

Es wurden sechs Modellvarianten gemäß Tab. 1 mit teilweise luftseitig abgestuftem Gründungsbereich (Höhe h) untersucht, bei denen im Wandkörper (Material 1) teilweise ein wasserseitiger Initialriss bzw. horizontale Trennflächen mit reduzierter Festigkeit (Kohäsion = 0,1 MPa, Zugfestigkeit = 0) zur Simulation von Arbeitsfugen implementiert waren. Für den Durchlässigkeitsbeiwert des ungeschädigten Materials kam einheitlich ein Wert von 10^{-11} m/s zum Ansatz.

Analog zum mechanischen Modell wurde zur Bestimmung des inneren Wasserdrucks ein Kontinuumsansatz verwendet. Dabei wird die Strömung im Wandkörper und im Untergrund als Sickerströmung mittels des Darcy-Gesetzes beschrieben. In diesem Zusammenhang wird mit homogenisierten

Tabelle 1: Statische Parameter der untersuchten Modellvarianten
Static parameters of the analysed model variants

	Variante					
	A	B1	B2	B3	C1	C2
Berücksichtigung des Gründungsbereichs (Material 2)		X	X	X	X	X
linear-elastisches Stoffgesetz für Material 1b	X					
Trennflächen im Material 1a	X	X	X		X	
Initialriss in Wand		X		X	X	X
Abstufung im Material 2 am Wandfuß [m]	0	0	0	0	5	5

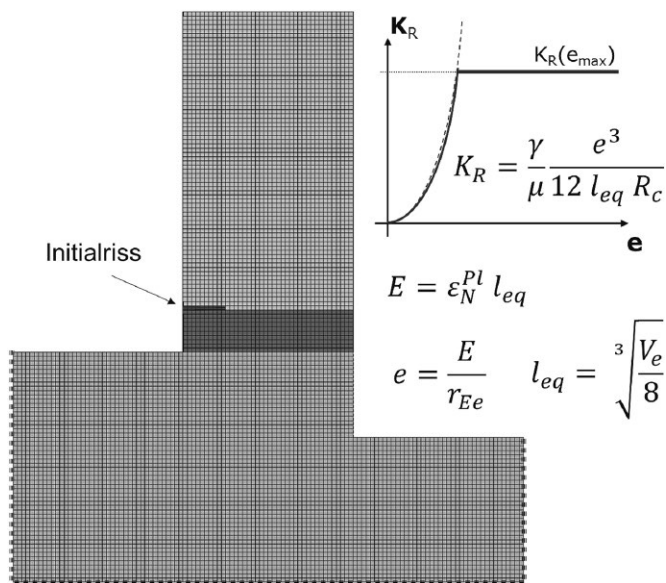


Bild 6: FE-Modell mit Brickelementen und Diagramm zur Abhängigkeit der hydraulischen Durchlässigkeit vom Plastifizierungsgrad
FE-model with brick elements and diagram showing the hydraulic permeability depending on the degree of plasticization

Durchlässigkeiten gearbeitet, d. h., im Bereich eines Risses setzt sich diese aus der Rissdurchlässigkeit und der Durchlässigkeit des umgebenden Materials zusammen. Die Porenwasserdruckverteilung wurde unter stationären Bedingungen betrachtet. Da der Wandquerschnitt nicht vollständig durchströmt wird, ist die Sickerlinie iterativ zu bestimmen [12]. Ausgehend von der Porenwasserdruckverteilung im hydraulischen Modell können dann die Strömungs- und Auftriebskräfte für das mechanische Modell berechnet werden.

In einer ersten Testrechnung wurde der Einfluss der verwendeten FE-Elemente untersucht. Dazu wurde das Modell A sowohl unter Verwendung von Brickelementen mit linearen Ansatzfunktionen als auch von Tetraederelementen mit quadratischen Ansatzfunktionen analysiert. Bei der verwendeten Netzfeinheit (Bild 6) konnten keine großen Unterschiede in den Ergebnissen festgestellt werden; z. B. sind die Unterschiede in den Vertikalspannungen $< 5 \%$. In weiteren Berechnungen wurden daher Brickelemente mit linearen Ansatzfunktionen eingesetzt.

Die hydraulisch-mechanische Kopplung wurde, basierend auf [12, 13], mit einem kubischen Zusammenhang zwischen der effektiven hydraulischen Rissöffnungsweite e und der Rissdurchlässigkeit K_R mit den Gleichungen in Bild 6 simuliert. Dabei ist γ die Wichte und μ die dynamische Viskosität des Fluids. Der Rauigkeitswert R_c und der Faktor r_{Ee} , welcher das Verhältnis zwischen mechanischer Rissöffnungsweite E und effektiver hydraulischer Öffnungsweite e beschreibt, berücksichtigen den Einfluss der Rissoberfläche ($R_c = 1$ für glatte Rissoberflächen) und der Rissgeometrie ($r_{Ee} = 1$ bei ebenen Rissen mit konstanter Öffnung). In den Berechnungen wurde, basierend auf Erfahrungswerten

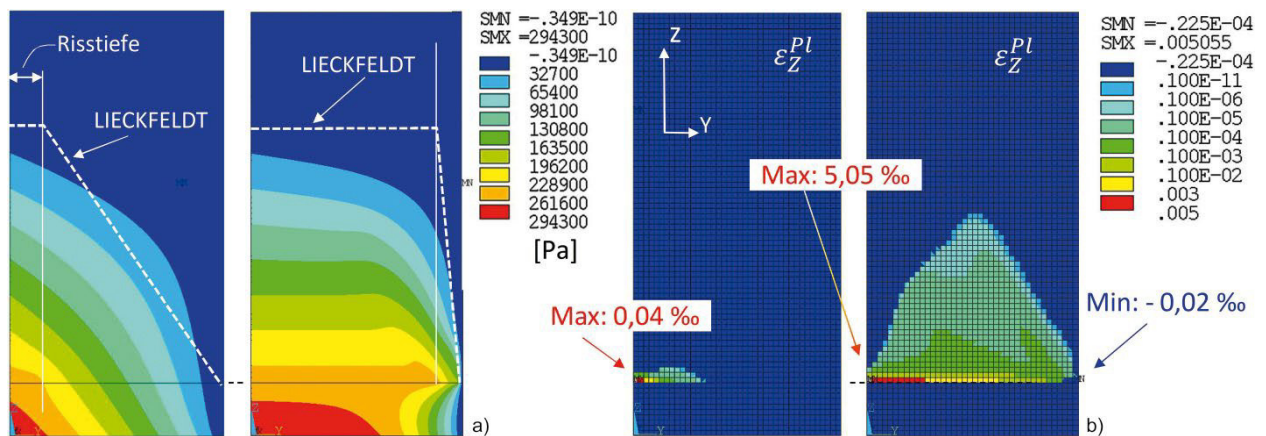


Bild 7: Modellvariante A mit Porenwasserdruckverteilung (a) und vertikalen plastischen Dehnungen (b) zu Beginn der Rissbildung sowie unmittelbar vor dem globalen Versagen
Model variant A with pore water pressure distribution (a) and vertical plastic strain (b) at the beginning of crack formation and immediately before global failure

aus Simulationen in der Geotechnik, $r_{Ee} = 1,2$ und $R_c = 2$ verwendet. Da der Maximalwert der effektiven Rissöffnung e_{max} für Beton nicht bekannt ist, wurde er auf einen sehr hohen, nicht erreichbaren Wert gesetzt und so praktisch deaktiviert. Damit erfolgte keine Begrenzung von K_R .

Aufgrund der verschmierten Rissdarstellung mit plastischen Dehnungen ϵ^{pl} steht die Rissöffnungsweite nicht direkt als Ergebnisgröße zur Verfügung. Durch die Einführung einer sog. äquivalenten Elementlänge l_{eq} , die vereinfachend mittels des Elementvolumens V_e definiert wird, kann jedoch aus dem plastischen Dehnungsanteil senkrecht zur Versagensebene die mechanische Öffnungsweite berechnet werden. Der verwendete Mehrflächenplastizitätsansatz erlaubt es, die jeweiligen Anteile direkt den einzelnen vordefinierten Trennflächen (Festigkeitsanisotropien) und dem isotropen Basismaterial zuzuordnen. Sowohl Zugversagen (Rissmodus I) als auch Schubversagen (Rissmodus II, Dilatanzeffekt) können zu einer Rissöffnung führen. Die so berechnete Rissdurchlässigkeit ist bereits die homogenisierte Durchlässigkeit eines in ein undurchlässiges Element eingebetteten Risses. Durch entsprechende Rotation der Rissdurchlässigkeitsmatrix und durch Superponierung der einzelnen Trennflächen, Risse und der initialen Durchlässigkeit ergibt sich eine i. Allg. anisotrope Gesamtdurchlässigkeit des gerissenen Elements. Dazu wurde ein entsprechendes hydraulisches FE-Element in ANSYS implementiert. Eine detaillierte Beschreibung der Kopplung und des Elements ist in [14] zu finden. Durch die Rückkopplung muss das Gleichgewicht zwischen hydraulischem und mechanischem Modell iterativ bestimmt werden. Dabei wird zunächst das hydraulische Modell berechnet. Die daraus resultierenden Strömungskräfte werden auf das mechanische Modell aufgebracht und dieses dann ebenfalls entsprechend numerisch bearbeitet. Die Anpassung der Durchlässigkeiten wirkt sich dann im nächsten Iterationsschritt aus. Die Kopplungsiteration stoppt, sobald die Strömungskräfte sich nicht mehr signifikant ändern.

Alle Modelle wurden bei konstanter Wasserlast durch schrittweise Reduzierung des Wandeigengewichts bis zum Bruch beansprucht, d. h. bis zur ersten Beanspruchungsstufe, bei der eine Konvergenz zwischen hydraulischer und mechanischer Rechnung nicht mehr erreicht werden konnte.

3 Ergebnisse und Vergleiche

Zunächst wurde versucht, das FE-Modell so zu konzipieren, dass die Randbedingungen des Lieckfeldt-Ansatzes auf Basis der Balkenstatik erfüllt werden. Dazu müssen Riss- und Versagenszone waagrecht auf Höhe des planmäßigen Bemessungsschnitts verlaufen. Der Wandbereich unterhalb des Bemessungsschnitts (Material 1b) ist linear-elastisch und der Gründungsbereich (Material 2) wird durch eine starre Lagerung ersetzt (Modellvariante A in Tab. 1). Die Berechnungsergebnisse können hier nur auszugsweise und stark gekürzt anhand von Farbplots präsentiert werden. In Bild 7 sind für Variante A die inneren Wasserdruckverteilungen zu Beginn der Rissbildung und im letzten konvergenten Berechnungsschritt gegenübergestellt. Zusätzlich sind zum Vergleich die zugehörigen Auftriebsflächen gemäß Lieckfeldt-Ansatz als Strichlinien mit eingezeichnet. Mit abnehmendem Wandgewicht wächst der Riss entlang der vorgegebenen Trennfläche und führt so zur lokalen Erhöhung des Riss- und Porenwasserdrucks. Der Verlauf der Sickerlinie unterscheidet sich mit wachsender Beanspruchung von der durch den Lieckfeldt-Ansatz repräsentierten Auftriebsfläche, was zu einem etwas geringeren Abbau des günstig wirkenden Eigengewichts und Unterschieden bei den effektiven Druckspannungen im Beton führt. Ebenfalls dargestellt in Bild 7 sind die vertikalen plastischen Gesamtdehnungen, die sich gemäß der Beanspruchungsgeschichte sukzessiv mit dem schrittweisen Anwachsen der Risszone vom Bemessungsschnitt aus nach oben flächig in den durch die Trennflächen geschwächten Wandbereich ausgebreitet haben. Die Maximalwerte liegen entsprechend der Modellkonzeption im Bereich des Bemessungsschnitts an der Zugseite bei ca. 5 ‰, am

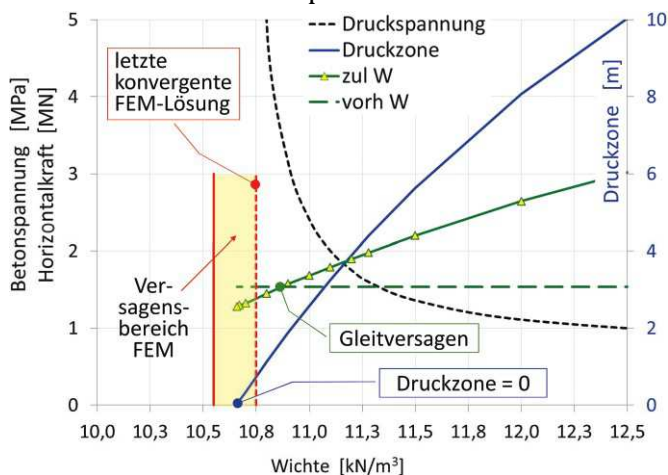


Bild 8: Vergleich der Ergebnisse der FE-Modellvariante A mit denen der Handrechnung auf Basis Balkenstatik und Lieckfeldt-Ansatz
Comparison of the results of the FE-model variant A with those of the manual calculation based on Bernoulli-beam-statics and the Lieckfeldt-approach

gedrückten Rand hingegen lediglich bei $-0,02 ‰$. Der Kollaps tritt letztendlich durch eine Überschreitung der Scherfestigkeit (Erreichen der Mohr-Coulomb-Fließfläche) nicht in den horizontalen Trennflächen, sondern im Basismaterial ein.

In Bild 8 ist der Versagensbereich aus der FE-Analyse der Variante A den Ergebnissen der Handrechnung mit Balkenstatik und Lieckfeldt-Ansatz gegenübergestellt. Nach der Handrechnung erfolgt das Versagen sowohl infolge extremer Druckspannungen als auch infolge Gleitens im Bemessungsschnitt

(Nachweisformate s. [3]) etwas früher als in der numerischen Simulation. Obwohl verschiedene Versagensformen auftreten, sind die Unterschiede zwischen FE- und Handrechnung relativ gering.

Wie bereits mit Bild 2 angedeutet, unterscheiden sich in den meisten praktischen Fällen Geometrie und statische Randbedingungen von den oben vorgegebenen Ansätzen für die Modellvariante A. Dem wurde mit Untersuchungen an den weiteren Varianten gemäß Tab. 1 Rechnung getragen. Von den Ergebnissen sollen hierzu noch die an den Varianten B1 unter Berücksichtigung des unteren Teils der Wand und des Untergrunds und C1 mit zusätzlichem Ansatz einer Abstufung am luftseitigen Wandfuß vorgestellt werden. An beiden Modellvarianten sind horizontale Trennflächen im Bereich des Wandquerschnitts und jeweils ein Initialriss an der wasserseitigen Oberfläche zur Simulation einer Anfangsschädigung enthalten.

Für Variante B1 sind in Bild 9 (linke Hälfte) wiederum die vertikalen plastischen Dehnungen unmittelbar vor dem Kollaps dargestellt, deren Verteilung sich deutlich von Variante A unterscheidet. Die Extremwerte sind sowohl im Druck- als auch im Zugbereich größer. Zur Verdeutlichung der Rissentwicklung und der auftretenden Rissmodi I bzw. II (Zug- oder Schubversagen) in der letzten Konvergenzstufe sind zusätzlich für den Bruchzustand die jeweiligen Plastifizierungsformen als „plastische Aktivitäten“ abgebildet, die auch Aufschluss über den Versagensbereich (Basismaterial oder Trennflächen) geben. Daraus ist erkennbar, dass die vom Initialriss beeinflusste Zugrissbildung in den Trennflächen (grün) sich bis in den mittleren Bereich auch in das Basismaterial erstreckt (gelb) und zusätzlich Schubrisse in den Trennflächen (rot) entstehen. Der letztendliche Kollaps entsteht jedoch

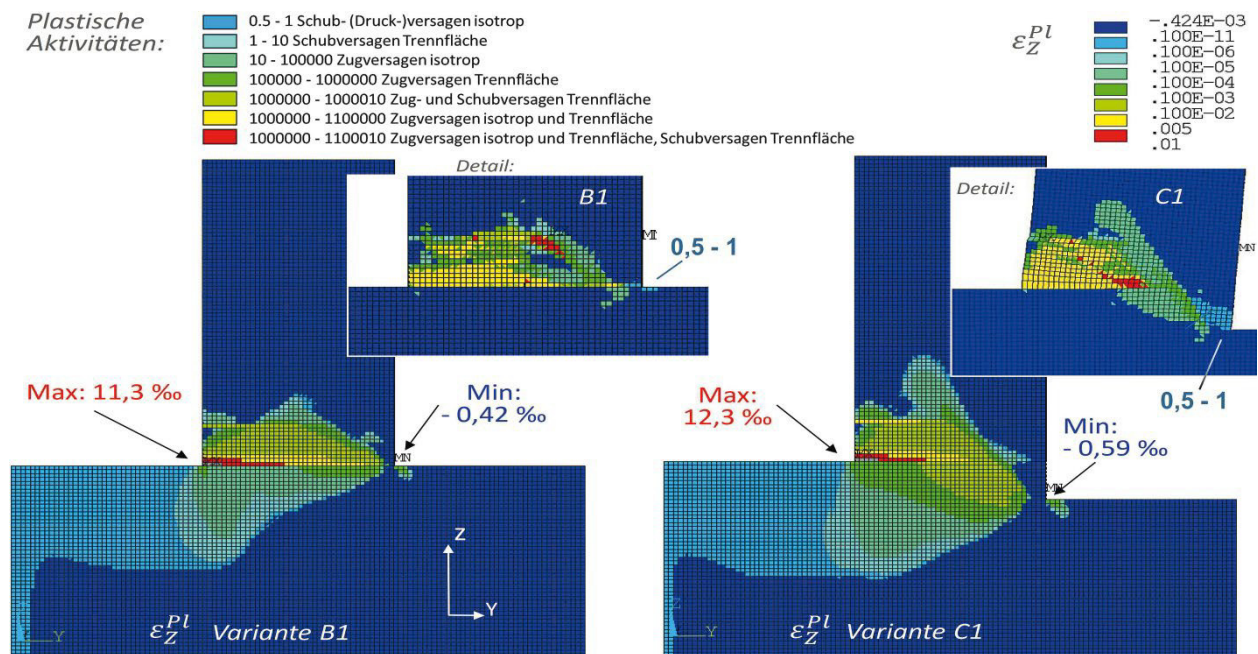


Bild 9: Modellvarianten B1 und C1: vertikale plastische Dehnungen unmittelbar vor Bruch und plastische Aktivitäten am Wandfuß bei Verlust der Konvergenz
 Model variants B1 and C1: vertical plastic strain immediately before fracture and plastic activities at the base of the wall with loss of convergence

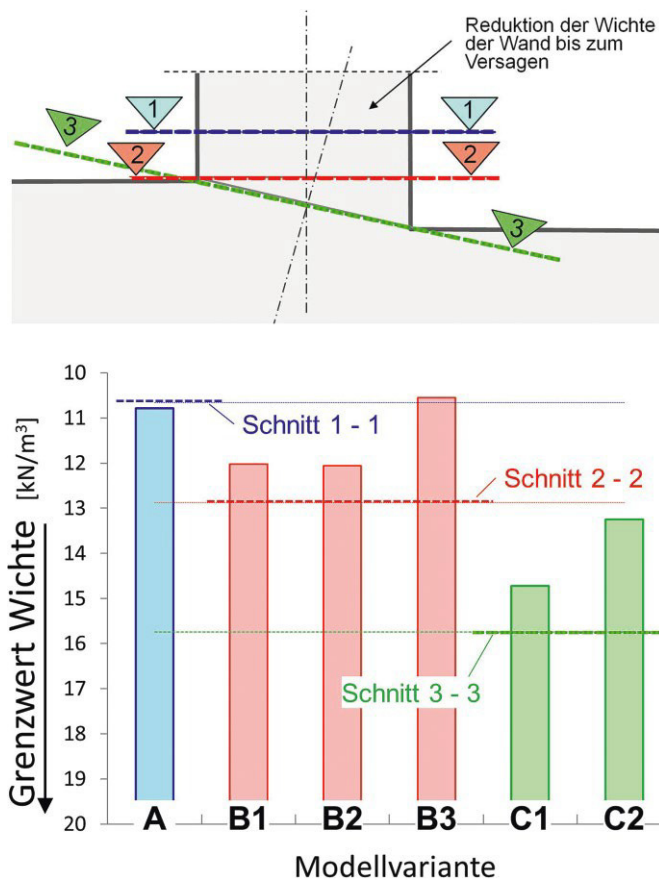


Bild 10: Grenzwerte des Eigengewichts unmittelbar vor dem Versagen (Systemtraglast) aus der FE-Analyse und nach Balkenstatik mit Riss- und Porenwasserdruck nach Lieckfeldt in den Bemessungsschnitten 1–3 (Ordinatenwerte absteigend!)
Limits of the dead weight immediately before failure for the FE-analysis (global resistance of the system) and after Bernoulli-beam-statics with crack and pore water pressure according to Lieckfeldt in dimensioning sections 1–3

wiederum durch Überschreitung der Scherfestigkeit im Basismaterial (blau) in der stark eingeschnürten Druckzone am luftseitigen Wandfuß. Im Vergleich zu Modell A ist die Plastifizierungszone erheblich größer und in der Kombination aus Zug- und Schubplastifizierung sowohl im Basismaterial als auch in den Trennflächen wesentlich komplexer.

Für das Berechnungsmodell C1, mit dem der Einfluss einer zusätzlichen Abstufung am luftseitigen Wandfuß untersucht wird, sind die Ergebnisse in Bild 9 (rechte Hälfte) dargestellt. Aufgrund der ungünstigeren Geometrie am Wandfuß wachsen die Dehnungswerte nochmals an. Die Ablenkung des Rissverlaufs nach unten intensiviert sich; die Plastifizierungsqualität ist ähnlich der am nicht abgestuften Modell B1. Der Bruch tritt jedoch früher, d. h. bei größerem Eigengewicht der Wand ein. Auch bei den hier nicht näher betrachteten Berechnungsvarianten B3 und C2 ohne horizontale Trennflächen bzw. B2 ohne Initialriss bilden sich die Plastifizierungsbereiche ähnlich aus und zeigen den typischen, von der Horizontalen nach unten abweichenden Rissverlauf, wie er bereits einleitend für ein konkretes Bauwerk in Bild 2 dargestellt wurde.

Insgesamt ist festzustellen, dass sich die Riss- und Porenwasserdruckverteilungen sowie die Spannungsfelder aufgrund der andersartigen statischen Modellierung der Modelle B und C von den Ergebnissen aus der Handrechnung auf Basis Balkenstatik und Lieckfeldt-Ansatz merklich unterscheiden. Zusammenfassend sind in Bild 10 für alle FE-Modellvarianten die Grenzwerte des Wandgewichts unmittelbar vor dem Kollaps dargestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse nach Balkenstatik mit Riss- und Porenwasserdruckverteilung nach Lieckfeldt als horizontale Grenzlinien (Kriterium Druckzone = 0) für drei Bemessungsschnitte mit eingezeichnet. Dabei kann dem Berechnungsmodell A der Schnitt 1, den Modellen B Schnitt 2 und den abgestuften Modellen C der geneigt verlaufende Schnitt 3 zugeordnet werden. Mit dem Modell A wurde versucht, die statischen Randbedingungen nach Balkenstatik zu simulieren. Die Versagensgrenzwerte sind hier auch betragsmäßig ähnlich, obwohl unterschiedliche Versagensformen auftreten. In allen anderen Fällen sind die Werte nach Balkenstatik größer – also statisch ungünstiger – als in den untersuchten FE- Modellen.

4 Resümee

Das Bruchverhalten an den untersuchten Modellen einer Gewichtsstützwand unter Berücksichtigung von Trennflächen bzw. Initialrissen ist durch eine Kombination aus Zug- und Schubplastifizierungen gekennzeichnet, die als Rissformen in den Modi I und II interpretiert werden können. Infolge der komplexen Plastifizierungszonen werden die Durchströmung und damit wiederum in Rückkopplung die plastischen Dehnungsfelder selbst verändert. In allen untersuchten FE-Modellen erfolgt das letztendliche Versagen in der verbleibenden luftseitigen Druckzone, vorrangig durch Überschreitung der Scherfestigkeit im Basismaterial. In der randnahen Druckzone treten nur geringe horizontale Normalspannungen auf, die lediglich geringe vertikale Scherwiderstände erzeugen, sodass eine steil stehende Schubrissbildung möglich wird, auch vergleichbar mit den bekannten Bruchbildern an Felsproben aus Triaxialversuchen.

Die in der Ingenieurpraxis übliche statische Modellierung von Gewichtsstützwänden nach der Balkenstatik mit einer inneren Wasserdruckverteilung nach Lieckfeldt kann die komplexen Beanspruchungszustände im Kontinuum naturgemäß nicht oder nur unvollständig erfassen. In diesem Sinne ist diese Nachweisform eher als empirisches Bemessungsformat zu betrachten, das jedoch bezüglich der hier untersuchten Modellvarianten ausreichend konservativ ist. Stand sicherheitsreserven beim kontinuumsmechanischen Ansatz ergeben sich vorrangig aus der genaueren Erfassung der Festigkeitsverhältnisse und Rissverläufe in Kombination mit der realitätsnäheren Durchströmung des Stützwandquerschnitts. Inwieweit diese Feststellung jedoch verallgemeinerungsfähig ist, lässt sich aufgrund des begrenzten Untersuchungsumfangs noch nicht beantworten. Unklar ist vor allem der Einfluss der Bruchprovokation. Das globale Versagen an den hier betrachteten Stützwandmodellen wurde durch die schrittweise Verringerung des Eigengewichts hervorgerufen. Eine andere Möglichkeit ist die Steigerung der Wasserlast oder die sukzessive Reduktion der Festigkeitswerte, was maßgeblich die Qualität der Plastifizierungszonen und das entsprechende Rissbild bestimmt [5]. Ferner sind Effekte aus der Geometrie und den Verteilungen der Stoffeigenschaften im Raum zu erwarten. In diesem Sinne wären weitere numerische Untersuchungen interessant, letztendlich auch, um das bestehende Ingenieurmodell zur Erfassung der Beanspruchung infolge Riss- und Porenwasserdrucks

an dicken Querschnitten massiver Wasserbauwerke realitätsnäher zu gestalten und damit aufzuwerten. Dies ist schließlich die Voraussetzung für eine fundiertere Bewertung der eingangs beschriebenen ingenieurpraktischen Fragestellung bezüglich der Notwendigkeit erforderlicher Tragwerksverstärkungen an Gewichtsstützwänden im Wasserbau.

Literatur

- [1] DIN EN 1992-1-1:2011-01 (2011) Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth-Verlag. Ausgabe Jan. 2011.
- [2] DIN 19702:2013-02 (2013) Massive Wasserbauwerke – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Berlin: Beuth-Verlag. Ausgabe Feb. 2013.
- [3] BAW-Merkblatt (2016) Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW). Bundesanstalt für Wasserbau. Ausgabe Juli 2016.
- [4] Fleischer, H.; Kunz, C.; Ehmann, R.; Spörel, F. (2018) Neues BAW-Merkblatt zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Verkehrswasserbauwerke in: Bautechnik 93, H. 12, S. 907–911.
- [5] Fleischer, H.; Schlegel, R. (2018) Untersuchungen zum Bruchverhalten und zur Versagenswahrscheinlichkeit von Gewichtsstaumauern in: Bauingenieur 93, H. 10, S. 422–428.
- [6] Lieckfeldt, H. (1898) Die Standfestigkeit von Staumauern mit offenen Lagerfugen in: Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 9, S. 105–111.
- [7] Becker, H.; Reschke, T. (2011) Schadensfall Oberhauptdrempe Iffezheim in: Bundesanstalt für Wasserbau [Hrsg.] Tagungsband Instandhaltung von Verkehrswasserbauwerken. BAW-Kolloquium. Karlsruhe, 25./26. Okt. 2011.
- [8] Leliavsky, S. (1959) Uplift in Gravity Dams – Part Four in: Water Power, Jan. 1960, pp. 24–32.
- [9] Brühwiler, E.; Saouma, V. (1995) Water Fracture Interaction in Concrete-Part II: Hydrostatic Pressure in Cracks in: ACI Materials Journal 92, no. 4, pp. 383–395.
- [10] Lamis, L.; Guarin, A.; Ghafars, A. (2018) Crack propagation under water pressure. Energiforsk Rapport 2018:487. ISBN 978-91-7673-487-2
- [11] Reißler, P. (1998) Talsperrenpraxis. München: R. Oldenburgverlag.

- [12] Wittke, W. (1984) Felsmechanik: Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Berlin: Springer Verlag.
- [13] Irarorre, M. T. Z. (2010) Thermo-Hydro-Mechanical Analysis of Joints – A Theoretical and Experimental Study [Ph.D Thesis]. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- [14] Will, J.; Eckardt, S. (2016) Optimization of Hydrocarbon Production from Unconventional Reservoirs using FEM based fracture simulation. 13. Weimarer Optimierungs- und Stochastiktag.

Zitieren Sie diesen Beitrag

Fleischer, H.; Schlegel, R.; Eckardt, S. (2020) Standsicherheitsberechnungen an bestehenden Gewichtsstützwänden. Bautechnik 97, H. 6, S. 387–394. <https://doi.org/10.1002/bate.202000015>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 7. Februar 2020; angenommen: 14. Mai 2020.

Autoren

Helmut Fleischer
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe

Roger Schlegel
Dynardo GmbH an ANSYS Company
Steubenstr. 25, 99423 Weimar

Stefan Eckardt
Dynardo GmbH an ANSYS Company
Steubenstr. 25, 99423 Weimar