Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

DIPLOMARBEIT

- Master Thesis -

Bemessung von Tonbeton

Ermittlung des Einflusses von Baustoffkennwerten auf Basis eines geschlossenen Bemessungsmodells

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Betreuer: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar ADAM

und als verantwortlich mitwirkend

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Johannes PISTROL

E220 Institut für Geotechnik
Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik

in Zusammenarbeit mit

BAUER Spezialtiefbau GmbH
D - 86529 Schrobenhausen

Betreuer: Dr.-Ing. Henning LESEMANN

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Verfasser: Christoph HÖGL

0648612
Arbeitergasse 8/15
A-1050 Wien

Wien, am 05.11.2013

Wer nicht bereit ist
ein Leben lang zu lernen
hat das Wichtigste nicht gelernt.

- Rainer Haak -

Danksagung

Mein Dank gilt meinem betreuenden Professor Dipl.-Ing. Dr.techn. **Dietmar Adam**, der gemeinsam mit Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Johannes Pistrol** die Betreung dieser Diplomarbeit an der Technischen Universität Wien übernahm. Durch seine Vorlesung weckte er bereits im frühen Stadium meines Bauingenieurwesenstudiums mein Interesse am Grundbau und ebnete meinen Weg zum Spezialtiefbau.

Ein großer Dank gilt meinen Kollegen bei BAUER Spezialtiefbau und insbesondere meinem Betreuer Herrn Dr.-Ing. **Henning Lesemann**. Ich konnte durch seine Erfahrungen in der Geotechnik vieles lernen, auch abseits meiner Diplomarbeit. Seine Unterstützung beim Verfassen und bei der Formulierung von wissenschaftlichen Texten und der Umgang mit FE-Programmen war mir stets eine große Hilfe.

Keinen unwesentlichen Beitrag zu meinen Studienerfolgen hatte meine gesamte Familie. Meine Eltern **Edith und Erich Högl** und meine Schwester **Patricia** waren mir immer eine Stütze und respektierten meine getroffenen Entscheidungen vor und während meines Studiums.

Über die gesamte Dauer meines Studiums hat mich meine Freundin **Stefanie** begleitet. Vielen Dank für die ständige Unterstützung und Motivation in teils lernintensiven und anstrengenden Phasen meines Studiums. Ohne diesen Rückhalt wäre ein Erreichen meiner vielen Ziele nicht denkbar gewesen.

Großer Dank gebührt auch meinen **Studienkollegen**. Viele davon schon in den ersten Tagen meines Studiums kennengelernt und andere, die erst später zu Begleitern wurden, gingen mit mir den Weg bis zum Studienabschluss. Auch wenn sich in letzter Zeit die Wege durch Arbeit, Studium oder Privates trennten, wird eine lange, schwer trennbare Freundschaft, bestehen.

Kurzfassung

In der Vergangenheit haben Undichtheiten und innere Erosion von Dämmen immer wieder zu großen Problemen bezüglich Standsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit geführt. Um dies zu vermeiden, wird insbesondere bei tiefen Dichtschirmen unterhalb von Staumauern oder Staudämmen Tonbeton (engl. „Plastic Concrete“) als Baustoff verwendet. Dessen Dichtwirkung ist, aufgrund seines hohen plastischen Verformungspotenzials, durch einen großen Anteil an enthaltenem Bentonit besonders hoch. Abstriche müssen jedoch bei dessen Festigkeit gemacht werden, denn diese liegt, verglichen mit herkömmlichem Schlitzwandbeton, bei etwa einem Zehntel.

In dieser Diplomarbeit wird anhand zweier Dammvarianten das Verhalten von Tonbeton für typische Belastungsfälle simuliert. Die erste der beiden Varianten ist eine nachträglich, bei einer Dammertüchtigung, eingebaute Dichtwand. Diese Art von Dichtschlitzwänden wird zunehmend häufiger im Zuge der Sanierung von älteren Homogendämmen eingesetzt. Die zweite Dammvariante ist ein Dammneubau. Dabei wird eine Dichtwand vor der Schüttung des Dammes hergestellt. Diese Anwendung einer Schlitzwand kommt bei Zonendämmen oder Dämmen mit Außendichtung zum Einsatz.

Anhand von Finite Elemente Berechnungen werden im Programm PLAXIS 2D diese beiden Dammvarianten vierfach variiert, um Aussagen über das Spannungs- und Verformungsverhalten treffen zu können. Somit wird eine Festlegung von unteren und oberen Grenzen der Beanspruchung möglich. Um eine möglichst hohe Aussagekraft der Rechenergebnisse zu erzielen, werden die verschiedenen Zonen der Dämme mit hochwertigen Stoffmodellen abgebildet. So können auch zeitabhängige Vorgänge mit den hier verwendeten Modellen berücksichtigt werden.

Zusätzlich werden die verwendeten Stoffmodelle und deren Parameter genau beschrieben, um Anwendern von FE-Programmen eine Hilfe für diese hochwertigen Stoffmodelle zu geben.

Abstract

In the last decades, inner erosion and seepage through the dam body of large dams have caused problems of stability and serviceability. To avoid dam failure, plastic concrete is used more and more often as building material for cut-off walls. Especially for very deep walls plastic concrete is an alternative to conventional concrete. The installed plastic concrete comprises a high potential of deformation due to the large quantity of bentonite in the concrete. However, the bentonite causes an uniaxial compression strength, which is only about ten percent of conventional concrete.

In this Master Thesis, the behavior of plastic concrete diaphragm walls in dams is simulated with two different dam variations. The first dam type includes a diaphragm wall, built in an existing dam. Nowadays this kind of cut-off wall is used in older homogeneous dams to reduce permeability and seepage. The second dam type is a newly built dam, in which the cut-off wall is installed before the dam embankment is built. The cut-off walls are used in zone dams or in dams with a surface sealing.

The calculations in this Master Thesis are performed with the Finite Element Method, using PLAXIS 2D. A parametric study has been performed for both dam types, whereby four parameter sets each were used in order to provide information about the stress and deformation behavior of the cut-off wall.

Advanced constitutive material models were used for the different zones of the dam to get detailed results in order to consider time dependent behavior. In addition, the used material models and their parameters are explained to support engineers with the application of advanced material models.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung ... 1
1.1 Problemstellung ... 1
1.2 Zielsetzung ... 1
1.3 Grundlagen der Arbeit ... 1
2 Grundlagen ... 2
2.1 Dichtwandherstellung ... 2
2.1.1 Besonderheiten der Einphasen-Schlitzwand ... 4
2.1.2 Besonderheiten der Zweiphasen-Schlitzwand ... 4
2.1.3 Besonderheiten des Kombinationsverfahrens ... 5
2.2 Anforderungen an selbsterhärtende Dichtwandmassen ... 6
2.3 Anforderungen an herkömmliche Dichtwandbetone ... 6
2.4 Tonbeton / Plastic Concrete ... 7
2.4.1 Definition und Anwendungsbereich ... 7
2.4.2 Frischbetoneigenschaften ... 7
2.4.3 Festbetoneigenschaften ... 9
3 Stoffmodelle in der Geotechnik ... 11
3.1 Anforderungen an ein mögliches Stoffmodell ... 11
3.2 Lineare Elastizität ... 11
3.3 Elastoplastizität ... 11
3.3.1 Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb ... 12
3.3.2 Hardening Soil Modell ... 15
3.3.3 Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness ... 19
3.3.4 Soft Soil Modell ... 21
3.3.5 Soft Soil Creep Modell ... 24
3.4 Wahl des Stoffmodells für Tonbeton ... 26
3.5 Ableitung der Modellparameter aus Laborversuchen ... 29
3.5.1 Elastizitätsmodul ... 29
3.5.2 Kohäsion und Reibungswinkel ... 30
3.5.3 Dilatanzwinkel ... 32
3.5.4 Poissonzahl ... 32
3.5.5 Referenz-Elastizitätsmodul ... 33
3.5.6 Ent- und Wiederbelastungsmodul ... 33
3.5.7 Steifemodul gemäß Ödometerversuch ... 33
3.5.8 Exponent ... 33
3.5.9 Kompressionsbeiwert oder modifizierter Kompressionsindex ... 35
3.5.10 Schwellbeiwert oder modifizierter Schwellindex ... 36
3.5.11 Kriechbeiwert oder modifizierter Kriechindex ... 36

3.5.12 Zusammenfassung der Parameterermittlung ... 37
4 Numerische Modellierung mit FEM ... 38
4.1 Finite Elemente Methode ... 38
5 Bemessungsmodell und numerische Simulation ... 39
5.1 Wahl der Dammsysteme ... 39
5.2 Wahl der Stoffmodelle ... 41
5.3 Parameterstudie ... 42
5.4 Berechnungsschritte ... 43
5.5 Variation der Randbedingungen ... 47
6 Auswertung und Interpretation der Ergebnisse ... 48
6.1 Dammvariante A – Dammertüchtigung ... 49
6.1.1 Verformungen im Dammsystem ... 50
6.1.2 Verformungen in der Dichtwand ... 51
6.1.3 Spannungen im Dammsystem ... 54
6.1.4 Spannungen in der Dichtwand ... 54
6.2 Dammvariante B – Dammneubau ... 61
6.2.1 Verformungen im Dammsystem ... 61
6.2.2 Verformungen in der Dichtwand ... 63
6.2.3 Spannungen im Dammsystem ... 66
6.2.4 Spannungen in der Dichtwand ... 67
6.3 Hinweise und Empfehlungen für die Praxis ... 77
7 Zusammenfassung und Ausblick ... 78
Literaturverzeichnis ... 80
Abkürzungsverzeichnis ... 82
Anhang A Deformiertes FE-Netz - Variante A ... 83
Anhang B Deformiertes FE-Netz - Variante B ... 85
Anhang C Biegelinien – Variante A ... 87
Anhang D Biegelinien - Variante B ... 91
Anhang E Spannungsabbildungen – Variante A ... 95
Anhang F Spannungsabbildungen - Variante B ... 107
Anhang G Deviatorische Spannungen – Variante A ... 123
Anhang H Deviatorische Spannungen - Variante B ... 124

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Dichtkörper und / oder Gründungsbereiche von Stauhaltungen sind häufig durch Dichtungsschlitzwände zu ertüchtigen. Als Dichtwandmaterial kommt dabei vielfach Tonbeton (engl. Plastic Concrete) zum Einsatz, welcher nach DIN EN 1538:2010-12 als „Beton geringer Festigkeit und mit einem niedrigen Elastizitätsmodul, der in der Lage ist, größere Verformungen als normaler Beton auszuhalten“, definiert ist. Bei verschiedenen Projekten wurden zuletzt zunehmend höhere Festigkeiten des Materials gefordert, wobei allerdings in der Regel gleichzeitig ein geringer Elastizitätsmodul verlangt wird. Nachdem höhere Festigkeiten im Allgemeinen auch höhere Verformungsmoduln und höhere Spannungen bedingen, ist eine vornehmlich auf die Einhaltung zulässiger Spannungen ausgerichtete Bemessung weder zielführend noch realistisch.

1.2 Zielsetzung

Es soll ein praxistaugliches und anforderungsgerechtes Bemessungskonzept für Tonbeton erstellt werden, welches die Abhängigkeiten zwischen Festigkeit, Steifigkeit, Spannungen und Verformungen angemessen berücksichtigt. Es soll in der Lage sein, maximal zulässige Verformungen zur Gewährleistung der Dichtwirkung für ein vorgegebenes Sicherheitsniveau festzulegen. Diese Abhängigkeiten sollen hierzu in einem ersten Schritt anhand eines numerischen Modells mit dem FEM-Programm PLAXIS 2D dargestellt und untersucht werden. Dabei ist insbesondere der Einfluss des gewählten Stoffmodells unter Einbeziehung der gewählten Stoffparameter zu beachten.

1.3 Grundlagen der Arbeit

Es liegt eine Masterarbeit der Hochschule der angewandten Wissenschaften München in Zusammenarbeit mit der Firma BAUER Spezialtiefbau zum Thema „Anwendbarkeit PLAXIS 2D - Materialmodelle für Plastic Concrete“ vor. Des Weiteren wurden Kompressions- und Triaxialversuche an Tonbetonprobekörpern des Bauvorhabens Sylvensteinspeicher an der Technischen Universität München durchgeführt. Diese dienen unter anderem zur Ermittlung der Stoffparameter für Tonbeton. Es sei erwähnt, dass die Zusammensetzung von Tonbeton allgemein sehr unterschiedlich ist und abhängig vom jeweiligen Projekt festgelegt wird. In den Normen wird lediglich eine große Bandbreite der Bestandteile angegeben.

2 Grundlagen

Nach ÖNORM B 4452:1998 sind Dichtwände Bauwerke, die im Untergrund auf einer definierten Länge, Breite und Tiefe den anstehenden Boden durch eine Mischung aus Feststoffen und Flüssigkeiten ersetzen oder verbessern und durch hydraulische Bestandteile erhärten. Dabei steht eine flächenhafte und lückenlose Ausführung zur Verringerung der hydraulischen Durchlässigkeit im Vordergrund. Die Einsatzmöglichkeiten reichen von der Sicherung gegen Unterströmen, zum Schutz des Grundwassers bis hin zu Wasserhaltungen bei Wasserbauprojekten. Dichtwände können mit oder ohne statische Tragwirkung ausgeführt werden.

2.1 Dichtwandherstellung

Bei der Herstellung von Dichtwänden haben sich in den letzten Jahrzehnten verschiedene Verfahren entwickelt. Abbildung 1 gibt eine Übersicht über die gängigsten Verfahren. Neben dem Austausch- und Verdrängungsverfahren sind auch kombinierte Verfahren in der Praxis üblich.

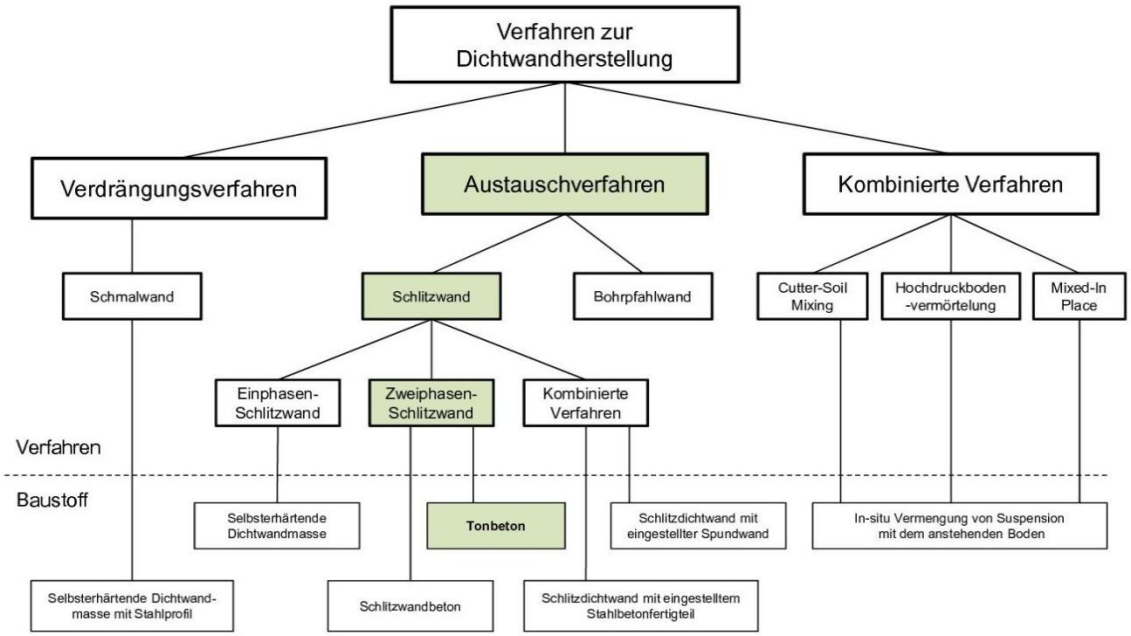


Abbildung 1: Verfahren zur Dichtwandherstellung

Da Tonbeton nur bei Zweiphasen-Schlitzwänden eingesetzt werden kann (grün markiert), wird hier auf die Beschreibung des Verdrängungsverfahrens und des Kombinierten Verfahrens verzichtet. Nachfolgend wird aber auf die Besonderheiten und die verfahrenstechnischen Eigenheiten der verschiedenen Schlitzwandverfahren (Einphasen-, Zweiphasenschlitzwand, Kombiniertes Verfahren) eingegangen, um eine genauere Abgrenzung zu der Anwendung von Tonbeton zu schaffen.

Die Herstellung einer Schlitzwand kann in folgende Arbeitsschritte unterteilt werden:

- Herstellung der Leitwand
  Eine aus Ortbeton oder Fertigteilen hergestellte Wand dient zum lagerichtigen Ansetzen und Führen des Greifers oder der Fräse beim Aushub. Über die Höhe der Leitwand kann sich der Wasserdruck der Stützsuspension aufbauen und ein oberflächennahes Versagen des Schlitzes durch nachbrechendes Erdreich wird verhindert.
- Aushub des flüssigkeitsgestützten Schlitzes
  Während des Aushubs wird der offene Schlitz durch eine Bentonit- oder Zementsuspension gestützt. Die Suspension wirkt dem Erddruck entgegen und stabilisiert die Schlitzwandung. Dabei ist auf den Flüssigkeitsspiegel der Suspension zu achten. Ein zu starkes Absinken kann zu Wassereintrag durch Grundwasser oder zum Versagen des Schlitzes führen. Die Suspension erhält ihre stützende Wirkung durch die Ausbildung eines Filterkuchens an der Kontaktfläche zwischen flüssiger Suspension und Erdreich.
- Einbau der Abschal- oder Fugenelemente
  Diese werden zwischen Betonierabschnitten oder beim Zweiphasen-Verfahren zwischen den einzelnen Lamellen eingesetzt, um eine durchgehend dichte Wand zu erzeugen.
- Einbau der Bewehrung (optional)
  Ist eine bewehrte Schlitzwand aus statischen Gründen notwendig, wird der vorgefertigte Bewehrungskorb in den Schlitz abgelassen. Bei Tiefen, die größer als die Höhe des Mäklers sind, ist eine Unterteilung in einzelne Schüsse notwendig, die nach und nach beim Absenken in den Schlitz zusammengefügt werden. Zur Einhaltung der Betondeckung werden Abstandhalter am Bewehrungskorb befestigt. Nach ÖNORM EN 1538 hat der mittlere Abstand zwischen Erdreich und Bewehrung mindestens 75 mm zu betragen.
- Betonieren der Schlitzwandlamelle im Kontraktorverfahren
  Das Betonieren im Kontraktorverfahren ist nur beim Zweiphasen-Verfahren notwendig. Dabei wird im Schutze eines Schüttrohres, das bis zur Schlitzwandsohle reicht, Beton eingebracht. Durch das Schüttrohr wird verhindert, dass der hinabfallende Beton die Bewehrungseisen berührt und sich dabei entmischt. Beim Ziehen der Schüttrohre hat das untere Ende immer im Frischbeton zu sein, damit der am Anfang eingebrachte Beton im Zuge des Betoniervorgangs nach oben gedrückt und die Suspension vollständig verdrängt wird.

Herstellungstechnisch wird zwischen gegreiferten und gefrästen Schlitzwänden unterschieden. Bei einer gegreiferten Schlitzwand erfolgt der Aushub intermittierend, indem ein Schlitzwandgreifer bis zur Sohle abgelassen wird und den anstehenden Boden löst. Wegen der langen Absenk- und Hochziehzeiten ist eine wirtschaftliche Anwendung bis zirka 50 m gegeben. Eine Fräse hingegen löst

kontinuierlich den Boden und vermischt diesen mit der Suspension. Dieses Gemisch wird direkt an der Fräse abgepumpt und an der Oberfläche separiert. Die aufbereitete Suspension kann dem Schlitz wieder zugeführt werden und die gelösten Bodenbestandteile werden deponiert. Besonders bei tiefen Schlitzwänden ermöglicht dieses Verfahren eine sehr wirtschaftliche Ausführung, bedarf aber einer größeren und aufwendigeren Baustelleneinrichtung.

2.1.1 Besonderheiten der Einphasen-Schlitzwand

Eine Einphasen-Schlitzwand ist eine Wand aus einer selbsterhärtenden Zementsuspension bzw. Zement-Bentonitsuspension. Somit übernimmt bei der Einphasen-Schlitzwand die Stützsuspension, die im Aushubzustand gegen den Erd- und Wasserdruck wirkt, auch die spätere Funktion als Dichtmaterial. Die Zementsuspension erfordert keine weitere Zugabe von hydraulischen Bindemitteln. Laut ÖNORM EN 1538:2010 besteht diese Suspension aus Wasser, feinkörnigem Material (z.B.: Schluff, Ton, Bentonit), Bindemittel (meist Zement) und Betonzusatzstoffen. Eine Erhärtung kann nach den Gegebenheiten der Baustelle eingestellt werden und erfolgt in der Regel nach acht bis 24 Stunden. Wenn bei schwierigen Bodenverhältnissen (Bodenklasse 6 & 7) oder bei großen Tiefen die Verarbeitungszeit nicht eingehalten werden kann, ist das Einphasen-Verfahren nicht mehr geeignet und es muss das Zweiphasen-Schlitzwandverfahren angewandt werden. In Abbildung 2 wird der Bauablauf einer Einphasen-Schlitzwand beschrieben.

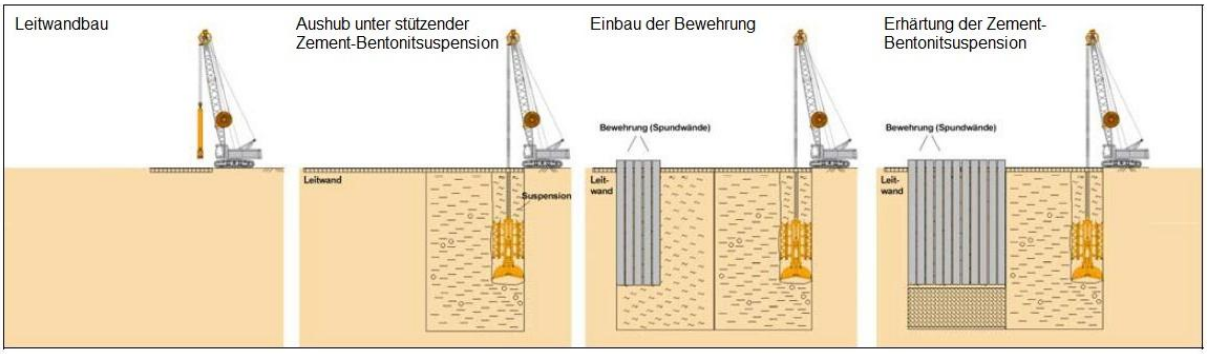


Abbildung 2: Bauablauf Einphasen-Schlitzwand [Prospekt BAUER Spezialtiefbau, 2013]

2.1.2 Besonderheiten der Zweiphasen-Schlitzwand

Zur Herstellung dieser Dichtwand sind zwei Phasen erforderlich, in jeder dieser Phasen kommen unterschiedliche Materialien im Schlitz zum Einsatz. Während der ersten Phase, dem Aushub, kommt eine nicht erhärtende Stützsuspension aus Bentonit, oder seltener aus Polymeren, zum Einsatz. Genaue Angaben zur Zusammensetzung und Prüfung von Suspensionen sind ÖNORM EN 1538:2010 zu entnehmen.

In der zweiten Phase wird die Stützsuspension mit dem Kontraktorverfahren durch den endgültigen Wandbaustoff ersetzt. Nach CARL (1976) reichert sich während der Herstellung der Dichtwand die

Suspension im Schlitz mit Sand an. Dies erhöht die Dichte der Stützsuspension, wodurch die Verdrängung der Suspension durch den einzubringenden (Erd-)Beton erschwert wird. Deshalb kann es notwendig sein, die Suspension vor dem Betonieren zu entsanden. In Abbildung 3 sind die Verfahrensschritte dargestellt.

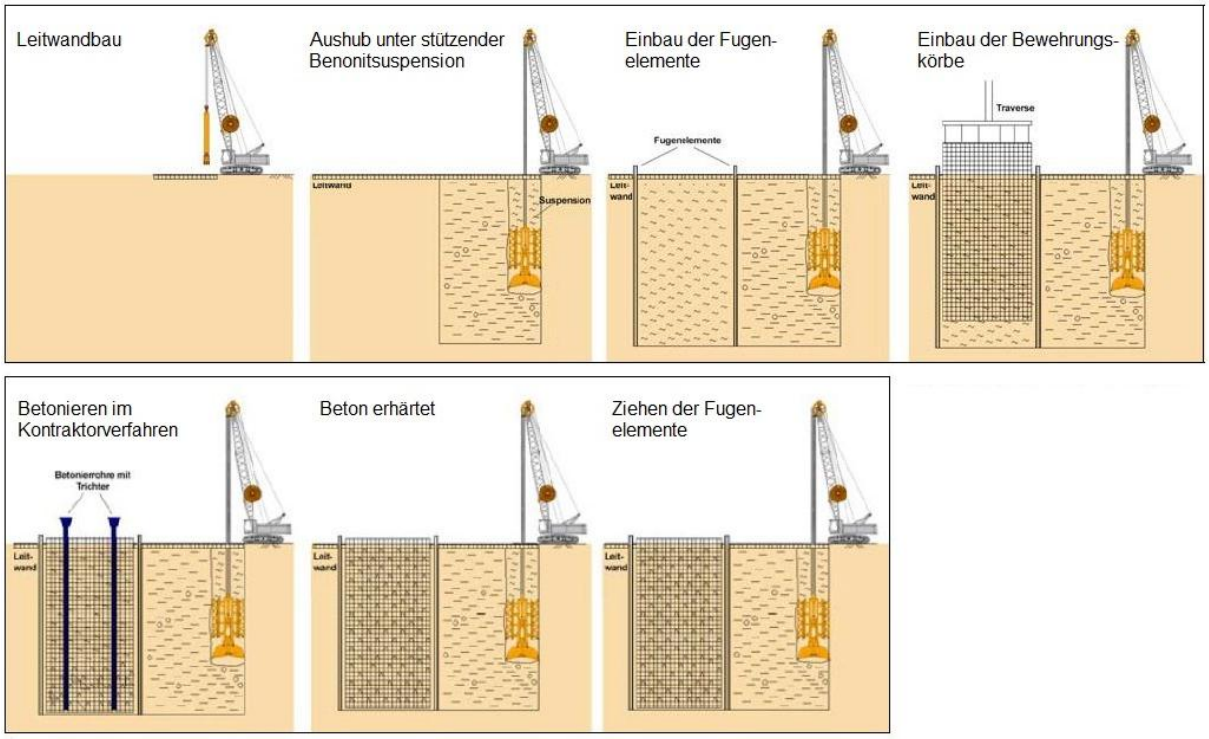


Abbildung 3: Bauablauf Zweiphasen-Schlitzwand [Prospekt BAUER Spezialtiefbau, 2013]

Um gleichzeitig eine Schlitzwandlamelle betonieren und eine weitere Lamelle ausheben zu können, werden Fugenelemente zwischen diesen Abschnitten eingestellt. Diese Fugenelemente sind spezielle Konstruktionen aus Stahl(-beton). Sie können wieder gezogen werden oder verbleiben als verlorene Schalung im Schlitz. Abbildung 4 gibt eine Übersicht über mögliche Abschalkonstruktionen.

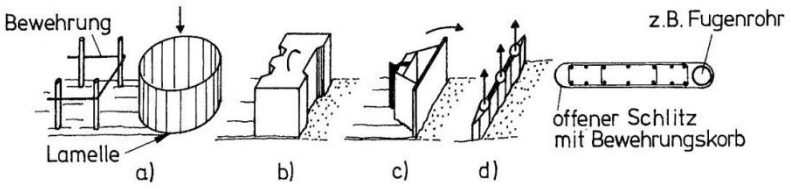


Abbildung 4: Abschalemente zwischen einzelnen Schlitzwandlamellen: a) Abschalrohr, b) Betonfertigteil, c) Fugenbandelement, d) Flachfugenelement [Grundbautaschenbuch Teil 3, 2001]

2.1.3 Besonderheiten des Kombinationsverfahrens

Das Kombinationsverfahren ist eine Variante der Einphasen-Schlitzwand, bei der noch vor dem Erhärten der Dichtwandmasse konstruktive oder dichtende Wandelemente in den Schlitz eingestellt werden. Diese Wandelemente können Betonfertigteile, Spundwände oder Sonderlösungen wie HDPE-Folien

sein. Betonfertigteile und Spundwände werden meist nur in den oberen Bereichen zur statischen Lastabtragung benötigt. Bei Baugrubenwänden kann im Zuge des Aushubes die erhärtete Suspension entfernt und das freigelegte Wandelement ausgesteift oder rückverankert werden. HDPE-Folien kommen meist bei Dichtwänden im Deponiebau zum Einsatz, um die Dichtheit zu erhöhen.

2.2 Anforderungen an selbsterhärtende Dichtwandmassen

Für Einphasen-Schlitzwände, wie in Abschnitt 2.1.1 beschrieben, kommen selbsterhärtende Dichtwandmassen zum Einsatz. Dies sind spezielle Stützsuspensionen, die im Schlitz verbleiben und erhärten. Tabelle 1 zeigt eine typische Rezeptur einer selbsterhärtenden Dichtwandmasse laut ÖNORM B 4452:1998. Während des Aushubes lösen sich Feinteile und Sand aus dem Boden und reichern sich in der Suspension an. Daher ist eine Zugabe von Gesteinskörnungen nicht erforderlich. Da der anstehende Boden Bestandteil der späteren Dichtwand ist, bedarf die Herstellung einer genauen Qualitätsüberwachung.

Tabelle 1: Bestandteile Einphasen-Dichtwandmasse [ÖNORM B 4452]

Bestandteile	**Rezeptur Einphasen-Dichtwandmasse [je 1 m³]**
Hydraulisches Bindemittel	80 – 350 kg
Wasser	800 – 950 l
Na-Bentonit	30 – 70 kg
Ca-Bentoni	100 – 150 kg

2.3 Anforderungen an herkömmliche Dichtwandbetone

Nach ÖNORM EN 1538:2010 hat, sofern nicht anders festgelegt, der Schlitzwandbeton EN 206-1 zu entsprechen. Dies bedeutet, dass der Ortbeton so zusammengesetzt sein muss, dass er sich beim Einbringen nur minimal entmischt, die Bewehrung leicht umfließt und nach dem Erhärten ein dichtes Medium mit geringer Durchlässigkeit bildet. Der Beton muss im frischen Zustand den Anforderungen an die Konsistenz und im erhärteten Zustand an die Festigkeit und Dauerhaftigkeit entsprechen.
Ein Entmischen wird weitestgehend durch die Verwendung von Sieblinien verhindert, die keine Ausfallskörnung aufweisen. Damit der Frischbeton die Bewehrung umfließen kann, ist das Größtkorn entweder mit 32 mm oder mit ¼ des lichten Abstandes der Längsbewehrung zu begrenzen. Auch der Zementgehalt richtet sich nach dem Größtkorn (siehe Tabelle 2).

Tabelle 2: Mindestzementgehalt für Beton abhängig vom Größtkorn [ÖN EN 1538]

Größtkorn der Gesteinskörnung [mm]	**Mindestzementgehalt [kg/m³]**
32	350
25	370
20	385
16	400

Um die hohen Anforderungen an moderne Betone zu gewährleisten, kommen Zusatzmittel zum Einsatz. Diese können Betonverflüssiger, Fließmittel oder Erstarrungsverzögerer sein. Sie ermöglichen eine hohe Plastizität, eine verbesserte Fließfähigkeit, eine verminderte Wasserabgabe, um Entmischen und Bluten zu vermeiden, oder eine verlängerte Verarbeitungszeit. Zusatzmittel haben somit einen großen Einfluss auf den Frischbeton. Festbetoneigenschaften können damit nicht direkt beeinflusst werden, da dafür das Zuschlagsmaterial, der Zementgehalt und der Wasserzementwert (W-Z-Wert) maßgebend sind. Übliche W-Z-Werte liegen bei herkömmlichem Dichtwandbeton bei rund 0,6.

2.4 Tonbeton / Plastic Concrete

2.4.1 Definition und Anwendungsbereich

Nach DIN EN 1538:2010-12 wird Tonbeton als „*Beton geringer Festigkeit und mit einem niedrigen Elastizitätsmodul, der in der Lage ist, größere Verformungen als normaler Beton auszuhalten*“ definiert. Diese Norm besagt weiter, dass „*Tonbeton in der Regel einen niedrigen Zementgehalt besitzt und mit einem hohen Wasserzementwert hergestellt wird. Er kann Bentonit und/oder anderes Tonmaterial und/oder andere Materialien wie Flugasche und Zusatzmittel enthalten.*“

Tonbeton wird zur Dichtwandherstellung bei Zweiphasen-Schlitzwänden eingesetzt (siehe 2.1.2) und bietet eine Alternative zum herkömmlichen Schlitzwandbeton. Der Anwendungsbereich von Tonbetondichtwänden beschränkt sich auf Wasserhaltungen im Dammbau und Abdichtungsmaßnahmen im Deponiebau. Statisch wirksame Baugrubenwände oder Schächte sind nicht möglich.

2.4.2 Frischbetoneigenschaften

Das Frischbetonverhalten von Tonbeton ist nicht mit jenem von herkömmlichem Schlitzwandbeton vergleichbar, da die enthaltenen Tonminerale dessen Eigenschaften stark beeinflussen. Durch die Zugabe von Ton verhält sich der Frischbeton thixotrop. Unter Thixotropie von Flüssigkeiten wird zeitabhängige Viskosität verstanden. Am stärksten beeinflusst wird dadurch das Fließverhalten des Frischbetons. Zur Abgrenzung von Tonbeton zu anderen Baustoffen für Dichtwände bietet Tabelle 3 eine Übersicht über die Ausgangsstoffe der verschiedenen Dichtwandmaterialen.

Tabelle 3: Bestandteile von Dichtwandmaterialen [gemäß ÖNORM B 4452:1998]

Mischungen	Ausgangsstoffe							Verfahren
	Wasser	hydraulische Bindemittel		Tone	Korngemische			
		Zement gemäß ÖNORM B 3310	hydraulisch wirksame Zusatzstoffe mit Anregern		Zuschlag gemäß ÖNORM B 3304	gemischtkörnige Böden gemäß ÖNORM B 4401-3	Steinmehl	
Beton gemäß ÖNORM B 4200-10	X	X	X		X			Zweiphasen-Schlitzwand, Bohrpfähle
Tonbeton	X	X	X	X		X		Zweiphasen-Schlitzwand
Ton-Bindemittel-Steinmehl-Mischung	X	X	X	X			X	Schmalwand, Ein- und Zweiphasen-Schlitzwand, HDBV
Ton-Bindemittel-Mischung	X	X	X	X				Einphasen-Schlitzwand, HDBV
Bindemittel-Suspension	X	X	(X)					HDBV

Tonbeton besteht aus folgenden Bestandteilen:

- Wasser:

  Gemäß ÖNORM B 4452:1998 eignet sich Trinkwasser stets als Anmachwasser und bedarf keiner gesonderten Prüfung. Bei einem Sulfatgehalt über 600 mg/l sind C_3A-freie Portlandzemente zu verwenden.

- Hydraulische Bindemittel:

  Hier kommen Zemente der Klassen CEM I und CEM II zum Einsatz. CEM III-Zemente werden nicht verwendet, da eine besonders hohe Anfangsfestigkeit meist nicht gefordert ist und die Kosten für diese Zementart generell höher sind.

- Tone:

  Die eingesetzten Tone sind entweder Bentonit oder Tonmehl. Bentonit wird in Calciumbentonit, natürliches Natriumbentonit und aktiviertes Bentonit unterteilt. Bentonit besteht hauptsächlich aus Montmorillonit und ist in Verbindung mit Wasser äußerst quellfähig (bis zu 800% Volumenvergrößerung). Tonmehle sind Mahlprodukte aus Kaolinit, Illit oder Smectit.

- Zuschlag/Korngemische:

  Es ist eine Sieblinie ohne Ausfallskörnung zu wählen. Das Größtkorn sollte wie bei herkömmlichen Betonarten an den Längsbewehrungsabständen angepasst werden.

- Zusatzmittel:

  Es können Zusatzmittel wie Betonverflüssiger, Fließmittel oder Erstarrungsverzögerer eingesetzt werden. Das Ziel ist es, mit der Zugabe von Zusatzmitteln, eine Frischbetonkonsistenz zu erhalten, die es ermöglicht den Beton ordnungsgemäß zu verarbeiten und einzubauen.

Ein wesentlicher Unterschied zu herkömmlichen Betonen ist der Wasserzementwert (W/Z-Wert) oder Wasserbindemittelwert (W/B-Wert). Die Richtlinie „Bohrpfahl“ definiert einen maximalen W/B-Wert von 0,60 für Pfahlbeton. Bei Tonbeton hingegen sind Werte von 3,0 bis 4,5 oder höher keine Seltenheit. Diese hohen Werte bewirken ein schlechteres Wasserrückhaltevermögen des Frischbetons. Es kommt zum „Bluten“ des Betons, ein Vorgang bei dem das Anmachwasser nach oben aufsteigt und sich die Feststoffe unten absetzen. Um dem entgegenzuwirken, wird der Rezeptur ein höherer Anteil an Feinteilen, Tonmehl oder feingemahlenem Zement, hinzugefügt.
Für das Herstellen von Frischbeton wird nach CARL (1976) zuerst Wasser mit Bentonit zu einer Suspension vermischt. Nach 25-minütiger Mischzeit und sechsstündiger Quellzeit kann die Suspension mit den Zuschlagstoffen und dem Zement vermengt werden.

2.4.3 Festbetoneigenschaften

Die Aufgabe von Dichtwandbeton ist es, ein möglichst wasserundurchlässiges Medium zu bilden. Die Anforderung an die Festigkeit ist bei reinen Abdichtungsmaßnahmen in den Hintergrund zu rücken. Eine plastische Verformbarkeit des Betons ist für eine hohe Dichtheit maßgebend. Wie schon CARL (1976) zeigte, reicht bei Tonbetonen eine charakteristische einaxiale Druckfestigkeit von f_c = 0,35 N/mm² aus, um das Gefüge bis zu einem hydraulischen Gradienten von i = 30 als erosionssicher anzusehen. ÖNORM B 4452:1998 legt eine Mindestdruckfestigkeit von $f_c \geq$ 0,50 N/mm² bei 90 Tagen fest. Dabei ist die Erosionsbeständigkeit für i_{max} = 150 bei dauerhaften Maßnahmen und für i_{max} = 300 bei temporären Maßnahmen ohne weiteren Nachweis gegeben. Wird die Erosionsbeständigkeit im Laborversuch ermittelt, so darf die Wasserdurchflussmenge über eine Dauer von 28 Tagen bei konstantem hydraulischem Gefälle nicht zunehmen.
Wie bereits in Kapitel 2.4.2 „Frischbetoneigenschaften“ erläutert, weist Tonbeton einen W/B-Wert von bis zu 4,50 auf. Dadurch ergeben sich einaxiale Druckfestigkeiten, die bei etwa einem Zehntel von herkömmlichem Beton liegen. Dies konnte bei Versuchen an Tonbetonproben nachgewiesen werden. Sie erreichten eine einaxiale Druckfestigkeit von gerade einmal 1,5 - 2,0 N/mm² nach 28 Tagen. Nach einem Jahr kann mit einer Zunahme der Festigkeit von etwa 10 % gerechnet werden. Die einaxiale Druckfestigkeit bei Beton und Tonbeton wird unterschiedlich ermittelt (Tabelle 4). Von einem direkten Vergleich der Druckfestigkeiten wird abgeraten.

Tabelle 4: Vergleich von einaxialen Druckversuchen zwischen Beton und Tonbeton

Baustoff	**Beton**	**Tonbeton**
Norm	DIN EN 12390-3 (Betonbau)	DIN 18136 (Grundbau)
Aufbringung der Belastung	kraftgesteuert	weggesteuert
Belastungsgeschwindigkeit	Laststeigerung 0,6 MPa/s	Prüfgeschwindigkeit mm/s
Messung der Verformung	Dehnungen werden am Beton direkt gemessen	Dehnungen werden über Messuhren abgelesen und beinhalten Maschinenwege
Abmessungen der Probekörper	Würfel a = 150 mm Zylinder h/d = 2,0	Zylinder oder Prismen h/d = 2,0 ÷ 2,5
Lagerung	28 Tage Wasser 7 Tage Wasser / 21 Tage Luft	luftdicht verschlossen

3 Stoffmodelle in der Geotechnik

3.1 Anforderungen an ein mögliches Stoffmodell

Stoffmodelle sollen den Boden, ein Dreiphasensystem (Feststoffe, Wasser, Luft), mit Möglichkeiten der Kontinuumsmechanik beschreiben. Je ähnlicher der betrachtete Boden einem homogenen, gleichmäßigen Kontinuum ist, desto besser lässt sich dieser durch ein Stoffmodell abbilden (ADAM 2013).
Nach SCHANZ (2000) sind die Anforderungen an ein Stoffmodell die realistische Abbildung der Bodensteifigkeit und eine realitätsnahe Erfassung der Primärspannungszustände. Die Verwendung eines Stoffmodells muss mit ausreichenden Kalibrierungen und Verifizierungen an Laborversuchen nachgewiesen werden. Besonders die Wahl der Bodensteifigkeiten hat einen signifikanten Einfluss auf Setzungen und Verformungen. Es ist zu untersuchen, ob das gewählte Stoffmodell das grundsätzliche Verhalten des Bodens abbilden kann. Dazu zählen u.a. plastische Verformungen, Kriechverhalten, Verfestigungen, Porenwasserdruckabbau oder zeitabhängiges Verhalten. Es ist festzuhalten, dass es kein allumfassendes Stoffmodell gibt. Die Anforderungen müssen für den jeweiligen Boden analysiert werden. In den nachfolgenden Kapiteln wird auf die Eigenschaften der einzelnen Stoffmodelle in der Geotechnik genauer eingegangen. Die Wahl eines Stoffmodells hängt aber auch von den erforderlichen bzw. bestimmbaren Parametern ab. In Abschnitt 3.5 wird auf die Ermittlung von Modellparametern aus Laborversuchen genauer eingegangen.

3.2 Lineare Elastizität

Die lineare Elastizität ist die einfachste Form einer Beschreibung von Materialverhalten und basiert auf dem Hooke‘schen Gesetz. Es besagt, dass sich isotrope und homogene Festkörper proportional zu einer einwirkenden Last verformen. Die lineare Elastizität wird mit zwei unabhängigen Parametern beschrieben: der Poissonzahl ν und dem Elastizitätsmodul E. Eine bleibende Verformung, also plastisches Verhalten, kann nicht abgebildet werden. Das Hooke’sche Gesetz lautet:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \tag{1}$$

Boden hingegen verhält sich stark nicht-linear und weist irreversible Verformungen auch bei geringer Belastung auf. Deshalb ist für die Beschreibung von Böden dieses Modell nur sehr eingeschränkt geeignet, jedoch sind starre Einbauten oder Fels dennoch gut modellierbar.

3.3 Elastoplastizität

Unter Plastizität wird ein Materialverhalten verstanden, bei dem sich ein Körper unter Krafteinwirkung irreversibel verformt. Diese Verformung bleibt auch bei einer kompletten Entlastung erhalten. Elastizität beschreibt im Gegensatz ein Verhalten, bei dem sich der verformte Körper bei einer Entlastung wieder vollständig in die Ursprungsform zurückbildet.

Nach ADAM (2013) sind für die Beschreibung eines elastoplastischen Materialverhaltens folgende zwei (optional drei) Bestandteile erforderlich:

- Versagensfläche
  Definiert, bei welchem Spannungszustand elastische und bei welchem Spannungszustand plastische Verformungen auftreten.
- Plastisches Potenzial
  Beschreibt das Verhalten des Materials im Versagensfall, d.h. in welcher Größe und welcher Richtung die bleibenden Verformungen auftreten.
- Verfestigungsfunktion (optional)
  Legt fest, dass nach dem Auftreten von plastischen Verformungen eine weitere Laststeigerung nötig ist, um weitere Verformungen zu erhalten.

Nachfolgend werden geotechnische Materialmodelle genauer vorgestellt. Auf Materialmodelle, die im Abschnitt 5 „Bemessungsmodell und numerische Simulation“ verwendet werden, wird näher eingegangen.

3.3.1 Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb

Das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb (M-C) beschreibt ein linear-elastisch ideal-plastisches Materialverhalten (Abbildung 5). Im elastischen Bereich bildet sich der verformte Körper bei Entlastung wieder komplett in die Ursprungsgestalt zurück. Erst beim Erreichen der Fließgrenze bzw. der Versagensfläche bleiben auch bei einer Entlastung Verformungen erhalten.

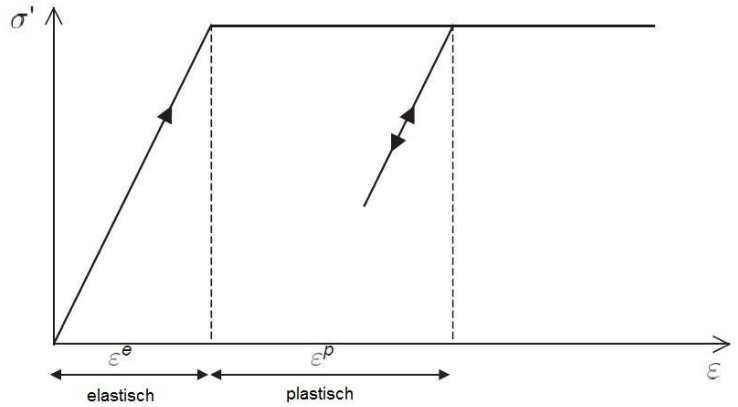


Abbildung 5: Linear-elastisch ideal-plastisches Materialverhalten [PLAXIS HANDBUCH]

Das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb wird im elastischen Bereich durch die Parameter E und ν und im plastischen Bereich mit den zwei geotechnischen Parametern φ und c beschrieben; wobei φ der Reibungswinkel und c die Kohäsion sind. Diese sind durch standardmäßige Laborversuche bestimmbar (siehe Abschnitt 3.5 „Ableitung der Modellparameter aus Laborversuchen“).

In ADAM (2013) wird erwähnt, dass beim Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb, das Materialversagen von der maximal aufnehmbaren Scherspannung abhängt. Diese Scherspannung setzt sich aus der Schubspannung τ_c zufolge Kohäsion und der Schubspannung τ_φ zufolge des Reibungswinkels zusammen. Daraus lässt sich die Bruchgerade nach Mohr-Coulomb formulieren.

$$\tau = \tau_c + \tau_\varphi \quad \rightarrow \quad \tau = c + \sigma \cdot tan\varphi \tag{2}$$

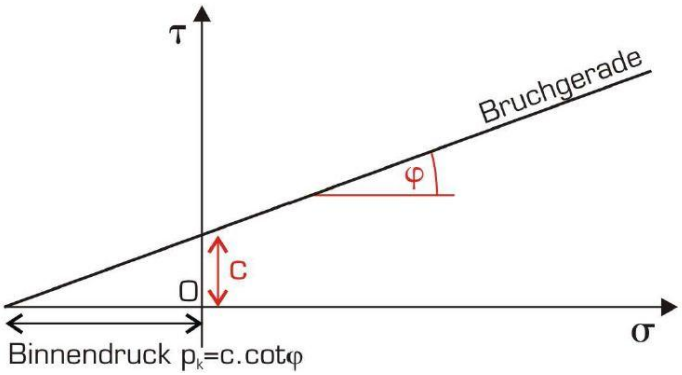


Abbildung 6: Bruchgerade nach Mohr-Coulomb [ADAM, 2013]

Der Reibungswinkel φ ist der Neigungswinkel der Bruchgeraden und die Kohäsion c ist die Ordinate an der die Bruchgerade die τ-Achse schneidet (Abbildung 6).

Um ein Versagen eines Bodens zu untersuchen, sind die jeweiligen Hauptnormalspannungen σ_1 und σ_3 ins σ-τ-Diagramm einzuzeichnen. Schneidet der wie in Abbildung 7 konstruierte Spannungskreis die Bruchgerade, kommt es zum Versagen. Der Radius des Spannungskreises ist $r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ und dessen Mittelpunkt ist $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$. Mit Kenntnis des Berührpunktes P des Spannungskreises mit der Bruchgerade kann der Winkel ϑ ermittelt werden. Dieser definiert den Winkel zwischen der Hauptspannungsrichtung und der Bruchfläche. Auch die zum Versagen gehörende Normalspannung σ_f und Schubspannung τ_f sind ablesbar; wobei der Index f für „Fließen“ steht. Im Grenzfall ergibt sich der Winkel ϑ zu:

$$\vartheta = 45 + \frac{\varphi}{2} \tag{3}$$

In der Bodenmechanik wird zwischen effektiven Spannungen σ' und total Spannungen σ unterschieden. Die effektiven Spannungen σ' sind jene Spannungen, die zwischen den Bodenteilchen wirken. Bei den totalen Spannungen σ wird zusätzlich der Porenwasserdruck u berücksichtigt.

$$\sigma' = \sigma - u \tag{4}$$

Nach MOHR (1882) besteht im Grenzzustand kaum ein Zusammenhang zwischen der maximalen Hauptnormalspannung σ_1 und der kleinsten Hauptnormalspannung σ_3 mit der mittleren Hauptnormalspannung σ_2. Deshalb werden in der weiteren Arbeit nur die σ_1 und σ_3 Hauptnormalspannungen dargestellt.

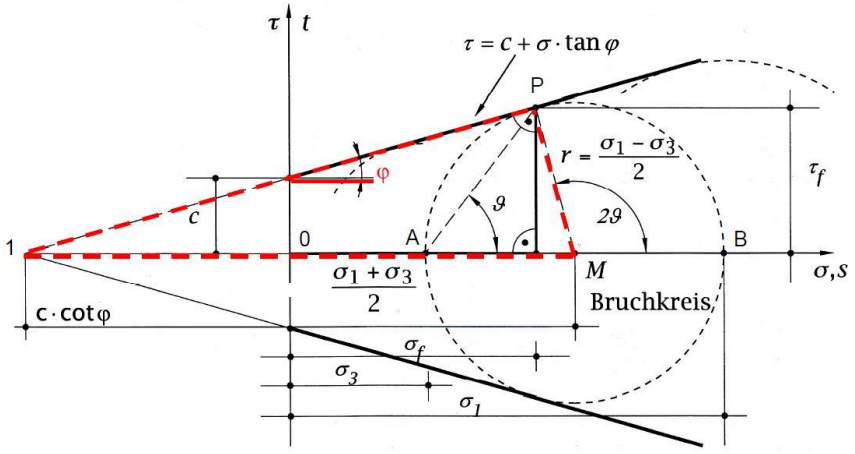


Abbildung 7: Konstruktion der Mohr´schen Spannungskreise [ADAM, 2013]

Aufgrund einer fehlenden Begrenzung der Versagensfläche in Richtung der hydrostatischen Achse ist ersichtlich, dass ein Versagen zufolge eines (vorwiegend) hydrostatischen Spannungszustandes $\sigma_1 \approx \sigma_2 \approx \sigma_3$ nicht abgebildet werden kann. Erst mit der Definition einer Kappe (engl. yield cap), wie es bei hochwertigen Stoffmodellen der Fall ist, kann auch dieser Spannungszustand zum Versagen führen. In Abbildung 8 ist zu sehen, dass sich die Bruchgerade bei dreidimensionalen Spannungszuständen zu Fließflächen in einem dreidimensionalen Koordinatensystem erweitert.

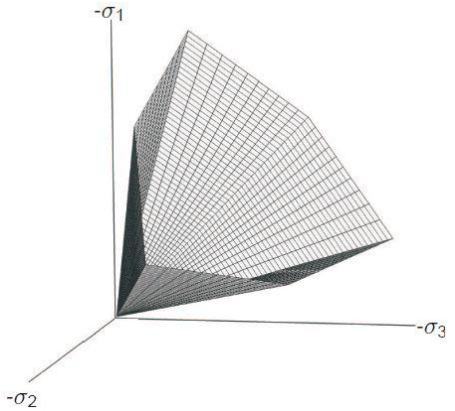


Abbildung 8: Fließfläche des Mohr-Coloumb‘schen Versagenskriteriums [PLAXIS HANDBUCH]

Das Modell nach Mohr-Coloumb, das eine Näherung erster Ordnung an das Verhalten von Boden und Fels ist, weist einige Einschränkungen auf. So wird das volumetrische Verhalten im elastischen Bereich nur durch die Querdehnzahl ν gesteuert. Es wird auch keine Anisotropie berücksichtigt. Bei undrainiertem Verhalten und schneller Belastung wird der Reibungswinkel $\varphi = 0$ gesetzt und die Kohäsion mit c_u angenommen. Es ist aber eine Erweiterung mit einer Kappe möglich und auch eine Verfestigung als Kohäsionssteigerung ist modellierbar. In Tabelle 5 findet sich eine Zusammenstellung der erforderlichen Parameter für das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb.

Tabelle 5: Zusammenfassung der Parameter des Versagenskriteriums nach Mohr-Coulomb

Kürzel	Einheit	Parameter
E	[kN/m²]	Elastizitätsmodul
ν	[-]	Poissonzahl
c	[kN/m²]	Kohäsion
φ	[°]	Reibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel

3.3.2 Hardening Soil Modell

Das Hardening Soil (HS) Modell ist ein erweitertes Modell zur Beschreibung des Verhaltens von Boden. Es kann für die Modellierung nichtbindiger Böden und überkonsolidiertem Ton und Schluff herangezogen werden. Berücksichtigt werden hier Plastizität, Dilatanz, Kompressions- und Reibungsverfestigung unter Erstbelastung und eine Beschränkung der hydrostatischen Spannungen durch eine Kappe (engl.: yield cap). Im Gegensatz zum Modell nach Mohr-Coulomb, bei dem die Grenzbedingungen der Tragfähigkeit ebenfalls durch φ und c definiert sind, wird hier zusätzlich die Bodensteifigkeit genauer beschrieben. Es werden drei verschiedene Steifigkeiten definiert: E_{50} ist die belastungsabhängige Sekantensteifigkeit bei 50 % der maximalen Deviatorspannung $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ und E_{ur} ist die belastungsabhängige Steifigkeit bei Ent- und Wiederbelastung im Triaxialversuch (siehe Abbildung 9). E_{oed} ist die Tangentensteifigkeit bei Erstbelastung im Ödometerversuch (siehe Abbildung 10). Die Steifigkeiten E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref} und E_{ur}^{ref} beziehen sich auf die Referenzspannung von 100 kPa. Der Exponent m beschreibt die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit und liegt nach JANBU (1963) für norwegischen Sand und Schluff bei ungefähr 0,5 und nach VON SOOS (1990) zwischen 0,5 und 1,0. Alle erforderlichen Parameter können aus geotechnischen Laborversuchen, wie dem Triaxial- und dem Ödometerversuch oder durch Rückrechnen von Stoffbeziehungen ermittelt werden (näheres siehe Abschnitt 3.5 „Ableitung der Modellparameter aus Laborversuchen“).

Unterschieden wird beim Hardening Soil Modell zwischen zwei Arten der Verfestigung; einerseits der Verfestigung zufolge Scherbeanspruchung (Reibungsverfestigung) und andererseits Verfestigung durch Druckbeanspruchung (Kompressionsverfestigung). Verfestigung bedeutet, dass nach einer plastischen Deformation höhere Spannungszustände für weitere plastische Deformationen notwendig sind. Reibungsverfestigung dient zur Beschreibung irreversibler Stauchungen zufolge primärer deviatorischer (gestaltverändernder) Belastung. Irreversible, plastische Stauchungen aufgrund primär Druckbeanspruchung werden mit der Kompressionsverfestigung abgebildet.

Der Formulierung des Hardening Soil Modells liegt zugrunde, dass das Verhältnis zwischen der vertikalen Stauchung ε_1 und der Deviatorspannung q durch eine Hyperbel angenähert werden kann.

Nach SCHANZ, VERMEER & BONNIER (1999) sind die Druckspannungen und Stauchungen negativ definiert. Diese Beziehung kann folgendermaßen beschrieben werden [PLAXIS HANDBUCH]:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \qquad f\ddot{u}r: q < q_f \tag{5}$$

E_i ist die Anfangssteifigkeit und steht mit der belastungsabhängigen Steifigkeit E_{50} in folgender Beziehung:

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \tag{6}$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot\varphi}{p^{ref} + c \cdot \cot\varphi} \right)^m \tag{7}$$

E_{50}^{ref} ist die Referenzsteifigkeit bei einer Referenzspannung p^{ref} von σ_3' = 100 kPa. Der Versagensfaktor R_f ist das Verhältnis zwischen der Scherfestigkeit bei Versagen q_f und der asymptotischen Scherfestigkeit q_a und liegt erfahrungsgemäß bei etwa 0,9. Sie werden folgendermaßen ermittelt:

$$q_f = (c \cdot cot\varphi - \sigma_3') \frac{2 \cdot sin\varphi}{1 - sin\varphi} \quad \text{und} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \tag{8}$$

Es ist zu erwähnen, dass σ_3' negativ ist. Die Formel für q_f ist abgeleitet vom Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb. Erreicht $q = q_f$ ist das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb erfüllt und es kommt zum Fließen. Die oben erwähnten Zusammenhänge zwischen den Steifigkeiten E_i und E_{50} und den Festigkeiten q_f und q_a sind in Abbildung 9 dargestellt.

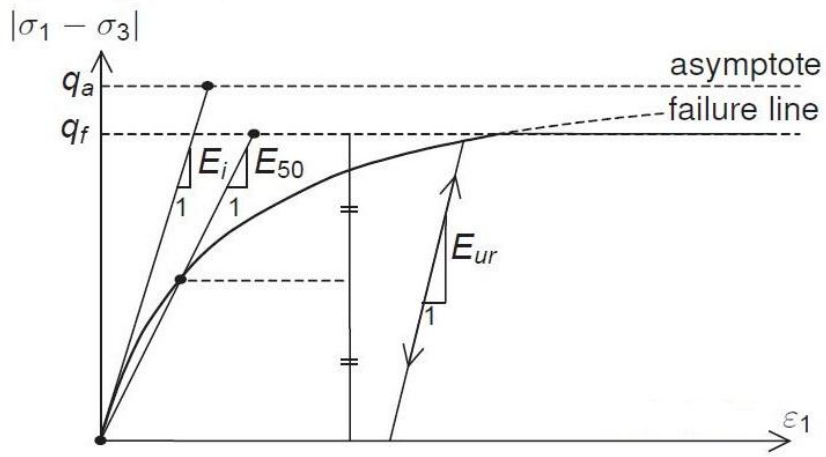


Abbildung 9: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung für einen drainierten Triaxialversuch [PLAXIS HANDBUCH]

Für Ent- und Wiederbelastungszyklen wird beim Hardening Soil Modell die belastungsabhängige Steifigkeit E_{ur} eingeführt. Analog zur Formulierung von E_{50} wird auch bei der Steifigkeit E_{ur} ein Zusammenhang zwischen der Referenzsteifigkeit E_{ur}^{ref} und der Referenzspannung p^{ref} von σ_3' = 100 kPa hergestellt.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot\varphi}{p^{ref} + c \cdot \cot\varphi} \right)^m \tag{9}$$

Die dritte belastungsabhängige Steifigkeit beim Hardening Soil Modell ist die Tangentensteifigkeit bei Erstbelastung im Ödometerversuch E_{oed} (Abbildung 10).

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1 + c \cdot \cot\varphi}{p^{ref} + c \cdot \cot\varphi} \right)^m \tag{10}$$

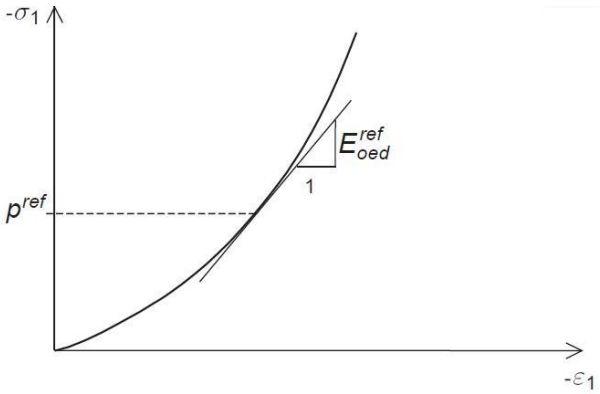


Abbildung 10: Definition von E_{oed} im Ödometerversuch [PLAXIS HANDBUCH]

Der Faktor der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit m kann aus den oben angeführten Formeln für die Steifigkeiten rückgerechnet werden. Dazu sind Versuche bei der Referenzspannung von σ_3' = 100 kPa und bei anderen Spannungsniveaus notwendig.

Gemäß SCHANZ (2000) wird in erster Näherung ein Verhältnis von $E_{ur}^{ref} \sim 3 \cdot E_{50}^{ref}$ und $E_{oed}^{ref} \sim E_{50}^{ref}$ angenommen. Versuche von SCHANZ (2000) bestätigen die Korrelation zwischen den beiden Steifigkeiten E_{oed}^{ref} und E_{50}^{ref} anhand von drei Sanden (Abbildung 11).

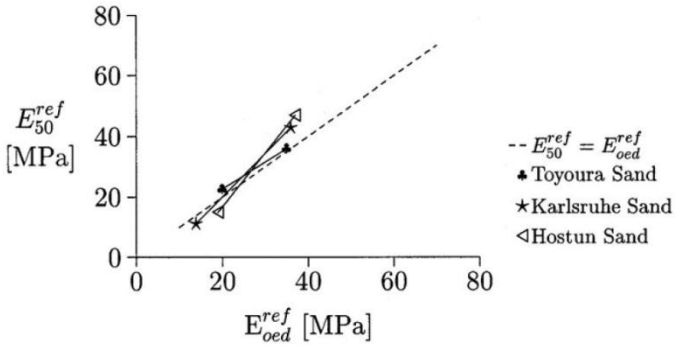


Abbildung 11: Zusammenhang der Steifigkeiten E_{oed}^{ref} und E_{50}^{ref} [SCHANZ, 2000]

Gegenüber dem Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb bietet das Hardening Soil Modell zwei wesentliche Vorteile. Erstens kommt statt der bilinearen Spannungs-Dehnungslinie eine hyperbolische Kurve zum Einsatz. Zweitens berücksichtigt das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb einen konstanten Elastizitätsmodul E; beim Hardening Soil Modell sind die Steifigkeiten, wie oben gezeigt, belastungsabhängig.

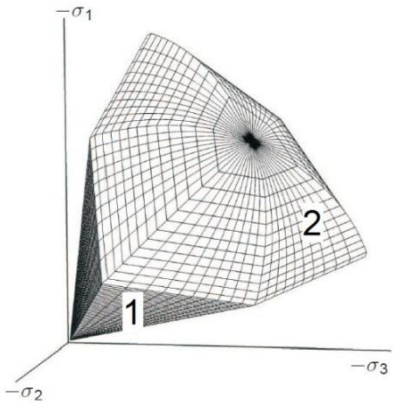


Abbildung 12: Fließfläche des Hardening Soil Modells [PLAXIS HANDBUCH]

Die in Abbildung 12 dargestellte Fließfläche zufolge Scherbeanspruchung (1) wird größtenteils durch die Moduln des Triaxialversuchs und die Kappe (2) durch den Modul aus dem Ödometerversuch beeinflusst. Somit kann es auch bei vorwiegend hydrostatischen Belastungen zum Versagen kommen. Die hexagonale Form der Fließfläche ist mit jener des Versagenskriteriums nach Mohr-Coulomb ident. Als Einschränkung des Hardening Soil Modells ist zu erwähnen, dass dieses größere Steifigkeiten bei kleinen Verformungen nicht berücksichtigt.

Zur Überprüfung und Veranschaulichung der Verfestigungseigenschaft des Hardening Soil Modells wird ein simples FE-Modell entwickelt (Abbildung 13). Es werden jeweils vier Be- und Entlastungszyklen mit Mohr-Coulomb und danach mit zurückgesetzten Verformungen mit dem Hardening Soil Modell berechnet. In Abbildung 14 ist die Auswertung der Vertikalverschiebung mit den Berechnungsschritten dargestellt. Beim Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb gehen die Verformungen nach der Primärentlastung wieder komplett auf den unverformten Wert zurück; vorausgesetzt dass es in keinem Punkt des Modells zum Fließen kommt. Hingegen kommt es beim Hardening Soil Modell nach der Primärbelastung zu einer Verfestigung und die Verformungen gehen bei der Primärentlastung nicht auf den Ursprungswert zurück. Tabelle 6 fasst die für das Hardening Soil Modell notwendigen Parameter zusammen.

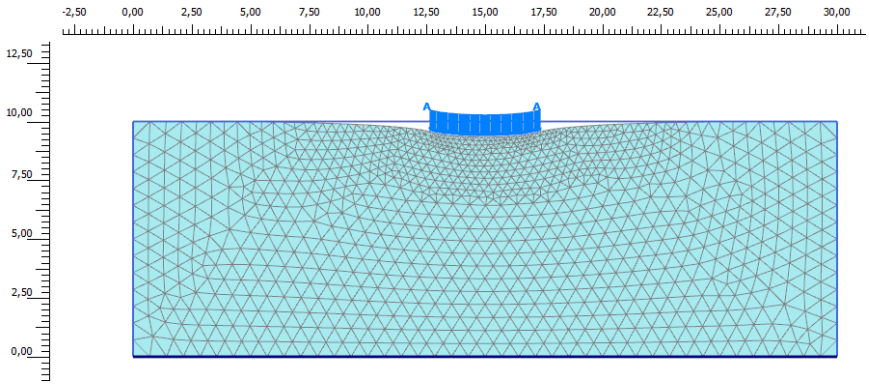


Abbildung 13: FE Modell für die Gegenüberstellung von Mohr-Coulomb und Hardening Soil Modell

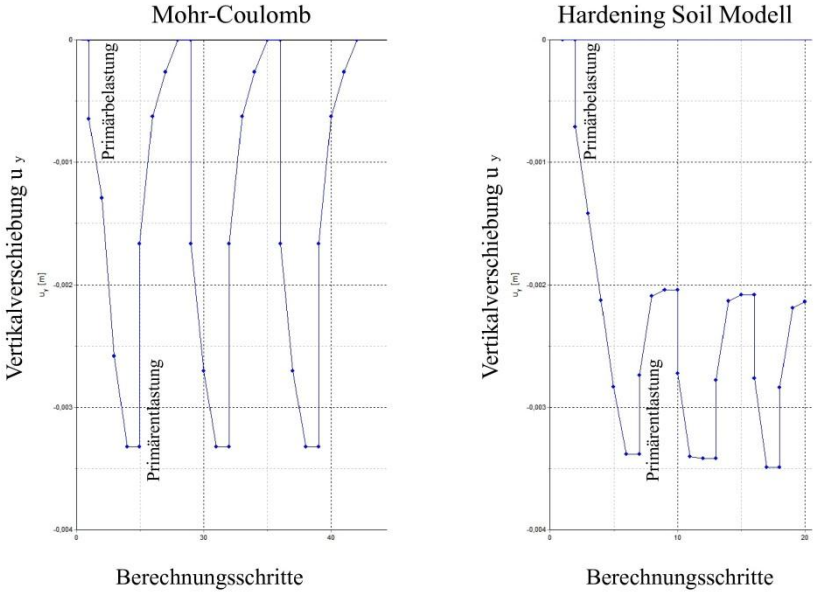


Abbildung 14: Gegenüberstellung der Vertikalverschiebung von Mohr-Coulomb (links) und Hardening Soil Modell (rechts)

Tabelle 6: Zusammenfassung der Parameter des Hardening Soil Modells

Kürzel	Einheit	Parameter
c	[kN/m²]	Kohäsion
φ	[°]	Reibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
E_{50}^{ref}	[kN/m²]	Referenzsteifigkeitsmodul
E_{ur}^{ref}	[kN/m²]	Referenz Ent- u. Wiederbelastungsmodul
E_{oed}^{ref}	[kN/m²]	Referenz Ödometermodul
m	[-]	Exponent

3.3.3 Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness

Das „Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness“ (HSsmall) basiert auf dem Hardening Soil Modell und erweitert dessen Eigenschaften um eine genauere Beschreibung des Verhaltens von Böden bei geringen Verzerrungen. Wie von ATKINSON & SALLFORS (1991) erläutert und in Abbildung 15 dargestellt, ist die Steifigkeit von Böden bei geringen Dehnungen wesentlich höher als in Laborversuchen ermittelt. So kann die Steifigkeit aus Laborversuchen bis zu 50% unterhalb der Steifigkeit bei geringen Verzerrungen liegen (ADAM, 2013).

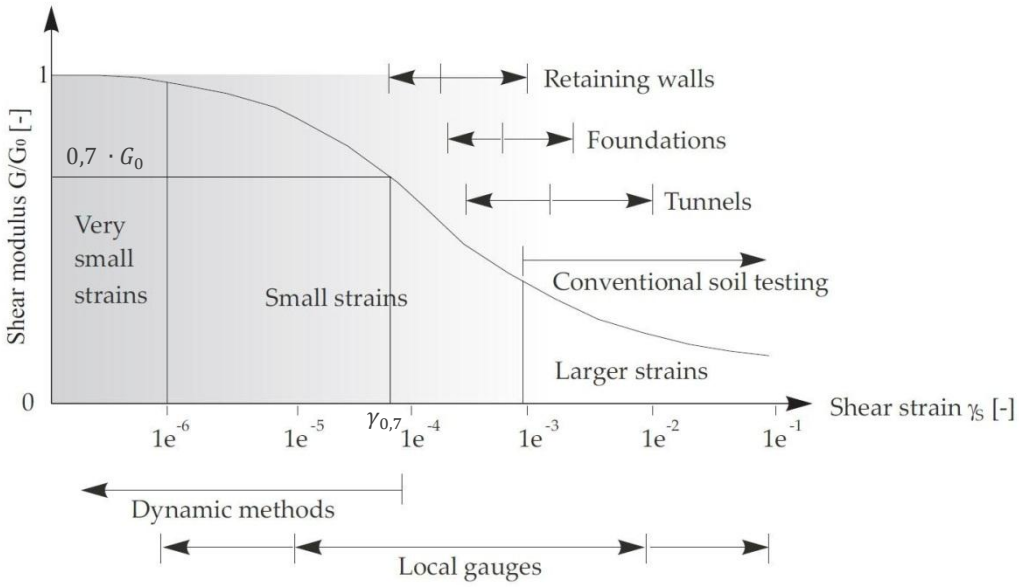


Abbildung 15: Charakteristisches Steifigkeits-Verzerrungsverhalten von Boden [ATKINSON, SALLFORS 1991]

Für die Beschreibung des HSsmall sind zusätzlich zu den Parametern des Hardening Soil Modells zwei weitere Parameter notwendig. Der Schubmodul bei kleinen Verzerrungen G_0 und die Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ bei der der Schubmodul auf 70% abgefallen ist, werden durch mehrere Eingangsgrößen beeinflusst. Den größten Einfluss auf diese Parameter hat die Porenzahl e. Deshalb ist die Kenntnis der Anfangsporenzahl wichtig für die Ableitung des Referenzschubmoduls G_0^{ref}. HARDIN & BLACK (1969) geben eine für viele Böden geeignete Abschätzung für den Referenzschubmodul.

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma_3' \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m \tag{11}$$

$$G_0^{ref} = 33 \cdot \frac{(2{,}97 - e)^2}{1 + e} \text{ [MPa]} \quad \text{für} \quad p^{ref} = 100\ [kPa] \tag{12}$$

Eine Anwendung findet das „Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness“ bei dynamischen Beanspruchungen (Erdbeben), bei Verschiebungen und Setzungen bei tiefen Baugruben mit komplexen Bauwerksgeometrien und bei schwierigen Untergrundverhältnissen (ADAM, 2013). Tabelle 7 gibt einen Überblick über die Parameter des „Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness“.

Tabelle 7: Zusammenfassung der Parameter des „Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness“

Kürzel	Einheit	Parameter
c	[kN/m²]	Kohäsion
φ	[°]	Reibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
E_{50}^{ref}	[kN/m²]	Referenzsteifigkeitsmodul
E_{ur}^{ref}	[kN/m²]	Referenz Ent- u. Wiederbelastungsmodul
E_{oed}^{ref}	[kN/m²]	Referenz Ödometermodul
m	[-]	Exponent
G_0	[kN/m²]	Schubmodul bei kleinsten Scherdehnungen
$\gamma_{0,7}$	[-]	Scherdehnung bei der der Schubmodul auf 70% abfällt

3.3.4 Soft Soil Modell

Das Soft Soil (SS) Modell ist eine Kombination aus dem Mohr-Coulomb´schen Versagenskriterium und dem Cam Clay Modell (NEHRER, 2008) und wird bei normalkonsolidierten und schluffigen Tonen sowie Torf angewendet. Die hexagonalen Fließflächen zur Beschreibung der Scherfestigkeit leiten sich vom Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb ab, die Formulierung der Kappe zur Beschreibung der isotropen Verfestigung basiert auf dem Cam Clay Modell. Obwohl das Hardening Soil Modell mehr Anwendungsbereiche abdeckt, ist gerade beim Kompressionsverhalten von sehr weichen Böden das Soft Soil Modell besser geeignet.

Dieses Modell sollte vorwiegend bei druckbeanspruchten Situationen zur Anwendung kommen und keinesfalls bei Aushubarbeiten verwendet werden, da hier das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb wesentlich plausiblere Ergebnisse liefert. Die Steifigkeiten des Soft Soil Modells sind belastungsabhängig und eine Unterscheidung zwischen Erstbelastung, Ent- und Wiederbelastung ist gegeben. Es können auch Vorkonsolidierungsspannungen definiert und berücksichtigt werden.

Die Formulierung des Soft Soil Modells geht von einer logarithmischen Beziehung zwischen der volumetrischen Verzerrung ε_v und der Spannung p' aus. Für die Erstbelastung kann sie wie folgt beschrieben werden:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \cdot \ln(\frac{p'}{p^0}) \tag{13}$$

Der in diesem Modell eingeführte modifizierte Kompressionsindex λ^* steuert die Zusammendrückbarkeit des Materials bei der erstmaligen Belastung. Dieser Index steht laut ÖNORM B 4420 in folgender Beziehung zum Kompressionsbeiwert C_c:

$$\lambda^* = \frac{Cc}{2{,}3 \cdot (1 + e)} \tag{14}$$

Während einer isotropen Ent- und Wiederbelastung folgt der Belastungspfad einer anderen Linie. Diese wird mit dem Schwellindex κ^* beschrieben:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \cdot \ln(\frac{p'}{p^0}) \tag{15}$$

Auch hier kann ein Zusammenhang zwischen Schwellindex und dem Schwellbeiwert C_s nach ÖNORM B 4420 beschrieben werden:

$$\kappa^* \sim \frac{2 \cdot Cs}{2{,}3 \cdot (1+e)} \tag{16}$$

Die beiden oben erwähnten Formeln für Be- und Entlastung aufgetragen ergeben in einem $\varepsilon_v - \ln p'$ −Diagramm zwei Geraden die Be- und Entlastungspfad darstellen. Für einen Spannungszustand p_p existieren unendlich viele Be- und Entlastungszyklen. Wird bei einer Wiederbelastung p_p überschritten, schreitet der Belastungspunkt entlang der λ^*-Gerade weiter (Abbildung 16).

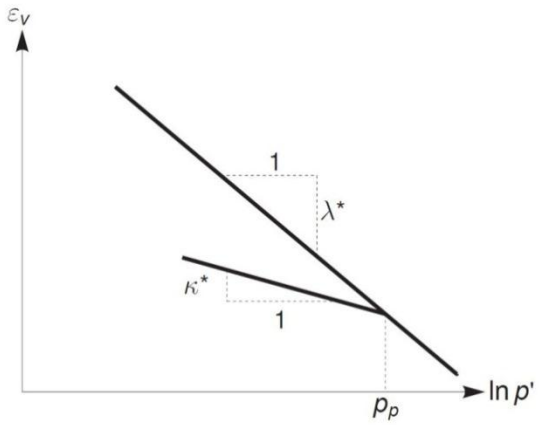


Abbildung 16: Logarithmische Beziehung zwischen der volumetrischen Verzerrung und den Hauptnormalspannungen [PLAXIS HANDBUCH]

Für den Fall $\sigma_2' = \sigma_3'$ kann eine vereinfachte Fließgerade definiert werden:

$$f = \bar{f} - p_p \tag{17}$$

Wobei $\bar{f}$ eine Funktion des Spannungszustandes (p',q) und p_p darstellt:

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cdot cot\varphi)} + p' \tag{18}$$

$$p_p = p_p^0 \exp(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}) \tag{19}$$

Die Funktion f beschreibt eine Ellipse im p'-q Diagramm (siehe Abbildung 17). Der Parameter M ist das Verhältnis von horizontaler zu vertikaler Spannung bei einer eindimensionalen Kompression und definiert die Höhe der Ellipse. Er ist somit ident mit dem Erddruckbeiwert K. Der Faktor p_p^0 ist der Anfangswert der Konsolidierungsspannung. In Abbildung 18 ist die Fließfläche des Soft Soil Modells dargestellt. In Tabelle 8 sind die Parameter des Soft Soil Modells zusammengefasst.

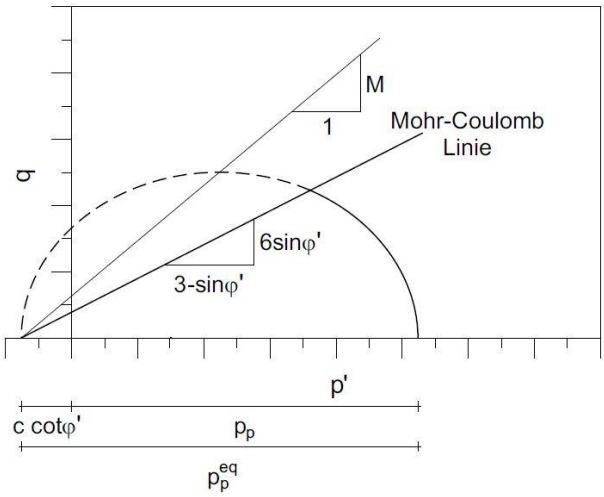


Abbildung 17: Versagensfläche des Soft Soil Modells [NEHER, 2008]

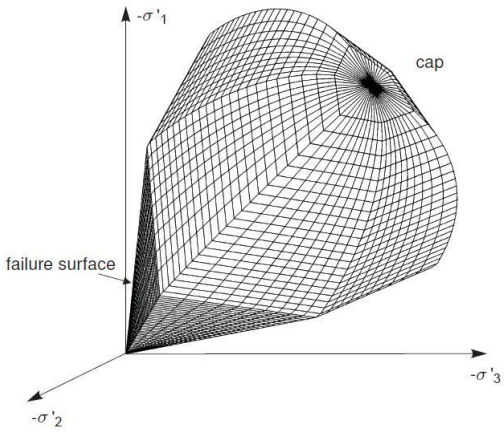


Abbildung 18: Fließfläche des Soft Soil Modells [PLAXIS HANDBUCH]

Tabelle 8: Zusammenfassung der Parameter des Soft Soil Modells

Kürzel	Einheit	Parameter
c	[kN/m²]	Kohäsion
φ	[°]	Reibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
C_c	[-]	Kompressionsbeiwert
C_s	[-]	Schwellbeiwert

3.3.5 Soft Soil Creep Modell

Das Soft Soil Creep (SSC) Modell ist eine Weiterentwicklung des Soft Soil Modells und das einzige, im Programm PLAXIS implementierte Stoffmodell, das in der Lage ist, Kriechen zu berücksichtigen. Somit ist ein zeitabhängiges Materialverhalten von Böden abbildbar. Dieses Modell beinhaltet belastungsabhängige Steifigkeiten mit logarithmischem Kompressionsverhalten, Unterscheidung zwischen Primär-, Ent- und Wiederbelastung, Sekundärsetzungen (zeitabhängige Setzungen), Berücksichtigung des Anfangswertes der Konsolidierungsspannung und Versagen nach dem Mohr-Coulomb´schen Versagenskriterium. Zu den zuvor beschriebenen Parametern des Soft Soil Modells kommt der modifizierte Kriechindex μ^* hinzu (zur Ermittlung der Parameter siehe Abschnitt 3.5). Dieser Parameter steht in Beziehung zu dem in ÖNORM B 4420 definierten Kriechbeiwert C_α :

$$\mu^* = \frac{C_a}{2{,}3 \cdot (1 + e)} \tag{20}$$

Nach NEHER (2008) ist die Fließfläche beim Soft Soil Creep Modell keine klassische Fließgrenze. In der Plastizitätstheorie kommt es bei Erreichen der Fließgrenze zu plastischen Verformungen des Materials. Beim Soft Soil Creep Modell sind jedoch auch Spannungen ohne plastische Deformation möglich. Der Begriff der Fließgrenze ist somit nicht mehr zutreffend und wird stattdessen Zustandsgrenze genannt. Diese resultierende Zustandsfläche beschreibt das vorhandene Potential zur Ausbildung von Kriechdehnungen und zeitabhängigen plastischen Dehnungen.

Die Position der Kappe ist, wie im Hardening Soil oder Soft Soil Modell, durch die Over Consolidation Ratio (OCR) definiert. Die OCR ist der Quotient, der aus dem größten Spannungszustand, den ein Material in der Vergangenheit erfahren hat und dem momentanen Spannungszustand ermittelt wird. Beim Soft Soil Creep Modell ist dieser im Unterschied zu anderen Modellen auch zeitabhängig. Bei Laststeigerungen über die Kappe hinaus vergrößert sich die Kappe nicht sofort, sondern benötigt Zeit um „nachzuziehen“. Diese Zeitdauer wird über den Kriechbeiwert gesteuert. Aufgrund der logarithmischen Beziehung kommt es bei Spannungszuständen außerhalb der Kappe nicht zu einem Stoppen der Verformung, sondern zu einer kontinuierlichen Abnahme des Kriechens. Eine Änderung des Spannungszustandes bewirkt auch eine Änderung der Verformungsgeschwindigkeit. Bei einer weiteren Steigerung der Spannung erhöht sich die Verformungsgeschwindigkeit und umgekehrt. Die Kappe dehnt sich dabei weiter aus.

Auch im Soft Soil Creep Modell spielt die Belastungsgeschichte und der In situ Spannungszustand eine wichtige Rolle. Ein richtiges Abbilden dieser ist für plausible Ergebnisse unbedingt erforderlich. Um das Kriechverhalten angemessen beschreiben zu können, sind zwei Parameter entscheidend. Erstens die Größe der Kappe und zweitens die Vergrößerungsgeschwindigkeit. Diese können in Softwareprogrammen meist nicht direkt eingegeben werden sondern müssen über den Kriechbeiwert μ^*

und die OCR definiert werden. Die Änderung der Kriechrate ist abhängig von κ^*, λ^* und μ^*. Dies zeigt der nachfolgende komplexe Zusammenhang für die Änderung der volumetrischen Verformung:

$$\Delta\varepsilon_v^c = \mu^* \cdot \ln(1 + \frac{\Delta t}{1day}(\frac{p_{eq}}{p_{c0}})^{\frac{\lambda^*-\kappa^*}{\mu^*}}) \tag{21}$$

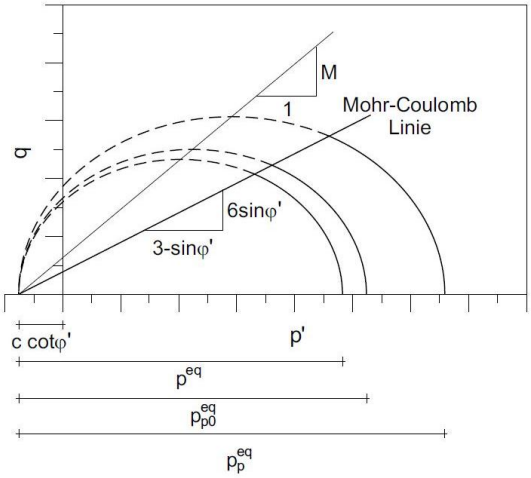


Abbildung 19: Soft Soil Creep Modell in der p'-q-Ebene [NEHER, 2009]

In NEHER (2008) wird die Funktionsweise des Soft Soil Creep Modells mit Abbildung 19 erklärt. Im dargestellten p'-q-Diagramm sind nur Spannungszustände erlaubt, die unterhalb oder auf der Mohr-Coulomb´schen Versagensgerade liegen. Jede der drei Vorkonsolidierungsspannungen (p^{eq}, p_{p0}^{eq} und p_p^{eq}) wird im p'-q-Diagramm durch eine Ellipse beschrieben. Durch ihre Nebenscheitel verläuft die Gerade mit der Steigung M.

$$M = \frac{6 \cdot \sin\varphi_{cv}}{3 - \sin\varphi_{cv}} \tag{22}$$

Wobei φ_{cv} der Reibungswinkel des Grenzzustandes ist. Die äquivalente Vorkonsolidierungsspannung p_p^{eq} ist eine Funktion der viskoplastischen (zeitabhängigen) Volumendehnung ε_v^{vis} und ist durch folgendes Verfestigungsgesetz definiert:

$$p_p^{eq} = p_{p0}^{eq} \cdot exp\frac{\varepsilon_v^{vis}}{\lambda^* - \kappa^*} \quad \text{mit} \quad \varepsilon_v^{vis} = \int_0^t \dot{\varepsilon}_v^{vis}\, dt \tag{23}$$

Die Versagensgerade nach Mohr-Coulomb wird als unveränderlich angenommen, während sich die Ellipse der aktuellen Vorkonsolidierungsspannung p_p^{eq} mit der Entwicklung von viskoplastischen Volumendehnungen vergrößert. Spannungszustände die außerhalb der Ellipse der aktuellen Vorkonsolidierungsspannung p_p^{eq} liegen, führen zu einer Zunahme der viskoplastischen Dehnungsgeschwindigkeiten. Liegen die Spannungszustände innerhalb der Ellipse, nehmen die viskoplastischen Dehnungsgeschwindigkeiten ab (NEHER, 2008). Tabelle 9 zeigt eine Zusammenfassung der Parameter des Soft Soil Creep Modells.

Tabelle 9: Zusammenfassung der Parameter des Soft Soil Creep Modells

Kürzel	Einheit	Parameter
c	[kN/m²]	Kohäsion
φ	[°]	Reibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
C_c	[-]	Kompressionsbeiwert
C_s	[-]	Schwellbeiwert
C_α	[-]	Kriechbeiwert

3.4 Wahl des Stoffmodells für Tonbeton

Hätte Tonbeton die Festigkeit von herkömmlichem Beton (Druckfestigkeiten $f_c \geq 15$ kN/m²), wäre das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb ein gut geeignetes Stoffmodell. Die Druckfestigkeit von Tonbeton beträgt allerdings nur rund ein Zehntel der Druckfestigkeit von konventionellem Beton.

Im später beschriebenen Bemessungsmodell wird in erster Näherung versucht, Tonbeton mit dem Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb abzubilden. Versuche haben gezeigt, dass die Näherung mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungsgerade nur unzureichend genau ist. Ein Vorteil des Versagenskriteriums nach Mohr-Coulomb ist die Beschränkung der Zugfestigkeit mit dem sogenannten „tension cut-off“. Bei Beton liegt diese bei 10 % der Druckfestigkeit. Ein Nachteil des Mohr-Coulomb’schen Versagenskriteriums ist das Nichtberücksichtigen von Kriechen. Ebenso wird das „Softening“, also die Schwächung des Materials im Zugbereich, nicht abgebildet.

Eine genauere Beschreibung der Elastizitätsmoduln von Plastic Concrete würde das Hardening Soil Modell zulassen. Wie oben erläutert, eignet es sich für nichtbindige Böden und überkonsolidierte Tone und Schluffe. Die Eigenschaften dieser beschreibbaren Böden unterscheiden sich gänzlich von jenen von (Ton-)Beton.

Das Soft Soil Modell, beschrieben durch Kompressions- und Schwellbeiwert, bietet, verglichen mit dem höheren Aufwand, kaum genauere Betrachtungen von (Ton-)Beton.

Das Soft Soil Creep Modell hat als einziges der beschriebenen Modelle den Vorteil, dass eine Abbildung von zeitabhängigem Verhalten möglich ist. Erfahrungswerten zufolge ist dem Tonbeton ein Kriech- oder Relaxationsverhalten zuzuschreiben, welches mit dem Kriechbeiwert des Soft Soil Creep Modells beschreibbar wird. Versuche konnten das Vorhandensein von Kriecheigenschaften bestätigen.

Um plausible Ergebnisse zu erhalten, muss die Belastungssituation des Tonbetons betrachtet werden. So ist zwischen hydrostatischen und deviatorischen Belastungsanteilen zu unterscheiden. Erstere liegen im Dammbau beim Lastfall Einstau kaum vor. Im kritischen Bereich der Dichtwand, bei der Einbindung in den Fels, kommt es zu starken Verzerrungen und somit auch zu deviatorischen Belastungen. Um dies abbilden zu können, ist der Faktor der Überkonsolidierung (OCR) gleich eins zu

setzen und das Verhältnis zwischen dem modifizierten Schwellindex λ^* und dem modifizierten Kompressionsindex κ^* sollte ein Drittel bis ein Fünftel betragen.

Abschließend ist zu erwähnen, dass das Soft Soil Modell und das Soft Soil Creep Modell für die Beschreibung von weichen, setzungsempfindlichen Böden entwickelt wurden. Für die Beschreibung von Tonbeton oder Beton gibt es noch keinerlei Erfahrung.

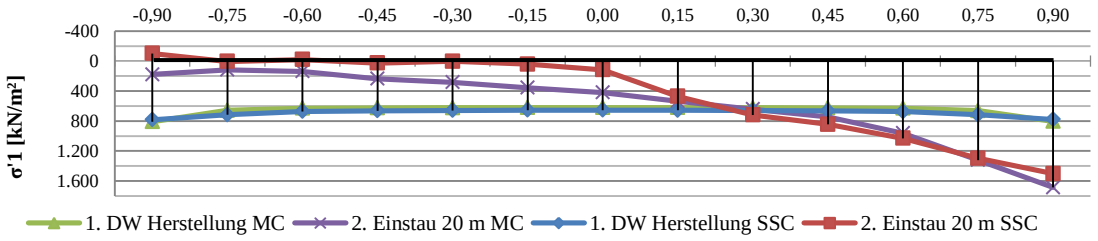
Im Programm PLAXIS 2D werden vor der eigentlichen FE-Berechnung Vergleichsrechnungen mit dem Bemessungsmodell aus Kapitel 5 durchgeführt, um festzustellen, ob die Beschreibung von Tonbeton mit dem Soft Soil Creep Modell im Vergleich zum Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb plausible Ergebnisse liefert. Verglichen werden die Verformungen und Spannungen der Dichtwand. Zur Berechnung wird die Dammvariante A – Typ III (siehe Abbildung 30) herangezogen. Zuerst werden Berechnungen mit dem Mohr-Coulomb´schen Versagenskriterium durchgeführt, um die Ergebnisse danach mit jenen des Soft Soil Creep Modells zu vergleichen. Die in Tabelle 10 dargestellten Parameter werden für die Vergleichsberechnung herangezogen.

Tabelle 10: Vergleichsrechnung zwischen Mohr-Coulomb und Soft Soil Creep Modell

Modell	**Mohr-Coulomb**	**Soft Soil Creep**
Funktion	Dichtwand	Dichtwand
Material	Plastic Concrete	Plastic Concrete
Art	weich / steif	weich / steif
$\boldsymbol{E}$ [kN/m²]	300.000 / 600.000	-
$\boldsymbol{c}$ [kN/m²]	250,0	250,0
$\boldsymbol{\varphi}$ [°]	30,0	30,0
$\boldsymbol{\psi}$ [°]	0,0	-
$\boldsymbol{\nu}$ [-]	0,2	-
$\boldsymbol{\gamma_{unsat}}$ [kN/m³]	20,0	20,0
$\boldsymbol{\gamma_{sat}}$ [kN/m³]	27,0	27,0
tension cut-off	250,0	-
$\boldsymbol{\lambda^*}$ [-]	-	0,0152 / 0,0051
$\boldsymbol{\kappa^*}$ [-]	-	0,0010 / 0,0010
$\boldsymbol{\mu^*}$ [-]	-	0,0001 / 0,00005
$\boldsymbol{C_c}$ [-]	-	0,0600 / 0,0200
$\boldsymbol{C_s}$ [-]	-	0,0020 / 0,0020
$\boldsymbol{C_\alpha}$ [-]	-	0,0004 / 0,0002
$\boldsymbol{k}$ [m/s]	10^{-9}	10^{-9}

Bei der Vergleichsrechnung werden nachfolgende Ergebnisse ermittelt. In Abbildung 20 ist der Spannungsverlauf bei -20 m der σ_1' und σ_3' Hauptnormalspannung ersichtlich. Dabei ist ein ähnlicher Verlauf festzustellen. Auch das Spannungsbild in Abbildung 21 lässt auf einen durchaus vergleichbaren Spannungszustand schließen. Deshalb kann daraus festgehalten werden, dass die Parameter in der oben angeführten Tabelle zu vergleichbaren Ergebnissen führen.

-20 m	Lastfall	-90 cm	-60 cm	-30 cm	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung **M-C**	808,83	629,28	621,82	619,84	622,34	629,97	803,25
	Einstau (20 m) **M-C**	178,94	137,34	282,82	419,90	641,14	962,88	1686,54
	DW-Herstellung **SSC**	782,16	672,52	658,38	654,71	658,65	674,20	778,60
	Einstau (20 m) **SSC**	-100,42	-19,86	4,35	117,04	717,94	1.030,44	1501,66



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung **M-C**	278,53	264,18	261,75	261,25	262,08	264,52	279,19
	Einstau (20 m) **M-C**	-224,09	-242,90	-104,23	2,77	281,42	369,16	694,51
	DW-Herstellung **SSC**	253,34	266,71	264,38	263,85	264,68	266,94	253,56
	Einstau (20 m) **SSC**	-322,15	-295,29	-287,23	-249,66	254,68	352,65	751,47

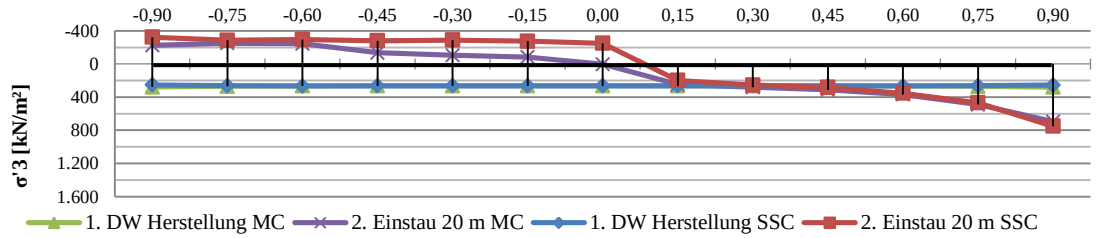


Abbildung 20: Spannungsverlauf der Hauptnormalspannungen in der Tiefe von -20 m des Dammtyps III

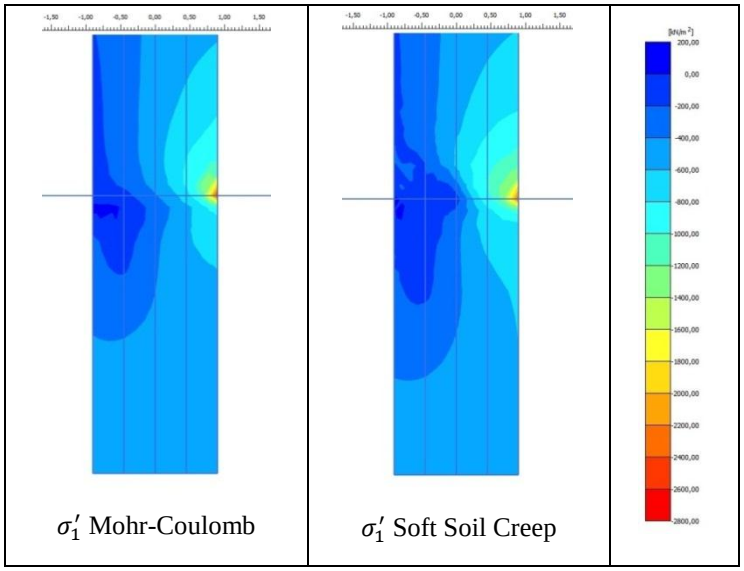


Abbildung 21: Grafische Darstellung der Hautnormalspannung σ'_1 des Dammtyps III

3.5 Ableitung der Modellparameter aus Laborversuchen

In diesem Kapitel werden die jeweils erforderlichen Laborversuche für die Ermittlung der Parameter der einzelnen Stoffmodelle aufgezeigt.

3.5.1 Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul E ist der Quotient aus Spannung σ und Dehnungen ε und beruht auf dem Hooke'schen Gesetz.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \tag{24}$$

Der Wert des E-Moduls bedarf in der Geotechnik einer genauen Betrachtung, da abhängig von der Fragestellung ein jeweils spezifischer Modul zu verwenden ist. E_0 ist der Tangentenmodul bei $\varepsilon = 0$. Da dieser bei vielen Böden schwer oder überhaupt nicht zu bestimmen ist, kann auch der Sekantenmodul bei 50 % der maximalen Spannung verwendet werden. Bei Problemstellungen wie Aushubarbeiten oder im Tunnelbau kann es sinnvoll sein, den Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{ur} zu verwenden.

Für die Ermittlung von E_0 und E_{50} ist ein drainierter Triaxialversuch durchzuführen. Um die Moduln zu bestimmen wird die deviatorische (gestaltverändernde) Spannung auf der Ordinate und die Vertikalverformung auf der Abszisse aufgetragen. Danach kann, wie in Abbildung 22 dargestellt, die Steigung zur Ermittlung des E-Moduls konstruiert werden.

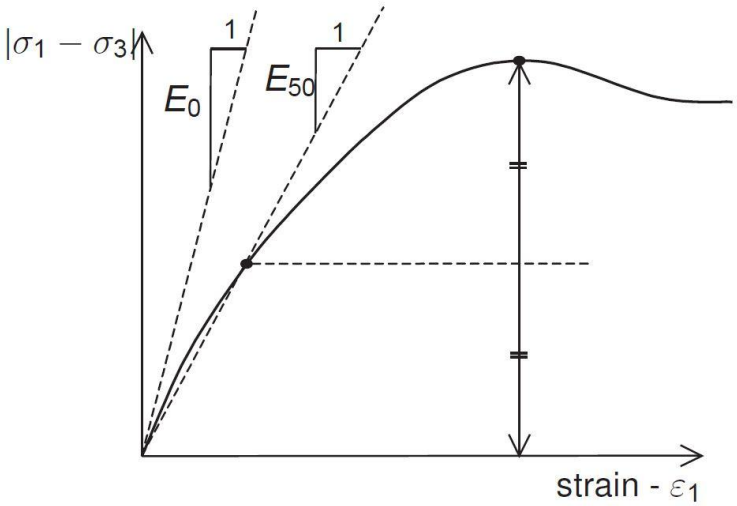


Abbildung 22: Definition von E_0 und E_{50} [PLAXIS HANDBUCH]

3.5.2 Kohäsion und Reibungswinkel

Die Ermittlung des Reibungswinkels φ stellt im Grundbau kaum Schwierigkeiten dar. Für die Ermittlung der Kohäsion c kann pauschal nicht von einer einfachen Ermittlung ausgegangen werden. Geotechniker beschäftigen sich schon sehr lange mit diesen Parametern des Bodens. Zusammenfassend werden diese beiden Größen als Scherfestigkeit bezeichnet.

(a) Ermittlung im Rahmenscherversuch

Die Kohäsion c und der Reibungswinkel φ werden beim Rahmenscherversuch durch mindestens drei Einzelversuche ermittelt. Im Versuch wird eine Probe mit konstanter Vertikalspannung unter Einfluss einer sich steigernden Horizontalkraft abgeschert. Das beim Erreichen des Grenzzustandes wirkende Kräftepaar, bestehend aus Normalkraft σ und Scherbeanspruchung τ, wird auf einem τ-σ-Diagramm aufgetragen und der Reibungswinkel und die Kohäsion können daraus abgelesen werden (siehe Abbildung 23). Die Durchführung des Rahmenscherversuchs ist in DIN 18137-3 geregelt.

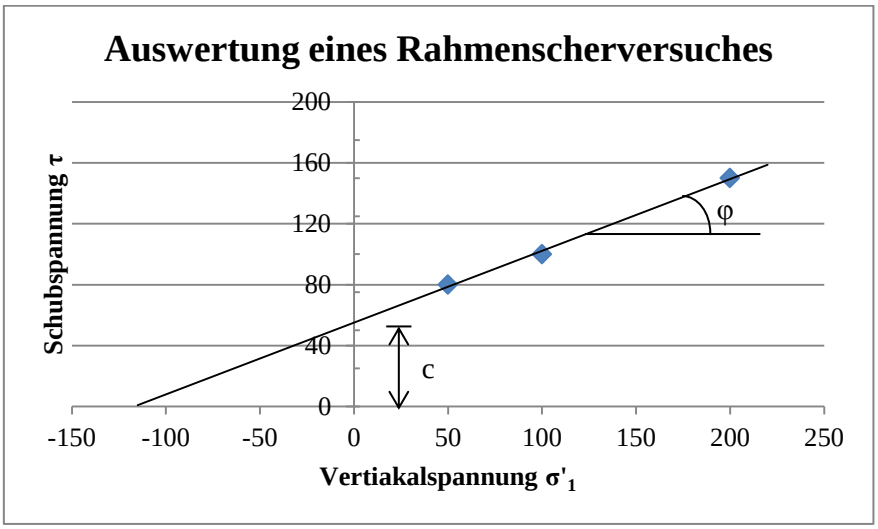


Abbildung 23: Auswertung eines Rahmenscherversuchs eines bindigen Bodens

(b) Ermittlung im Triaxialversuch

Beim Triaxialversuch handelt es sich um einen Druckversuch, bei dem die Seitenausdehnung behindert wird ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3 \neq 0,\ \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$). Wie beim Rahmenscherversuch sind auch hier mindestens drei Einzelversuche notwendig (ADAM 2013). Der Probeneinbau und die Versuchsdurchführung sind sehr aufwendig und sind in der DIN 18137-2 geregelt. Bei jedem der drei Einzelversuche variiert der Seitendruck, der in der Regel der Konsolidierungsspannung entspricht. Der Vertikaldruck beim Versagen der Probe wird gemessen. So ergeben sich σ_1-σ_3 Spannungszustände. Durch Konstruktion der Mohr´schen Spannungskreise (Abbildung 7) kann auf die Kohäsion und den Reibungswinkel geschlossen werden.

Eine weitere, hier dargestellte, Möglichkeit die Scherfestigkeit zu ermitteln, ist das Auftragen der gemessenen Spannungen im p-q-Diagramm. Als Beispiel wird die Ermittlung der Scherfestigkeit des verwendeten Plastic Concrete angeführt. Die Variablen p und q stehen für folgende Spannungen:

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \qquad \text{deviatorischer Anteil} \qquad (25)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad \text{hydrostatischer Anteil} \qquad (26)$$

Die aus dem p-q-Diagramm ablesbare Steigung der annähernden Gerade der Spannungspfade und der Wert der Ordinate unterscheiden sich von jenen aus dem σ-τ-Diagramm (Abbildung 24). Der Winkel der Steigung wird α' und der Ordinatendurchgang als b' bezeichnet. Zwischen diesen und den Werten von Kohäsion und Reibungswinkel besteht folgender Zusammenhang:

$$\varphi' = \sin^{-1}(\tan(\alpha')) \qquad (27)$$

$$c' = \frac{b'}{\cos(\varphi')} \qquad (28)$$

Im vorliegenden Beispiel wurde für α' = 26,5° und für b' = 215 kPa abgelesen. Daraus ergeben sich die für die spätere Berechnung verwendeten Werte für die Kohäsion zu c = 250 kPa und für den Reibungswinkel φ' = 30°.

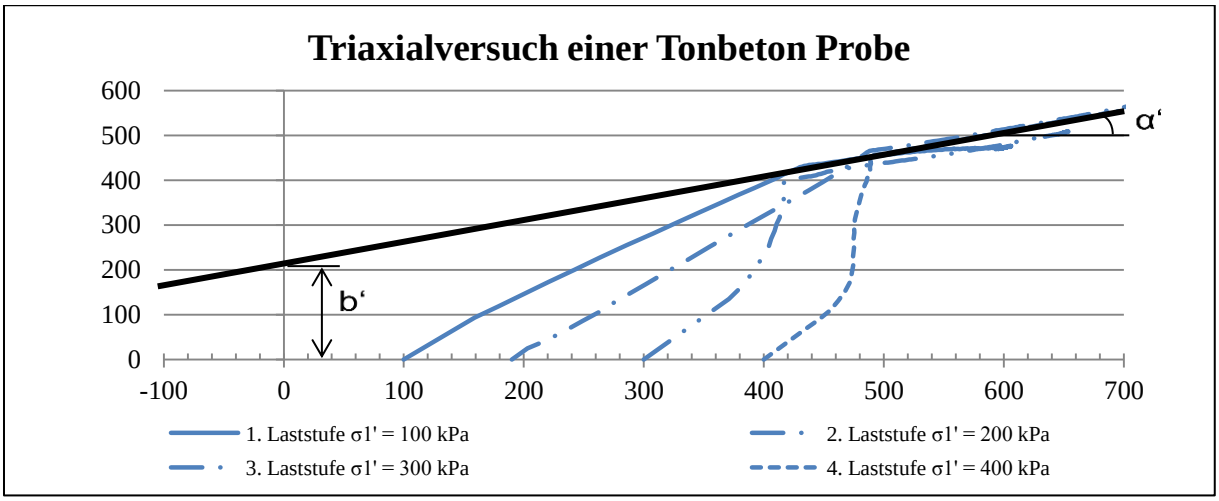


Abbildung 24: Auswertung von Tonbetonproben eines Triaxialversuchs mit dem p-q-Diagramm

Es gibt folgende vier Arten von Triaxialversuchen:

1. Drainierter Versuch (D-Versuch),
2. Konsolidierter, undrainierter Versuch (CU-Versuch),
3. Konsolidierter, drainierter Versuch mit konstant gehaltenem Volumen (CCV-Versuch)
4. Unkonsolidierter, undrainierter Versuch (UU-Versuch)

Welche der vier Arten zu wählen ist, hängt vom Boden selbst, dem Ursprungsspannungszustand der Probe im Boden und von der geotechnischen Fragestellung ab.

3.5.3 Dilatanzwinkel

Beim Abscheren von Bodenproben kann es bei dicht gelagerten Böden, vorwiegend bei Sanden, zu einer Volumenzunahme, Dilatanz ψ, kommen (Abbildung 25). Die Ermittlung dieser Kenngröße ist relativ schwierig. Es wird sich oft mit folgender empirischen Beziehung beholfen:

$$\varphi \leq 30°, \psi = 0 \quad \text{und} \quad \varphi > 30°, \psi = \varphi - 30° \tag{29}$$

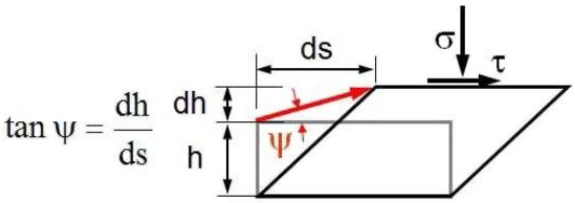


Abbildung 25: Dilatanz unter Scherbeanspruchung [ADAM, 2013]

3.5.4 Poissonzahl

Das Verhältnis von Quer- zu Längsdehnung wird als Poissonzahl ν bezeichnet. Bei einaxialen Druckversuchen kommt es nicht nur zu Vertikalverformungen ε_1, sondern auch zu Verformungen quer zur Belastungsrichtung ε_q. Das Verhältnis wird linear angenommen und lässt sich wie folgt ausdrücken (ADAM, 2013):

$$\varepsilon_q = -\nu\varepsilon \quad \text{mit} \quad \varepsilon_q = -\frac{\Delta b}{b_0} = -\frac{\Delta r}{r_0} \tag{30}$$

Wobei b_0 und r_0 die Breite und der Radius der unverformten Probe, Δb und Δr die Änderungen der Breite bzw. des Radius sind.

Die Poissonzahl kann aus Erfahrungswerten herangezogen werden und muss nicht für jede Bodenprobe erneut ermittelt werden. Der Wert der Poissonzahl liegt bei elastischen Materialien zwischen 0 (Schnee) und 0,5 (Wasser). Zwischen diesen beiden Extremwerten liegen auch die unten angeführten Werte.

Fels	ν = 0,15 – 0,25
Beton	ν = 0,20
Sande und Kies	ν = 0,25 – 0,35
Sande und Kies (im Grundwasser)	ν = 0,45
Schluffe	ν = 0,35 – 0,45
Tone (je nach Wassergehalt)	ν = 0,45 – 0,49

3.5.5 Referenz-Elastizitätsmodul

Für die Ermittlung des Elastizitätsmoduls E_{50}^{ref} ist ein Triaxialversuch mit einem Seitendruck von 100 kPa Referenzspannung durchzuführen. Dies ist in DIN 18137-2 geregelt. Bei diesem E-Modul handelt es sich um den Sekantenmodul der bei 50 % der maximalen Bruchspannung liegt. Die Konstruktion ist in Abbildung 26 dargestellt.

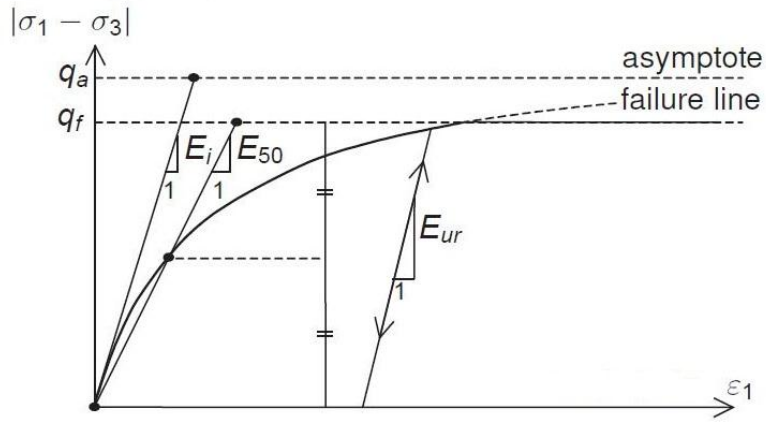


Abbildung 26: Ermittlung von E_{50}^{ref} und E_{ur}^{ref} [PLAXIS HANDBUCH]

3.5.6 Ent- und Wiederbelastungsmodul

Die Ermittlung des Referenz-Ent,- und Wiederbelastungsmoduls E_{ur}^{ref} erfolgt analog zu der des Sekantenmoduls E_{50}^{ref}. Diese beiden Kenngrößen müssen in einem Versuch gemeinsam ermittelt werden. Dabei wird die im Triaxialversuch belastete Probe zuerst entlastet, um anschließend wiederbelastet zu werden. Im Allgemeinen wird sich ein steiferer E-Modul einstellen (siehe Abbildung 26).

3.5.7 Steifemodul gemäß Ödometerversuch

Der Steifemodul E_{oed}^{ref} wird im Ödometerversuch ermittelt. Dabei wird bei der Auswertung eine Tangente an den Spannungspunkt σ_1 =100 kPa gelegt. In Abbildung 27 ist die Ermittlung der Steifigkeiten E_{oed}^{ref} und E_{oed} dargestellt. Die Versuchsdurchführung und Auswertung erfolgt wie in DIN 18135 beschrieben.

3.5.8 Exponent

Der Faktor m wird als Exponent zur Beschreibung der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit bezeichnet. Dieser liegt zwischen 0,4 und 1,0 und ist dimensionslos. Die Werte für den Exponenten m variieren mit dem betrachteten Boden.

Tabelle 11: Werte für den Exponenten m [PLAXIS HANDBUCH, 2013]

Ton	m = 0,85 – 1,00
Schluff	m = 0,80 – 0,95
Sand	m = 0,55 – 0,70

JANBU (1963) und v. SOOS (1990) haben anhand von Untersuchungen an einer Vielzahl von Sanden Werte von 0,4 bis 0,75 ermittelt. Wie in Kapitel 3.3.2 „Hardening Soil Modell“ gezeigt, stellt der Exponent m eine Beziehung zwischen den Elastizitätsmoduln und den Referenzmoduln her. Durch Laborversuche bei Referenzdruck und anderen Druckbereichen kann der Exponent rückgerechnet werden. Mit den Werten aus Tabelle 11 kann die Plausibilität des errechneten Exponenten überprüft werden.

In Abbildung 27 ist die Auswertung eines Kompressionsversuches abgebildet. Um den Exponenten m zu erhalten, wird im ersten Schritt E_{oed}^{ref} und danach E_{oed} ermittelt.

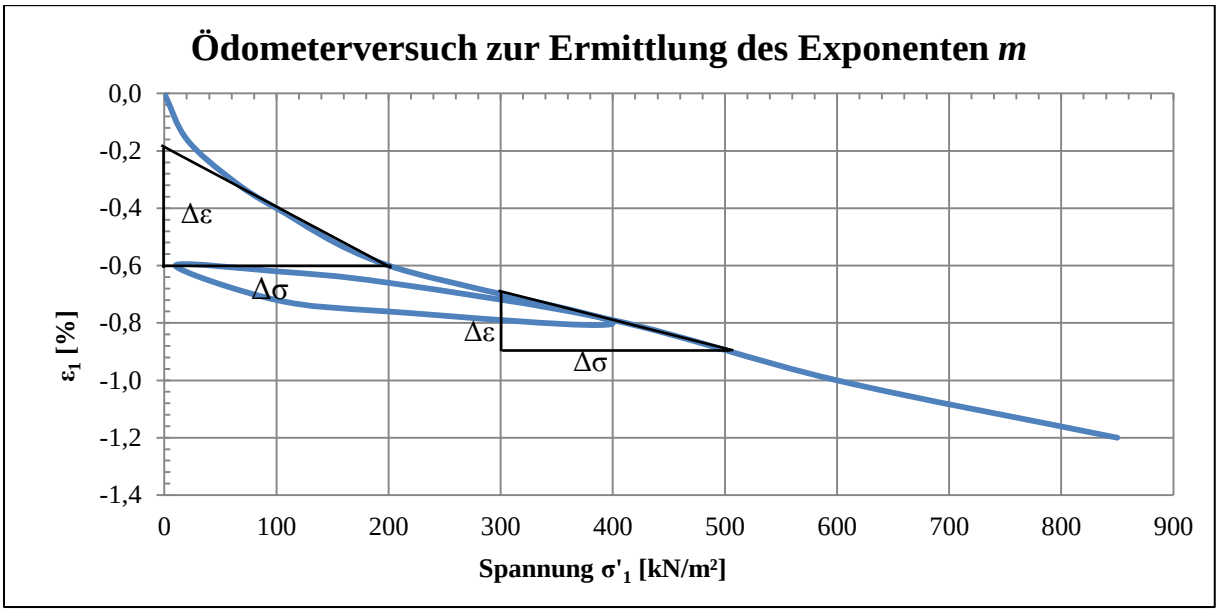


Abbildung 27: Ödometerversuch zur Ermittlung des Exponenten m

$$E_{oed}^{ref} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{200}{0{,}004} = 50.000\,\mathrm{kN/m^2} \qquad \text{bei } \sigma_1' = 100\,\mathrm{kPa} \tag{31}$$

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{200}{0{,}002} = 100.000\,\mathrm{kN/m^2} \qquad \text{bei } \sigma_1' = 400\,\mathrm{kPa} \tag{32}$$

Diese beiden Werte werden in die allgemeine Formulierung des Ödometermoduls eingesetzt und der Exponent ausgedrückt.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref}\left(\frac{\sigma_1 + c\cdot\cot\varphi}{p^{ref} + c\cdot\cot\varphi}\right)^m \tag{33}$$

$$100.000 = 50.000\left(\frac{400}{100}\right)^m \quad \rightarrow \quad m = 0{,}5 \tag{34}$$

3.5.9 Kompressionsbeiwert oder modifizierter Kompressionsindex

Im Programm PLAXIS ist die Verwendung des Kompressionsbeiwertes C_c oder des Kompressionsindex κ^* gleichsam möglich. Der Zusammenhang zwischen den beiden Parametern sei hier nochmals erwähnt:

$$\lambda^* = \frac{Cc}{2{,}3 \cdot (1 + e)} \tag{35}$$

In DIN 18135:2012-04 ist die Ermittlung des Kompressionsbeiwertes C_c geregelt. Dieser entspricht der Steigung des geradlinigen Teils der Kompressionslinie bei Erstbelastung im Druck-Porenzahl-Diagramm (log(σ')-e-Diagramm) mit dem Logarithmus der Spannung als Abszisse und der Porenzahl e als Ordinate (Abbildung 28). Als Gleichung lässt sich dies wie folgt formulieren:

$$C_c = -\frac{de}{d \log \sigma'} \tag{36}$$

Der für die Ermittlung verwendete Versuch ist der einaxiale Kompressionsversuch mit verhinderter Seitenausdehnung ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0,\ \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$).

σ' [kPa]	e
1	0,7065
100	0,6975
200	0,6951
400	0,6906
600	0,6885
800	0,6856
1.000	0,6822
600	0,6827
200	0,6841
100	0,6851
1	0,6878

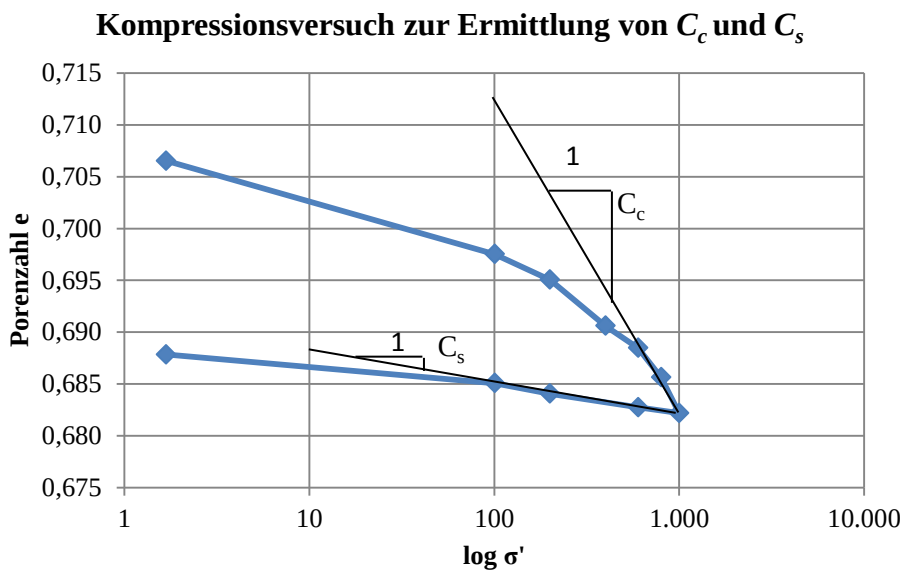


Abbildung 28: Ermittlung des Kompressions- und Schwellbeiwertes nach DIN 18135

Aus Versuchsauswertungen (STIEGELER, 2012) des Projektes Sylvensteinspeicher wurden die in Abbildung 28 dargestellten Daten entnommen. Wie oben beschrieben, werden diese Werte in ein log(σ')-e-Diagramm aufgetragen. Zur Ermittlung des Kompressionsbeiwertes C_c muss die Steigung der eingezeichneten Gerade errechnet werden:

$$C_c = \frac{e_{(1)} - e_{(2)}}{\log \sigma'_{(2)} - \log \sigma'_{(1)}} = \frac{0{,}7125 - 0{,}6825}{\log 1000 - \log 100} = 0{,}030 \tag{37}$$

3.5.10 Schwellbeiwert oder modifizierter Schwellindex

Der Schwellbeiwert C_s wird ebenfalls in der DIN 19135:2012-04 definiert. Er ist die Steigung eines linearisierten Bereichs der Entlastungslinie im halblogarithmischen Druck-Porenzahl-Diagramm. Dies ist in Abbildung 28 dargestellt. Für die Ermittlung des Parameters wird die Steigung der Gerade berechnet:

$$C_s = \frac{e_{(1)} e_{(2)}}{\log \sigma'_{(2)} - \log \sigma'_{(1)}} = \frac{0{,}6875 - 0{,}6825}{\log 1000 - \log 10} = 0{,}0025 \tag{38}$$

Für die Ermittlung des Schwellbeiwertes ist ein einaxialer Kompressionsversuch mit verhinderter Seitenausdehnung ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0,\ \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$) durchzuführen.

3.5.11 Kriechbeiwert oder modifizierter Kriechindex

Der Kriechbeiwert C_α ist laut DIN 18135:2012-04 die Neigung des linearen oder linearisierten Bereichs der Zeit-Porenzahl-Linie im Bereich der Sekundärkonsolidation.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \tag{39}$$

In Abbildung 29 ist die Ermittlung des Kriechbeiwertes dargestellt. Nach dem logarithmischen Auftragen der Zeit auf der Abszisse und der Porenzahl *e* auf der Ordinate muss zwischen den Primär- und Sekundärsetzungen unterschieden werden. Zuerst wird durch den Wendepunkt W eine Wendetangente (1) gelegt. Als zweiter Schritt wird in den linearen Bereich der Sekundärsetzung eine Gerade (2) gelegt. Im Schnittpunkt dieser beiden Geraden erfolgt definitionsgemäß die Trennung zwischen Primär- und Sekundärspannungen (3). Der Kriechbeiwert C_α wird wie folgt ermittelt:

$$C_\alpha = \frac{e_{(1)} - e_{(2)}}{\log t_{(2)} - \log t_{(1)}} = \frac{0{,}0156 - 0{,}0141}{\log 10.000.000 - \log 1.000} = 0{,}00038 \tag{40}$$

Zeit [sek]	Porenzahl *e*
1	0,013440
16	0,013490
46	0,013532
106	0,013560
226	0,013610
466	0,013682
886	0,013731
1.786	0,013806
3.586	0,013905
7.186	0,014055
17.986	0,014280
35.986	0,014450
115.186	0,014801
201.586	0,014950
431.376	0,015140
774.428	0,015230
1.724.828	0,015350

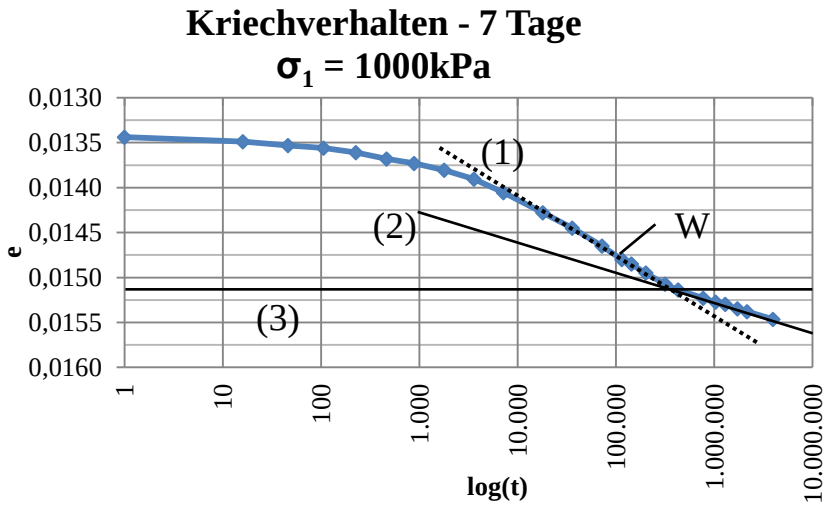


Abbildung 29: Ermittlung des Kriechbeiwertes C_α nach DIN 18135

3.5.12 Zusammenfassung der Parameterermittlung

In Tabelle 12 sind die Erkenntnisse der vorangegangenen Kapitel zusammengefasst.

Tabelle 12: Übersicht der erforderlichen Laborversuche für die Ermittlung der Stoffparameter

Stoffmodell	Parameter		Laborversuch / Quelle
Mohr-Coulomb	E	Elastizitätsmodul	Triaxialversuch
	ν	Poissonzahl	Literatur
	c	Kohäsion	Rahmenscher- ,Triaxialversuch
	φ	Reibungswinkel	Rahmenscher- ,Triaxialversuch
	ψ	Dilatanzwinkel	Literatur oder über φ
Hardening Soil	c	Kohäsion	Rahmenscher- ,Triaxialversuch
	φ	Reibungswinkel	Rahmenscher- ,Triaxialversuch
	ψ	Dilatanzwinkel	Literatur oder über φ
	E_{50}^{ref}	Referenzsteifigkeitsmodul	Triaxialversuch
	E_{ur}^{ref}	Ref. Ent- u. Wiederbelastungsmodul	Triaxialversuch
	E_{oed}^{ref}	Referenz Ödometermodul	Ödometerversuch
	m	Exponent	Literatur, Rückrechnung aus Versuchsreihen
Soft Soil	c	Kohäsion	Rahmenscher- ,Triaxialversuch
	φ	Reibungswinkel	Rahmenscher- ,Triaxialversuch
	ψ	Dilatanzwinkel	Literatur oder über φ
	C_c	Kompressionsbeiwert	Ödometerversuch
	C_s	Schwellbeiwert	Ödometerversuch
Soft Soil Creep	c	Kohäsion	Rahmenscher- ,Triaxialversuch
	φ	Reibungswinkel	Rahmenscher- ,Triaxialversuch
	ψ	Dilatanzwinkel	Literatur oder über φ
	C_c	Kompressionsbeiwert	Ödometerversuch
	C_s	Schwellbeiwert	Ödometerversuch
	C_α	Kriechbeiwert	Ödometerversuch (Langzeitversuch)

4 Numerische Modellierung mit FEM

4.1 Finite Elemente Methode

Auf eine Beschreibung der mathematischen Grundlagen der Finiten Elemente Methode (FEM) und deren Herleitung wird hier verzichtet. Einen theoretischen und grundlegenden Überblick über die FEM bietet ZIENKIEWICZ (2000). Einen praxisorientierteren Zugang verschaffen die Studienunterlagen von KATZENBACH „Anwendungen der FEM in der Geotechnik“ (2004). Bei Berechnungen mit der Finiten Elemente Methode wird folgendermaßen vorgegangen GRABE (2007), MEIßNER (1991):

Im ersten Schritt ist eine Bewertung der Datengrundlage hinsichtlich der Zielsetzung und Fragestellung erforderlich. Danach folgt die Entwicklung einer tauglichen Geometrie des FE-Modells. Der Detailierungsgrad hängt von der Fragestellung ab. Als erste Näherung ist eine grobe, vereinfachte Geometrie zu wählen, um die Rechenzeiten gering zu halten und eine einfache Interpretation der Ergebnisse zu ermöglichen. Wie bei jeder grundbaustatischen Berechnung müssen die Parameter der Bodenschichten festgelegt und der Schichtaufbau definiert werden. Einen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse haben die hydrogeologischen Randbedingungen. Diese sind in das Modell aufzunehmen. Schwieriger zu ermitteln, aber für realistische Ergebnisse unbedingt erforderlich, ist die Erfassung der Anfangswerte der relevanten Zustandsgrößen (effektive Anfangsspannungen, Anfangsporenwasserdruck, Anfangsporenzahl, Vorbelastungsgrad, etc.). Bei der Wahl der Stoffmodelle ist darauf zu achten, dass die verwendeten Stoffgleichungen für die betreffenden Bodenschichten anwendbar sind. Ein weiteres Kriterium für die Wahl der Stoffmodelle ist die Bestimmbarkeit der erforderlichen Parameter. Diese können in Laborversuchen ermittelt oder aus Werten der Literatur herangezogen werden. Befinden sich im Modell Bauwerke, so müssen die Boden-Bauwerk-Wechselwirkungen modelliert werden. Fortgeschrittene Stoffmodelle beziehen auch die Lastgeschichte mit ein. Diese ist dann entsprechend der abzubildenden Problemstellung zu erstellen. Bei jedem Rechenprozess muss eine Plausibilitätskontrolle oder Kontrollrechnungen durchgeführt werden. Es ist zu hinterfragen, ob die errechneten Spannungen und Verformungen tatsächlich auftreten können. In diesem Schritt ist Erfahrung mit analytischen, statischen Berechnungen äußerst wichtig. Sind die Ergebnisse plausibel, werden die Ergebnisse ausgewertet und interpretiert.

Jeder der oben angeführten Schritte ist äußerst komplex und bedarf einer genauen Betrachtung. Deshalb ist im ersten Schritt ein Annähern an das eigentliche Problem mit einfachen Stoffmodellen und einfacher Geometrie ratsam. So können Fehler und nicht plausible Ergebnisse rasch erkannt und behoben werden.

5 Bemessungsmodell und numerische Simulation

Um die Fragestellung, der zu erwartenden Spannungen und Verformungen in Plastic Concrete Dichtwänden, beantworten zu können, werden numerische Berechnungen mit dem Programm PLAXIS 2D durchgeführt. Eine Reduzierung auf eine zweidimensionale Betrachtung ist, aufgrund der großen linearen Ausdehnung von Dammbauwerken, hinreichend genau. Ein komplexer räumlicher Spannungszustand stellt sich jedoch bei der Herstellung einer Schlitzwandlamelle ein. Dieser Belastungszustand wird im nachfolgenden Modell nicht behandelt. Symmetrieachsen konnten bei dem vorliegenden Bemessungsmodell keine gefunden werden, da die auftretenden Belastungen stets asymmetrisch sind. Die gesamte Größe des Bemessungsmodells ist abhängig vom betrachteten, geotechnischen Problem, sollte aber nach MEIßNER (2002) so groß gewählt werden, dass an den Rändern des Modells keine nennenswerten Spannungs- oder Verformungsänderungen auftreten.

Bei diesem FE-Modell wird vereinfacht davon ausgegangen, dass sich durch die langsame Aufbringung von Lasten (Einstau und Dammschüttung) keine nennenswerten Porenwasserüberdrücke aufbauen. Somit ist eine drainierte Berechnung in allen Phasen dieses Modells und eine Interpretation der effektiven Spannungen zutreffend.

SCHANZ (2000) beschreibt die Schwerpunkte von FE-Berechnungen als eine *realistische Berücksichtigung der Bodensteifigkeit, die wirklichkeitsnahe Erfassung des Primärspannungszustandes und eine ausreichende Kalibrierung und Verifizierung des gewählten Modells*. Der Idealfall einer FE-Berechnung wäre, wenn im ersten Schritt das gewählte Modell an vorhandenen Laborversuchen oder an empirischen Daten kalibriert wird. Im zweiten Schritt sollte das kalibrierte Modell an Feldversuchen verifiziert werden, um erst dann mit den gewählten Modellen eine Berechnung zu starten.

5.1 Wahl der Dammsysteme

Dichtwände finden im Dammbau für Dammertüchtigungen oder Dammneubauten Anwendung. Bei Dammertüchtigungen und Dammsanierungen wird von der Dammkrone eine neue Dichtwand gefräst oder gegreifert, meist bis in den Stauer einbindend, hergestellt. Dies wird nötig, wenn die Wasserdurchlässigkeit im Laufe der Zeit gestiegen ist oder es Probleme mit der Standsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit gibt. Diese Form der Dammsanierung nimmt heutzutage eine immer wichtigere Rolle ein.

Bei Dammneubauten wird eine Dichtwand meist vom Ursprungsgelände bis zur wasserundurchlässigen Schicht hergestellt. Darüber erfolgen die Schüttung des Dammes und die Abdichtung mit einem Tondichtkern, mit einem Asphaltdichtkern oder mit einer Oberflächenabdichtung.

Für die hier vorliegende Aufgabenstellung werden zwei Dammsysteme gewählt; eine Dammertüchtigung eines Homogendamms (Variante A) und ein Dammneubau eines Zonendamms mit Tondichtkern (Variante B).

In Abbildung 30 ist das gesamte Berechnungsmodell, inklusive der Lagerungsbedingungen und der Sickerlinie, der beiden Varianten dargestellt.

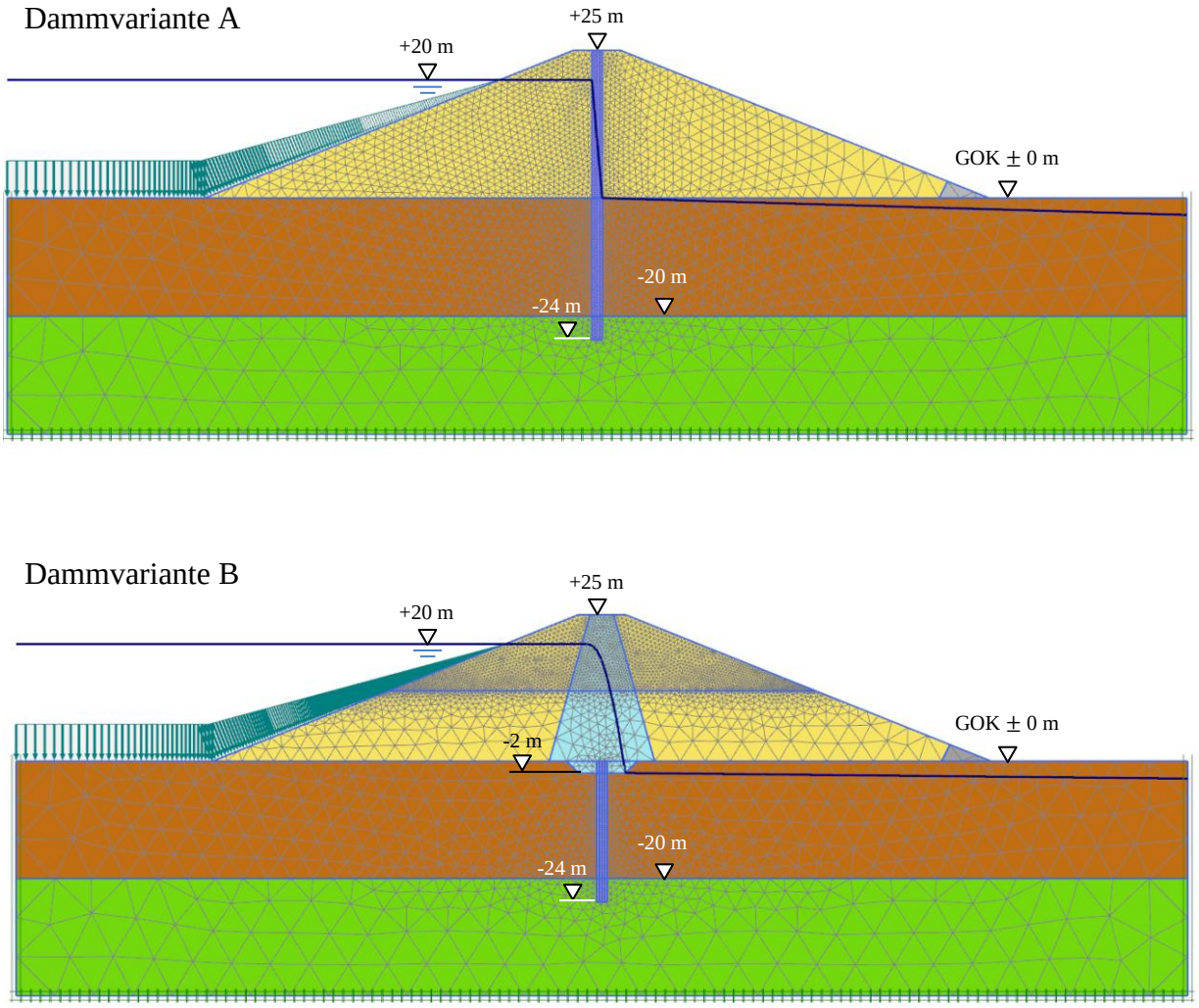


Abbildung 30: Dammvariante A - Dammertüchtigung (oben) und Dammvariante B – Dammneubau (unten)

In einer Tiefe von -20 m steht unverwitterter, nicht geklüfteter Fels an und wird als Stauer für die Wasserhaltung herangezogen (grün). Darüber liegt der gewachsene Boden, ein schluffig, sandiger Kies, der bis zur Geländeoberkante (GOK) reicht (dunkelbraun). Das Dammschüttmaterial ist aus dem gleichen Material wie der Untergrund (hellbraun). Am luftseitigen Dammfuß ist eine Fußdrainage vorgesehen, um Sickerwässer abzuleiten (grau). Die Dammkrone befindet sich in einer Höhe von 25 m über GOK. Das Stauziel der Wasserhaltung liegt bei 20 m. Bei der Dammertüchtigung wird die

Dichtwand (violett) von der Dammkrone bis auf -24 m hergestellt und bindet 4 m in den stauenden Fels ein.

Beim Dammneubau wird die Dichtwand von der Geländeoberkante ebenfalls auf -24 m hergestellt und bindet auch 4 m in den Fels ein. Der in Dammvariante B verwendete Dichtkern besteht aus Ton (hellblau). Die Sickerlinien werden zuerst mit Hilfe einer hydraulischen Berechnung ermittelt und für die spätere Berechnung durch einen Polygonzug im Dammkörper definiert.

5.2 Wahl der Stoffmodelle

Den beiden, in Abschnitt 5.1 festgelegten Berechnungsmodellen, sind die in Abbildung 31 dargestellten Stoffmodelle zugewiesen.

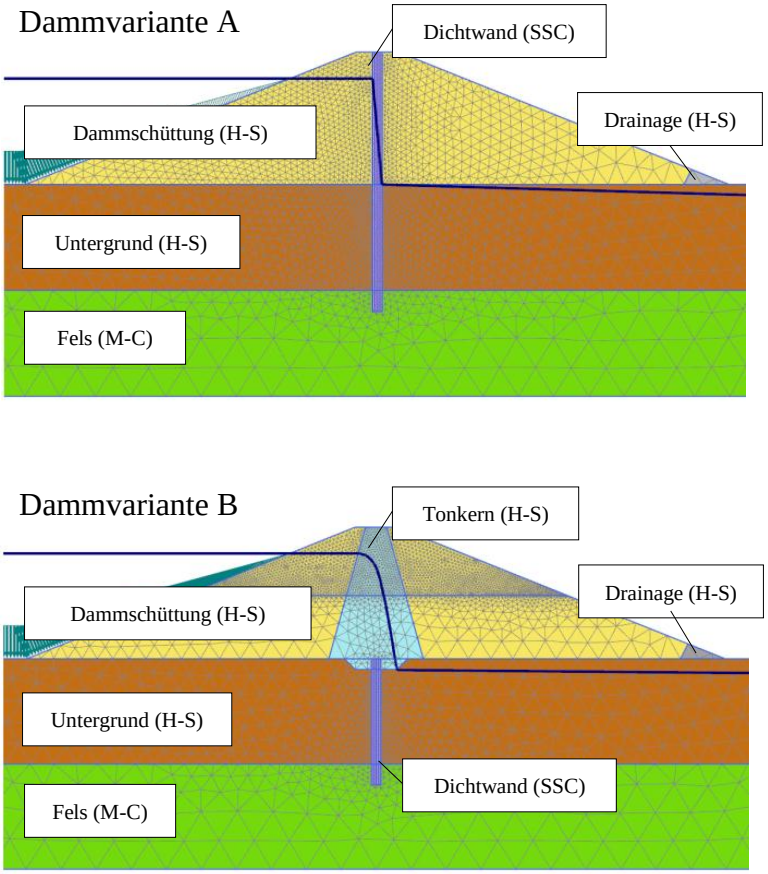


Abbildung 31: Verwendete Stoffmodelle Dammvariante A (oben), Dammvariante B (unten)

Der, ab einer Tiefe von -20 m anstehende, Fels wird mit dem Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb beschrieben. Dieses Versagenskriterium, genauer erklärt in Abschnitt 3.3.1, beschreibt steife Materialien wie Fels oder Beton sehr gut. Besonders in elastischen Spannungsbereichen, wie sie hier auftreten, erweist sich dieses Modell als gut geeignet. Der Fels befindet sich in keinem Zustand der Berechnung im Grenzzustand.

Untergrund, Dammschüttung und Dammfußdrainage werden mit dem Hardening Soil Modell abgebildet. Dieses ist laut PLAXIS HANDBUCH unter anderem für nichtbindiges, bzw. schwach bindiges Material geeignet. Die Parameter können einfach bestimmt werden und es liegen Werte aus der Literatur vor. Wie im folgenden Abschnitt 5.3 „Parameterstudie“ gezeigt, unterscheiden sich diese Dammbereiche in ihren Festigkeitseigenschaften nicht. Lediglich das Drainagematerial weist eine höhere Durchlässigkeit auf. In MEIßNER (2002) wird darauf hingewiesen, dass bei linear-elastisch ideal-plastischen Ansätzen (Mohr-Coulomb) die Parameter E-Modul und Poissonzahl konstant sind. Für Grenzzustände ist dies ausreichend genau, bei Verformungsbetrachtungen sind diese Modelle aber nur bedingt geeignet. Werden trotzdem Verformungsberechnungen linear-elastisch ideal-plastisch durchgeführt, sollten zumindest unterschiedliche Bodensteifigkeiten für Erst- sowie Ent,- und Wiederbelastung verwendet werden. Da die Spannungen und Verformungen, die die Dichtwand erfährt, maßgebend von den aufgeprägten Verformungen des Dammstützkörpers abhängen, ist der Hinweis von MEIßNER (2002) hier zu berücksichtigen und das Hardening Soil Modell zu wählen.

Der Tonkern für die Dammvariante B wird ebenfalls mit dem Hardening Soil Modell modelliert. Für den Plastic Concrete wird, wie in Abschnitt 3.4 „Wahl des Stoffmodells für Tonbeton“ beschrieben, das Soft Soil Creep Modell verwendet. Dieses Modell wurde zwar für weiche, zusammendrückbare Böden entwickelt, ist aber das einzige Stoffmodell in PLAXIS, das ein zeitabhängiges Verhalten berücksichtigen kann (PLAXIS HANDBUCH). Da dem Tonbeton Eigenschaften von Relaxation und Kriechen zugeschrieben werden und die Parameter so gewählt werden, dass die Steifigkeit an jene der Laborversuche herankommt, wird dieses Modell als zutreffend erachtet. Vergleichsberechnungen zwischen Mohr-Coulomb und Soft Soil Creep wurden in Abschnitt 3.4 „Wahl des Stoffmodells für Tonbeton“ beschrieben.

5.3 Parameterstudie

Für die Bestimmung der Parameter von Boden und Fels werden realistische Werte aus der Literatur (PLAXIS HANDBUCH, ADAM, BAUTABELLEN, JANBU) herangezogen. In SCHANZ (2000) sind Steifigkeiten für locker bzw. dicht gelagerte Sande erwähnt. Demzufolge reicht das Spektrum des Steifemoduls aus dem Ödometerversuch bei 100 kPa Druck (vergl. E_{oed}^{ref}) von 15 MPa bis 40 MPa. Für den Steifemodul aus dem Triaxialversuch (E_{50}^{ref}) werden Werte von 10 MPa bis 75 MPa angeführt. Das Verhältnis der Steifigkeiten von lockerem Feinsand und dichtem Grobsand liegt bei 2 bis 7. Im vorliegenden Bemessungsmodell ist ein Verhältnis zwischen dem weichen Dammkörper und dem steifen Dammkörper von drei gewählt.

In SOROUSH (2004) sind Materialparameter für Dämme mit Tondichtkern angeführt. Diese werden herangezogen, um die bereits recherchierten Kennwerte zu verifizieren, bzw. zu adaptieren.

Die Parameter für Plastic Concrete wurden durch Laborversuche der Technischen Universität München ermittelt (STIEGELER, 2012). Die Probekörper stammen aus Rückstellproben des Bauvorhabens Sylvensteinspeicher in Deutschland. In Tabelle 13 sind die Werte für die numerische Simulation zusammengefasst.

Tabelle 13: Parameter für die FE-Modellierung

Funktion	**Dichtwand**	**Schüttmaterial**	**Untergrund**	**Drainagefuß**	**Stauer**	**Dichtkern**
Material	Plastic Concrete	Kies (schluffig, sandig)	Kies (schluffig, sandig)	Kies (schluffig, sandig)	Fels	Ton
Modell	Soft Soil Creep	Hardening Soil	Hardening Soil	Hardening Soil	Mohr-Coulomb	Hardening Soil
Art	weich / steif	weich / steif	weich / steif	weich / steif	-	-
E [kN/m²]	-	-	-	-	10.000.000	-
c [kN/m²]	250,0	1,0	1,0	1,0	1.000,0	20,0
φ [°]	30,0	35,0	35,0	35,0	45,0	20,0
ψ [°]	-	5,0	5,0	5,0	15,0	-
ν[-]	-	0,30	0,30	0,30	0,20	0,45
$\gamma_{(unsat)}$ [kN/m³]	20,0	17,0	17,0	17,0	25,0	16,0
$\gamma_{(sat)}$ [kN/m³]	27,0	20,0	20,0	20,0	25,0	18,0
E_{50} [kN/m²]	-	15.000 / 45.000	15.000 / 45.000	15.000 / 45.000	-	2.000
E_{ur} [kN/m²]	-	45.000 / 135.000	45.000 / 135.000	45.000 / 135.000	-	5.000
E_{oed} [kN/m²]	-	15.000 / 45.000	15.000 / 45.000	15.000 / 45.000	-	2.000
m [-]	-	0,75	0,75	0,75	-	0,90
λ* [-]	0,0152 / 0,0051	-	-	-	-	-
κ* [-]	0,0010 / 0,0010	-	-	-	-	-
μ* [-]	0,0001 / 0,00005	-	-	-	-	-
Cc [-]	0,0600 / 0,0200	-	-	-	-	-
Cs [-]	0,0020 / 0,0020	-	-	-	-	-
Cα [-]	0,0004 / 0,0002	-	-	-	-	-
k [m/s]	10^{-9}	10^{-4}	10^{-4}	10^{-4}	10^{-9}	10^{-9}

5.4 Berechnungsschritte

Für plausible Ergebnisse sind nicht nur die Geometrie des Modells, Stoffmodelle oder Parameter entscheidend, sondern auch die Berechnungsschritte, also das Abbilden einer realistischen Belastungsgeschichte. Besonders bei dem hier verwendeten Stoffmodell Hardening Soil ist dies äußerst wichtig, da das Material, wie bereits beschrieben, bei der Erstbelastung eine Verfestigung erfährt.

Jede Berechnung beginnt im Programm PLAXIS mit einer „initial phase“. In dieser Phase werden die effektiven Vertikal- und Horizontalspannungen ermittelt. Der Erddruckbeiwert K_0 ist das Verhältnis zwischen Horizontal- und Vertikalspannung. Der Index „0“ steht für Initialspannungen.

$$\sigma'_{h,0} = K_0 \cdot \sigma'_{v,0} \tag{41}$$

In der „initial phase“ sollte nur der ursprüngliche Bodenkörper ohne Aushub, Einbauten oder Bauwerke modelliert werden. Nach der „initial phase“ müssen die Verformungen Null gesetzt werden.

Bei der Dammvariante A folgt nach der „initial phase“ die Schüttung des Dammes ohne Dichtwand. Dadurch soll simuliert werden, dass der Damm bereits die Belastung zufolge Einstau erfahren hat. Deshalb wird der Damm nach der Schüttung auf das Stauziel von 20 m eingestaut. In dieser Phase erfährt der Schüttkörper durch diese Belastung eine Kompressions-, und Reibungsverfestigung. Danach wird der Wasserspiegel abgesenkt und die Dichtwand hergestellt. Die Dichtwandherstellung wird mit einem Zeitintervall von ~ 0 Tagen berechnet. Damit wird verhindert, dass sich mögliche Spannungsspitzen durch Relaxation bereits während dieser Phase abbauen. Nach der Dichtwandherstellung erfolgt das Einstauen auf 10 m, was ebenfalls schlagartig geschieht. Danach folgt ein Berechnungsschritt ohne Laststeigerung, aber mit einem Zeitintervall von 100 Tagen. Darauf folgt der Volleinstau auf 20 m. Weitere Kriechintervalle von 10, 90 und 800 Tagen geben genaue Rückschlüsse auf das Kriechverhalten. In Summe ergeben alle Kriechintervalle 1.000 Tage.

Bei Dammvariante B erfolgt nach der „initial phase“ sofort das Herstellen der Dichtwand. Darauf folgt der Aushub der Einbindung des späteren Dichtkerns in den Untergrund. Danach erfolgt die Dammschüttung auf 12 m und nach 100 Tagen Kriechintervall erfolgt die volle Schüttung auf 25 m. Nach der vollen Schüttung wird abermals 100 Tage Kriechen berücksichtigt. Der Einstau ist, wie bei Dammvariante A, geteilt in 10 m mit einer 100 tägigen Zwischenphase, gefolgt vom Volleinstau mit wieder 10, 90 und 600 Tagen Kriechen. Somit ergibt sich insgesamt eine Zeitdauer von abermals 1.000 Tagen.

Die oben beschriebenen, teils sehr detaillierten Berechnungsabläufe - Halbeinstau, Kriechen zwischen Einstau und Kriechen zwischen der Dammschüttung - werden durchgeführt, um mögliche Spannungsspitzen im Vergleich zu sofortigem Einstau oder Dammschüttung abbauen zu können. Diese Annahmen werden mit den Ergebnissen von Vergleichsrechnungen mit vereinfachten Rechenschritten verglichen. Es kann kein signifikanter Unterschied zwischen dem sehr detaillierten und dem vereinfachten Rechenablauf gezeigt werden. Aufgrund der besseren Darstellungsmöglichkeiten und der damit verbundenen besseren Aussagekraft, wird in Kapitel 6 „Auswertung und Interpretation der Ergebnisse“ das vereinfachte Berechnungsverfahren ausgewertet und interpretiert.

Tabelle 14 und Tabelle 15 fassen die Berechnungsschritte der Dammvariante A und der Dammvariante B zusammen. Darin sind auch die verwendeten Berechnungsschritte des detaillierten und des vereinfachten Berechnungsverfahrens dargestellt.

Wie bereits aus den Berechnungsschritten der beiden Dammvarianten ersichtlich, ist die zu erwartende Belastung der Dichtwand gänzlich unterschiedlich. Dammvariante A weist nur eine horizontale Belastung zufolge Einstau auf, Dammvariante B hingegen wird zusätzlich durch die Schüttung des Dammes belastet.

Tabelle 14: Berechnungsschritte der Finite Elemente Berechnung: Dammvariante A

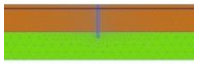
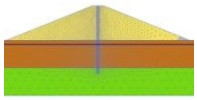
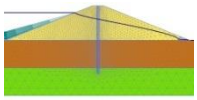
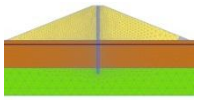
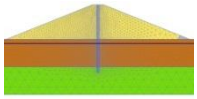
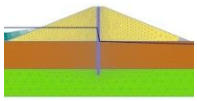
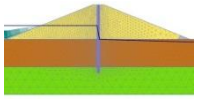
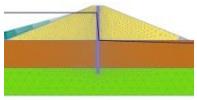
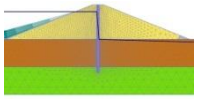
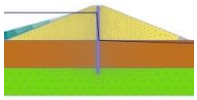
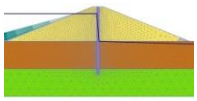
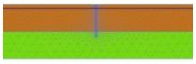
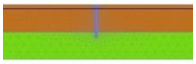
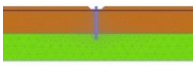
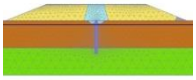
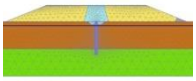
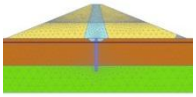
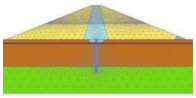
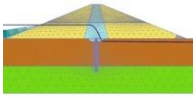
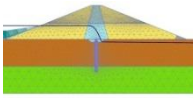
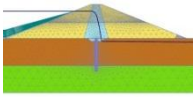
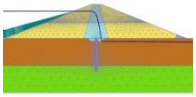
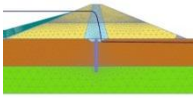
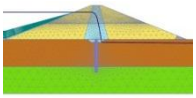
Rechenschrittbezeichnung	**Detaillierte Variante**	**Vereinfachte Variante**	**Modellausschnitt**
Initial phase	●	●	
Dammschüttung (25 m)	●	●	
Einstau (20 m)	●	●	
Ablassen	●	●	
Dichtwandherstellung	●	●	
Einstau 10 m	●	○	
Kriechen 100 Tage	●	○	
Einstau 20 m	●	●	
Kriechen 110 Tage	●	●	
Kriechen 200 Tage	●	●	
Kriechen 1000 Tage	●	●	

Tabelle 15: Berechnungsschritte der Finite Elemente Berechnung: Dammvariante B

Rechenschrittbezeichnung	**Detaillierte Variante**	**Vereinfachte Variante**	**Modellausschnitt**
Initial phase	●	●	
Dichtwandherstellung	●	●	
Aushub	●	○	
Dammschüttung 12 m	●	○	
Kriechen 100 Tage	●	○	
Dammschüttung 25 m	●	●	
Kriechen 200 Tage	●	●	
Einstau 10 m	●	○	
Kriechen 300 Tage	●	○	
Einstau 20 m	●	●	
Kriechen 310 Tage	●	●	
Kriechen 400 Tage	●	●	
Kriechen 1000 Tage	●	●	

5.5 Variation der Randbedingungen

Um Aussagen über das Verhalten der Dichtwand aus Tonbeton treffen zu können, werden die Eigenschaften der oben beschriebenen Varianten A und B gleichsam variiert. Die Variation ist so gewählt, dass die jeweiligen Dammtypen I – IV Extremfälle darstellen sollen. So kann auf untere und obere Grenzen geschlossen werden. Variiert werden die Dicke und Steifigkeit der Dichtwand und die Steifigkeit des Dammschütt- und Untergrundmaterials (siehe Tabelle 16).

Tabelle 16: Variationsmatrix der Dammtypen I bis IV

	weicher Dammkörper & weicher Untergrund $E_{50} = E_{oed} = 15$ MPa $E_{ur} = 45$ MPa	**steifer Dammkörper & steifer Untergrund** $E_{50} = E_{oed} = 45$ MPa $E_{ur} = 135$ MPa
dünne & weiche Dichtwand 60 cm; Steifigkeit $E_{50} = 300$ MPa	**I**	**II**
dicke & steife Dichtwand 180 cm; Steifigkeit $E_{50} = 700$ MPa	**III**	**IV**

Ausgenommen von der Variation sind die einzelnen Berechnungsschritte bzw. deren Abfolge. Ebenso konstant bleiben die hydraulischen Verhältnisse, also die Wasserhöhen ober- und unterwasserseitig. Die Eigenschaften des Fels und die Einbindetiefe, sowie die Geometrie des Dammes bleiben ebenfalls von der Variation unberührt. Die den Materialien zugewiesenen Stoffmodelle bleiben bei allen Berechnungen gleich. Auch der Kriechbeiwert C_α des Soft Soil Creep Modells wird nicht variiert.

6 Auswertung und Interpretation der Ergebnisse

In diesem Kapitel werden anhand aussagekräftiger Abbildungen die Verformungs- und Spannungszustände im Dammsystem und in der Tonbetondichtwand beschrieben. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass im Anhang alle Abbildungen und Diagramme der hier behandelten Verformungs- und Spannungszustände der beiden Dammvarianten dargestellt sind.

Die Beschreibung der Verformungen des Dammkörpers, des Untergrundes und der Dichtwand erfolgt in x und y-Richtung und wird in der Einheit Zentimeter dargestellt. Eine Darstellung der Spannungen ist grundsätzlich in Koordinatenrichtung (σ_x' und σ_y') und in Hauptnormalspannungsrichtung (σ_1' und σ_3') möglich. Ein Nachweis für Dichtwände kann nach DIN 4093 grundsätzlich sowohl mit Spannungen in Koordinatenrichtung als auch mit Spannungen in Hauptnormalrichtung durchgeführt werden. So kann ein vereinfachter Nachweis für die aufnehmbaren Druck- und Schubspannungen durchgeführt werden. Es ist dann nachzuweisen, dass die Normalspannung nicht das 0,7-fache des Bemessungswertes der Druckfestigkeit $f_{m,d}$ übersteigt. Die Schubspannung darf nicht über dem 0,2-fachen des Bemessungswertes der Druckfestigkeit liegen. Der genauere Nachweis mit Hauptnormalspannungen ist erbracht, wenn die Hauptnormalspannungen zufolge Belastung nicht größer sind als die in Abbildung 32 definierten Spannungszustände. Bei Hauptzugspannungen die größer als 10 % des Bemessungswertes der Druckfestigkeit sind, kann der Körper aufreißen.

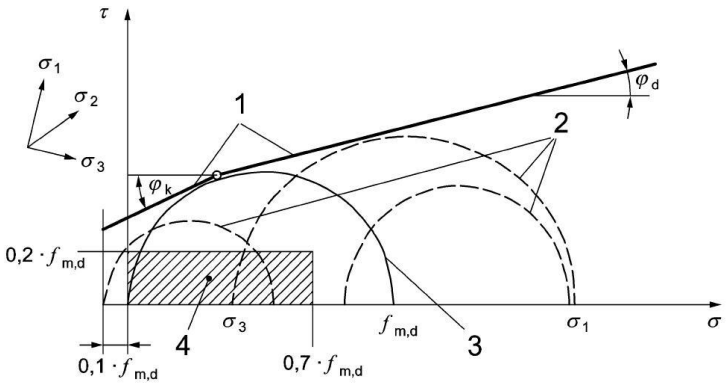


Abbildung 32: Nachweis für Dichtwände [DIN 4093]

Da eine Vereinfachung teils große Reserven berücksichtigt und dies in manchen Fällen zu einem unwirtschaftlichen Ergebnis führt, ist der genauere Nachweis mit Hauptnormalspannungen zielführender. Ein weiterer Grund für die Betrachtung von Hauptnormalspannungen ist, dass im Betonbau für die Bemessung ebenfalls die Hauptnormalspannungen ermittelt und dargestellt werden, da dies die maximal auftretenden Spannungen im Material sind. Normal,- und Schubspannung sind Projektionen auf die x und y-Achse und liegen somit betragsmäßig unter den Hauptnormalspannungen. Abbildung 33 zeigt, dass die Hauptnormalspannungsrichtung besonders im Bereich der Einbindung stark von der Vertikalen abweicht.

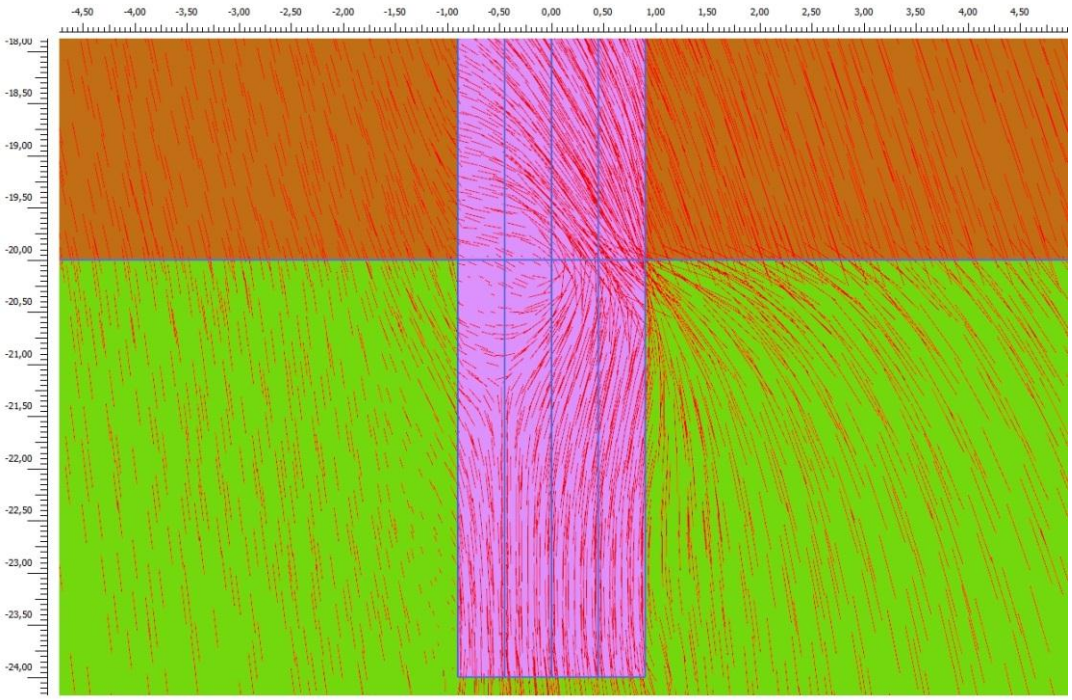


Abbildung 33: Hauptnormalspannungsrichtung Dammvariante A - Typ III

Nachfolgend werden die effektiven Hauptnormalspannungen σ_1' und σ_3' und die Deviatorspannungen dargestellt und näher beschrieben. Da sich bei der Berechnung des Kriechvorganges keine weiteren Verformungen ergeben, sondern nur ein Abbau von Spannungen, ist der richtige Terminus dafür Relaxation. In MANG (2008) wird Relaxation beschrieben, als zeitabhängige Abnahme der Spannungen bei konstanter Verzerrung. Aus Gründen der Übersicht und Vergleichbarkeit wird zuerst die Dammvariante A (Dammertüchtigung) vollständig behandelt und im Anschluss folgt die Beschreibung der Dammvariante B (Dammneubau).

6.1 Dammvariante A – Dammertüchtigung

Nachfolgend werden die Ergebnisse der FE-Berechnung für die Dammvariante A dargestellt. Wie bereits beschrieben, ist dies die Modellierung einer Dammertüchtigung. Die Belastung auf den Dammkörper und die Dichtwand, die erst nachträglich in den fertigen Damm eingebaut wird, ist aufgrund des Wasserspiegelunterschieds von 20 m, nur horizontal. Zusätzliche Vertikallasten, abgesehen vom Eigengewicht der Dichtwand selbst, sind keine vorhanden.

Wie in Abschnitt 5.5 „Variation der Randbedingungen“ beschrieben, wird diese Dammvariante viermal variiert (siehe Tabelle 16).

6.1.1 Verformungen im Dammsystem

Im ersten Schritt der Interpretation der Ergebnisse der FE-Berechnung wird das ganze Dammsystem (Dammschüttmaterial, Dichtwand und Untergrund) betrachtet. Dies liefert einen groben Überblick, welche Bereiche der Stauhaltung problematisch sind und eine genauere Betrachtung notwendig machen.

Um die Verformungen zufolge Dammschüttung, die für die Dichtwand unerheblich sind, hier auszublenden, werden alle Verformungen des gesamten Berechnungsmodells vor der Herstellung der Dichtwand zurückgesetzt. Dies erlaubt eine isolierte Betrachtung jener Verformungen, die ausschließlich aus der Dichtwandherstellung und dem Einstau herrühren.

Zur Veranschaulichung des Verformungsverhaltens des Dammkörpers ist das verformte FE-Netz in Abbildung 34 hundertfach überhöht dargestellt. Darin ist sehr gut die starke Krümmung der Dichtwand im Punkt der Einspannung bei -20 m zu erkennen. Außerdem kommt es im oberwasserseitigen Bereich zu Hebungen im Dammkörper, bedingt durch den Auftrieb des rückgestauten Wassers. Allgemein sind die Verformungen im oberwasserseitigen Stützkörper größer als im unterwasserseitigen.

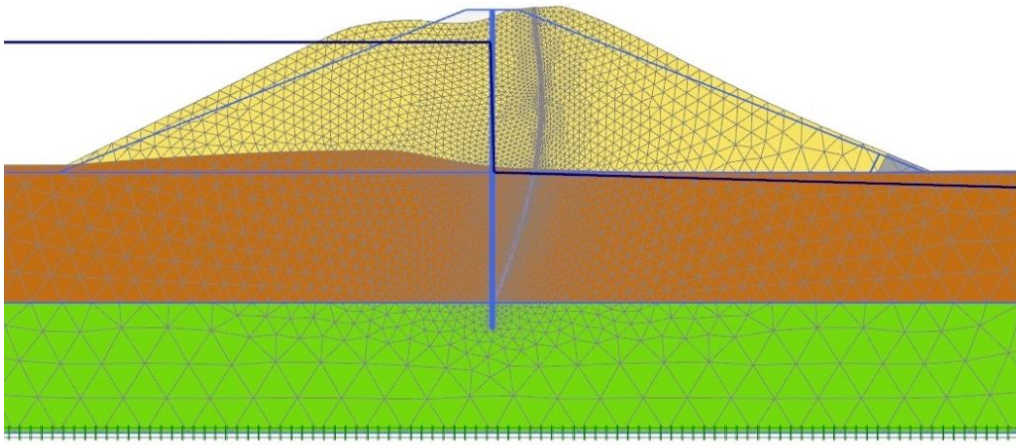


Abbildung 34: Deformiertes Finite Elemente Netz Dammtyp I - 100fach überhöht

In Abbildung 35 sind die Horizontalverformungen des ganzen Dammkörpers des Dammtyps I dargestellt. Die obere Abbildung zeigt die Verformungen bei einem Einstau von 10 m (Halbstau) und die untere Abbildung bei einem Einstau von 20 m (Vollstau). Das Verformungsbild ist bei den anderen drei Dammtypen II bis IV, abgesehen von den Beträgen, nahezu ident. Die größte Verformung in x-Richtung ist somit im Zentrum des Dammes zu erwarten. Vertikalverformungen sind wegen der fehlenden Vertikallast praktisch keine vorhanden.

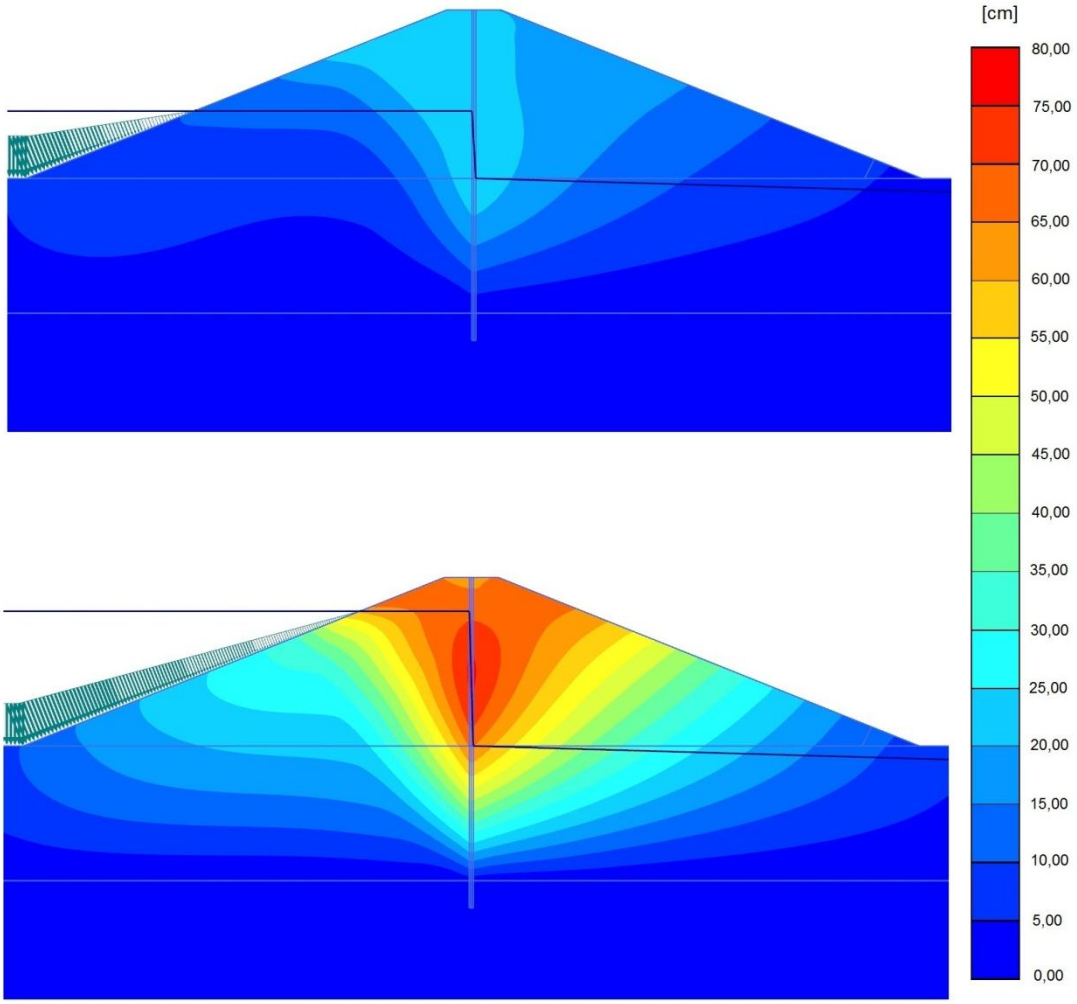


Abbildung 35: Verformungen des Dammkörpers in x-Richtung Halbstau (oben) und Vollstau (unten)

Es werden auch Berechnungen mit mehreren Hoch- und Niederwasserzyklen durchgeführt. Diese Belastung führt bei Dämmen in der Praxis immer wieder zu großen Problemen. Das Versagen dieser Dämme tritt nicht durch zu hohe Beanspruchungen, sondern durch innere Erosion von Bodenteilchen beim Wechsel zwischen Hoch- und Niederwasser auf. Ein solcher Nachweis ist mit der Finiten Elementen Methode nicht möglich. Es wären Berechnungen mit der diskreten Elemente Methode notwendig.

6.1.2 Verformungen in der Dichtwand

Im folgenden Kapitel werden die Verformungen in der Dichtwand anhand der Biegelinien in x-Richtung (horizontal) ausgewertet und interpretiert.

Unter der Belastung des Einstaus auf 20 m erfährt die Dichtwand die in Abbildung 36 dargestellte Biegung. Der horizontal wirkende Wasserdruck ergibt sich aus einem Druckgefälle von 20 m von

Ober- zu Unterwasser. Es sei nochmals erwähnt, dass die Dichtwand von -20 m bis -24 m in gesunden Fels einbindet. Darüber liegt der Untergrund, bzw. das Dammschüttmaterial mit jeweils gleichen Steifigkeiten.

In Abbildung 36 ist erkennbar, dass die Biegelinie von Dammtyp I und Dammtyp III einen nahezu identen Verlauf zeigen. Gleiches ist bei Dammtyp II und Dammtyp IV festzustellen. Bei diesen beiden ist die Verformung jedoch wesentlich geringer. Der Grund für die Form der einzelnen Biegelinien ist, dass die Verformung der Dichtwand durch die Verformung des Schüttmaterials und des Untergrundes bedingt ist. Typ I und III sind Dammtypen mit geringen Bodensteifigkeiten. Dies führt zu großen Verformungen im Boden und weiters zu großen Verformungen in der Dichtwand. Bei den Dammtypen II und IV, mit wesentlich steiferen Bodenparametern, fällt die Horizontalverformung wesentlich geringer aus. So treten Verformungen auf, die nur im Bereich von etwa einem Drittel der Verformungen von Dammtyp I und III liegen.

Mit dieser Abbildung kann weiters gezeigt werden, dass die Dichtwand selbst kaum einen „Dübeleffekt“ bewirkt. Die Verformungen zwischen der steifen, dicken und der weichen, dünnen Dichtwand sind nahezu ident.

Die Maximalwerte der Durchbiegung liegen bei allen Dammtypen bei ungefähr 11 m über der Geländeoberkante. Die starke Krümmung bei -20 m wird durch den Steifigkeitsunterschied zwischen dem Untergrund und dem Fels verursacht. Im Bereich von -20 m bis -24 m treten nahezu keine Horizontalverformungen auf. Erst beim Übergang zum viel weicheren schluffig, sandigen Kies treten Verformungen auf. In diesem Bereich, an dem die Krümmung am größten ist, sind sehr hohe Spannungen zu erwarten. Erfahrungen aus der Praxis belegen, dass genau in diesem Bereich, beim Übergang von Boden zu Fels, oftmals Schwierigkeiten mit der Dichtheit von Schlitzwänden auftreten.

Dadurch, dass die Dichtwand nach der Herstellung nur horizontal belastet wird, treten keine nennenswerten Vertikalverformungen auf.

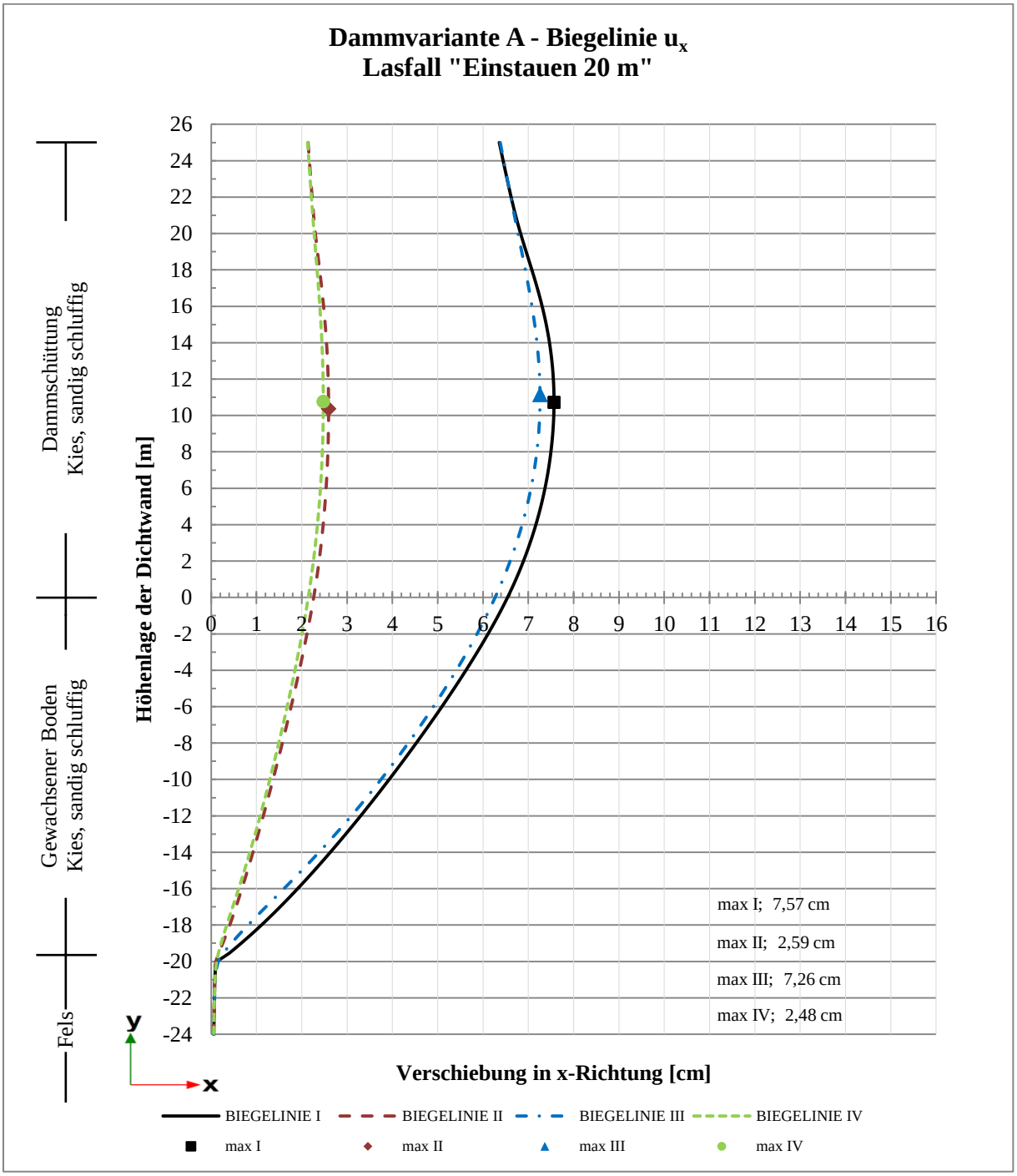


Abbildung 36: Biegelinie u_x der Dichtwand (Dammvariante A)

6.1.3 Spannungen im Dammsystem

In Abbildung 37 sind die Hauptnormalspannungen σ_1' und σ_3' des gesamten Dammkörpers exemplarisch für den Dammtyp III dargestellt. Im oberwasserseitigen, wassergesättigten Dammkörper steht der Boden unter Auftrieb. Deshalb sind hier die effektiven Spannungen geringer als unterwasserseitig. Es ist auch zu erkennen, dass die Spannungen in der Dichtwand höher sind als im Dammschüttmaterial. Der Grundsatz der Baustatik „*Steife Körper ziehen Spannungen an*“ ist somit hier beobachtbar. Bei der Einbindung der Dichtwand in den Fels kommt es zu hohen Spannungen. Diese werden genauer im nachfolgenden Kapitel 6.1.4 „Spannungen in der Dichtwand“ analysiert.

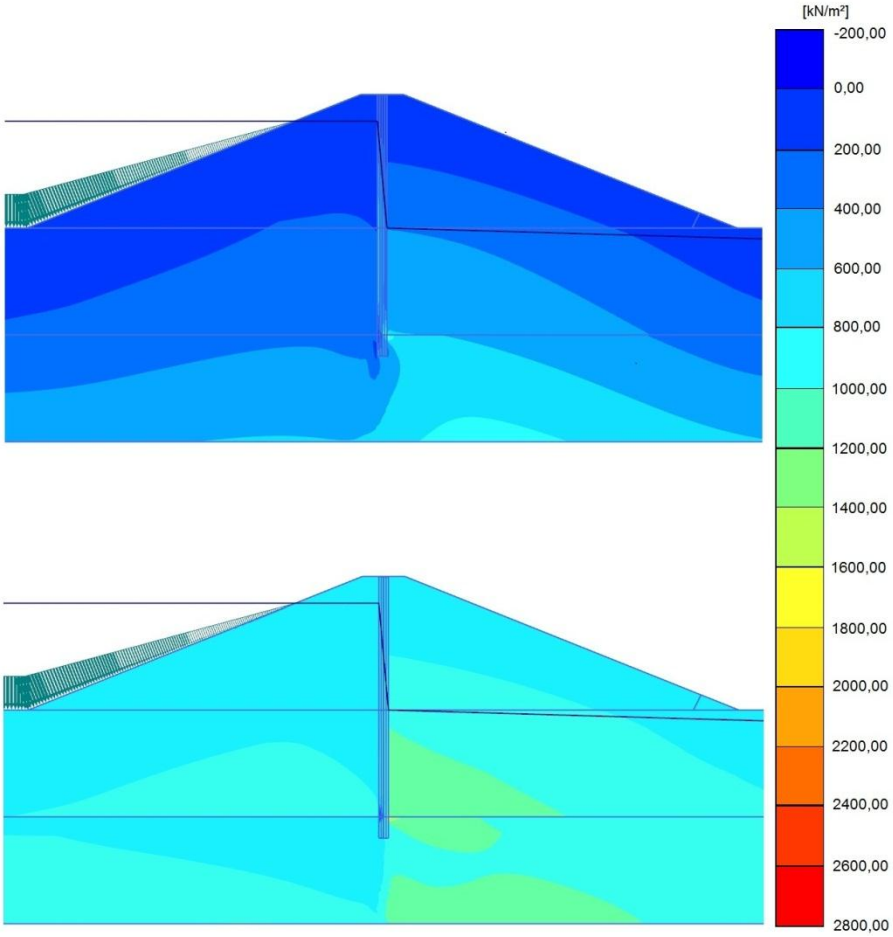


Abbildung 37: Hauptnormalspannung σ'_1 (oben) und σ'_3 (unten) Variante A - Typ III

6.1.4 Spannungen in der Dichtwand

Um die bereits vorher getroffene Annahme, dass im Dammbereich die Spannungen am höchsten sein werden, zu bestätigen, wird in Abbildung 38 ein Detailausschnitt des soeben beschriebenen Spannungszustandes (Dammtyp III) dargestellt. Dem ist zu entnehmen, dass in der Dichtwand, ähnlich einem Kragbalken in der Einspannung, über den Querschnitt Zug- und Druckspannungen auftreten.

Wie aus der Biegelinie vermutet, wird die Dichtwand an der Oberwasserseite Zugspannungen und an der Unterwasserseite hohe Druckkräfte erfahren.

Noch eindeutiger sind die Druck,- und Zugspannungen des Dichtwandquerschnitts in der σ_3' Darstellung erkennbar (Abbildung 38 unten). Darin ist erkennbar, dass der halbe Querschnitt Zugspannungen aufweist. Sonst sind bei Dammvariante A keine weiteren kritischen Spannungsbereiche in der Dichtwand erkennbar.

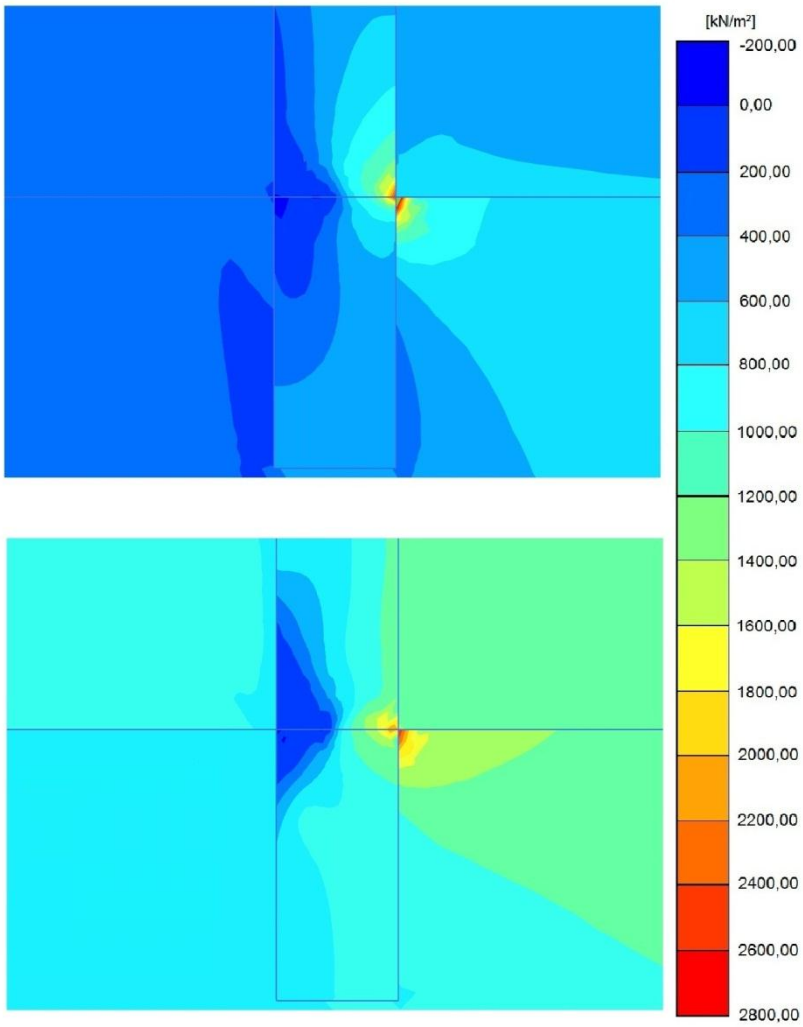
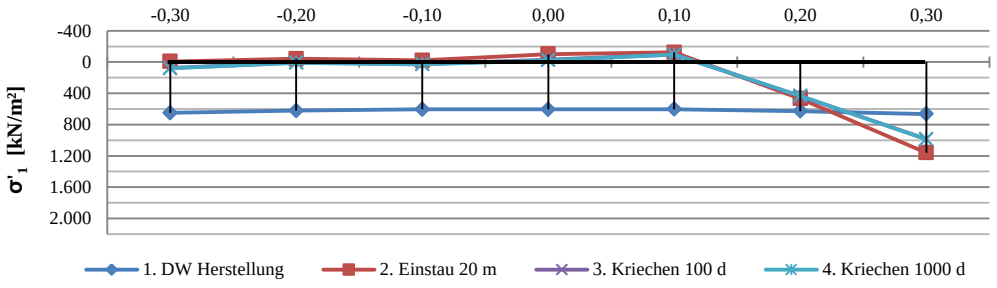


Abbildung 38: Detailansicht σ'_1 (oben) und σ'_3 (unten) der Dammeinbindung bei – 20 m Variante A - Typ III

Wie im Kapitel 3.4 erläutert, wird die Dichtwand mit dem Soft Soil Creep Modell abgebildet. Die daraus resultierende Berücksichtigung von Kriechen und Relaxation wird hier genau betrachtet. Nachfolgend werden für alle vier Dammtypen die Spannungen σ_1' und σ_3' bei -20 m für Dichtwandherstellung, Einstau, 100 Tage kriechen und 1.000 Tage kriechen tabellarisch und grafisch dargestellt.

Bei der Dichtwandherstellung von **Dammtyp I** treten in der Mitte der Dichtwand Spannungen von 600 kN/m² und am Rand bis zu 650 kN/m² auf. Der Grund dafür ist, dass die Dichtwand am Rand bereits am steifen Fels aufsteht. Bei einer Tiefe von -18 m sind die Werte der Spannungen über den gesamten Querschnitt konstant. Die Kontaktformulierung wurde, aufgrund der ähnlichen Steifigkeitsverhältnisse zwischen Boden und Tonbeton, so gewählt, als wären dies zwei Bodenschichten. Beim Einstau der Stauhaltung auf 20 m treten, wie erwartet, hohe Biegebeanspruchungen auf. Die Zugspannungen sind nahezu konstant, die Druckspannungen erreichen am rechten Rand ein Maximum. Die Spannungsspitzen der Hauptnormalspannung σ_1' reduzieren sich zufolge Relaxation von 1.159 kN/m² (0 Tage) auf 988 kN/m² (1.000 Tage). Prozentuell bedeutet dies eine Reduktion um fast 15 %. Für die Hauptnormalspannung σ_3' kann ebenfalls eine Reduktion festgestellt werden und zwar von ursprünglich 380,8 kN/m² auf 347,0 kN/m² oder fast 9 %. Trotz Reduktion der Spannungen durch Relaxation, tritt vor allem bei der Hauptnormalspannung σ_3' im Querschnitt vorwiegend Zug auf. Nur sieben Zentimeter, der 60 cm dicken Dichtwand, sind überdrückt (Abbildung 39).

-20 m	Lastfall	-30 cm	-20 cm	-10 cm	0 cm	10 cm	20 cm	30 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	649,5	621,0	605,3	605,7	602,2	628,1	664,8
	Einstau (20 m)	-7,7	-42,3	-21,6	-101,0	-124,0	468,0	1.159,0
	100 Tage Relaxation	73,9	5,5	25,8	-30,5	-95,9	437,5	985,1
	1.000 Tage Relaxation	80,9	9,6	30,6	-23,1	-95,2	431,9	988,0



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	253,1	251,5	248,9	248,8	248,4	252,6	246,5
	Einstau (20 m)	-291,2	-302,8	-295,9	-322,3	-330,0	-132,7	380,8
	100 Tage Relaxation	-250,8	-279,4	-280,1	-298,8	-320,6	-142,8	348,0
	1.000 Tage Relaxation	-243,2	-277,1	-278,5	-296,4	-320,4	-144,7	347,0

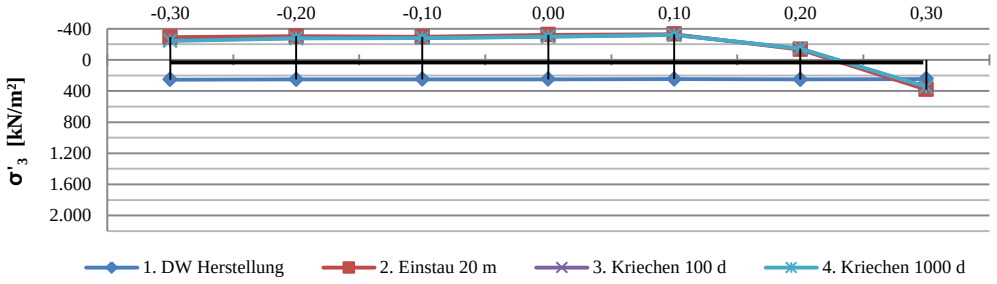
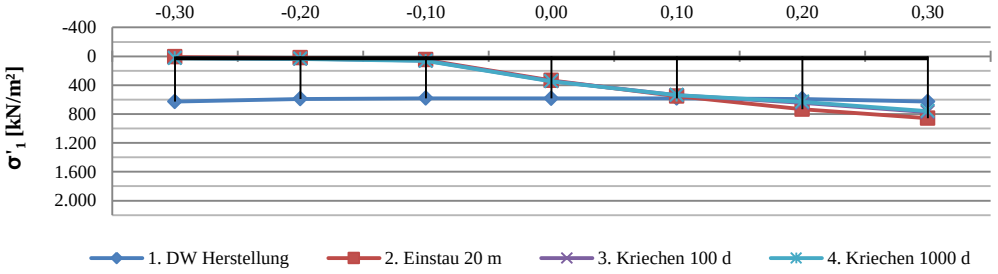


Abbildung 39: Hauptnormalspannungen des Dammtyps I bei -20 m

Für **Dammtyp II** ergibt sich ein ähnliches, allerdings weitaus günstigeres Bild (Abbildung 40). Bei der Dichtwandherstellung treten nahezu gleiche Werte wie bei Dammtyp I auf. Jedoch sind die Spannungsspitzen zufolge des Einstaus geringer und die Zugzone beläuft sich nur auf etwas mehr als die Hälfte des Querschnitts. Dies ist durch die höhere Steifigkeit des Untergrundes und den damit verbundenen geringeren Verformungen, die die Dichtwand erfährt, erklärbar. Auch hier sind wieder deutliche Spannungsrückgänge durch Relaxation feststellbar. So gehen die maximalen Druckspannungen von 859,7 kN/m² auf 759,8 kN/m² zurück, was einen prozentuellen Rückgang von 12 % bedeutet. Bei den σ_3' Zugspannungen ist zu erkennen, dass die Spannungen am Rand stark (47 %) und in der Dichtwandmitte nur leicht (3 – 12 %) zurückgehen.

-20 m	Lastfall	-30 cm	-20 cm	-10 cm	0 cm	10 cm	20 cm	30 cm
Hauptnormalspannung σ'_1	DW-Herstellung	629,2	591,1	582,5	584,2	582,7	591,0	628,8
	Einstau (20 m)	9,8	23,2	49,0	334,5	551,8	733,7	859,7
	100 Tage Relaxation	23,7	33,2	61,3	344,3	540,4	645,2	775,1
	1.000 Tage Relaxation	27,5	36,5	64,5	346,7	537,0	629,8	759,8



Hauptnormalspannung σ'_3	DW-Herstellung	251,1	245,3	243,7	243,9	243,6	245,2	250,6
	Einstau (20 m)	-208,6	-281,0	-272,3	-104,1	188,3	206,5	222,1
	100 Tage Relaxation	-129,9	-254,4	-266,8	-95,0	209,6	172,9	196,7
	1.000 Tage Relaxation	-110,4	-248,3	-265,0	-92,4	212,7	166,2	190,9

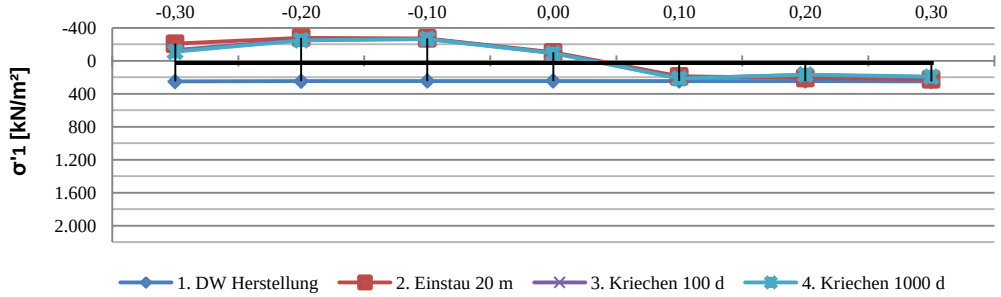
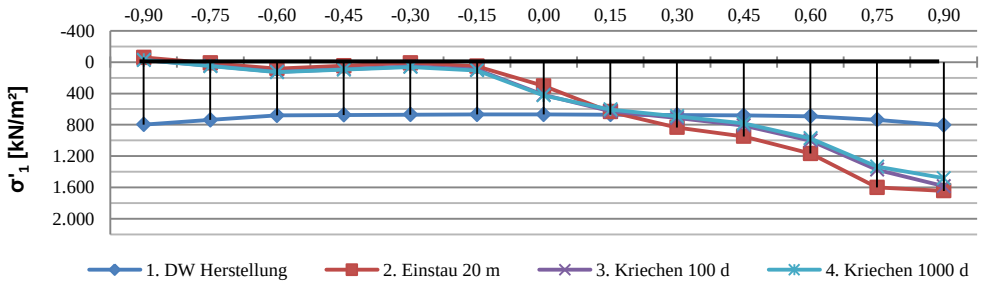


Abbildung 40: Hauptnormalspannungen des Dammtyps II bei -20 m

Dammtyp III, der Dammtyp mit einer Dichtwanddicke von 180 cm, erfährt die stärkste Druckbeanspruchung aller vier Dammtypen. Diese resultiert aus der Kombination von sehr steifer Dichtwand und einem verformungsreichen Boden / Dammkörper. Die größte auftretende Druckbeanspruchung beträgt 1.644 kN/m², reduziert sich aber nach 1.000 Tagen relaxieren auf 1.481 kN/m² (-10 %).

Die kleinere effektive Hauptnormalspannung σ_3' weist auf zirka 50 % des Querschnitts Zugspannungen auf. Diese betragen vom linken Dichtwandrand (-90 cm) bis etwa zur Dichtwandachse konstant knapp 300 kN/m². Die maximale Druckspannung ist aber bei diesem Dammtyp etwa viermal höher als jene von Dammtyp I und II und befindet sich wie bei allen anderen Dammtypen am rechten Querschnittsrand (90 cm). Dies ist in der nachfolgenden Abbildung 41 ersichtlich.

-20 m	Lastfall	-90 cm	-60 cm	-30 cm	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm
Hauptnormalspannung σ'_1	DW-Herstellung	797,2	680,9	670,6	668,6	674,1	690,8	806,1
	Einstau (20 m)	-58,2	83,0	11,1	304,3	833,6	1.166,5	1.644,7
	100 Tage Relaxation	-27,7	123,8	55,6	418,2	714,6	1.002,3	1.584,3
	1.000 Tage Relaxation	-25,9	130,0	62,1	425,5	690,6	972,7	1.481,4



Hauptnormalspannung σ'_3	DW-Herstellung	250,8	261,6	260,4	260,0	260,9	262,1	251,7
	Einstau (20 m)	-308,1	-261,0	-285,0	16,8	283,2	418,5	820,5
	100 Tage Relaxation	-163,0	-205,8	-220,4	78,1	250,2	379,7	772,2
	1.000 Tage Relaxation	-159,0	-195,7	-208,3	81,9	241,9	371,0	756,9

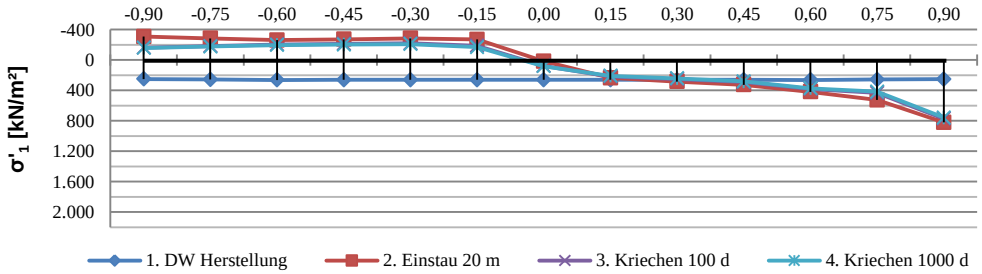
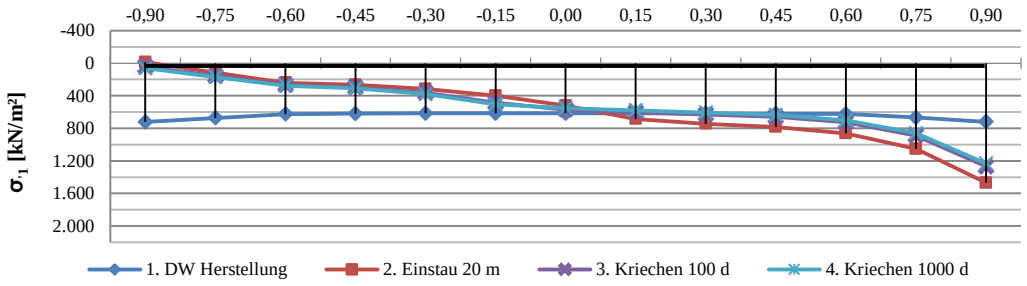


Abbildung 41: Hauptnormalspannungen des Dammtyps III bei -20 m

Der günstigste aller vier Dammtypen der Variante A ist der **Dammtyp IV** (Abbildung 42). Die Kombination aus dicker Dichtwand und steifem, verformungsarmem Untergrund/Dammkörper ergibt die prozentuell geringste Zugzone im Bereich der Einbindung in den Fels. Waren bei den vorigen Dammtypen rund 50 % bis 90 % der σ_3' Hauptnormalspannungen im Zugbereich, so sind bei diesem Dammtyp nur zirka 10% des Dammquerschnittes unter Zug. Durch Relaxation nimmt dieser Bereich sogar noch weiter ab. Betragsmäßig entsprechen die Maximalwerte von σ_3' der Hälfte jener des Dammtyps III.

Die σ_1' Hauptnormalspannungen bewegen sich auf einem hohen Niveau, aber unterhalb von jenen des Dammtyps III. Die Relaxation reduziert die Spannungsspitzen um 16% von 1.468 kN/m² auf 1.231 kN/m².

-20 m	Lastfall	-90 cm	-60 cm	-30 cm	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	721,8	625,4	617,1	615,6	618,1	624,8	720,5
	Einstau (20 m)	-12,7	241,5	318,3	520,9	743,6	861,6	1468,4
	100 Tage Relaxation	43,9	268,7	362,4	570,6	629,4	726,5	1268,0
	1.000 Tage Relaxation	62,7	276,9	379,9	552,0	606,4	702,1	1231,9



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	254,3	253,2	251,0	250,4	251,0	253,1	254,0
	Einstau (20 m)	-226,1	-6,4	95,2	234,8	265,7	283,5	448,6
	100 Tage Relaxation	-154,2	31,6	124,9	215,8	216,5	243,6	384,3
	1.000 Tage Relaxation	-138,6	41,4	130,5	202,7	207,1	235,2	371,0

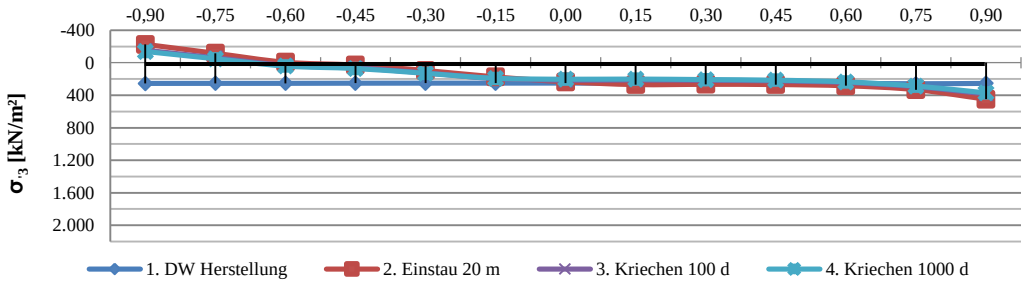


Abbildung 42: Hauptnormalspannungen des Dammtyps IV bei -20 m

Nur durch die Interpretation von σ_1' und σ_3' Hautnormalspannungen kann insbesondere das Versagenspotential von Materialien schwer abgebildet werden. Dazu ist zusätzlich die Betrachtung des deviatorischen (gestaltverändernden) Spannungsanteils q notwendig. Dieser ist, wie bereits gezeigt, definiert als:

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \tag{42}$$

Daraus ist zu erkennen, dass der Betrag der Deviatorspannung q umso größer ist, je größer die Differenz zwischen den Hauptnormalspannungen σ_1' und σ_3' ist und umso größer die Mohr'schen Spannungskreise werden. Gerade hier bietet die FEM den Vorteil, die Spannungsverläufe in Spannungsplots darzustellen und Interpretationen zu erleichtern.

In Abbildung 43 sind die Deviatorspannungen aller vier Dammtypen dargestellt. Die größten Werte werden an der unterwasserseitigen Kontaktfläche zwischen Dichtwand und Fels beobachtet. Hier wird die Dichtwand gegen den gesunden Fels gedrückt. Der ungefähre Verlauf der Extremwerte ist Rot eingezeichnet. Die Verläufe entsprechen nahezu einer Geraden schräg durch die Dichtwand verlaufend. Bei einem Versagen der Dichtwand würden Risse entstehen, die dem Verlauf dieser roten Linien entsprechen.

Es kann weiters daraus geschlossen werden, dass die Größe der deviatorischen Spannungen mit der Krümmung der Dichtwand im direkten Zusammenhang steht. Eine weitere problematische Stelle der deviatorischen Spannungen ist bei diesem Dammtyp nicht vorhanden.

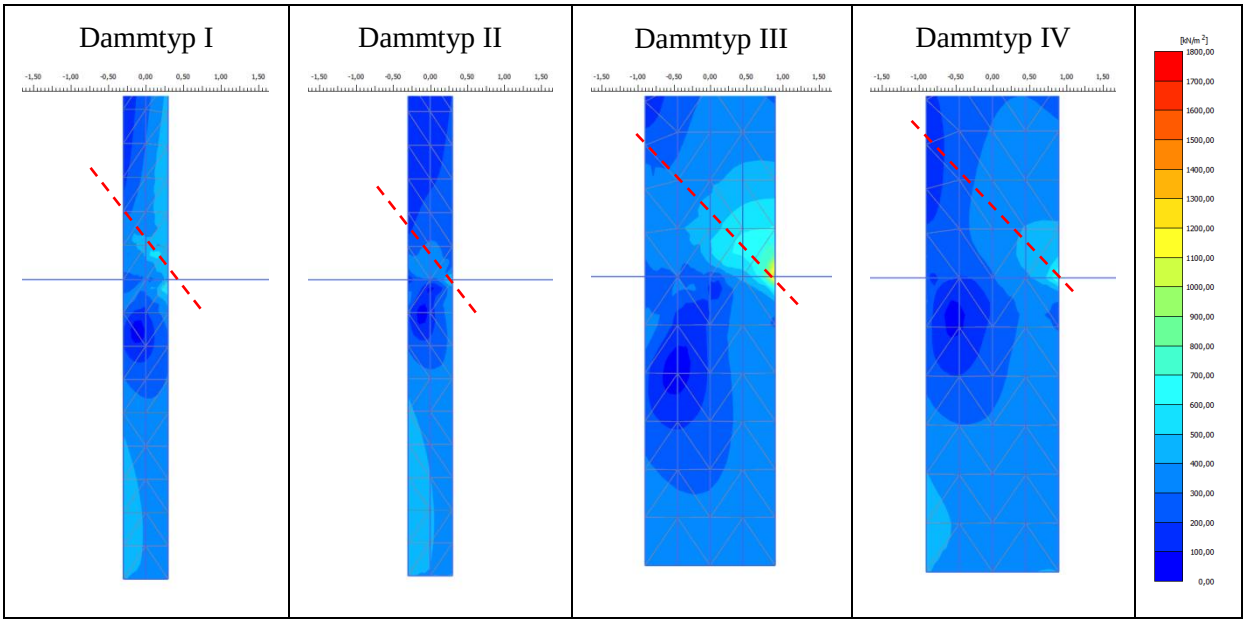


Abbildung 43: Deviatorspannung q bei -20 m

6.2 Dammvariante B – Dammneubau

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der FE-Berechnung für die Dammvariante B dargestellt. Wie bereits beschrieben ist dies die Modellierung eines Dammneubaus. Die Dichtwand wird nach der Herstellung durch die Schüttung des Dammes und danach durch den Einstau auf 20 m belastet. Wie in Abschnitt 5.5 „Variation der Randbedingungen“ beschrieben, wird diese Dammvariante ebenfalls viermal variiert (Dammtyp I bis IV).

6.2.1 Verformungen im Dammsystem

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Verformungsberechnung des ganzen Dammsystems (Dammschüttmaterial, Dichtwand und Untergrund) betrachtet. Dies ermöglicht eine Feststellung der problematischen Bereiche der Dichtwand in Bezug auf deren Dichtheit.

Bei einem Dammneubau wird die Dichtwand üblicherweise vor der Schüttung des Dammmaterials vom Ursprungsgelände aus hergestellt. Die nachfolgenden Abbildungen der Verformungen beinhalten somit Verformungen durch den Konsolidierungsprozess des Dammkörpers und auch die Verformungen durch die horizontale Belastung des Einstaus.

In der nachfolgenden Abbildung 44 ist das deformierte Finite Elemente Netz des Dammtyps I vierfach überhöht dargestellt. Besonders gut ist die starke Setzung des Tondichtkerns zu erkennen. Durch die sich absenkende Dichtzone setzt sich auch der ober- und unterwasserseitige Stützkörper.

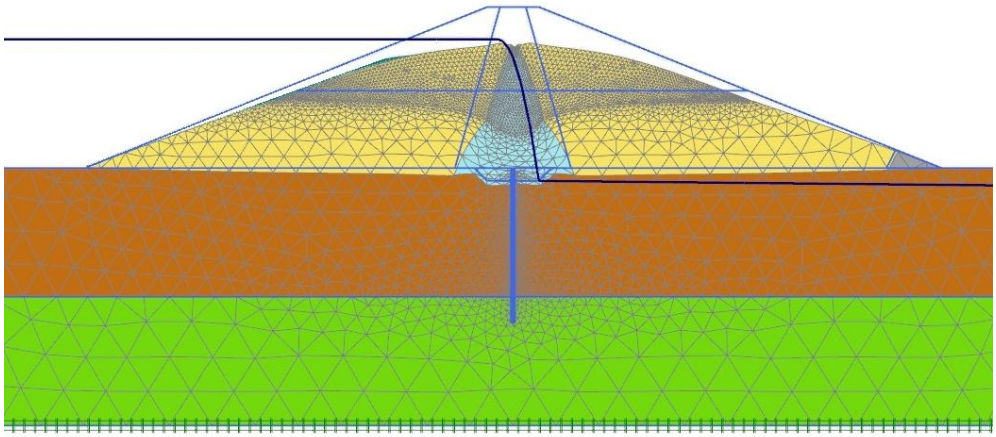


Abbildung 44: Deformiertes Finite Elemente Netz Dammtyp I - 4fach überhöht

In Abbildung 45 sind die horizontalen Verformungen u_x des gesamten Dammes bei 10 m und bei 20 m Einstau abgebildet. An der Oberwasserseite weist der Dammkörper positive Werte für u_x auf. Somit bewegt sich das Schüttmaterial in diesem Bereich zur Dammmitte. An der Unterwasserseite sind die Werte negativ, was eine Verformung des Schüttmaterials ebenfalls zum Zentrum hin bedeutet.

Der Grund für das Zueinanderbewegen der ober- und unterwasserseitigen Stützkörper, kann durch Abbildung 46 erklärt werden. Die Vertikalverformungen u_y sind im Tonkern am größten und durch die Setzungen dieser Zone im Damm, muss auch der Stützkörper unweigerlich zur Mitte hin konsolidieren. Zwischen 10 m und 20 m Einstau sind bei den Horizontalverformungen Zunahmen durch die zusätzliche Horizontallast auf der Oberwasserseite zu erkennen. Die Vertikalverformungen reduzieren sich durch die Wirkung des Auftriebes auf das Dammmaterial geringfügig.

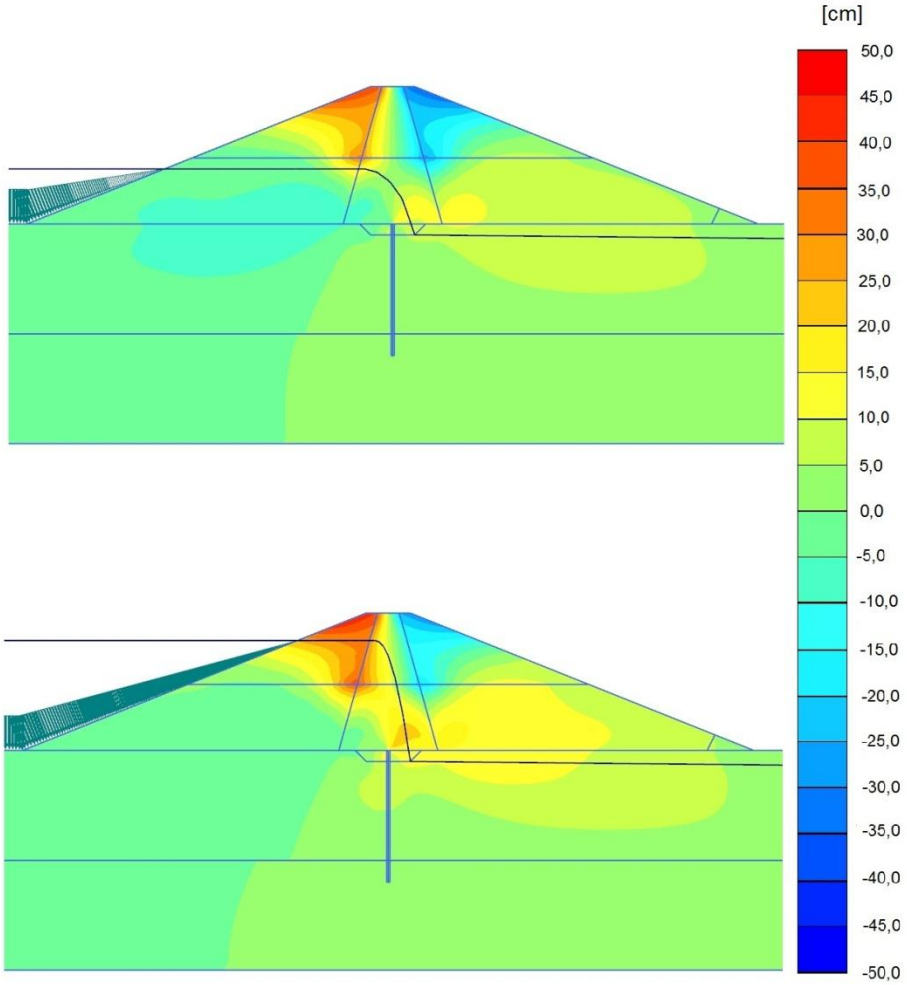


Abbildung 45: Horizontalverschiebungen u_x bei Halbstau (oben) und Vollstau (unten)

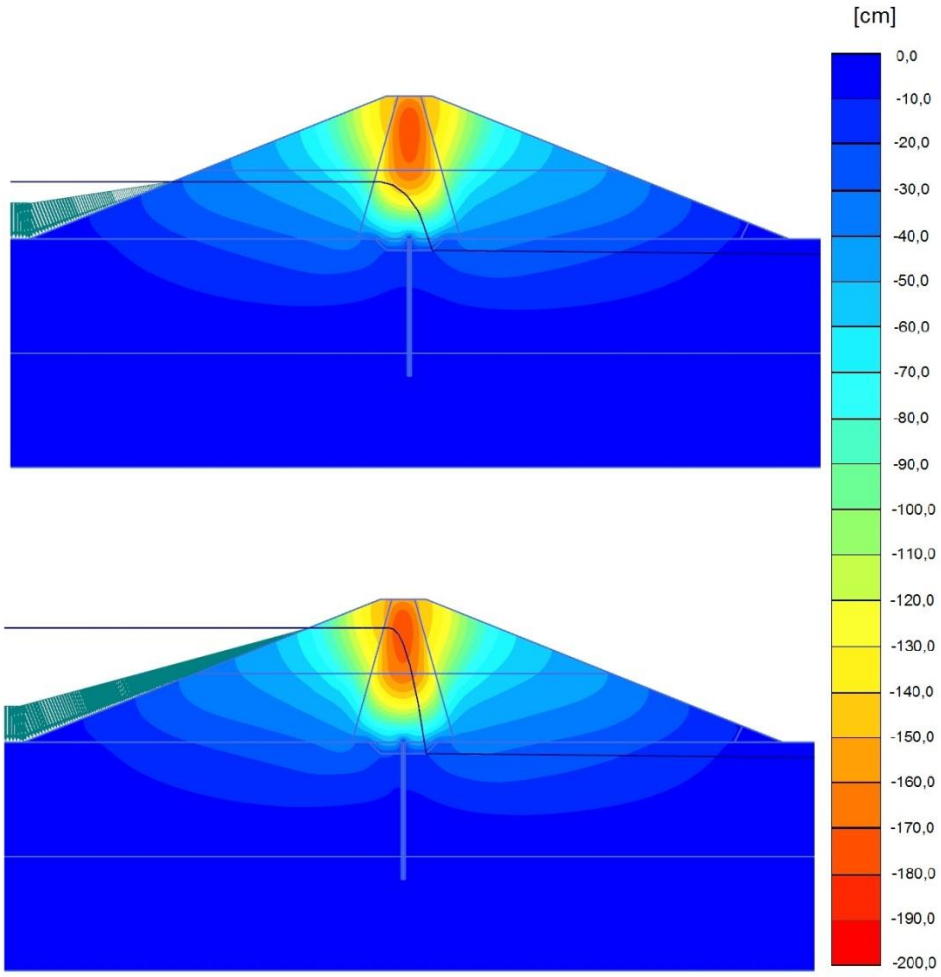


Abbildung 46: Vertikalverschiebungen u_y bei Halbstau (oben) und Vollstau (unten)

6.2.2 Verformungen in der Dichtwand

In diesem Kapitel sind die Verformungen der Dichtwand in x-Richtung (horizontal) und y-Richtung (vertikal) dargestellt. Im Unterschied zur Abbildung der Biegelinie der Dammvariante A sind hier nicht nur Verformungen der Dichtwand, sondern auch jene des darüber liegenden Tondichtkerns dargestellt. Somit können die Biegelinien der beiden Dammvarianten A und B besser verglichen werden, da beide Vertikalschnitte von +25 m bis -24 m reichen. Die Verformungen im Tonkern können für manche Aufgabenstellungen ebenfalls wichtige Erkenntnisse liefern. Hier beschränkt sich die Interpretation aber auf die Tonbetondichtwand.

Diese befindet sich, wie oben beschrieben, zwischen 0 m (GOK) und -24 m. Die Dichtwand ist in Dammvariante B nicht nur auf Biegung beansprucht. Da die Dichtwand vor der Schüttung des Dammmaterials hergestellt wird, kommen zu einem Biegemoment auch hohe Drucknormalkräfte hinzu. Diese bedingen neben einer Horizontalverformung auch eine hohe Vertikalverformung.

Zuerst wird auf die Horizontalverformung näher eingegangen (siehe Abbildung 47). Bei der Einbindung in den Fels kommt es kaum zu Horizontalverformungen. Auch bei dieser Dammvariante sind die Horizontalverformungen von Dammtyp I und Dammtyp III sehr ähnlich. Gleiches gilt für Typ II und Typ IV. Der Extremwert der Biegelinie der Dichtwand liegt in diesem Fall bei 0 m, also an der Oberkante der Dichtwand. Die größte Biegebeanspruchung ist ebenfalls am Ort der Einbindung in den Fels zu erwarten. Hinzu kommt eine starke Krümmung der Dichtwand in einer Tiefe von -2 m. Hier befindet sich der Übergang zwischen dem schluffig, sandigen Kies und dem Tondichtkern. Krümmungen treten hier insbesondere bei den Dammtypen I und II, den weichen, dünnen Dichtwänden auf. Die Dammtypen III und IV haben aufgrund ihrer hohen Steifigkeit und großen Dicke ein weit höheres Widerstandsmoment. Bei diesen beiden Dammtypen sind bei -2 m kaum Krümmungen ersichtlich.

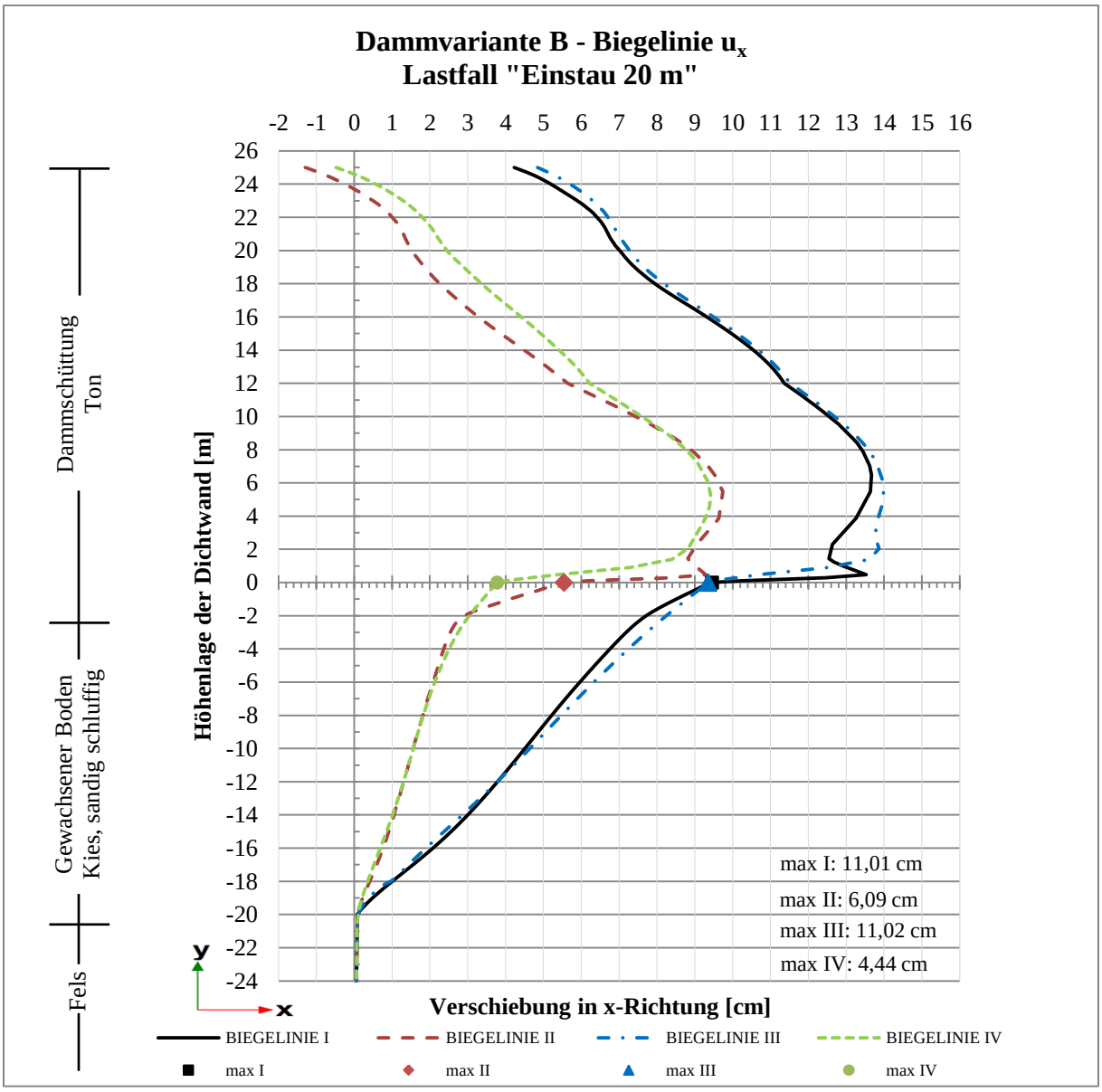


Abbildung 47: Horizontalverformung u_x der Dammvariante B

Durch die Belastung des später aufgebrachten Dammschüttkörpers kommt es in der Dichtwand, wie bereits erwähnt, zu Druckkräften. Diese verursachen auch Verformungen in Achsrichtung (Abbildung 48). Die größten Vertikalverformungen, oder Stauchungen, erfährt Dammtyp I, der ungünstigste aller vier Dammtypen. Zwischen Dammtyp I und II ist ein Rückgang der Stauchung von 16 cm auf unter 12 cm feststellbar. Dies ist bedingt durch die erhöhte Steifigkeit des Dammschüttmaterials. Wesentlich stauchungsunempfindlicher ist die steife, dicke Dichtwand des Dammtyps III und IV. Dammtyp IV stellt hier den günstigsten Fall dar. Die Kombination aus steifer, dicker Dichtwand und steifem Dammschüttmaterial ergibt eine Stauchung von nur 2,1 cm.

In Abbildung 48 ist erkennbar, dass der Tonkern bedeutende Setzungen von bis zu 170 cm erfährt. Dies ist jedoch ein durchaus realistischer Wert, da es sich hier um einen künstlich hergestellten Dammkörper handelt, der natürlichen Konsolidierungsvorgängen unterworfen ist.

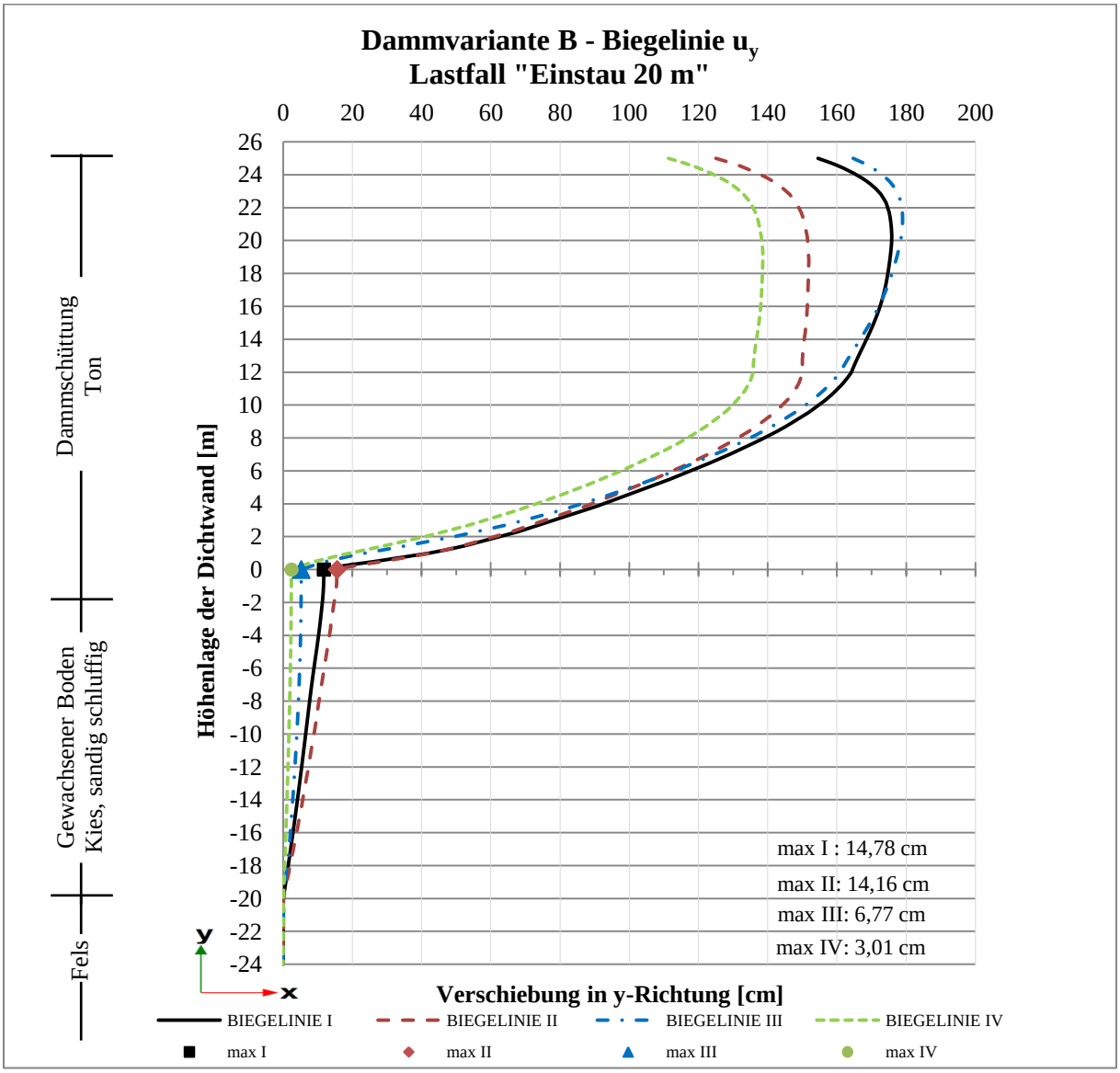


Abbildung 48: Vertikalverformung u_y der Dammvariante B

6.2.3 Spannungen im Dammsystem

In Abbildung 49 sind die Hauptnormalspannungen σ_1' und σ_3' für die Variante B exemplarisch am Dammtyp III dargestellt. Ähnlich wie in Variante A sind auch hier im oberwasserseitigen, wassergesättigten Dammkörper die effektiven Spannungen geringer, da der Boden unter Auftrieb steht. Eine Spannungskonzentration in der Dichtwand ist auch hier erkennbar. Im Gegensatz zur vorher beschriebenen Variante A, ist nicht zur der Spannungszustand in der Dichtwand bei -20 m bei der Einbindung, sondern auch bei -2 m beim Übergang vom Tondichtkern zum Untergrund zu untersuchen. Eine genauere Analyse erfolgt im nachfolgenden Kapitel.

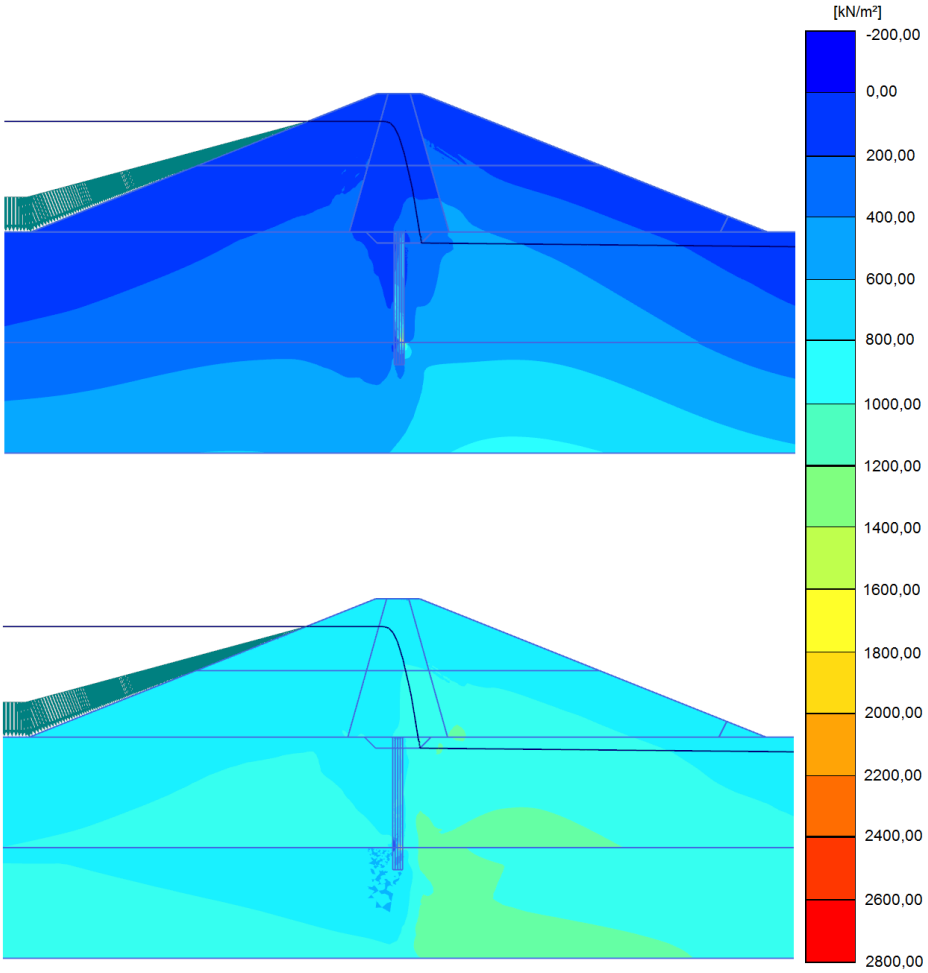


Abbildung 49: Hauptnormalspannungen σ'_1 (oben) und σ'_3 (unten) Variante B - Dammtyp III

6.2.4 Spannungen in der Dichtwand

Wie bereits bei der Analyse der Verformungen und der Darstellung der Spannungen des gesamten Dammsystems dieser Dammvariante gezeigt, ist neben dem Übergang vom Untergrund zum Fels (-20 m) auch der Übergang vom Tondichtkern zum Untergrund (-2 m) zu analysieren.

Die Dichtwand erfährt bei einem Neubau, wie er hier simuliert wird, nicht nur Biegebelastungen zufolge Einstau, sondern auch große Druckkräfte aufgrund der nachträglichen Schüttung des Dammes. Es ist somit zu erwarten, dass die Querschnitte der Variante B weniger Zug-, aber höhere Druckspannungen erfahren, als jene der Variante A (Dammertüchtigung).

Abbildung 50 zeigt exemplarisch den Spannungsverlauf der Hauptnormalspannung σ'_1 bei -2 m und bei -20 m von Dammtyp III. Die Darstellungen der Hautnormalspannungen aller Dammtypen sind vollständig im Anhang dargestellt.

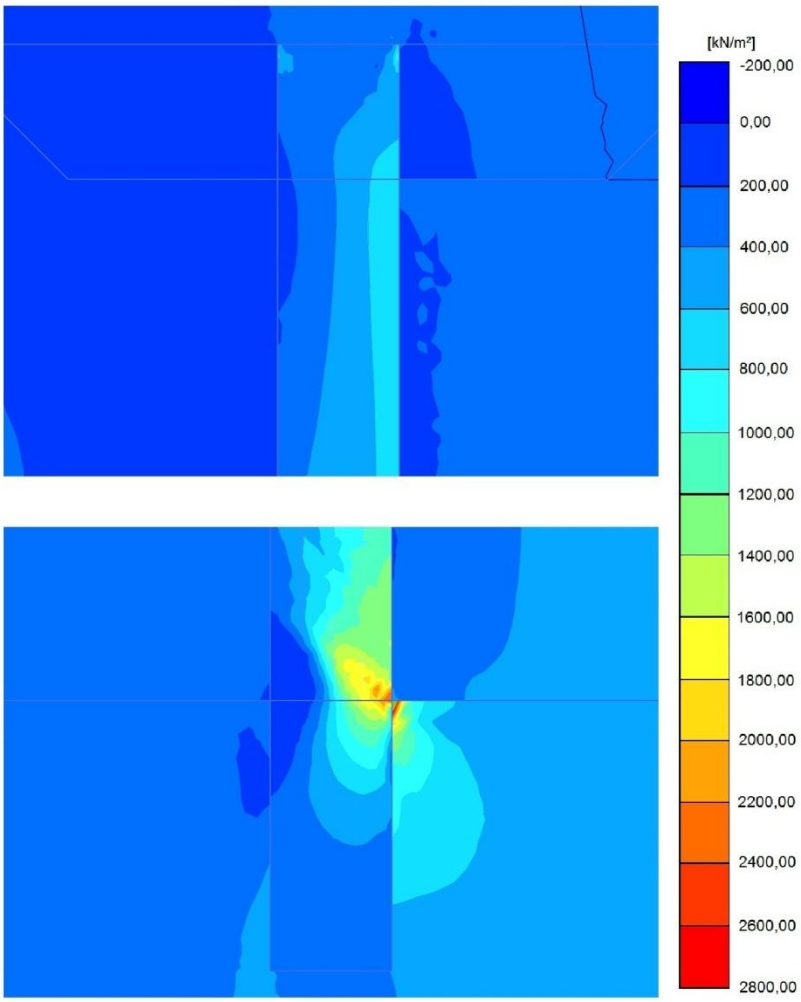
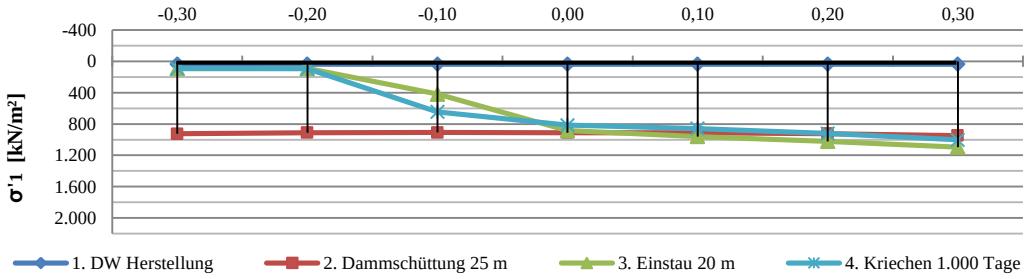


Abbildung 50: Spannung σ'_1 in der Dichtwand des Dammtyps III bei -2 m (oben) und -20 m (unten)

Bei **-2 m** des **Dammtyps I** ist die Spannung zufolge Eigengewicht der Dichtwand ohne Dammschüttung sehr gering und liegt bei etwa 38 kPa. Nach der Schüttung des Dammes treten hohe Druckspannungen von zirka 920 kPa auf. Die Spannungssteigerungen am Rand des Querschnittes sind nur lokal, verursacht durch die höhere Steifigkeit des Untergrundes, vorhanden. Bereits bei -3 m sind die Spannungen über den gesamten Querschnitt konstant.

Beim Lastfall „Einstau 20 m“ kommt zur vertikalen Belastung auch eine erhebliche Biegebeanspruchung hinzu. Dies ist der nachfolgenden Abbildung 51 zu entnehmen. Es treten in zirka 25 % des Querschnittes Zugspannungen auf. Die Reduzierung der Spannungsspitzen zwischen dem Einstau und 1.000 Tage Relaxation entspricht in etwa 10 bis 15 %. Die maximalen Druckspannungen betragen einen für Plastic Concrete verträglichen Wert von etwa 1.100 kN/m².

-2 m	Lastfall	-30 cm	-20 cm	-10 cm	0 cm	10 cm	20 cm	30 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	37,7	37,8	37,7	37,6	37,7	37,8	37,7
	Dammschüttung (25 m)	924,6	911,6	909,7	910,2	911,5	922,7	948,8
	Einstau (20 m)	93,8	91,5	419,2	884,7	960,0	1.021,4	1.095,1
	1.000 Tage Relaxation	91,7	96,3	645,5	814,7	858,8	921,8	1.003,4



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8
	Dammschüttung (25 m)	110,3	99,2	105,4	110,4	109,5	104,7	102,2
	Einstau (20 m)	-257,4	-126,7	103,7	150,7	175,8	201,2	216,5
	1.000 Tage Relaxation	-243,5	-66,7	112,9	137,4	169,5	197,8	214,7

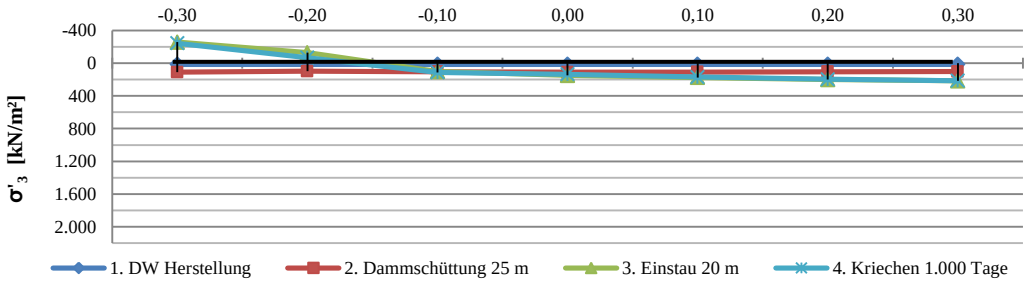


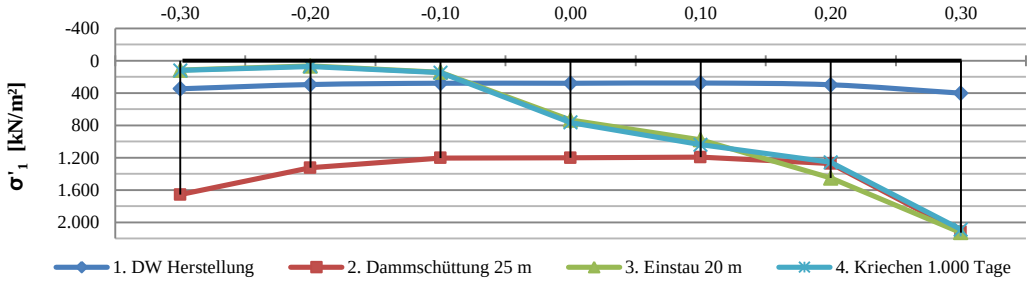
Abbildung 51: Hauptnormalspannungen des Dammtyps I bei -2 m

Bei der Einbindung in den Fels, bei **-20 m**, kommt es bei **Dammtyp I** zu hohen Druckspannungen der σ_1' Hautnormalspannung (Abbildung 52). Bei der Dichtwandherstellung sind die Spannungen abermals am Rand am größten. Der Grund ist, wie oben bereits beschrieben, die Steifigkeitssteigerung zum darunterliegenden Fels.

Obwohl die Dichtwand eine geringe Steifigkeit aufweist und somit geringere Spannungen „anziehen“ würde, kommt es beim Lastfall Einstau durch die großen Verformungen des weichen Untergrundes zu hohen Spannungen. Bereits bei der Dammschüttung treten höhere Druckspannungen als bei Variante A auf. Beim Verlauf der σ_1' Spannungslinie ist klar die Biegebelastung erkennbar.

Die σ_3' Hautnormalspannungen sind, in Bezug auf die Größe der Zugzone, im Vergleich zu Variante A weitaus günstiger. Dennoch weist die σ_3' Hauptnormalspannung einen gut ausgeprägten Zugbereich (zirka 25 von 60 cm) auf, bei Variante A waren zirka 90% des Querschnittes Zugbeanspruchungen ausgesetzt.

-20 m	Lastfall	-30 cm	-20 cm	-10 cm	0 cm	10 cm	20 cm	30 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	347,1	294,5	278,3	278,7	275,9	297,7	401,1
	Dammschüttung (25 m)	1.657,6	1.324,6	1.203,9	1.200,8	1.193,9	1.272,8	2.118,6
	Einstau (20 m)	115,6	64,3	141,6	733,4	978,1	1.451,3	2.126,5
	1.000 Tage Relaxation	119,9	70,9	148,4	764,4	1.040,1	1.258,1	2.089,1



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	120,0	112,0	109,5	109,4	109,0	112,6	120,1
	Dammschüttung (25 m)	413,8	407,0	403,7	400,3	391,7	395,3	417,5
	Einstau (20 m)	-250,1	-267,2	-241,5	110,9	367,3	391,2	420,2
	1.000 Tage Relaxation	-214,4	-234,9	-197,6	166,4	376,9	349,4	407,7

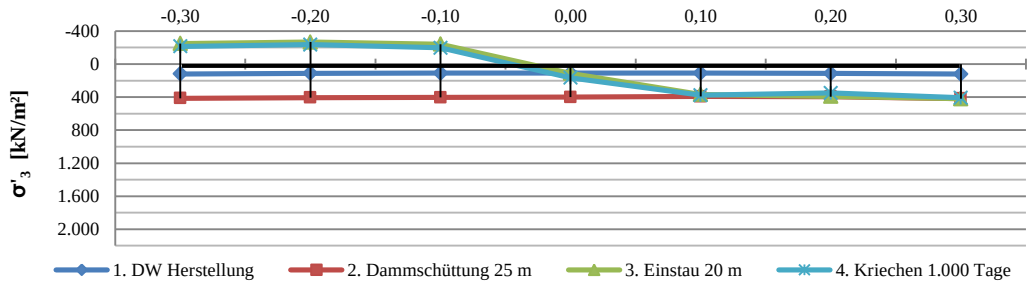
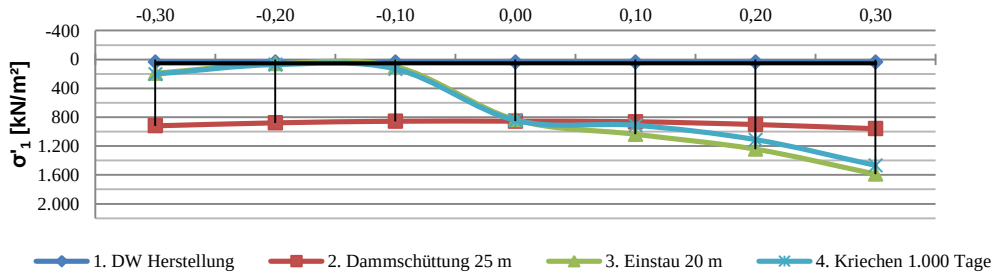


Abbildung 52: Hauptnormalspannungen des Dammtyps I bei -20 m

Dammtyp II erfährt bei **-2 m**, dem Übergang zwischen schluffig, sandigem Kies und Ton, sehr hohe Biegebeanspruchungen. Wie bereits in der Biegelinie der horizontalen Verformung gezeigt, ist die Krümmung aufgrund des geringen Widerstandmoments der Dichtwand an dieser Stelle sehr groß. Das Belastungsbild dieses Dammtyps ist jenem von Dammtyp I sehr ähnlich, da die Eigenschaften des Tondichtkerns nicht variiert wurden. Es treten hier jedoch höhere σ_1' Drucknormalspannungen auf, die auf die höhere Steifigkeit des, bei -2 m beginnenden, Untergrundes zurückzuführen sind. Bei den kleineren Hauptnormalspannungen σ_3' treten Zugspannungen auf, die bis zu 40 % in den Querschnitt reichen (siehe Abbildung 53).

-2 m	Lastfall	-30 cm	-20 cm	-10 cm	0 cm	10 cm	20 cm	30 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	36,5	36,6	36,5	36,5	36,5	36,6	36,5
	Dammschüttung (25 m)	919,8	878,6	855,9	855,1	862,9	901,5	959,6
	Einstau (20 m)	191,6	58,4	99,3	834,3	1.037,2	1.243,0	1.588,0
	1.000 Tage Relaxation	203,2	71,5	131,4	844,1	912,1	1.110,6	1.467,3



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
	Dammschüttung (25 m)	220,7	200,0	188,4	190,9	193,6	205,3	209,5
	Einstau (20 m)	-224,8	-269,2	-188,6	199,7	245,6	319,2	375,7
	1.000 Tage Relaxation	-175,7	-190,0	-24,3	206,0	257,1	327,5	388,8

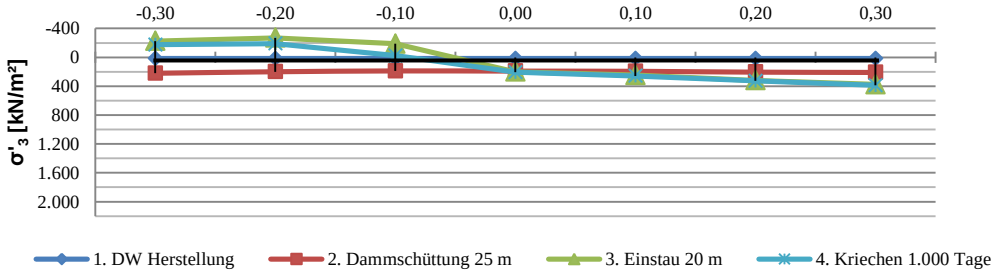
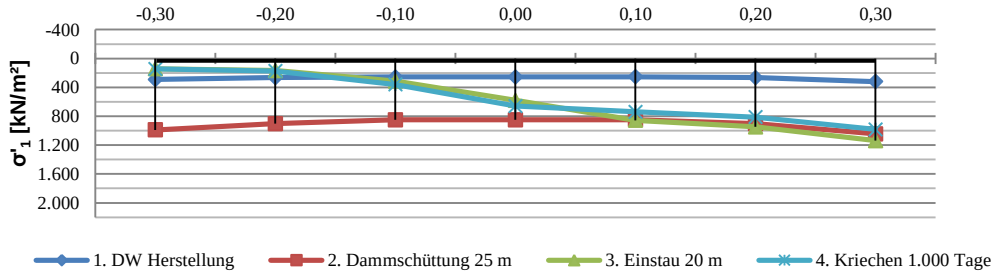


Abbildung 53: Hauptnormalspannungen des Dammtyps II bei -2 m

Dammtyp II zeigt bei einer Tiefe von **-20 m** die geringsten Belastungen aller vier Dammtypen. Da der geringer verformte Untergrund der Dichtwand weniger Verformungen aufprägt und die Steifigkeit der Dichtwand gering ist, kommt es zu maximalen Druckspannungen von 1.139 kN/m². Nicht nur die geringen Druckspannungen, sondern auch die geringe Biegebeanspruchung zeigen, dass dieser Dammtyp den günstigsten Fall darstellt. Es treten Zugspannungen in lediglich fünf Zentimeter des Querschnittes am oberwasserseitigen Rand auf. Die Reduktion nach 1.000 Tagen Relaxation beträgt im Falle der σ_1' Druckspannungen 15 % und bei den σ_3' Hauptnormalspannungen bis zu 24 % (siehe Abbildung 54).

-20 m	Lastfall	-30 cm	-20 cm	-10 cm	0 cm	10 cm	20 cm	30 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	290,7	263,7	255,1	255,4	253,9	265,3	320,9
	Dammschüttung (25 m)	990,4	902,6	850,4	850,4	848,8	903,0	1.045,7
	Einstau (20 m)	143,5	166,8	312,3	578,5	857,5	948,5	1.139,3
	1.000 Tage Relaxation	144,4	173,8	360,0	658,4	738,7	811,7	982,9



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	110,0	105,6	104,2	104,2	104,0	105,9	111,4
	Dammschüttung (25 m)	212,5	241,4	225,9	227,3	225,7	241,8	194,9
	Einstau (20 m)	-240,8	-20,2	119,9	175,8	227,5	256,7	215,2
	1.000 Tage Relaxation	-202,5	14,1	129,5	185,1	197,3	226,0	163,5

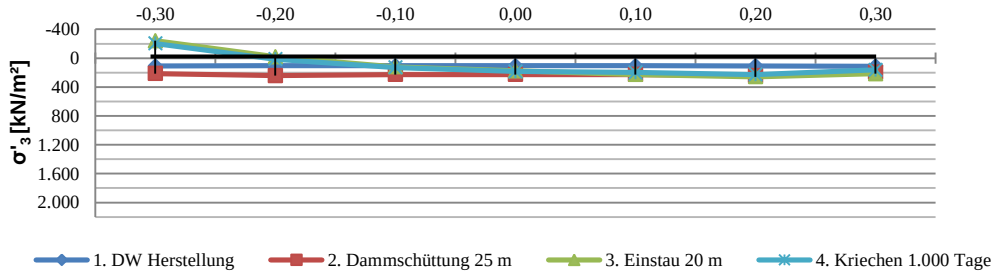
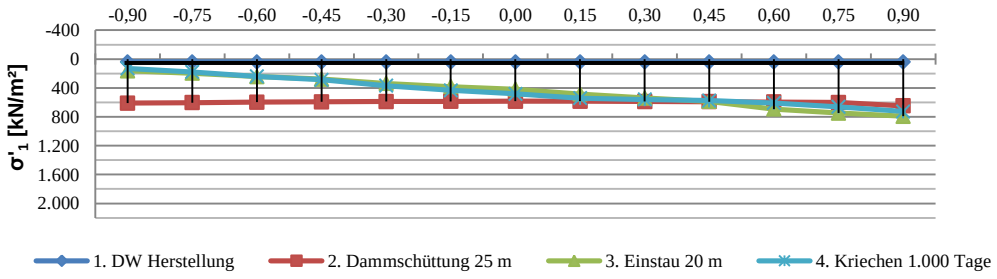


Abbildung 54: Hauptnormalspannungen des Dammtyps II bei -20 m

Bei **-2 m** ist der **Dammtyp III** zur Gänze gedrückt. Weder die σ_1' noch die σ_3' Hauptnormalspannungen weisen Zugspannungen auf. Sehr auffällig ist das geringe Spannungsniveau. Hier treten, verglichen zu den anderen Dammtypen, die geringsten Beanspruchungen auf. Auch die Biegebeanspruchung ist äußerst gering.

Der Grund, für die geringen Spannungen speziell bei diesem Dammtyp, lässt sich auf zwei Tatsachen zurückführen. Erstens erfährt diese Dichtwand bei -2 m kaum eine Krümmung. Zweitens kann sich die Dichtwand durch die geringe Steifigkeit des darunterliegenden Untergrundes verformen, ohne stark gegen den Untergrund „gedrückt“ zu werden. Diese Kombination bedingt die günstigsten Spannungszustände aller vier Dammtypen (siehe Abbildung 55).

-2 m	Lastfall	-90 cm	-60 cm	-30 cm	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm
Hauptnormalspannung σ'1	DW-Herstellung	38,5	38,6	38,5	38,3	38,5	38,6	38,5
	Dammschüttung (25 m)	611,2	598,1	588,0	583,1	587,9	595,9	648,7
	Einstau (20 m)	161,7	242,6	337,1	418,2	540,1	693,6	792,5
	1.000 Tage Relaxation	129,2	239,8	368,6	482,0	560,4	608,0	725,7



Hauptnormalspannung σ'3	DW-Herstellung	15,9	16,0	16,0	15,9	16,0	16,0	15,9
	Dammschüttung (25 m)	63,4	87,2	97,0	101,4	97,1	87,7	65,0
	Einstau (20 m)	38,6	45,5	65,5	84,2	109,0	139,9	179,1
	1.000 Tage Relaxation	30,9	38,0	72,0	97,2	114,1	132,9	182,4

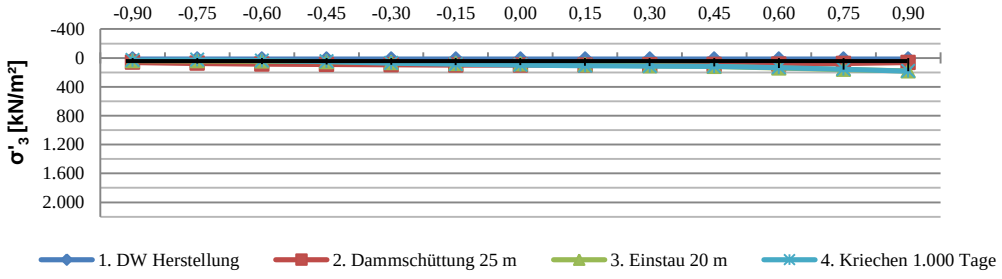
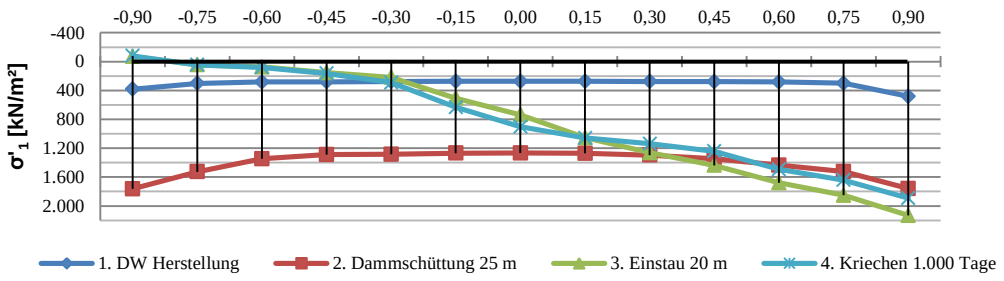


Abbildung 55: Hauptnormalspannungen des Dammtyps III bei -2 m

Der **Dammtyp III** erfährt bei **-20 m**, durch seinen weit höheren Elastizitätsmodul, deutlich höhere Spannungen als die anderen drei Dammtypen. So kommt dieser Dammtyp bei -20 m mit bis zu 2.132 kPa Druckbeanspruchung bereits in die Nähe der Druckfestigkeit von Tonbeton. Diese hohen Spannungen werden durch die Kombination aus hohen Verformungen zufolge weichem Untergrund und hoher Dichtwandsteifigkeit verursacht. Somit zählt dieser Dammtyp gemeinsam mit Dammtyp I zu den ungünstigsten betrachteten Fällen beim Übergang zwischen Untergrund und Fels. Bei den kleineren Hauptnormalspannungen σ_3' treten Zugbeanspruchungen auf, die bis etwa 30 % in den Querschnitt reichen. Bei einer Gesamtbreite von 180 cm stellt dies jedoch kaum ein Problem dar, da der restliche Querschnitt klar überdrückt ist (siehe Abbildung 56).

-20 m	Lastfall	-90 cm	-60 cm	-30 cm	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	382,1	281,5	274,7	273,3	274,7	281,4	481,3
	Dammschüttung (25 m)	1.764,2	1.346,4	1.284,7	1.266,4	1.295,8	1.435,4	1.758,9
	Einstau (20 m)	-70,0	72,8	218,2	737,2	1.261,5	1.678,7	2.131,8
	1.000 Tage Relaxation	-80,2	80,6	291,8	903,4	1.137,3	1.493,6	1.893,4



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	87,9	101,7	102,7	102,9	102,6	101,9	84,3
	Dammschüttung (25 m)	299,4	492,7	442,8	435,7	449,5	571,6	864,3
	Einstau (20 m)	-312,0	-264,4	55,0	193,6	450,8	689,9	1.221,9
	1.000 Tage Relaxation	-282,6	-222,4	99,5	239,8	428,9	650,4	1.075,8

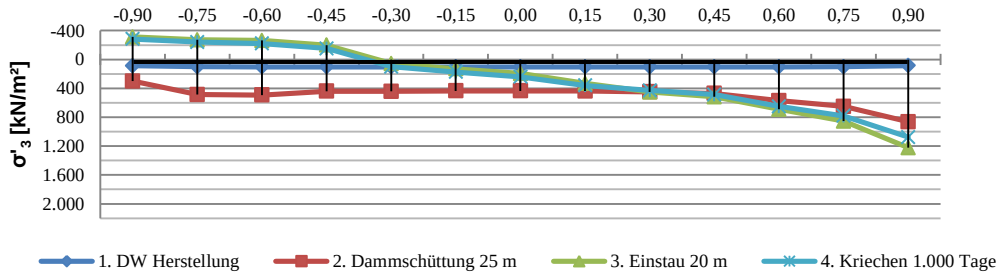
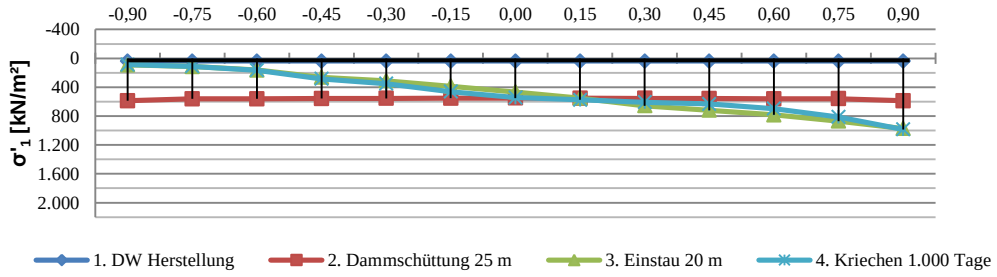


Abbildung 56: Hauptnormalspannungen des Dammtyps III bei -20 m

Bei einer Tiefe von **-2 m** weist der **Dammtyp IV**, ähnlich dem Dammtypen III, sehr günstige Spannungsverhältnisse auf. Die Biegebeanspruchung ist etwas stärker ausgeprägt und es treten im Querschnitt über 30 cm der σ_3' Hauptnormalspannungen Zug auf. Die höheren Spannungen sind im Vergleich zu Dammtyp III, dessen Dichtwand die gleiche Steifigkeit aufweist, durch den steiferen Untergrund verursacht. So bietet der Untergrund, gegen den die Dichtwand beim Einstau gedrückt wird, einen höheren Widerstand als jene des vorherigen Dammtyps (siehe Abbildung 57).

-2 m	Lastfall	-90 cm	-60 cm	-30 cm	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	38,0	37,8	37,6	37,5	37,6	37,8	37,9
	Dammschüttung (25 m)	587,4	560,7	555,5	551,6	555,4	560,9	589,4
	Einstau (20 m)	90,9	162,8	311,7	465,5	656,7	782,4	971,1
	1.000 Tage Relaxation	87,4	165,3	351,3	544,4	608,3	697,4	985,4



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	16,0	16,0	16,0	15,9	16,0	16,0	16,0
	Dammschüttung (25 m)	70,3	87,7	99,4	104,1	99,5	88,0	65,0
	Einstau (20 m)	-99,5	-59,3	16,3	88,3	134,6	183,8	269,4
	1.000 Tage Relaxation	-158,7	-71,7	52,4	110,9	136,7	182,9	306,4

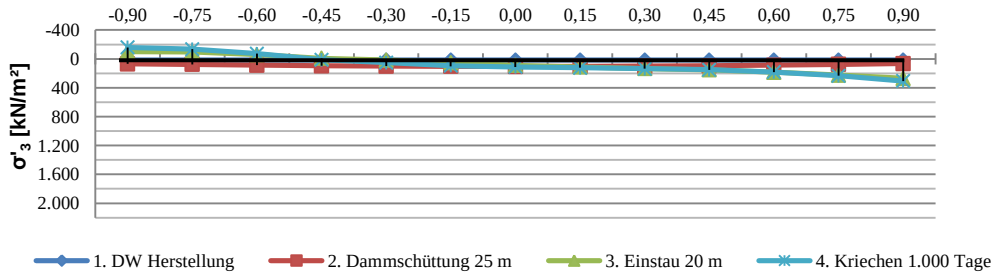
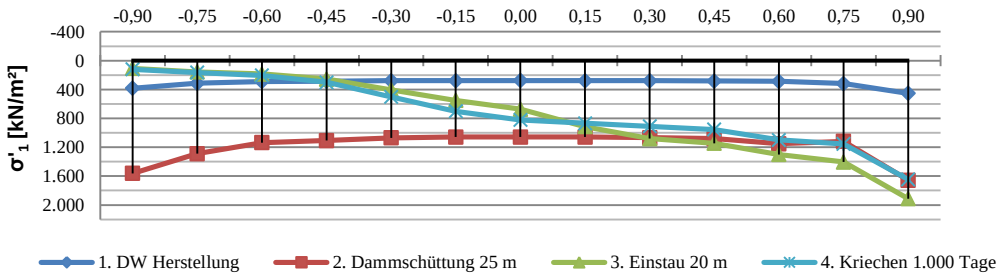


Abbildung 57: Hauptnormalspannungen des Dammtyps IV bei -2 m

Der **Dammtyp IV** erfährt bei **-20 m** zwar hohe Druckbeanspruchungen, allerdings eine sehr geringe Biegung. So treten, bedingt durch die hohe Steifigkeit der Dichtwand, Spannungen von bis zu 1.912 kN/m² auf. Die geringe Biegung lässt sich durch den steifen, verformungsarmen Untergrund erklären. Wie schon in der Biegelinie der Horizontalverschiebung ersichtlich, weist dieser Dammtyp im Bereich von -20 m eine sehr geringe Krümmung auf. Diese geringe Biegebeanspruchung führt zu einem sehr kleinen Zugbereich von etwa 20 cm, des 180 cm mächtigen Querschnitts (siehe Abbildung 58).

-20 m	Lastfall	-90 cm	-60 cm	-30 cm	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm
Hauptnormal-spannung σ'_1	DW-Herstellung	382,7	288,4	278,6	276,5	278,7	285,6	453,6
	Dammschüttung (25 m)	1562,9	1135,0	1069,3	1057,8	1066,7	1151,2	1657,5
	Einstau (20 m)	106,1	185,0	404,6	673,3	1080,1	1299,3	1912,5
	1.000 Tage Relaxation	119,6	204,7	501,9	820,9	908,8	1098,4	1645,5



Hauptnormal-spannung σ'_3	DW-Herstellung	125,2	111,2	109,0	108,6	109,1	110,8	124,2
	Dammschüttung (25 m)	492,3	371,5	337,1	332,6	336,6	370,6	516,4
	Einstau (20 m)	-253,3	-5,2	184,4	258,0	349,5	459,3	730,5
	1.000 Tage Relaxation	-182,2	49,1	207,4	277,3	317,3	420,7	668,2

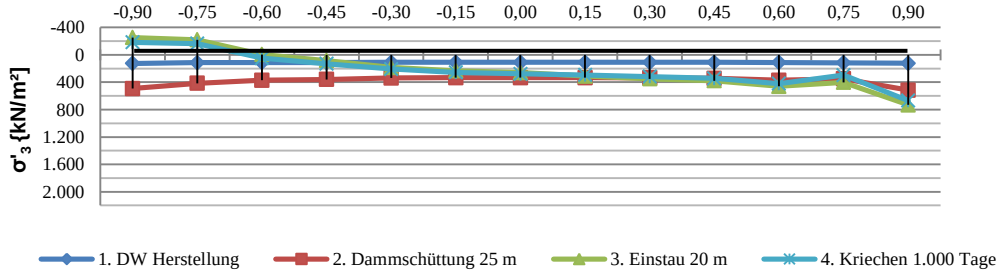


Abbildung 58: Hauptnormalspannungen des Dammtyps IV bei -20 m

Große Deviatorspannungen sind bei -2 m vor allem bei den Dammtypen I und II erkennbar (siehe Abbildung 59). Besonders hoch sind diese beim Übergang zwischen Ton und Untergrund auf der Unterwasserseite. Dammtyp III und IV weisen an dieser Stelle auch höhere Werte auf, allerdings nicht so hohe wie bei den anderen beiden Dammtypen I und II. Dies bestätigt die Beobachtung der stark gekrümmten Biegelinie bei den Dammtypen I und II.

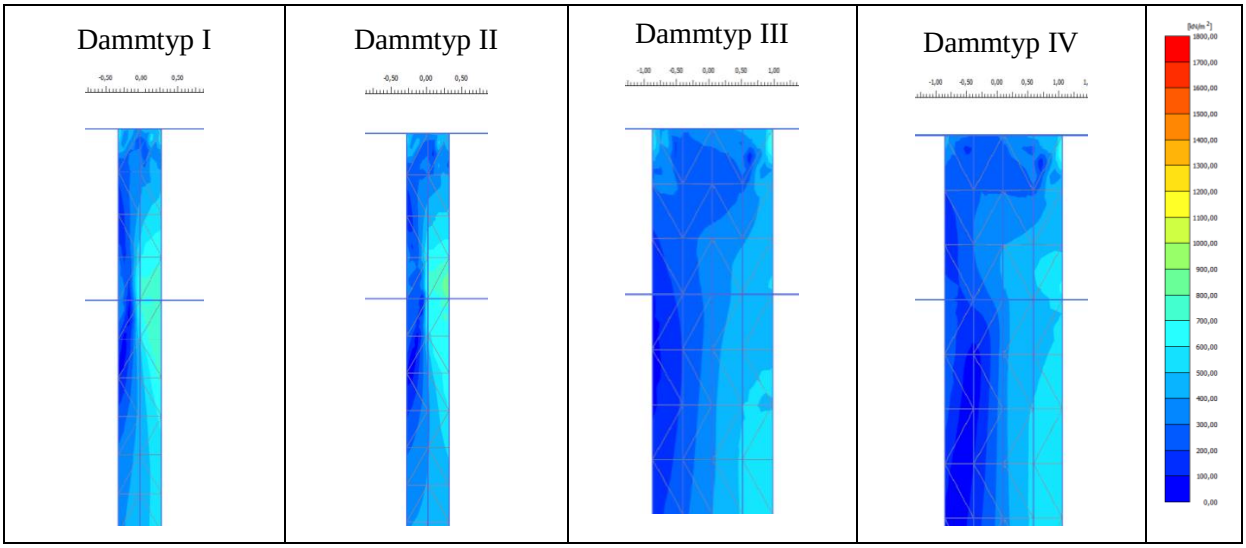


Abbildung 59: Deviatorspannung q bei -2 m

Bei -20 m ist bei Variante B die Deviatorspannung sehr ähnlich der Variante A. Auch hier tritt der Extremwert am Kontaktpunkt zwischen Dichtwand und Fels auf. Sehr hohe Werte liegen auch hier, wie bereits bei Variante A beobachtet, auf einer schräg nach hinten laufenden Gerade (Abbildung 60).

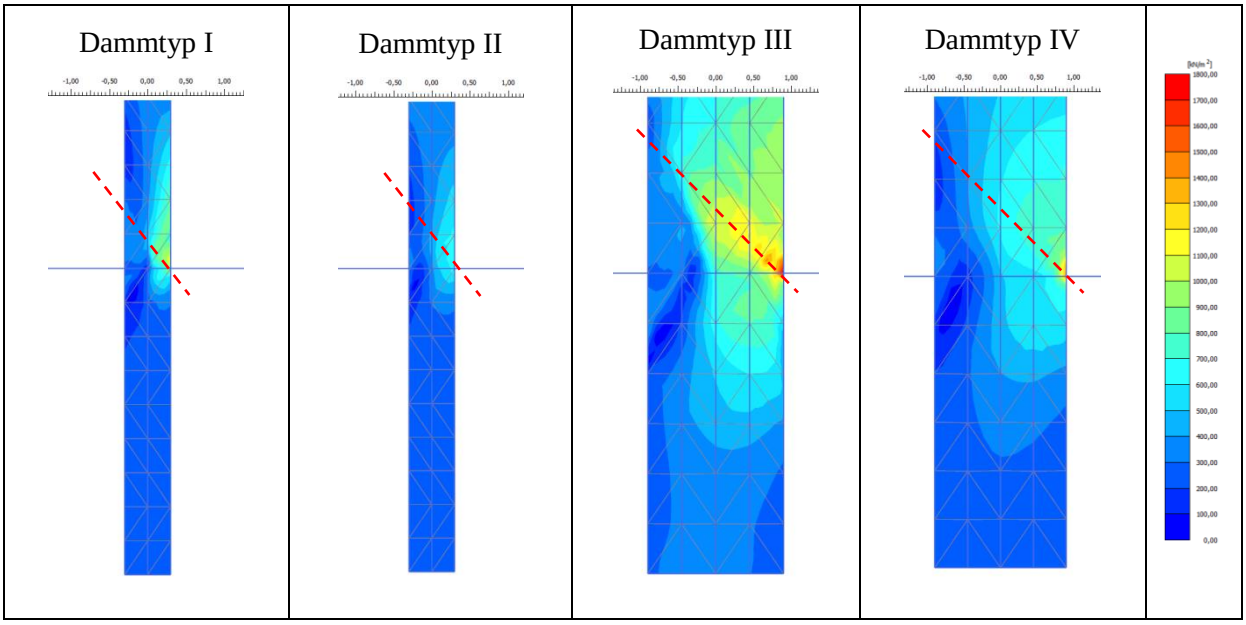


Abbildung 60: Deviatorspannung q bei -20 m

6.3 Hinweise und Empfehlungen für die Praxis

Eine numerische Berechnung bedarf, wie jede statische Berechnung auch, einer äußerst sorgfältigen Herangehensweise und Bearbeitung. Besonders bei der Finiten Elemente Methode und bei Anwendungsprogrammen mit Drag-and-Drop Funktionen ist eine zu rasche und unüberlegte Berechnung eine große Gefahr. Deshalb sollte sich jeder Nutzer vor der eigentlichen (geotechnischen) numerischen Berechnung mit dem Programm und dessen Eigenheiten vertraut machen. Wichtig ist das geotechnische Verständnis und Begreifen der theoretischen Zusammenhänge. Ohne das Wissen um die Eigenschaften der Bodenparameter ist eine korrekte Berechnung nicht möglich.

Sind wenige Erfahrungen mit analytischen, geotechnischen Berechnungen vorhanden, sind Referenzberechnungen, also das Nachrechnen von Laborversuchen, die erste Annäherung an die FEM. Wenn keine Erfahrungen mit geotechnischen statischen Berechnungen vorhanden sind, müssen die Ergebnisse mit erfahrenen KollegInnen besprochen und analysiert werden.

Wird mit den Berechnungen begonnen, sollte ein Berechnungsmodell mit kurzer Rechenzeit (Sekunden bis wenige Minuten) gewählt werden. Es sollte einem bewusst sein, dass es etliche Berechnungsdurchläufe benötigt, um an das gewünschte Ziel zu gelangen.

Mit fortschreitendem Wunsch des Bauherrn nach genaueren Rechenergebnissen und vor allem Setzungsprognosen, werden aufwendigere und komplexere Stoffmodelle entwickelt. Dabei sollten nur solche verwendet werden, bei denen ausreichendes Wissen oder Erfahrung vorhanden sind. Es ist weiters festzuhalten, dass der Arbeitsaufwand bei höherwertigen Stoffmodellen überproportional steigt und immer auf die Fragestellung und auf das Ergebnis angepasst werden muss. Auch die erhöhte Rechenzeit spielt bei aufwendigen, rechenintensiven Stoffmodellen eine Rolle.

Numerische Berechnungsprogramme können eine Vielzahl an möglichen Ergebnissen liefern. So muss sich jeder Anwender bewusst werden, welche Daten für die gegebene Fragestellung relevant sind, bzw. plausible Ergebnisse liefern. So ist auch in der Phase der Auswertung ein geotechnisches Verständnis unumgänglich. Außerdem sollten stets nur die aussagekräftigsten oder nötigsten Grafiken und Daten dargestellt werden, um für externe Betrachter die Auswertung nicht zu überladen und die Kernaussagen zu verfehlen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ergebnisse dieser Diplomarbeit erweitern das Verständnis für das Verhalten von Tonbetondichtwänden bei Dammsanierungen und Dammneubauten und allgemein das Verhalten eines Dammsystems beim Einstau. Ohne numerische Berechnungen mit der Finiten Elementen Methode wäre diese Arbeit mit einer derart hohen Aussagekraft nicht entstanden.

Eine grundlegende Fragestellung dieser Arbeit war die Überprüfung, ob ein Abbilden von Tonbeton mit dem Soft Soil Creep Modell möglich ist. Dazu lagen noch keinerlei Erfahrungen aus der Literatur vor. Es wurde gezeigt, dass das Beschreiben von Tonbeton mit dem Soft Soil Creep Modell durchaus eine adäquate Möglichkeit darstellt und mit dieser Arbeit der Grundstein für weitere, tiefergreifende Untersuchungen gelegt wurde. So kann, wie es in dieser Arbeit gezeigt wurde, das zeitabhängige Verhalten von Tonbeton berücksichtigt werden.

Es wurde weiters gezeigt, wie sich das Dammschüttmaterial und die Dichtwand bei einer Variation der Steifigkeiten und der Geometrie verhalten. Sehr schlüssig waren die Ergebnisse in Bezug auf den Zusammenhang zwischen Verformungen und Spannungen. So konnte gezeigt werden, dass an den Stellen der Krümmung der Biegelinien genau die erwarteten Biegebeanspruchungen auftraten.

In der gesamten Arbeit wurde nicht genauer auf die Untersuchung der Dichtheit der Dichtwand eingegangen. Hinweise über mögliche Undichtheiten im Damm können aber die, in Kapitel 6 dargestellten, Zugspannungen liefern. Vor allem die, im Dichtwandbereich bei einer Tiefe von -20 m, auftretenden Zugspannungen, die zu einer klaffenden Fuge oder einem Riss führen könnten, sind eine erhöhte Durchlässigkeit wahrscheinlich. Erst ein Aufgehen eines breiten Risses führt bei Dichtwänden zu einer merkbaren Erhöhung der Durchlässigkeit und somit zu einem ungewollten Wasserdurchgang und zu möglicher inneren Erosion. Deshalb sind für eine genauere Beurteilung der errechneten Spannungen Versuche an Probekörpern unumgänglich.

Zu untersuchen ist somit die Verträglichkeit des Baustoffs Tonbeton mit den oben errechneten Verformungen und Spannungen. Besonderer Betrachtung bedarf das Verhalten bei Biegebeanspruchung und die damit verbundenen Zugzonen. Eine zu untersuchende Fragestellung wäre, wie sich die Durchlässigkeit bei einem entstandenen Riss und gleichzeitig stark gedrückter Druckzone verhält. Kann der Druckbereich, sowohl σ'_1 als auch σ'_3 sind Druckspannungen, den Wasserdurchgang im Rissbereich kompensieren? Eine weitere Fragestellung wäre die prinzipielle Verträglichkeit von (Biege-) Verformungen im Tonbeton. Und wie ist es um eine zyklische Be- und Entlastung bestellt? Bei Stauhaltungen kommt es im Laufe der Jahre zu vielen Hoch- und Niederwasserzyklen, die die Dichtwand mit unterschiedlichen Verformungen beanspruchen. Zusätzlich ist die Frage der inneren Erosion zu beantworten. Wie verhält sich die Tonbetondichtwand bei einem Ausschwemmen von Feinteilen und

tritt ein Selbstheilungseffekt auf? Dies sind Fragestellungen, bei der die Finite Elemente Methode an ihre Grenzen stößt. Hier sind Versuchsreihen zielführender.

Das Ziel einer weiterführenden wissenschaftlichen Arbeit sollte es sein, einen möglichen Umkehrschluss, von der vom Bauherrn geforderten Durchlässigkeit auf die Verformungen bis hin zur minimal erforderlichen Druckfestigkeit des Tonbetons, zu treffen. Für ein besseres Verständnis des Kriech- bzw. Relaxationsverhaltens von Tonbeton sind weitere Langzeitversuche im Ödometer notwendig. Zu untersuchen ist hier der Einfluss des Bentonitgehalts auf den Kriechbeiwert. Wäre eine Verbesserung dieser Eigenschaften möglich, könnten sich die Spannungsspitzen noch deutlicher abbauen, als es in dieser Arbeit, mit der hier vorliegenden Tonbetonzusammensetzung, gezeigt wurde.

In dieser Arbeit wurde ebenfalls nachgewiesen, dass die, bei Dichtwänden auftretenden Spannungsverhältnisse, stets dreidimensional sind. Eine Klassifizierung oder Kategorisierung von Tonbeton, der ausschließlich für Dichtwände eingesetzt wird, nur mittels der einaxialen Druckfestigkeit führt nach Ansicht des Autors zu keinem zufriedenstellenden Ergebnis. Vielmehr sollte zusätzlich zur einaxialen Druckfestigkeit die Triaxialdruckfestigkeit angegeben werden. Diese wird in der Geotechnik verwendet und bei einem später im Bauwerk auftretenden Seitendruck ermittelt. Dieser aufgebrachte Seitendruck wirkt sich positiv auf die Druckfestigkeit aus und würde mögliche unberücksichtigte Reserven des Baustoffes erkennbar machen. So könnte bei der Erstellung einer Betonrezeptur eine Reduzierung des erforderlichen Zements und gleichzeitig eine Erhöhung des Bentonitgehalts ermöglicht werden, was wiederrum zu höheren Kriechbeiwerten führen würde oder es kann schlichtweg eine wirtschaftlichere Zusammensetzung gewählt werden.

Abschließend sei noch erwähnt, dass eine Betrachtung von Tonbeton als Boden, wie sie hier im Programm PLAXIS 2D durchgeführt wurde, durchwegs plausible Ergebnisse liefert. Durch die richtige Wahl der Stoffparameter, besonders der Steifigkeiten, kann das Verhalten des Tonbetons sehr gut abgebildet werden. Es sollte jedoch auch in Zukunft nicht auf eine Vergleichsrechnung mit dem Mohr-Coulomb’schen Versagenskriterium verzichtet werden, da damit zurzeit die besten Erfahrungen vorliegen.

Literaturverzeichnis

ADAM D.: Vorlesungsunterlagen Grundbau und Bodenmechanik, Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien; 2013

ATKINSON J.H., SALLFORS G.: Experimental determination of soil properties. 10th ECSMFE; 1991

CARL L., STROBL T.: Dichtwände aus einer Zement-Bentonit-Suspension, WasserWirtschaft Nr. 66; 1976

DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; 2009

DIN 18135: Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionaler Kompressionsversuch; 2012

DIN 18136: Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Einaxialer Druckversuch; 2003

DIN 18137-1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen, Deutsche Norm; 2010

DIN 18137-2: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit Teil 2 Triaxialversuch, Deutsche Norm; 2011

DIN 18137-3: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch, Deutsche Norm; 2002

DIN 4093: Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren; 2012

DIN EN 206-1: Beton: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; 2001

HARDIN B.O., BLACK W.L.: Closure to vibration modulus of normally consolidated clays, ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundatoins Division; 1969

JANBU N.: Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, Proceeding of the 3rd European Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering; 1963

KATZENBACH R.: Anwendungen der FEM in der Geotechnik, TU Darmstadt; 2004

KRAPFENBAUER T.: Bautabellen, 18. Ausgabe Jungend & Volk Verlag; 2011

MANG H, HOFSTETTER G.: Festigkeitslehre, dritte Auflage Springer Verlag; 2008

MEISSNER H.: Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., geotechnik Nr. 14; 1991

MEISSNER H.: Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. – Baugruben; 2002

NEHRER H. P., Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung, Dissertation an der Universität Stuttgart; 2008

ÖBV: Richtlinie „Bohrpfähle“; 2005

ÖNORM B 4420: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen; 1989

ÖNORM B 4452: Erd- und Grundbau – Dichtwände im Untergrund, Austrian Standards plus; 1998

ÖNORM EN 1538: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Schlitzwände, Deutsche Norm; 2010

PLAXIS HANDBUCH: Material Models Manual; 2011

PROSPEKT FIRMA BAUER SPEZIALTIEFBAU GMBH: Verfahrensbeschreibung der Schlitzwandherstellung, Schrobenhausen; 2013

SCHANZ T.: Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. - Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik, geotechnik Nr. 29; 2006

SCHANZ T., GÖTZ M.: Parameterbestimmung für FE-Berechnungen zur Setzungsprognose auf Tagebaukippenböden, Geotechnisches Kolloquium Freiberg; 2000

SCHANZ T., VERMEER P.A. & BONNIER P.G.: The hardening-soil model: Formulation and verfication. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam; 1999

SOROUSH A., RAYATI M.: Numerical analysis of Karkheh dam, foundation, and ist cut-off wall subjected to earthquake loading, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver; 2004

STIEGELER R.: Prüfbericht 11925/01 Sonderversuche Tonbeton, Zentrum für Geotechnik, TU München; 2012

V. SOOS, P.: Properties of soil and rock; Grundbautaschenbuch Teil 3. Ernst & Sohn, Berlin; 2001

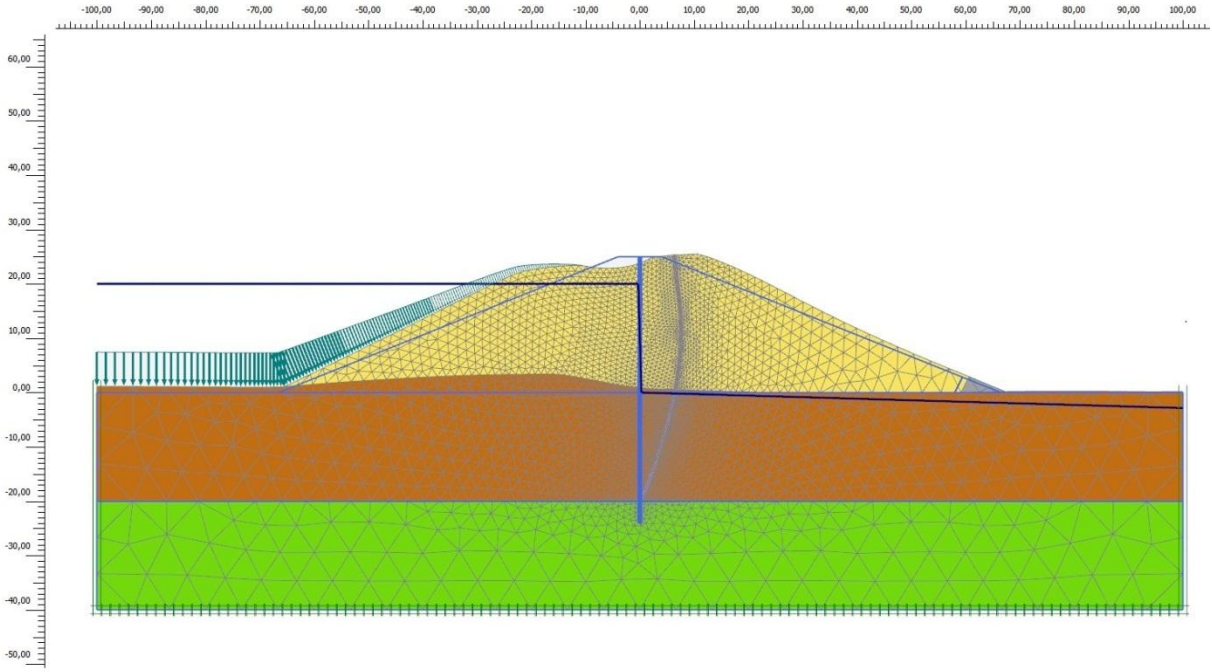
VOJIR A.: Anwendbarkeit PLAXIS 2D -Materialmodelle für Plastic Concrete, Hochschule für angewandte Wissenschaften München; 2012

ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L.: The Finite Element Method; 2000

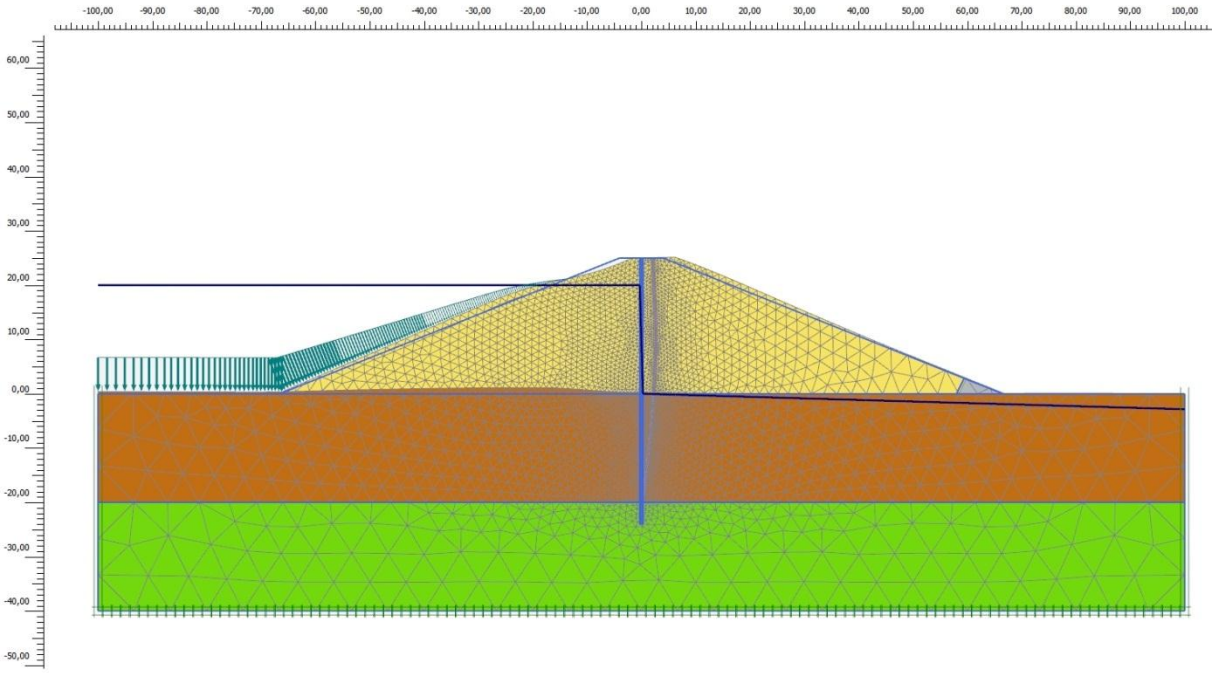
Abkürzungsverzeichnis

f_c	[kN/mm²]	einaxiale Druckfestigkeit
i	[-]	hydraulischer Gradient
σ	[kN/m²]	(totale) Normalspannung
σ'	[kN/m²]	effektive Normalspannung
ε	[%]	Verzerrung
ε^e	[%]	elastische Verzerrung
τ	[kN/m²]	Schubspannung
τ_f	[kN/m²]	Schubspannung bei Erreichen des Fließens
p	[kN/m²]	deviatorischer Spannungsanteil
q	[kN/m²]	hydrostatischer Spannungsanteil
u	[kN/m²]	Porenwasserüberdruck
ν	[-]	Poissonzahl
c	[kN/m²]	Kohäsion
φ	[°]	Reibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
e	[-]	Porenzahl
E	[kN/m²]	Elastizitätsmodul
E_{50}	[kN/m²]	Spannungsabhängiger Sekantenmodul bei 50% der Bruchspannung
E_{50}^{ref}	[kN/m²]	Referenzsekantenmodul des drainierten Triaxialversuchs bei 100 kPa
E_{ur}	[kN/m²]	Spannungsabhängiger Ent- und Wiederbelastungsmodul
E_{ur}^{ref}	[kN/m²]	Referenzent-/Wiederbelastungsmodul bei 100 kPa
E_{oed}	[kN/m²]	Tangentenmodul bei Erstbelastung im Ödometerversuch
E_{oed}^{ref}	[kN/m²]	Referenztangentenmodul bei Erstbelastung im Ödometerversuch bei 100 kPa
p^{ref}	[kPa]	Referenzdruck 100 kPa
m	[-]	Exponent zur Beschreibung der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit
λ^*	[-]	Modifizierter Kompressionsindex (Soft Soil und Solf Soil Creep Modell)
κ^*	[-]	Modifizierter Schwellindex (Soft Soil und Solf Soil Creep Modell)
μ^*	[-]	Modifizierter Kriechindex (Soft Soil Creep Modell)
C_c	[-]	Kompressionsbeiwert
C_s	[-]	Schwellbeiwert
C_α	[-]	Kriechbeiwert
p_p^0	[kN/m²]	Anfangswert der Konsolidierungspannung
p_p^{eq}	[kN/m²]	Vorkonsoldierungsspannung
α'	[kN/m²]	Steigung im p-q-Diagramm
b'	[°]	Ordinatendurchgang im p-q-Diagramm

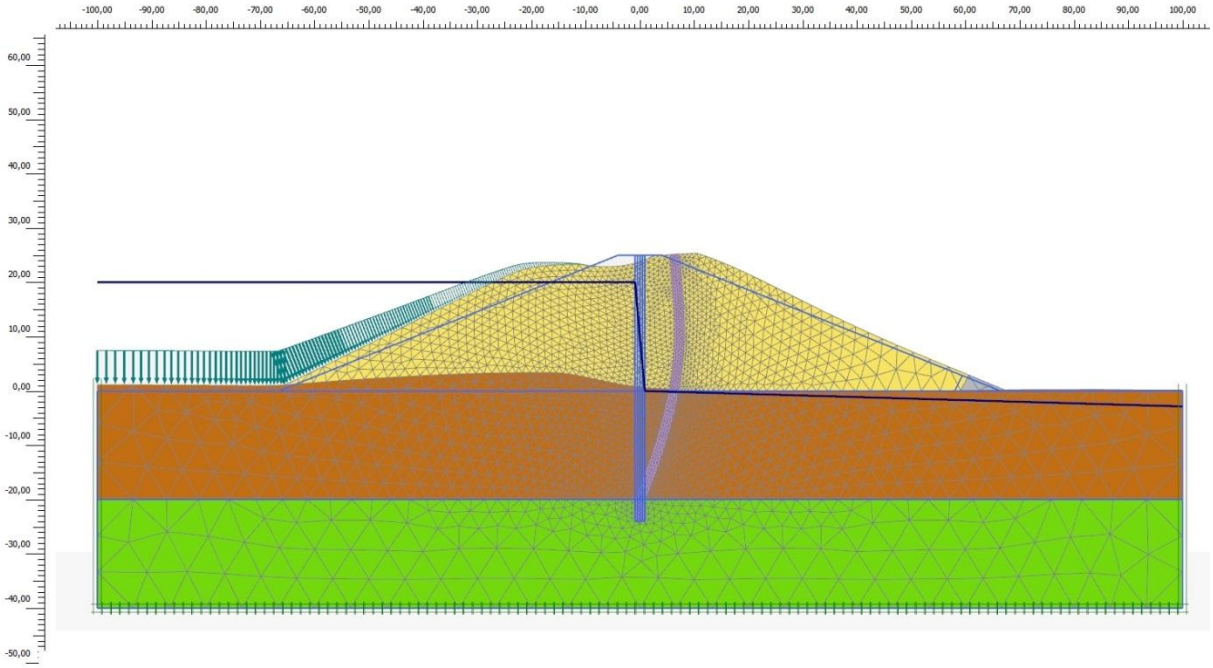
Anhang A Deformiertes FE-Netz - Variante A



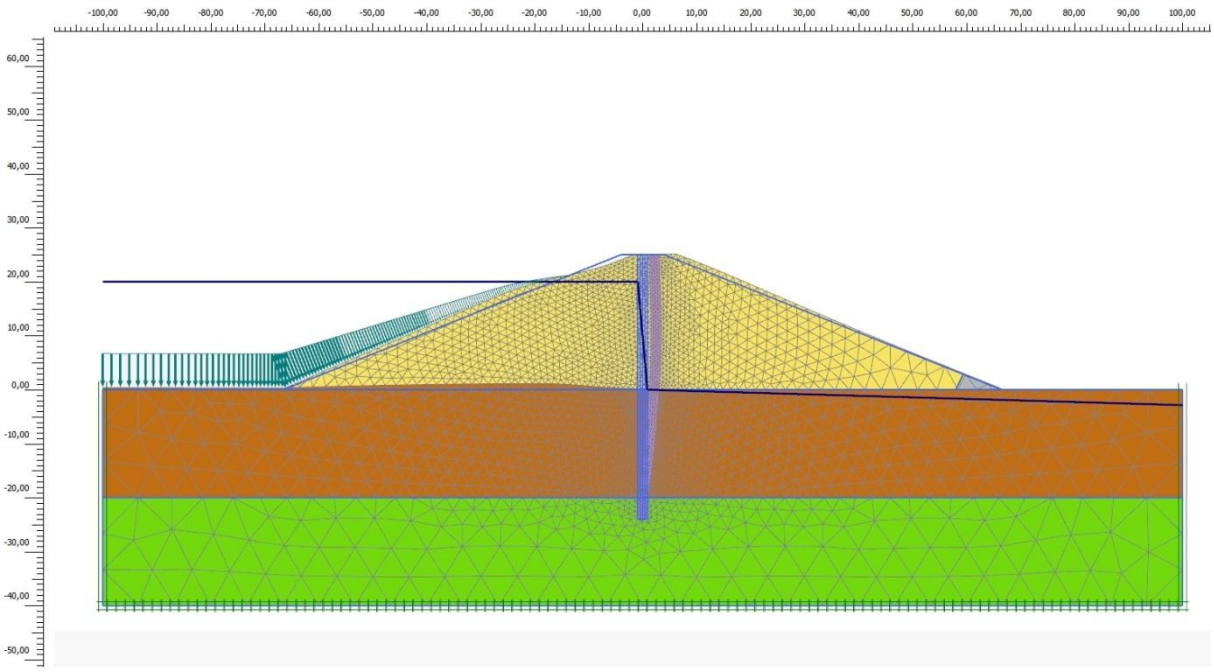
Dammtyp I



Dammtyp II

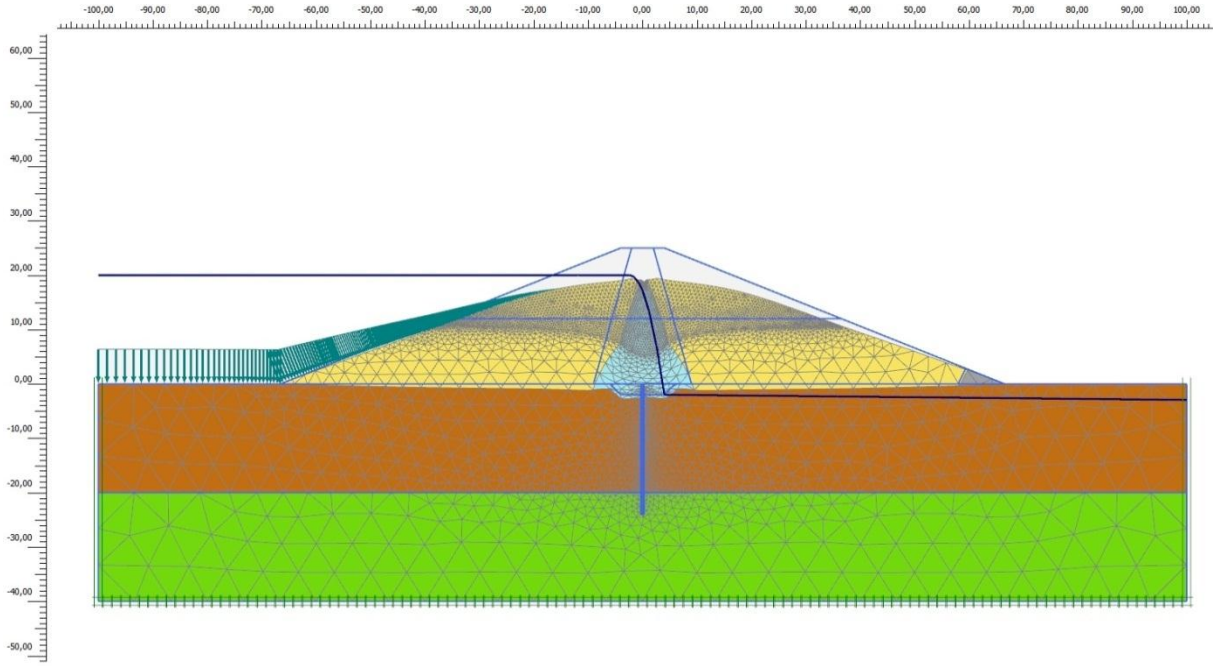


Dammtyp III

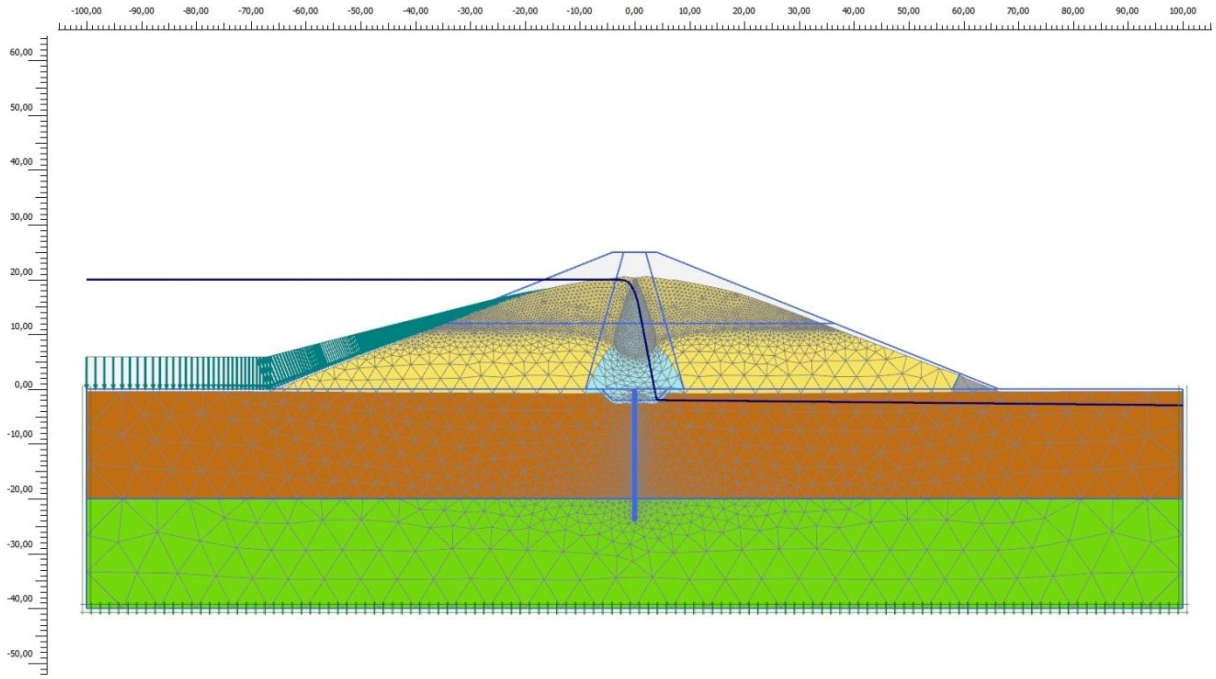


Dammtyp IV

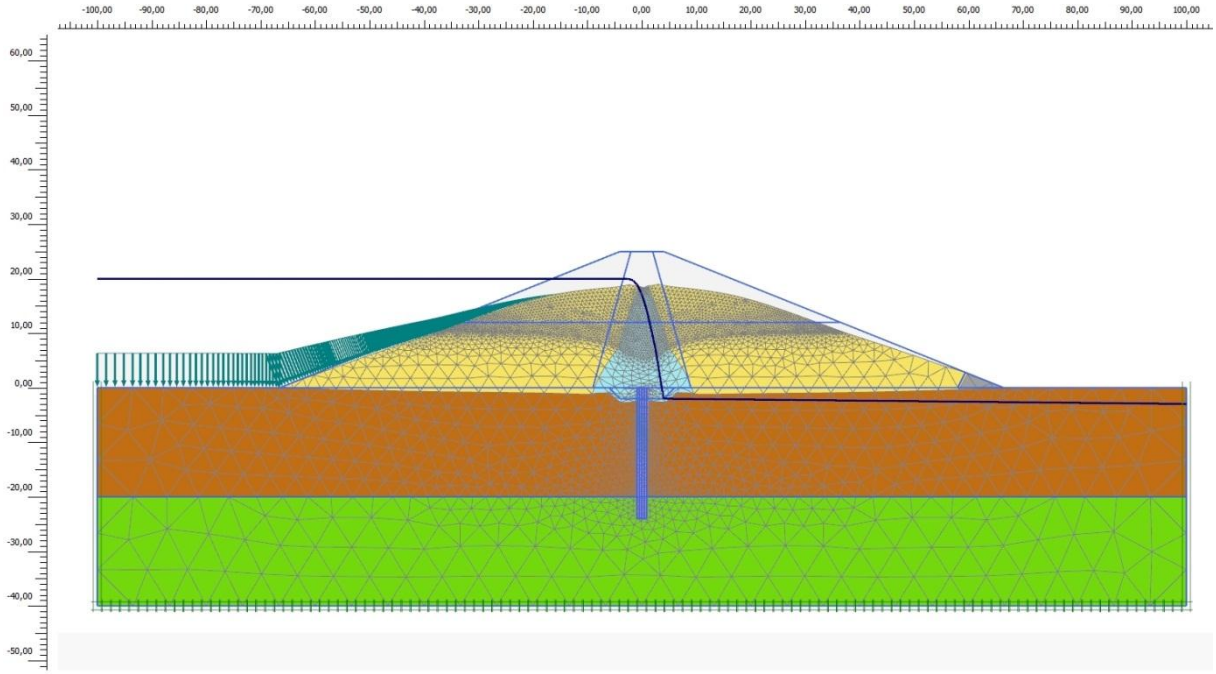
Anhang B Deformiertes FE-Netz - Variante B



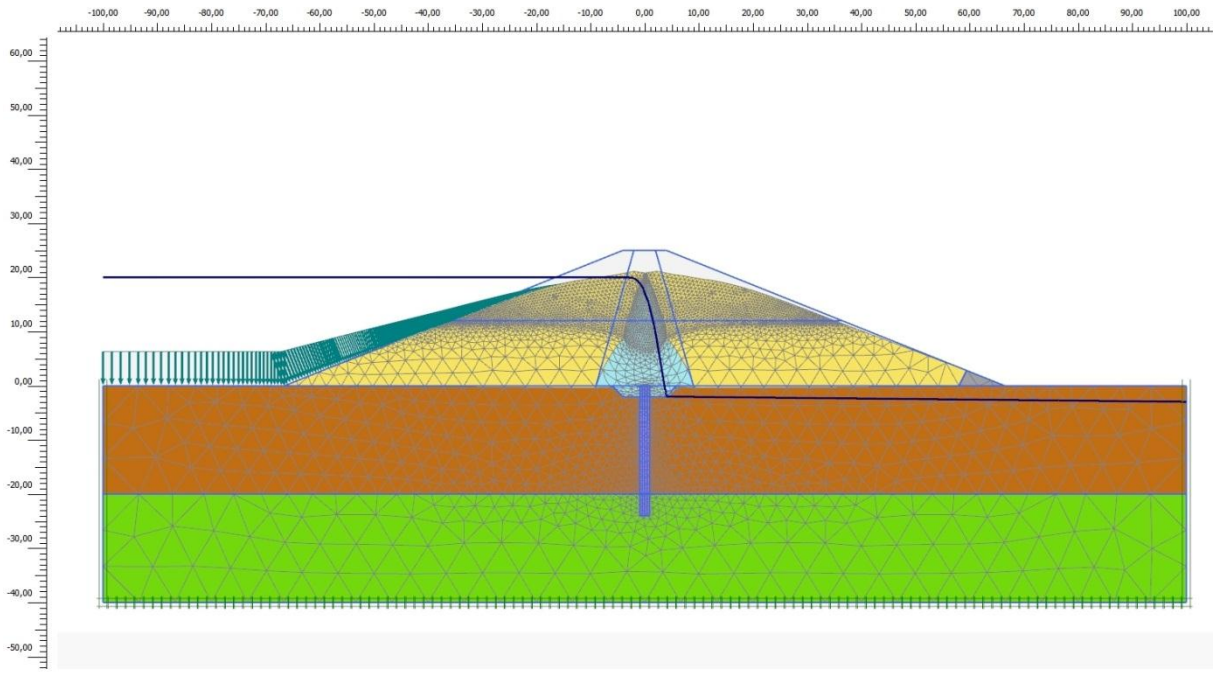
Dammtyp I



Dammtyp II

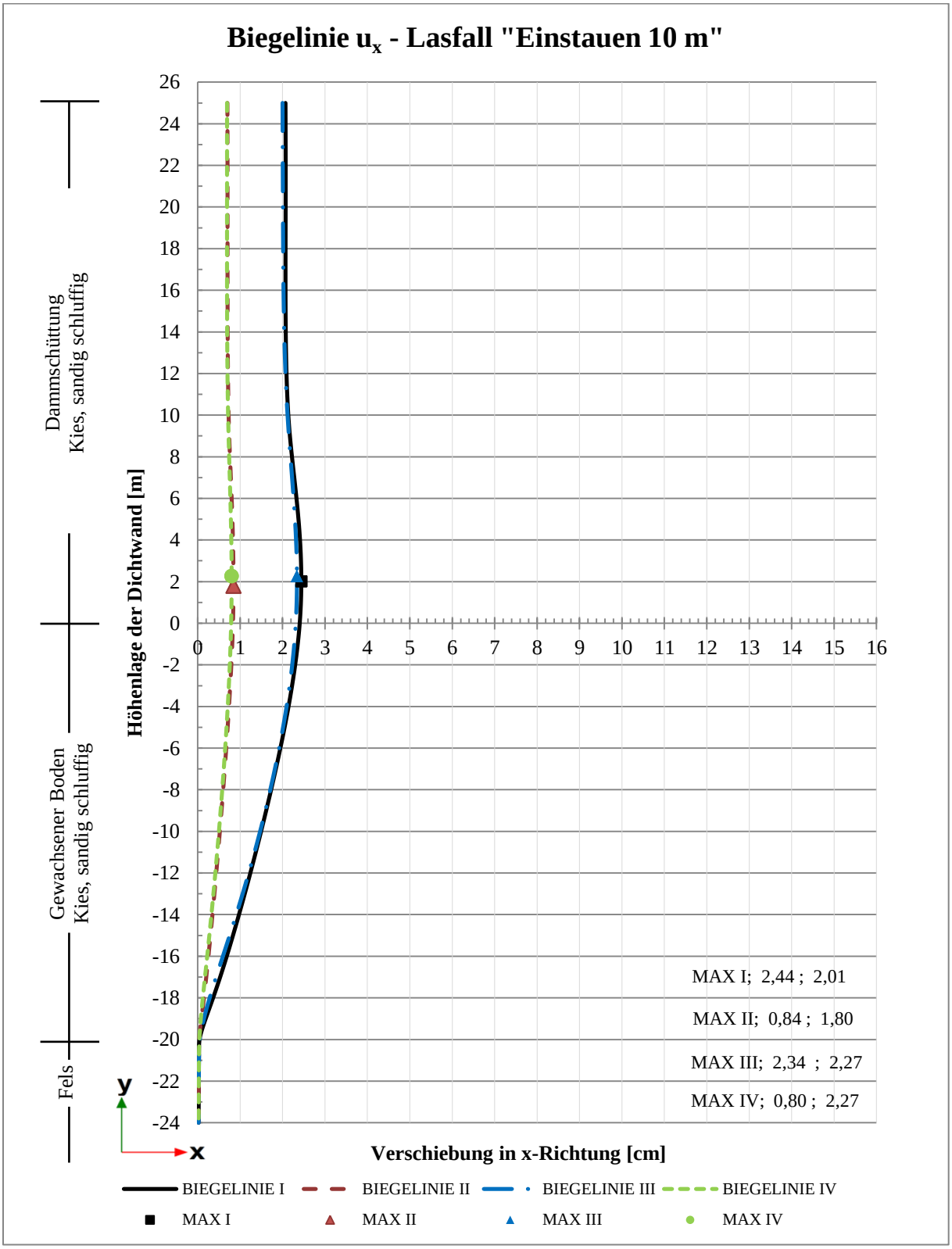


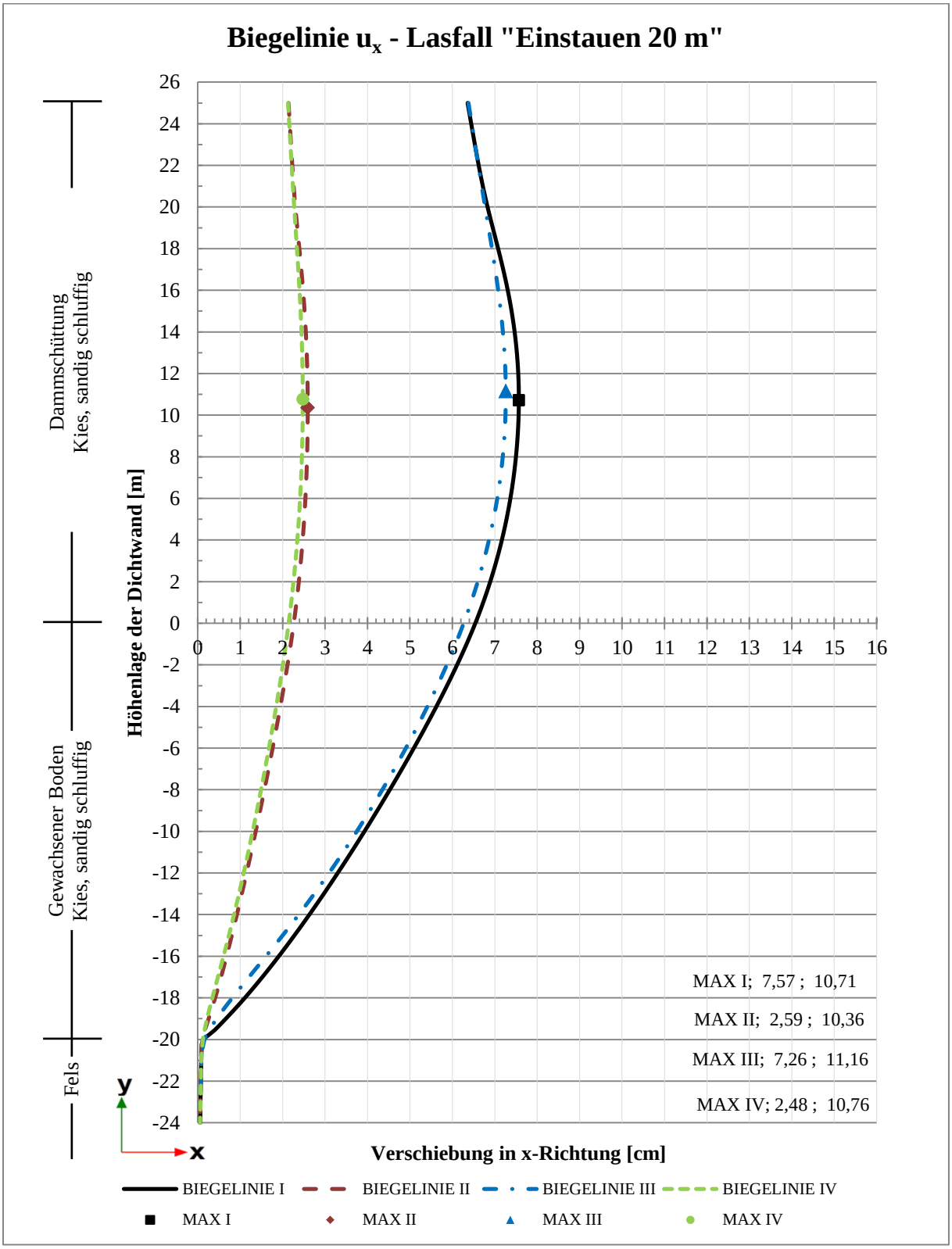
Dammtyp III

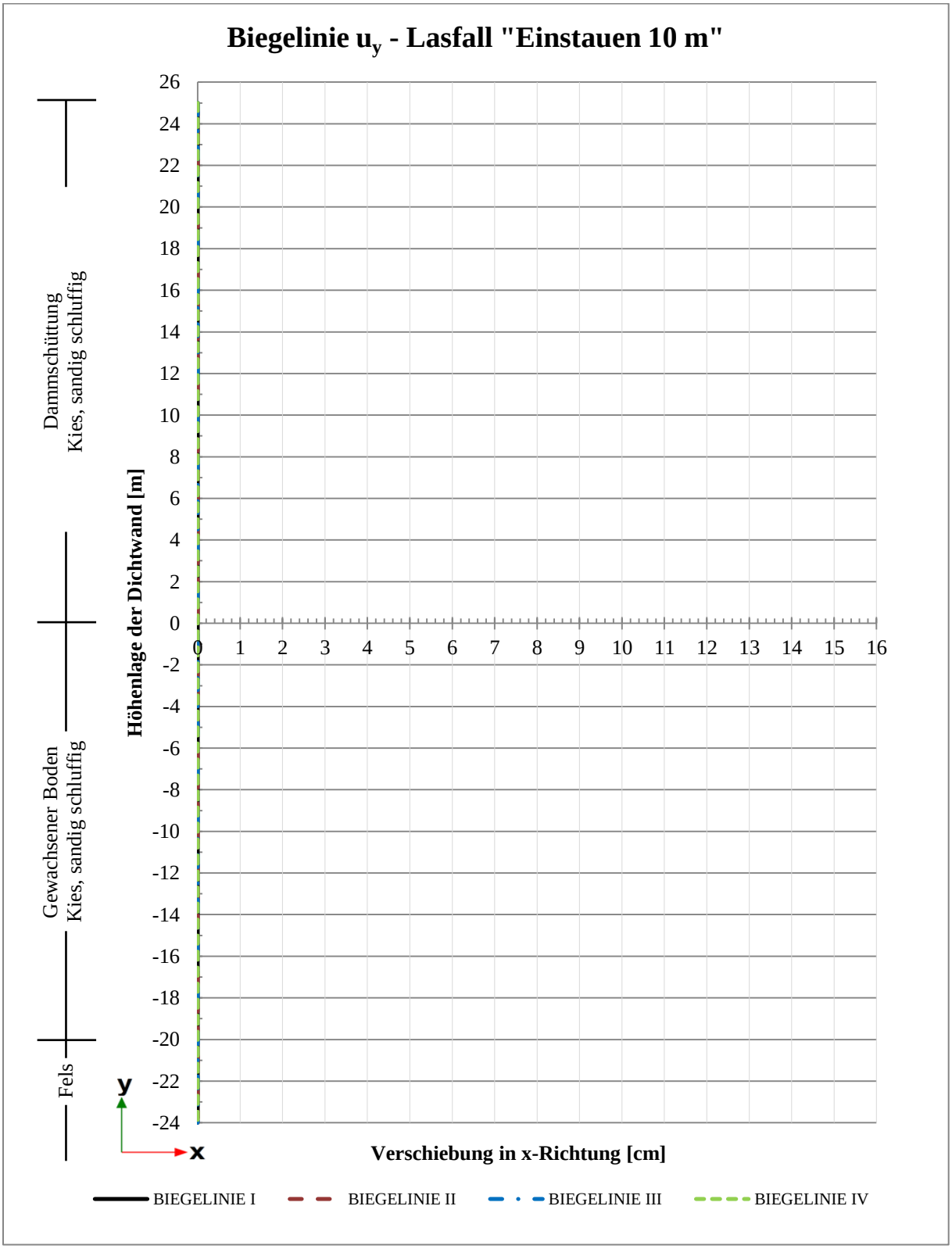


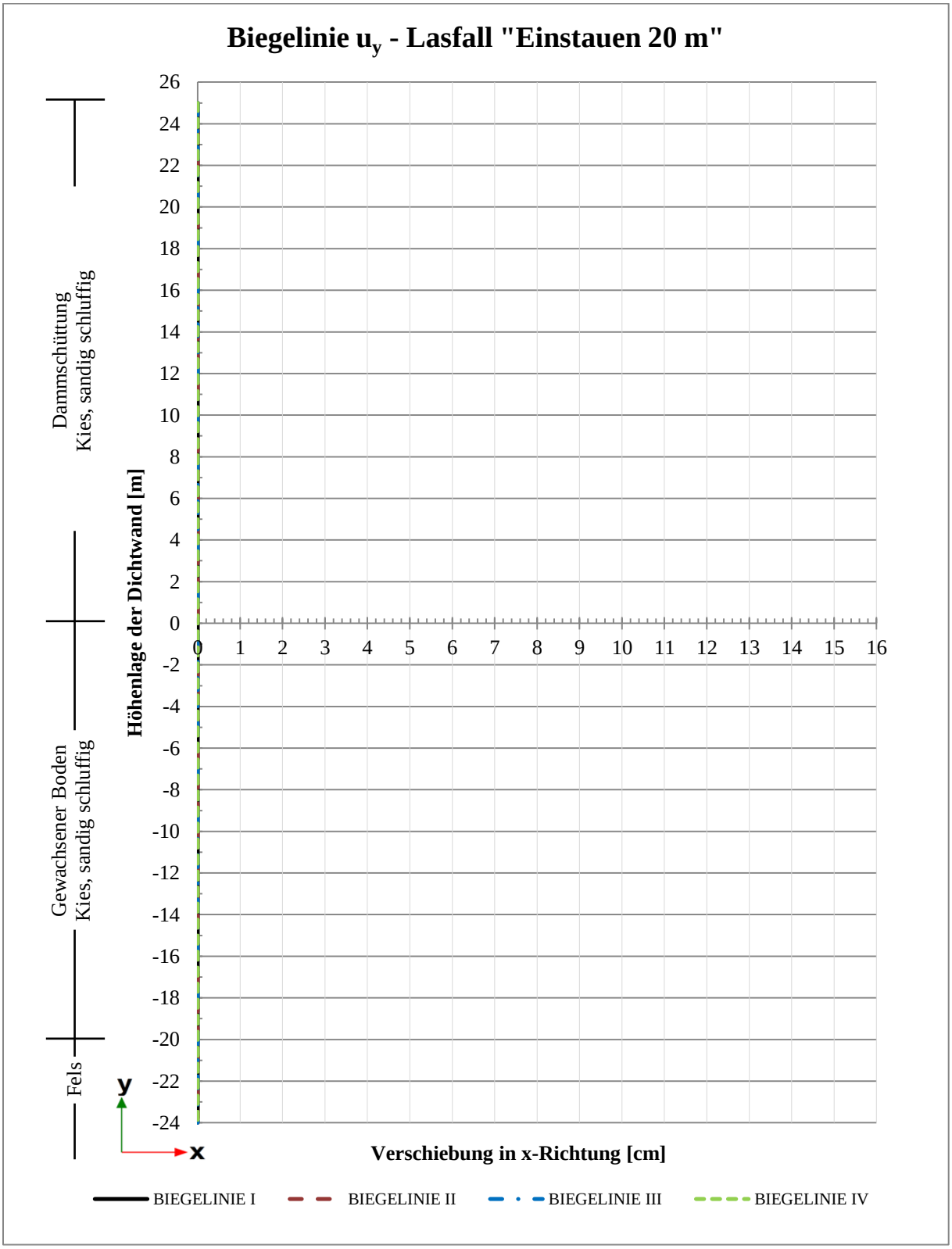
Dammtyp IV

Anhang C Biegelinien – Variante A

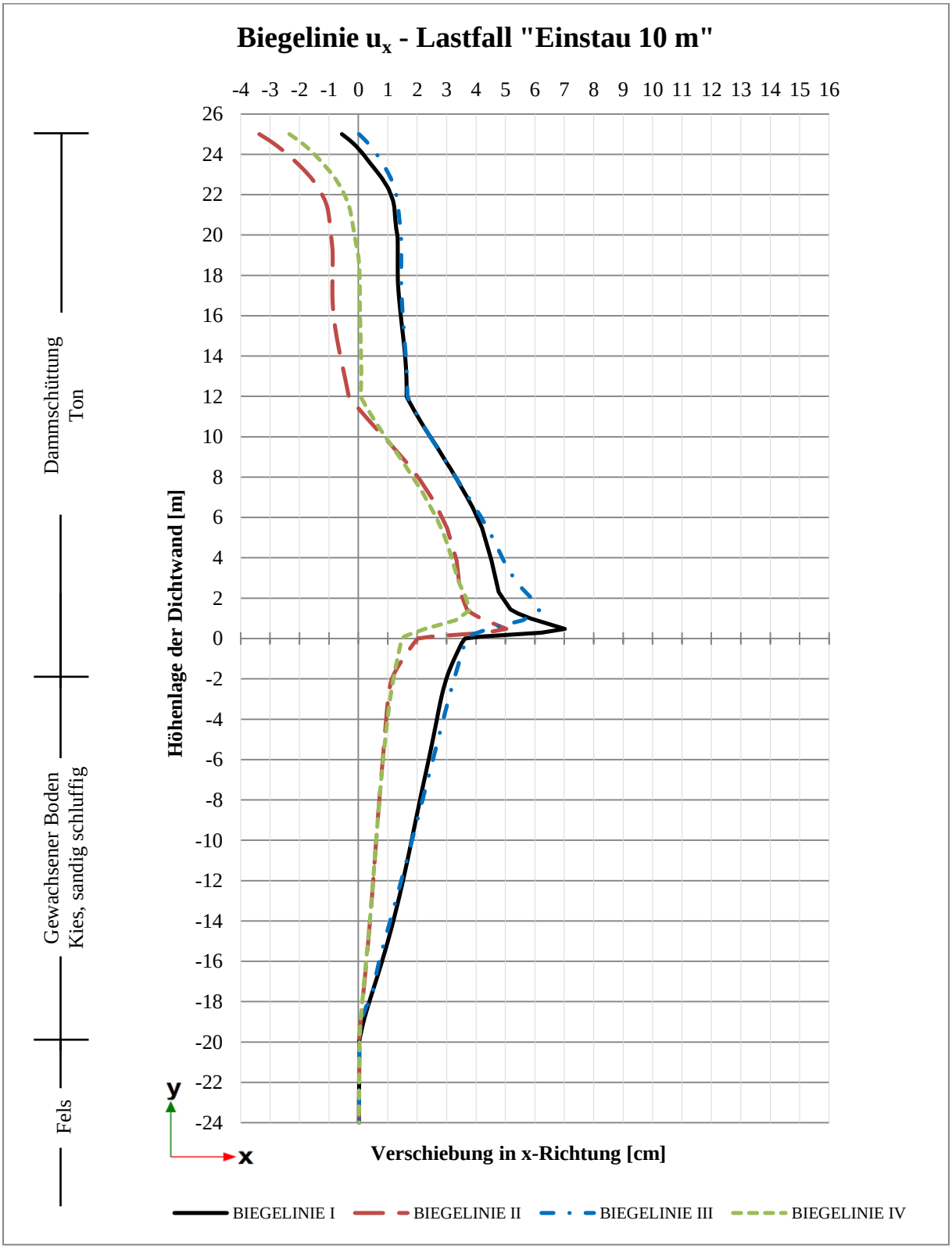


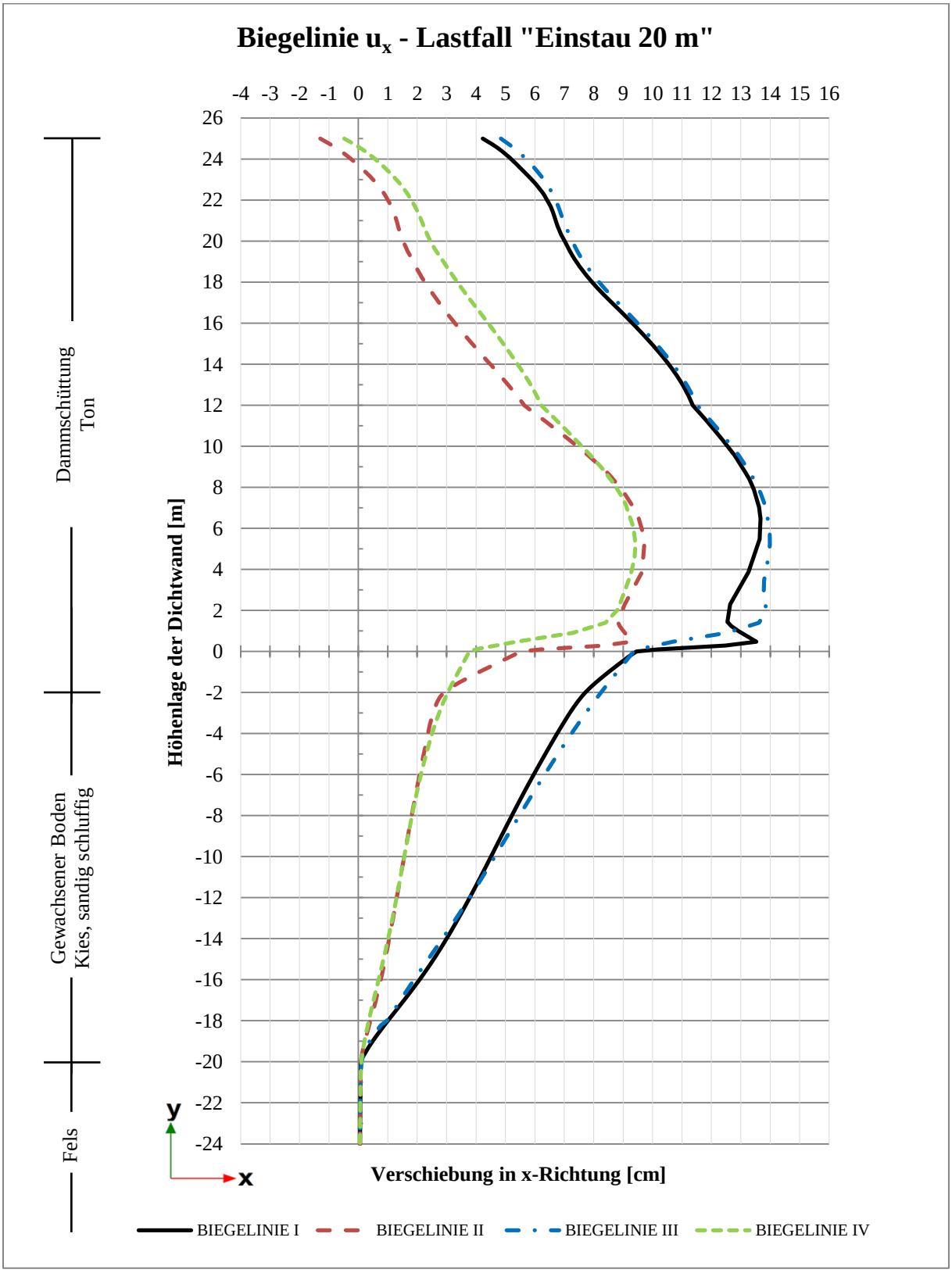

Biegelinie u_x - Lasfall "Einstauen 20 m"
Dammschüttung
Kies, sandig schluffig
Gewachsener Boden
Kies, sandig schluffig
Fels
Höhenlage der Dichtwand [m]
Verschiebung in x-Richtung [cm]
MAX I; 7,57 ; 10,71
MAX II; 2,59 ; 10,36
MAX III; 7,26 ; 11,16
MAX IV; 2,48 ; 10,76
BIEGELINIE I
BIEGELINIE II
BIEGELINIE III
BIEGELINIE IV
MAX I
MAX II
MAX III
MAX IV

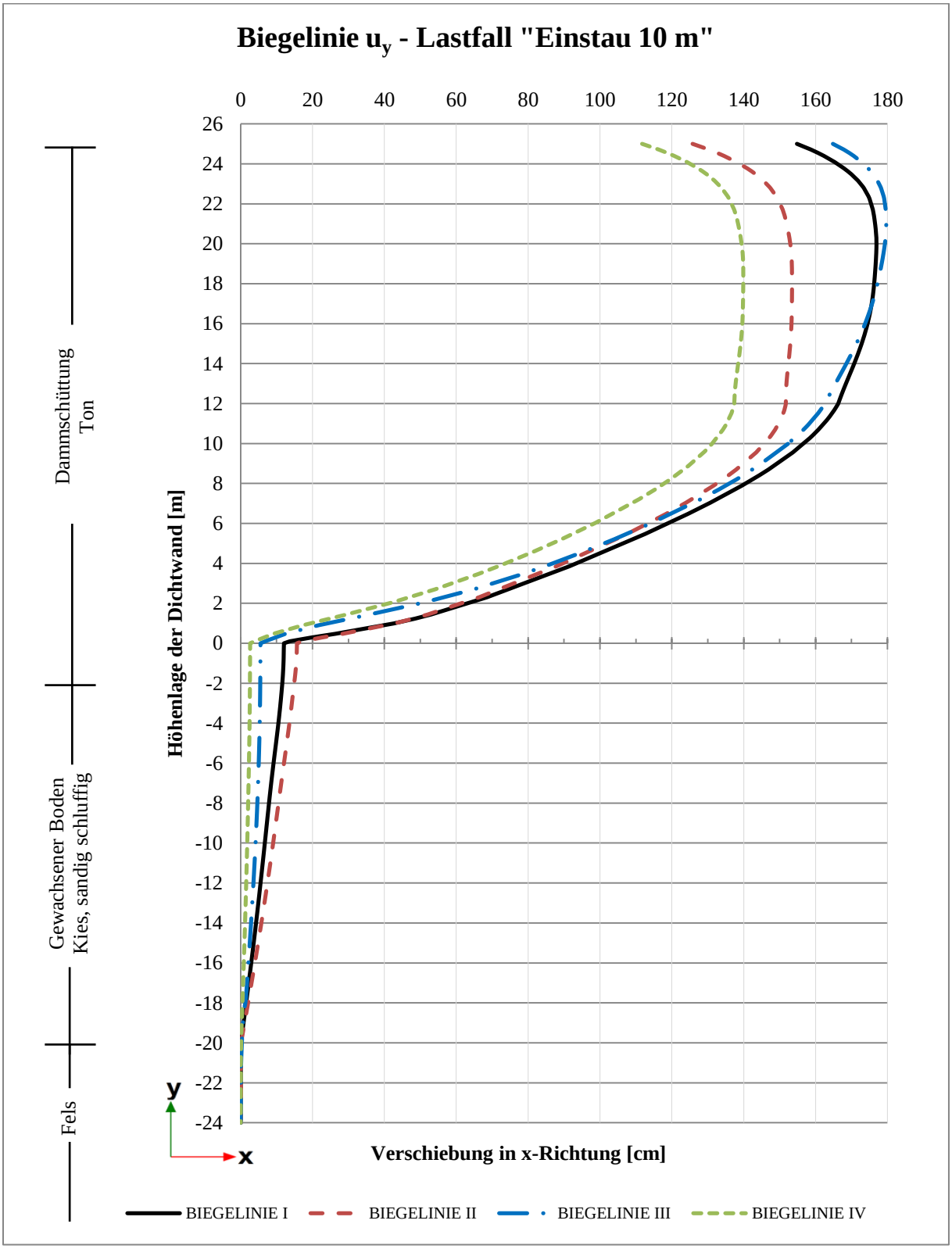

Biegelinie u_y - Lasfall "Einstauen 10 m"
Dammschüttung
Kies, sandig schluffig
Gewachsener Boden
Kies, sandig schluffig
Fels
Höhenlage der Dichtwand [m]
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
-10
-12
-14
-16
-18
-20
-22
-24
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16
y
x
Verschiebung in x-Richtung [cm]
BIEGELINIE I
BIEGELINIE II
BIEGELINIE III
BIEGELINIE IV

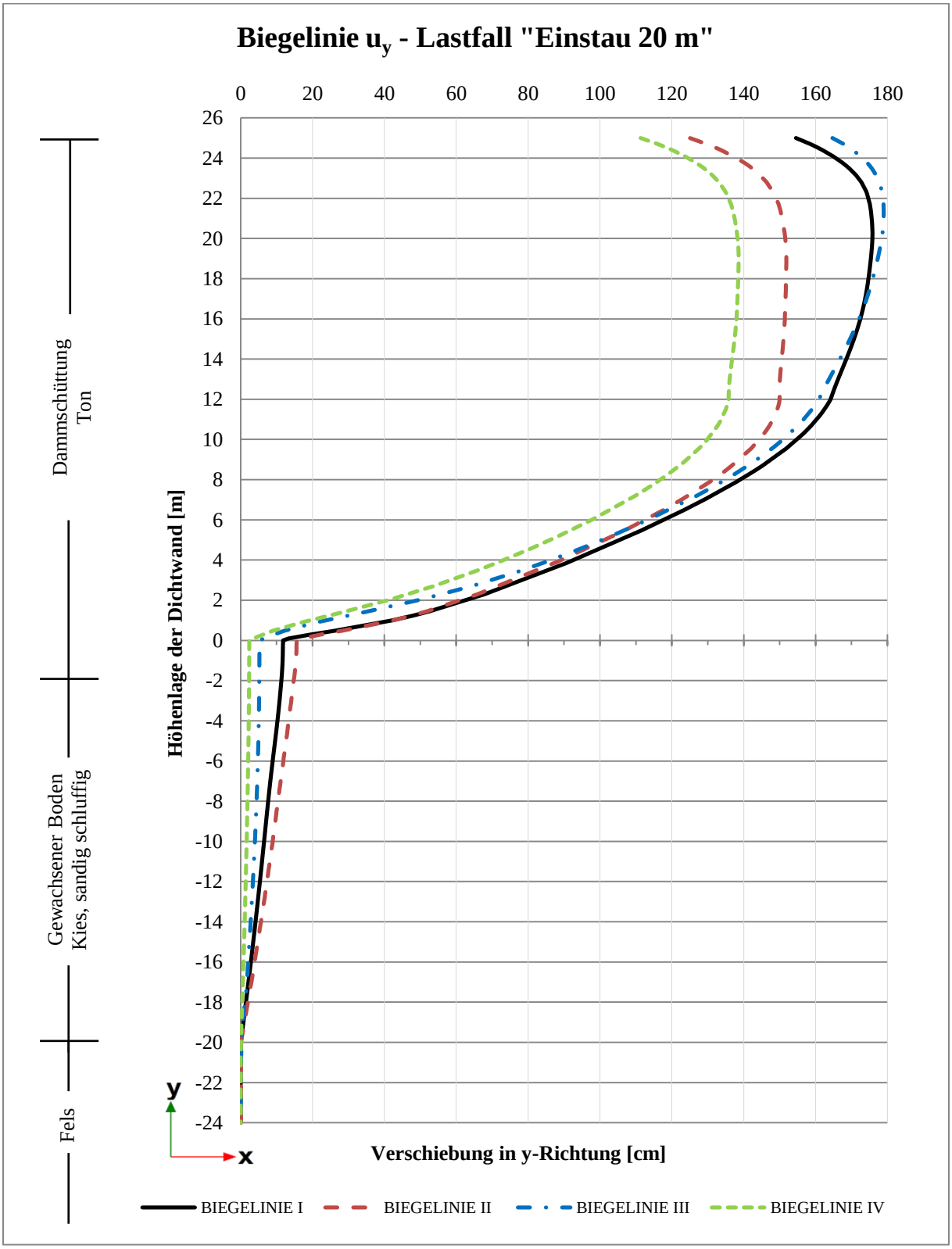

Biegelinie u_y - Lasfall "Einstauen 20 m"
Dammschüttung
Kies, sandig schluffig
Gewachsener Boden
Kies, sandig schluffig
Fels
Höhenlage der Dichtwand [m]
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
-10
-12
-14
-16
-18
-20
-22
-24
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16
y
x
Verschiebung in x-Richtung [cm]
BIEGELINIE I
BIEGELINIE II
BIEGELINIE III
BIEGELINIE IV

Anhang D Biegelinien - Variante B

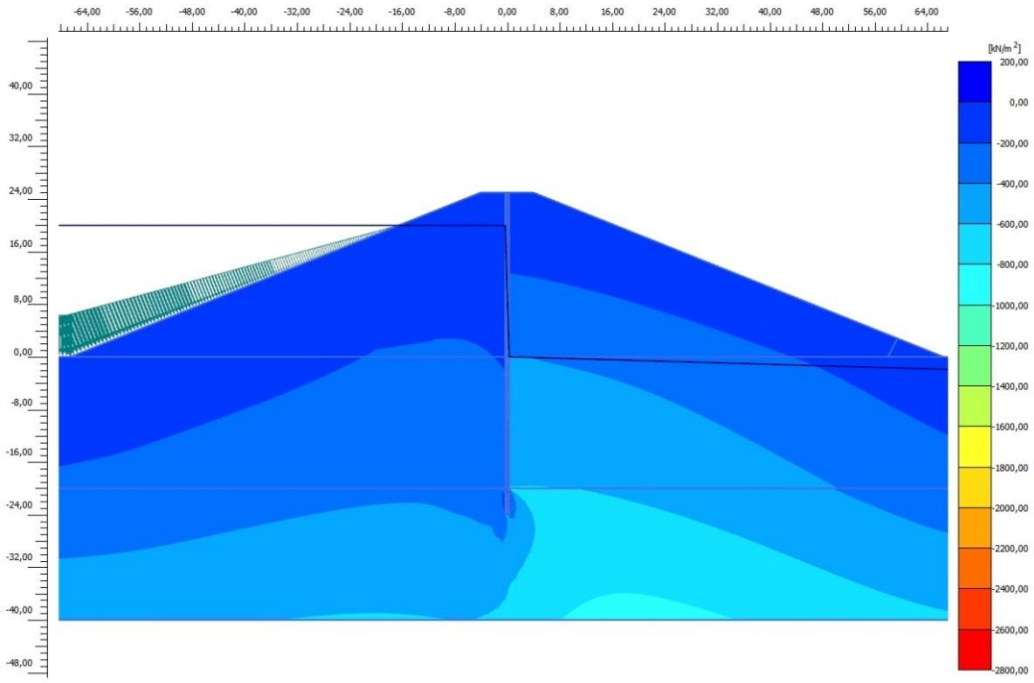



Biegelinie u_x - Lastfall "Einstau 20 m"
-4 -3 -2 -1 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16
26 24 22 20 18 16 14 12 10 8 6 4 2 0 -2 -4 -6 -8 -10 -12 -14 -16 -18 -20 -22 -24
Höhenlage der Dichtwand [m]
Verschiebung in x-Richtung [cm]
y
x
Dammschüttung Ton
Gewachsener Boden Kies, sandig schluffig
Fels
BIEGELINIE I
BIEGELINIE II
BIEGELINIE III
BIEGELINIE IV

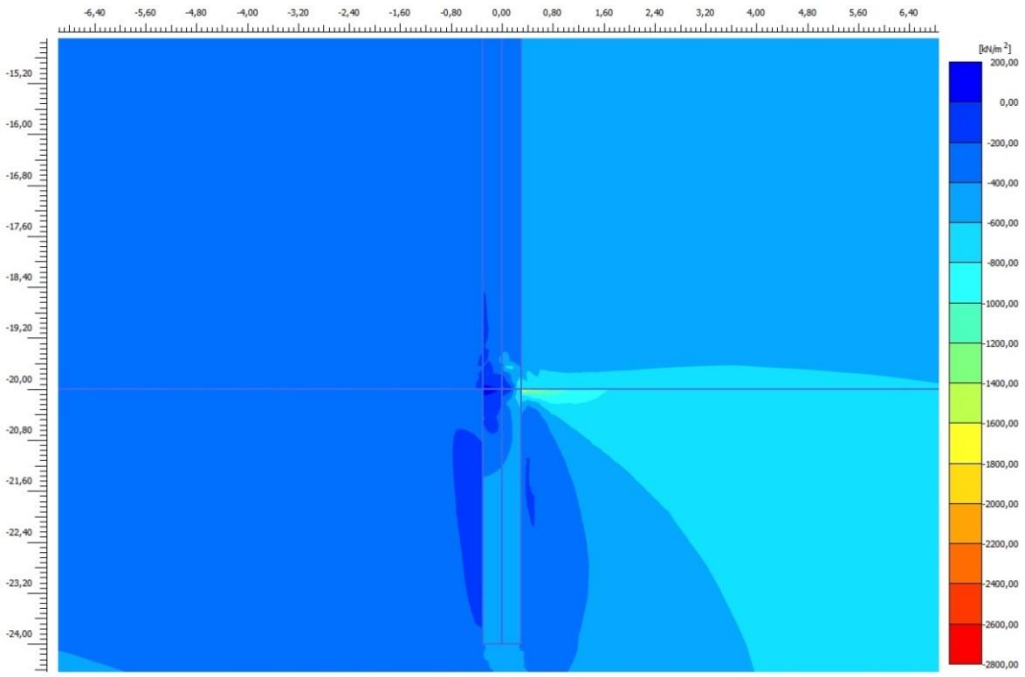

Biegelinie u_y - Lastfall "Einstau 10 m"
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
-10
-12
-14
-16
-18
-20
-22
-24
Höhenlage der Dichtwand [m]
Dammschüttung
Ton
Gewachsener Boden
Kies, sandig schluffig
Fels
y
x
Verschiebung in x-Richtung [cm]
BIEGELINIE I
BIEGELINIE II
BIEGELINIE III
BIEGELINIE IV


Biegelinie u_y - Lastfall "Einstau 20 m"
0 20 40 60 80 100 120 140 160 180
26 24 22 20 18 16 14 12 10 8 6 4 2 0 -2 -4 -6 -8 -10 -12 -14 -16 -18 -20 -22 -24
Höhenlage der Dichtwand [m]
Verschiebung in y-Richtung [cm]
y
x
Dammschüttung Ton
Gewachsener Boden Kies, sandig schluffig
Fels
BIEGELINIE I
BIEGELINIE II
BIEGELINIE III
BIEGELINIE IV

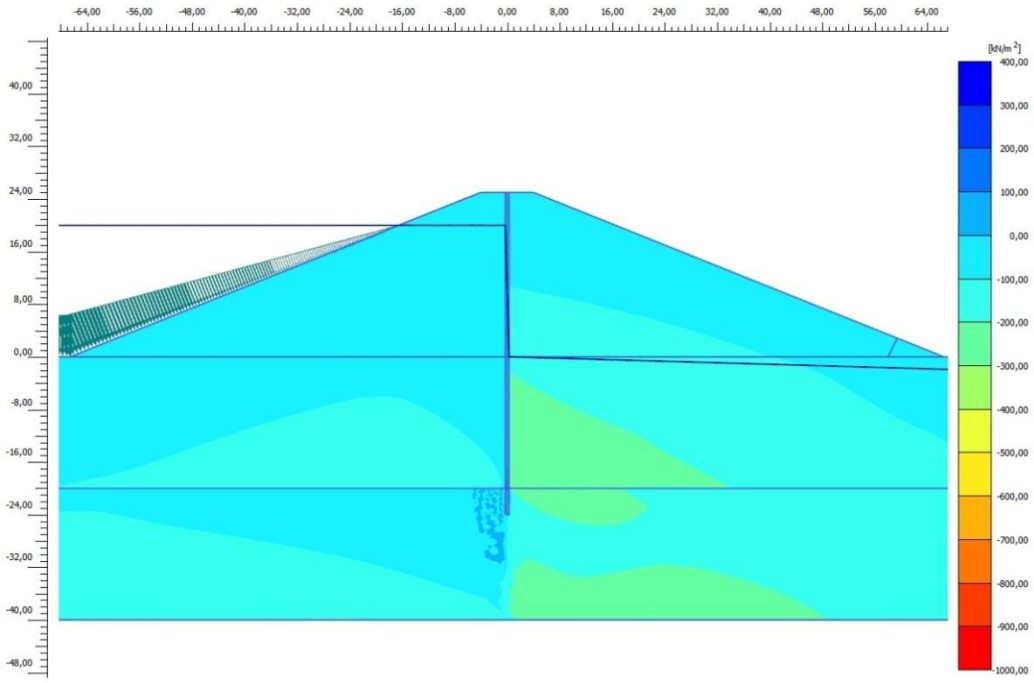
Anhang E Spannungsabbildungen – Variante A



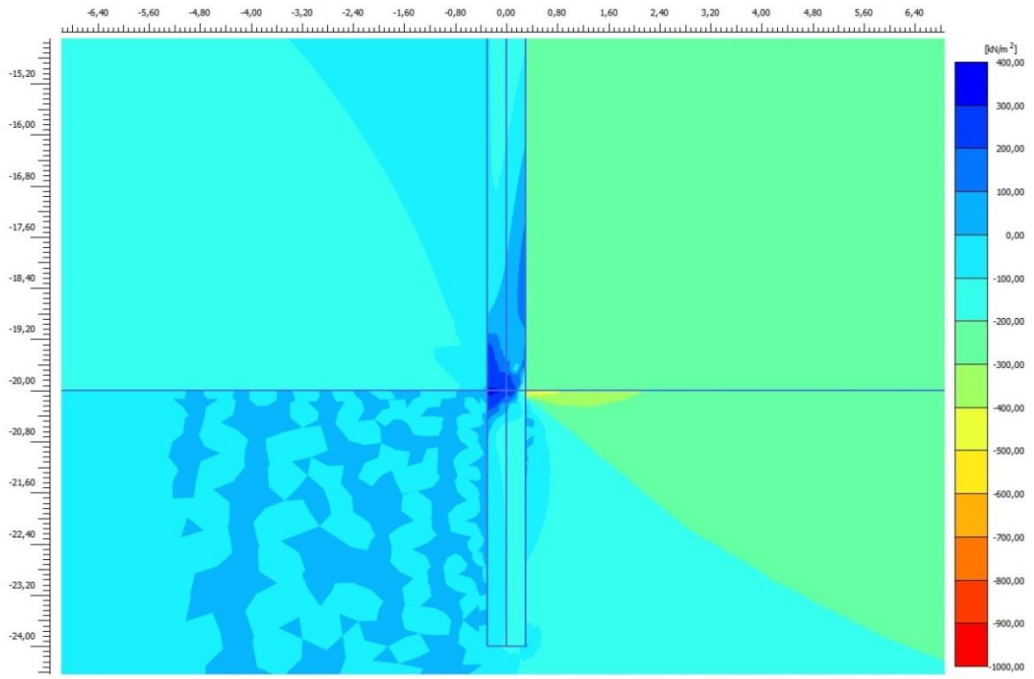
Dammtyp I – σ'_1



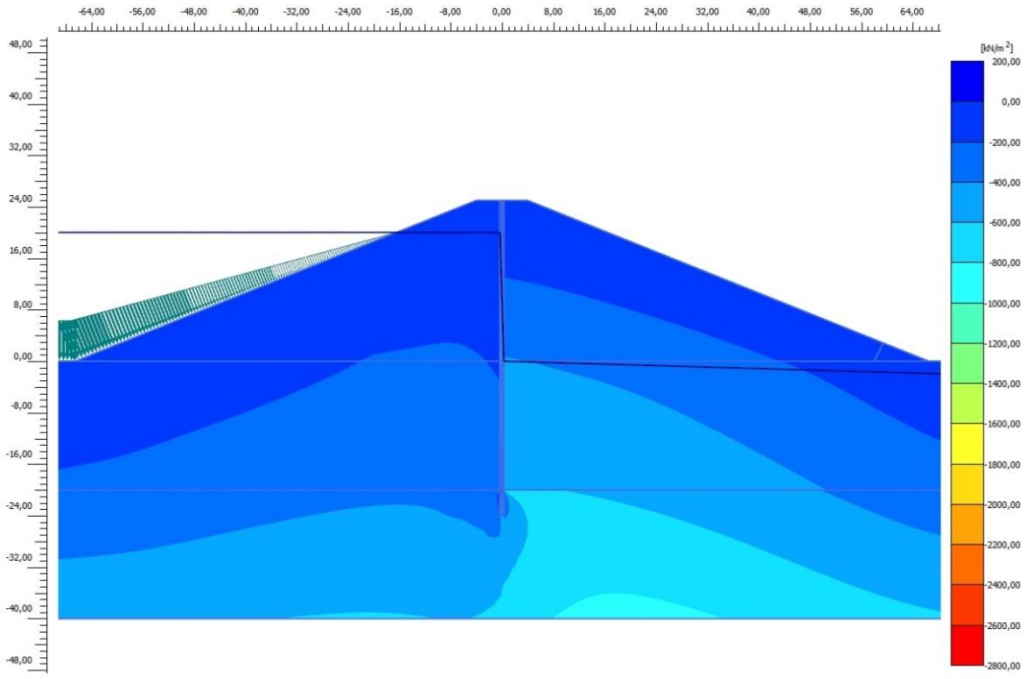
Dammtyp I – σ'_1 (Detailausschnitt -20 m)



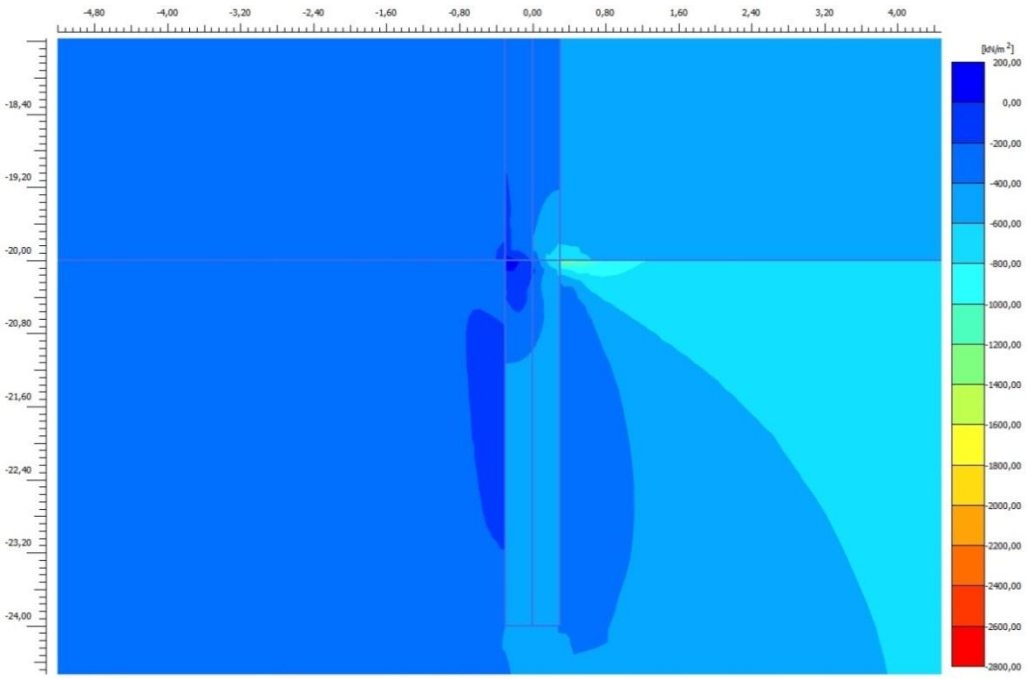
Dammtyp I – σ'_3



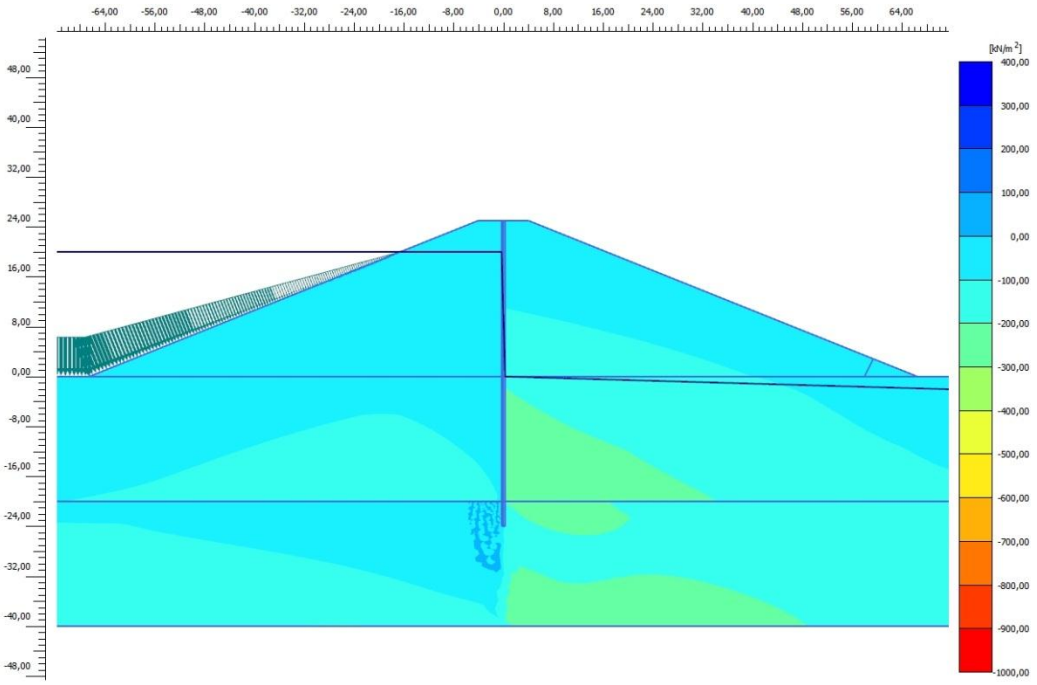
Dammtyp I – σ'_3 (Detailausschnitt -20 m)



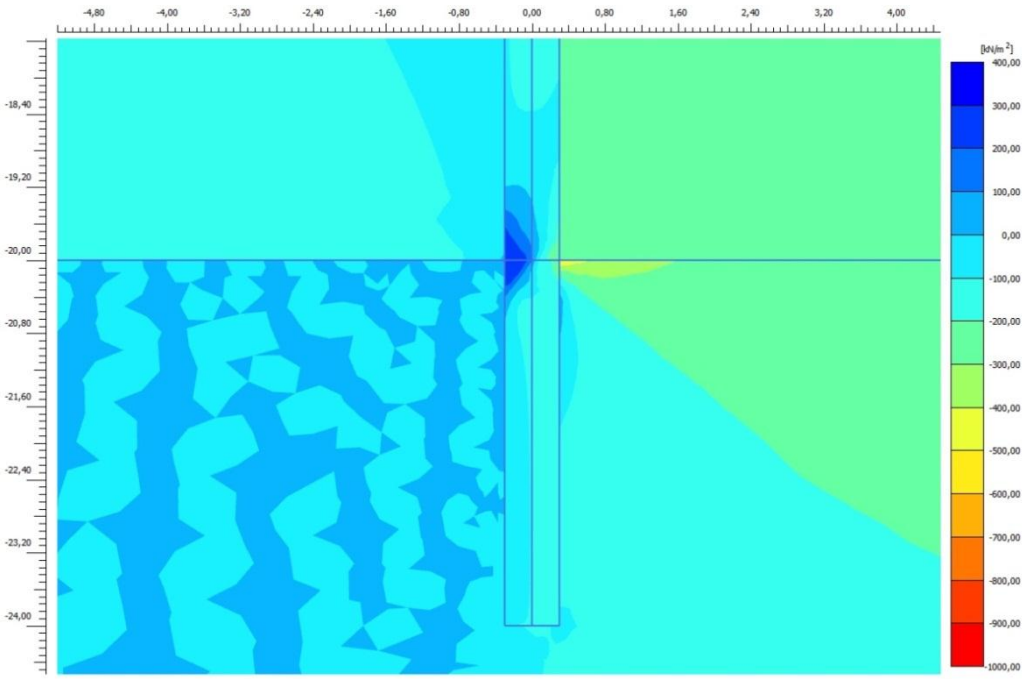
Dammtyp II – σ'_1



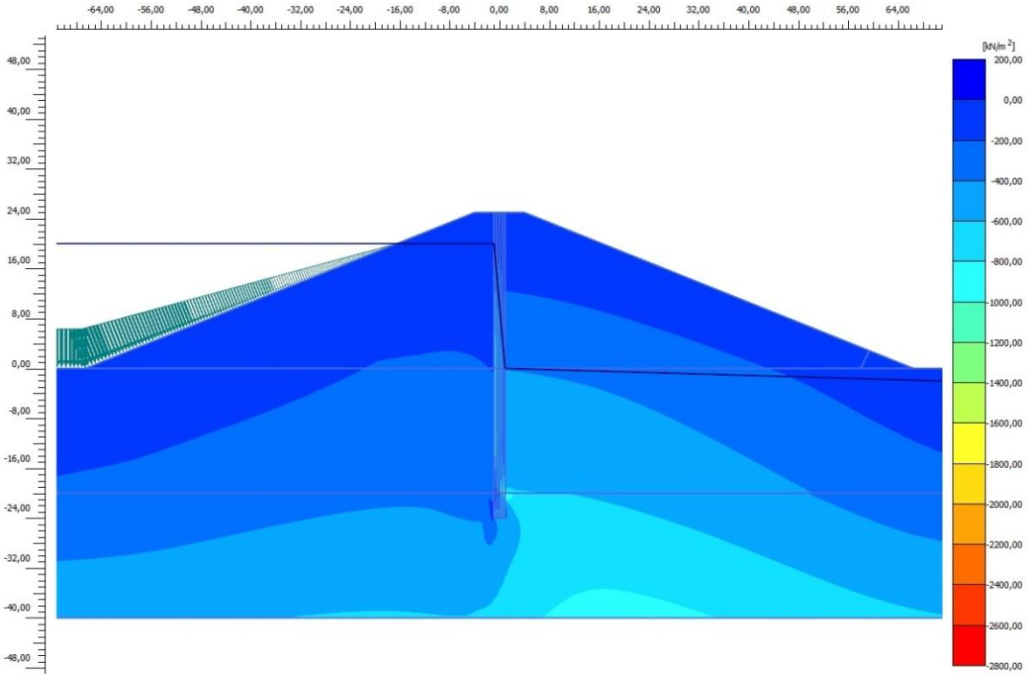
Dammtyp II – σ'_1 (Detailausschnitt -20 m)



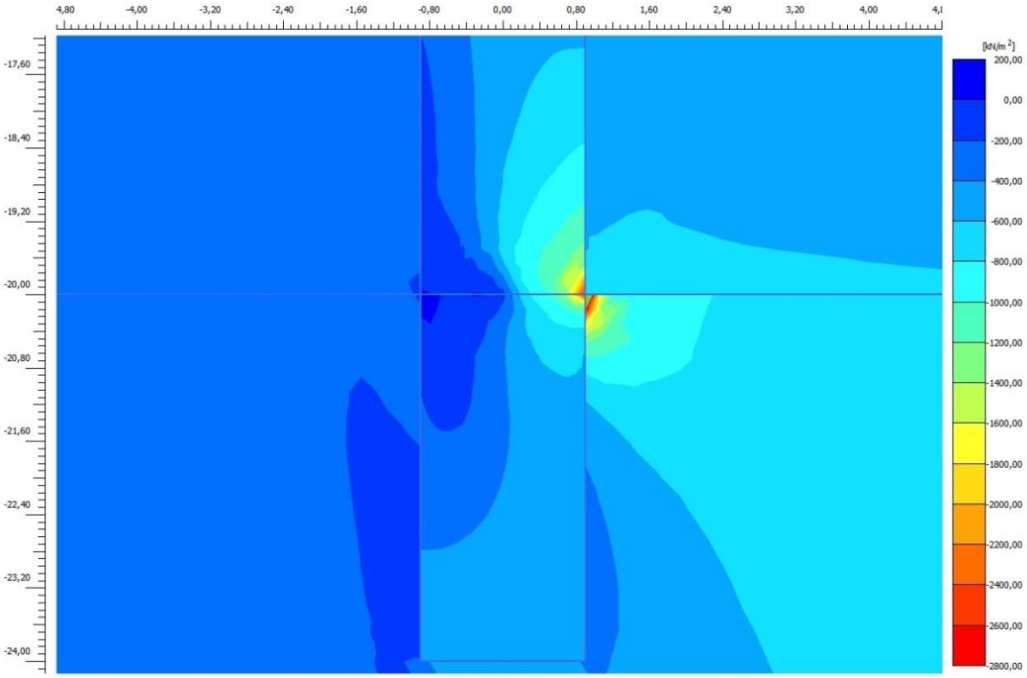
Dammtyp II – σ'_3



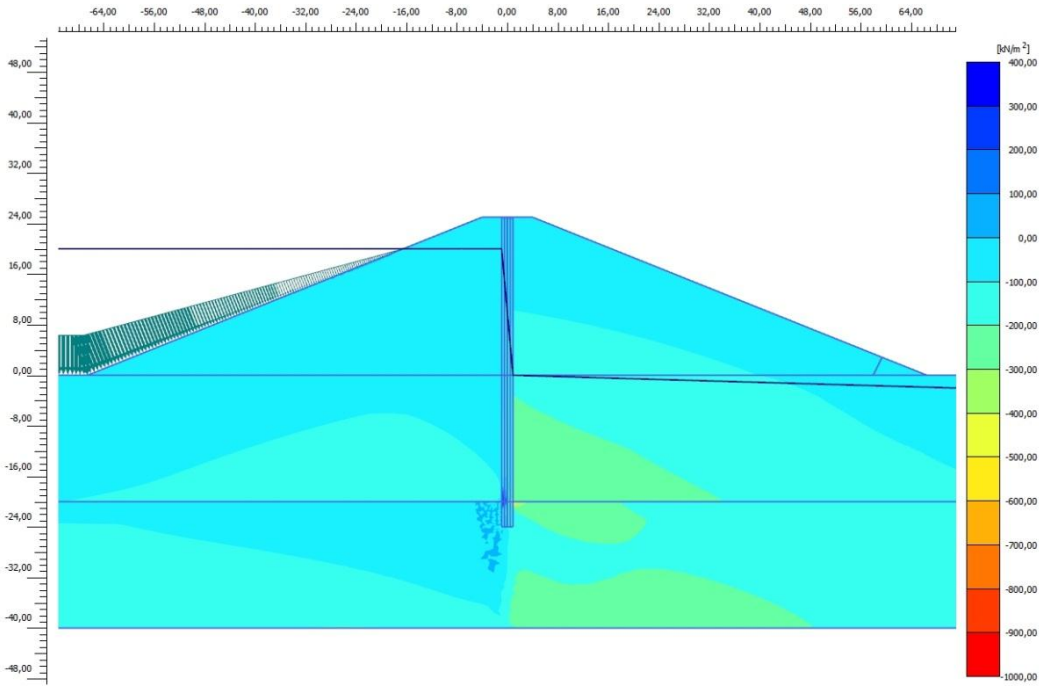
Dammtyp II – σ'_3 (Detailausschnitt -20 m)



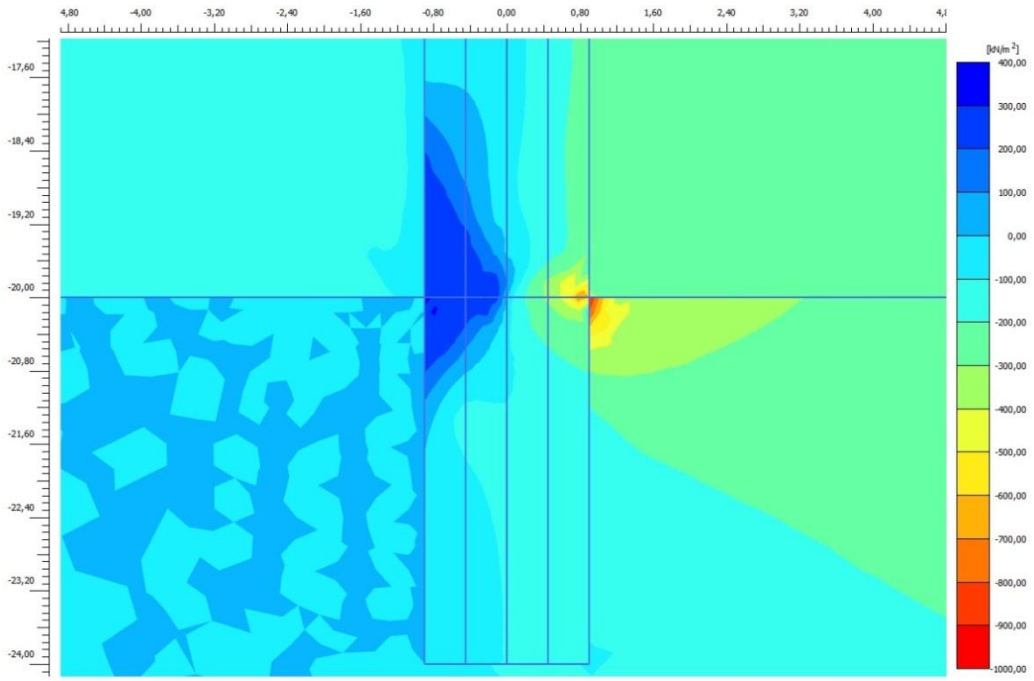
Dammtyp III – σ'_1



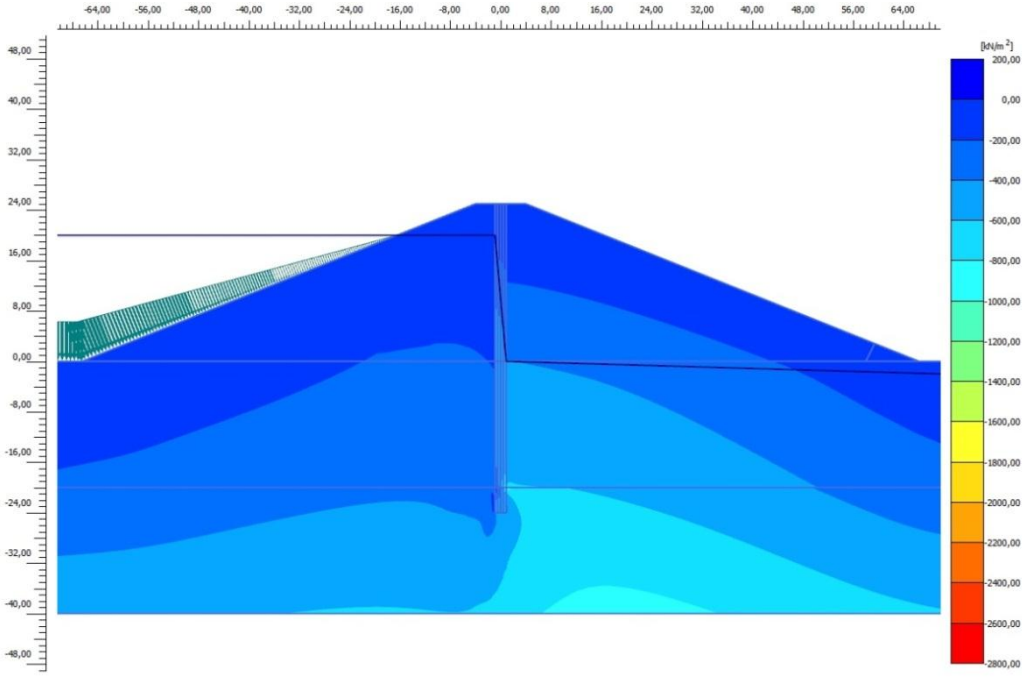
Dammtyp III – σ'_1 (Detailausschnitt -20 m)



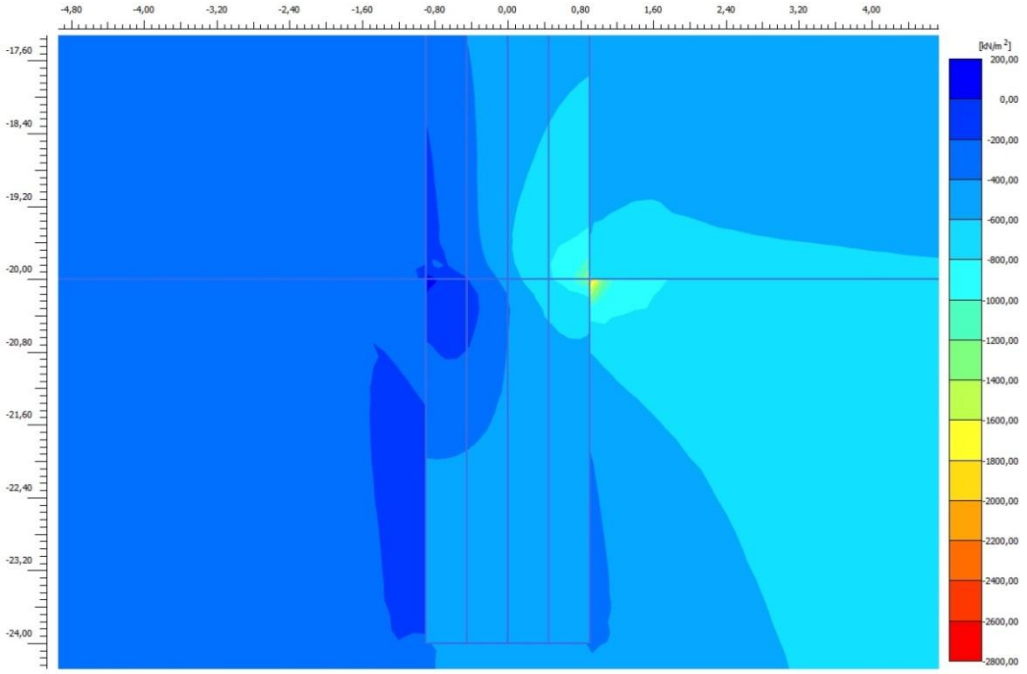
Dammtyp III – σ'_3



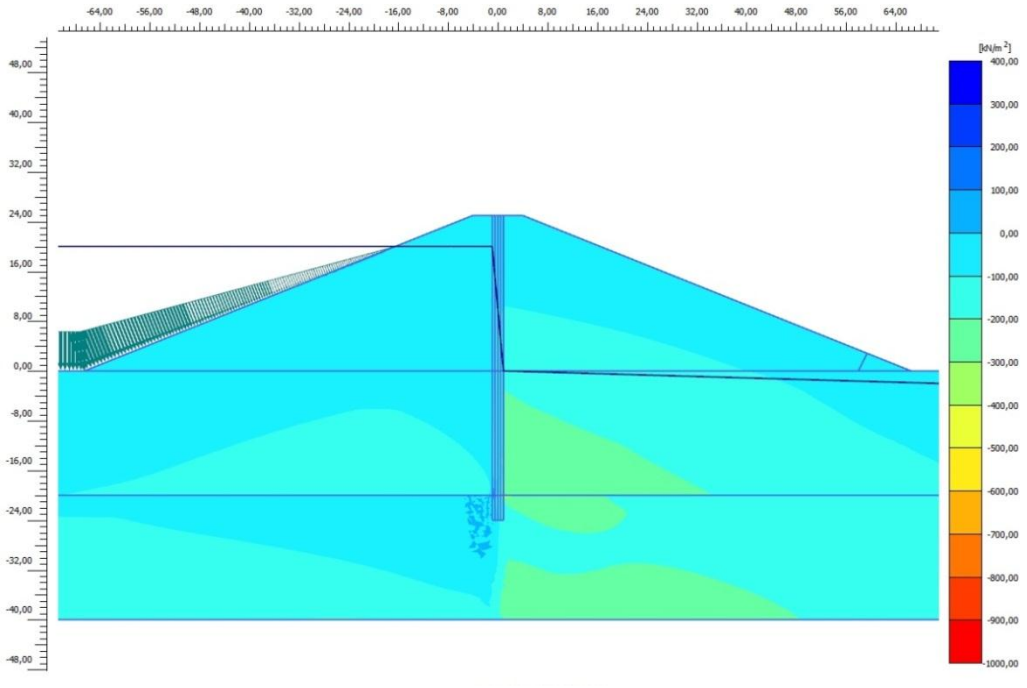
Dammtyp III – σ'_3 (Detailausschnitt -20 m)



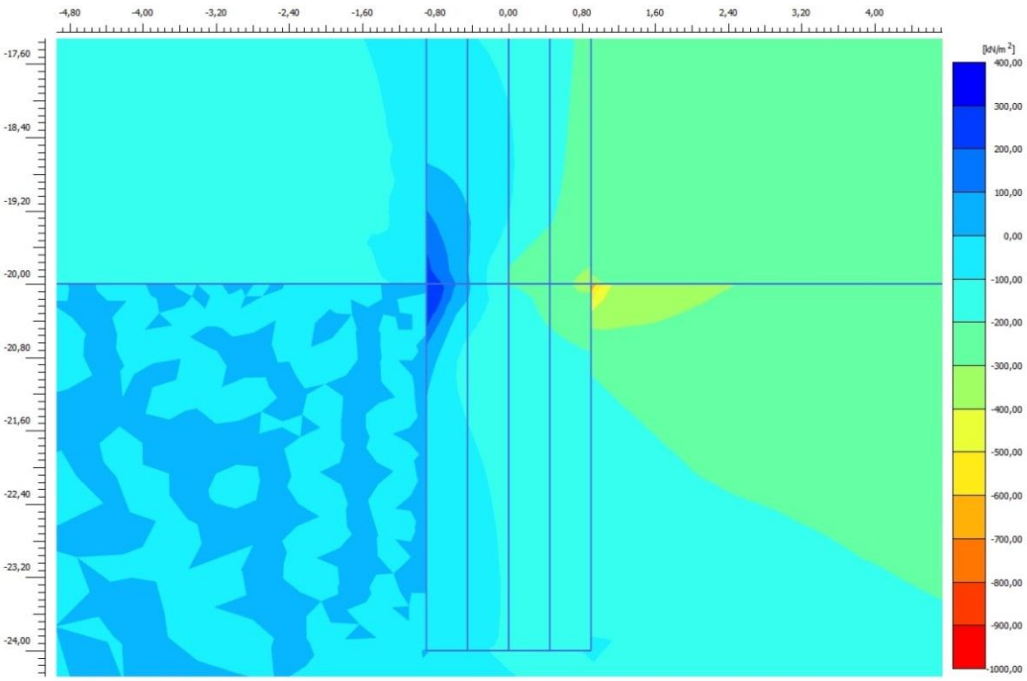
Dammtyp IV– σ'_1



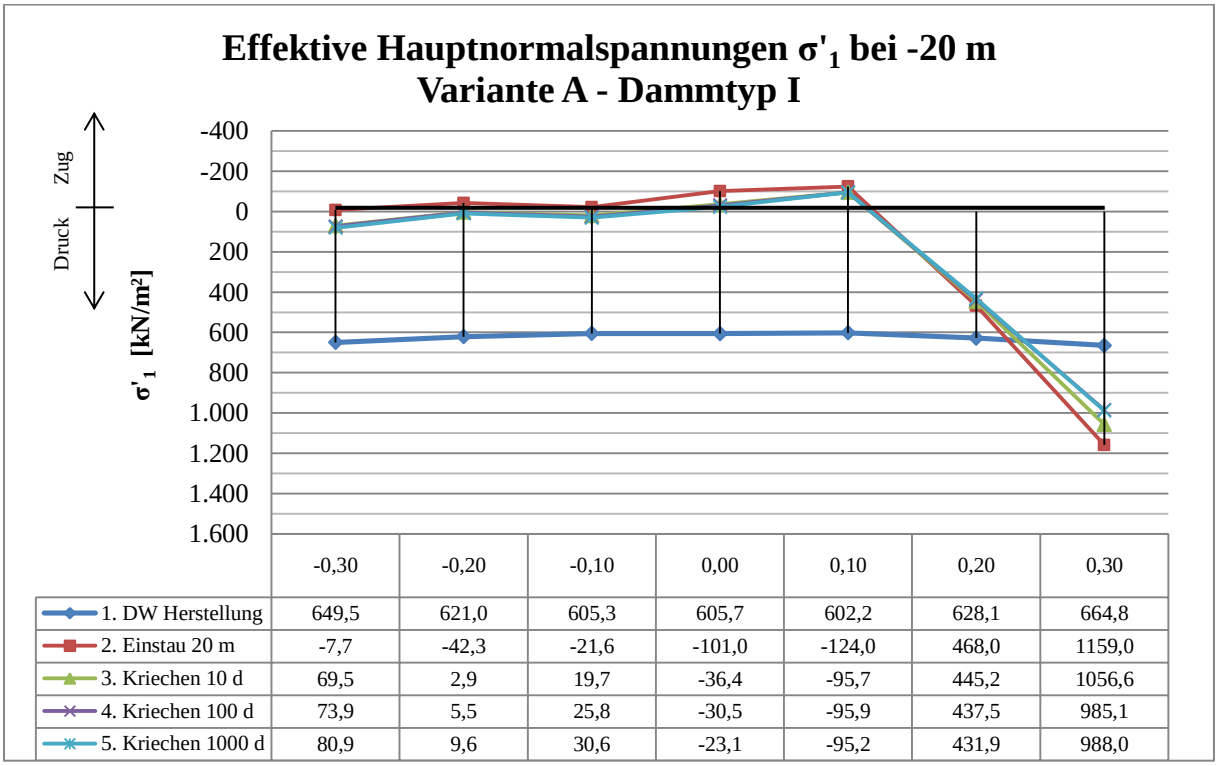
Dammtyp IV – σ'_1 (Detailausschnitt -20 m)



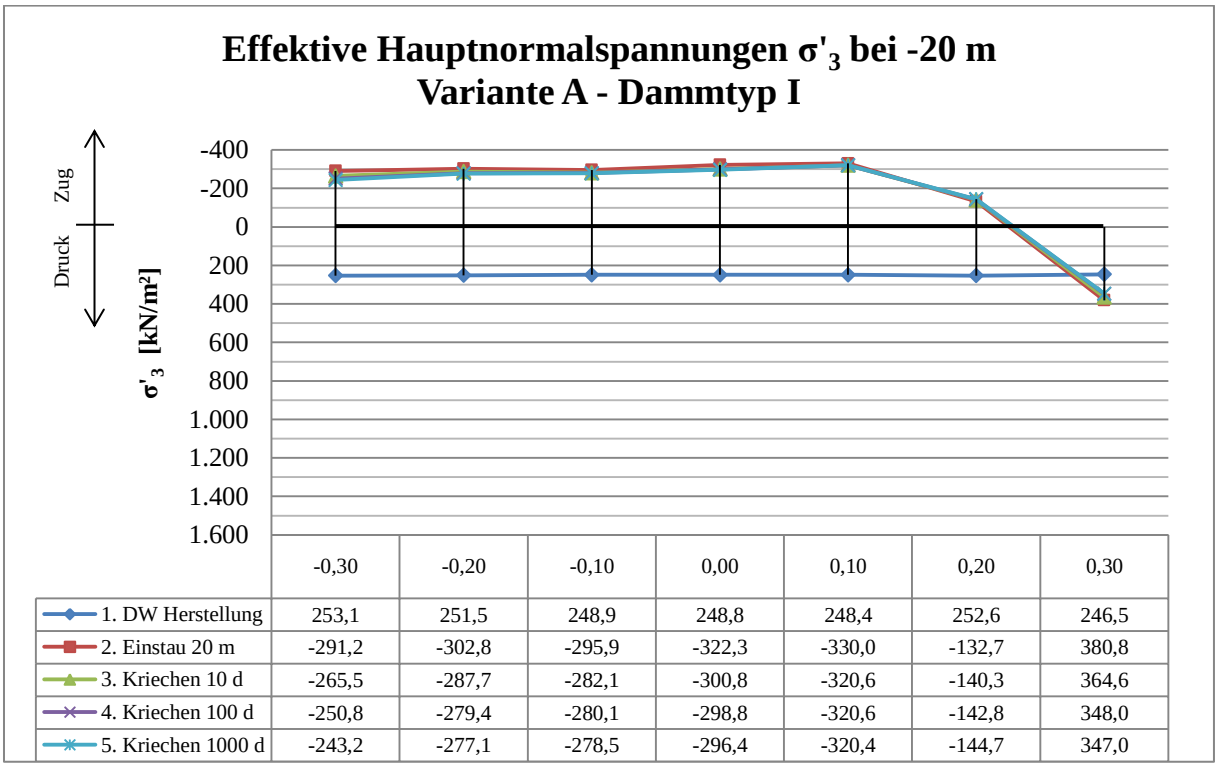
Dammtyp IV – σ'_3



Dammtyp IV – σ'_3 (Detailausschnitt -20 m)

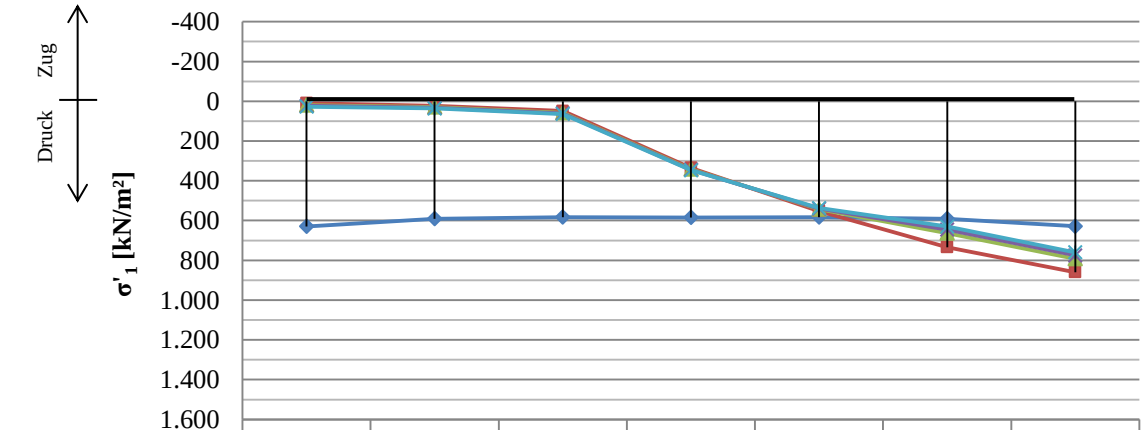


	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	649,5	621,0	605,3	605,7	602,2	628,1	664,8
2. Einstau 20 m	-7,7	-42,3	-21,6	-101,0	-124,0	468,0	1159,0
3. Kriechen 10 d	69,5	2,9	19,7	-36,4	-95,7	445,2	1056,6
4. Kriechen 100 d	73,9	5,5	25,8	-30,5	-95,9	437,5	985,1
5. Kriechen 1000 d	80,9	9,6	30,6	-23,1	-95,2	431,9	988,0



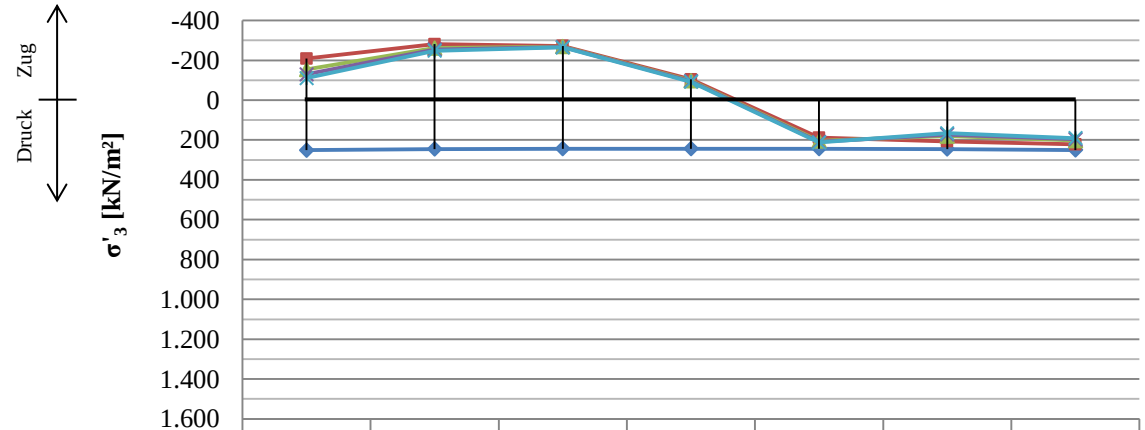
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	253,1	251,5	248,9	248,8	248,4	252,6	246,5
2. Einstau 20 m	-291,2	-302,8	-295,9	-322,3	-330,0	-132,7	380,8
3. Kriechen 10 d	-265,5	-287,7	-282,1	-300,8	-320,6	-140,3	364,6
4. Kriechen 100 d	-250,8	-279,4	-280,1	-298,8	-320,6	-142,8	348,0
5. Kriechen 1000 d	-243,2	-277,1	-278,5	-296,4	-320,4	-144,7	347,0

Effektive Hauptnormalspannungen σ'_1 bei -20 m
Variante A - Dammtyp II

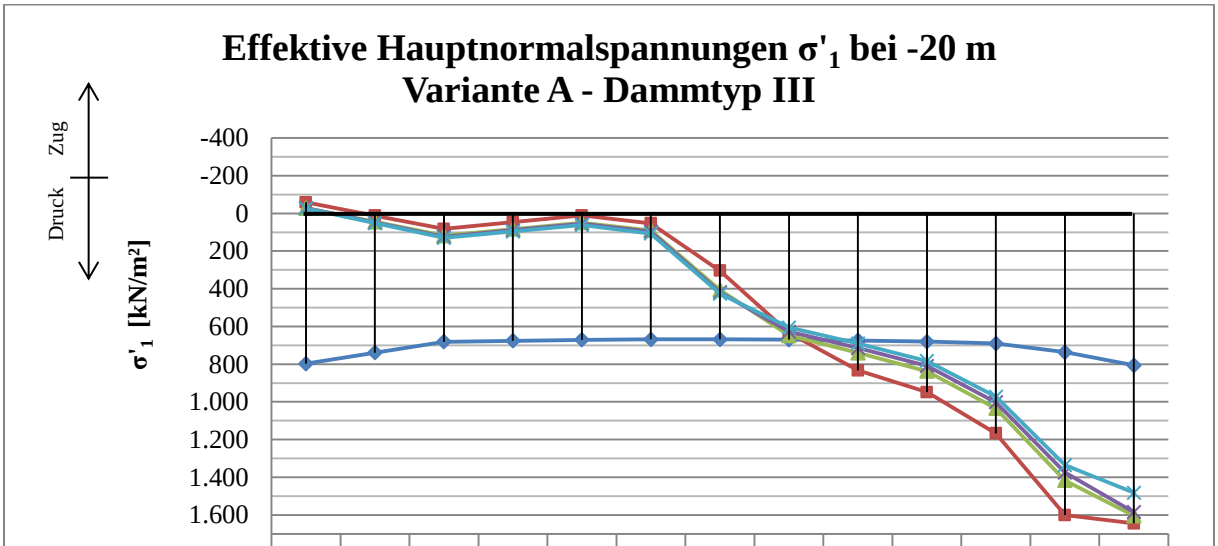


	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	629,2	591,1	582,5	584,2	582,7	591,0	628,8
2. Einstau 20 m	9,8	23,2	49,0	334,5	551,8	733,7	859,7
3. Kriechen 10 d	19,3	29,3	57,6	341,6	542,1	663,0	791,9
4. Kriechen 100 d	23,7	33,2	61,3	344,3	540,4	645,2	775,1
5. Kriechen 1000 d	27,5	36,5	64,5	346,7	537,0	629,8	759,8

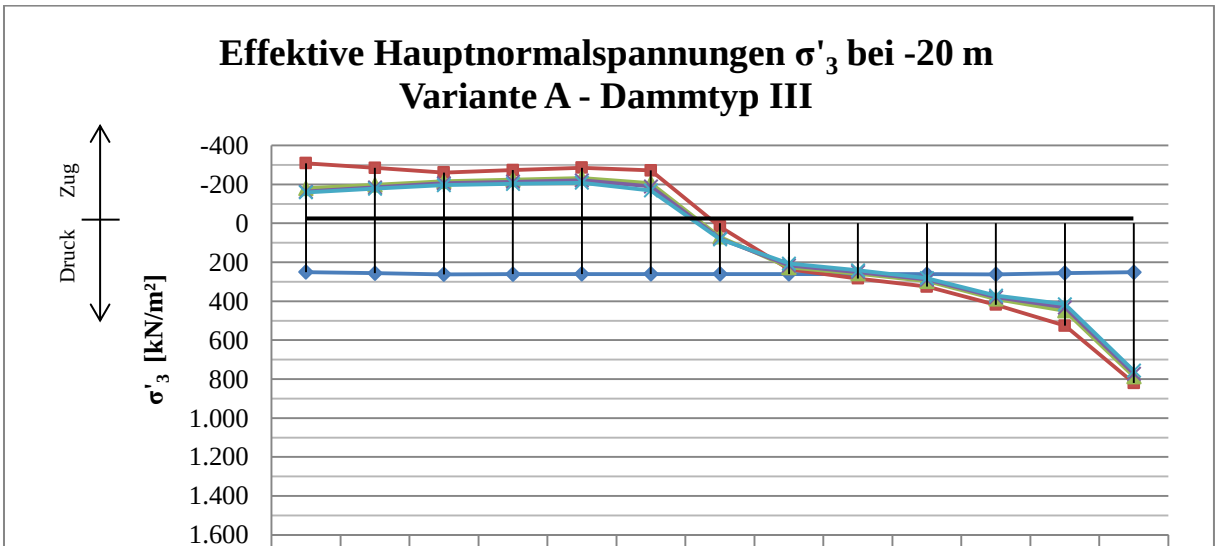
Effektive Hauptnormalspannungen σ'_3 bei -20 m
Variante A - Dammtyp II



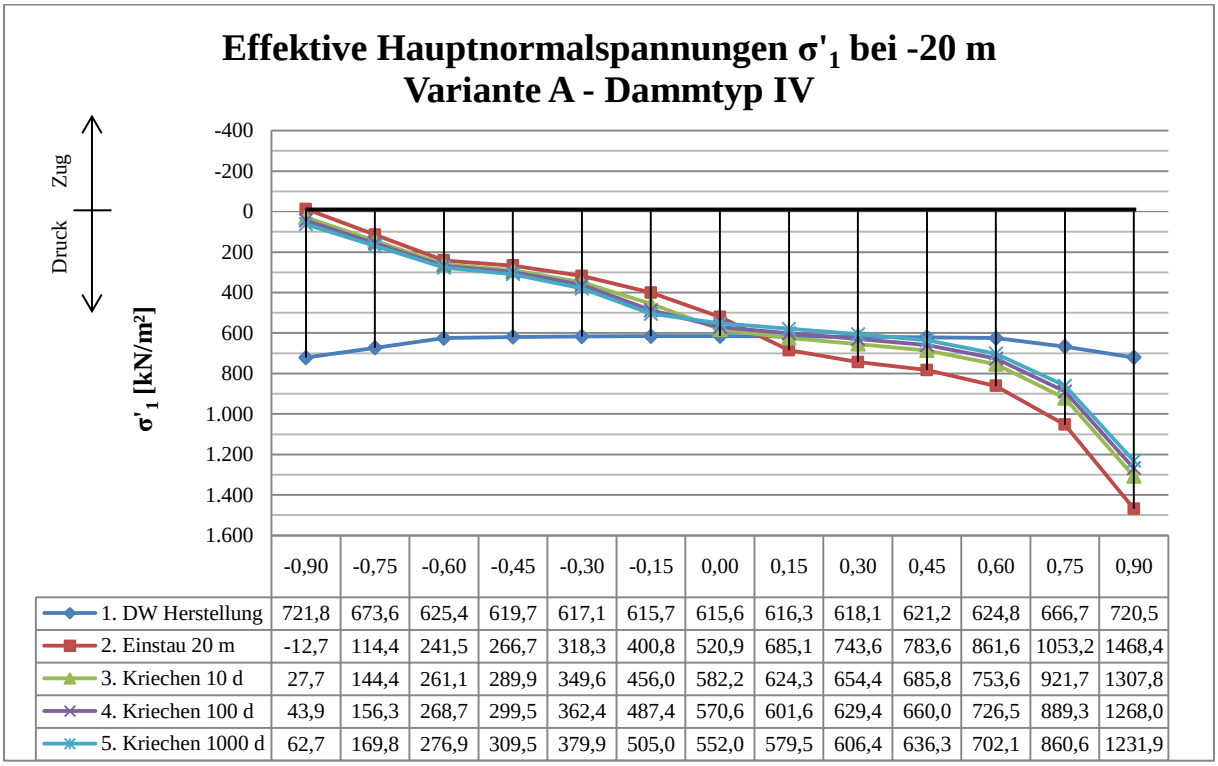
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	251,1	245,3	243,7	243,9	243,6	245,2	250,6
2. Einstau 20 m	-208,6	-281,0	-272,3	-104,1	188,3	206,5	222,1
3. Kriechen 10 d	-154,2	-261,7	-268,6	-97,6	204,7	180,3	202,8
4. Kriechen 100 d	-129,9	-254,4	-266,8	-95,0	209,6	172,9	196,7
5. Kriechen 1000 d	-110,4	-248,3	-265,0	-92,4	212,7	166,2	190,9



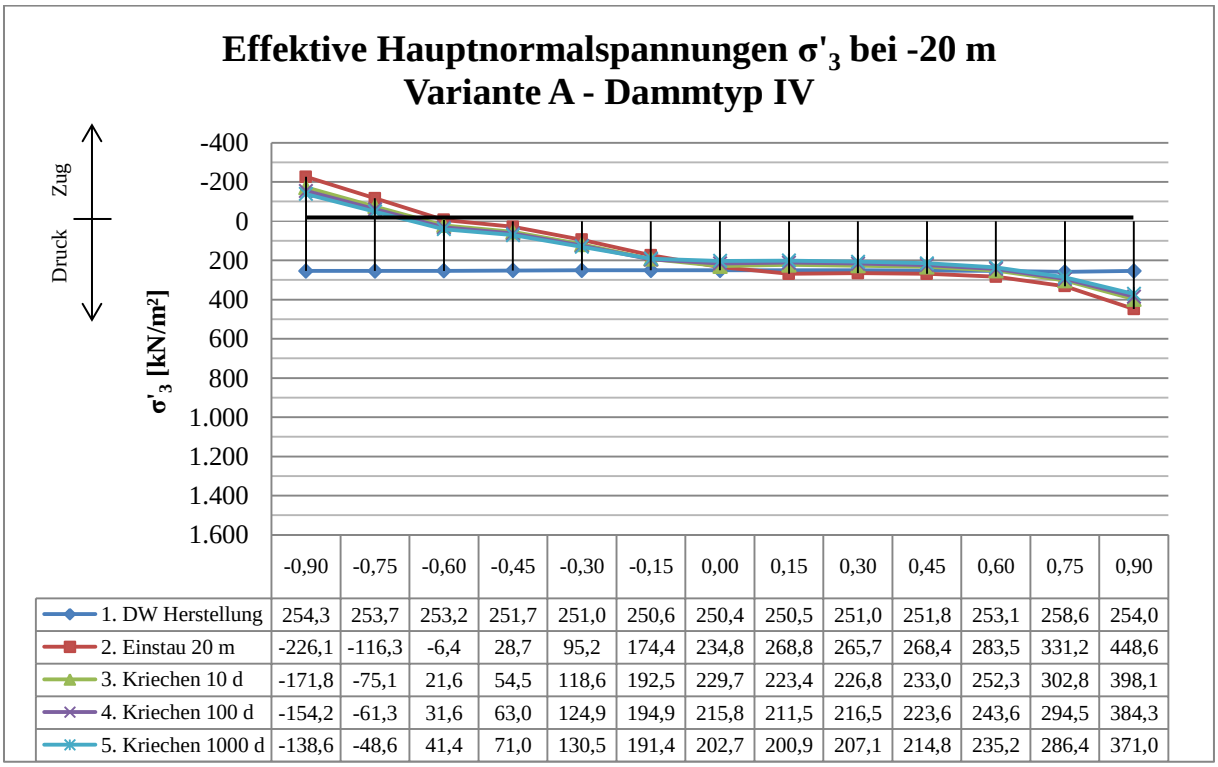
	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	797,2	739,0	680,9	675,7	670,6	668,2	668,6	670,1	674,1	680,1	690,8	736,0	806,1
2. Einstau 20 m	-58,2	12,4	83,0	47,0	11,1	52,6	304,3	633,6	833,6	948,6	1166,5	1600,7	1644,7
3. Kriechen 10 d	-27,5	45,2	117,9	83,8	49,7	90,0	406,0	648,1	739,5	837,7	1034,4	1416,6	1604,3
4. Kriechen 100 d	-27,7	48,1	123,8	89,7	55,6	97,1	418,2	627,4	714,6	809,5	1002,3	1374,6	1584,3
5. Kriechen 1000 d	-25,9	52,0	130,0	96,0	62,1	107,3	425,5	605,5	690,6	783,3	972,7	1335,9	1481,4



	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	250,8	256,2	261,6	261,0	260,4	260,1	260,0	260,3	260,9	261,3	262,1	255,7	251,7
2. Einstau 20 m	-308,1	-284,5	-261,0	-273,0	-285,0	-271,1	16,8	235,8	283,2	325,0	418,5	525,8	820,5
3. Kriechen 10 d	-179,1	-197,4	-215,7	-224,2	-232,8	-206,6	69,8	227,0	258,3	297,4	388,3	449,7	787,4
4. Kriechen 100 d	-163,0	-184,4	-205,8	-213,1	-220,4	-188,9	78,1	216,5	250,2	289,4	379,7	432,6	772,2
5. Kriechen 1000 d	-159,0	-177,3	-195,7	-202,0	-208,3	-168,8	81,9	206,7	241,9	281,5	371,0	416,1	756,9

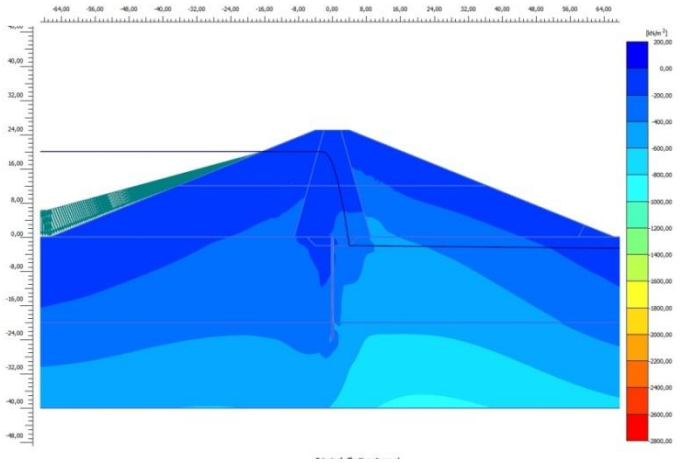


	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	721,8	673,6	625,4	619,7	617,1	615,7	615,6	616,3	618,1	621,2	624,8	666,7	720,5
2. Einstau 20 m	-12,7	114,4	241,5	266,7	318,3	400,8	520,9	685,1	743,6	783,6	861,6	1053,2	1468,4
3. Kriechen 10 d	27,7	144,4	261,1	289,9	349,6	456,0	582,2	624,3	654,4	685,8	753,6	921,7	1307,8
4. Kriechen 100 d	43,9	156,3	268,7	299,5	362,4	487,4	570,6	601,6	629,4	660,0	726,5	889,3	1268,0
5. Kriechen 1000 d	62,7	169,8	276,9	309,5	379,9	505,0	552,0	579,5	606,4	636,3	702,1	860,6	1231,9

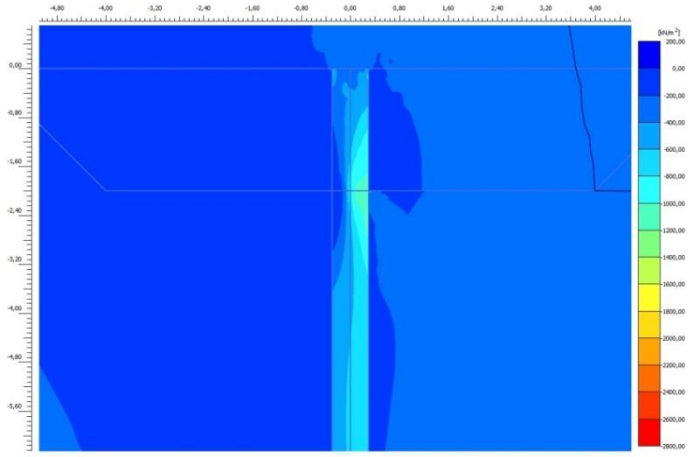


	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	254,3	253,7	253,2	251,7	251,0	250,6	250,4	250,5	251,0	251,8	253,1	258,6	254,0
2. Einstau 20 m	-226,1	-116,3	-6,4	28,7	95,2	174,4	234,8	268,8	265,7	268,4	283,5	331,2	448,6
3. Kriechen 10 d	-171,8	-75,1	21,6	54,5	118,6	192,5	229,7	223,4	226,8	233,0	252,3	302,8	398,1
4. Kriechen 100 d	-154,2	-61,3	31,6	63,0	124,9	194,9	215,8	211,5	216,5	223,6	243,6	294,5	384,3
5. Kriechen 1000 d	-138,6	-48,6	41,4	71,0	130,5	191,4	202,7	200,9	207,1	214,8	235,2	286,4	371,0

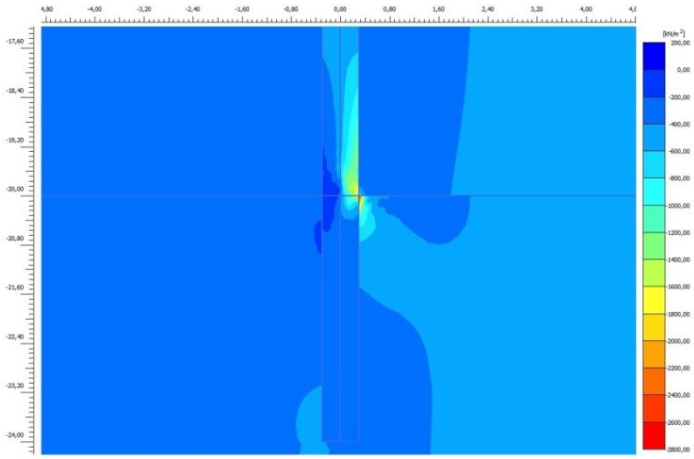
Anhang F Spannungsabbildungen - Variante B



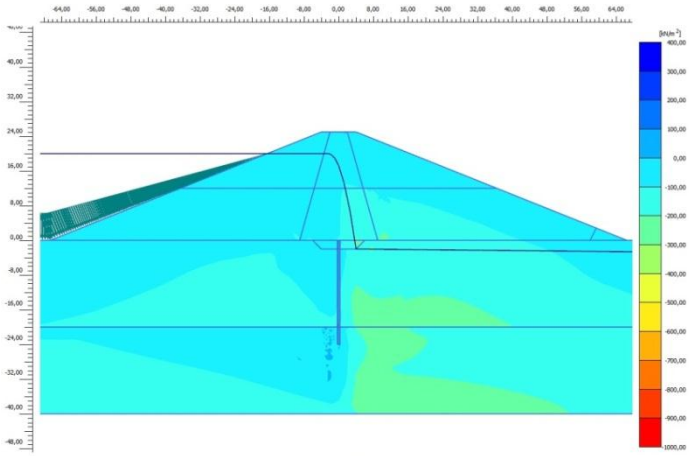
Dammtyp I – σ'_1



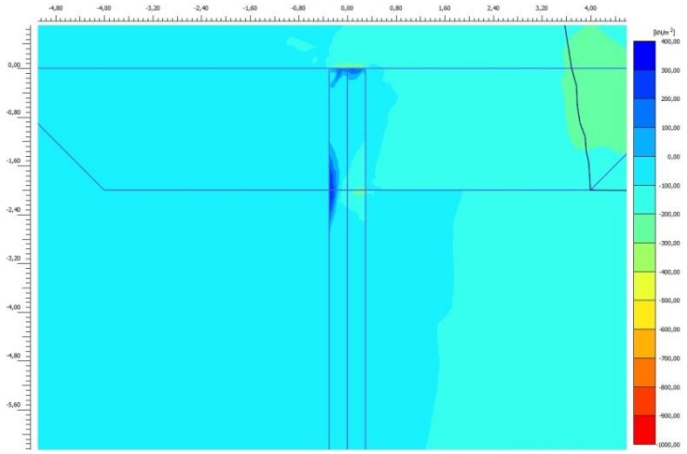
Dammtyp I – σ'_1 (Detailausschnitt -2 m)



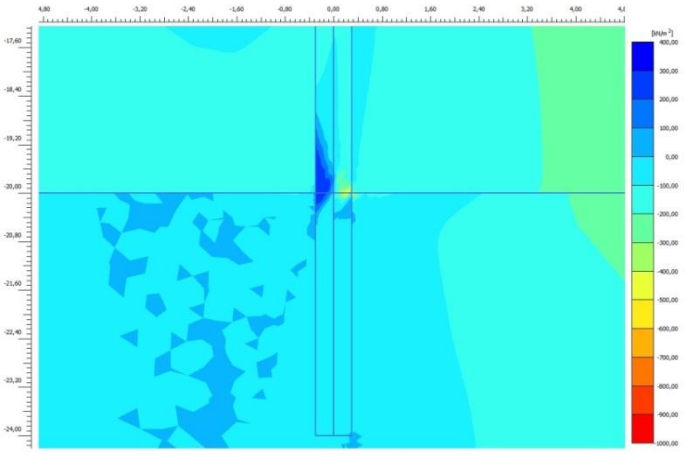
Dammtyp I – σ'_1 (Detailausschnitt -20 m)



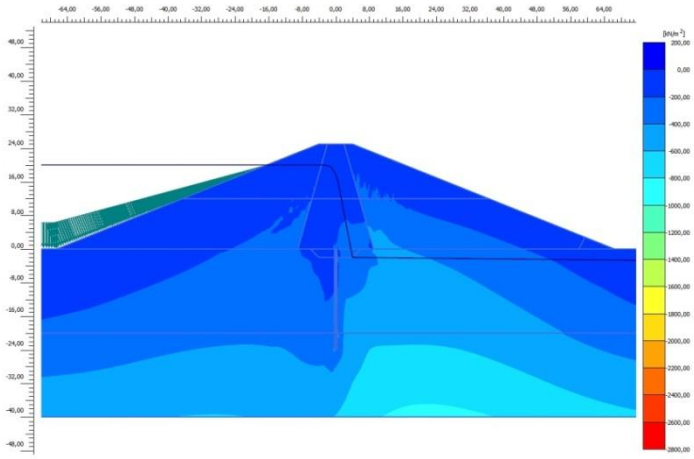
Dammtyp I – σ‘$_3$



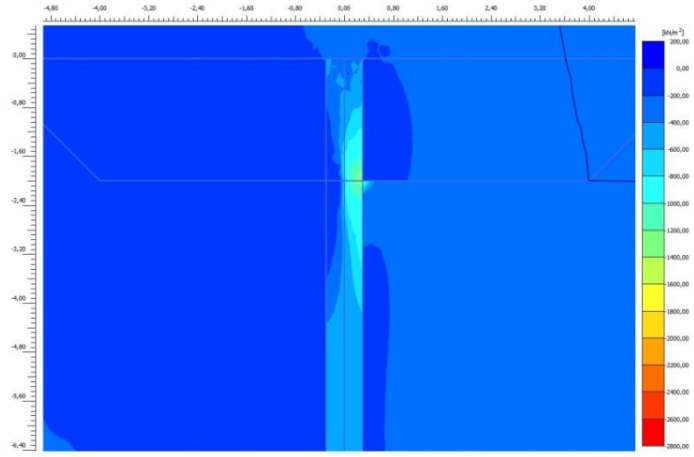
Dammtyp I – σ‘$_3$ (Detailausschnitt -2 m)



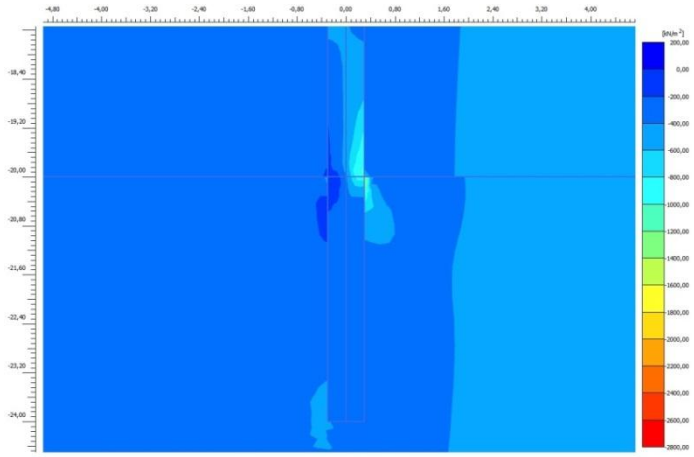
Dammtyp I – σ‘$_3$ (Detailausschnitt -20 m)



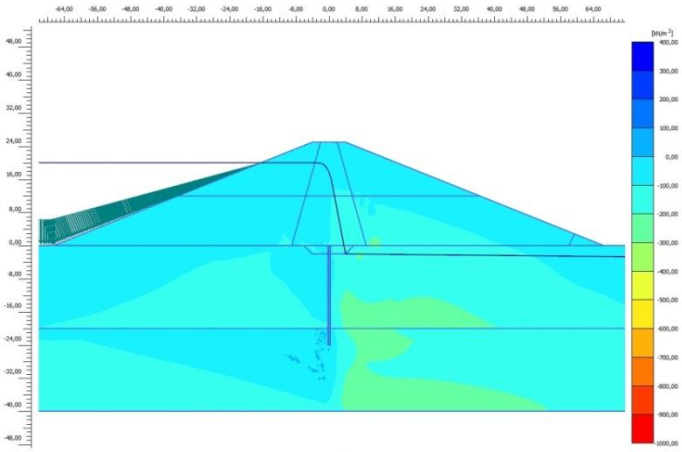
Dammtyp II – σ'_1



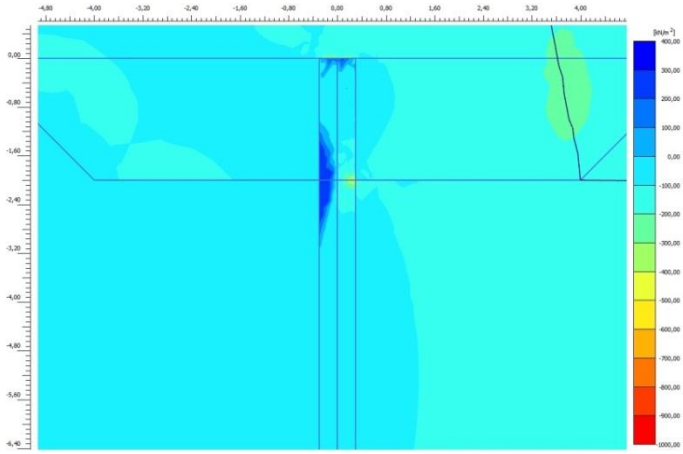
Dammtyp II – σ'_1 (Detailausschnitt -2 m)



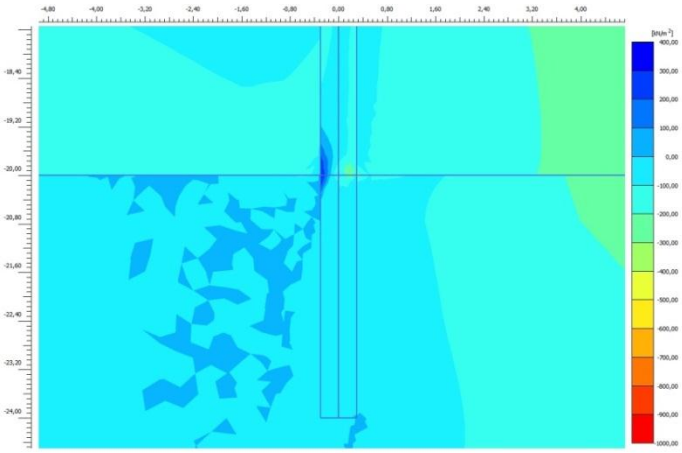
Dammtyp II – σ'_1 (Detailausschnitt -20 m)



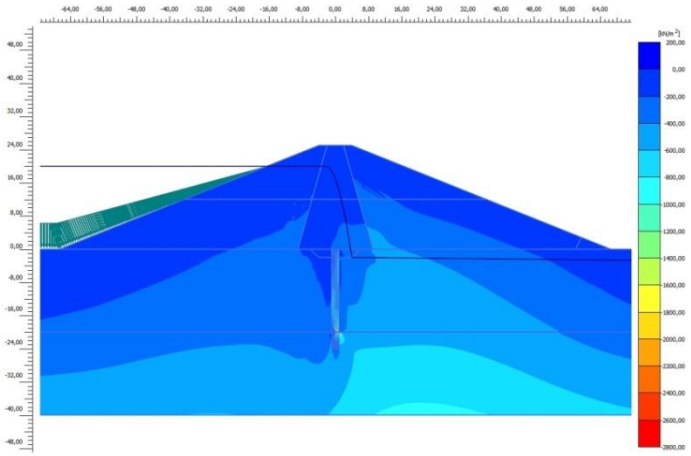
Dammtyp II – σ'_3



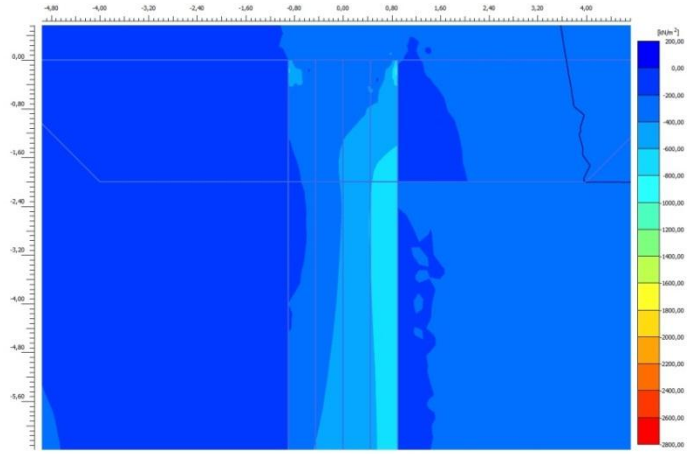
Dammtyp II – σ'_3 (Detailausschnitt -2 m)



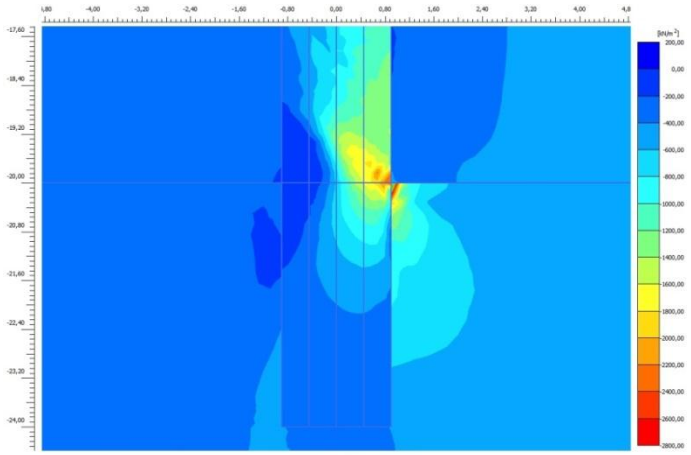
Dammtyp II – σ'_3 (Detailausschnitt -20 m)



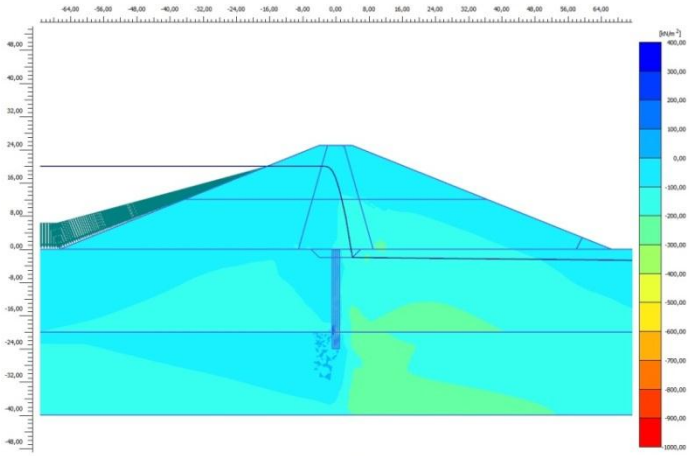
Dammtyp III – σ'_1



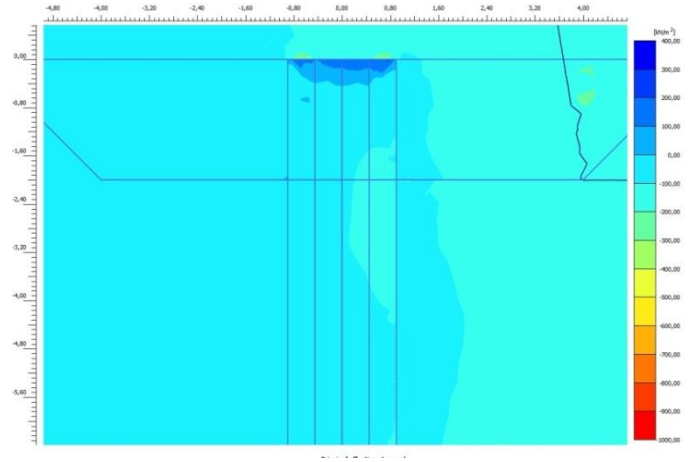
Dammtyp III – σ'_1 (Detailausschnitt -2 m)



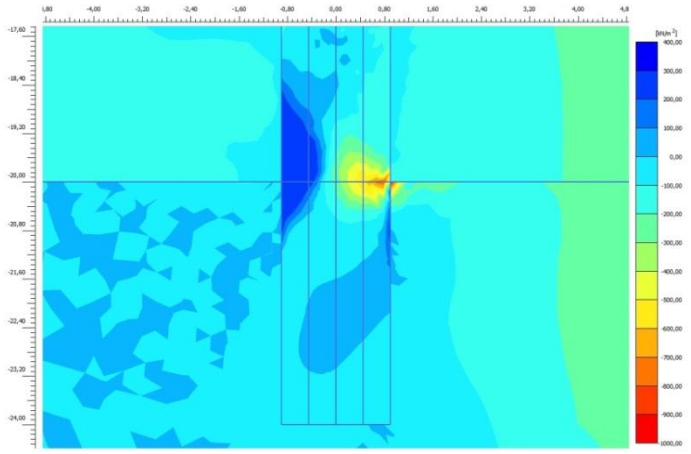
Dammtyp III – σ'_1 (Detailausschnitt -20 m)



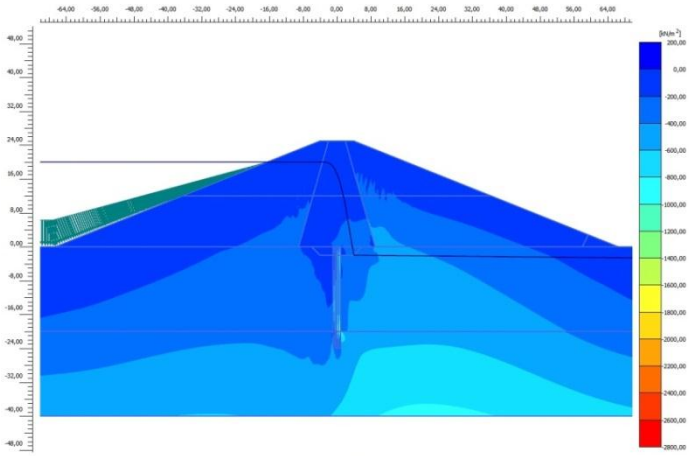
Dammtyp III – σ'_3



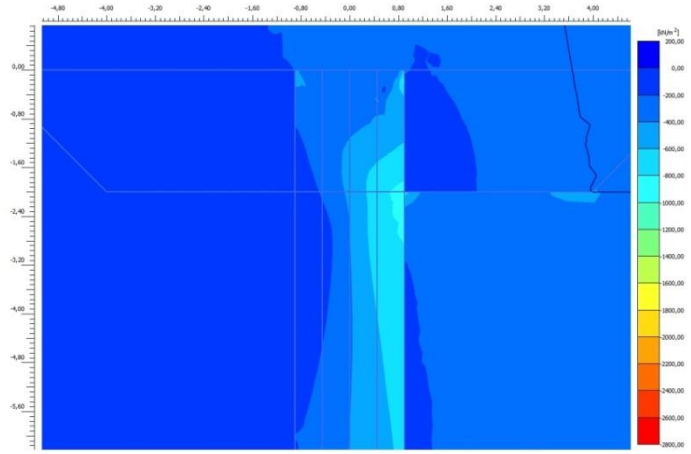
Dammtyp III – σ'_3 (Detailausschnitt -2 m)



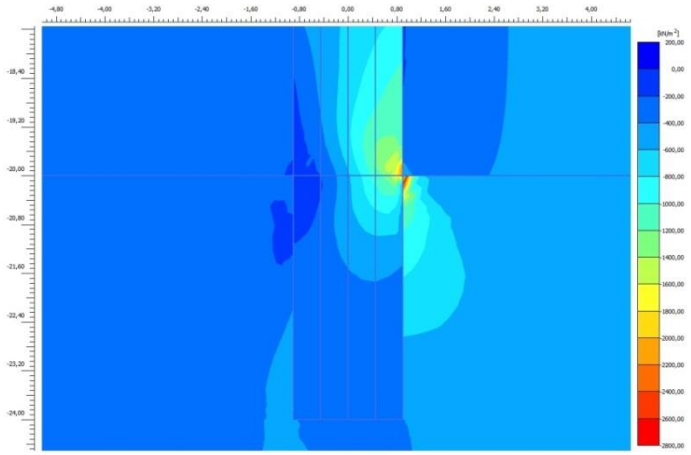
Dammtyp III – σ'_3 (Detailausschnitt -20 m)



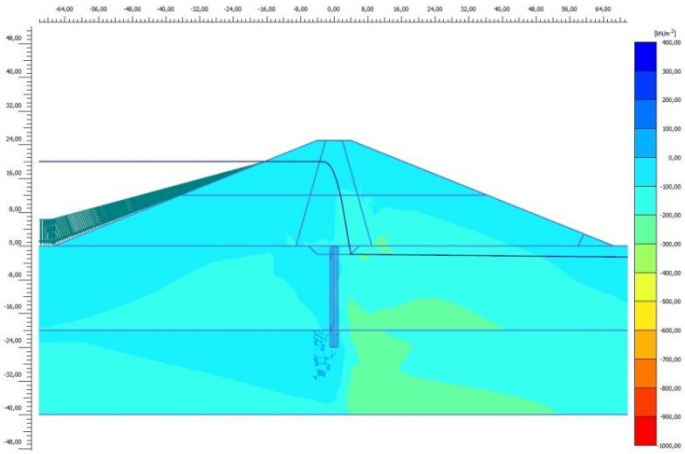
Dammtyp IV – σ'_1



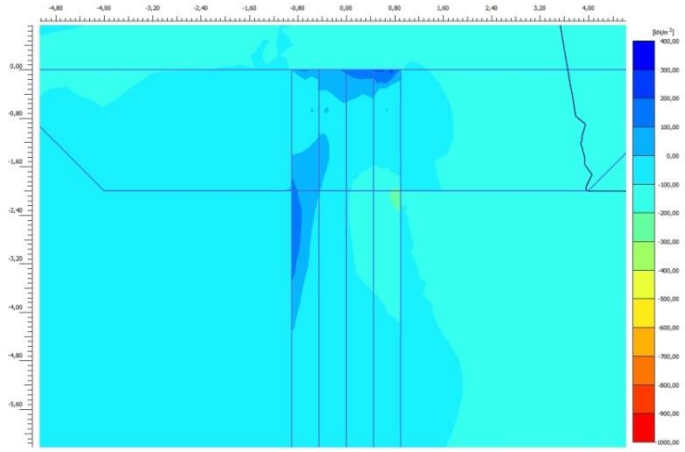
Dammtyp IV – σ'_1 (Detailausschnitt -2 m)



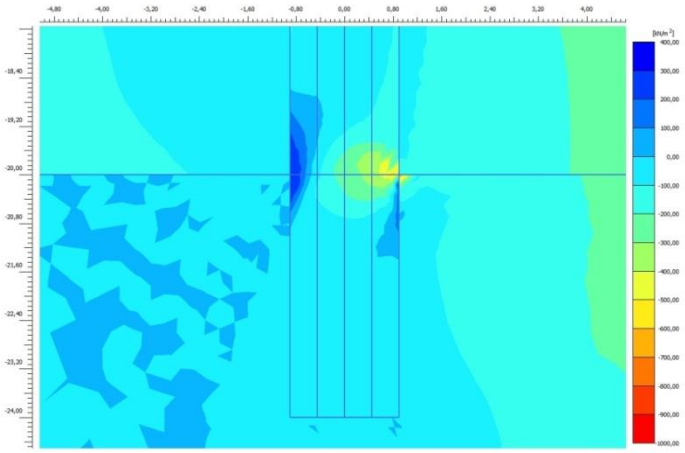
Dammtyp IV – σ'_1 (Detailausschnitt -20 m)



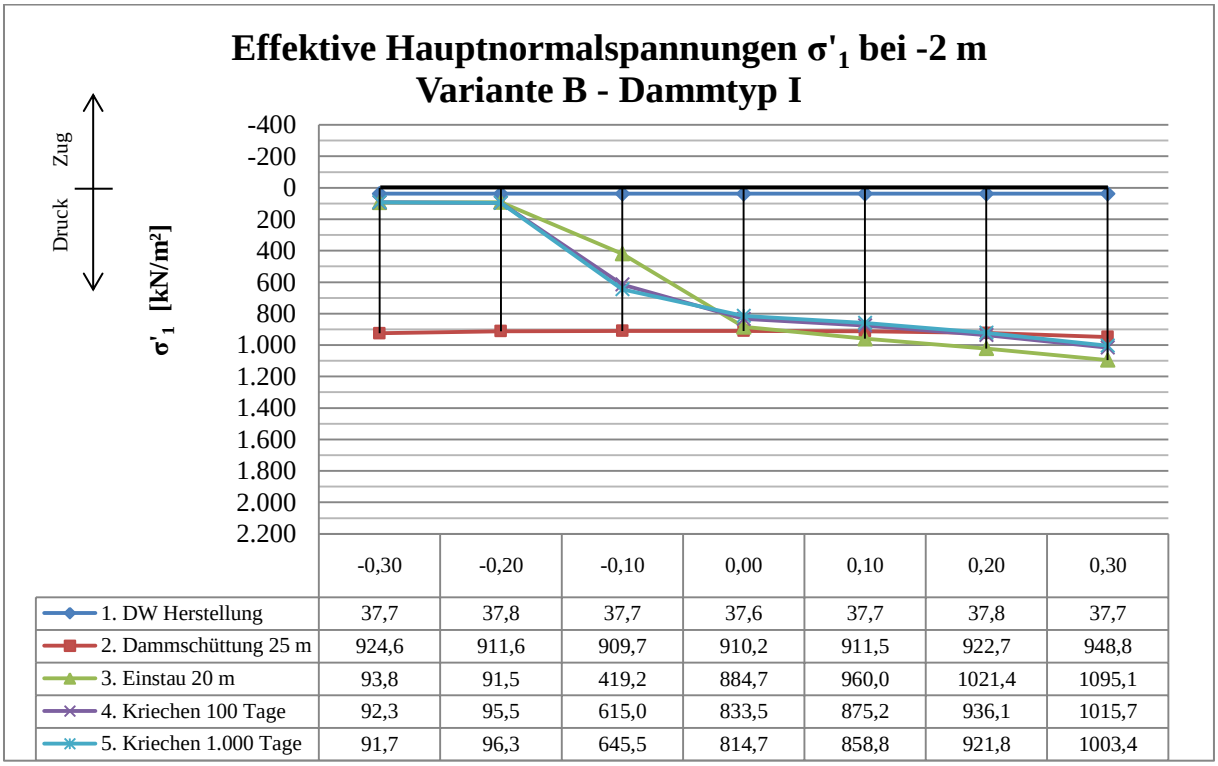
Dammtyp IV – σ'_3



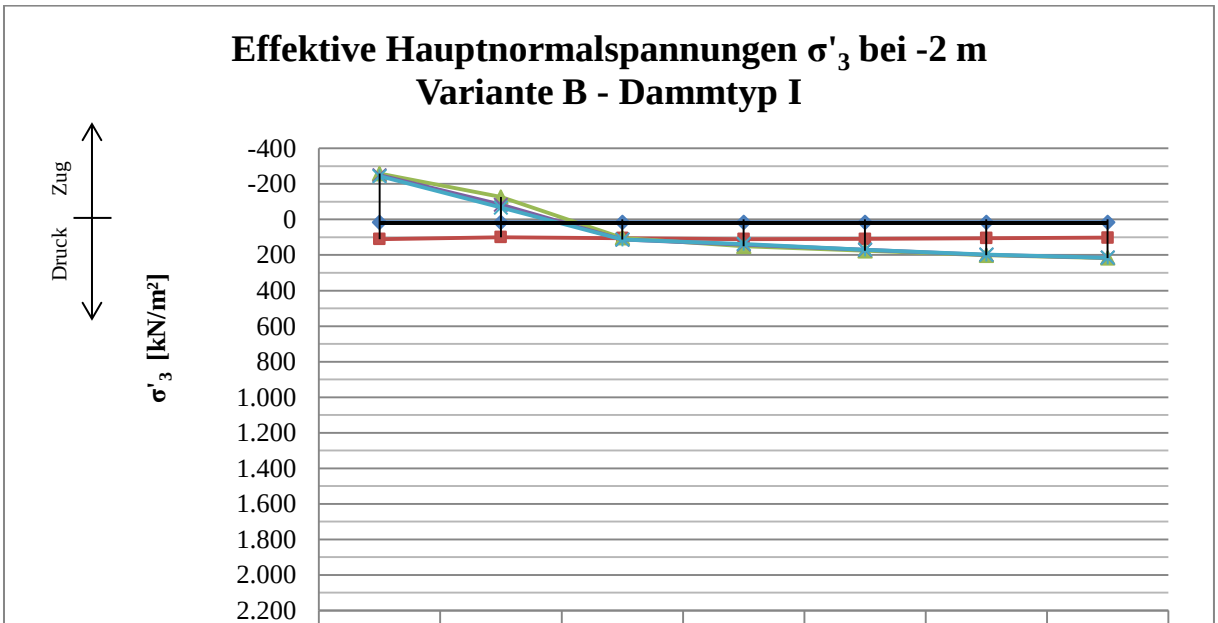
Dammtyp IV – σ'_3 (Detailausschnitt -2 m)



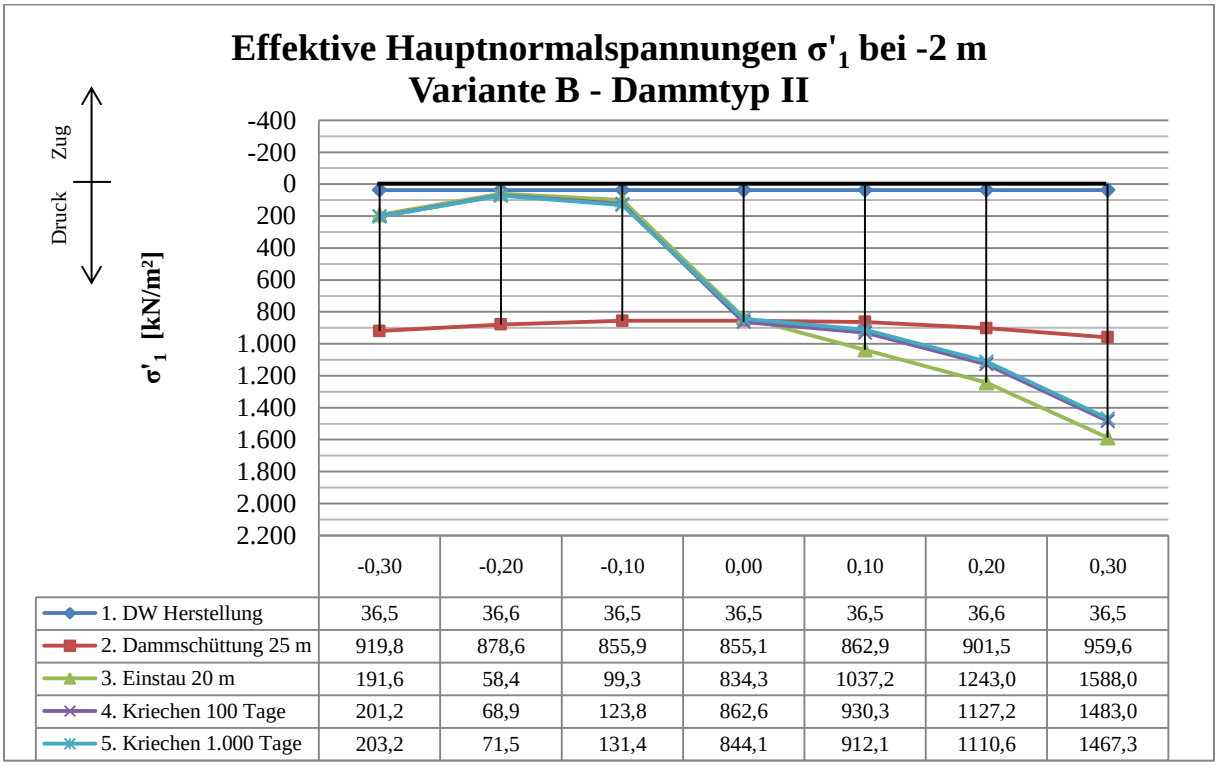
Dammtyp IV – σ'_3 (Detailausschnitt -20 m)



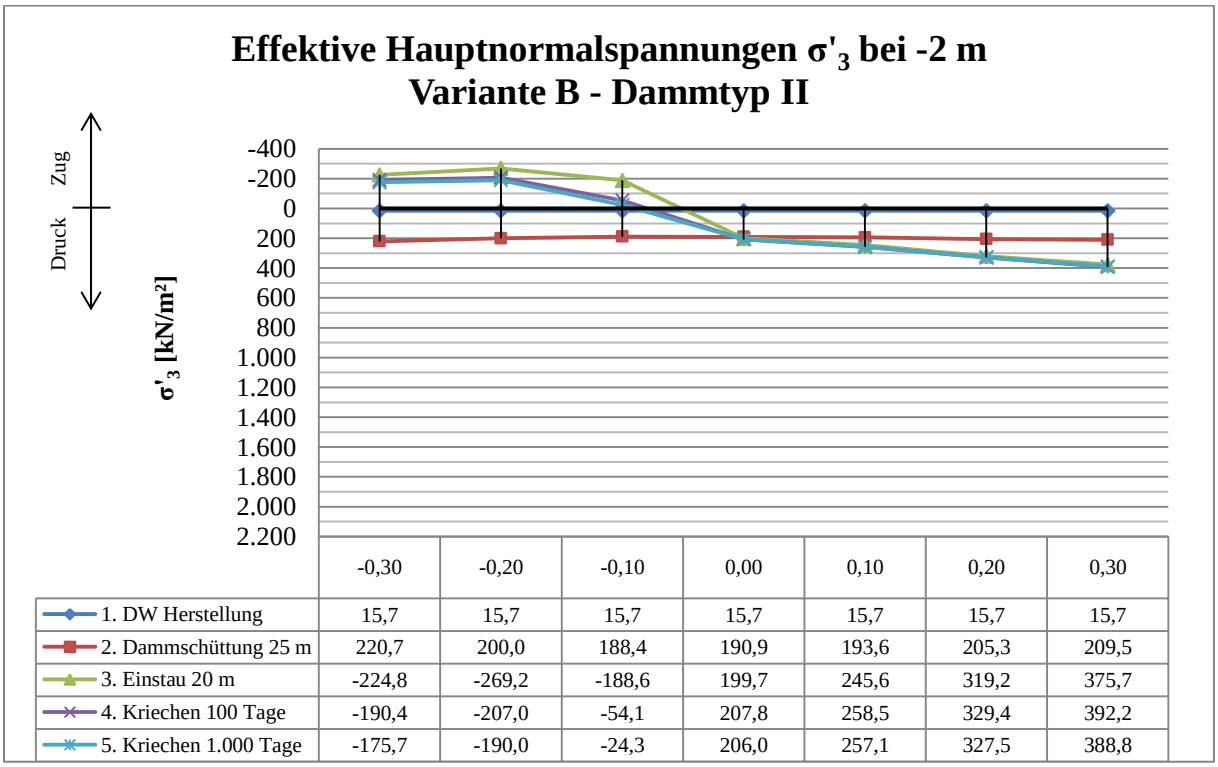
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	37,7	37,8	37,7	37,6	37,7	37,8	37,7
2. Dammschüttung 25 m	924,6	911,6	909,7	910,2	911,5	922,7	948,8
3. Einstau 20 m	93,8	91,5	419,2	884,7	960,0	1021,4	1095,1
4. Kriechen 100 Tage	92,3	95,5	615,0	833,5	875,2	936,1	1015,7
5. Kriechen 1.000 Tage	91,7	96,3	645,5	814,7	858,8	921,8	1003,4



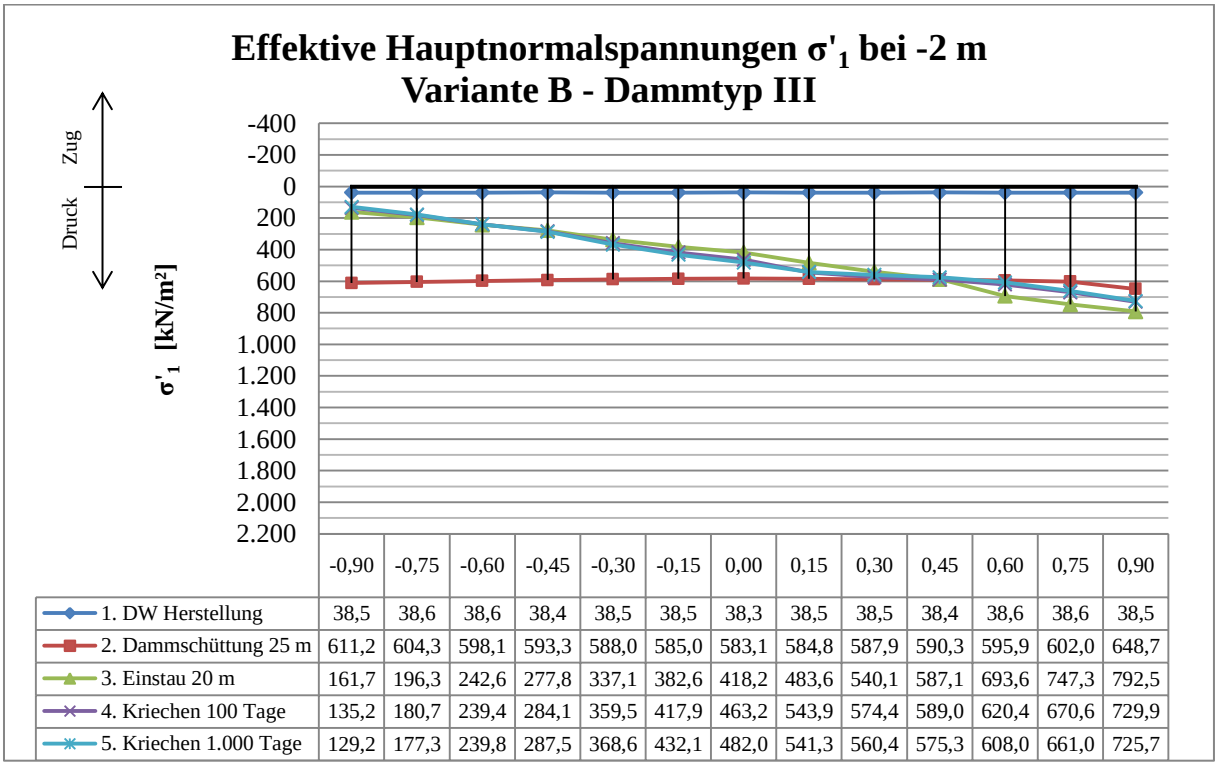
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8
2. Dammschüttung 25 m	110,3	99,2	105,4	110,4	109,5	104,7	102,2
3. Einstau 20 m	-257,4	-126,7	103,7	150,7	175,8	201,2	216,5
4. Kriechen 100 Tage	-248,8	-83,2	113,1	141,3	171,2	198,4	215,0
5. Kriechen 1.000 Tage	-243,5	-66,7	112,9	137,4	169,5	197,8	214,7



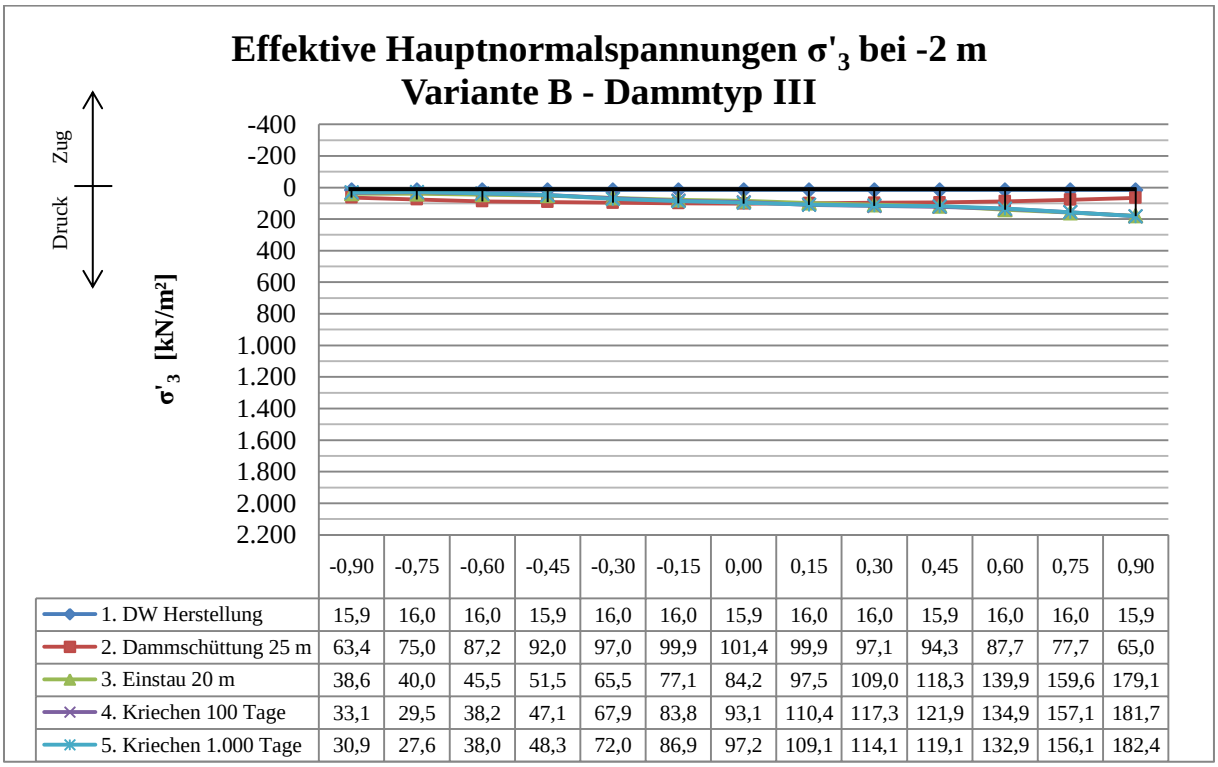
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	36,5	36,6	36,5	36,5	36,5	36,6	36,5
2. Dammschüttung 25 m	919,8	878,6	855,9	855,1	862,9	901,5	959,6
3. Einstau 20 m	191,6	58,4	99,3	834,3	1037,2	1243,0	1588,0
4. Kriechen 100 Tage	201,2	68,9	123,8	862,6	930,3	1127,2	1483,0
5. Kriechen 1.000 Tage	203,2	71,5	131,4	844,1	912,1	1110,6	1467,3



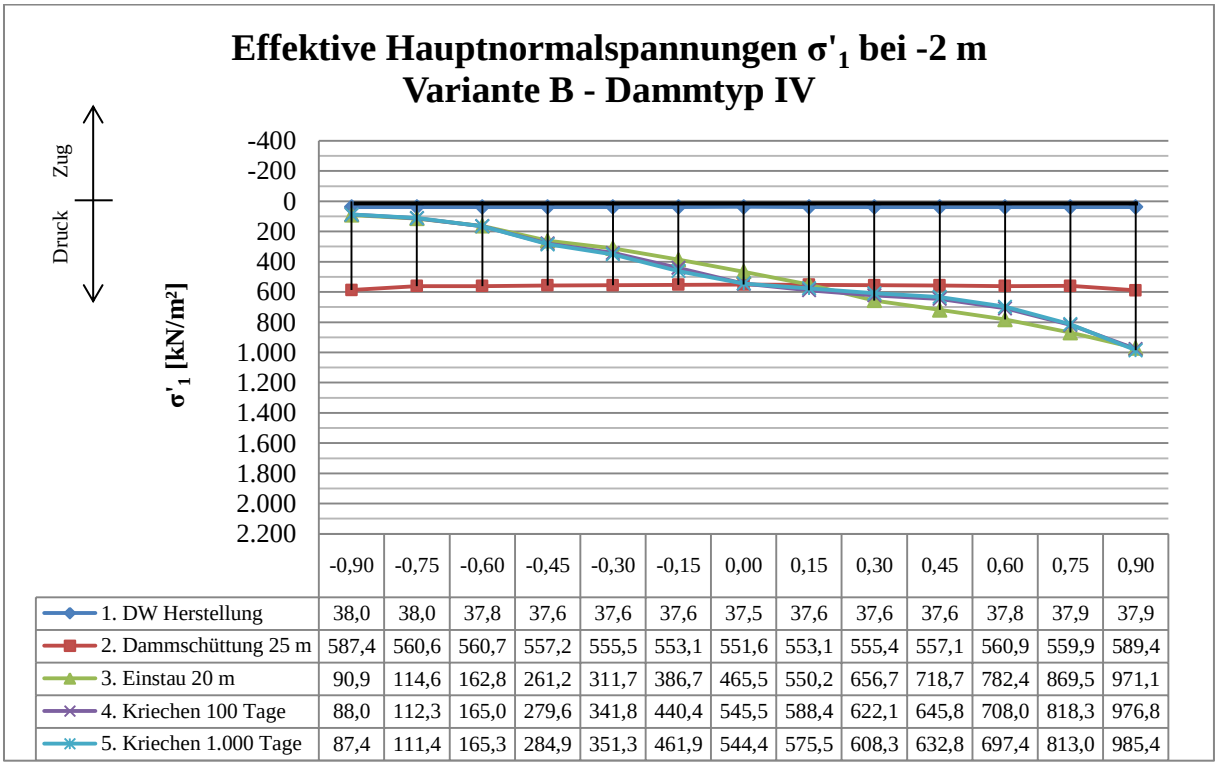
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
2. Dammschüttung 25 m	220,7	200,0	188,4	190,9	193,6	205,3	209,5
3. Einstau 20 m	-224,8	-269,2	-188,6	199,7	245,6	319,2	375,7
4. Kriechen 100 Tage	-190,4	-207,0	-54,1	207,8	258,5	329,4	392,2
5. Kriechen 1.000 Tage	-175,7	-190,0	-24,3	206,0	257,1	327,5	388,8



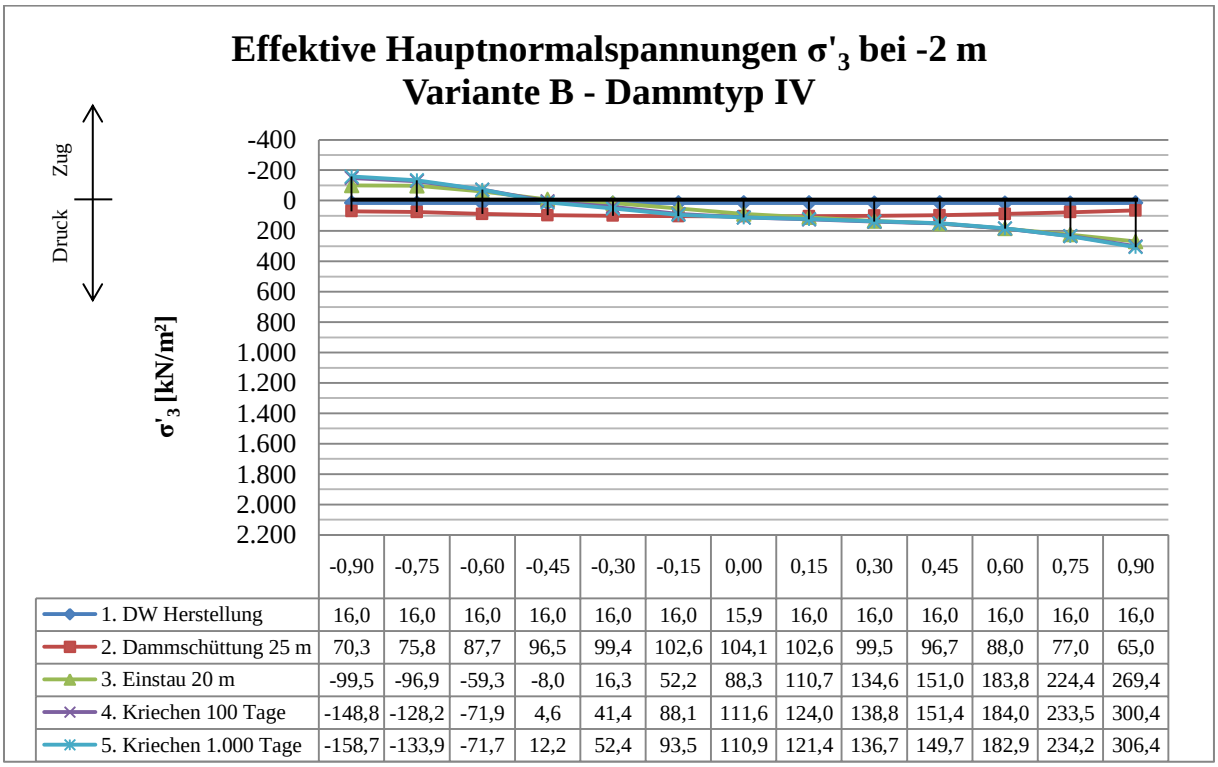
	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	38,5	38,6	38,6	38,4	38,5	38,5	38,3	38,5	38,5	38,4	38,6	38,6	38,5
2. Dammschüttung 25 m	611,2	604,3	598,1	593,3	588,0	585,0	583,1	584,8	587,9	590,3	595,9	602,0	648,7
3. Einstau 20 m	161,7	196,3	242,6	277,8	337,1	382,6	418,2	483,6	540,1	587,1	693,6	747,3	792,5
4. Kriechen 100 Tage	135,2	180,7	239,4	284,1	359,5	417,9	463,2	543,9	574,4	589,0	620,4	670,6	729,9
5. Kriechen 1.000 Tage	129,2	177,3	239,8	287,5	368,6	432,1	482,0	541,3	560,4	575,3	608,0	661,0	725,7



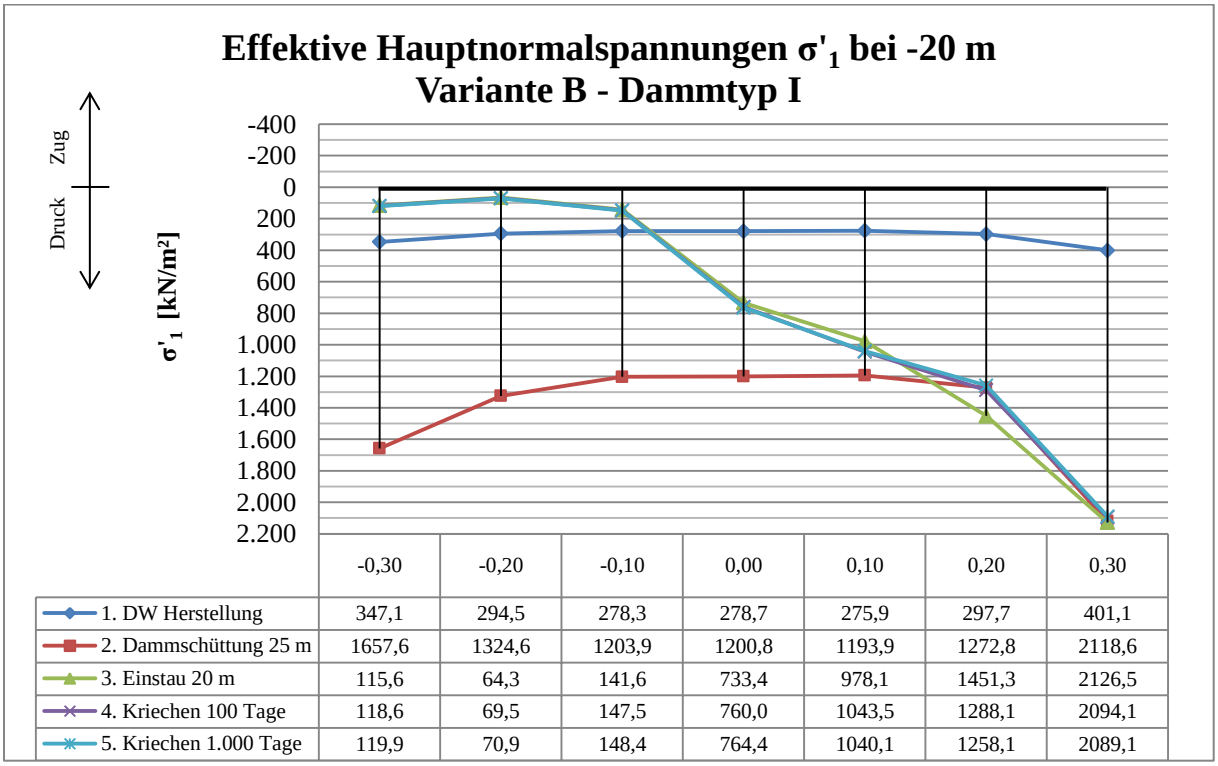
	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	15,9	16,0	16,0	15,9	16,0	16,0	15,9	16,0	16,0	15,9	16,0	16,0	15,9
2. Dammschüttung 25 m	63,4	75,0	87,2	92,0	97,0	99,9	101,4	99,9	97,1	94,3	87,7	77,7	65,0
3. Einstau 20 m	38,6	40,0	45,5	51,5	65,5	77,1	84,2	97,5	109,0	118,3	139,9	159,6	179,1
4. Kriechen 100 Tage	33,1	29,5	38,2	47,1	67,9	83,8	93,1	110,4	117,3	121,9	134,9	157,1	181,7
5. Kriechen 1.000 Tage	30,9	27,6	38,0	48,3	72,0	86,9	97,2	109,1	114,1	119,1	132,9	156,1	182,4



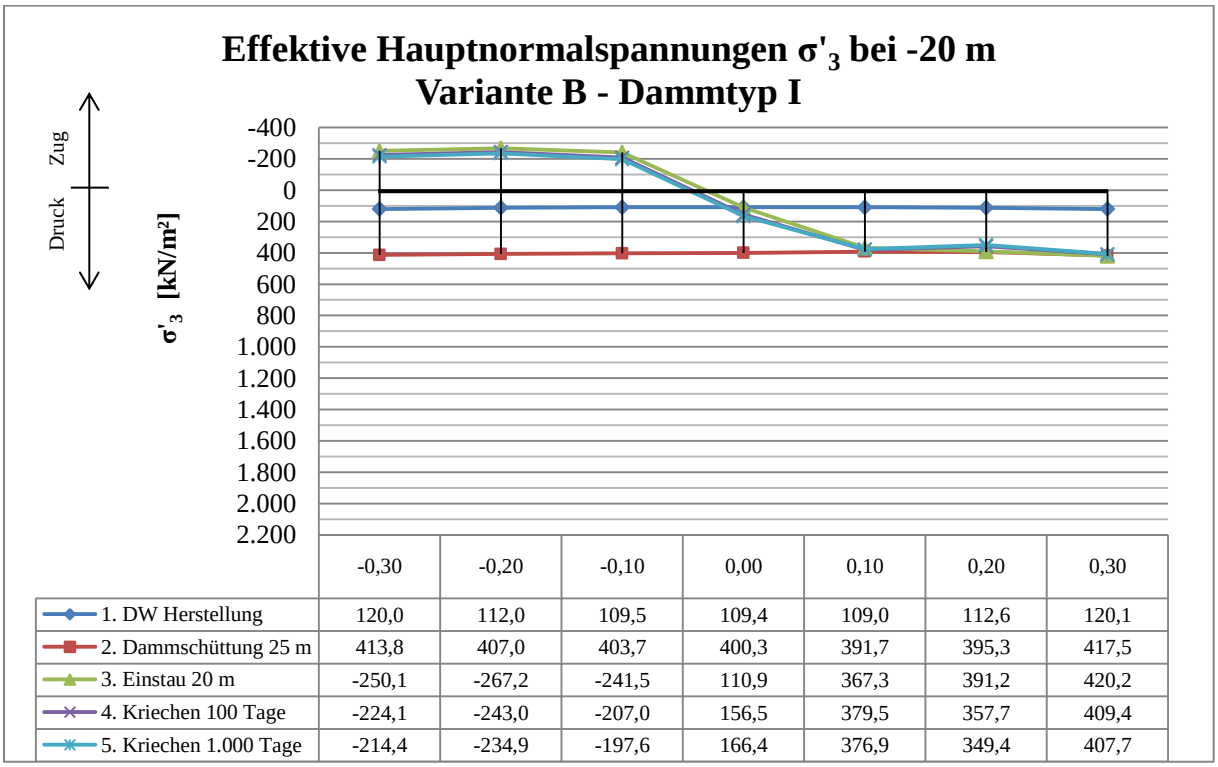
	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	38,0	38,0	37,8	37,6	37,6	37,6	37,5	37,6	37,6	37,6	37,8	37,9	37,9
2. Dammschüttung 25 m	587,4	560,6	560,7	557,2	555,5	553,1	551,6	553,1	555,4	557,1	560,9	559,9	589,4
3. Einstau 20 m	90,9	114,6	162,8	261,2	311,7	386,7	465,5	550,2	656,7	718,7	782,4	869,5	971,1
4. Kriechen 100 Tage	88,0	112,3	165,0	279,6	341,8	440,4	545,5	588,4	622,1	645,8	708,0	818,3	976,8
5. Kriechen 1.000 Tage	87,4	111,4	165,3	284,9	351,3	461,9	544,4	575,5	608,3	632,8	697,4	813,0	985,4



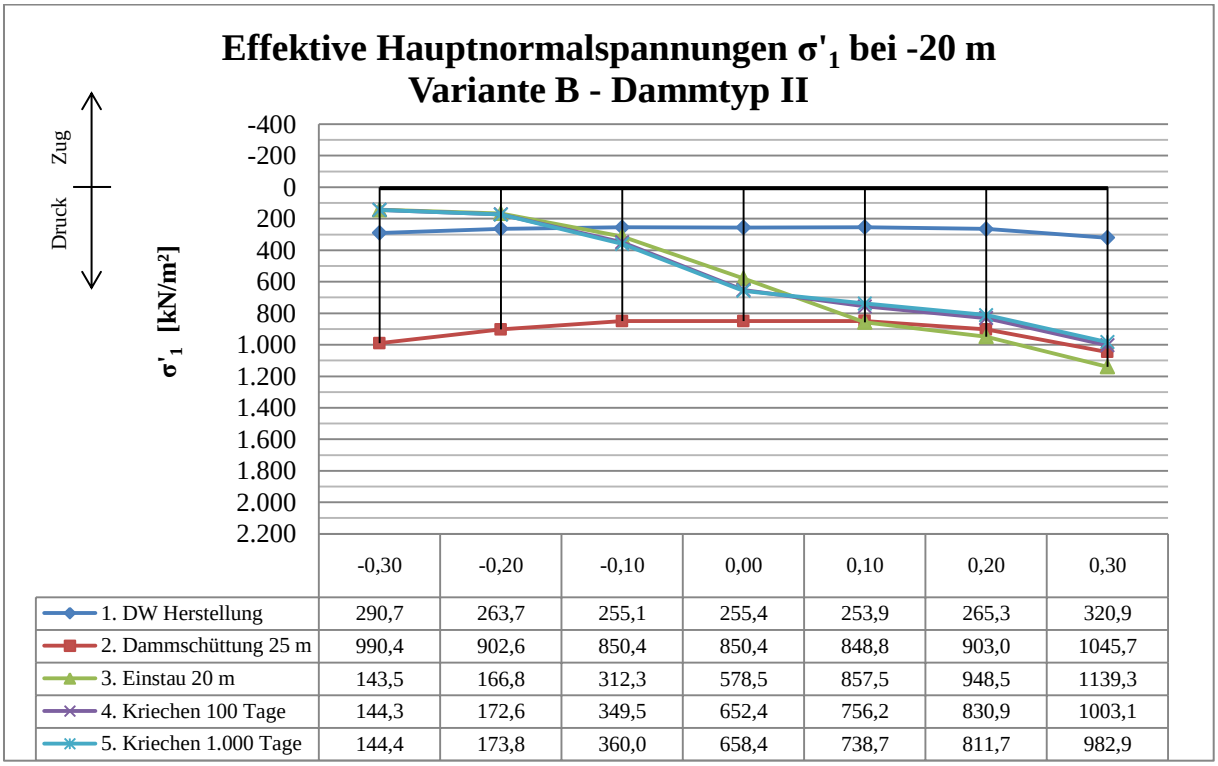
	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	16,0	16,0	16,0	16,0	16,0	16,0	15,9	16,0	16,0	16,0	16,0	16,0	16,0
2. Dammschüttung 25 m	70,3	75,8	87,7	96,5	99,4	102,6	104,1	102,6	99,5	96,7	88,0	77,0	65,0
3. Einstau 20 m	-99,5	-96,9	-59,3	-8,0	16,3	52,2	88,3	110,7	134,6	151,0	183,8	224,4	269,4
4. Kriechen 100 Tage	-148,8	-128,2	-71,9	4,6	41,4	88,1	111,6	124,0	138,8	151,4	184,0	233,5	300,4
5. Kriechen 1.000 Tage	-158,7	-133,9	-71,7	12,2	52,4	93,5	110,9	121,4	136,7	149,7	182,9	234,2	306,4



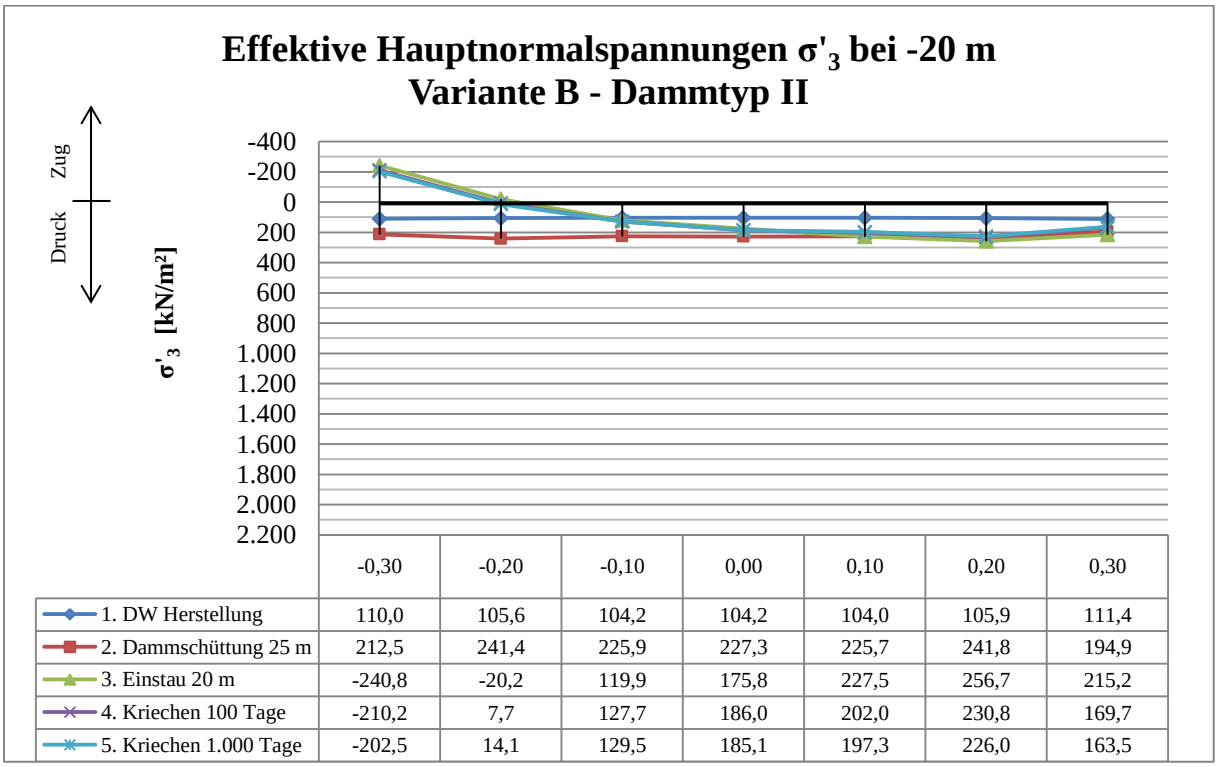
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	347,1	294,5	278,3	278,7	275,9	297,7	401,1
2. Dammschüttung 25 m	1657,6	1324,6	1203,9	1200,8	1193,9	1272,8	2118,6
3. Einstau 20 m	115,6	64,3	141,6	733,4	978,1	1451,3	2126,5
4. Kriechen 100 Tage	118,6	69,5	147,5	760,0	1043,5	1288,1	2094,1
5. Kriechen 1.000 Tage	119,9	70,9	148,4	764,4	1040,1	1258,1	2089,1



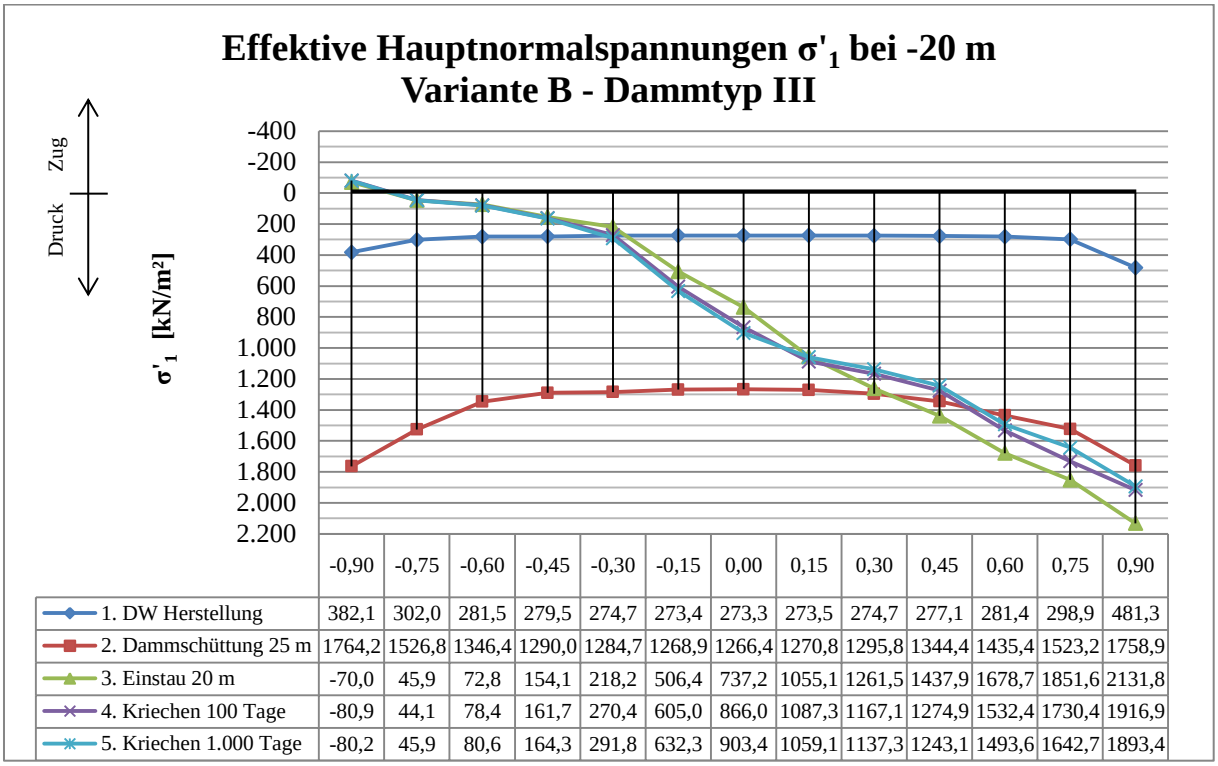
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	120,0	112,0	109,5	109,4	109,0	112,6	120,1
2. Dammschüttung 25 m	413,8	407,0	403,7	400,3	391,7	395,3	417,5
3. Einstau 20 m	-250,1	-267,2	-241,5	110,9	367,3	391,2	420,2
4. Kriechen 100 Tage	-224,1	-243,0	-207,0	156,5	379,5	357,7	409,4
5. Kriechen 1.000 Tage	-214,4	-234,9	-197,6	166,4	376,9	349,4	407,7



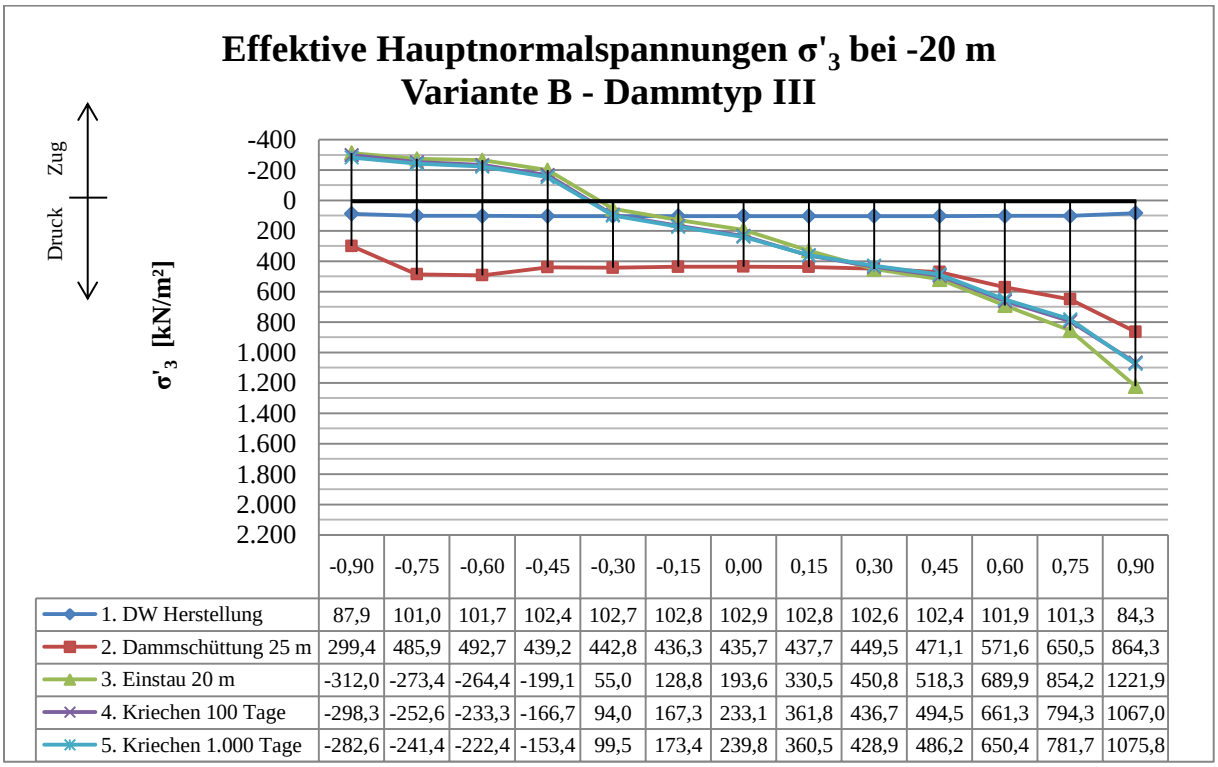
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	290,7	263,7	255,1	255,4	253,9	265,3	320,9
2. Dammschüttung 25 m	990,4	902,6	850,4	850,4	848,8	903,0	1045,7
3. Einstau 20 m	143,5	166,8	312,3	578,5	857,5	948,5	1139,3
4. Kriechen 100 Tage	144,3	172,6	349,5	652,4	756,2	830,9	1003,1
5. Kriechen 1.000 Tage	144,4	173,8	360,0	658,4	738,7	811,7	982,9



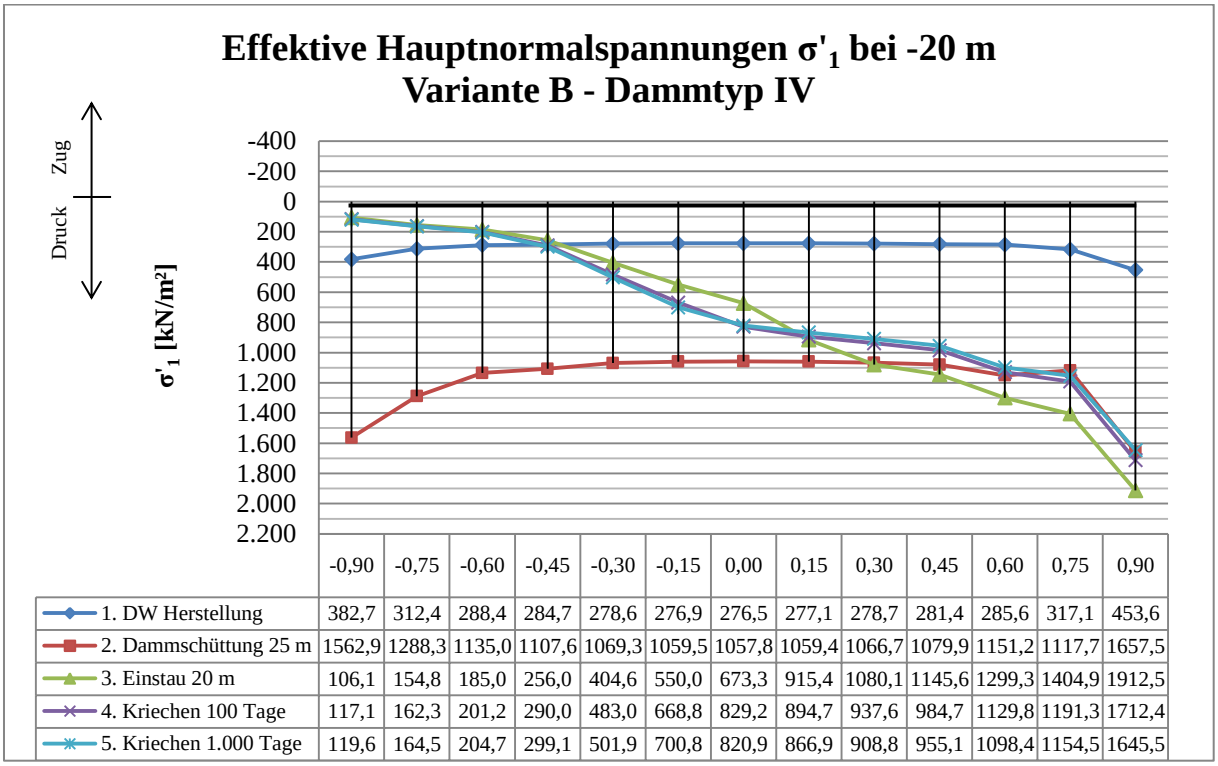
	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30
1. DW Herstellung	110,0	105,6	104,2	104,2	104,0	105,9	111,4
2. Dammschüttung 25 m	212,5	241,4	225,9	227,3	225,7	241,8	194,9
3. Einstau 20 m	-240,8	-20,2	119,9	175,8	227,5	256,7	215,2
4. Kriechen 100 Tage	-210,2	7,7	127,7	186,0	202,0	230,8	169,7
5. Kriechen 1.000 Tage	-202,5	14,1	129,5	185,1	197,3	226,0	163,5



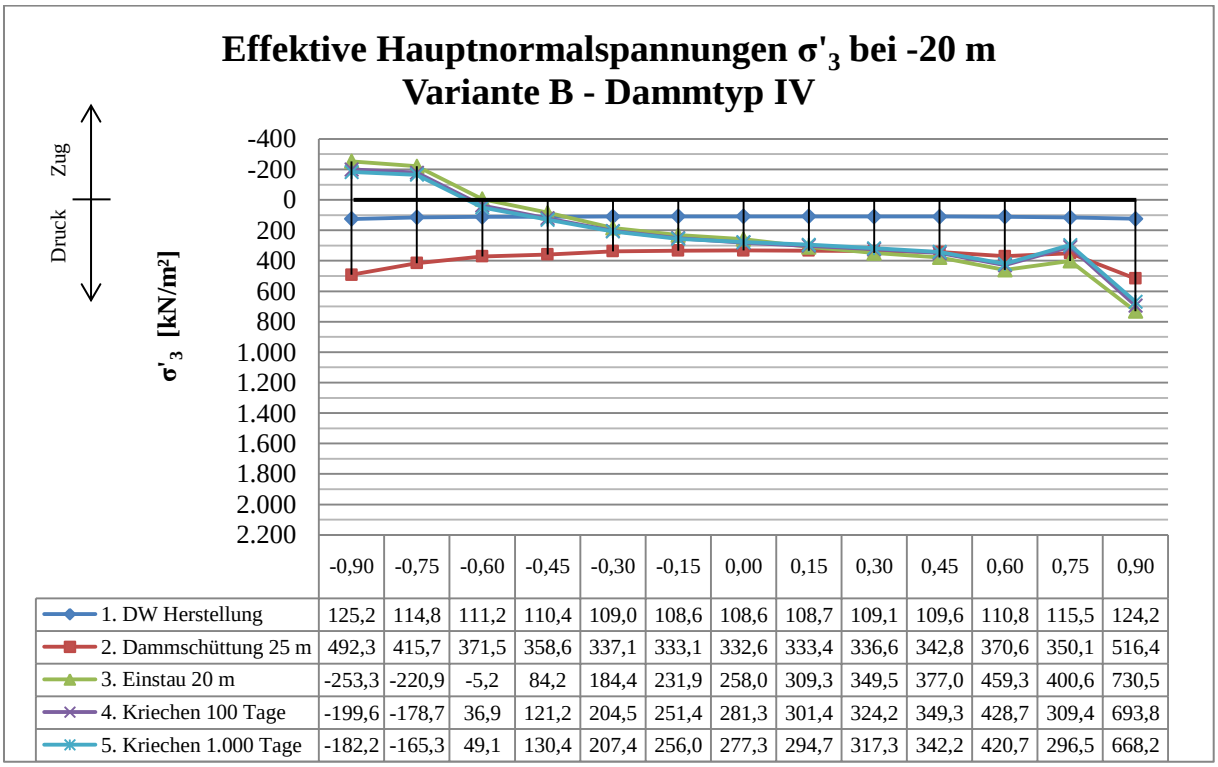
	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	382,1	302,0	281,5	279,5	274,7	273,4	273,3	273,5	274,7	277,1	281,4	298,9	481,3
2. Dammschüttung 25 m	1764,2	1526,8	1346,4	1290,0	1284,7	1268,9	1266,4	1270,8	1295,8	1344,4	1435,4	1523,2	1758,9
3. Einstau 20 m	-70,0	45,9	72,8	154,1	218,2	506,4	737,2	1055,1	1261,5	1437,9	1678,7	1851,6	2131,8
4. Kriechen 100 Tage	-80,9	44,1	78,4	161,7	270,4	605,0	866,0	1087,3	1167,1	1274,9	1532,4	1730,4	1916,9
5. Kriechen 1.000 Tage	-80,2	45,9	80,6	164,3	291,8	632,3	903,4	1059,1	1137,3	1243,1	1493,6	1642,7	1893,4



	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	87,9	101,0	101,7	102,4	102,7	102,8	102,9	102,8	102,6	102,4	101,9	101,3	84,3
2. Dammschüttung 25 m	299,4	485,9	492,7	439,2	442,8	436,3	435,7	437,7	449,5	471,1	571,6	650,5	864,3
3. Einstau 20 m	-312,0	-273,4	-264,4	-199,1	55,0	128,8	193,6	330,5	450,8	518,3	689,9	854,2	1221,9
4. Kriechen 100 Tage	-298,3	-252,6	-233,3	-166,7	94,0	167,3	233,1	361,8	436,7	494,5	661,3	794,3	1067,0
5. Kriechen 1.000 Tage	-282,6	-241,4	-222,4	-153,4	99,5	173,4	239,8	360,5	428,9	486,2	650,4	781,7	1075,8

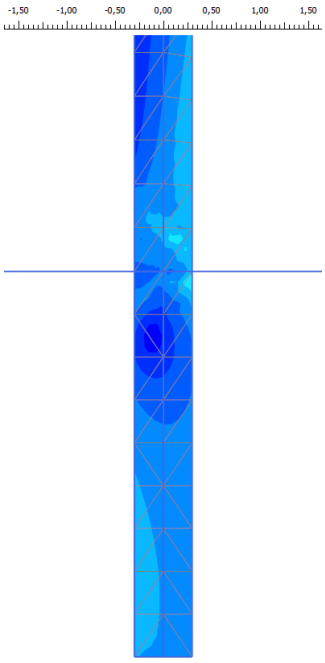


	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	382,7	312,4	288,4	284,7	278,6	276,9	276,5	277,1	278,7	281,4	285,6	317,1	453,6
2. Dammschüttung 25 m	1562,9	1288,3	1135,0	1107,6	1069,3	1059,5	1057,8	1059,4	1066,7	1079,9	1151,2	1117,7	1657,5
3. Einstau 20 m	106,1	154,8	185,0	256,0	404,6	550,0	673,3	915,4	1080,1	1145,6	1299,3	1404,9	1912,5
4. Kriechen 100 Tage	117,1	162,3	201,2	290,0	483,0	668,8	829,2	894,7	937,6	984,7	1129,8	1191,3	1712,4
5. Kriechen 1.000 Tage	119,6	164,5	204,7	299,1	501,9	700,8	820,9	866,9	908,8	955,1	1098,4	1154,5	1645,5

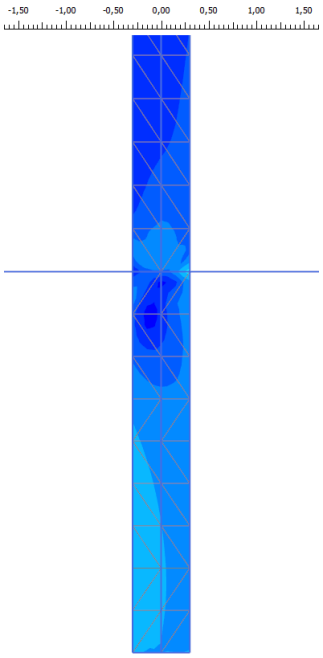


	-0,90	-0,75	-0,60	-0,45	-0,30	-0,15	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90
1. DW Herstellung	125,2	114,8	111,2	110,4	109,0	108,6	108,6	108,7	109,1	109,6	110,8	115,5	124,2
2. Dammschüttung 25 m	492,3	415,7	371,5	358,6	337,1	333,1	332,6	333,4	336,6	342,8	370,6	350,1	516,4
3. Einstau 20 m	-253,3	-220,9	-5,2	84,2	184,4	231,9	258,0	309,3	349,5	377,0	459,3	400,6	730,5
4. Kriechen 100 Tage	-199,6	-178,7	36,9	121,2	204,5	251,4	281,3	301,4	324,2	349,3	428,7	309,4	693,8
5. Kriechen 1.000 Tage	-182,2	-165,3	49,1	130,4	207,4	256,0	277,3	294,7	317,3	342,2	420,7	296,5	668,2

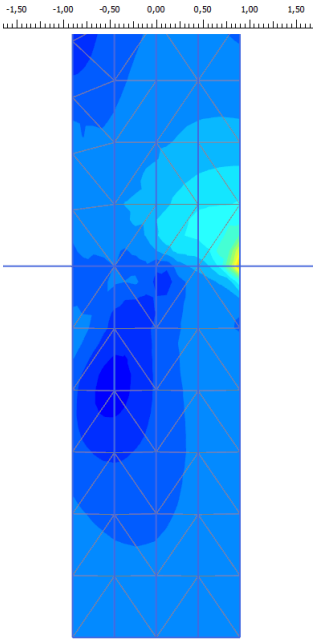
Anhang G Deviatorische Spannungen – Variante A



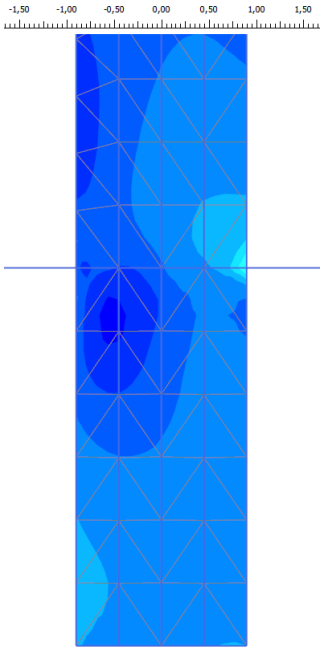
Dammtyp I -20 m



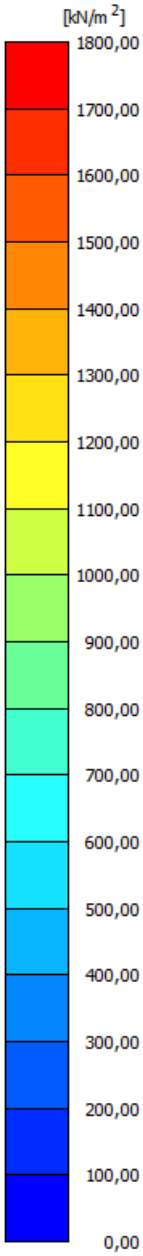
Dammtyp II -20 m



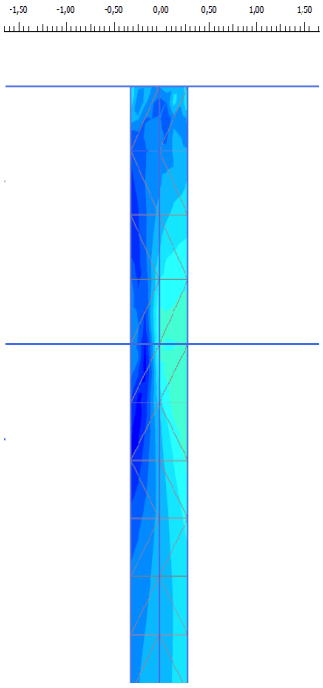
Dammtyp III -20 m



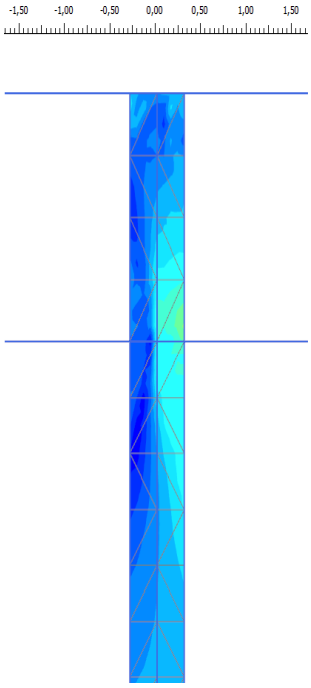
Dammtyp IV -20 m



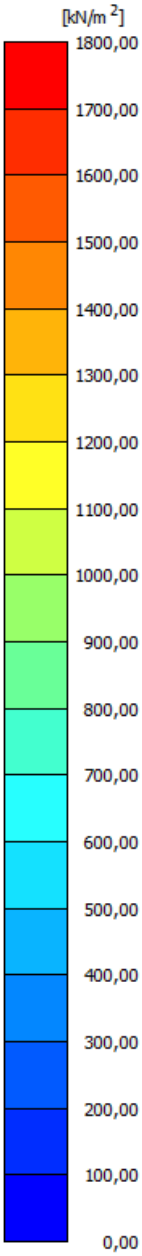
Anhang H Deviatorische Spannungen - Variante B

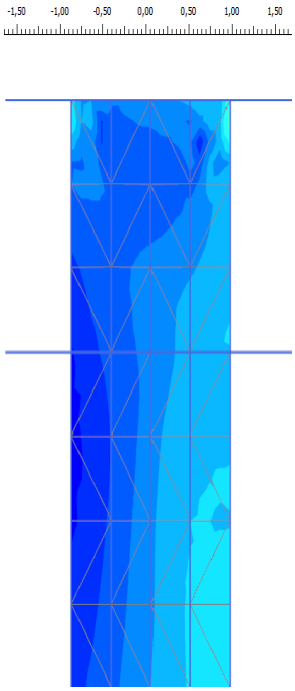


Dammtyp I -2 m

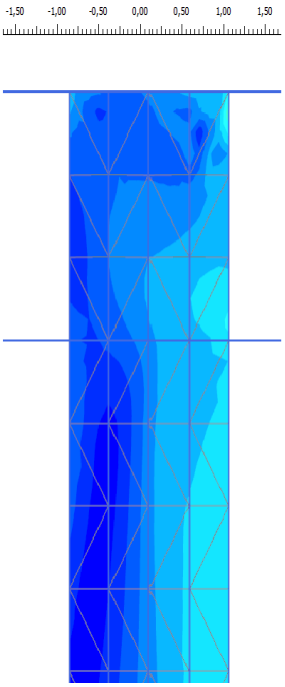


Dammtyp II -2 m

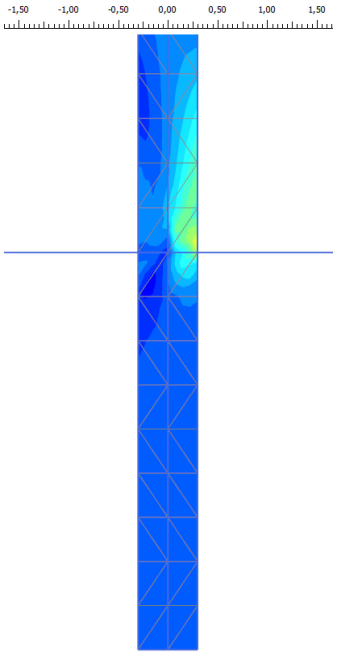




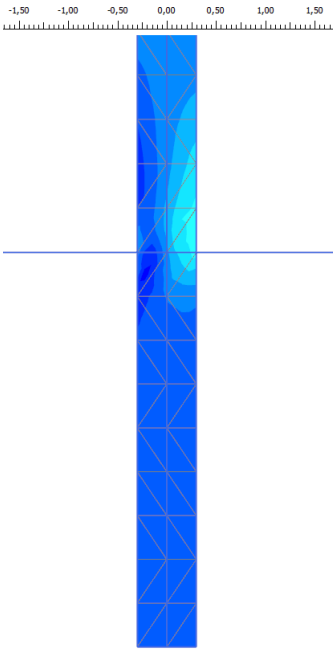
Dammtyp III -2 m



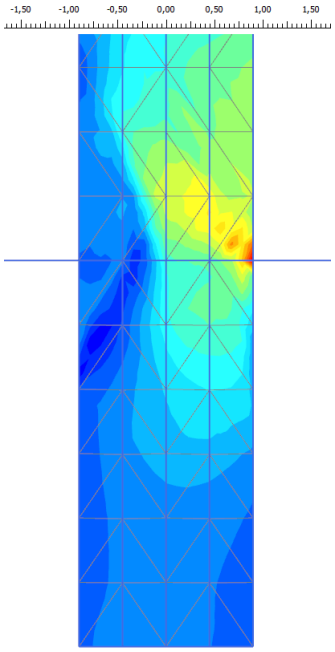
Dammtyp IV -2 m



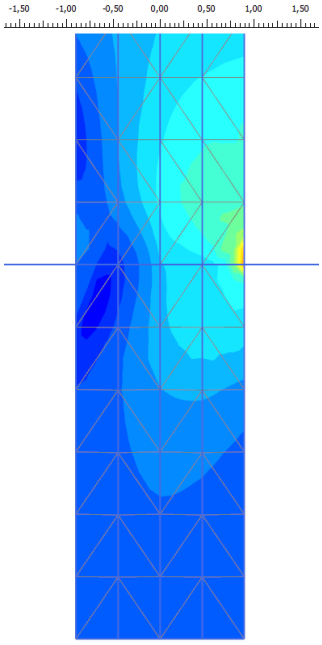
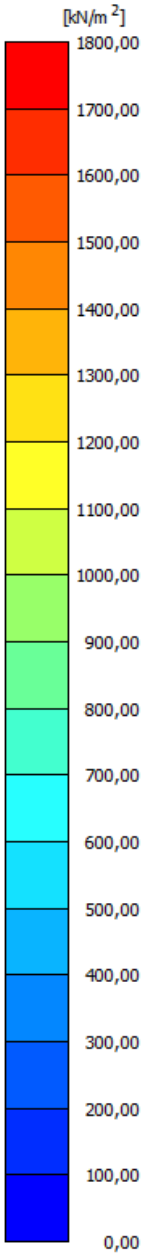
Dammtyp I -20 m



Dammtyp II -20 m



Dammtyp III -20 m



Dammtyp IV -20 m