



# **DIPLOMARBEIT**

MASTER'S THESIS

## **Ein Beitrag zur Untersuchung von Verformungsproblemen an Steinschüttdämmen mittels elasto-plastischer Stoffgesetze**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des Akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs  
unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

**Peter Tschernutter**

Am Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie-Abteilung Wasserbau  
E222

Eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Adrian Kainrath**

0325500

Auerlingstraße 6

8750 Judenburg

Wien, Oktober 2009

.....  
(Adrian Kainrath)

## **Vorwort**

### **Ein kurzes Wort des Dankes**

Mein Dank gilt an dieser Stelle jenen Personen die mich in den letzten Jahren begleitet und gefördert haben. Ohne die große Unterstützung und das Interesse meiner Familie wäre diese Arbeit und mein Studium nicht möglich gewesen. Des weiteren danke ich meiner Freundin Birgit für Ihre große Geduld und Ihr Interesse beim Entstehen dieser Arbeit. Widmen möchte ich diese Arbeit meinem Vater in Erinnerung und als Dankeschön für die Förderung meiner technischen Interessen in jungen Jahren.

Ebenfalls bedanken möchte ich mich bei der Salzburg AG, insbesondere bei Herrn Dipl.-Ing. Seiwald für die Unterstützung und die zur Verfügung gestellten Unterlagen.

Weiters gilt mein besonderer Dank Herrn Professor Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter für die Möglichkeit zu dieser Arbeit und die Betreuung.

## **Kurzfassung**

Die Erhöhung von Staudämmen stellt aufgrund der Eingriffe in bestehende Strukturen und Anlagen immer ein gewisses Risiko dar. Insbesondere die zusätzlich aufgebrachten Lasten können sich ungünstig auf das Verhalten des Bestandsdammes auswirken und teilweise unerwartete Setzungen hervorrufen. Im Zuge dieser Diplomarbeit wird das Verformungsverhalten des Steinschüttdammes Bockhartsee analysiert. Dort traten nach der Dammerhöhung starke Setzungen auf, deren Ursache nicht klar ausgemacht werden konnten.

Weiters wird in dieser Arbeit näher auf die spezifischen Eigenschaften und das Verhalten von Steinschüttmaterial eingegangen. Es wird versucht einen Überblick über den vorhandenen Wissensstand zu vermitteln. Zudem werden Methoden angeführt, die es ermöglichen, spezifische Materialkennwerte und Parameter für eine Berechnung abzuschätzen.

Die Berechnung der Dammerhöhung Bockhartsee erfolgt unter Verwendung des *Hardening Soil* Stoffgesetzes. Die Berechnungsergebnisse zeigten eine klare Übereinstimmung im charakteristischen Verhalten des Staudammes in Bezug zu den Stauhöhen wodurch Rückschlüsse auf die Ursache dieser großen unerwarteten Setzungen getroffen werden konnten.

## **Abstract**

This master thesis contributes to the analysis of the deformation characteristics of rockfill dams due to their increase in height. Interferences in existing dams are always a certain risk, particularly when additional load is applied. In the case of the Bockhartseedam the extension with a back-filled cantilever wall resulted in big unexpected settlements. The aim of this work is to analyse the deformation characteristics of the dam to draw conclusions regarding the cause of the settlements. The first part gives an overview of the characteristic behaviour of rockfill and the standard of knowledge. Furthermore methods to estimate the parameters for rockfill material are provided. In the second part this work analyses the deformation behaviour of the Bockhartseedam with the Finite Element method, using the hardening soil model. The calculation results are showing a large consistency with the measured deformation, so that it was possible to draw conclusions about the cause of the settlements.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1 EINLEITUNG.....</b>	<b>1</b>
1.1 Geschichtliche Entwicklung.....	3
1.2 Arten von Staudämmen.....	5
1.2.1 homogener Damm.....	5
1.2.2 gegliederte Dämme (Zonendämme).....	6
<b>2 STEINSCHÜTTUNGEN.....</b>	<b>8</b>
2.1 Steinschüttmaterial.....	8
2.1.1 Korngröße.....	8
2.1.2 Kornform und Kornrauigkeit.....	9
2.1.3 Durchlässigkeit.....	10
2.2 Einflüsse auf die Scherfestigkeit.....	10
2.2.1 Kornform.....	11
2.2.2 Einfluss feinkörniger Verunreinigungen.....	11
2.2.3 Spannung.....	12
2.2.4 Verdichtung.....	13
2.2.5 Korngröße.....	15
2.2.6 Verfahren zur Abschätzung des spannungsabhängigen Reibungswinkels.....	17
2.2.7 Zusammenfassung der Einflüsse auf den Reibungswinkel.....	22
2.3 Setzungsverhalten von Steinschüttungen.....	23
2.3.1 Physikalischer Hintergrund - Abrieb und Kornbruch.....	23
2.3.2 Einflüsse auf die Verformbarkeit.....	25
2.3.3 Einfluss der Gesteinsfestigkeit.....	27
2.3.4 Sättigungssetzungen.....	29
2.3.5 Steifigkeit.....	30
2.4 Hyperbolisches Stoffgesetz von Duncan und Chang.....	35
2.4.1 Be- und Entlastungsmodul.....	38
2.4.2 Querdehnzahl.....	39
<b>3 STAUDAMM BOCKHARTSEE.....</b>	<b>40</b>

3.1 Allgemeines.....	40
3.1.1 Beschreibung.....	40
3.1.2 Dammaufbau.....	40
3.1.3 Dammerhöhung.....	42
3.2 Messprogramm und Instrumentierung.....	45
3.2.1 Geodätische und trigonometrische Einmessung von Punkten.....	46
3.2.2 Setzungs- und Verschiebungspegel.....	47
3.2.3 Gleitmikrometer.....	49
3.2.4 Klinometer.....	50
3.2.5 Fugenspaltmessung.....	51
3.2.6 Spannungsmessungen.....	52
3.2.7 Hängelotmessung.....	54
3.3 Setzungsverhalten.....	55
3.3.1 Bauende und erster Einstau.....	55
3.3.2 Langzeitverhalten.....	55
3.3.3 Setzungsverhalten nach der Erhöhung.....	55
<b>4 NUMERISCHE BERECHNUNG.....</b>	<b>58</b>
4.1 Programmbeschreibung Plaxis.....	58
4.2 Hardening Soil Stoffgesetz.....	59
4.2.1 Berücksichtigung isotroper Spannungszustände.....	60
4.2.2 Triaxialversuche als Basis für das Hardening Soil Stoffgesetz.....	61
4.2.3 Ent- und Wiederbelastungsmodul.....	63
4.2.4 Reibungsverfestigung, Kompressionsverfestigung.....	64
4.2.5 Volumsverzerrung.....	67
4.2.6 Parameter des Hardening Soil Stoffgesetzes.....	69
4.3 Berechnungsgrundlagen.....	70
4.3.1 Modell.....	70
4.3.2 Vorgangsweise.....	72
4.3.3 Materialien und Kennwerte.....	74
<b>5 BERECHNUNGSERGEBNISSE.....</b>	<b>80</b>
5.1 Bestand.....	80

5.1.1	<i>Ende der Bauphase</i> .....	80
5.1.2	<i>Setzungen und Verschiebungen</i> .....	82
5.1.3	<i>Kernwandverformung</i> .....	83
5.2	Erster Vollstau.....	84
5.2.1	<i>Setzungen und Verschiebungen</i> .....	84
5.2.2	<i>Kernwandverformung</i> .....	85
5.2.3	<i>Vergleich der FE Analyse mit den Messwerten</i> .....	88
5.3	Dammerhöhung.....	90
5.3.1	<i>Ende der Bauphase</i> .....	90
5.3.2	<i>Erster Einstau</i> .....	93
5.3.3	<i>1.Abstau</i> .....	96
5.3.4	<i>zweites und drittes Stauspiel</i> .....	99
5.3.5	<i>Setzungspegel</i> .....	99
5.3.6	<i>Inklinometermessungen</i> .....	100
5.3.7	<i>Kernwandverschiebung</i> .....	100
5.4	Ursache der Setzungen.....	101
<b>6</b>	<b>SCHLUSSFOLGERUNG</b> .....	<b>106</b>
<b>7</b>	<b>LITERATURVERZEICHNIS</b> .....	<b>108</b>
<b>8</b>	<b>ANHANG</b> .....	<b>111</b>
Anhang A	Abschätzung des Oedometermoduls.....	112
Anhang B	Lageplan mit Messeinrichtungen Bestandsdamm.....	113
Anhang C	Kennwerte für die FE-Berechnung.....	114
Anhang D	Auswertung Kornverteilungen.....	120
Anhang E	Berechnungsphasen.....	125
Anhang F	Berechnungsergebnisse Dammerhöhung.....	126
Anhang G	Vergleich der Messergebnisse mit den Berechnungen.....	130
Anhang H	Messberichte Salzburg AG.....	135

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Staudamm Sadd-el Kafara.....	3
Abb. 2: Staudämme des Bergbaus Mitte des 18 Jahrhunderts.....	4
Abb. 3: Entwicklung des Talsperrenbaus in der BRD.....	4
Abb. 4: Gliederung von Dämmen.....	5
Abb. 5: prinzipieller Aufbau, homogener Damm.....	5
Abb. 6: Prinzipieller Aufbau Zonendamm.....	6
Abb. 7: prinzipieller Aufbau, Damm mit Oberflächendichtung.....	6
Abb. 8: prinzipieller Aufbau, Damm mit membranartiger Innendichtung.....	7
Abb. 9: Kornverteilungslinien typischer Steinschüttungen.....	9
Abb. 10: Kornform.....	10
Abb. 11: Kornrauigkeit.....	10
Abb. 12: Reibungswinkel von Steinschüttungen in Abhängigkeit von der Spannung.....	12
Abb. 13: Mohr'sche Spannungskreise aus Triaxialtest, Blue Rock Dam, Australien.....	13
Abb. 14: Reibungswinkel in Abhängigkeit von Spannung, Partikelgröße und Porenvolumen.....	14
Abb. 15: Verhalten des Reibungswinkels in Bezug zu Partikelgröße und Spannung.....	16
Abb. 16: Scherfestigkeit von gebrochenem Athrazit.....	17
Abb. 17: Äquivalente Festigkeit „S“.....	19
Abb. 18: Äquivalente Rauigkeit „R“.....	19
Abb. 19: Kornbruch in Abhängigkeit der Spannung und der Ungleichförmigkeit.....	24
Abb. 20: Axiale Verformung im Bruchzustand.....	26
Abb. 21: Volumetrische Verformung im Bruchzustand.....	26
Abb. 22: Veränderung der Trockendichte mit zunehmenden Walzübergängen.....	27
Abb. 23: Spannungs-Dehnungspfade von Steinschüttmaterial mit geringen Gesteinsfestigkeiten.....	28
Abb. 24: a) Setzungseffekt durch Wassersättigung b) Einzelkornstruktur adaptiert.....	30
Abb. 25: Vereinfachtes Verfahren zur Abschätzung des Steifemoduls von Steinschüttdämmen.....	32
Abb. 26: Repräsentativer Verformungsmodul $E_{rc}$ in Abhängigkeit der Partikelgröße $d_{80}$ und der Gesteinsfestigkeit.....	33
Abb. 27: Transformierte Kurve.....	35
Abb. 28: Hyperbolische Spannungs-Verformungsbeziehung.....	35
Abb. 29: Lageplan Staudamm Bockhartsee.....	40
Abb. 30: Dammaufbau.....	41

Abb. 31: Kernwand mit Betonierabschnitten.....	42
Abb. 32: Schnitt durch den Bockhartseedamm.....	43
Abb. 33: Querschnitt der auf den Bestandsdamm aufgesetzten Winkelstützmauer mit luftseitiger Einschüttung.....	44
Abb. 34: Messeinrichtungen.....	46
Abb. 35: Stehender Pegel.....	47
Abb. 36: Lage der Setzungs und Verschiebungspegel SP1 bis SP4.....	48
Abb. 37: schematische Darstellung eines Gleitmikrometers.....	49
Abb. 38: Lage der Gleitmikrometer SMW und SML.....	50
Abb. 39: Klinometer mit Halterung.....	50
Abb. 40: Fugenspaltmessung.....	51
Abb. 41: Lage des automatischen Fissurometers.....	52
Abb. 42: Spannungsmessung.....	52
Abb. 43: Lage der Spannungsmessgeber.....	53
Abb. 44: a) Systemskizze b) Messpunkte Bockhartsee mit Höhenangabe.....	54
Abb. 45: Auswertung Setzungspegel SP1.....	56
Abb. 46: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung für einen drainierten Triaxialversuch.....	62
Abb. 47: Deviatorische Fließflächen unterschiedlicher Verfestigungsparameter $\gamma_p$ .....	65
Abb. 48: Fließflächen im p q – Raum.....	65
Abb. 49: Fließflächen des HS Modells adaptiert.....	66
Abb. 50: Verformungskurve aus Triaxialtest mit "dilatancy cut-off" Funktion.....	68
Abb. 51: Modellaufbau.....	71
Abb. 52: Vergleich der Knoten und Spannungspunkte zwischen einem 15-knotigen und einem 6-knotigen Dreieckselement.....	71
Abb. 53: Kornverteilungen unterschiedlicher Moränen.....	77
Abb. 54: Horizontale Spannungen zum Zeitpunkt Bauende.....	80
Abb. 55: vertikale Spannungen zum Zeitpunkt Bauende.....	81
Abb. 56: Schubspannungen zum Zeitpunkt Bauende.....	81
Abb. 57: kumulative horizontale Verschiebungen zum Zeitpunkt Bauende.....	83
Abb. 58: kumulative vertikale Verschiebungen zum Zeitpunkt Bauende.....	84
Abb. 59: effektive horizontale Spannungen zum Zeitpunkt Ersteinstau.....	85
Abb. 60: effektive vertikale Spannungen zum Zeitpunkt Ersteinstau.....	86
Abb. 61: kumulative horizontale Verschiebungen zum Zeitpunkt Ersteinstau.....	86
Abb. 62: kumulative vertikale Verschiebungen zum Zeitpunkt Ersteinstau.....	87



Abb. 63: Schubspannungen zum Zeitpunkt Ersteinbau.....	87
Abb. 64: horizontaler Erddruck Bauphase und Ersteinbau.....	88
Abb. 65: vertikaler Erddruck, Bauphase und Ersteinbau.....	88
Abb. 66: Kernverschiebung im Bauzustand und Teilstau.....	89
Abb. 67: Kernwandverschiebung zum Zeitpunkt Vollstau.....	89
Abb. 68: effektive horizontale Spannungen, Bauende.....	90
Abb. 69: effektive vertikale Spannungen zum Zeitpunkt Bauende.....	91
Abb. 70: kumulative horizontale Verschiebungen zum Zeitpunkt Bauende.....	91
Abb. 71: kumulative vertikale Verschiebungen Bauende.....	92
Abb. 72: effektive horizontale Spannungen, erster Vollstau.....	93
Abb. 73: effektive vertikale Spannungen, erster Vollstau.....	93
Abb. 74: differentielle horizontale Verschiebungen, erster Vollstau.....	94
Abb. 75: differentielle vertikale Verschiebungen, erster Vollstau.....	95
Abb. 76: differentielle Gesamtverschiebung mit Bewegungsvektoren, erster Vollstau.....	95
Abb. 77: differentielle horizontale Verschiebungen, 1.Abstau.....	96
Abb. 78: differentielle vertikale Verschiebungen, 1.Abstau.....	97
Abb. 79: differentielle Gesamtverschiebung mit Verschiebungsvektoren, erster Abstau.....	97
Abb. 80: kumulative horizontale Gesamtverschiebung ab Baubeginn der Dammerhöhung.....	98
Abb. 81: kumulative vertikale Gesamtverschiebung seit Baubeginn der Erhöhung.....	98
Abb. 82: berechnete horizontale Verschiebungen der Pegel SP1, SP3 und SP4 zum Zeitpunkt Bauende und 1.Vollstau.....	103
Abb. 83: berechnete horizontale Verschiebungen der Pegel SP1, SP3 und SP4 zum Zeitpunkt 1.Vollstau und 1.Abstau.....	103
Abb. 84: berechnete kumulative Setzungen, 1.Vollstau und 1.Abstau.....	104
Abb. 85: Kernwandverschiebung Bauzustand.....	105
Abb. 86: Kernwandverschiebung Stützmauerbau.....	105
Abb. 87: Kernwandverschiebung Ende Bauzustand.....	105
Abb. 88: Kernwandverschiebung, 1.Vollstau.....	105
Abb. 89: Kernwandverschiebung, 1.Abstau.....	105
Abb. 90: Abschätzung des Oedometermodul für granulare Materialien.....	112
Abb. 91: Lageplan mit Messeinrichtungen.....	113
Abb. 92: repräsentatives Verformungsmodul.....	114
Abb. 93: repräsentativer Verformungsmodul in Abhängigkeit der Bezugsspannung, Material: Stützkörper Bockhartsee.....	115

Abb. 94: Equivalent Roughness.....	115
Abb. 95: .....	116
Abb. 96: Reibungswinkel Stützkörper Bestandsdamm.....	117
Abb. 97: Reibungswinkel luftseitige Filterschicht.....	118
Abb. 98: repräsentativer Verformungsmodul nach Hunter und Fell, Material: luftseitige Filterschicht. .	119
Abb. 99: Kornverteilung Moräne.....	120
Abb. 100: Kornverteilungen wasserseitige Schutzschichte.....	121
Abb. 101: Kornverteilungen luftseitige Filterschicht.....	122
Abb. 102: Kernwandverschiebung aus FE Berechnung.....	126
Abb. 103: absolute Differenzverschiebung Berechnung & Messung.....	126
Abb. 104: berechnete horizontale Verschiebungen SP1.....	127
Abb. 105: berechnete horizontale Verschiebungen SP3.....	127
Abb. 106: berechnete horizontale Verschiebungen SP4.....	127
Abb. 107: berechnete differentielle horizontale Verschiebungen SP1.....	128
Abb. 108: berechnete differentielle horizontale Verschiebungen SP3.....	128
Abb. 109: berechnete differentielle horizontale Verschiebungen SP4.....	128
Abb. 110: berechnete kumulative Setzungen SP1.....	129
Abb. 111: berechnete kumulative Setzungen SP3.....	129
Abb. 112: berechnete kumulative Setzungen SP4.....	129
Abb. 113: Vergleich berechneter mit gemessener Setzungen SP1.....	130
Abb. 114: Vergleich berechneter und gemessener Setzungen SP1 für weitere Stauphasen.....	131
Abb. 115: Vergleich berechneter und gemessener Setzungen SP3 und SP4.....	132
Abb. 116: differentielle horizontale Verschiebungen SP1, 1.Vollstau und 1.Abstau.....	133
Abb. 117: differentielle horizontale Verschiebungen SP1, 2.Vollstau und 2.Abstau.....	133
Abb. 118: differentielle horizontale Verschiebungen SP3, Bauende-1.Abstau85 & 1.Abstau-2.Abstau. .	134
Abb. 119: differentielle horizontale Verschiebungen SP4, Bauende-1.Abstau & 1.Abstau-2.Abstau.....	134
Abb. 120: Fugenspaltmessung Block 12-horizontale Fuge zw. Kernwand und Stützmauerfuß.....	136

## Formelverzeichnis

Formel 1.....	S.17
Formel 2.....	S.18
Formel 3.....	S.18
Formel 4.....	S.20
Formel 5.....	S.20
Formel 6.....	S.20
Formel 7.....	S.20
Formel 8.....	S.21
Formel 9.....	S.21
Formel 10.....	S.21
Formel 11.....	S.32
Formel 12.....	S.32
Formel 13: .....	S.35
Formel 14.....	S.36
Formel 15.....	S.36
Formel 16.....	S.36
Formel 17.....	S.37
Formel 18.....	S.37
Formel 19.....	S.37
Formel 20.....	S.37
Formel 21 .....	S.38
Formel 22: .....	S.38
Formel 23: .....	S.38
Formel 24.....	S.38
Formel 25.....	S.39
Formel 26.....	S.39
Formel 27.....	S.60
Formel 28.....	S.60
Formel 29.....	S.61
Formel 30.....	S.61
Formel 31.....	S.61

Formel 32.....	S.62
Formel 33.....	S.63
Formel 34.....	S.63
Formel 35.....	S.63
Formel 36.....	S.63
Formel 37.....	S.64
Formel 38.....	S.64
Formel 39.....	S.66
Formel 40.....	S.66
Formel 41.....	S.66
Formel 42.....	S.66
Formel 43.....	S.67
Formel 44.....	S.67
Formel 45.....	S.68

## 1 Einleitung

Aufgrund energiewirtschaftlicher Entwicklungen zeichnete sich in den vergangenen Jahren ein deutlicher Trend zum Ausbau von Speicherkraftwerken ab. Da der Bau neuer Kraftwerke aus umweltrechtlichen Gründen jedoch beschränkt ist, werden vermehrt Erhöhungen bzw. Erweiterungen bestehender Anlagen in Betracht gezogen. Eine Veränderung bestehender Anlagen stellt jedoch immer ein gewisses Risiko dar. Insbesondere im Dammbau sind Dammerhöhungen oftmals mit Problemen durch nicht vorhersehbare Setzungen verbunden.

Im Zuge der Erhöhung des Staudammes Bockhartsee trat dieser Fall ein; es kam es zu unerwartet großen Setzungen im Bereich des Bestandsdammes. Die Ursache dieser überdurchschnittlich hohen Setzungen konnte nicht klar ausgemacht werden. Ziel dieser Arbeit ist es, das Verformungsverhalten des Dammes zu untersuchen, um mögliche Ursachen dieser Setzungen zu identifizieren.

Aufgrund der oftmals bei Dämmen vorhandenen komplexen Querschnittformen, geologisch bedingter Kanten und Unregelmäßigkeiten in der Gründungsfläche stoßen herkömmliche Methoden der Verformungsberechnung rasch an ihre Grenzen. Sind zudem noch andere Einflüsse aus Membrandichtungen, Einbauten oder anderen Inhomogenitäten zu berücksichtigen, ist eine Berechnung mit Finiten Elementen nahezu unumgänglich. Zudem treten bei Steinschüttmaterialien physikalische Erscheinungen und Phänomene in den Vordergrund, welche in der klassischen Bodenmechanik eine eher untergeordnete Rolle spielen. Die Annahme konstanter Materialparameter findet bei feinkörnigen Böden durchaus Berechtigung; sie erweist sich in den meisten Fällen bodenmechanischer Berechnungen als hinreichend genau. Im Dammbau wo bevorzugt grobkörnige Steinschüttungen zum Einsatz kommen und hohe Spannungen herrschen, erweist sich der Einsatz konstanter Kenngrößen jedoch als Nachteil. Die gebräuchlichen linearen Stoffgesetze stoßen in diesen Bereichen rasch an ihre Grenzen und liefern unbefriedigende Ergebnisse.

Diese Diplomarbeit setzt sich daher auch mit Stoffgesetzen auseinander, die für die Berechnung granularer Materialien optimiert sind. Des Weiteren analysiert die vorliegende Arbeit die für Steinschüttmaterial spezifischen physikalischen Hintergründe und versucht, einen Überblick über den vorhandenen Wissensstand zu vermitteln.

---

Aufgrund der Tatsache, dass zur Analyse des Verformungsverhaltens von Dämmen oftmals keine bzw. kaum brauchbare Daten über das Materialverhalten zur Verfügung stehen sind Methoden zur Abschätzung von Materialparametern hilfreich. Im Zuge dieser Arbeit werden daher auch Methoden zur Abschätzung von Materialkennwerten granularer Materialien behandelt. Dabei wird besonders auf das nichtlineare Verhalten von Steinschüttmaterial eingegangen.

Der letzte Teil dieser Arbeit geht auf die Ergebnisse der numerische Berechnung des Staudammes ein. Es folgt eine detaillierte Analyse und Auswertung der Berechnungsergebnisse. Ein besonderes Augenmerk gilt dem Verformungsverhalten des Dammes in Abhängigkeit der Stauphasen. Im Zuge dieser Analysen konnten Rückschlüsse auf die Ursache der Setzungen getroffen werden. Zudem erfolgte eine Verifizierung der Berechnungen an den ausgewerteten Messwerten.

## 1.1 Geschichtliche Entwicklung

Die knappe und unregelmäßige Verfügbarkeit des lebenswichtigen Elements Wasser hat die Menschen schon seit jeher bewogen, mittels Dammbauwerken für Kontinuität und Sicherheit in der Wasserversorgung zu sorgen. Eine der ältesten bekannten Talsperren ist der Sadd-el-Kafara Damm in der Nähe von Kairo in Ägypten. Dieser rund 14m hohe Steinschüttdamm mit Erdkern wurde 2600 v. Chr. errichtet und sollte dem Hochwasserschutz dienen. Rückrechnungen haben ergeben dass der Damm nach den heutigen Regeln der Technik als standsicher einzustufen wäre und einer Überströmung standgehalten hätte. Unglücklicherweise zerstörte jedoch ein Hochwasser während der Bauzeit Teile des unvollendeten Dammes.

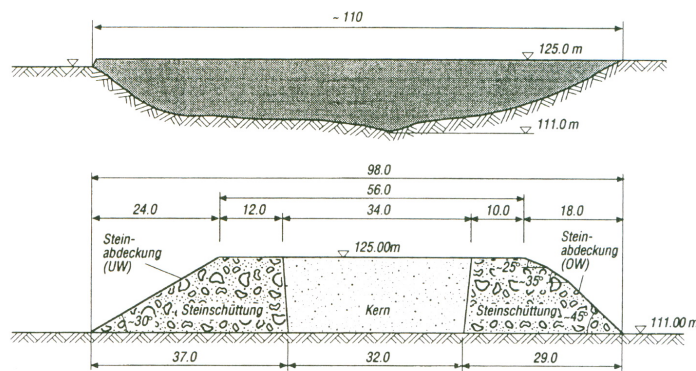


Abb. 1: Staudamm Sadd-el Kafara aus:[48]

Bis in das Mittelalter dienten Dämme hauptsächlich der Wasserversorgung, Bewässerung und dem Hochwasserschutz. Mit der Entwicklung von Industrien und des Bergbaus nahm die Zahl der Dämme Mitte des 17. und 18. Jahrhunderts sprunghaft zu. Als Dammbaustoffe dienten Erd- oder Steinschüttmaterial mit einer Oberflächendichtung aus Rasenboden. Anfang des 18. Jahrhunderts erfolgte eine Entwicklung von der beschädigungsanfälligen Oberflächendichtung hin zu Dämmen mit Innendichtung. Als Dichtmaterial wurde Rasenboden oder teilweise bindiges Erdmaterial verwendet.

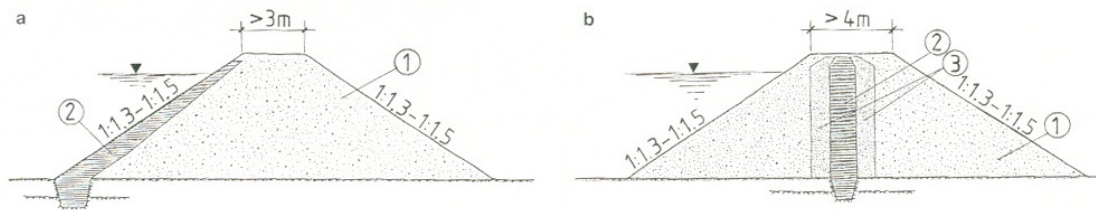


Abb. 2: Staudämme des Bergbaus Mitte des 18. Jahrhunderts aus: [21]

- |   |               |   |                           |
|---|---------------|---|---------------------------|
| a | Alte Bauweise | 1 | Dammschüttmaterial        |
| b | Neue Bauweise | 2 | Dichtung aus Rasenboden   |
|   |               | 3 | feinkörnige Übergangszone |

Aufgrund der geringen Kenntnisse im Bereich der Bodenmechanik in dieser Zeit wurden kaum Dämme über 30m Höhe errichtet. Mit der Entwicklung erdstatischer Berechnungsverfahren durch *Fellenius*(1919) und zahlreichen bodenmechanisch wichtigen Erkenntnissen wie die Entwicklung von Filterregeln, Konsolidationstheorie u.a. durch *Terzaghi*(1925) erlebte der Dammbau Mitte des 20. Jahrhunderts einen sprunghaften Entwicklungsschub. Ab diesem Zeitpunkt war es möglich, Dämme größerer Höhe zu bauen und vor allem kritische Bereiche zu berechnen.

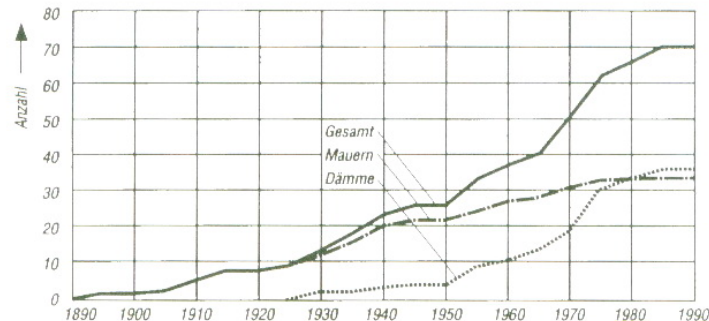


Abb. 3: Entwicklung des Talsperrenbaus in der BRD aus: [42]

Im Laufe der vergangenen 50 Jahre kam es infolge intensiver wissenschaftlicher Forschung zu einem Quantensprung im Bereich des Dammbaus. Einerseits konnte man durch die stark ansteigende Zahl der Dämme auf einen immer größer werdenden Erfahrungsschatz zurückgreifen, andererseits ermöglichen computerisierte Berechnungen genaue Analysen und Prognosen des Spannungs- und Verformungsverhaltens. Die höchsten Dämme sind momentan der Nurek Damm in Tadschikistan (300m) und der Tehri Damm (261m) in Indien. In Bau befindet sich derzeit der künftig 335m hohe Rogun Damm in Tadschikistan. Auch in Zukunft werden Dämme im Vergleich zu Staumauern immer mehr an Bedeutung gewinnen. Als klarer Wettbewerbsvorteil wirken die Materialverfügbarkeit, die universelle Einsetzbarkeit und der Kostenvorteil.



## 1.2 Arten von Staudämmen

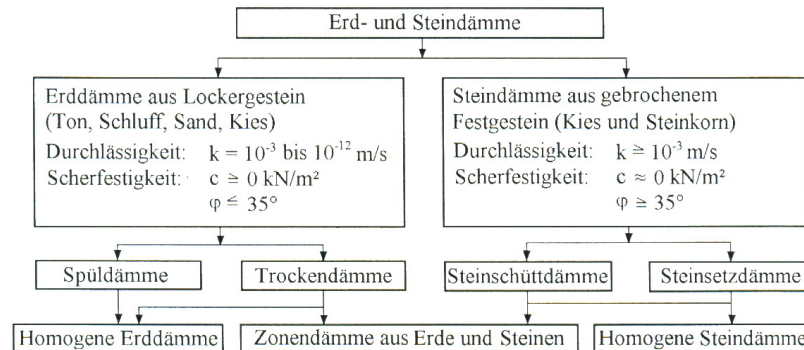


Abb. 4: Gliederung von Dämmen aus: [8]

Im Vergleich zu anderen Ingenieursdisziplinen erweist sich speziell der Bau von Staudämmen als spezifische einzigartige Disziplin. Jedes Dammbauwerk ist aufgrund unterschiedlicher Randbedingungen, Materialien und Aufbauten ein Unikat. Eine grundsätzliche Einteilung kann jedoch nach Dammaufbau, Dammbaustoff, Bauverfahren und nach Funktion getroffen werden.

### 1.2.1 homogener Damm

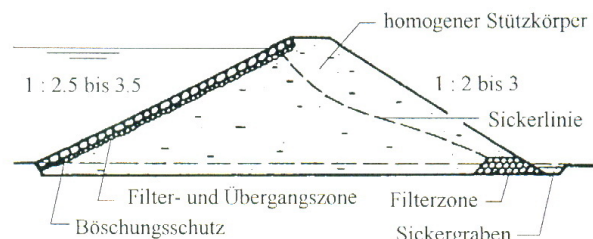
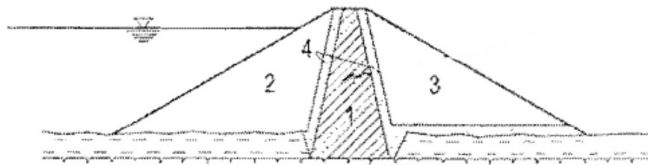


Abb. 5: prinzipieller Aufbau, homogener Damm aus: [28]

Homogene Dämme bestehen ausschließlich aus einem homogenen Dammkörper, welcher aus mittel bis schwach durchlässigen Materialien besteht. Die sich im Zuge des Stauvorgangs einstellende hohe Sickerlinie muß am luftseitigen Dammkörper durch Drainagen abgesenkt werden, um ein Versagen des Dammkörpers zu vermeiden. Als problematisch erweist sich zudem bei diesen Dämmen die oftmals geringe Scherfestigkeit des verwendeten Materials, was eine Abflachung des Böschungen erfordert.

## 1.2.2 gegliederte Dämme (Zonendämme)

### 1.2.2.1 Dämme mit Innendichtung



- 1 Kerndichtung
- 2 wasserseitiger Stützkörper
- 3 luftseitiger Stützkörper
- 4 Drainage

Abb. 6: Prinzipieller Aufbau Zonendamm aus: [28]

Zonendämme werden unter Verwendung unterschiedlicher Materialien bzw. Zonen hergestellt. Es wird dabei auf ein der Beanspruchung abgestimmtes Material zurückgegriffen, was den Einsatz minderwertiger Materialien im Bereich des Stützkörpers ermöglicht. Allgemein werden Zonendämme in vier unterschiedliche Bereiche eingeteilt:

- Stützkörper
- Dichtkern
- Drainagezone
- Übergangszone

Aufgrund der größtenteils geringen Verfügbarkeit von ausreichend dichtem Material in der näheren Umgebung von Dammbaustelle erweist sich das Prinzip des Zonendamms als eine der technologisch und wirtschaftlich sinnvollsten Möglichkeiten des Dammbaus.

### 1.2.2.2 gegliederte Dämme mit Außendichtung

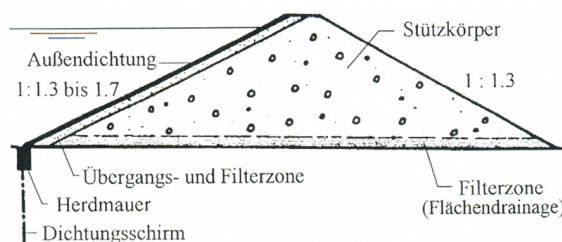


Abb. 7: prinzipieller Aufbau, Damm mit Oberflächendichtung aus: [8]

Dieses Konstruktionsprinzip kommt hauptsächlich in Fällen zur Anwendung, in denen kein

dichtes Material in der Baustellenumgebung vorhanden ist. Als Oberflächendichtung werden hauptsächlich Betonoberflächendichtungen (CFRD), Asphaltbetonoberflächendichtungen (AFRD) oder teilweise Geomembrane verwendet. Der Stützkörper erfordert jedoch relativ verformungsarmes Material (Steinschüttmaterial), um Risse in der Oberflächendichtung zu vermeiden.

### 1.2.2.3 gegliederte Dämme mit membranartiger Innendichtung

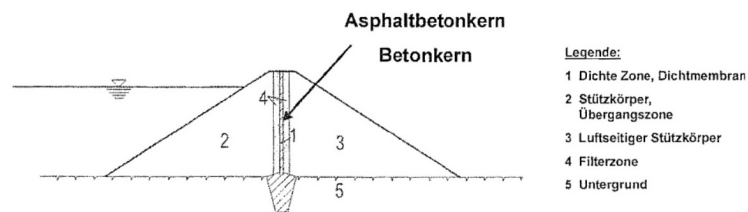


Abb. 8: prinzipieller Aufbau, Damm mit membranartiger Innendichtung aus: [28]

Dieses Konstruktionsprinzip kommt hauptsächlich dann zur Anwendung, wenn nicht ausreichend dichte Materialien vorhanden sind oder aufgrund der exponierten Lage der Baustelle empfindliche Erdbaustoffe zu Schwierigkeiten beim Einbau führen können. Der Vorteil einer Innendichtung liegt darin, dass sie weder mechanische noch Umwelteinflüsse schädigen können. Ein Nachteil ist der fehlende Zugang für Kontrollen. Als Dichtmembranen kommen hauptsächlich Asphaltbetoninnendichtungen und Betoninnendichtungen zur Anwendung. Die Stützkörper bestehen in den meisten Fällen aus gut durchlässigem Steinschüttmaterial oder Sand-Kies Gemischen.

## 2 Steinschüttungen

Granulare Materialien unterscheiden sich im Verhalten und in den physikalischen Eigenschaften deutlich von anderen Stoffen. Speziell unter hohen Spannungen treten Phänomene auf, die bei feinkörnigen Materialien vernachlässigt werden können, bzw. nicht vorhanden sind. In den nachfolgenden Unterkapiteln wird auf die spezifischen Eigenschaften und die physikalischen Besonderheiten von Steinschüttmaterial näher eingegangen.

### 2.1 Steinschüttmaterial

Aufgrund der großen Heterogenität und unterschiedlichen Eigenschaften von Steinschüttmaterial erweist sich eine genaue Definition als nicht sinnvoll. Grundsätzlich können jedoch Grenzbereiche angegeben werden, womit sich Steinschüttmaterial von Erdmaterial abgrenzen lässt. Eine durchschnittliche Partikelgröße von über 50mm – vorausgesetzt 40-50% der Massenteile sind nicht kleiner als 25mm - stellt die Untergrenze dar. Eine obere Grenze beinhaltet die Definition „Steinschüttmaterial“ nicht.

Weiters ist anzumerken, dass eine wie in Laborversuchen perfekte Durchmischung in Natura kaum gegeben ist. Die Gründe hierfür liegen in der Entmischung größerer Partikel beim Schüttvorgang, was bedeutet, dass die im Labor ermittelte Kornverteilung in der Natur von der tatsächlichen im Schüttkörper vorhandenen abweicht. [20]

#### 2.1.1 Korngröße

Die Gewinnung von Steinschüttmaterial erfolgt hauptsächlich in Steinbrüchen was den Vorteil hat, eine überschaubare geologische Zusammensetzung und zudem eine relativ genau definierte Kornverteilung zu erhalten. Werden z.B. aus Kosten- oder Verfügbarkeitsgründen andere vermischte Schüttstoffe d.h. mit Kies, Sand oder Schluffanteilen verwendet, so ist mit einer Beeinflussung der Eigenschaften des Materials zu rechnen. *Kutzner* [21] gibt folgende Obergrenzen der Kornverteilung für optimales Dammschüttmaterial an:

- max. 10 Gewichtsprozent unter 5mm
- max. 30 Gewichtsprozent unter 20mm
- Größtkorn 600 bis 1000mm je nach Gesteinsfestigkeit und Tendenz zu Kantenbruch.

*Marsal*<sup>1</sup> hingegen gibt für eine optimale Kornverteilung folgende Vorgaben:

- max. 10 Gewichtsprozent unter 0,2mm
- Größtkorn maximal 20cm bis 30cm
- Ungleichförmigkeitsgrad >15

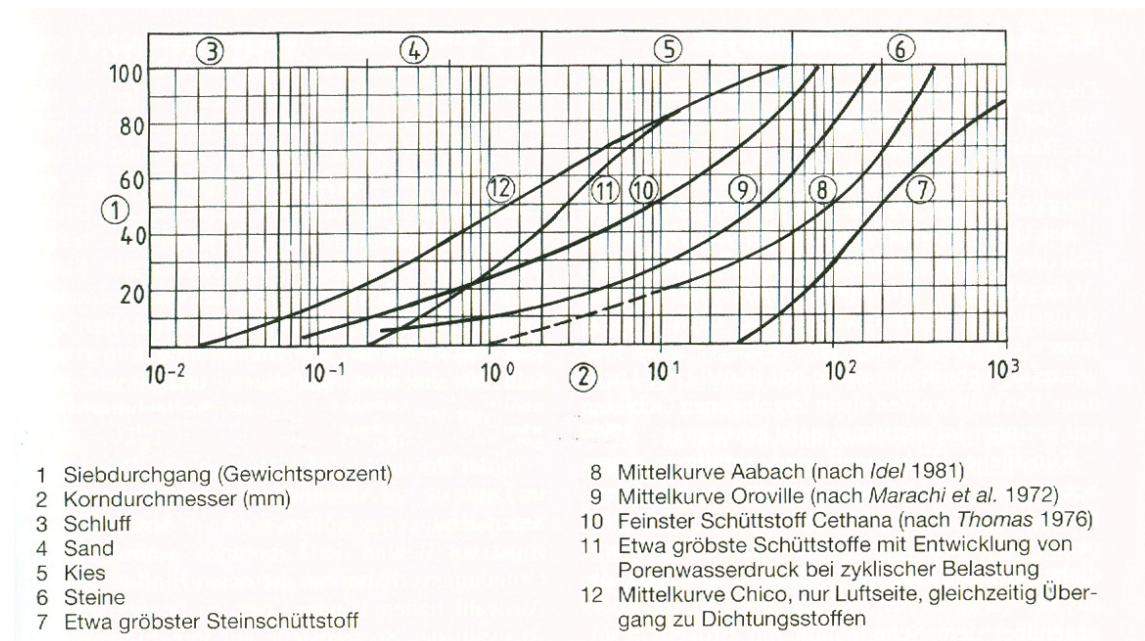


Abb. 9: Kornverteilungslinien typischer Steinschüttungen aus: [21]

*Abbildung 9* zeigt die Kornverteilungslinien typischer Steinschüttungen. Gut ersichtlich ist die allgemein weit gestufte Verteilung der Körnungslinien, die eine Reduzierung des Porenraumes und eine bessere Verdichtbarkeit ermöglicht. Die Obergrenze des Größtkornes kann unter anderem durch baubetriebliche Erschwernisse, wie die eingeschränkte Handhabung und das Gewicht, beschränkt werden. Im Allgemeinen wird das Größtkorn durch die optimale Schütthöhe und die geforderte optimale Verdichtung bestimmt. Die untere Grenze bilden verflüssigungsgefährdete kohäsionslose Stoffe.

### 2.1.2 Kornform und Kornrauigkeit

Die Kornform und Kornrauigkeit übt großen Einfluß auf das Verhalten von Steinschüttungen aus. Die grundsätzliche Klassifizierung ist in *Abbildung 10 & 11* ersichtlich. Typisch ist dass die Kornform mit zunehmender Korngröße von der kubisch-gedrunenen zur plattigen Form tendiert.

<sup>1</sup> *Marsal, R.J.:* Mechanical Properties of Rockfill, in: Hirschfeld, Ronald (Hrsg.): Embankment-Dam Engineering, New York/London/Sydney/Toronto, 1973, S.195

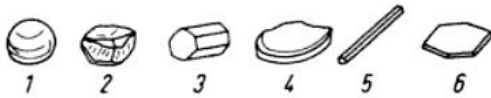


Abb. 10: Kornform aus [40]

- 1.kugelig; 2.gedrungen; 3.prismatisch;  
4.plattig; 5.stäbchenförmig;  
6.plättchenförmig



Abb. 11 Kornrauigkeit aus [40]

- 1.scharfkantig; 2.kantig;  
3.rundkantig; 4.gerundet; 5.glatt

Es gibt unterschiedliche Klassifizierungssysteme für die Kornform die je nach Anwendungsgebiet und Erfordernis auszuwählen sind.<sup>2</sup>

### 2.1.3 Durchlässigkeit

Die Durchlässigkeit von Steinschüttungen bewegt sich im Bereich von mindestens  $10^{-2}$  m/s<sup>3</sup>. Porenwasserdrücke können aufgrund drainierter Verhältnisse in der Regel vernachlässigt werden.

## 2.2 Einflüsse auf die Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit für nicht-bindige Stoffe, insbesondere Steinschüttungen, setzt sich aus dem Reibungswiderstand und der Verhackungskohäsion zusammen. Die Kohäsion ist vernachlässigbar. Einfluss auf die Scherfestigkeit entsteht am Einzelkorn durch die Oberflächeneigenschaft, Härte Elastizität und Verunreinigungen der Oberfläche.[42] Die Scherfestigkeit bzw. der Reibungswinkel ist ein von vielen Parametern abhängiger Wert, dessen Ermittlung jedoch großen Einfluss auf die Ergebnisse durchgeführter Berechnungen hat. Auf die Einflussfaktoren und das Verhalten des Reibungswinkels in Bezug zur Spannung gehen die nachfolgenden Kapitel näher ein.

<sup>2</sup> Siehe dazu:

-Zingg Th., Beitrag zur Schotteranalyse, Schweizerisch Mineralogische und Petrographische Mitteilungen, Nr.15, 1935, S.39ff

-Raymond G., Railroad Ballast Prescription:State of the Art, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105, 1979, S.305ff

<sup>3</sup> teilw.  $10^{-3}$  m/s

### 2.2.1 Kornform

Der Einfluss der Kornform auf die Scherfestigkeit von Steinschüttmaterialien kommt besonders stark bei geringen Spannungen zum Tragen. Materialien mit kantiger Kornform weisen höhere Reibungswinkel auf, als solche mit abgerundeten Kornformen.

Bei höheren Spannungen zeigen sich jedoch kaum Unterschiede beim Reibungswinkel zwischen kantigen und runden Kornformen. Der Einfluss der Plattigkeit und der Oberflächenrauigkeit wirkt sich positiv auf die Scherfestigkeit aus.

### 2.2.2 Einfluss feinkörniger Verunreinigungen

Unter feinkörnigen Verunreinigungen versteht man Körnungen unter 2mm, insbesondere Ton, Sand und Schluffbeimengungen, die bei der Gewinnung von Steinschüttmaterialien teilweise nicht vermeidbar sind. Der Einfluß dieser Verunreinigungen auf die Scherfestigkeit bzw. den Reibungswinkel ist vom Massenanteil des feinkörnigen Materials abhängig. Eine große Anzahl an Triaxialversuchen, durchgeführt vom *US. Bureau of Reclamation*<sup>4</sup> an tonig, schluffigem und sandigem Schotter, zeigt folgende Abhängigkeiten [7]:

- Keine Auswirkungen auf die Scherfestigkeit bei tonigem und schluffigem Schotter unter 35% Schotteranteil
- Signifikante Steigerung der Scherfestigkeit bei tonigem und schluffigem Schotter ab 50% Schotteranteil
- Gleiche Scherfestigkeit von schluffigem Schotter wie bei sandigem Schotter ab einem Schotteranteil von 65%
- Signifikante Steigerung der Scherfestigkeit bei sandigem Schotter bis zu einem Schotteranteil von 50%
- Ab 90% Schotteranteil gleiches Scherverhalten wie reiner Schotter<sup>5</sup>

Die genannten Untersuchungen können als allgemeine Informationen verstanden werden, sind aber schwer bis nicht auf steinbruchmäßig gewonnenes Felsschüttmaterial übertragbar. [45]

---

<sup>4</sup> *United States Department of the Interior Bureau of Reclamation – Soil Engineering branch, Summary of large triaxial shear tests for silty gravels earth research studies, 1966, EM 731*

<sup>5</sup> aus *Marsal* (1967) [26]

### 2.2.3 Spannung

Leps [23] untersuchte den Zusammenhang zwischen Normalspannung und Reibungswinkel an einer statistisch hinreichend großen Menge Triaxialtests unter drainierten Verhältnissen. Der jeweilige aus Versuchen bestimmte maximale Reibungswinkel in Bezug zur vorhandenen Spannung im Bruchzustand ist in der von *Indraratna* überarbeiteten *Abbildung 12* in halblogarithmischem Maßstab dargestellt. Deutlich erkennbar ist die Abnahme des Reibungswinkels mit zunehmender Normalspannung. Zudem weisen Gesteine geringerer Festigkeit bei gleicher Spannung einen deutlich geringeren Reibungswinkel auf. Die Autoren schlagen des Weiteren eine theoretische Untergrenze für den Reibungswinkel von Steinschüttmaterial vor.

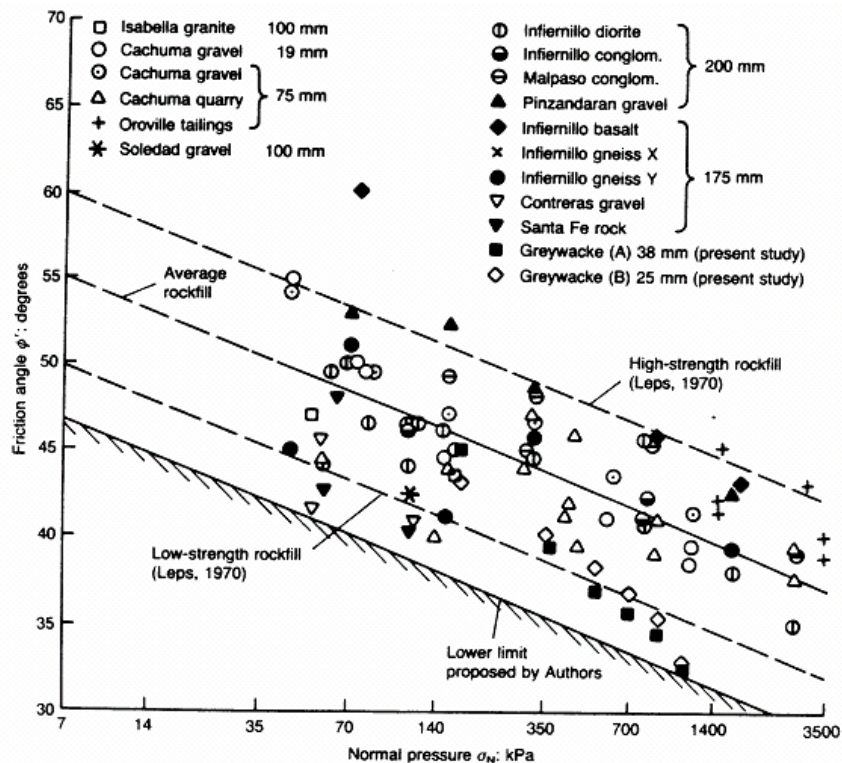


Abb. 12: Reibungswinkel von Steinschüttungen in Abhängigkeit von der Spannung, [19]

*Abbildung 13* zeigt die *Mohr'schen* Spannungskreise für einen Triaxialversuch an Steinschüttmaterial des Blue Rock Dammes in Australien. Die bei Steinschüttmaterialien typische Abnahme des Reibungswinkels über die Spannung ist deutlich erkennbar. Ab einer gewissen Normalspannung ändert sich der Reibungswinkel jedoch nicht mehr signifikant. *vgl. Abbildung 13, 15 & 16*



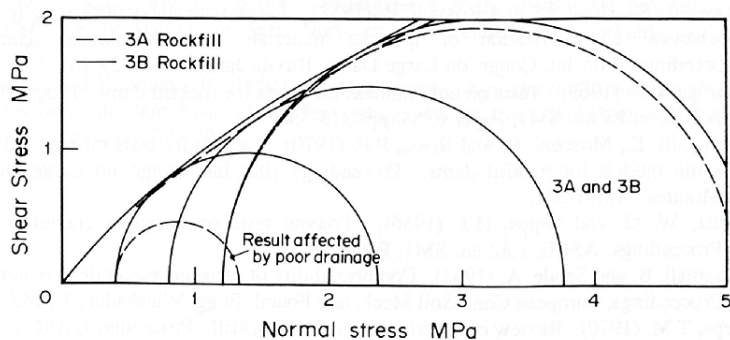


Abb. 13: Mohr'sche Spannungskreise aus Triaxialtest, Blue Rock Dam, Australien aus: [25]

3A..... Tonstein

3B..... Basalt

*Marachi et al.* [24] gibt den Grenzwert, für den keine Abnahme mehr eintritt, infolge seiner durchgeführten Groß-Triaxialversuche mit 4.5MPa an. Bestätigt wurden diese Erkenntnisse u.A. von *Penman et al.*<sup>6</sup> und *Indraratna et al.*

*Indraratna* [19] erkannte zudem bei seinen an Grauwacke durchgeführten Triaxialversuchen, dass sich die Kurve der Scherfestigkeit im Spannungsbereich unter 0,5MPa stark verändert, darüber jedoch über das Mohr-Coulomb Kriterium linear approximiert werden könnte.

#### 2.2.4 Verdichtung

Um die Verdichtung von Steinschüttungen vergleichbar zu machen, wird häufig der Begriff des Porenvolumens oder der relativen Dichte verwendet. Gut verdichtete Steinschüttungen weisen eine höhere relative Dichte und geringeres Porenvolumen als gering verdichtete bzw. geschüttete Steinschüttungen auf. Aus der Vielzahl an durchgeführten Versuchsreihen zeigt sich eine hohe Abhängigkeit der Scherfestigkeit und des Reibungswinkels vom Porenvolumen bzw. von der relativen Dichte. *Abbildung 14* zeigt die von *Strøm*<sup>7</sup> über Triaxialversuche ermittelten Reibungswinkel in Abhängigkeit des Seitendrucks, Partikelgröße und Porenanteil. Es ist ersichtlich, dass bei kleineren Porenvolumen deutlich höhere Reibungswinkel erzielt werden können. Folglich sind abgestufte Kornverteilungen prädestinierter für höhere Reibungswinkel als enggestufte Verteilungen. Optimal sind Kornverteilungen im Bereich der Fuller-Kurve<sup>8</sup>. In diesem Bereich kann ein Minimum an Hohlräumen zwischen den Körnern erzielt werden.

<sup>6</sup> *Penman A.S.M., Charles, J.A. und Humphreys, J.D.*, Sandstone rockfill in two dams, Fourteenth Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982, ICOLD. Vol.Q55, S.279ff

<sup>7</sup> *Strøm, E.* : NGI internal reports on triaxial testing of rockfill for various dams in Norway, 1974, 1975 und 1978

<sup>8</sup> vgl. *Abb. 9*

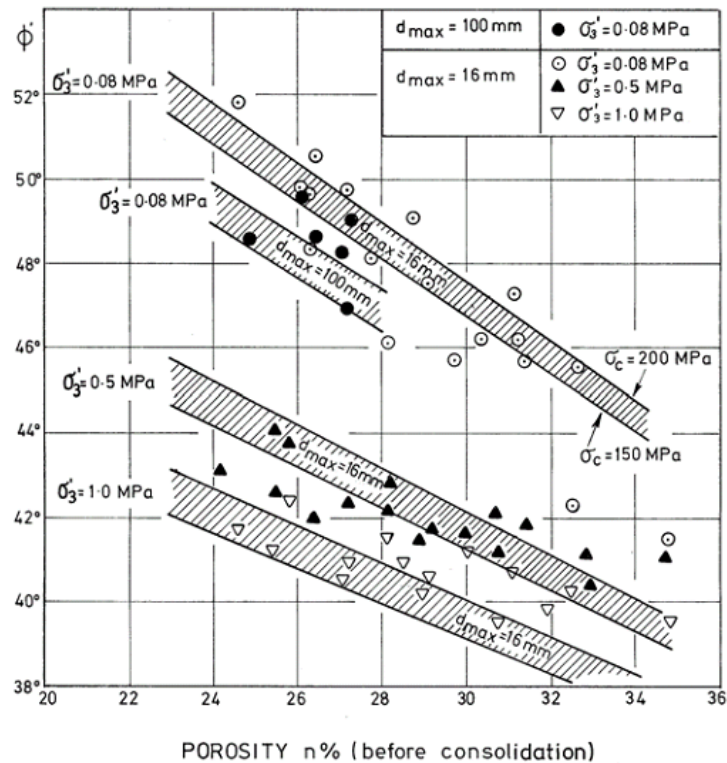


Abb. 14: Reibungswinkel in Abhängigkeit von Spannung, Partikelgröße und Porenvolumen, *Ström*<sup>7</sup> aus [2]

Die Form der Einhüllenden der *Mohr-Coulomb'schen* Bruchgerade weist zudem bei gut verdichtetem Steinschüttmaterial starke nichtlineare Tendenzen mit einer Reduktion des Reibungswinkels bei höheren Spannungen auf. Unverdichtetes bzw. Material mit einem hohen Porenanteil zeigt beinahe lineares Verhalten.

Gut verdichtetes Material erfordert beim Scherversuch mit geringer Spannung hohe Dilatanz um Versagen zu erreichen. Bei hoher Spannung tritt jedoch die Dilatanz in den Hintergrund und Versagen wird über Scher- und Kornbruch erreicht, was sich jedoch in niedrigeren Reibungswinkeln äußert. Im Gegenzug erfordert unverdichtetes Material mit dementsprechend hohem Porenanteil geringe Dilatanz für den Versagenszustand. Die Gründe hierfür liegen in der Bewegungsfreiheit der einzelnen Körner während des Schervorgangs. [7]

### 2.2.5 Korngröße

*Marachi* führte umfangreiche Triaxialgroßversuche mit Steinschüttmaterialien unterschiedlicher Größe durch. Es zeigte sich dabei, dass die Partikelgröße Einfluß auf den Reibungswinkel ausübt. Die mit drei verschiedenen Steingrößen<sup>9</sup> durchgeführten Versuche ergeben einen sinkenden Reibungswinkel mit zunehmender Partikelgröße. [24] vgl. *Abbildung 15*

Die Ergebnisse von *Marachi* in Bezug zur Partikelgröße müssen jedoch kritisch gesehen werden. Die Verdichtung hat wesentlich größeren Einfluß<sup>10</sup> auf den Reibungswinkel. Bei Versuchen von *Gallacher*<sup>11</sup> am Megget Damm in Schottland lag der Unterschied im Reibungswinkel zwischen verdichtetem und unverdichtetem Steinschüttmaterial bei 17,5°. [25]

Die von *Marachi* in *Abbildung 15* ermittelten Unterschiede zwischen den einzelnen Korngrößen betragen 3-5° und können daher eventuell durch Einflüsse unterschiedlicher Verdichtung entstanden sein.

Anzumerken ist jedoch, dass sich die oben angeführten Einflüsse auf enggestufte Kornverteilungen beschränken. Bei gut abgestuften Korngrößenverteilungen ist der Einfluß der Korngröße auf den Reibungswinkel vernachlässigbar.

---

<sup>9</sup> 6“, 2“ und 0,45“

<sup>10</sup> vgl. *Kap. 2.2.4*

<sup>11</sup> *Gallacher D.*

-A study of plane strain tests on granular material, MSc. thesis, Heriott Watt University, Edinburgh, 1972

-Asphaltic central core at the Megget Dam, Transactions of 16<sup>th</sup> international congress on large dams, San Francisco, Vol.2, 1988, S.707ff

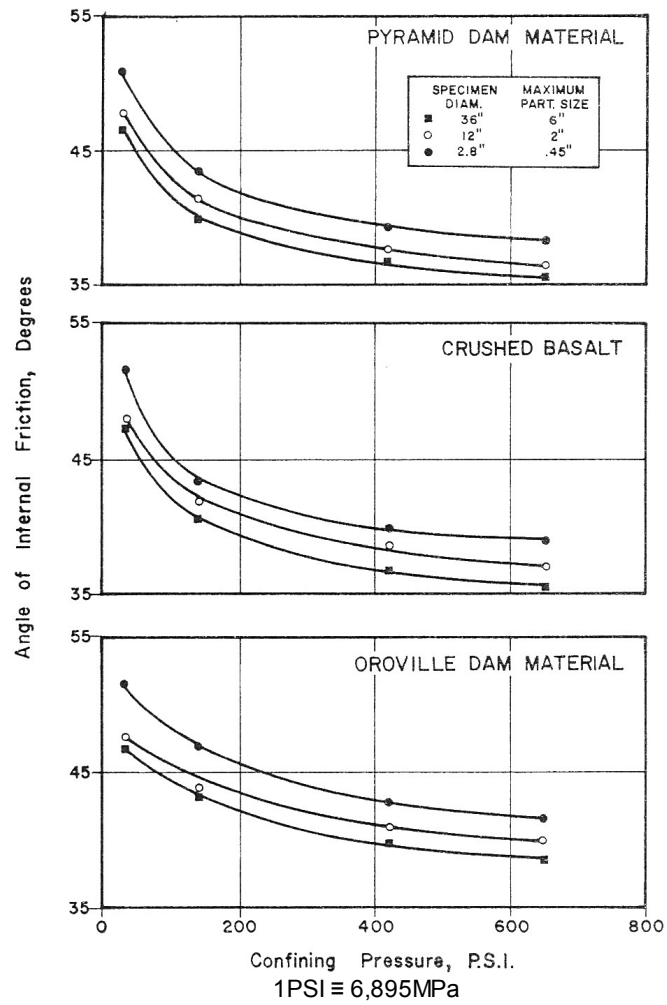


Abb. 15: Verhalten des Reibungswinkels in Bezug zu Partikelgröße und Spannung aus [24]

## 2.2.6 Verfahren zur Abschätzung des spannungsabhängigen Reibungswinkels

### 2.2.6.1 Maksimovic

*Maksimovic*<sup>12</sup> liefert eine Approximation für den Reibungswinkel in Bezug zur Spannung.

$$\Phi' = \Phi'_B + \frac{\Delta\Phi'}{1 + \frac{\sigma'_3}{p_{TX}}}$$

Formel 1

$\Phi'_B$  minimale Reibungswinkel

$\Delta\Phi'$  Differenz max. - min. Reibungswinkel

$p_{TX}$  Wert von  $\sigma'_3$  wo gilt:  $\Phi' = \Phi'_B + \Delta\Phi'/2$

analog gilt für:

$\sigma'_3 = 0$   $\Phi' = \Phi'_B + \Delta\Phi'$

$\sigma'_3 \rightarrow \infty$   $\Phi' = \Phi'_B$

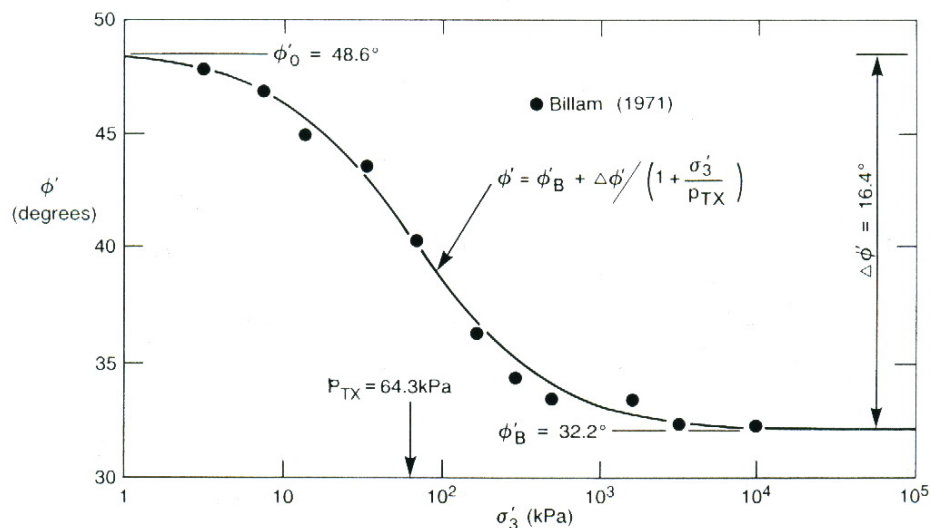


Abb. 16: Scherfestigkeit von gebrochenem Anthrazit, *Maksimovic* (1989) aus [25]

Abbildung 16 zeigt die in Formel 1 angegebene Approximation im Vergleich zu an Triaxialversuchen gemessenen Werten<sup>13</sup> von gebrochenem Anthrazit.

<sup>12</sup> *Maksimovic M.*, Non-linear failure envelope of coarse grained soils, Proc. 12<sup>th</sup> ICSMFE, 1989, Rio de Janeiro/Brasil, S.731ff

<sup>13</sup> *Billam, J.*: Some Aspects of the Behavior of Granular Materials at High Pressures, Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, 1971, S.69ff

Der überwiegende Teil der in den vergangenen Jahrzehnten durchgeführten Scherversuche an Steinschüttmaterial basiert auf Triaxialversuchen. Im direkten Vergleich zu normalen Scherversuchen sind Triaxialversuche im Ergebnis konservativer. Durchschnittlich liegt der Reibungswinkel bei Scherversuchen um  $8^\circ$  höher als bei Triaxialversuchen. [22] *Leonards & Frost* geben eine Näherung für den direkten Vergleich an:

$$\begin{aligned}\Phi'_{ax} &= \Phi'_{ps} - \frac{(\Phi'_{ps} - 32)}{3} & \Phi > 32^\circ \\ \Phi'_{ax} &= 1,5(\Phi'_{ax}) - 16^\circ & \Phi < 32^\circ\end{aligned}$$

Formel 2

Anzumerken ist, dass mit zunehmender Spannung und abnehmender Steifigkeit der Unterschied zwischen beiden Versuchen kleiner wird. [25]

#### 2.2.6.2 Barton und Kjaernsli

*Barton und Kjaernsli* entwickelten eine empirische Approximation zur Abschätzung des Reibungswinkels in Abhängigkeit der Spannungen unter Einführung einer äquivalenten Rauigkeit ( $R$ ) und Beanspruchung ( $S$ ). Der Einfluss des Porenvolumens und der Partikelgröße wird berücksichtigt. [3] In wird der spannungsabhängige Reibungswinkel exemplarisch für das Steinschüttmaterial des Bockhartseedammes ermittelt.

$$\Phi' = R * \log\left(\frac{S}{\sigma'_n}\right) + \Phi_b$$

Formel 3

$d_{50}$	Korngröße	}	S aus <i>Abbildung 17</i>
$\sigma_c$	einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins		
-	Gesteinsart	}	R aus <i>Abbildung 18</i>
-	Kornform		
-	Kornrauigkeit		
n%	Porenvolumen nach Verdichtung		
$\Phi_b$	Restreibungswinkel		~25-35° aus Versuchen
$\Phi'$	Spannungsabhängiger Reibungswinkel		
$\sigma'_n$	Bezugsspannung		

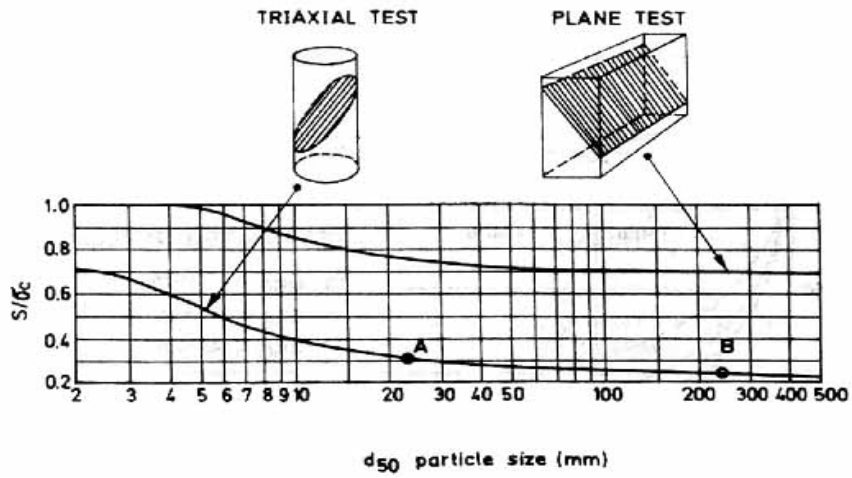


Abb. 17: Äquivalente Festigkeit „S“ aus [3]

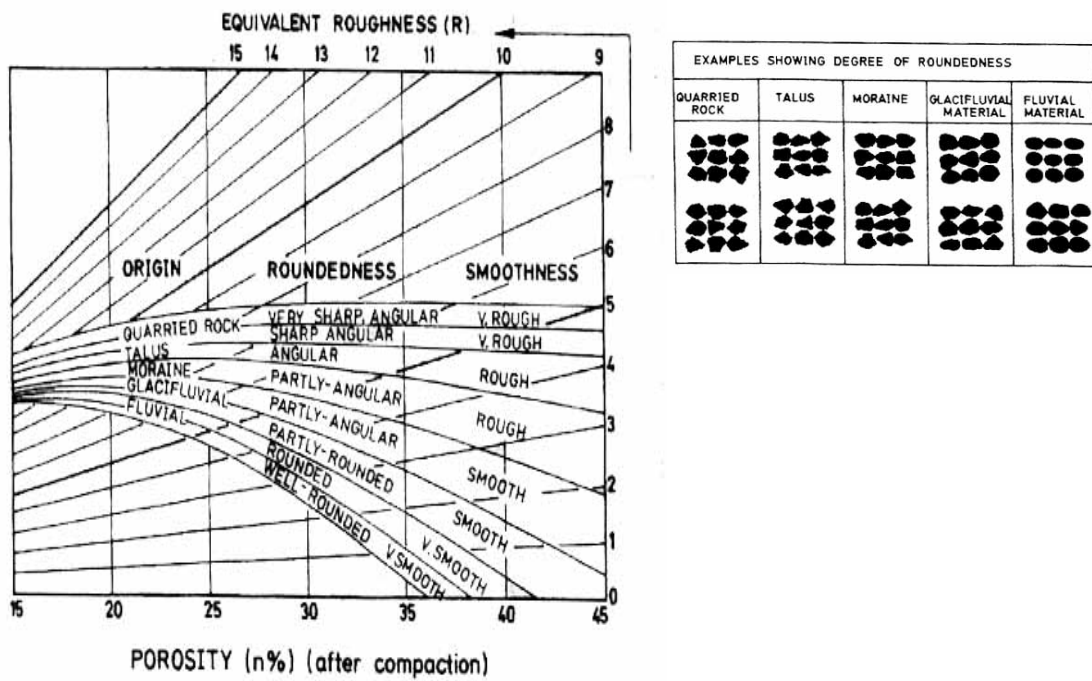


Abb 18: Äquivalente Rauigkeit „R“ aus [3]

2.2.6.3 Abschätzung des Reibungswinkels nach Douglas [7]

*Douglas* entwickelte aus der statistischen Analyse von über 980 Triaxialversuchsauswertungen unterschiedlicher granularer Materialien folgenden statistischen Zusammenhang zwischen Spannung  $\sigma_n$ <sup>14</sup> und Reibungswinkel  $\phi'_{sec}$  :

$$\phi'_{sec} = a + b \cdot \sigma_n^c$$

Formel 4

wobei die Konstanten  $a$  und  $b$  über folgende empirische Beziehungen ermittelt werden:

$$a = 36,43 - 0,267 \text{ ANG} - 0,172 \text{ FINES} + 0,756(c_c - 2) + 0,0459(UCS - 150)$$

Formel 5

$$b = 69,51 + 10,27 \text{ ANG} + 0,549 \text{ FINES} + 5,105(c_c - 2) - 0,408(UCS - 150) - 0,408$$

Formel 6

$$c = -0,3974$$

Formel 7

Es gilt:

- $\text{FINES}$  = Massenprozent  $< 0,075\text{mm}$
- $C_c$  = Krümmungszahl =  $\frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$
- $UCS$  = einaxiale Druckfestigkeit [ $\text{MN/m}^2$ ]
- $\text{ANG} = (\text{Kornklassifizierung} - 5)$  für Kornklassifizierungen  $> 5,5$
- $\text{ANG} = 0$  für Kornklassifizierungen  $< 5,5$

dabei gelten folgende Werte für die Kornklassifizierung<sup>15</sup>:

- Rundkorn  $0$
- gebrochenes Kantkorn  $8$

Die der über *Formel 4* ermittelten Ergebnisse resultieren auf Basis einer aufgeklärten Varianz<sup>16</sup> von 61,7% und reichen somit für eine Abschätzung aus. Für genauere Abschätzungen

<sup>14</sup>  $\sigma_n$  ist in [KPa] bzw. [ $\text{KN/m}^2$ ] anzugeben!

<sup>15</sup> subjektive Beurteilung, *Douglas* (2002) [7], Zwischenwerte sind abzuschätzen

<sup>16</sup> Anteil der Gesamtvarianz der durch respektive Faktoren bzw. Prediktoren erklärt wird d.h. je höher die aufgeklärte Varianz desto geringer die Abhängigkeit von Zufallsgrößen



entwickelte *Douglas* eine statistische Korrelation (*Formel 9*) zwischen den Hauptspannungen  $\sigma_1'$  und  $\sigma_3'$  auf Basis von über 860 Datensätzen mit einer aufgeklärten Varianz von 98,8%. Der spannungsabhängige Reibungswinkel  $\phi_{sec}$  lässt sich über folgende Beziehungen ermitteln:

$$\phi_{sec} = \sin^{-1} \left( \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right)$$

Formel 8

mit der statistischen Korrelation nach *Douglas*:

$$\sigma_1' = RFI \sigma_3'^{\alpha}$$

Formel 9

Für *RFI* gilt weiters:

$$RFI = 6,3491 RFI_e + 0,48763 RFI_{ANG} - 0,002 RFI_{dmax} - 1,1568 RFI_{FINES} + 0,30598 RFI_{UCS}$$

Formel 10

mit den Parametern:

$$RFI_e = \frac{1}{1 + e_i}$$

$$RFI_{ANG} = 1 \quad \text{für Kantkorn, andernfalls gilt} \quad RFI_{ANG} = 0$$

$$RFI_{dmax} = d_{max} \quad [\text{mm}]$$

$$RFI_{FINES} = \frac{e^{FINES - 20}}{1 + e^{FINES - 20}} \quad FINES^{17} \text{ in \%}$$

$$RFI_{UCS} = \frac{e^{UCS - 110}}{1 + e^{UCS - 110}} \quad UCS^{18} \text{ in MN/m}^2$$

Größten Einfluss auf das Ergebnis hat die Porenzahl, gefolgt vom maximalen Größtkorn, Feinanteil, der Kornklassifizierung und einaxialen Druckfestigkeit.[7]

In wird die Abschätzung des Reibungswinkels nach *Douglas* exemplarisch am Steinschüttmaterial des Bockhartseedammes durchgeführt. Zudem werden die Ergebnisse mit den Ergebnissen der Abschätzung nach *Barton* und *Kjarensli* verglichen.

<sup>17</sup> Feinanteil < 0,075mm

<sup>18</sup> einaxiale Druckfestigkeit

### 2.2.7 Zusammenfassung der Einflüsse auf den Reibungswinkel

*Tabelle 1* fasst die zuvor im Detail behandelten Effekte und Einflüsse auf den Reibungswinkel zusammen. Grundsätzlich sind dem Einfluß der Spannung, Porenanteil bzw. Verdichtungsgrad und Korngröße signifikantere Auswirkungen zuzuschreiben, während Parameter wie Rauigkeit, Plattigkeit und Rundungsgrad den Reibungswinkel eher geringfügig beeinflussen.

Parameter	Auswirkung auf $\Phi$	Anmerkung
Spannung	↓ Reduktion	Signifikante Auswirkung
Kornfestigkeit	↑ Steigerung	Effekt ist abhängig vom Verhältnis Spannung zu Kornfestigkeit
Ungleichförmigkeitsgrad	↓ Reduktion	geringfügige Auswirkungen, Effekt kehrt sich bei gut verdichtetem Material um <sup>19</sup>
Porenanteil	↓ Reduktion	mittelmäßige Auswirkung
Korngröße	↓ Reduktion	geringfügige Auswirkung
Plattigkeit	↑ Steigerung	geringfügige Auswirkung
Rundungsgrad	↓ Reduktion	gilt nur bei geringen Spannungen
Rauigkeit	↑ Steigerung	geringfügige Auswirkungen
Feinanteil	↓ Reduktion	abhängig vom Massenanteil

Tabelle 1: Zusammenfassung der Einflüsse und Auswirkungen auf den Reibungswinkel

<sup>19</sup> Marachi et al. [24];

## 2.3 Setzungsverhalten von Steinschüttungen

Die Ermittlung der Verformbarkeit von Steinschüttungen und die Gewinnung zuverlässiger und realitätsnaher Parameter für die Prognose der zu erwartenden Setzungen und Formänderungen haben im Dammbau zentrale Bedeutung. Deformationen bzw. Setzungen können die Sicherheit und Dauerhaftigkeit der Dammdichtung beeinträchtigen. Kenntnis über die Einflüsse auf das Setzungsverhalten von Steinschüttungen und Methoden zur Approximation von Kennwerten erleichtern die Beurteilung des Formänderungsverhaltens des gesamten Dammes.

### 2.3.1 Physikalischer Hintergrund - Abrieb und Kornbruch

Beide Phänomene treten hauptsächlich bei granularen kohäsionslosen Materialien auf und haben insbesondere bei gebrochenem Felsmaterial großen Einfluß auf deren Materialverhalten. Grundsätzlich treten Abrieb und Kornbruch erst bei Spannungen über  $100\text{KN/m}^2$  in Erscheinung. Bei kleineren Spannungen können sich die Körner im Allgemeinen bewegen, abhängig von der Lagerungsdichte kann Dilatanz auftreten. [33]

Bei höheren Spannungen kommt es lokal am Korn zu Spannungsspitzen. Diese treten an Bereichen mit Unregelmäßigkeiten wie lokale Fehlstellen, Unförmigkeiten oder Mikrorissen, auf. Es kommt demzufolge zu einer Überschreitung der Gesteinsfestigkeit und somit zu Bruch am Einzelkorn. Im großen Maßstab gesehen kommt es bei der Steinschüttung zu einer Verschiebung der Kornverteilungslinie, was sich wiederum in anderen Eigenschaften äußert.

Folgende Einflußfaktoren sind bestimmend für das Maß von Abrieb und Kornbruch:

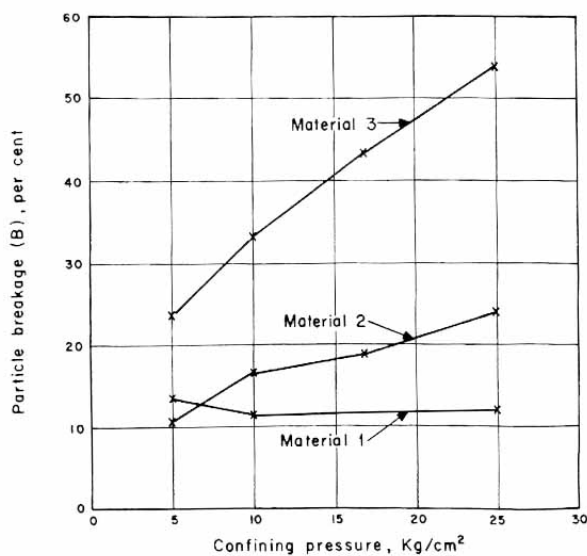
- Oberfläche
- Kornform
- Porenvolumen
- Einzelkornfestigkeit
- Kornverteilung
- Art und Größe der Beanspruchung
- Wassergehalt.

Grundsätzlich neigen größere Granulate eher zu Kornbruch als kleinere, da die Imperfektionen

am Einzelkorn mit der Korngröße zunehmen.

*Marsal* untersuchte den Einfluß von Kornbruch bei Steinschüttungen an verschiedenen Materialien und Kornverteilungen und stellte folgende Zusammenhänge fest.

Enggestuftes Material hat aufgrund der fehlenden kleineren Kornfraktionen ein höheres Porenvolumen als weitgestuftes, und daher auch eine verstärkte Tendenz zu Kornbruch. Die Gründe hierfür sind die wesentlich kleineren Kontaktflächen zwischen den Körnern, was zu größeren Spannungsspitzen an den Kontaktflächen führt. Bei weitgestuften Kornverteilungen unterstützen die kleineren Kornfraktionen, welche die Zwischenräume ausfüllen, die Kraftübertragung zwischen den einzelnen großen Körnern. Es entsteht dadurch ein wesentlich besseres und stabileres Korngerüst. *Abbildung 19* zeigt den deutlich höheren Anteil an Kornbruch bei enggestuften Kornverteilungen<sup>20</sup>. [26]



Material 1: Basalt, weitgestuft  
 Material 2: Granit-Gneis, weitgestuft  
 Material 3: Granit-Gneis, enggestuft

Abb. 19: Kornbruch in Abhängigkeit der Spannung und der Ungleichförmigkeit aus: [26]

<sup>20</sup> *Abb.19*, Material 3

### 2.3.2 Einflüsse auf die Verformbarkeit

Grundsätzlich weisen Steinschüttungen unter Belastung verhältnismäßig große Bruchdehnungswerte auf. Die physikalischen Hintergründe für dieses Phänomen begründen sich in der Neigung von Steinschüttmaterial zu Kantenbruch, Kornzertrümmerung und internen Umlagerungen. Die Haupteinflussfaktoren sind daher, abgesehen von der Belastung, Einzelkornfestigkeit, Kornform, Korngröße und Kornverteilung.

*Marachi* [24] führte umfangreiche Triaxialtests an Materialien von drei unterschiedlichen Dämmen mit jeweils unterschiedlichen Korngrößen durch und führte folgende Zusammenhänge an:

Materialien mit größeren Korngrößen konsolidieren bzw. erleiden größere Verformungen als Kornverteilungen mit kleinerem Größtkorn. Deutlich ersichtlich sind diese Unterschiede in *Abbildung 20* und *21*. Sowohl bei axialen als auch volumetrischen Verformungen weisen die Probenreihen mit kleineren Korngrößen<sup>21</sup> einen deutlich geringeren Verformungsanteil auf. Wird nach dem Bruchzustand die Spannung weiter gesteigert, so sind keine weiteren Verformungen mehr zu erwarten. Diese Ergebnisse decken sich gut mit den Erkenntnissen aus an Sand durchgeführten Kompressionsversuchen.<sup>22</sup>

---

<sup>21</sup> vgl. *Abb. 20 & 21*, Größtkorn = 0,45“

<sup>22</sup> vgl. *Bishop A.*, The Strength of Soils as Engineering Materials, Geotechnique, Vol.1, 1948, S. 91ff

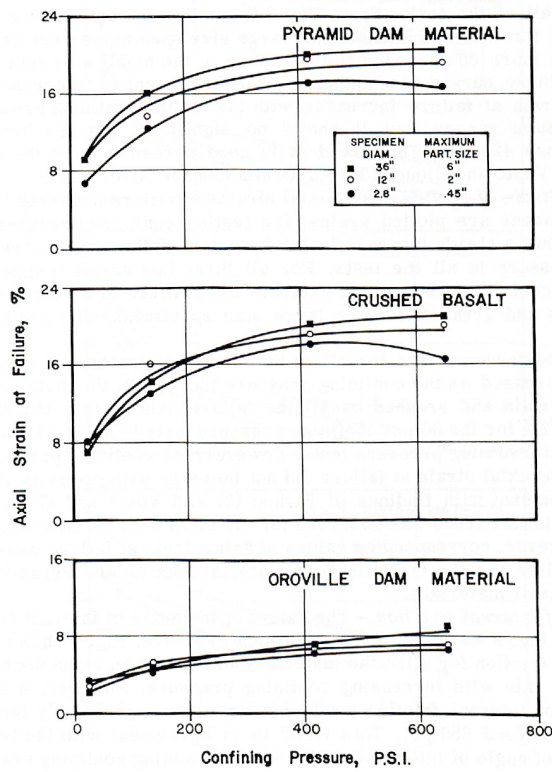


Abb. 20: Axiale Verformung im Bruchzustand  
aus: [24]

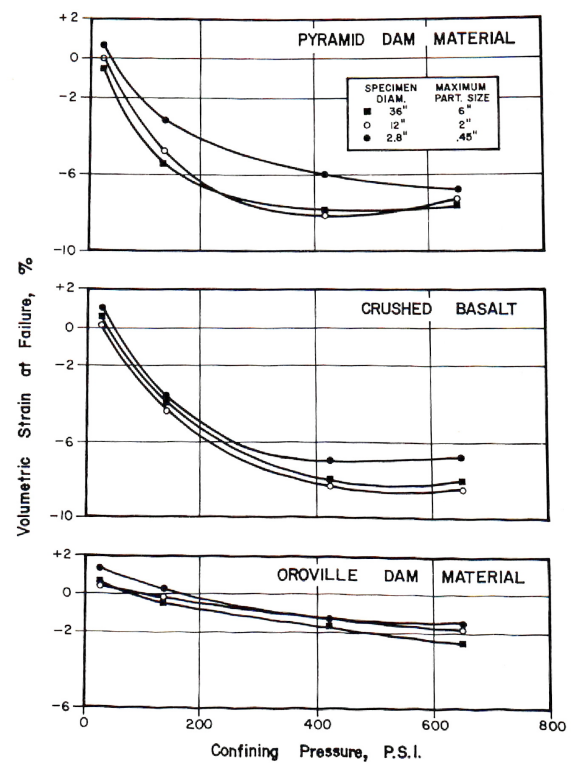


Abb. 21: Volumetrische Verformung im  
Bruchzustand aus: [24]

Weiters ist anzumerken, dass je gleichförmiger die Kornverteilung ist, je geringer die Verdichtung, je höher die Beanspruchung und je kleiner die Druckfestigkeit, desto größer fallen die Setzungen aus.

### 2.3.3 Einfluss der Gesteinsfestigkeit

50% der Erdoberfläche sind von Gesteinen geringerer Druckfestigkeit bedeckt. Aufgrund dieser Tatsache ist die Verwendung dieser Gesteinstypen für den Bau von Steinschüttdämmen oftmals nicht vermeidbar. In diesem Kapitel wird daher näher auf die Eigenschaften verwitterter bzw. weicher Gesteine und deren Verwendung in Steinschüttdämmen eingegangen.

Im Vergleich zu harten Gesteinen ist das Deformationsvermögen weicher Gesteine unter Druck weitaus höher. Als Untergrenze für die Definition „weiche Gesteine“; die für Steinschüttdämme in Frage kommen, kann eine einaxiale Druckfestigkeit von 15MPa angegeben werden. Eine Obergrenze bilden Gesteinsfestigkeiten im Bereich von 30MPa.

Das Kompressionsverhalten weicher Gesteine ist stark vom Einfluss des Kornbruchs und des Wassergehalts geprägt. So zeigt sich schon während der Verdichtung von Steinschüttmaterial mit geringen Gesteinsfestigkeiten eine signifikante Veränderung der Porenzahl und Trockendichte mit zunehmenden Walzübergängen, was auf starken Kornbruch deutet. *Abbildung 22* zeigt die überdurchschnittlich starke Zunahme der Trockendichte bei der Verdichtung von Steinschüttmaterial geringer Festigkeit am *Yutiao* Damm.

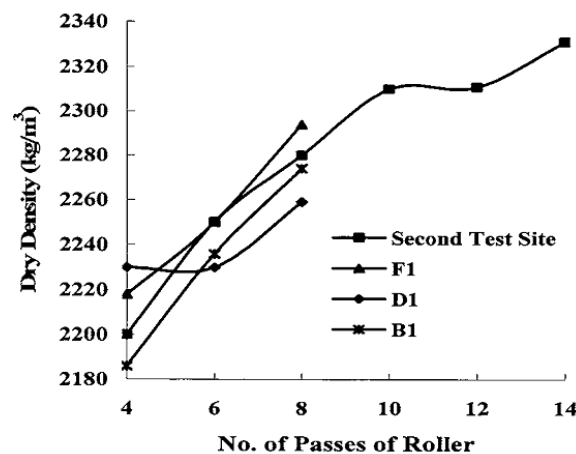


Abb. 22: Veränderung der Trockendichte mit zunehmenden Walzübergängen aus: [49]

Anzumerken ist dass es infolge dieser starken Kornzertrümmerungen während der Verdichtung zu einer deutlichen Verringerung der Durchlässigkeit kommt. Die Gründe dafür sind in der Verschiebung der Kornverteilungslinie zu finden. Die Partikelgröße wird mit zunehmender Anzahl der Walzenübergängen kleiner.

Weiches Steinschüttmaterial weist im Vergleich zu Material höherer Gesteinsfestigkeiten

deutlich flachere Spannungs-Dehnungspfade auf. Die für Steinschüttmaterial typische Verfestigung mit zunehmender Spannung kann wie in *Abbildung 23* ersichtlich ist, auch für Material geringerer Gesteinsfestigkeiten geltend gemacht werden. Der Einfluß der Wassersättigung auf weiches Steinschüttmaterial ist zudem im Allgemeinen deutlich größer, jedoch stark abhängig vom Gesteinstyp.

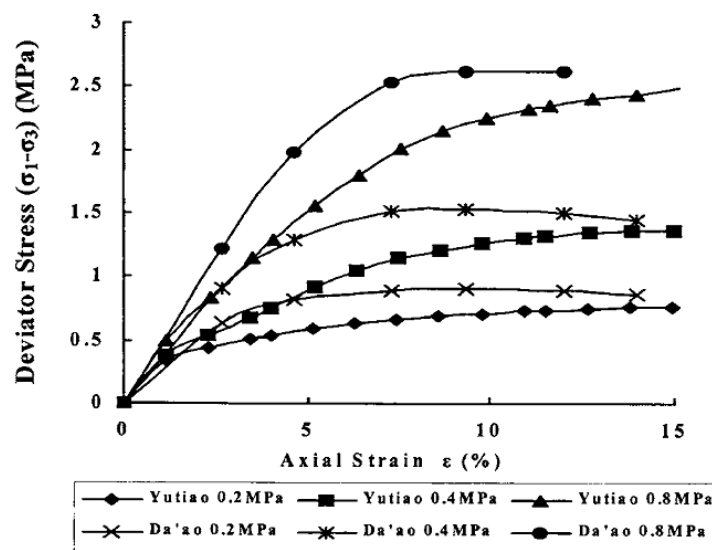


Abb. 23: Spannungs-Dehnungspfade von Steinschüttmaterial mit geringen Gesteinsfestigkeiten aus: [49]

Yutiao Damm  $UCS=18,8\text{MPa}$

Da'ao Damm  $UCS=28,3\text{MPa}$



### 2.3.4 Sättigungssetzungen

Eine Wassersättigung von Steinschüttmaterial kann bedeutende Setzungseffekte nach sich ziehen. Grundsätzlich liegt das Wasseraufnahmevermögen von Gestein im Bereich von 1%, hängt aber deutlich vom Porengehalt ab. Größere Werte lassen auf eine geringere Gesteinsfestigkeit schließen. [21] Insgesamt ist der Einfluss des Wasseraufnahmevermögens von gutem Steinschüttmaterial auf das Setzungsverhalten sehr klein.[45]

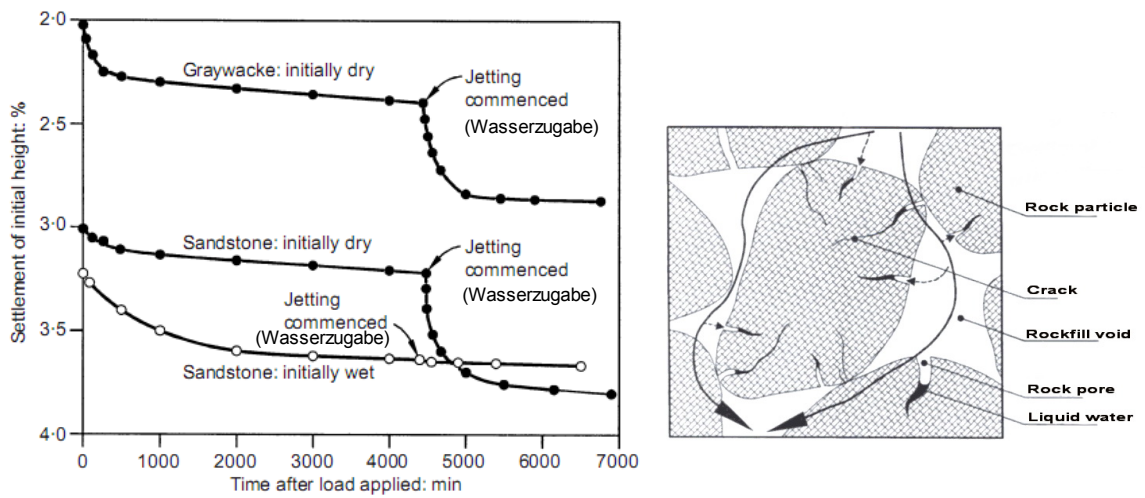
Oedometerversuche mit Porphy-Steinschüttmaterial haben gezeigt, dass die Zusammendrückbarkeit des Materials in nassem wie in trockenem Zustand etwa gleich ist. Material, welches nass eingebaut wurde und danach zusätzliche Annässung erfährt, weist deutlich geringere Verformungen auf als trocken eingebaut und verdichtetes Material, welches nach Einbau angenässt wurde. Dabei spielt es keine Rolle, ob die Annässung vor oder während Aufbringen der Belastung geschieht, jedoch gilt je größer die Wassersättigung vor Einbau, desto geringer fallen die Setzungen aus. *vgl. Abbildung 24a* Die physikalischen Hintergründe für dieses Phänomen sind in der Art der Kontakte zwischen den Materialpartikeln zu finden. In Mineralien mit zweidimensionalem Kristallgitter<sup>23</sup> kommt es durch Wasserkontakt zu einer Abnahme des Schubwiderstandes an den Kontaktstellen, was Setzungen mit sich zieht. Weitaus größere Setzungserscheinungen zufolge Wassersättigung produzieren Mineralien mit dreidimensionaler Gitterstruktur.<sup>24</sup> Es kommt dabei zu einer Festigkeitsverminderung an der Kornoberfläche, was einen Bruch kantiger Bereiche des Einzelkorns, und demzufolge Setzungen des Steinschüttmaterials mit sich zieht. *vgl. Abbildung 24b* Besonders stark kommen diese Faktoren bei verwitterten Gesteinen zum Tragen.[25] Eine Verringerung des Porenvolumens bringt eine deutliche Reduktion der Korn zu Korn Kräfte mit sich, was sich in geringeren Setzungserscheinungen des Materials äußert. Demzufolge sind weitgestufte Kornverteilungen weniger setzungsanfällig als enggestufte.

Weiters ist anzumerken, dass durch die Beimengung bindiger Materialien dieser Setzungseffekt deutlich verstärkt wird. [50]

---

<sup>23</sup> u.A. Glimmer, Serpentin, Steatite, Chlorite, Schiefer...

<sup>24</sup> u.A. Quarz, Feldspat, Calcite...



a)

b)

Abb. 24: a) Setzungseffekt durch Wassersättigung aus: [27]

b) Einzelkornstruktur adaptiert aus: [1]

### 2.3.5 Steifigkeit

Die Parametergewinnung von Steinschüttmaterial für Berechnungen gestaltet sich oftmals als extrem schwierig. Größtenteils sind bei alten Dämmen kaum Unterlagen vorhanden oder die dafür erforderlichen Versuche wurden nur in begrenztem Umfang durchgeführt. Weiters stellen die Korngrößen von Steinschüttmaterial, welche oftmals ein Größtkorn von bis zu einem Meter aufweisen, für die Versuchsdurchführung ein Hindernis dar. Zudem gibt es kaum Triaxialzellen, die für Versuche mit Steinschüttmaterial dieser Größe geeignet sind. Es ist daher teilweise notwendig, die Eigenschaften und insbesondere die Steifigkeitsmodule von Steinschüttmaterial aus Versuchen und statistischen Auswertungen anderer Dämme abzuschätzen. Größtenteils stammen diese Auswertungen von gut instrumentierten Steinschüttdämmen mit Oberflächendichtung, sind jedoch auf Dämme anderer Dichtungsart übertragbar.

*Tabelle 2* gibt einen grundlegenden Überblick über die Einflussfaktoren und deren Einfluss auf die Steifigkeit.

Parameter	Auswirkung auf die Steifigkeit	Anmerkung
Plattigkeit	↑ Steigerung	
Ungleichförmigkeitsgrad	↓ Reduktion	
Porenanteil	↓ Reduktion	
Korngröße	↓ Reduktion	
Oberflächenrauigkeit	↑ Steigerung	
Feinanteil	↓ Reduktion	insbes. bei schluffigen Beimengungen

Tabelle 2: Zusammenfassung der Einflüsse auf die Steifigkeit

### 2.3.5.1 Klassifizierung von eingebautem Steinschüttmaterial

Grundsätzlich wird unterschieden zwischen verdichtetem und unverdichtetem Steinschüttmaterial. Da zweiteres heutzutage nur mehr die Rückrechnung sehr alter Dämme betrifft, wird auf diese Problemstellung in dieser Arbeit nicht näher eingegangen.<sup>25</sup>

*Cooke* [6] gibt für verdichtetes Steinschüttmaterial folgende Klassifizierung vor:

- Gut-verdichtet: Lagenstärke unter 1m<sup>26</sup>, verdichtet unter Zugabe von Wasser<sup>27</sup> mit mindestens vier Walzenübergängen einer 10to Glattmantelvibrationswalze
- Mittelmäßig bis gut verdichtet: Lagenstärken 1,2 – 1,6m, unter Wasserzugabe mit 4 – 6 Walzenübergängen einer 10to Glattmantelvibrationswalze verdichtet.
- Mittelmäßig verdichtet: Lagenstärken 1,5 – 2m, ohne Wasserzugabe mittels vier Walzenübergängen einer 10to Glattmantelvibrationswalze verdichtet

Die Einteilung nach *Cooke* erlaubt nur eine sehr grobe Klassifizierung, da allgemein im modernen Dammbau nur Lagenstärken von unter 1m ausgeführt werden. [45]

### 2.3.5.2 Abschätzung des Steifemoduls nach *Fitzpatrick*

Für die Abschätzung der Steifigkeit von Steinschüttmaterial gibt *Fitzpatrick* [12] folgende

<sup>25</sup> für die Abschätzung der Steifigkeit von unverdichtetem Steinschüttmaterial („dumped rockfill“) finden sich in folgenden Literaturquellen nähere Angaben: [11], [15], [18], [25]

<sup>26</sup> abhängig von der Gesteinsfestigkeit

<sup>27</sup> Ausnahmen bilden Gesteine wo der Einfluss der Wassersättigung vernachlässigbar ist. (hauptsächlich Gesteine hoher Festigkeiten)

Näherung an:

$$E_{rc} = \frac{\gamma H d_1}{\delta_s}$$

Formel 11

$$E_{rc} = \frac{\gamma_w H d_2}{\delta_n}$$

Formel 12

Wobei  $E_{rc}$  der Steifemodul während der Bauzeit (Abbildung 25a) in [KN/m<sup>3</sup>],  $\gamma$  die Wichte von Steinschüttmaterial in [KN/m<sup>3</sup>],  $\gamma_w$  die Wichte von Wasser in [KN/m<sup>3</sup>],  $\delta_s$  die Setzungen der Schicht mit der Höhe  $d_1$  in Bezug zur Höhe  $H$  über der Schicht sind.  $\delta_s$  und  $\delta_n$  sind in [mm],  $H$ ,  $h$  und  $d_1$  sind laut *Abbildung 25a* und *25b* in [m] anzugeben.

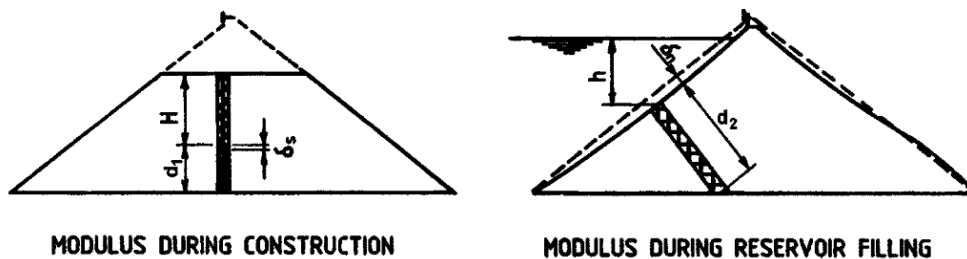


Abb. 25: Vereinfachtes Verfahren zur Abschätzung des Steifemoduls von Steinschüttdämmen aus: [12]

*Formel 12* ist ein theoretischer Steifemodul, welcher nur in Zusammenhang mit oberflächengedichteten Steinschüttdämmen zur Abschätzung der Oberflächendeformationen während des Ersteinbaus angewendet werden kann und hier nur aus Gründen der Vollständigkeit angeführt wird. [18]

### 2.3.5.3 repräsentativer Verformungsmodul nach Hunter und Fell

*Hunter und Fell* [18] erschufen ein Verfahren zur Abschätzung des repräsentativen Verformungsmoduls  $E_{rc}$  in Abhängigkeit der Partikelgröße  $d_{80}$ <sup>28</sup> und der Gesteinsfestigkeit. Dieses Verfahren basiert auf statistischen Auswertungen unterschiedlicher Steinschüttmaterialien.

Aus *Abbildung 26* lässt sich der repräsentative Verformungsmodul in Bezug zur Partikelgröße und Gesteinsfestigkeit bzw. Verdichtung bestimmen.

<sup>28</sup> Siebgröße bei 80% Siebdurchgang

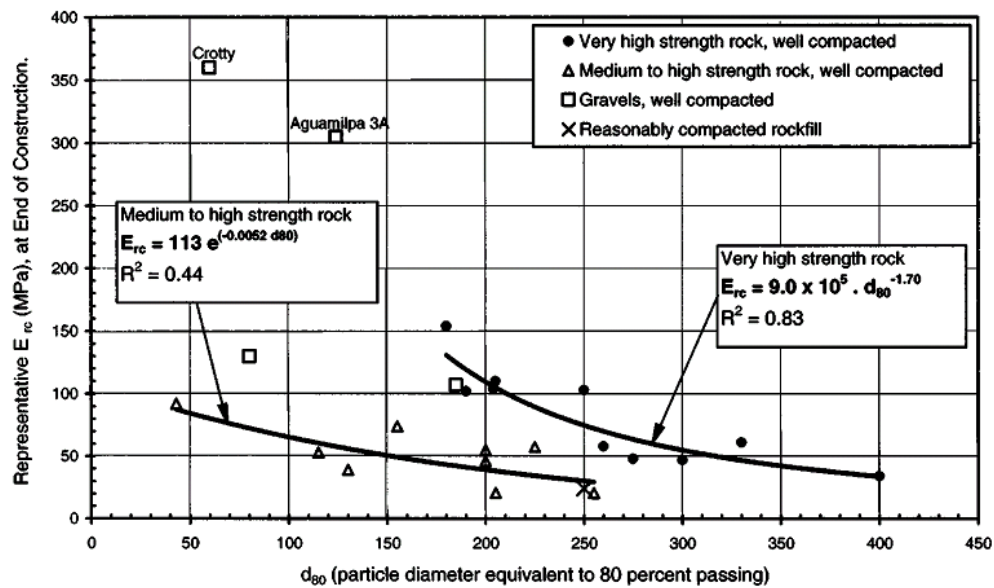


Abb. 26: Repräsentativer Verformungsmodul  $E_{rc}$  in Abhängigkeit der Partikelgröße  $d_{80}$  und der Gesteinsfestigkeit aus [18]

Für die vertikale Bezugsspannung werden folgende Angaben gemacht:

- 1400KPa für hohe Gesteinsfestigkeiten und gut verdichtetes Material
- 800KPa für mittel bis hohe Gesteinsfestigkeiten und gut verdichtetes Material
- 1500KPa für gut verdichteten Schotter

Für andere vertikale Bezugsspannungen schlagen die Autoren unter Berücksichtigung des nichtlinearen Spannungs-Verformungsverhalten einen Zuschlag von:

- $\pm 7,5\%$  pro 200KPa für hohe Gesteinsfestigkeiten<sup>29</sup>
- $\pm 6\%$  pro 200KPa für mittlere Gesteinsfestigkeiten<sup>30</sup>

vor. Wobei obige Korrekturfaktoren positiv für abnehmende Spannungen und negativ für zunehmende Spannungen einzusetzen sind. Für mittlere Gesteinsfestigkeiten mit einer einaxialen Druckfestigkeit von 6 -20 MPa ist zudem ein Abminderungsfaktor von 0,7 für  $E_{rc}$  zu berücksichtigen.

<sup>29</sup> Zuschlag nur im Bereich zwischen 400KPa und 1600KPa

<sup>30</sup> Zuschlag nur im Bereich zwischen 200KPa und 1200KPa

$W_r/H$ ratio (river width to height)	Average abutment slope angle (degrees)	Stress reduction factor (embankment location)			
		Base (0 to 20%)	Mid to low (20 to 40%)	Mid (40 to 65%)	Upper (65% to crest)
0.2	10 to 20	0.93	0.95	0.97	1.0
	20 to 30	0.88	0.92	0.96	0.98
	30 to 40	0.82	0.88	0.94	0.97
	40 to 50	0.74	0.83	0.91	0.96
	50 to 60	0.66	0.76	0.86	0.94
	60 to 70	0.57	0.69	0.82	0.92
0.5	<25	1.0	1.0	1.0	1.0
	25 to 40	0.93	0.95	0.97	1.0
	40 to 50	0.91	0.92	0.95	0.05–1.0
	50 to 60	0.87	0.88	0.93	0.05–1.0
	60 to 70	0.83	0.85	0.90	0.05–1.0
1.0	All slopes	0.95–1.0	0.95–1.0	1.0	1.0

Tabelle 3: Reduktionsfaktor in Abhängigkeit der Talform aus: [18]

Aus *Tabelle 3* sind die Abminderungsfaktoren des repräsentativen Verformungsmoduls in Abhängigkeit der Talform  $W_r/H$ , Widerlagerneigung<sup>31</sup> und Dammbereich<sup>32</sup> auszulesen.

#### 2.3.5.4 Abschätzung des Oedometermoduls für granulare Materialien

*Salas und Justo* [30] haben im Zuge dutzender Oedometerversuche an granularen Materialien die Ergebnisse statistisch ausgewertet und in Diagrammform dargestellt. Das im *Anhang A* beigefügte Diagramm ermöglicht eine Abschätzung des Oedometermoduls in Abhängigkeit der Trockendichte. Unterscheidungen werden dabei auch in Abhängigkeit der Kornform und dem Ungleichförmigkeitsgrad der Kornverteilung getroffen. Im Zusammenhang mit dem in *Kapitel 4.2* behandelten *Hardening Soil Stoffgesetz* erweist sich diese Abschätzung als durchaus brauchbar.

<sup>31</sup> Average abutment slope angle

<sup>32</sup> Embankment location

## 2.4 Hyperbolisches Stoffgesetz von Duncan und Chang

Labortests haben gezeigt, dass das Spannungs/Dehnungsverhalten von Steinschüttmaterial nichtlinear unelastisch und spannungsabhängig ist. Unter deviatorischer Erstbelastung, wie sie im speziellen Fall eines Triaxialversuchs entsteht, zeigt sich eine mit zunehmender Spannung abnehmende Steifigkeit unter Ausbildung plastischer Dehnungen. *Kondner und Zelasko*<sup>33</sup> entwickelten ein von *Duncan* und *Chang* verfeinertes Materialmodell, das über einen hyperbolischen Ansatz dieses nichtlineare Verhalten des Bodens gut approximiert. Grundlage bildet folgende hyperbolische Gleichung von *Kodner*:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon}$$

Formel 13:

wobei  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  die größte und die kleinste Hauptnormalspannung,  $\epsilon_1$  die axiale Verzerrung in Richtung der Hauptnormalspannung  $\sigma_1$  und  $a$  bzw.  $b$  experimentell bestimmte Konstanten darstellen.  $a$  wird über den Reziprokwert der Anfangssteifigkeit  $E_i$  ermittelt während  $b$  dem Reziprokwert der Asymptote des Spannungsdeviators  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  bei  $\epsilon \rightarrow \infty$  darstellt. vgl. *Abb. 28*

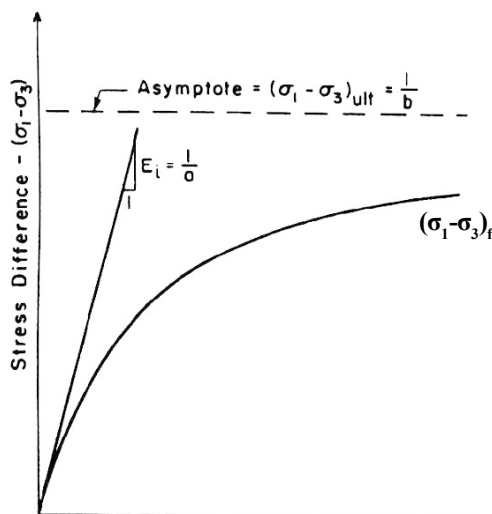


Abb. 28: Hyperbolische Spannungs-Verformungsbeziehung aus: [9]

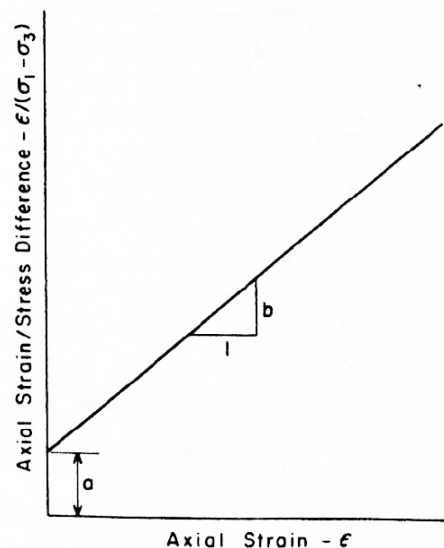


Abb. 27: Transformierte Kurve aus: [9]

<sup>33</sup> *Kondner R. L., Zelasko J.S., An Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands, Proc. 2<sup>nd</sup> Pan. American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, 1963, Vol.1, S.289ff*

Transformiert man die hyperbolische Spannung-Verformungskurve über folgende Gleichung:

$$\frac{\epsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b \epsilon$$

Formel 14

so lassen sich die Koeffizienten  $a$  und  $b$  einfach und gut korrespondierend zur hyperbolischen Spannungs-Verformungskurve ermitteln<sup>34</sup>. vgl. Abb.28

Da jedoch erfahrungsgemäß die Asymptote der Deviatorspannung bei unendlicher Dehnung  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  größer ist als die Deviatorspannung bei Versagen der Probe,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  wird der Korrekturfaktor:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

Formel 15

eingeführt. [9]

Der eingeführte Korrekturfaktor  $R_f$ , welcher immer kleiner eins sein muß, liegt im Wertebereich zwischen 0,50 und 0,95<sup>35</sup> und ist spannungsabhängig.

Formel 13 kann mit den Parametern  $a$  und  $b$ , ausgedrückt durch die Anfangssteifigkeit  $E_i$  und der Druckfestigkeit  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , zu folgender Formel entwickelt werden:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \left[ \frac{\epsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon_1 R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \right]$$

Formel 16

Die Anfangssteifigkeit  $E_i$  kann nach Janbu<sup>36</sup>, welcher experimental den Zusammenhang zwischen Anfangssteifigkeit und Spannung formal erfasst hat, ermittelt werden.

<sup>34</sup> Anwendungsbeispiele zur Parameterbestimmung aus Triaxialversuchen finden sich in:

AVT-DVWK-M502, Berechnungsverfahren für Staudämme – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund, DVWK, 2002

<sup>35</sup> Duncan et al (1980) [10]

<sup>36</sup> Janbu N., Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Vol.4, S.19ff



$$E_i = K_E p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

Formel 17

In *Formel 17* sind  $p_a$  der atmosphärische Druck<sup>37</sup>,  $K_E$  und  $n$  aus Versuchen ermittelte Konstanten, wobei  $n$  die Veränderungsrate des Anfangssteifemoduls  $E_i$  mit der Spannung beschreibt. [9]

*Duncan und Chang* entwickelten aus vorangegangenen Formeln ein Stoffgesetz, welches erlaubt zu jedem Punkt der Spannungs-Verformungskurve die zugehörige Tangentensteifigkeit  $E_t$  abzuleiten.

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \epsilon}$$

Formel 18

Einsetzen von *Formel 16* in *Formel 18* ergibt folgenden Ausdruck für die Tangentensteifigkeit  $E_t$ :

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[ \frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon_1 R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2}$$

Formel 19

Nachteilig zeigt sich bei *Formel 16*, dass die Steifigkeit  $E_t$  von den Spannungen  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  als auch von den Dehnungen  $\epsilon$  abhängig ist. Beide können jedoch, insbesondere im Initialspannungszustand, unterschiedlich referenziert sein. Durch Umformen der *Formel 16* erhält man:

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{E_i \left[ \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]}$$

Formel 20

Das Einsetzen der *Formel 20* in *Formel 19* und vereinfachen der Gleichung ergibt:

<sup>37</sup>  $p_a$  muß in derselben Einheit wie  $E_i$  angegeben werden

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right] E_i$$

Formel 21

Unter Verwendung des *Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums* bei konstant gehaltener Seitenspannung und Ersetzen des Spannungsdeviators  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  durch die Materialkennwerte in  $c$  und  $\phi$  ausgedrückt ergibt sich nach [9] folgende konstitutive Beziehung:

$$E_t = \left[ 1 - R_f \frac{(1 - \sin \Phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \Phi} \right]^2 E_i$$

Formel 22:

Die Veränderung des Reibungswinkels mit der Spannung<sup>38</sup> wird nach *Duncan* und *Chang* über folgenden Ausdruck berücksichtigt [29]:

$$\phi = \phi_1 - \Delta \phi \log \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)$$

Formel 23:

wobei  $\phi_1$  der Reibungswinkel bei einer Spannung von 1 atm ( $1 \text{ atm} = 101,325 \text{ KN/m}^2$ ),  $p_a$  der atmosphärische Luftdruck, und  $\Delta \phi$  die Reduktion des Reibungswinkels bei einer Verzehnfachung der Spannung  $\sigma_3$  ist.

#### 2.4.1 Be- und Entlastungsmodul

Bei Ent- und Wiederbelastung kann nach [9] das Spannungs-Verformungsverhalten linear elastisch approximiert werden. Der Steifigkeitsmodul für die Ent- und Wiederbelastung  $E_{ur}$  ist abhängig vom Seitendruck  $\sigma_3$ , jedoch unabhängig vom Spannungsdeviator  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ . Versuche an Quarzsand haben gezeigt, dass der Be- und Entlastungsmodul mit:

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

Formel 24

---

<sup>38</sup> vgl. Kap. 2.2

approximiert werden kann. Dabei ist  $E_{ur}$  der Ent- und Wiederbelastungsmodul,  $p_a$  der atmosphärische Luftdruck,  $K_{ur}$  und  $n$  Konstanten zur Modellierung der Wiederbelastung. [9] *Saboya* gibt als vernünftiges Verhältnis  $K_{ur}/K_E$  mit 2-4 an.[29]

### 2.4.2 Querdehnzahl

Für die Querdehnzahl gaben *Duncan et al.* [10] folgende Beziehung an:

$$\nu = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{E_t}{3B} \right) \quad 0 \leq \nu \leq \frac{1}{2}$$

Formel 25

wobei  $B$  der von der Seitenspannung  $\sigma_3$  abhängige Kompressionsmodul mit:

$$B_t = K_B p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad \frac{E_t}{3} \leq B \leq \frac{E_t}{17}$$

Formel 26

angegeben wird. Dabei ist  $p_a$  der atmosphärische Luftdruck,  $K_B$  und  $m$  sind Konstanten.

## 3 Staudamm Bockhartsee

### 3.1 Allgemeines

#### 3.1.1 Beschreibung

Der Staudamm Bockhartsee wurde in den Jahren 1981 und 1982 von der *Salzburg AG* (SAFE) im Gasteinertal oberhalb der Naßfelder Ache errichtet und bildet gemeinsam mit dem Kraftwerk Naßfeld die Oberstufe für das Kraftwerk Bockstein.

Der natürlich vorhandene Bockhartsee wurde durch den errichteten Staudamm um rd. 30 Meter angestaut. Dadurch ergibt sich ein nutzbares Speichervolumen von 14,9 Mio m<sup>3</sup>. Der Speicher Bockhartsee wird als Jahresspeicher geführt, was bedeutet, dass es im Frühjahr und Sommer zu einer Auffüllung des Speichers kommt, während im zuflussarmen Winter schwerpunktmäßig Strom produziert wird. In den Sommermonaten wird der Speicher daher nur in den obersten Bereichen bewirtschaftet. Die erste Teilstauphase begann im Jahr 1983. Im Jahr darauf wurde mit Erreichen des Stauziels von +1872,50m der erste Vollstau erfolgreich durchgeführt.

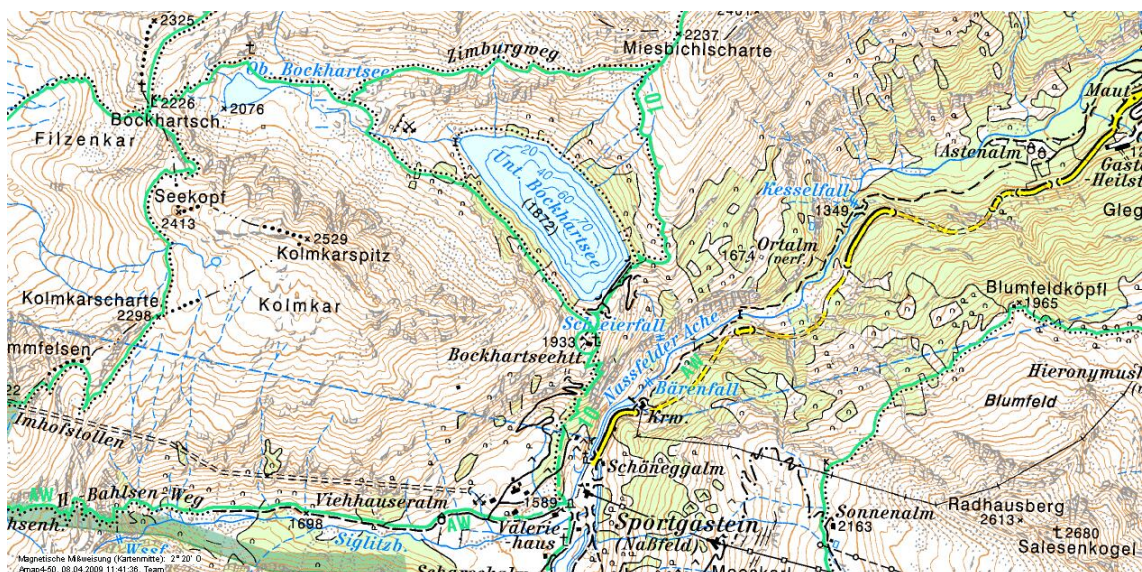


Abb. 29: Lageplan Staudamm Bockhartsee aus: ÖK 1:50000 (2005), Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen

#### 3.1.2 Dammaufbau

Aufgrund der begrenzten Auswahl an geeigneten Dichtungsmaterialien in näherer Umgebung hat man sich für einen Damm mit Betonkerndichtung entschieden. Der Damm selbst weist eine maximale Höhe von 30,7m auf und liegt in einem relativ breiten Talprofil mit dem Verhältnis

Kronenlänge zur Höhe von  $\frac{230\text{ m}}{30,7\text{ m}}=7,4$ . Die Gründung des Dammes erfolgte auf massivem Fels, der durch einen Dichtungsschirm abgedichtet wurde. Die aufbetonierte Herdmauer, welche den Anschluß an die Betonkerndichtung bildet, wurde, um die Injektionsdrücke aufzunehmen, in den Fels rückverankert. Die Betonkerndichtung weist eine Stärke von 60cm auf und wurde nur konstruktiv bewehrt. Wasserseitig wurde auf den Betonkern eine bituminöse Gleitschicht zur Reduktion der Mantelreibung aufgetragen. Im Anschluss daran brachte man eine feinkörnige Schicht aus abgesiebttem Stollenfräsmaterial im Kornbereich von 0-20mm ein. Der angrenzende wasserseitige Stützkörper besteht aus einer Steinschüttung mit stufenweise Anpassung des Größtkorns von 30cm im Mauerbereich bis zu 1m im Außenbereich des Dammes. Luftseitig wurde neben der Betonkerndichtung ein Drainagematerial im Kornbereich von 2-100mm in einer Stärke von 50-100cm eingebracht. Der angrenzende Stützkörper besteht größtenteils aus Moräne und Hangschutt mit einer Deckschichte aus Steinschüttung. Aufgrund der quer zum Tal gerichteten Kuppe, auf welcher der Damm errichtet wurde, ist der wasserseitige Stützkörper mit rund 60m Böschungshöhe deutlich höher als der luftseitige.

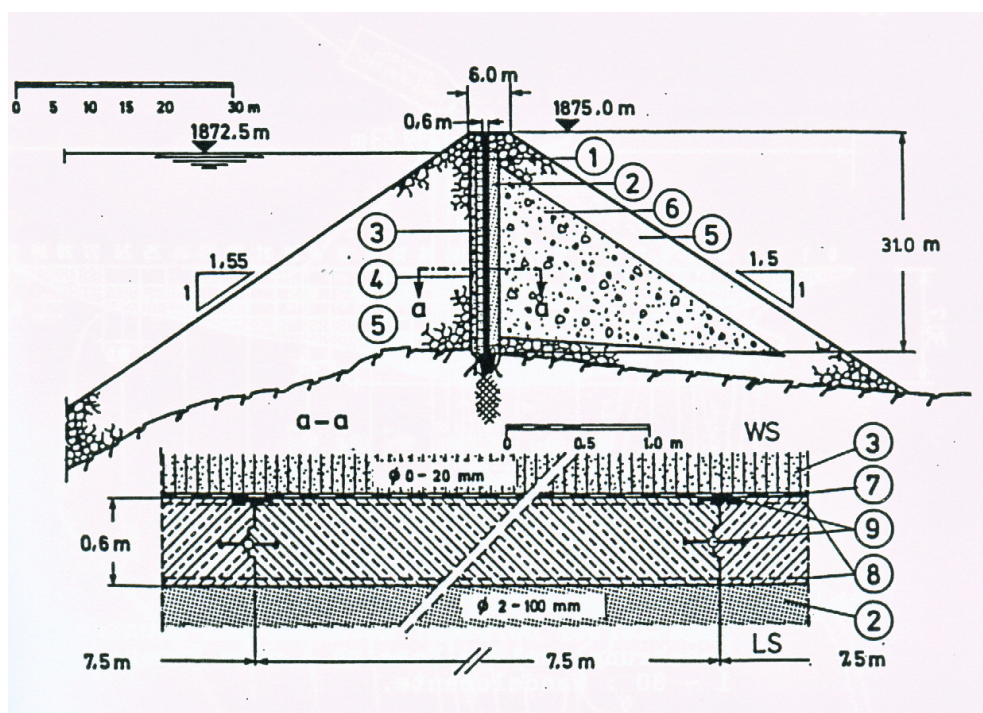


Abb. 30: Dammaufbau aus: [36]

1 Betonkern, 2 Drainagezone, 3 feinkörnige Zone, 4 Übergangzone, 5 Steinschüttung ( $d_{\max}=1,0\text{m}$ ), 6 Moräne, 7 Gleitschicht, 8 Konstruktive Bewehrung, 9 Dichtungsbänder

Die Kernwand wurde in Abschnitten von 7,5m Länge und 4,3m Höhe von der jeweils obersten Ebene der Dammschüttung betoniert. Die Fugen sind vertikal als Bewegungsfugen mit jeweils zwei Fugenbändern ausgebildet. Horizontale Fugen sind Arbeitsfugen, die mit einem wasserseitigen Oberflächendichtband abgedichtet wurden.

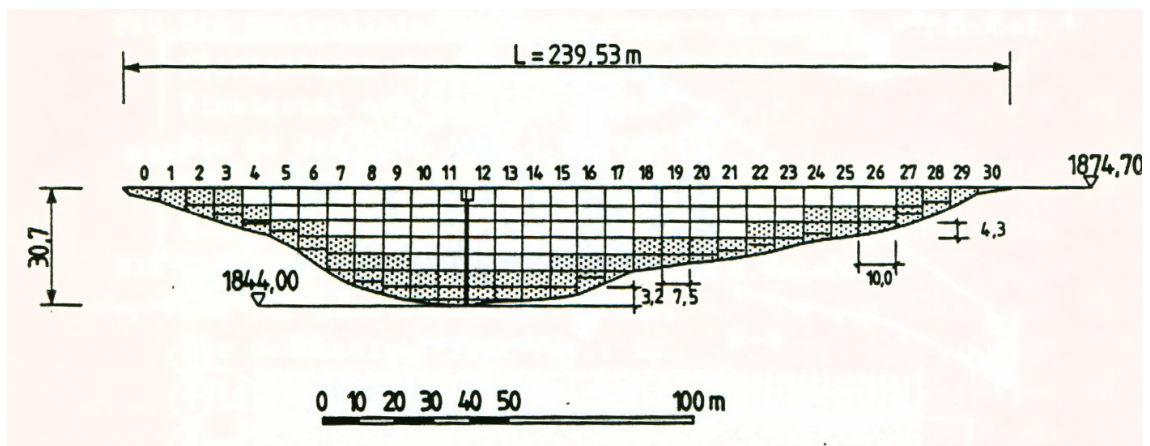


Abb. 31: Kernwand mit Betonierabschnitten aus: [36]

punktierter Bereich: Kernwand mit Baustahlgitterbewehrung

weißer Bereich: ohne Bewehrung

### 3.1.3 Dammerhöhung

Im Zuge der Erweiterung des Tagesspeichers Naßfeld durch ein unterirdisches fast 2000 Meter langes Kavernensystem suchte man nach Möglichkeiten einer sinnvollen Verwendung des Ausbruchsmaterials von über 160.000m<sup>3</sup> kompaktem Gneisgestein. Es bot sich an, einen großen Teil dieses Materials für eine Erhöhung des 300m höher gelegenen Dammes Bockhartsee zu verwenden und dadurch den Speicherinhalt um rund 3,6 Millionen Kubikmeter zu erhöhen. Im Zuge der Planungen wurde eine unkonventionelle Möglichkeit in Kombination mit einer starren Winkelstützmauer ausgearbeitet. Sie ermöglicht es auf eine wasserseitige Schüttung, welche bis tief in den Speicher reichen würde, zu verzichten. *Abbildung 32* zeigt einen Schnitt durch den erhöhten Damm.

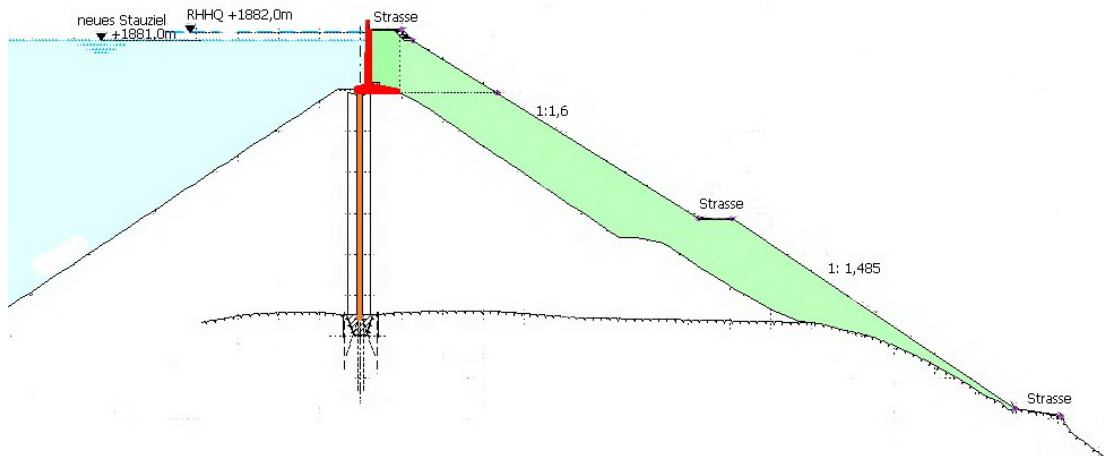


Abb. 32: Schnitt durch den Bockhartseedamm adaptiert aus: [38]

Auf den Bestandsdamm wurde eine 9m hohe starre Winkelstützmauer aufgesetzt, welche anschließend luftseitig des Dammes mit Tunnelausbruchsmaterial hinterfüllt wurde. Die Stützmauer wurde so konzipiert, dass eine Einschüttung statisch nicht erforderlich wäre. Die Stützmauer dient dabei nicht nur als Abdichtungselement, sondern trägt auch zur Abtragung von Wasserlasten bei. [38]

Um eine Beeinflussung der bestehenden Kernwand im Bestandsdamm zu vermeiden, erfolgte der Anschluß der Winkelstützmauer an die Kernwand über einen an der Kernwand kraftschlüssig angebrachten Verbindungsbalken welcher nach weitgehendem Abklingen der Bausetzungen betoniert wurde. Der Anschluss des Verbindungsbalkens erfolgt querkräftfrei mit zwei innenliegende Fugenbänder als Abdichtung. Ein Querschnitt der Anschlussbereich der Winkelstützmauer an die Kernwand ist in *Abbildung 33* ersichtlich.

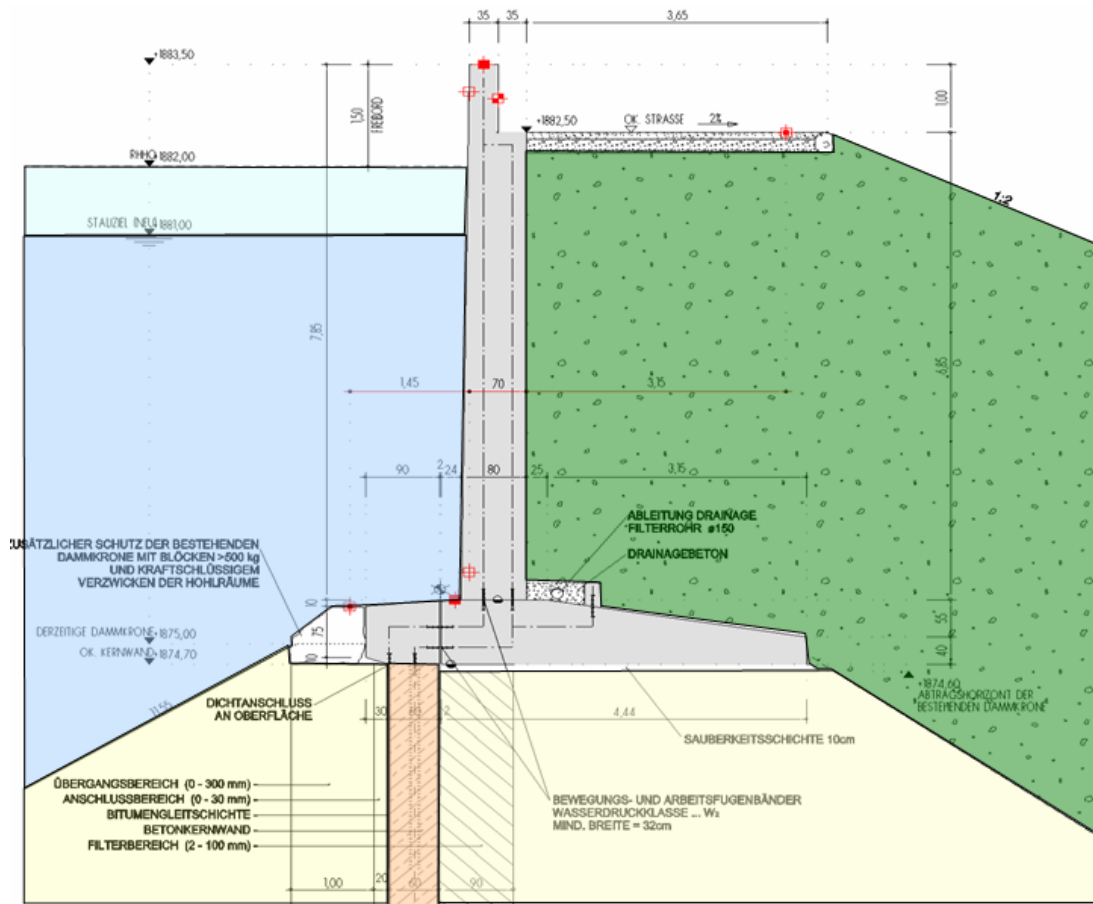


Abb. 33: Querschnitt der auf den Bestandsdamm aufgesetzten Winkelstützmauer mit luftseitiger Einschüttung aus: [38]



### 3.2 Messprogramm und Instrumentierung

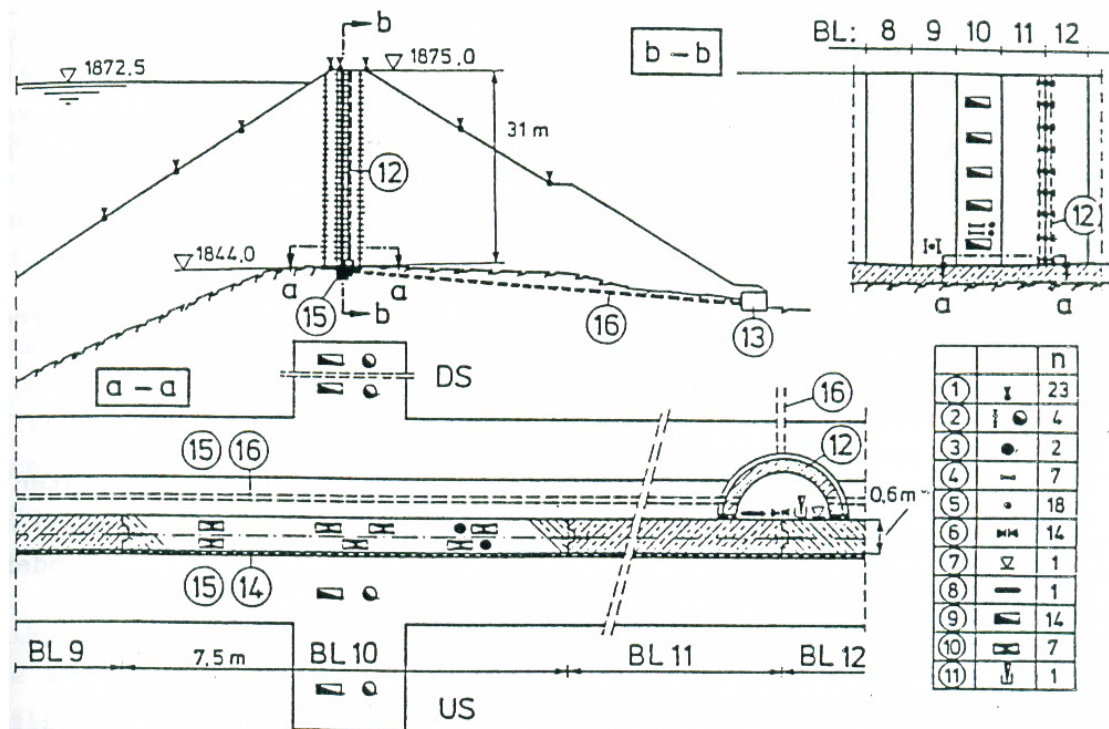
Mess- und Kontrolleinrichtungen haben eine zentrale Bedeutung beim Bau und Betrieb von Staudämmen. Die Sicherheit von Dämmen muß in allen Phasen der Herstellung und des Betriebs über Jahrzehnte gewährleistet werden. Eine fortlaufende Überwachung des Zustandes und Interpretation des Verhaltens wird nur durch eine gesamtheitliche Instrumentierung des Dammes mit unterschiedlichen Kontroll- und Messeinrichtungen gewährleistet. Eine Redundanz der wichtigsten Messeinrichtungen garantiert zudem höchste Sicherheitsstandards über viele Betriebsjahre.

Anzumerken ist jedoch, dass es sich bei den durch die Instrumentierung gelieferten Messwerten nur um eine punktuelle Aussage handelt, welche jedoch in den meisten Fällen das Verhalten eines Bereiches widerspiegeln. Des weiteren muss darauf hingewiesen werden, dass Messgeräte nur einen Abdruck ihrer Umgebung darstellen und zudem fehlerbehaftet sein können. Ein häufiges Problem im Dammbau stellt zudem der Ausfall oder die Beschädigung von Messinstrumenten dar. Da falsche Messergebnisse die Datenauswertung stärker beeinflussen als einzelne fehlende Ergebnisse, sind offenkundig falsche Messwerte, auszuschneiden.

Folgende Messeinrichtungen wurden zur Überwachung des Bestandsdammes Bockhartsee installiert:

Anzahl Bestandsdamm	Typ	Kürzel
23	Oberflächenmesspunkte	D*
4	stehende Pegel	SP
2	Gleitmikrometer	SM*
7	Dehnungs und Stauchungsgeber	DM
18	Betontemperaturgeber	T
14	Fugenmesseinrichtungen	
1	Verschiebungsmesseinrichtung	
1	elektrisches Klinometer	
10	horizontale Erddruckgeber	EDH*
4	vertikale Erddruckgeber	EDV*
7	Betondruckgeber	BDV
1	Hängelotanlage	HP
3	Piezometer	PZ
(*) Anm: Die Kurzbezeichnungen werden mit den Buchstaben <i>W</i> für wasserseitig und <i>L</i> für luftseitig erweitert.		

Tabelle 4: Messeinrichtungen



- |                                 |                               |                                      |
|---------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| 1 Oberflächenpunkte             | 7 Verschiebungsmeßeinrichtung | 13 Meßkammer mit Sickerwassermessung |
| 2 Stehender Pegel               | 8 Elektrisches Klinometer     | 14 Gleitschicht                      |
| 3 Gleitmikrometer               | 9 Erddruckgeber               | 15 Herdmauer                         |
| 4 Dehnungs- und Stauchungsgeber | 10 Betondruckgeber            | 16 Drainageröhre f. Kernsickerwässer |
| 5 Betontemperaturgeber          | 11 Hängelotanlage             | US Wasserseite                       |
| 6 Fugenmeßeinrichtung           | 12 Pendelschacht              | DS Luftseite                         |

Abb. 34: Messeinrichtungen aus: [36]

Abbildung 34 zeigt die Anordnung der einzelnen Messeinrichtungen im Bestandsdamm. In Anhang B findet sich der Lageplan des Dammes mit eingetragenen Messpunkten. Im folgenden wird näher auf die wichtigsten Messeinrichtungen eingegangen.

### 3.2.1 Geodätische und trigonometrische Einmessung von Punkten

Mit Hilfe dieses Messverfahrens können absolute Verschiebungen und Setzungen ausgewählter Oberflächenpunkte mit relativ hoher Genauigkeit von  $\pm 2\text{mm}$  erfasst werden. Die Oberflächenpunkte werden an repräsentativen Stellen an der Krone, der Luftseite und teilweise am wasserseitigen Stützkörper mit dauerhaften Zielmarken für die vertikale und horizontale Ebene versehen. Die Bestimmung der Objektpunkte erfolgt durch Richtungsmessung von zum Staudamm hinreichend weit entfernt gehaltenen, vom Staudruck unbeeinflussten Bezugspunkten. Die Sensitivität des Netzes an Objektpunkten ist abhängig von der

erforderlichen Genauigkeit und den zu erwartenden kritischen Verformungen. Zu beachten ist jedoch, dass bei dieser Messmethode nur die Bewegung der Oberfläche erfasst werden kann. Schlussfolgerungen auf die Bewegung bzw. Setzung unterer Schichten können aufgrund unterschiedlicher Steifigkeit der Schichten, Gewölbebildung oder anderer Einflüsse nicht ohne Verifizierung durch andere Messmethoden getroffen werden.

### 3.2.2 Setzungs- und Verschiebungspegel

Um Setzungen im Dammkörper zu messen, werden in der Regel stehende Pegel eingebaut. Diese bestehen aus Rohren, die über bewegliche Muffen vertikal im Damm eingebaut werden. Abschnittsweise horizontal angeordnete Messplatten ermöglichen eine vertikale Verschiebung des Rohres mit dem Dammkörper. Über mit einem Wegaufnehmer ausgestattete Induktionssonden können die Differenzverschiebungen der einzelnen Platten eingemessen werden.

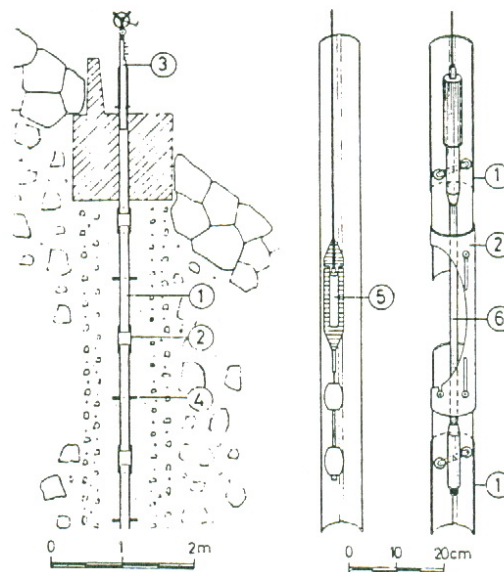


Abb. 35: Stehender Pegel aus: [36]

- |                                       |   |
|---------------------------------------|---|
| 1 Nutrohr                             | 4 Messplatte                                      |
| 2 Kupplungsrohr                       | 5 Induktionssonde                                 |
| 3 Rohraufsatz mit Messmarke und Winde | 6 Inklinometersonde mit Federrollen in Nutführung |

Setzungspegel können unter Verwendung von geeigneten Nutrohren zudem auch als Verschiebungspegel verwendet werden. Dabei erfolgt eine Neigungsmessung über eine

Inklinometersonde, woraus die horizontalen Verschiebungen abgeleitet werden können. Die wesentlichen Bestandteile eines Inklinometers sind:

- Messsonde mit je 2 Führungsrädern pro Seite
- Anzeigegerät mit Verbindungskabel
- Führungsrohr mit 4 oder 8 Längsnuten

Abhängig von der Bauart, ist die Sonde mit einem oder zwei Neigungswinkelaufnehmern ausgerüstet, die Abweichungen von der vertikalen Achse ermitteln. Die Messdurchführung erfolgt durch Absenken der Messsonde im Führungsrohr. Die Messwerte werden bei Rückziehen der Sonde in 0,5 bis 1,5m Schritten registriert. Aufgrund einbaubedingter Ungleichmäßigkeiten des Führungsrohres ist eine Nullmessung unabdingbar. Nachfolgende Messungen werden auf die Nullmessungen bezogen, wobei der Fußpunkt als unverschieblich angenommen wird. Die Durchführung einer zweiten Messung durch Drehung der Sonde um 180° erhöht die Genauigkeit erheblich. Eine geodätische Vermessung und Beobachtung der Inklinometerköpfe steigert ebenfalls die Genauigkeit und vereinfacht die Interpretation der Ergebnisse. Unter optimalen Bedingungen liegt die Genauigkeit bei 0,1mm, sind jedoch erfahrungsgemäß erst Verformungen ab 1,0mm mit Sicherheit als tatsächliche Bewegungen und nicht als Messfehler zu interpretieren.

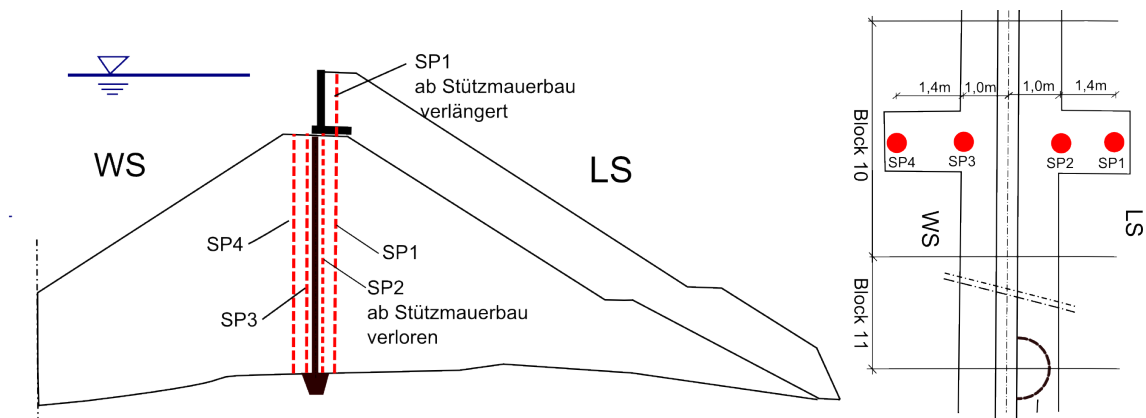


Abb. 36: Lage der Setzungs- und Verschiebungspegel *SP1* bis *SP4*

Im Damm Bockhartsee sind jeweils zwei wasserseitige und zwei luftseitige Pegel zur Überwachung der Setzungen und Verschiebungen im Dammkörper eingebaut. Diese befinden sich im Bereich des *Blocks 10*, welcher zu den Blöcken mit den größten wasser- und luftseitigen Böschungshöhen gehört. Der Pegel *SP2* wurde mit dem Bau der Winkelstützmauer aufgegeben,

während Pegel *SP3* in den oberen Bereich verlängert werden konnte.

### 3.2.3 Gleitmikrometer

Gleitmikrometer stellen eine spezielle Art der axialen Verschiebungsmessung dar. In einem Kunststoffrohr, welches den Verformungen hysteresefrei folgen kann, sind spezielle Messmarken im Abstand von 1m eingebaut. Eine Sonde wird mittels Führungsgestänge in das Messrohr eingebracht und an den jeweiligen Messmarken durch Verdrehen der Sonde temporär verankert. Danach können die axialen Verschiebungen zwischen den beiden Messmarken über einen hochpräzisen Wegaufnehmer in der Sonde ermittelt werden. Ein Rückdrehen der Sonde löst die temporäre Verankerung und ermöglicht das Absenken in die nächste Messebene. Der Vorteil dieser Methode liegt in der hohen Genauigkeit von  $\pm 0,003\text{mm}$ , der relativ einfachen Durchführung der Messungen und einer großen Anzahl von Messpunkten pro Bohrloch.

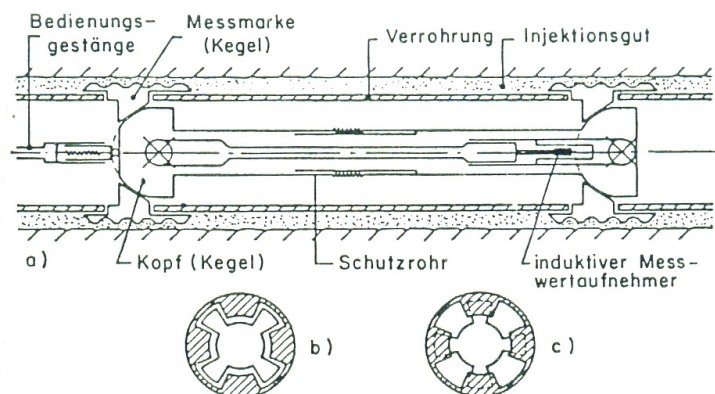


Abb. 37: schematische Darstellung eines Gleitmikrometers aus: [36]

a) schematische Darstellung      b) Gleitposition      c) Messposition

In der Kernwand des Bestandsdammes wurden im Zuge der Herstellung zwei Gleitmikrometer eingebaut. Diese befinden sich im *Block 10* in einer Entfernung von 9m vom Hängelot. Der Abstand der Messachsen zueinander beträgt 26,3cm.

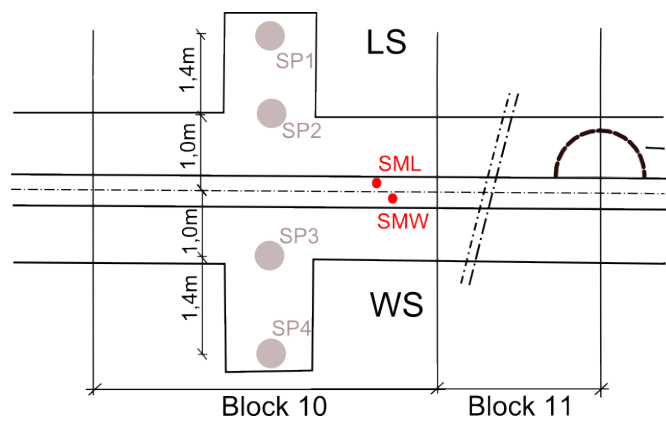


Abb. 38: Lage der Gleitmikrometer SMW und SML

Die Verwendung zweier einander gegenüber angeordneter Gleitmikrometer ermöglicht die Berechnung der Krümmungen aus der gemessenen Verlängerung bzw. Verkürzung der Messstrecke. Aus den Krümmungen können wiederum Verschiebungen berechnet werden. Die Gleitmikrometermessungen dienen somit als Redundanzmessung des Hängelots.

### 3.2.4 Klinometer

Klinometer dienen zum Erkennen und Beobachten von Neigungsänderungen. Grundsätzlich wird zwischen tragbaren und am Bauwerk dauerhaft montierten Klinometern unterschieden.

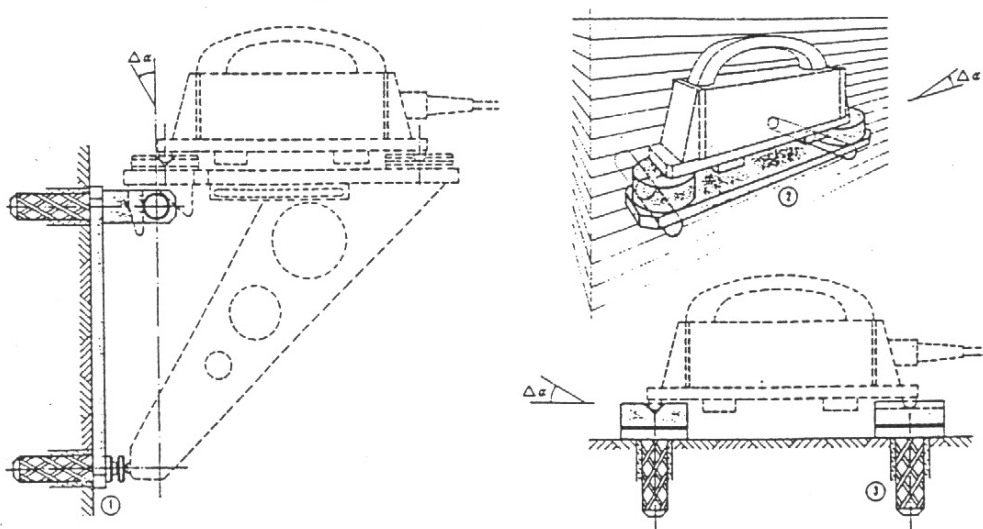


Abb. 39: Klinometer mit Halterung aus: [39]

Das tragbare Grundgerät enthält ein hochempfindliches elektronisches Pendel, welches die Neigung zur Vertikalen misst. Die Neigungsänderung ergibt sich aus der Differenz zwischen der

Nullmessung und den Folgemessungen. Durch die dauerhaft am Bauwerk fixierte Messstellen wird eine statisch bestimmte und jederzeit reproduzierbare Lage des aufgesetzten Klinometers am Bauwerk garantiert. Vorteil dieses Verfahrens ist die rasche Durchführung und die hohe Genauigkeit von  $\leq 0,002\text{mm/m}$ .

Um allfällige Herdmauerbewegungen zu messen, wurde im Lotschacht ein elektronisches stationäres Klinometer aufgestellt. Nach dem Ende des ersten Einstaus wurde 1984 das Gerät umgebaut und am Wandfuß der Kernwand installiert.

### 3.2.5 Fugenspaltmessung

Das Grundprinzip dieser Geräte basiert auf der mechanischen oder elektronischen Messung einer Basislänge zwischen zwei Bolzen. Prinzipiell kann zwischen 1-dimensionaler, 2-dimensionaler und 3-dimensionaler Messung unterschieden werden, wobei letzteres am gebräuchlichsten ist. Die Messung kann automatisch oder manuell über Handmessung erfolgen.

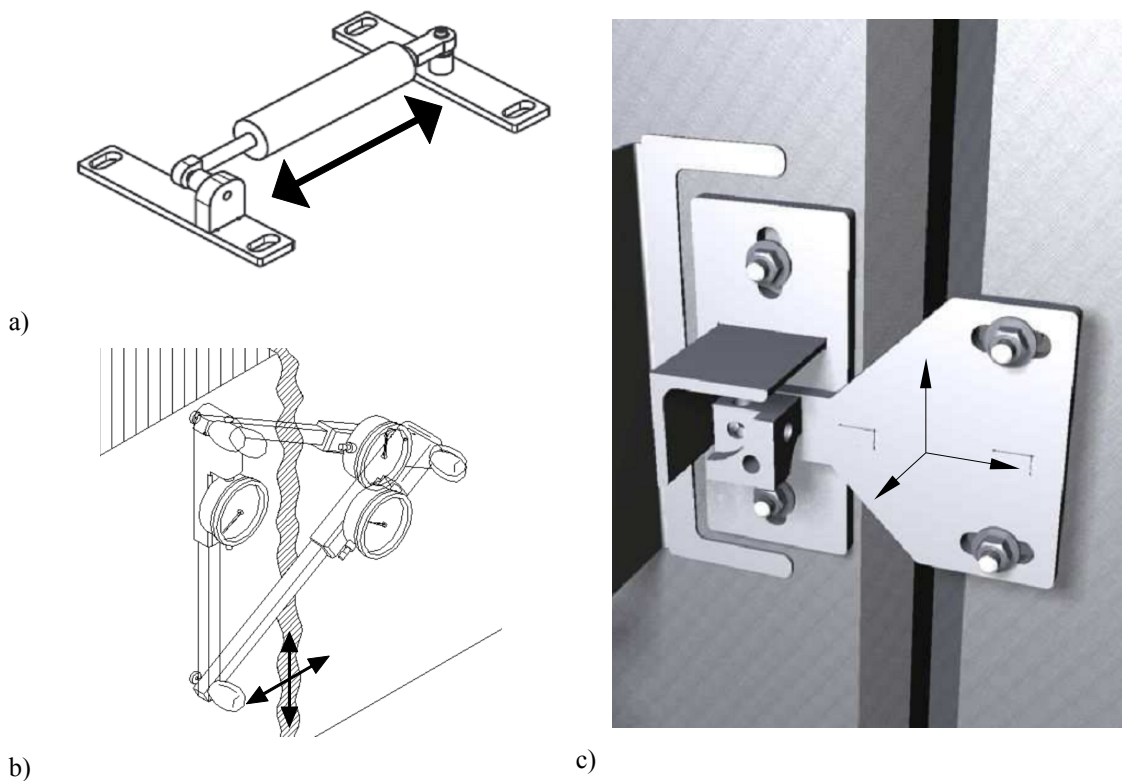


Abb. 40: Fugenspaltmessung aus: [17]

a) 1-D Fissurometer

b) 2-D Fugenspaltmessung

c) 3-D Fugenspaltmessung

Für den Bestandsdamm Bockhartsee wurden insgesamt 14 dreiaxiale Fugenmessplatten installiert, wobei 9 im Lotschacht und 5 auf der Dammkrone platziert wurden. Im Zuge der Erhöhung des Staudammes wurden zusätzlich Fugenspaltmesseinrichtungen an der Winkelstützmauer installiert. Zudem wurde ein elektronisches Fissurometer stationär an der Unterseite der Stützmauer bei *Block 12* im Bereich des Lotschachtes installiert.

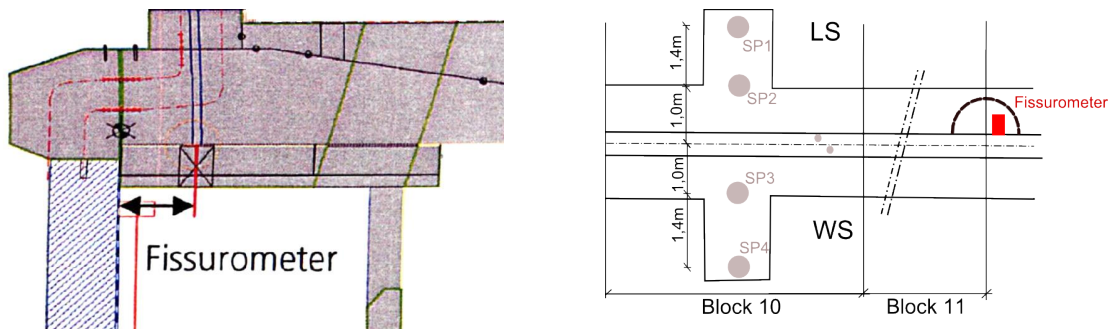
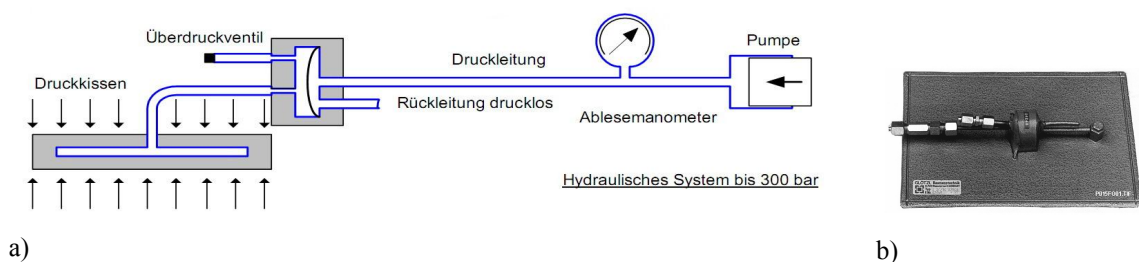


Abb. 41: Lage des automatischen Fissurometers aus: [32]

### 3.2.6 Spannungsmessungen

Zur Messung von Spannungen werden i.A. Ventilgeber in Form einer flachen rechteckigen oder runden Scheibe verwendet. Das Prinzip dieser Spannungsmessgeber beruht auf der Kompensation der am Druckkissen vorhandenen Spannung durch einen sich selbstständig während der Messung aufbauenden hydraulischen oder pneumatischen Druck.



a)

b)

Abb. 42: Spannungsmessung aus: [16]

a) Prinzip    b) Ventilgeber (Fa. Glötzl)

Es wird grundsätzlich unterschieden zwischen hydraulischem und pneumatischen Systemen. Ersteres eignet sich primär für höhere Drücke wie der Messung von Erddrücken, Betonspannungen und Fugendrücken, während pneumatische Systeme im Bereich geringerer Drücke von bis zu 20 Bar zur Messung von Porenwasserdrücken verwendet werden. Die



Funktionsweise ist in *Abbildung 42* schematisch dargestellt.

Durch eine Pumpe wird über das Überdruckventil eine konstante, jedoch geringe Ölmenge gepumpt. Es entwickelt sich im Überdruckventil ein Staudruck, welcher abgesehen von der Steuerempfindlichkeit des Ventils, nur auf die Größe der gesuchten Spannung im Druckkissen ansteigen kann. Die gesuchte Spannung entspricht somit dem im System aufgebrachten Druck. Eine Nullmessung ist zu Korrektur der Ölsäulenbelastung und von Fließverlusten unumgänglich. Die Ergebnisse von Spannungsmessungen in Beton und vor allem in Schüttmaterialien sind jedoch kritisch zu sehen. Messdosen besitzen eine vom Boden abweichende Steifigkeit, wodurch es zur Verfälschung der vorhandenen Spannungsverhältnisse kommt. Ohne verifizierbare Eichung ist die Auswertung der gewonnenen Messwerte jedoch problematisch. Trends und Tendenzen in der Spannungsentwicklung können durch dieses System gut erkannt werden.

Im Bestandsdamm Bockhartsee wurden insgesamt 7 Betondruckgeber und 14 Erddruckgeber, davon wasserseitig und luftseitig jeweils 5 horizontal an der Kernwand in unterschiedlichen Höhen und zwei vertikal in der Nähe des Kernwandfußes, eingebaut.

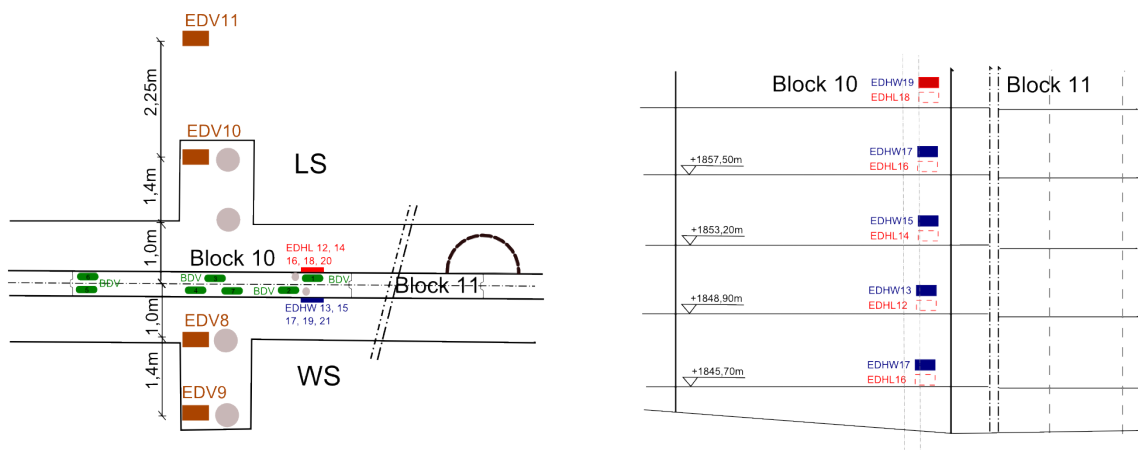


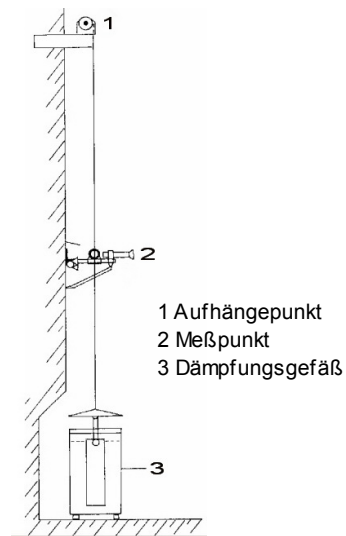
Abb. 43: Lage der Spannungsmessgeber

- |   |                                       |
|---|---------------------------------------|
| rot – hor. Erddruckgeber luftseitig (EDHL)    | braun - vertikale Erddruckgeber (EDV) |
| blau – hor. Erddruckgeber wasserseitig (EDHW) | grün - Betondruckgeber (BDV)          |

### 3.2.7 Hängelotmessung

Lote erlauben eine präzise Messung von horizontalen Verschiebungen. Die Lotanlage besteht im wesentlichen aus einem Lotdraht, welcher an der Krone der Kernwand befestigt ist und am Fuß der Wand mit einem Spannungswicht in ein wasser- oder ölgefülltes Dämpfungsgefäß eintaucht. An der Wand sind Messpunkte versetzt, von denen aus mittels einer Präzisionsschublehre der Abstand zum Lotdraht gemessen wird.

a)



b)

LP1	+1873,02m
LP2	+1870,74m
LP3	+1867,52m
LP4	+1864,22m
LP5	+1860,61m
LP6	+1857,07m
LP6A	+1854,66m
LP7	+1852,93m
LP7A	+1851,34m
LP8	+1849,78m
LP9	+1845,90m
LP10	+1845,45m
LP11	+1845,00m
LP12	+1844,55m
Fußpunkt	+1844,10m

Abb. 44: a) Systemskizze aus: [37]

b) Messpunkte Bockhartsee mit Höhenangabe

Die Hängelotanlage im Bockhartseedamm befindet sich im Messschacht zwischen *Block 11* und *12*. Insgesamt wurden vierzehn Messpunkte über die Wand angeordnet, welche in *Abbildung 44b* in Bezug zur Höhe eingetragen sind.

### **3.3 Setzungsverhalten**

Jeder Damm ist in Bezug auf seine Bauweise und die vorhandenen Randbedingungen ein Unikat, daher sind auch die charakteristischen Verformungseigenschaften einzigartig. Die genaue Kenntnis des Verhaltens der einzelnen Bereiche des Dammes über einen längeren Zeitraum in Abhängigkeit der Randbedingungen (Stauhöhen, Temperatur, Jahreszeit...) ist ein wichtiger Faktor für die Beurteilung der Sicherheit. Die folgenden Unterkapitel bieten einen kurzen grundlegenden Abriss über das Verhalten des Dammes zu relevanten Zeitpunkten. Detailliertere Auswertungen zum Dammverhalten finden sich in der Analyse der FE-Berechnung. *Kapitel 5*

#### **3.3.1 Bauende und erster Einstau**

Nach Ende der Bauzeit 1983 verhielt sich der Damm ähnlich den Prognosen. Es zeigten sich wasserseitig deutlich höhere Setzungen. Sie sind auf die dort deutlich tiefer abfallende Böschung, als auch auf Sättigungssetzungen durch den Teilstau zurückzuführen. Im Zuge des ersten Einstaus ergeben sich wasserseitig die rund vierzehnfachen Setzungsbeträge der Luftseite. Die Oberflächensetzungen verhalten sich jedoch nicht analog zu den gemessenen Setzungen im Inneren des Dammes was auf eine Gewölbebildung des Steinschüttmaterials hin deutet.

Die Gleitmikrometermessungen der Kernwand zeigen im Bauzustand eine deutliche Ausweichbewegung der Kernwand zur Wasserseite. Im Stauzustand kommt es zu einer starken luftseitigen Verschiebung von über 26mm.

#### **3.3.2 Langzeitverhalten**

Der Bestandsdamm zeigt nach den ersten Stauphasen in den Jahren 1985-1986 ein stabiles Verhalten ohne Auffälligkeiten. Die Kriechverformung beläuft sich luftseitig auf 1,5mm und wasserseitig 1,5cm pro Jahr. Die Kernwandverschiebung zwischen Höchststau und Tiefsttau liegt im Bereich von 1,5cm, wobei in den vergangenen 20 Betriebsjahren des Dammes keine Auffälligkeiten in den Hängelotmessungen ersichtlich sind.

#### **3.3.3 Setzungsverhalten nach der Erhöhung**

Durch die im Zuge der Dammerhöhung aufgebrachte zusätzliche Auflast rechnete man mit einer Setzungszunahme im Bereich der neu erstellten Stützmauer. Aus diesem Grund wurde

entschieden, den Anschluss der Winkelstützmauer über den Verbindungsbalken an die Kernwand erst nach Abklingen der größten Bausetzungen zu betonieren.

Eine Auswertung der Setzungspegel über die Zeit zeigt ab Erreichen einer Schütthöhe von +1875m, was der alten Dammkrone entspricht, eine deutliche Zunahme der luftseitigen Setzungen. Mit Ende der Baumaßnahmen belaufen sich die durch die Schüttung hervorgerufenen Setzungen des luftseitigen Pegels *SP1* auf ca.2-3cm. Im Zuge des ersten Stauvorgangs auf das neue Stauziel kommt es zum Stagnieren der luftseitigen Setzungen. Der Abstauvorgang wiederum führt luftseitig zu deutlichen Setzungen von bis zu 3,5cm. Für die zweite Stauphase zeigt sich dasselbe charakteristische Verhalten: Stagnation der Setzungen während des Aufstauvorgangs und ab Beginn des Abstaus deutliche Setzungen von bis zu 2,8cm. *Abbildung 45* zeigt die Auswertung des Pegels *SP1* in Abhängigkeit des Stauspiegels und der Schütthöhe. Wasserseitig zeigen sich abgesehen von den Kriechverformungen keine auffälligen Setzungserscheinungen.

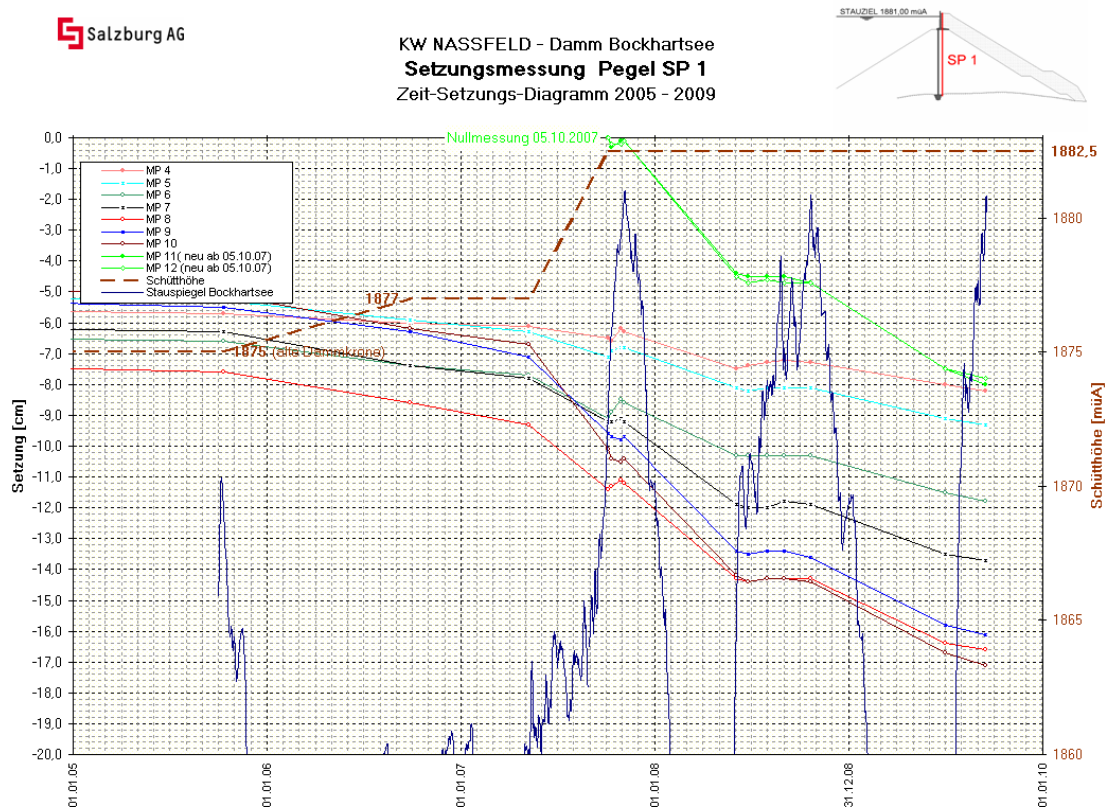


Abb. 45: Auswertung Setzungspegel *SP1* adaptiert aus: [31]

Infolge dieser zuvor beschriebenen unerwartet hohen luftseitigen Setzungen kam es zu einer starken wasserseitigen Verdrehung und Setzung der Winkelstützmauer. Sie brachten die Dichtung im Übergangsbereich deutlich an die Grenzen ihrer Verformbarkeit. Eine zusätzliche Abdichtung der Fuge zwischen Übergangsbalken und Winkelstützmauer wurde bei einigen Blöcken zur Gewährleistung der Dichtheit durchgeführt.

## 4 Numerische Berechnung

### 4.1 Programmbeschreibung Plaxis

Bei dem 1974 an der *Delft University of Technology* entwickelten Programm handelt es sich um ein zweidimensionales Finite-Element Programm, welches besonders auf die Berechnung geotechnischer Verformungs- und Stabilitätsproblemstellungen zugeschnitten ist. Die Modellierung der in der Natur gegebenen Situation kann entweder über ein ebenes oder ein axialsymmetrisches Modell durchgeführt werden. Plaxis arbeitet zudem mit 6-Knoten oder 15-Knoten Dreieckselementen und einem automatische integrierten Netzgenerator. Die Feinheit des Netzes kann lokal und global gesteuert werden.

Des weiteren beinhaltet das Programm Elemente zur Modellierung von Ankern, Wänden, Platten und Geokunststoffen. Um die unterschiedlichsten Anwendungsbereiche in der Geotechnik abzudecken, beinhaltet das Programm Plaxis sechs unterschiedliche Stoffgesetze, wobei es zusätzlich möglich ist, eigene Stoffgesetze zu programmieren und in das Programm zu integrieren. Folgende Stoffgesetze sind derzeit in Plaxis implementiert:

- Linear-elastisches Modell
- Mohr-Coulomb-Modell
- Jointed Rock Modell
- Hardening Soil Modell
- Soft Soil Modell
- Soft Soil Creep Modell
- Hardening Soil Modell with Small Strain Stiffness<sup>39</sup>

Ein Pluspunkt bei der Verwendung von Plaxis ist die komfortable Eingabe über eine grafische Benutzeroberfläche. Die oftmals bei anderen FE-Programmen recht mühsame Arbeit der Eingabe und Steuerung via Befehlszeile entfällt bei Plaxis und ermöglicht eine wesentlich kürzere Einarbeitungszeit in das Programmsystem.

---

<sup>39</sup> nur in speziellen Versionen integriert

## 4.2 Hardening Soil Stoffgesetz

Das von Plaxis verwendete *Hardening Soil Stoffgesetz* basiert auf dem in *Kapitel 2.4* hergeleiteten Stoffgesetz von *Duncan* und *Chang*. Dieses in Ingenieurkreisen sehr beliebte Stoffgesetz bietet den Vorteil einer guten Abbildung des tatsächlichen Materialverhaltens auf der Basis von nur zwei Steifigkeitsmodulen. Die Problematik, dass vielfach nur limitiert oder teilweise überhaupt keine Daten für Steifigkeitsparameter zur Verfügung stehen, kann durch dieses Stoffgesetz deutlich entschärft werden.

Im Vergleich zum Stoffgesetz nach *Duncan* und *Chang* bietet das *Hardening Soil Stoffgesetz* einige Verbesserungen, vor allem die Berücksichtigung von Plastizität, Dilatanz und die Einbeziehung einer Kompressionsverfestigung unter Erstbelastung. Es ermöglicht eine realitätsnahe Beschreibung des Verhaltens von nichtbindigen Böden (Schotter, Sande), als auch von bindigen Materialien (Tone, Schluffe). Durch zwei zusätzlichen Fließbedingungen neben der Grenzbedingung nach *Mohr-Coulomb* können sowohl plastische Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung als auch plastische Volumendehnungen aus isotroper Erstbelastung modelliert werden.

Alle im *Hardening Soil Modell* verwendeten Parameter sind experimentell über Versuche oder Rückrechnungen bestimmbar. Vor allem Triaxialversuche, die ein naturnahes Verhalten des Bodens widerspiegeln, werden für die Parameterbestimmung im *Hardening Soil Modell* herangezogen. Dabei wird eine zylindrische Probe anfangs unter Aufbringen eines isotropen Spannungszustandes, d.h. axial ( $\sigma_1$ ) und radial ( $\sigma_3$ ) gleich große Spannungen, konsolidiert. Die axiale Spannung ( $\sigma_1$ ) wird danach so lange gesteigert bzw. die radiale Spannung ( $\sigma_3$ ) so lange abgemindert, bis der Bruchzustand infolge des Überschreitens der Scherfestigkeit eintritt.

Der Betrag der Spannungssteigerung  $|\sigma_1 - \sigma_3|$  bis zum Bruch wird als Deviatorspannung bezeichnet.

Zur Berücksichtigung irreversibler Verformungen aus deviatorischer Erstbelastung dient die Reibungsverfestigung, wobei das *Mohr Coulomb'sche* Bruchkriterium Verwendung findet. Zusätzlich beinhaltet das *Hardening Soil Modell* noch die Formulierung einer Kompressionsverfestigung, welche die plastischen Verformungen im Zuge der Erstbelastung eines Triaxialversuchs bzw. eines Oedometerversuchs berücksichtigt.

### 4.2.1 Berücksichtigung isotroper Spannungszustände

Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit unter Kompression mit behinderter Seitendehnung (Oedometerversuch) wird über folgende auf *Ohde*<sup>40</sup> zurückgehende Beziehung beschrieben:

$$E^{oed} = E_{ref}^{oed} \left( \frac{\sigma + c \cdot \cot \phi}{p^{ref} + c \cdot \cot \phi} \right)^m$$

Formel 27

Für Abschätzungen des Referenzoedometermoduls kann nach *Ohde* die in Formel 28 angegebene Beziehung mit charakteristischen Kennwerten aus *Tabelle 5* herangezogen werden<sup>41</sup>:

$$E_{ref}^{oed} = v_e * p^{ref}$$

Formel 28

Bodenart	$v_e$	$m$
Ton	5 – 20	0,85 -1,00
Schluff	20 – 80	0,80 – 0,95
Sand und Kies	100 – 750	0,55 – 0,70

Tabelle 5

Über den in *Formel 36* enthaltenen Referenztangente Modul  $E_{oed}^{ref}$ , welcher aus Oedometerversuchen ermittelt bzw. aus *Formel 28* abgeschätzt werden kann, erhält man unter Berücksichtigung der Konstante  $m$ <sup>42</sup> für die Nichtlinearität den spannungsabhängigen Steifemodul  $E_{oed}$ . Der Modul  $E_{oed}^{ref}$  ist als Tangente Modul einer Spannungsdehnungskurve aus dem Oedometerversuch bei einer Vertikalspannung von  $p_{ref}$ <sup>43</sup> definiert.

[5][35][47]

<sup>40</sup> *Ohde J.*, Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, Der Bauingenieur, 20, 1939, S.454ff

<sup>41</sup> Für die ursprüngliche Formel nach wurden teilw. andere Bezeichnungen verwendet

<sup>42</sup> Für weiche Böden gilt  $m=1$

<sup>43</sup>  $p^{ref} = 100\text{KN/m}^2$  - entspricht dem atmosphärischem Druck



### 4.2.2 Triaxialversuche als Basis für das Hardening Soil Stoffgesetz

Grundlage für das *Hardening Soil Stoffgesetz* bietet die hyperbolische Beziehung zwischen Verformung  $\varepsilon_l$  und der deviatorischen Spannung  $q$  bei triaxialer Erstbelastung. Die durch das Material im drainierten Triaxialversuch beschriebenen Kurven können durch folgende Beziehung angenähert werden:

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad q < q_f$$

Formel 29

wobei  $q_a$ <sup>44</sup> die Asymptote der Deviatorspannung und  $E_i$ <sup>45</sup> die Anfangssteifigkeit ist, welche über folgende Beziehung approximiert wird:

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

Formel 30

Da jedoch die Initialsteifigkeit  $E_i$  experimentell schwierig zu bestimmen ist, wird auf die Sekantensteifigkeit  $E_{50}^{ref}$  bei 50% der maximalen Deviatorspannung<sup>46</sup>  $q_f$  zurückgegriffen. *Abbildung 46* verdeutlicht den beschriebenen Zusammenhang. Die Berücksichtigung des vorhandenen Spannungsniveaus findet über den Parameter  $p^{ref}$ <sup>47</sup>, welcher standardmäßig in Plaxis mit  $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$  gewählt wird, statt.

Der im *Hardening Soil Modell* verwendete spannungsabhängige Steifigkeitsmodul  $E_{50}$  für die Erstbelastung definiert sich über folgende Gleichung:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$$

Formel 31

Die aktuelle Steifigkeit  $E_{50}$  ist daher von der kleinsten Hauptspannung  $\sigma_3$ <sup>48</sup>, was der

<sup>44</sup> Vgl. *Kap. 2.4 Hyp. Stoffgesetz nach Duncan und Chang*  $q_a \equiv (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = 1/b$  bei  $\varepsilon \rightarrow \infty$

<sup>45</sup> Vgl. *Kap. 2.4 Hyp. Stoffgesetz nach Duncan und Chang*  $E_i \equiv E_0$

<sup>46</sup> entspricht der *Mohr-Coulomb'schen* Bruchspannung bzw. Scherfestigkeit

<sup>47</sup>  $p^{ref}$  entspricht hier der Seitenspannung  $\sigma_3$  im Triaxialversuch

<sup>48</sup>  $\sigma_3$  ist für Druckspannungen negativ anzugeben

Seitenspannung im Triaxialversuch entspricht, abhängig.

Gesteuert wird die Spannungsabhängigkeit über den empirisch ermittelten Parameter  $m$ , welcher im Bereich von  $0,5 < m < 1$  liegt. Erfahrungsgemäß bewegt sich der Parameter für Sande im Bereich um 0,5, während für weiche Tone  $m=1$  gesetzt werden sollte.

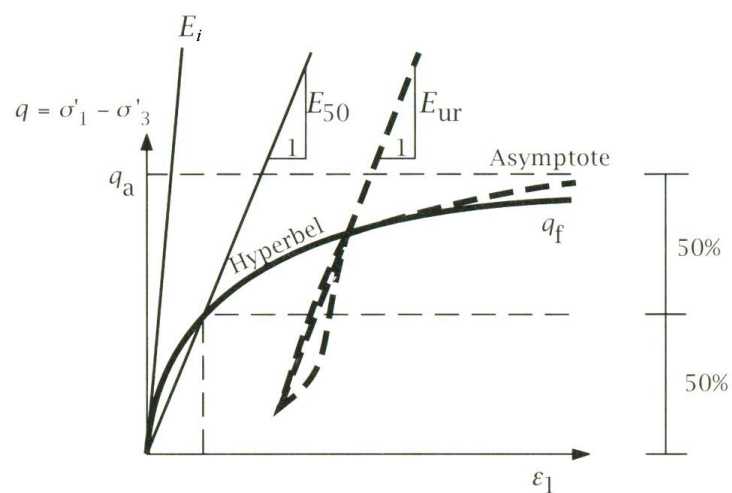


Abb. 46: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung für einen drainierten Triaxialversuch aus: [35]

Die maximale Scherfestigkeit  $q_f$  ergibt sich aus dem *Mohr Coulomb'schen Bruchkriterium* mit den Kenngrößen  $c$  und  $\phi$  zu:

$$q_f = (c \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

Formel 32

Erfahrungsgemäß ist die Asymptote der Deviatorspannung bei unendlicher Dehnung  $q_a$  größer als die im Versuch ermittelte Scherfestigkeit  $q_f$ .<sup>49</sup> Analog zum Stoffgesetz nach *Duncan* und *Chang*<sup>50</sup> wird daher der Korrekturfaktor  $R_f$  eingeführt:

<sup>49</sup> Vgl. Kap. 2.4  $q_a \equiv (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ ;  $q_f \equiv (\sigma_1 - \sigma_3)_f$

<sup>50</sup> Vgl. Kap. 2.4

$$R_f = \frac{q_f}{R_f}$$

Formel 33

Der Korrekturfaktor  $R_f$  muß kleiner 1 sein. Sollten keine anderen Daten hierzu vorhanden sein, so empfiehlt sich  $R_f$  mit 0,9 zu wählen<sup>51</sup>. [5][34][35]

### 4.2.3 Ent- und Wiederbelastungsmodul

Als Ent- und Wiederbelastungsmodul wird folgende spannungsabhängige Beziehung für den Tangentenmodul  $E_{ur}$  verwendet:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$$

Formel 34

wobei  $E_{ur}^{ref}$  der Referenzmodul für Ent- und Wiederbelastung korrespondierend zur Spannung  $p_{ref}$  ist. Als gute Näherung kann  $E_{ur}^{ref} \approx 3 E_{50}^{ref}$  angenommen werden<sup>52</sup>.

Anzumerken ist jedoch, dass sich die in *Formel 34* modellierten Spannungs-Dehnungspfade für Ent- und Wiederbelastung komplett nichtlinear elastisch verhalten. Im Gegensatz zur Erstbelastung, bei der sich plastische und elastische Verformungen ausbilden, sind bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen nur elastische Verformungen vorhanden. Für den drainierten Triaxialtest mit konstanter Seitenspannung gelten unter konstant bleibendem Modul  $E_{ur}$  für die elastischen Verformungen unter Einbezug der Poissonzahl  $\nu_{ur}$  die in *Formel 35* und *36* angegebenen Beziehungen. [4][5][34][35][47]

$$-\epsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}$$

Formel 36

$$-\epsilon_2^e = -\epsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}}$$

Formel 35

<sup>51</sup> für Steinschüttmaterial hat sich gezeigt dass  $R_f$  eher im Bereich zwischen 0,7 und 0,8 liegt

<sup>52</sup> *Wehnert* [47] gibt als Faktor 3-5 an

#### 4.2.4 Reibungsverfestigung, Kompressionsverfestigung

Die Berücksichtigung der Reibungsverfestigung infolge deviatorischer Erstbelastung als auch die Berücksichtigung der Kompressionsverfestigung zufolge isotroper Belastung erfordert die Implementierung zweier Fließflächen. Die deviatorische Fließfläche  $f^s$ , mit deren Hilfe die Schubverzerrungen modelliert werden können, hat einen vom Exponent  $m$  abhängigen Verlauf. Dieser nähert sich mit zunehmender Spannung der linearen *Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung*, die in *Formel 32* bereits definiert wurde. Die Fließfunktion  $f^s$  selbst ist über folgende Gleichung definiert:

$$f^s = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p$$

Formel 37

Der plastische Anteil der Schubverzerrungen  $\gamma^p$  ist der maßgebliche Verfestigungsparameter. Da die volumetrischen Verformungen  $\epsilon_v^p$  unter triaxialen Bedingungen im Vergleich zu den plastischen Schubverzerrungen sehr klein sind, kann folgende Beziehung geltend gemacht werden:

$$\gamma^p = \epsilon_1^p - \epsilon_2^p - \epsilon_3^p \approx -2 \epsilon_1^p$$

Formel 38

*Abbildung 47* zeigt zur Veranschaulichung Plots der nach *Formel 37* mit  $f^s=0$  ermittelten Fließfunktion für unterschiedliche Werte von  $\gamma^p$ , wobei der Exponent exemplarisch mit  $m=0,5^{53}$  gewählt wurde. Exponenten ungleich eins ergeben leicht gekrümmte Fließflächenverläufe, während  $m=1$  einen linearen Verlauf ergibt.

<sup>53</sup> für kohäsionslose Böden typisch

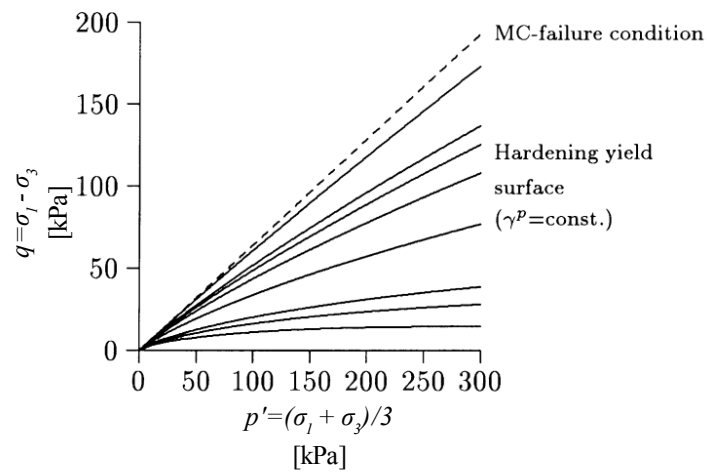


Abb. 47: Deviatorische Fließflächen unterschiedlicher Verfestigungsparameter  $\gamma_p$  aus: [5]

Mit der deviatorischen Fließfläche  $f^s$  können nur plastische Dehnungen bei deviatorischen Spannungszuständen beschrieben werden. Um jedoch die Modellierung der plastisch-volumetrischen Verformungen bei isotropen Spannungszuständen zu ermöglichen, beinhaltet das *Hardening Soil Modell* die Formulierung einer Kompressionsverfestigung (Kappe). Im Zuge dessen muss eine zweite sog. Kappen-Fließfläche  $f^c$  eingeführt werden. Die elastische Zone in Richtung der  $p$ -Achse wird dadurch, wie in *Abbildung 48* ersichtlich ist, geschlossen.

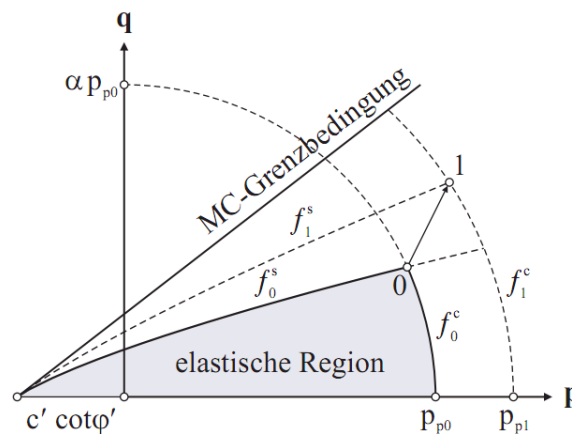


Abb. 48: Fließflächen im  $p$   $q$  – Raum aus:[47]

Diese von der deviatorischen Fließfläche  $f$  unabhängige Kappen-Fließfläche wird für triaxiale Bedingungen wie folgt definiert:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} - p^2 - p_p^2$$

Formel 39

mit

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta - 1)\sigma'_2 - \delta \cdot \sigma'_3 \quad \delta = \frac{3 + \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

Formel 40

Formel 41

Mittels  $p_p$  der isotropen Vorkonsolidationsspannung wird die Lage und die Größe der elliptische Kappe gesteuert, deren Ausgangslage jedoch von der Vorbelastung des Bodens abhängig ist. Der Faktor  $\alpha$  ist direkt vom Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden  $K_0^{NC}$  abhängig. Nach *Jacky* gilt die Näherung  $K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$ . Für die plastischen Volumendehnungen, welche wiederum die Kompressionsverfestigung steuern, gilt folgende Gleichung:

$$\epsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left( \frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1 - m}$$

Formel 42

Der Faktor  $\beta$  steht in direktem Zusammenhang mit dem Sekantensteifemodul  $E_{oed}$  aus dem Oedometerversuch, welcher in *Formel 27* bereits behandelt wurde. Erfahrungsgemäß können der Steifemodul  $E_{oed}$  und der Erstbelastungsmodul  $E_{50}$  für Berechnungen generell gleich groß gewählt werden.

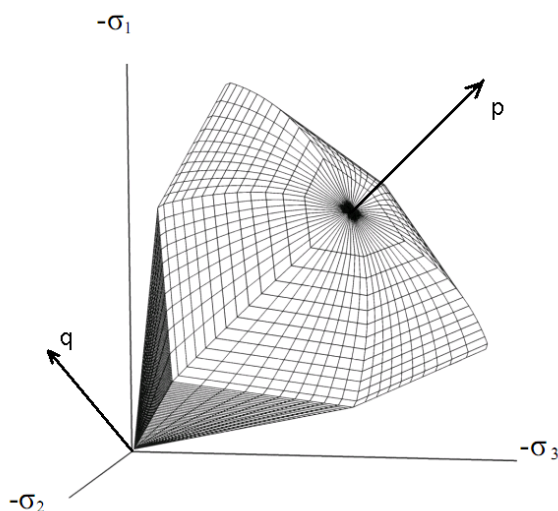


Abb. 49: Fließflächen des HS Modells adaptiert aus:[5]

Abbildung 49 veranschaulicht die beiden Fließflächen des *Hardening Soil Modells* für einen kohäsionslosen Boden. Der Exponent  $m$  wurde mit  $m=1$  gewählt. Die sechs deviatorischen Fließflächen sind daher eben, für  $m < 1$  würden sich leicht gekrümmte Flächen ergeben.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die volumetrisch-plastischen Verformungen (Oberfläche der Kappe) über den Oedometermodul gesteuert werden. Die deviatorischen Fließflächen (Kegel) hingegen werden über den Triaxialmodul  $E_{50}^{ref}$  beeinflusst. Bei Vergrößerung der plastischen Dehnungen weiten sich beide Fließflächen (Kegel und Kappe) nach allen Seiten gleichmäßig auf. Unter der Aufweitung des Kegels versteht man die Reibungsverfestigung, unter Expansion der Kappe die Kompressionsverfestigung. Begrenzt wird die Expansion der Fließflächen durch die *Mohr-Coulomb'sche* Fließfläche beim Kegel, während die Kappe als Funktion der Vorkonsolidation  $p_p$  expandiert. [4][5][34][47]

#### 4.2.5 Volumsverzerrung

Der Zusammenhang zwischen plastischer Volumsverzerrung  $\epsilon_v^p$  und plastischer Schubverzerrung  $\gamma^p$  wird unter Einfluss des mobilisierten Dilatanzwinkels  $\psi_m$  über folgende Beziehung formuliert:

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p$$

Formel 43

Der spannungsabhängige mobilisierte Reibungswinkel  $\phi_m$  wird über folgende Gleichung ermittelt:

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \phi}$$

Formel 44

Daraus lässt sich über folgende Abhängigkeiten der mobilisierte Dilatanzwinkel  $\psi_m$  ermitteln:

- $\psi_m = 0$  für  $\sin \phi_m < \frac{3}{4} \phi_m$
- $\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}}$  für  $\sin \phi_m \geq \frac{3}{4} \sin \phi$  &  $\psi > 0$
- $\psi_m = 0$  für  $\sin \phi_m \geq \frac{3}{4} \sin \phi$  &  $\psi_m \leq \psi$
- $\psi_m = \psi$  für  $\phi = 0$

Für geringe Mobilisierung der Reibung ( $\phi_m < \phi_{cv}$ ) ergibt sich kontraktantes Verhalten, während sich für hohe Mobilisierung ( $\phi_m > \phi_{cv}$ ) Dilatanz einstellt.

Der kritische Grenzwinkel  $\phi_{cv}$  ist eine von der Spannung und dem mobilisierten Reibungswinkel  $\phi_m$  unabhängige Materialkenngröße. Die Ermittlung des kritischen Grenzwinkels  $\phi_{cv}$  erfolgt durch den Reibungswinkel  $\phi$  und den maximalen Dilatanzwinkel  $\psi$  über folgende Beziehung:

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi}$$

Formel 45

Bei großen Scherverformungen erreicht dilatantes Material ein Stadium in dem keine Dilatanz mehr auftreten kann. Um daher die Dilatanz nicht auf unrealistische Werte anwachsen zu lassen, besteht die Möglichkeit des sog. „*dilatancy cut-off*“. *Abbildung 50* zeigt das Prinzip der über die kritische Porenzahl steuerbare Funktion. [4][5][34][47]

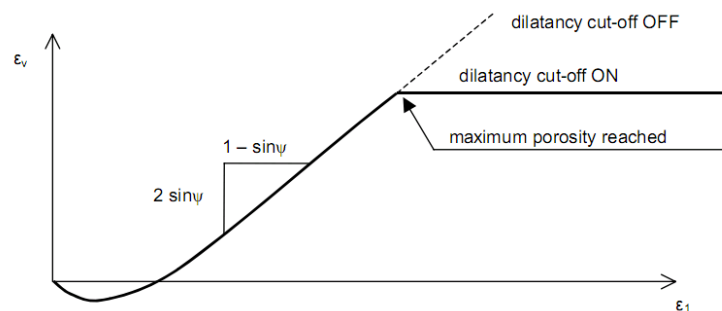


Abb. 50: Verformungskurve aus Triaxialtest mit "dilatancy cut-off" Funktion aus: [5]



## 4.2.6 Parameter des Hardening Soil Stoffgesetzes

Parameter	Beschreibung	Einheit	Empfohlen
$c$	Effektive Kohäsion	KN/m <sup>2</sup>	
$\phi$	Reibungswinkel für den Peakzustand im Triaxialversuch	°	
$\psi$	Dilatanzwinkel	°	$\psi = \phi - 30$ <sup>54</sup>
$E_i$	Anfangstangentenmodul	KN/m <sup>2</sup>	$E_i \approx 2 E_{50}$
$E_{50}$	Spannungsabhängiger Steifemodul für die Erstbelastung	KN/m <sup>2</sup>	
$E_{50}^{ref}$	Referenzsteifigkeitsmodul Sekantensteifigkeit bei 50% Spannungsdifferenz aus Triaxialversuch	KN/m <sup>2</sup>	$E_{50}^{ref} \approx E_{rf}$
$E_{oed}^{ref}$	Tangentensteifigkeit für einaxiale Erstbelastung (Oedometer)	KN/m <sup>2</sup>	$E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref}$
$E_{ur}$	Tangentenmodul für Ent- und Wiederbelastung	KN/m <sup>2</sup>	
$E_{ur}^{ref}$	Ent- und Wiederbelastungsmodul	KN/m <sup>2</sup>	$E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$
$m$	Exponent für die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit	-	
$\nu_{ur}$	Querkontraktionszahl für Ent- und Wiederbelastung	-	$\nu_{ur} = 0,2$
$p^{ref}$	Spannungsniveau	KN/m <sup>2</sup>	$p^{ref} = 100 \text{ kPA}$
$K_0^{nc}$	Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidierung	KN/m <sup>2</sup>	$K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$
$R_f$	Korrekturfaktor $q_f/q_a$	-	$R_f = 0,9$
$c_{increment}$	Steigerung der Kohäsion mit der Tiefe	KN/m	
$C_c$	Kompressionsindex	-	
$C_s$	Schwellbeiwert	-	
$e_{init}$	Initial void ratio	-	

(\*) SE = Spannungseinheiten

Tabelle 6: Parameter des Hardening Soil Stoffgesetzes

<sup>54</sup> gilt nur für  $\Phi > 30^\circ$ ; für  $\Phi < 30^\circ \rightarrow \Psi = 0$

## 4.3 Berechnungsgrundlagen

### 4.3.1 Modell

Grundlage für die Modellgeometrie bildeten die Bestands<sup>55</sup>- und Ausführungspläne der *Salzburg AG*. Diese wurden im Autocad digitalisiert und danach über die im CAD ermittelten Koordinaten in Plaxis eingegeben. Als repräsentativer Querschnitt wurde der Querschnitt bei *Block 11* und *Block 12* gewählt. In den Bestandplänen entspricht dieser Block dem *Profil 3*, in den Ausführungsplänen der Staudammerhöhung dem *Profil J*. Die Wahl dieses Querschnitts erfolgte unter den Aspekten der bestmöglichen Überprüfbarkeit der Messergebnisse. Die Inklinometer *SP1* bis *SP4*, sowie der Lotschacht für die Hängelotmessungen, befinden sich bei *Block 11* und *Block 12*. Zudem liegt das gewählte Profil in den Bereichen des Dammes mit den größten Böschungshöhen - und demzufolge auch mit den größten Setzungen.

Die Abmessungen des in Plaxis erstellten Modells belaufen sich auf 250m Breite und 120m Höhe. Als Bezugspunkt diente der Kernwandfußpunkt<sup>56</sup>. Der Modellaufbau erfolgte in Schichten von 2-4m mit 7 unterschiedlichen Zonen<sup>57</sup>, was insgesamt 113 Bereiche bzw. 24 horizontale Schichten ergibt. Als Kernwand und Stützmauer dienten sog. *Plate* Elemente mit einem vorgesetztem Interface, um eine Interaktion Boden-Stützmauer bzw. Boden-Kernwand zu ermöglichen. Zudem ermöglichen diese Elemente eine Berücksichtigung der abgeminderten Wandreibung infolge der wasserseitig an der Kernwand angebrachten Bitumengleitschicht. Auf diese Problematik wird näher im *Kapitel 4.3.3.7* eingegangen.

---

<sup>55</sup> Kollaudierungsplan: OBERSTUFE BOCKHARTSEE-NASSFELD, Damm Bockhartsee Längenschnitte 1-7, M1:500, VE7/140-644 vom 08.1989

<sup>56</sup> Mitte des Kernwandfußpunktes auf Bezugshöhe +1844,00m  $\equiv$   $\pm$ 0,00 / 44,00 in Plaxis

<sup>57</sup> Stützkörper, Übergangzone, feinkörnige Zone, Drainagezone, Moräne, Stützkörper-Erhöhung, Stützmauer

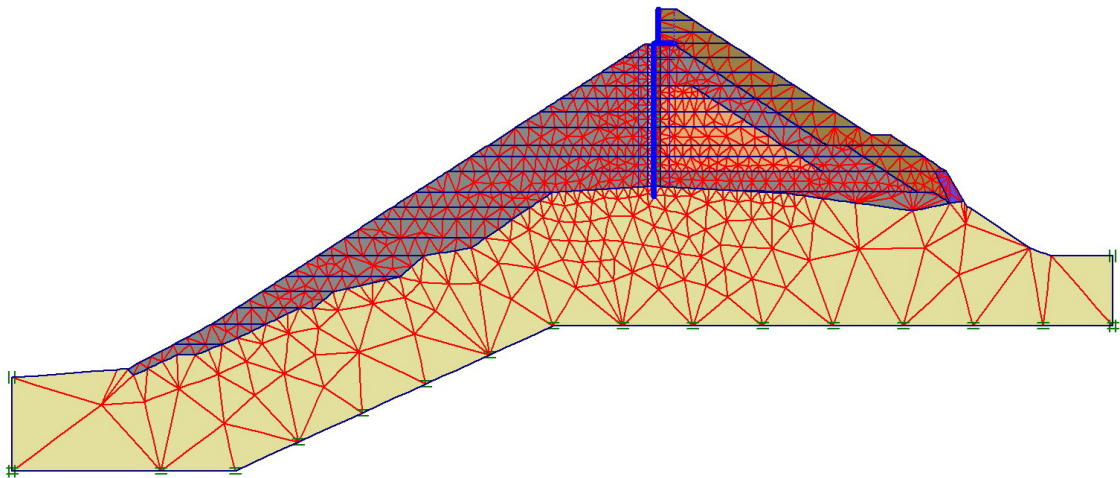


Abb. 51: Modellaufbau

Als Grundlage diente ein 2-dimensionales *Plane strain* Modell mit 15-knotigen Dreieckselementen. Der Ansatz von Verformungen erfolgt dadurch über eine Interpolation vierter Ordnung, während die numerische Integration über 12 Gauss Punkte (Spannungspunkte) erfolgt. Vorteil dieser 15-knotigen Dreieckselemente ist, im Vergleich zu den ebenfalls wählbaren 6-knotigen Elementen, die hohe Genauigkeit bei komplizierten Aufgabenstellungen und die Berechnung von Versagenzuständen bei nahezu inkompressiblen Böden. *Abbildung 52* zeigt die Lage der Knoten und Spannungspunkte bei einem 15-knotigen Bodenelement im Vergleich zu einem 6-knotigen Element. Nachteilig wirken sich bei der Verwendung von 15-knotigen Elementen die hohe erforderliche Speicherleistung und eine deutlich längere Rechenzeit im Vergleich zu den 6-knotigen Elementen aus.[5]

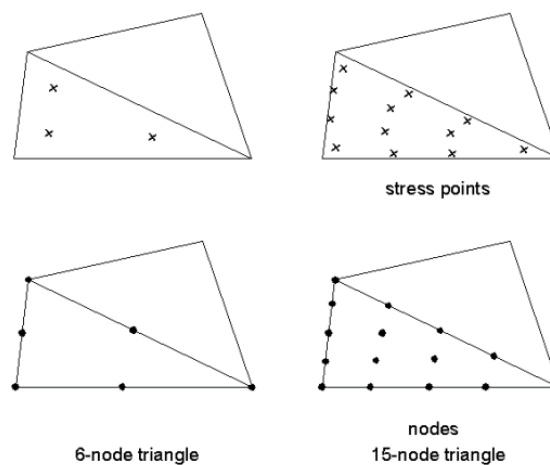


Abb. 52: Vergleich der Knoten und Spannungspunkte zwischen einem 15-knotigen und einem 6-knotigen Dreieckselement aus: [5]

Im verwendeten Modell wurde, um einen Kompromiss zwischen Genauigkeit und Rechenzeit zu finden, eine mittlere Netzfeinheit gewählt, wobei jedoch die Netzfeinheit an wichtigen Punkten um den Faktor 10 deutlich verfeinert wurde. Insgesamt beinhaltet das verwendete Modell 1.645 Elemente mit 13.725 Knoten, 19.740 Spannungspunkte und weist eine mittlere Elementgröße von 3,83m auf.

Das Eingabesystem von Plaxis bietet nur beschränkte Möglichkeiten zur Definition von Lagerbedingung bei Plattenelementen. Die komplizierten Lagerungsverhältnisse des Kernwandfußpunktes bzw. des Stützmauerübergangs lassen sich damit nicht beschreiben. Um ein annähernd realistisches Einspannmoment des Fußpunktes der Kernwand zu erhalten, erfolgt die Modellierung dieser Verbindung über ein zweites biegesteif angeschlossenes Plattenelement höherer Biegesteifigkeit. Die Verbindung Kernwand – Stützmauer erfordert einen querkraftfreien Übergang welcher über zwei getrennte Platten mit zwischengeschaltetem *closed flow boundary* Element modelliert wurde.

#### 4.3.2 Vorgangsweise

Um die Spannungszustände, welche sich im Zuge der Herstellung ergeben, nachzubilden erfolgt die Berechnung in insgesamt 56 Berechnungsschritten in denen eine zuvor genau definierte Last aufgebracht wird. Ermöglicht wird dies über Elemente, welche während der Berechnung schrittweise aktiviert werden. In *Anhang E* sind die einzelnen Berechnungsphasen tabellarisch in Abhängigkeit der Schütthöhe und des Stauspiegels aufgelistet. Es wurde versucht, soweit Daten vorhanden waren, die Stauspiegel während der Bauzustände in den jeweiligen Berechnungsphasen zu berücksichtigen. Die Berechnung gliedert sich grob in vier Abschnitte:

- |  |              |
|--|--------------|
| • Bauphase Bestandsdammes                        | Phase: 1-20  |
| • Ersteinstau Bestandsdamm                       | Phase: 21-27 |
| • Bauphase Dammerhöhung                          | Phase: 27-49 |
| • Stauphasenwechsel auf Höhe des neues Stauziels | Phase: 50-54 |

Im ersten Berechnungsabschnitt erfolgt der Aufbau der Dammschüttung in 20 Einzelschritten, ausgehend vom wasserseitigen Ufer. Ab Höhe der natürlichen Felsoberkante bei +1844m erfolgte die Aktivierung der wasserseitigen und luftseitigen Elemente synchron.

Der zweite Berechnungsabschnitt modelliert die erste Stauphase im Zeitraum 1983 bis 1984. Der nach Bauende im Jahr 1983 durchgeführte Teilstau wurde in zwei Berechnungsphasen

jeweils unterschiedlicher Stauhöhe berücksichtigt<sup>58</sup>. Der darauffolgende Abstau Anfang des Jahres 1984 und der Ersteinstau bis zum Stauziel wurden über vier Berechnungsphasen mit unterschiedlichen Stauhöhen simuliert<sup>59</sup>. Daran angeschlossen wurde lediglich eine Berechnungsphase mit der Stauhöhe des Absenkziels von +1820,00m.

Im dritten Abschnitt wird die lagenweise Schüttung der Dammerhöhung in insgesamt 13 Schritten simuliert. Die am untersten Ende der luftseitigen Böschung vorhandene Zyklonmauer wird dabei ebenso berücksichtigt, wie der teilweise Einstau des Bestandsdammes während des Schüttvorgangs. In *Anhang E* sind die Stauhöhen und Schütthöhen der einzelnen Berechnungsschritte grafisch und tabellarisch dargestellt. Anzumerken ist, dass bei Beginn dieses dritten Berechnungsabschnittes die Deformationen auf Null gesetzt wurden. Die Begründung für diesen Schritt findet sich in der Tatsache, dass die zeitabhängigen Verformungen über die Zeitspanne von über 20 Jahren einen nicht vernachlässigbaren Teil der Setzungen ausmachen. Dieses Verhalten ist jedoch nicht von Interesse und würde die Modellierung deutlich erschweren. Ein weiterer Grund findet sich in den wasserseitigen Sättigungssetzungen, welche einen Großteil der Verformungen beim Ersteinstau des Bestandsdammes ausgemacht haben, jedoch nicht über das in dieser Arbeit verwendete Stoffgesetz modelliert werden können<sup>60</sup>. Anzumerken ist, dass mittels der verwendeten Funktion *Reset displacements to zero* nur die Deformationen rückgesetzt werden. Die Belastungsgeschichte der einzelnen Spannungspunkte bleibt erhalten.

Der vierte Abschnitt dient der Modellierung der Stauphasen nach der Erhöhung. Es wurden dabei zwei aufeinanderfolgende Stau- und Abstauphasen<sup>61</sup> nachgerechnet. Dabei wurde jeweils vom tiefsten Absenkziel (+1820,00m) bis zum neuen Stauziel (+1882,50m) gerechnet. Zudem wurde eine dritte Stau und Abstauphase<sup>62</sup>, welche vom Kraftwerksbetreiber noch nicht durchgeführt wurde, modelliert. Das sollte eine Prognose bzw. Abschätzung zukünftiger Setzungen ermöglichen.

<sup>58</sup> Phase 21 +1847,00m Phase 22 +1853,00m (24.10.83)

<sup>59</sup> Phase 23 +1829,00m (Abstau) Phase 25 +1860,00m  
Phase 24 +1853,00m (Staubeginn) Phase 26 +1872,50m (1. Vollstau - 09.07.84)

<sup>60</sup> weiterführende Literatur dazu:

- *Oldecop L.A.* und *Alonso E.E.*, Suction effects on rockfill compressibility, *Géotechnique* 53, Nr.2, 2003, S.289ff

- *Alonso E.*, Exploring the limits of unsaturated soil mechanics-the behavior of coarse granular material and rockfill, The Eleventh Spencer J. Buchanan Lecture, Texas, 2003

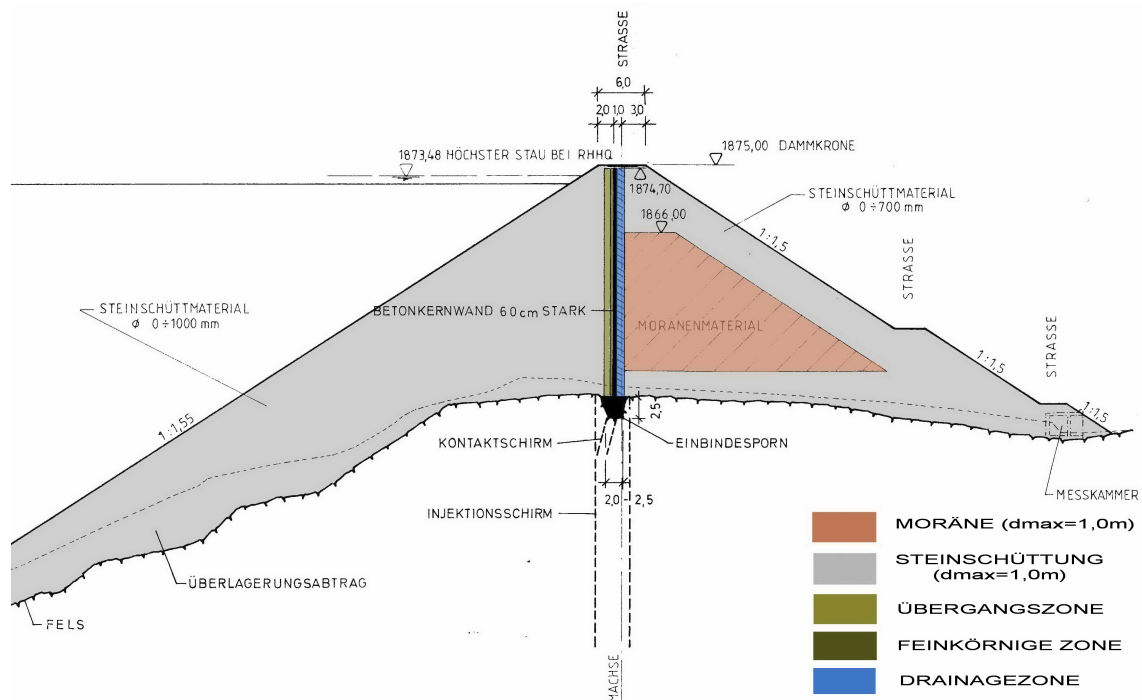
- *Soroush A., Araei A.*, Analysis behaviour of a high rockfill dam, *Geotechnical Engineering* 159, 2006, S.49ff

<sup>61</sup> Phase 51 +1881,00m (1. Vollstau - 05.11.07) Phase 53 +1880,85m (2. Vollstau 21.10.08)

Phase 52 +1820,00m (1. Abstau - 30.03.08) Phase 54 +1820,00m (2. Abstau März 09)

<sup>62</sup> Phase 55 +1880,00m (3. Vollstau) Phase 56 +1820,00m (3. Abstau)

### 4.3.3 Materialien und Kennwerte



#### 4.3.3.1 Steinschüttung Bestandsdamm

Das Material für die Steinschüttung des Bestandsdamms wurde in einem Steinbruch am südwestlichen Speicherhang gewonnen. Laut geologischer Kartierung<sup>63</sup> befinden sich in diesem Bereich *Siglitgneis* Formationen. Es handelt sich dabei um metamorphe Gesteine, die sich vor allem durch reichliche Glimmerschieferinlagerungen auszeichnen. Die einaxiale Druckfestigkeit kann als hoch bezeichnet werden und liegt im Bereich von 90-240 N/mm<sup>2</sup>. Die Abschätzung der einzelnen für die Finite Elemente Berechnung notwendigen Parameter findet sich im *Anhang C.1* wieder. Um plausible Kenngrößen zu erhalten, wurde dabei neben der statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse ähnlich Materialien auf in die *Kapitel 2* angeführten Methoden zurückgegriffen.

$\Phi$	c	$\gamma$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}$	m	$\Psi$	$\nu^{64}$	$R_f$
°	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	-	°	-	-
45	0,01 <sup>65</sup>	22,5	72000 <sup>66</sup>	60000	216000	0,35	8	0,2	0,7

<sup>63</sup> Einreichprojekt Kraftwerk Nassfeld, Geologischer Lageplan, Kartierung *Brandecker* 1973, Plan\_Nr:IV-12/a

<sup>64</sup> *Valstad und Ström* [46] geben anhand von Oedometerversuchen eine Querdehnzahl für Steinschüttmaterial von  $\nu=0,2$ , geringfügig abhängig von der Porenzahl, an. [25]

<sup>65</sup> Um die Rechenzeit zu verkürzen wird eine minimale Kohäsion gewählt

4.3.3.2 Steinschüttmaterial Dammerhöhung

Im Zuge der Errichtung der Dammerhöhung Bockhartsee wurden am *Institut für Geotechnik und Infrastruktur* der *Universität Innsbruck* eine Siebanalyse und ein Großrahmenscherversuch des verwendeten Steinschüttmaterials durchgeführt. Die Auswertungen sind im *Anhang D.4* beigefügt. Zudem wurden zur Überprüfung der Verdichtung - im Zuge einer Probeschüttung und während der Bauherstellung - Verdichtungskontrollen mittels statischer Lastplatte durchgeführt. Die Versuchsergebnisse wurden auf ihre Plausibilität untersucht und unrealistische Werte ausgeschlossen. Als Richtwerte für die Steifigkeit wurden die Daten der Lastplattenversuche herangezogen. Es muß jedoch angemerkt werden dass die Anzahl der Lastplattenversuche relativ gering war, während die Streuung der Ergebnisse überdurchschnittlich hoch war. Die aus den Versuchen erhaltene Steifigkeit erscheint im Vergleich zu ähnlichen Materialien etwas zu niedrig, jedoch hat die Steifigkeit dieser Zone kaum Auswirkungen auf das Verhalten des Bestandsdammes.

$\Phi$	c	$\gamma$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}$	m	$\Psi$	v	$R_f$
°	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	-	°	-	-
42	0,05	22,2	56500	50000	140000	0,35	8	0,2	0,9

4.3.3.3 Übergangszone

Im wasserseitigen Stützkörper wurde der Anschluss an die feinkörnige Zone mittels einer Übergangszone, bei der das Größtkorn auf 30cm reduziert wurde, hergestellt. Als Eingangsparameter dienen als Referenz die gleichen Werte wie für die Steinschüttung. Die Steifigkeit wurde jedoch leicht erhöht, um den Einfluss der verringerten Korngröße zu berücksichtigen.

$\Phi$	c	$\gamma$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}$	m	$\Psi$	v	$R_f$
°	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	-	°	-	-
45	0,05	22,5	80000	77400	240000	0,35	8	0,2	0,7

<sup>66</sup>  $E_{rc}$  bei 600KN/m<sup>2</sup>

4.3.3.4 wasserseitige Schutzschichte

Diese feinkörnige Zone, die wasserseitig an die Kernwand anschließt, wurde zum Großteil aus abgeseibtem Stollenfräsmaterial<sup>67</sup> im Kornbereich zwischen 0-20mm hergestellt. *Anhang D.2 /Abbildung 100* zeigt die Kornverteilungslinien der während der Bauphase durchgeführten Kontrollen. Die Verdichtung erfolgte über eine 1to Rüttelwalze.[36]

Im Zuge von baubegleitenden Kontrollen wurde routinemäßig die Kornverteilung überprüft. Eine Auswertung dieser Kornverteilungen findet sich in *Anhang D.2* .

$\Phi$	c	$\gamma$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}$	m	$\Psi$	v	$R_f$
°	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	-	°	-	-
44	0,05	22,2	80000	78000	240000	0,35	3	0,3	0,7

4.3.3.5 Drainagezone

Die luftseitig an den Kern angeschlossene Drainagezone wurde aus gebrochenem Stollenfräßmaterial hergestellt. Die Korngrößen bewegen sich im Bereich von 2-100mm. *Abbildung 101* zeigt die Kornverteilungen der im Zuge der Baukontrollen durchgeführten Siebungen. Die Lagenstärke bei Einbau betrug 30cm, und die Verdichtung erfolgte über leichte Rüttelwalzen. Im *Anhang C.2* finden sich Angaben zur Parameterermittlung für diesen Materialtyp. Die ausgewerteten Kornverteilungslinien sind in *Anhang D.3* dargestellt.

$\Phi$	c	$\gamma$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}$	m	$\Psi$	v	$R_f$
°	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	-	°	-	-
43	0,1	21	80000	77000	216000	0,35	8	0,2	0,9

4.3.3.6 Moräne

Die Ermittlung bzw. Abschätzung von realitätsnahen Materialkennwerten für die im luftseitigen Stützkörper eingebaute Moräne gestaltet sich aufgrund nicht vorhandener Versuchsergebnisse als sehr schwierig. Zudem existieren kaum gesamtheitliche Untersuchungen, die das geotechnische Verhalten von Moränen charakterisieren. Im Zuge der Literaturrecherche wurden die spärlich vorhandenen Daten unterschiedlicher Moränen verglichen, um eine realistische Abschätzung der Parameter der im Stützkörper eingebauten Moräne zu erlangen.

<sup>67</sup> Stollenfräßmaterial aus dem Überleitungsstollen Hüttelwinkelache



Der Vergleich von Kornverteilungslinien unterschiedlicher Moränen zeigt in *Abbildung 53* die für den Großteil der Moränen charakteristische weitgestufte Kornverteilung. Die Ungleichförmigkeitszahlen liegen bei über 100. Anzumerken ist, dass bei den in *Abbildung 53* ersichtlichen Kornverteilungen Korngrößen über 63mm bzw. 100mm aus versuchstechnischen Gründen nicht berücksichtigt wurden. Eine Ausnahme bildet die Kornverteilung der Moräne *Manival*, was die etwas versetzte Anordnung erklärt. Die einzig vorhandene Kornverteilungslinie<sup>68</sup> der im luftseitigen Stützkörper des Bockhartseedammes eingebauten Moräne ist in *Abbildung 53* rot eingezeichnet und in *Anhang D.1 /Abbildung 99* beigefügt.

Aufgrund der starken Ähnlichkeiten kann die Annahme getroffen werden, dass für ähnliche Kornverteilungen die Spanne der Materialparameter nicht allzu stark divergiert.

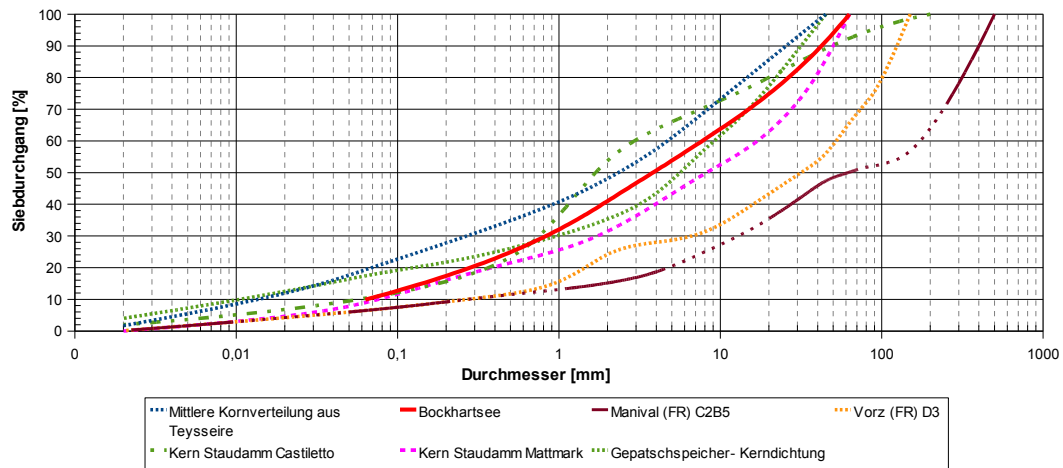


Abb. 53: Kornverteilungen unterschiedlicher Moränen aus: [13], [41], [43], [44], [51]

Für die Parameterbestimmung wurden daher die aus der Literatur entnommenen Kennwerte unterschiedlicher Moränen tabellarisch in *Anhang D.1* zusammengefasst, um eine Abschätzung der für die Berechnung erforderlichen Parameter zu ermöglichen. Es ist jedoch anzumerken, dass die Mittelung der Werte nur als Anhaltspunkt diene. Des weiteren erfolgte eine Modellierung der durchgeführten Triaxialversuche in Plaxis wodurch eine iterative Anpassung der Kennwerte an ähnliche Moränen erfolgte.

Eine Analyse der Messberichte zum Zeitraum des Bauendes und Ersteinstaus zeigt zudem im Bereich der Moräne (Setzungspegel *SPI*) bei Bauende wie auch bei Ersteinstau keine auffälligen Setzungen. Es werden daher angelehnt an die Literaturdaten für Moränen typische

<sup>68</sup> *BTVFA Salzburg* L.Nr. 3086, Entnahmestelle 12,5m von Blockfuge 9/10, luftseitig, Kote 1848,0m; Materialherkunft: Stauraum – rechter (westlicher) Hang; Korngrößen >63mm ausgeschieden (6,3%)

Kennwerte in Abstimmung mit vorhandenen Messwerten verwendet.

$\Phi$	c	$\gamma$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}$	m	$\Psi$	v	$R_f$
°	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	-	°	-	-
43	20	22,5	72600	70000	560000	0,47	3	0,3	0,9

#### 4.3.3.7 Kernwand

Die Kernwand weist eine Stärke von 60cm auf und wurde in Abschnitten von 7,5m Länge und 4,3m Höhe hergestellt. Vertikale Fugen wurden als Bewegungsfugen ausgebildet und sind mit jeweils einem innen-liegenden und einem außen-liegenden Dichtungsband ausgestattet. Wasserseitig wurde, um die Wandreibung zu reduzieren, eine Bitumengleitschicht aufgetragen. Die Berücksichtigung der Interaktion Boden – Bauwerk erfolgt über den Parameter  $R_{inter}$ . Die Scherfestigkeit eines Interfaces ist dadurch mit der Scherfestigkeit des Bodens assoziiert. Werte von  $R_{inter} = 1$  bedeuten keinen Einfluss des Interface auf den umgebenden Boden. Der Faktor  $R_{inter}$  in Plaxis entspricht dem in der Geotechnik üblichen Wandreibungsfaktor  $\delta/\phi$ <sup>69</sup>. Im Regelfall kann  $R_{inter} = 2/3$  angenommen werden. Für die auf der luftseitigen Kernoberfläche leicht profilierten Betonoberflächen<sup>70</sup> empfiehlt es sich im Gegensatz zum oben genannten Regelfall jedoch höhere Wandreibungsfaktoren zu verwenden. Ein Faktor von  $R_{inter}^{LS} = 0,85$  gilt für das luftseitige Interface als angemessen. Im speziellen Fall der wasserseitigen Bitumengleitschicht wird die Interaktion zu  $R_{inter}^{WS} = 0,5$  angenommen. Diese Annahme basiert auf an der Universität Innsbruck durchgeführten Großscherversuchen. [5],[14]

E	EI <sup>71</sup>	EA <sup>71</sup>	w <sup>72</sup>	d	$R_{inter}^{WS}$	$R_{inter}^{LS}$	$\gamma$	v
MN/m <sup>2</sup>	KNm <sup>2</sup> /m	KN/m	KN/m	m	-	-	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>
35000	6,30E+05	2,10E+07	16	0,6	0,5	0,85	25	0,15

<sup>69</sup>  $\tan \phi_i = R_{inter} \cdot \tan \phi_{Boden} < \tan \phi_{Boden}$

$c_i = R_{inter} \cdot c_{Boden}$

$\psi_i = 0^\circ$  für  $R_{inter} < 1$ , sonst gilt  $\psi_i = \psi_{Boden}$

<sup>70</sup> übliche Profilierung infolge herkömmlicher Schalung. Ein Wert von 2/3 sollte eher für stahlgeschaltete Oberflächen verwendet werden [14]

<sup>71</sup> Die Eingabe von Materialkennwerten für Strukturelemente in Plaxis erfolgt durch Definition der Biegesteifigkeit und der Dehnsteifigkeit – daraus errechnet sich Plaxis die theor. Dicke des Elements

<sup>72</sup> Gewicht des Plattenelementes pro Meter

4.3.3.8 Felsuntergrund

Die Dammaufstandsfläche besteht aus massivem Fels und wird, um etwaige Einflüsse auf das Modell zu vermeiden, als starr angenommen.

E	$\gamma$	$\nu$
MN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>
300000	24	0,3

## 5 Berechnungsergebnisse

### 5.1 Bestand

#### 5.1.1 Ende der Bauphase

Die Berechnung der Bauphasen des Dammes Bockhartsee erfolgte über schrittweise Aktivierung von insgesamt 20 Elementen. Die Berechnungsergebnisse zeigen eine gute Abbildung der herrschenden Spannungsverhältnisse. Der gemessene horizontale Erddruck der Erddruckgeber *EDH 13* bis *20*, welche luft- und wasserseitige am Kernwandfußpunkt installiert sind, zeigt zudem eine gute Übereinstimmung mit den berechneten Werten. *Abbildung 54* und *55* verdeutlichen den Verlauf der horizontalen und der vertikalen Spannungen im Damm zum Zeitpunkt des Bauendes.

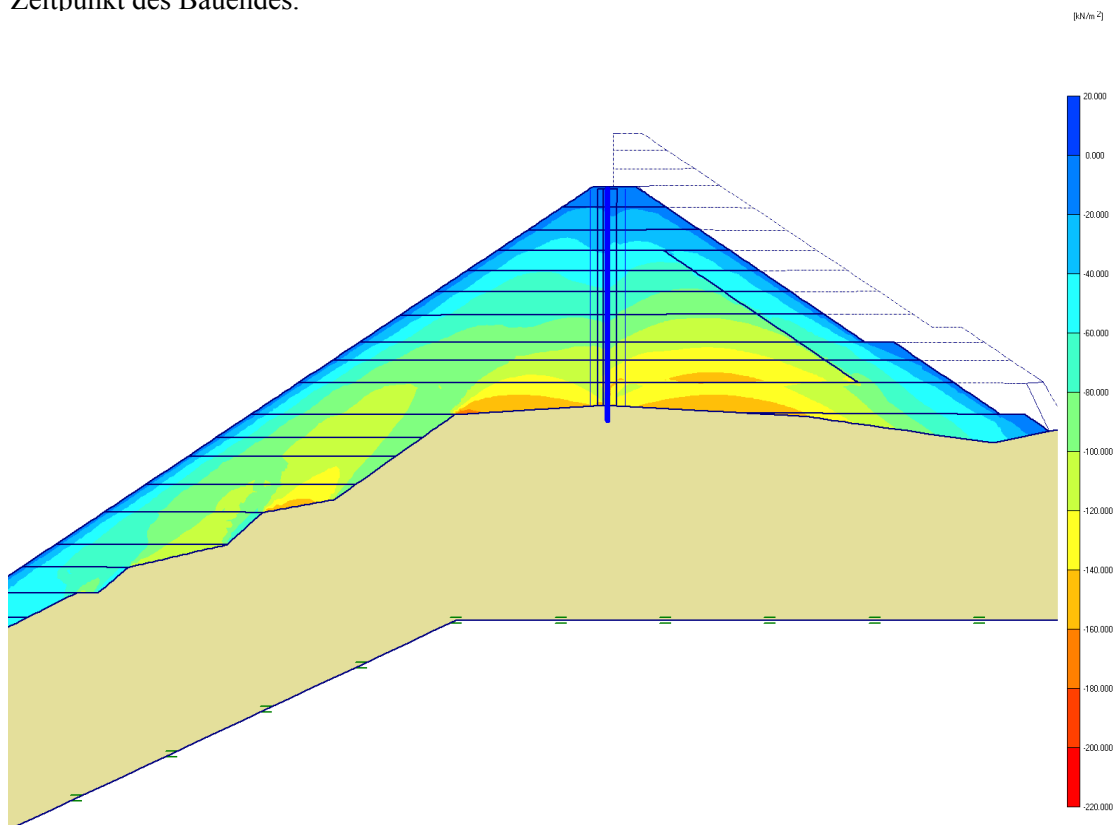


Abb. 54: Horizontale Spannungen zum Zeitpunkt Bauende

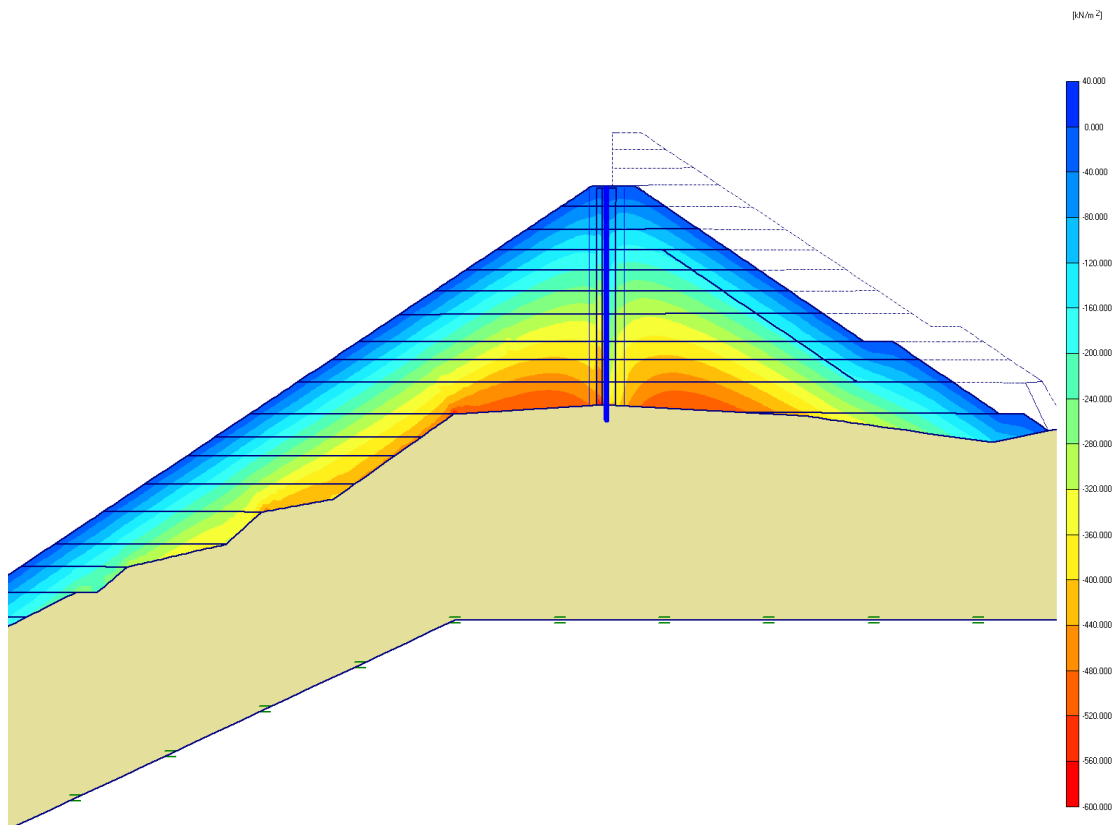


Abb. 55: vertikale Spannungen zum Zeitpunkt Bauende

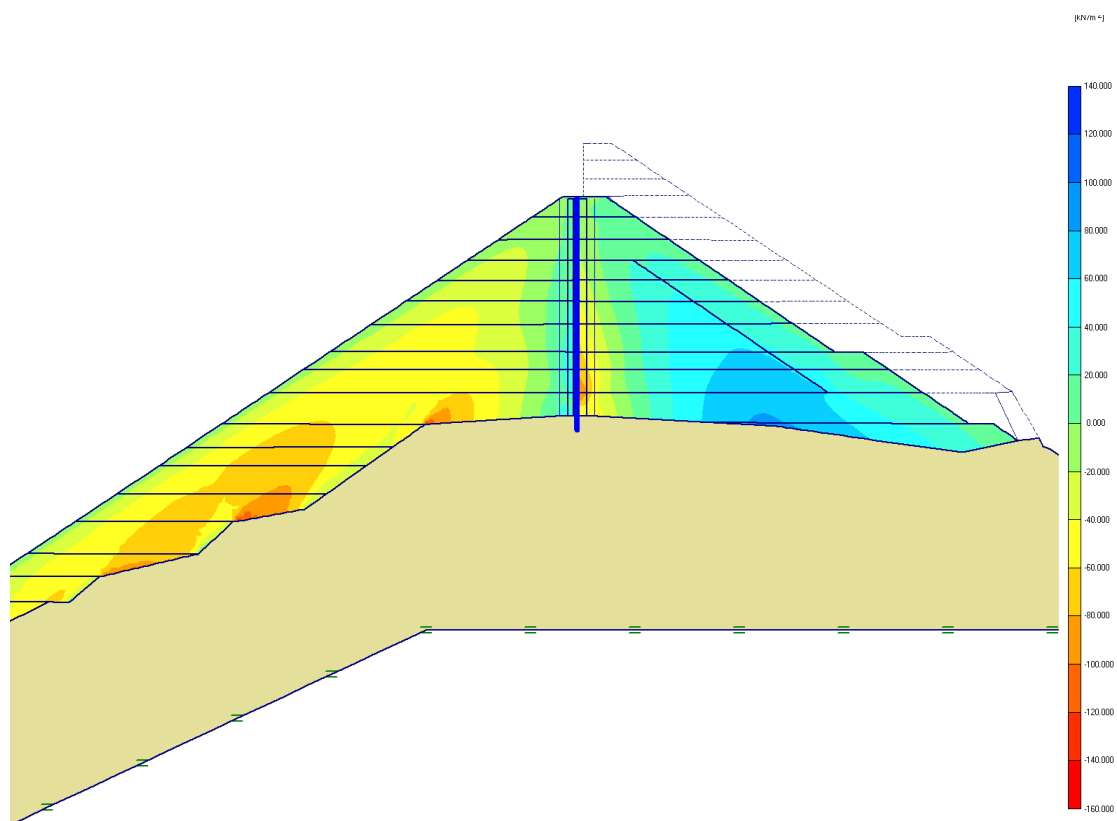


Abb. 56: Schubspannungen zum Zeitpunkt Bauende

Wie zu erwarten zeigt sich, dass die größten Spannungen im Bereich des Kernwandfußpunktes auftreten. Dabei ergab die Berechnung eine maximale vertikale Spannung von  $\sigma_y = -560 \text{ KN/m}^2$  und eine maximale horizontale Spannung von  $\sigma_x = -205 \text{ KN/m}^2$ . In *Abbildung 64* und *65* werden die vertikalen und horizontalen Spannungen aus der FEM Berechnung mit den Messwerten von *Schober* aus [36] verglichen. Es zeichnet sich dabei eine tendenzielle Übereinstimmung ab. Anzumerken ist jedoch, dass die horizontalen und vertikalen Erddruckgeber infolge fehlender rechnerischer Bezugsgrößen nur ein verzerrtes Bild der real vorhandenen Spannungen darstellen und infolge äußerer Einflüsse oft fehlerbehaftet sind.

Zudem ergibt sich aufgrund der Anordnung der vertikalen Erddruckgeber in Kernwandnähe eine starke Abschirmung da es zu einem Aufhängen des Materials an der Kernwand kommt. Die Krümmung der Isolinien in Wandnähe, die in *Abbildung 55* ersichtlich sind, verdeutlichen diesen Effekt.

### 5.1.2 Setzungen und Verschiebungen

Die berechneten Setzungen im Bauzustand zeigen nur eine bedingte Übereinstimmung mit den Messwerten. Die Pegelauswertungen *SP1* bis *SP4* weisen auf eine oberflächliche Gewölbebildung des wasser- und luftseitigen Steinschüttmaterials hin. Die Pegel weisen durchwegs große Setzungen im mittleren Dammbereich, jedoch kaum Setzungen an der Oberfläche, was auf die oben genannte Gewölbebildung schließen lässt.[36] In der Berechnung kommt dieser Effekt nicht zum Tragen. Die maximalen Setzungen betragen im Kronenbereich wasserseitig 146mm und luftseitig 110mm. Die berechneten horizontalen Verschiebungen sind im Größenordnungsbereich der gemessenen Verschiebungen anzutreffen. In *Abbildung 57* und *58* sind die Plots der vertikalen und horizontalen Verschiebungen zum Zeitpunkt des Bauendes ersichtlich. Grundsätzlich muss zur Analyse der Setzungen und Verschiebungen im Bauzustand angemerkt werden, dass die Messwerte auf 4 Setzungs- bzw. Verschiebungspegeln und einer größeren Anzahl von Oberflächenmesspunkten basieren. Da jedoch die Pegel relativ nahe bei der Kernwand situiert sind, ist eine starke Beeinflussung der Messwerte infolge Aufhängen der kernnahen Zonen gegeben. Das macht Rückschlüsse auf vom Kern entferntere Bereiche schwierig. Die geodätisch eingemessenen Oberflächenmesspunkte erlauben wiederum keinen Einblick in die inneren Setzungen und Verschiebungsverhältnisse des Stützkörpers. Des weiteren muss angemerkt werden dass während der der Bauzeit ein Teilstau erfolgte welcher Sättigungssetzungen mit sich zog welche über das in dieser Arbeit verwendete Stoffgesetz nicht modelliert werden können.

### 5.1.3 Kernwandverformung

Die Inklinometermessung der Kernwand weist zum Zeitpunkt des Bauendes im mittleren Bereich eine maximale wasserseitige Verschiebung von 9mm auf. Die Ergebnisse der FE-Berechnung stimmen in Bezug auf die Form mit der gemessenen Biegelinie überein, wobei jedoch die berechneten Verschiebung nur etwa die Hälfte der Messungen betragen. Diese Unterschiede sind auf nicht modellierbare Einflüsse<sup>73</sup> während der Bauphase zurückzuführen. Die Ursache dieser wasserseitigen Verschiebung sieht *Schober* [36] in der Erlangung eines Gleichgewichtszustandes der Kernwand, da infolge des Teilstaus während der Bauphase Sättigungssetzungen auftraten. Unterstützend wirkt zudem der erhöhte Erddruck im Bereich der luftseitigen Moräne. In *Anhang F.1 /Abbildung 102* sind die berechneten und gemessenen Kernwandverschiebungen zu verschiedenen relevanten Zeitpunkten grafisch dargestellt.

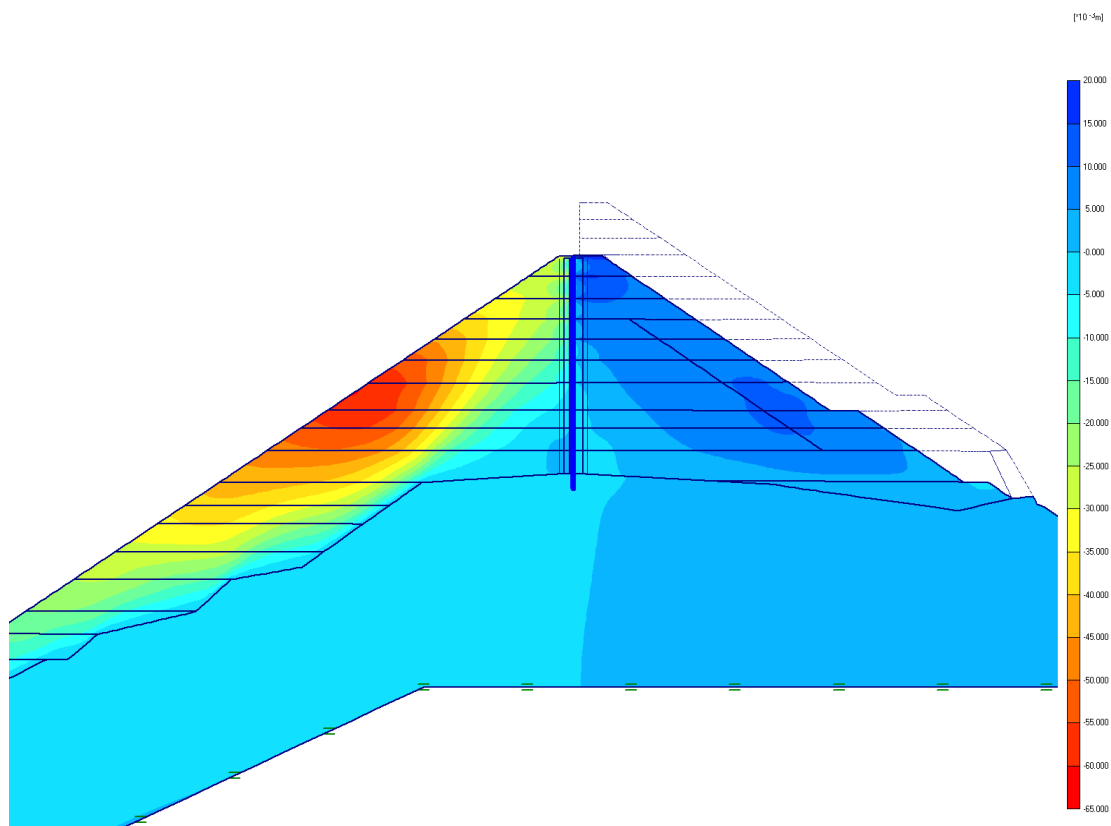


Abb. 57: kumulative horizontale Verschiebungen zum Zeitpunkt Bauende

<sup>73</sup> Sättigungssetzungen

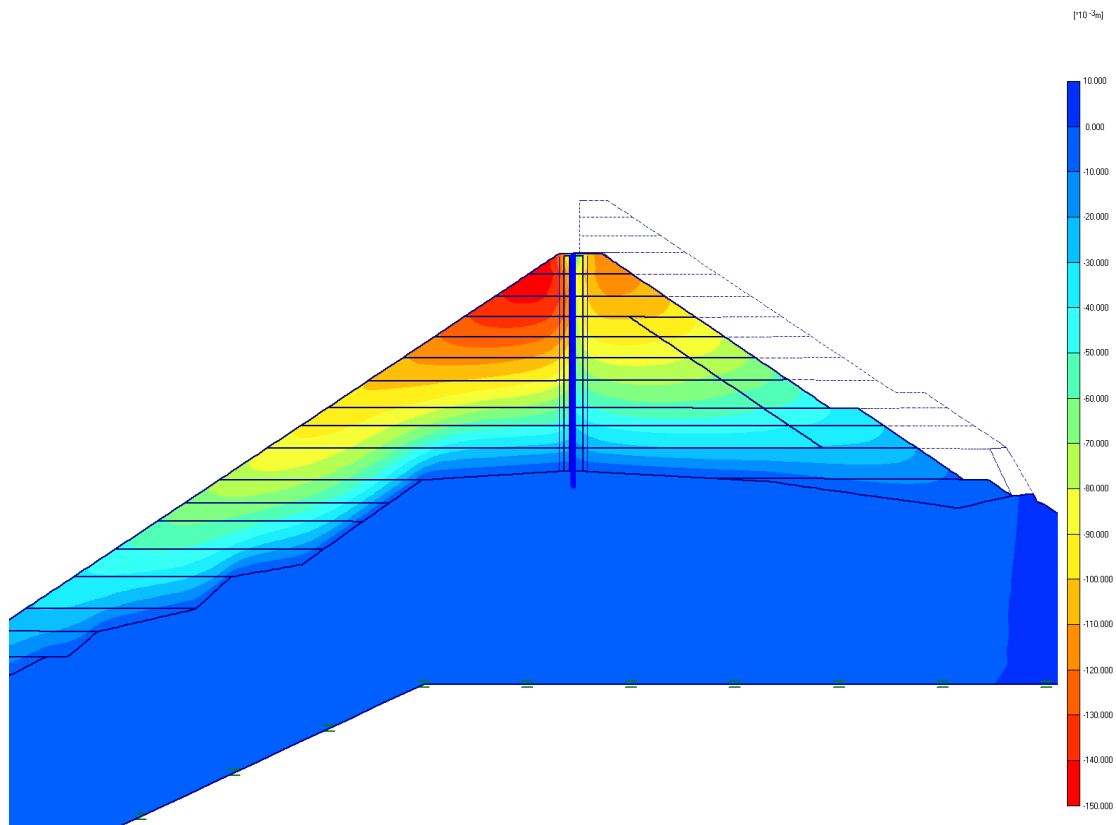


Abb. 58: kumulative vertikale Verschiebungen zum Zeitpunkt Bauende

## 5.2 Erster Vollstau

Der Vergleich der berechneten horizontalen Spannungen mit den gemessenen Spannungen aus den Erddruckgebern zeigt eine gute Übereinstimmung. Die *Abbildungen 59* und *60* stellen die horizontalen und vertikalen Erddrücke grafisch dar.

### 5.2.1 Setzungen und Verschiebungen

Im Stauzustand ergeben sich lt. Messbericht [36] im Zeitraum<sup>74</sup> zwischen November 1982 und Juni 1986 wasserseitig die rund vierzehnfachen Setzungenbeträge der Luftseite. Als Begründung sieht hier *Schober* die wasserseitige Einlagerung des feinkörnigen Materials in den durch die Gewölbebildung entstehenden Bereich, was zusätzlich Setzungen hervorruft. Die berechneten Setzungen belaufen sich auf die Hälfte der gemessenen Setzungen. Die Gründe für diese gravierenden Unterschiede dürften bei den Sättigungssetzungen zu finden sein, welche nicht modelliert werden können. Die berechneten horizontalen Verschiebungen sind größenordnungsmäßig im Bereich der Messwerte. *Abbildung 61* zeigt die Plots der berechneten

<sup>74</sup> 3 Vollstauphasen



Setzungen und Verschiebungen.

### 5.2.2 Kernwandverformung

Die Kernwandverformungen im Stauzustand sind in *Abbildung 67* grafisch im Vergleich zu den Messwerten aus dem Gleitmikrometer dargestellt. Es zeigt sich, dass die Krümmungen im Stauzustand im unteren Drittel zur Luftseite und im oberen Bereich zur Wasserseite weisen. Im Vergleich mit den Krümmungen im Bauzustand erkennt man, dass die Krümmungen bereichsweise gegengleich gerichtet sind. Zudem ist ersichtlich, dass die Berechnung im Stau-, als auch im Bauzustand das grundsätzlich Krümmungsverhalten widerspiegelt. Die gemessenen maximalen Krümmungen sind jedoch größer als die berechneten. Die Verschiebungen der Kernwand an der Krone sind in der Berechnung im Bereich der Messwerte.

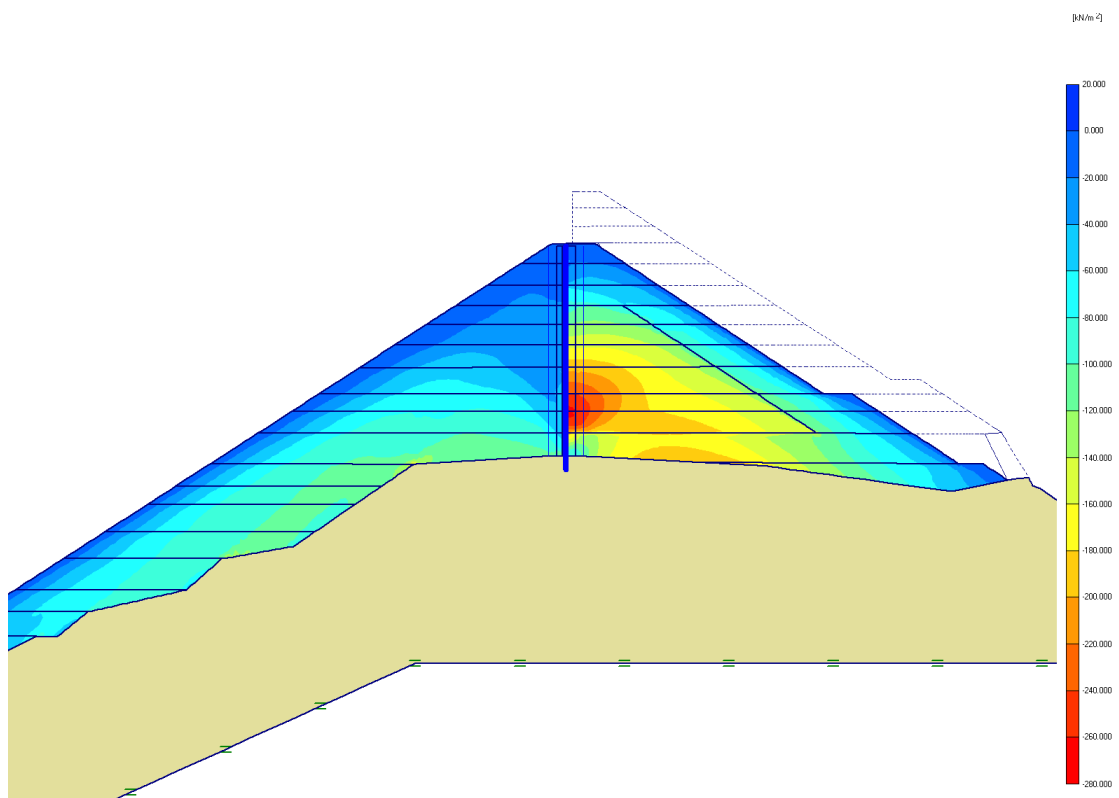


Abb. 59: effektive horizontale Spannungen zum Zeitpunkt Ersteinstau

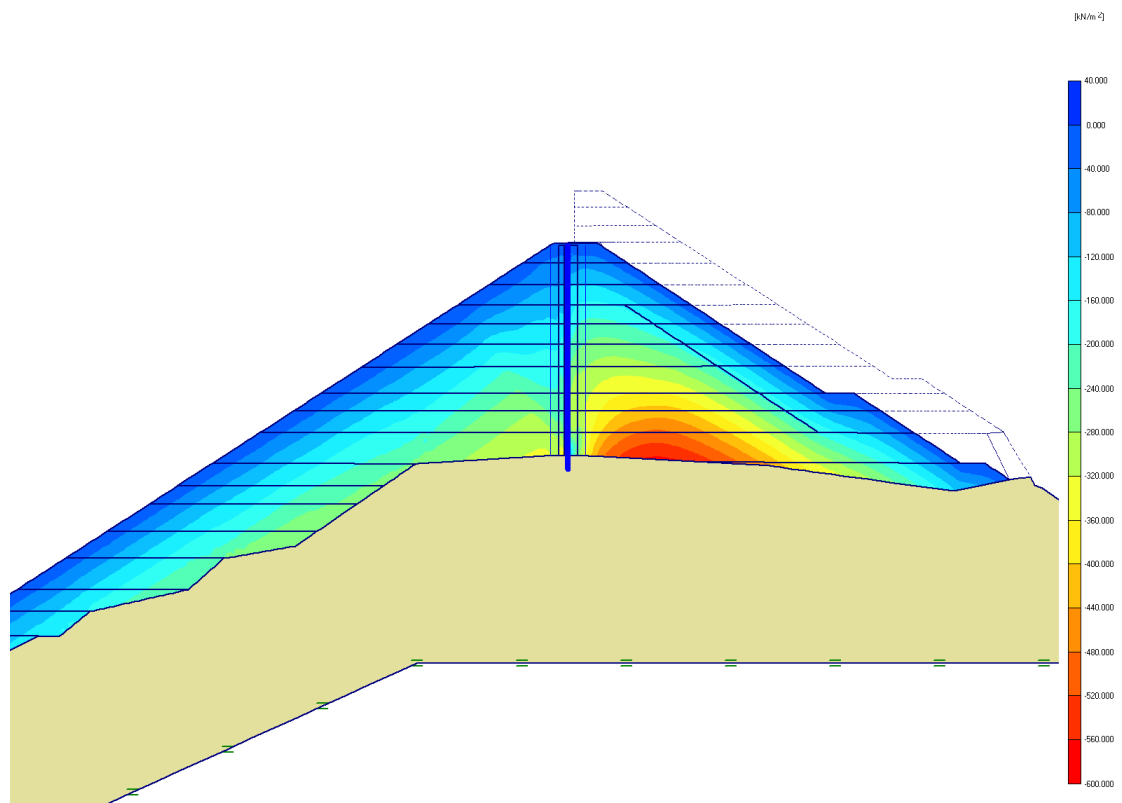


Abb. 60: effektive vertikale Spannungen zum Zeitpunkt Ersteinstau

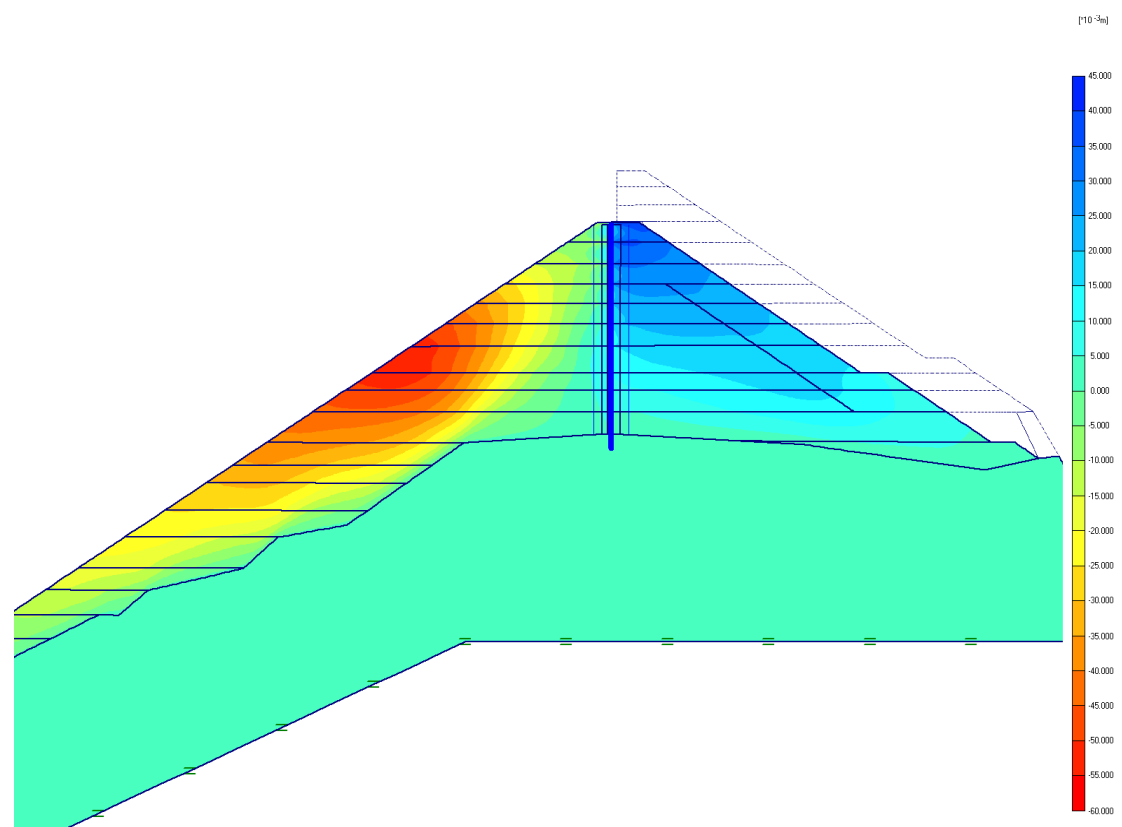


Abb. 61: kumulative horizontale Verschiebungen zum Zeitpunkt Ersteinstau

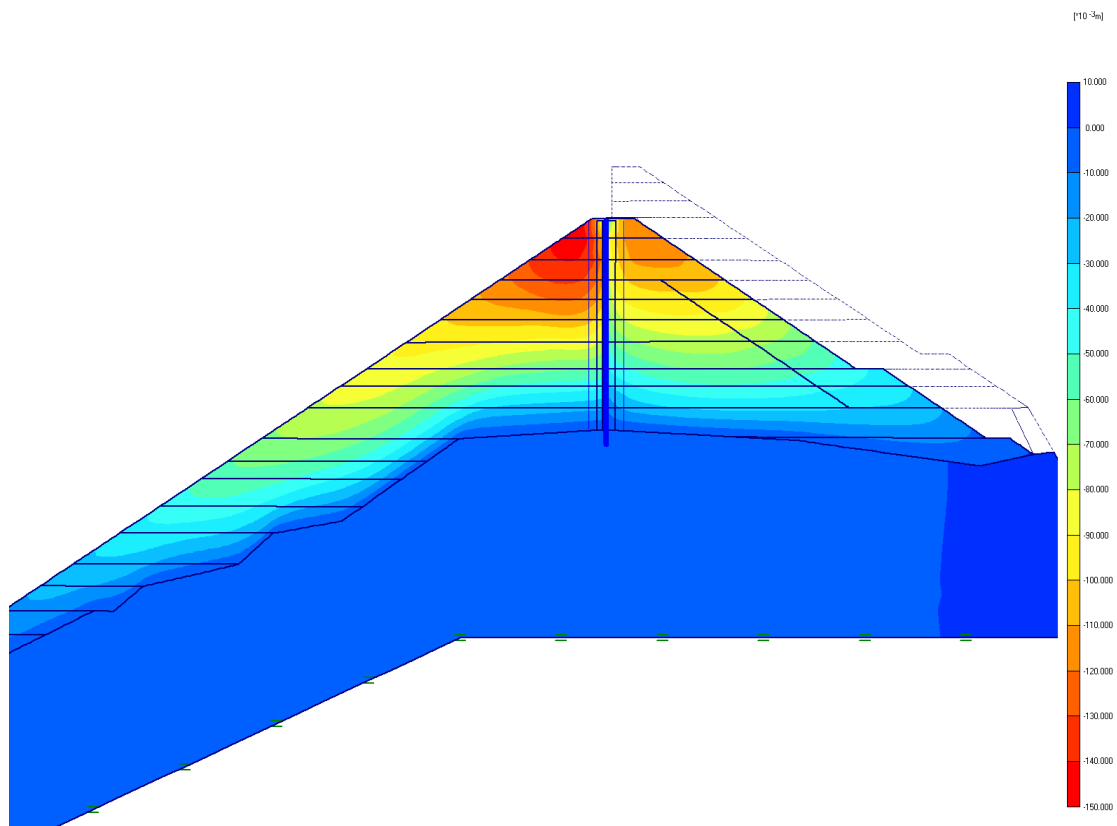


Abb. 62: kumulative vertikale Verschiebungen zum Zeitpunkt Ersteinstau

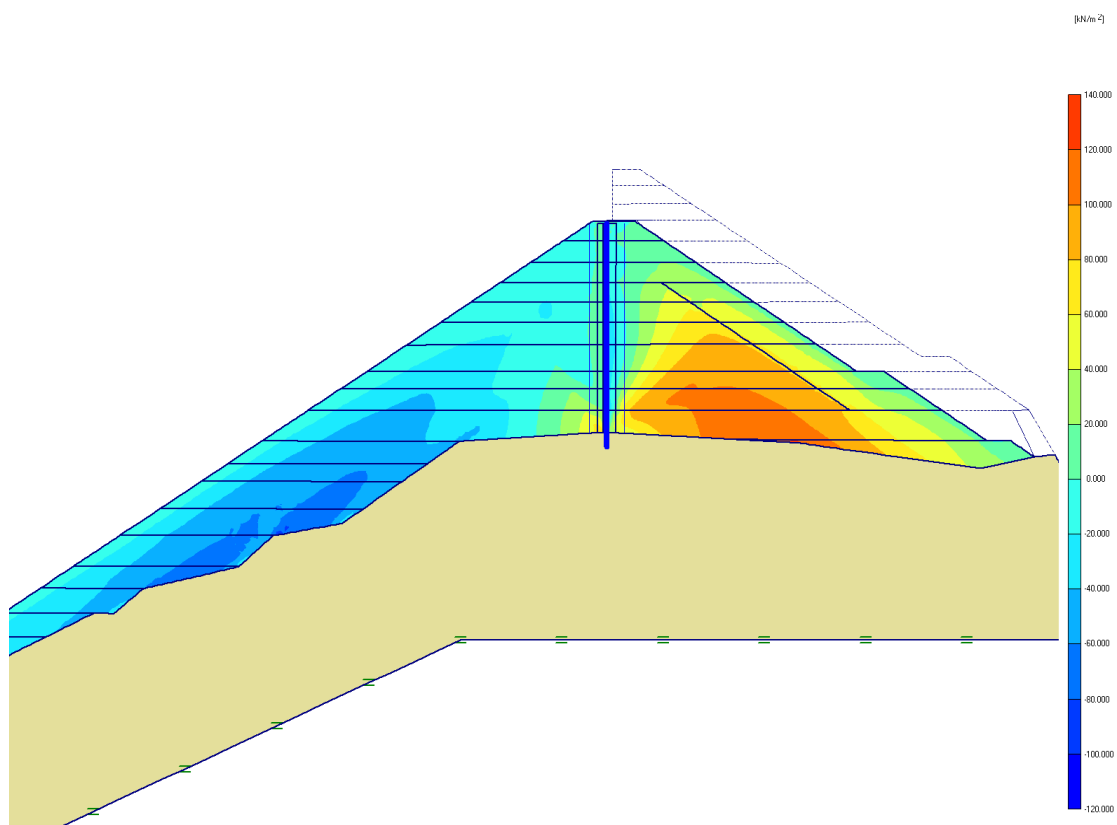


Abb. 63: Schubspannungen zum Zeitpunkt Ersteinstau

5.2.3 Vergleich der FE Analyse mit den Messwerten

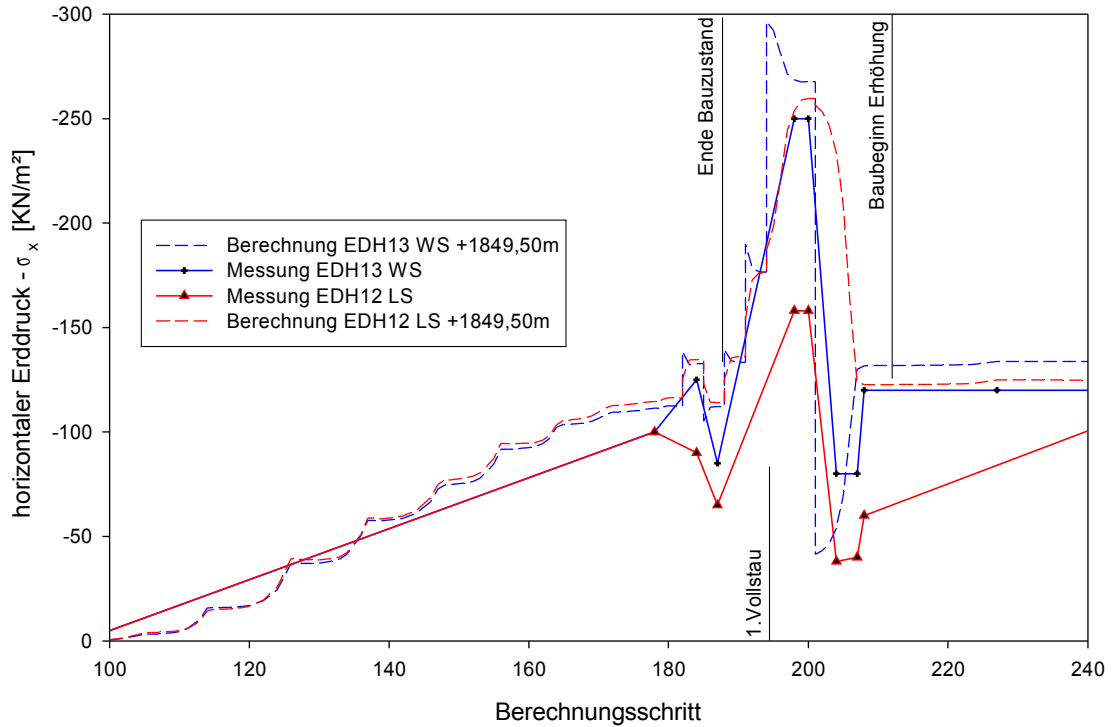


Abb. 64: horizontaler Erddruck Bauphase und Ersteinstau

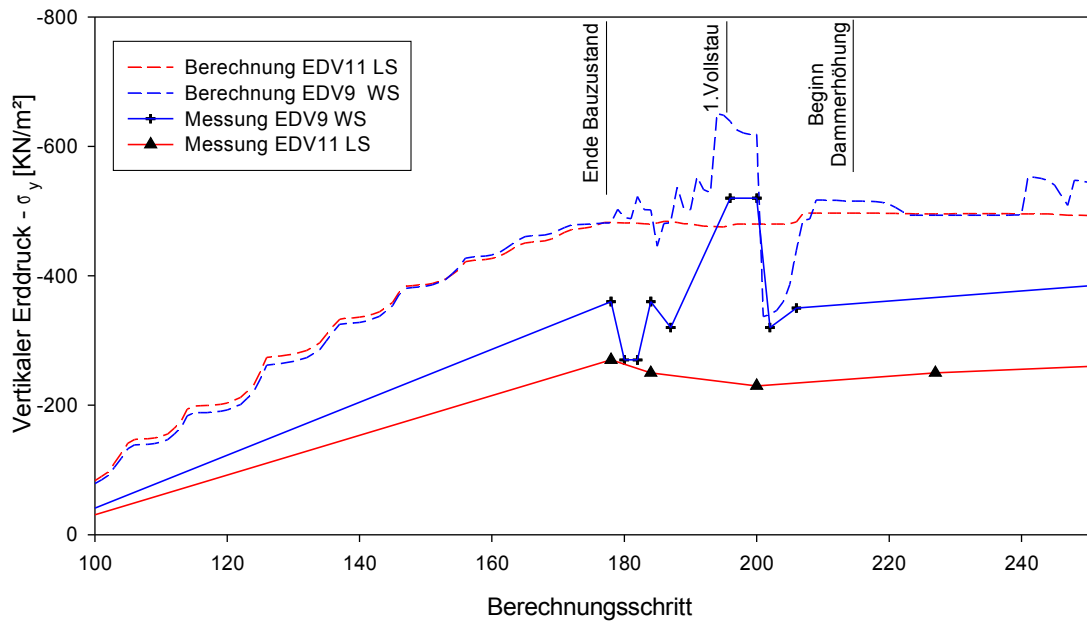


Abb. 65: vertikaler Erddruck, Bauphase und Ersteinstau

Die berechneten vertikalen und horizontalen Erddrücke sind in den *Abbildungen 64* und *65* im Vergleich zu den gemessenen Erddrücken dargestellt. Die Tendenzen für die unterschiedlichen Phasen werden durch die FE-Berechnung gut abgebildet. Es ist jedoch zu erwähnen, dass die gemessenen Erddrücke aufgrund fehlender Kalibriermöglichkeiten und Umgebungseinflüssen der Messgeräte große Streuungen aufweisen und somit die Unterschiede zwischen der Messung und der Berechnung nicht ausschlaggebend sind.

In *Abbildung 66* sind die errechneten horizontalen Kernverschiebungen im Bauzustand und im Teilstauzustand<sup>75</sup> im Vergleich zu den gemessenen Verschiebungen aufgetragen. Die Kernverschiebung während des ersten Teilstaus konnte im Zuge der FE-Berechnung gut nachgebildet werden. Für den Bauzustand existieren nur Gleitmikrometermessungen, deren Nullmessung jedoch unklar ist. Die Messdaten wurden daher nicht in *Abbildung 66* eingefügt. Die charakteristische stark wasserseitig ausbauchende Form wird jedoch in den Ergebnissen der FE-Berechnung gut wiedergegeben. *Abbildung 67* zeigt den Bereich der Kernverschiebung während der ersten Vollstauphase<sup>76</sup> im Vergleich zur berechneten Kernverschiebung. Es wird deutlich, dass die Krümmung zur Luftseite im unteren Drittel von der Finiten Element Berechnung zwar wiedergegeben wird, jedoch in wesentlich geringerem Ausmaß. Die Verschiebungen an der Krone weisen eine gute Übereinstimmung auf.

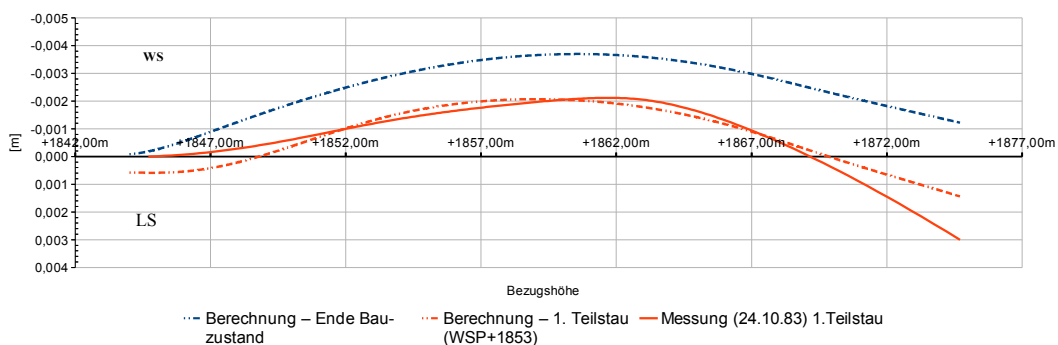


Abb. 66: Kernverschiebung im Bauzustand und Teilstau

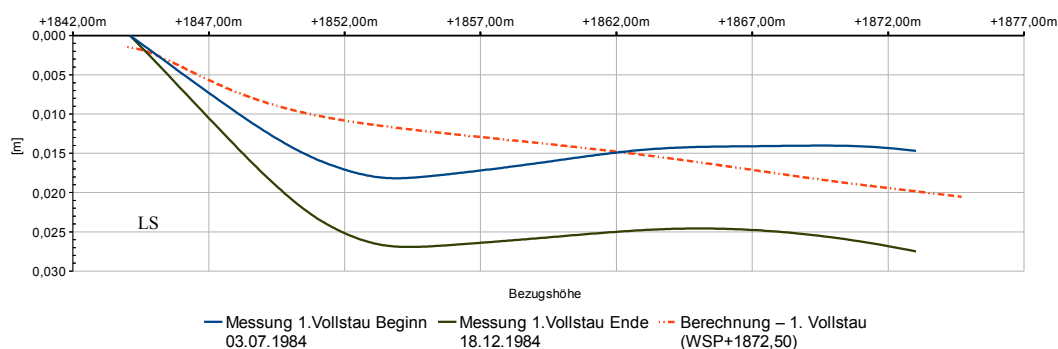


Abb. 67: Kernwandverschiebung zum Zeitpunkt Vollstau

<sup>75</sup> +1853,00m

<sup>76</sup> +1872,50m

## 5.3 Dammerhöhung

### 5.3.1 Ende der Bauphase

Nachfolgend finden sich die Plots der FE-Berechnung zum Zeitpunkt der Fertigstellung der Dammerhöhung. Die Modellierung des Schüttvorgangs erfolgte in 12 jeweils einzeln aktivierten Schichten, wobei der Bau der Stützmauer in einem gesonderten Berechnungsschritt simuliert wurde. Die Anhebung des Stauspiegels mit der Schütthöhe wurde in der Modellierung mittels drei unterschiedlichen Stauphasen berücksichtigt. Die für die Berechnung verwendeten Stauspiegel sind in *Anhang E* grafisch in Bezug zur Berechnungsphase und zum Schüttverlauf dargestellt.

Wie erwartet zeigen sich in *Abbildung 69* luftseitig erhöhte Horizontal und Vertikalspannungen im Vergleich zum Bestandsdamm, die aus der neuen Dammschüttung resultieren. Auffallend sind die hohen Horizontalverschiebungen im oberen Drittel der Kernwand. Die kritischen vertikalen Verschiebungen finden sich wie erwartet im Bereich unter der Stützmauer. Auf die Ursache der beschriebenen horizontalen und vertikalen Verschiebungen geht *Kapitel 5.4* näher ein.

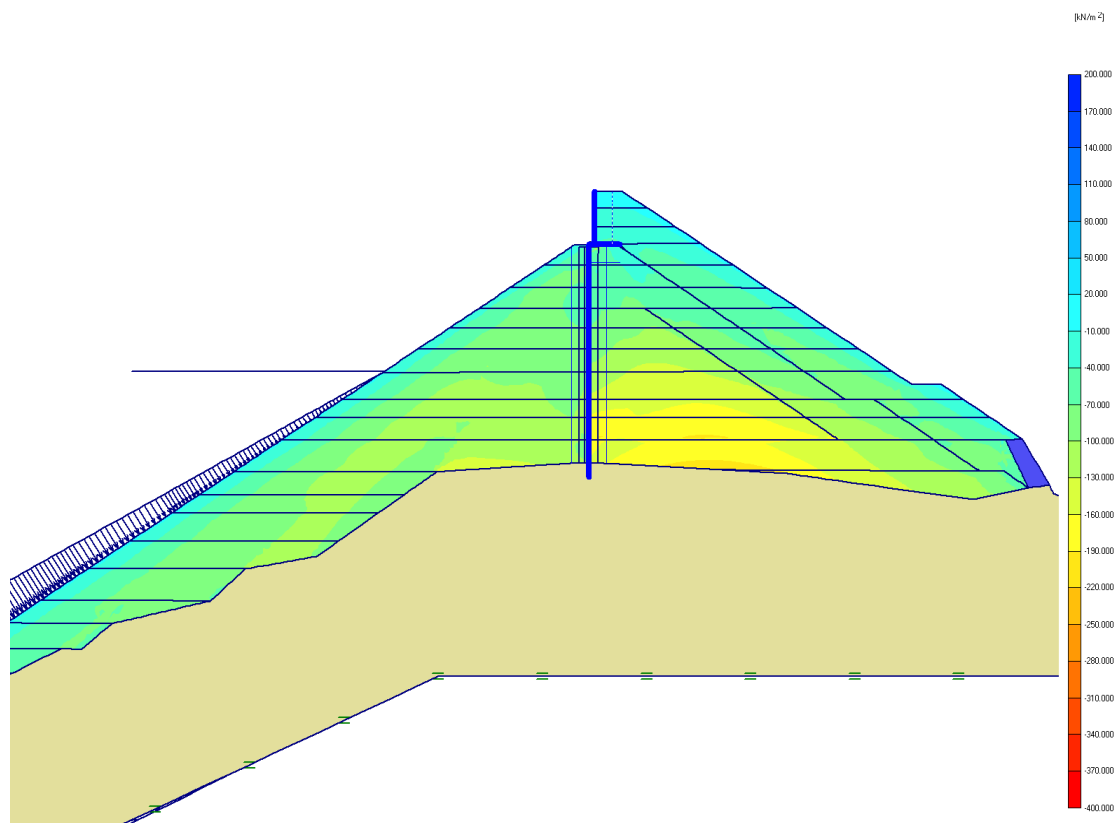


Abb. 68: effektive horizontale Spannungen, Bauende

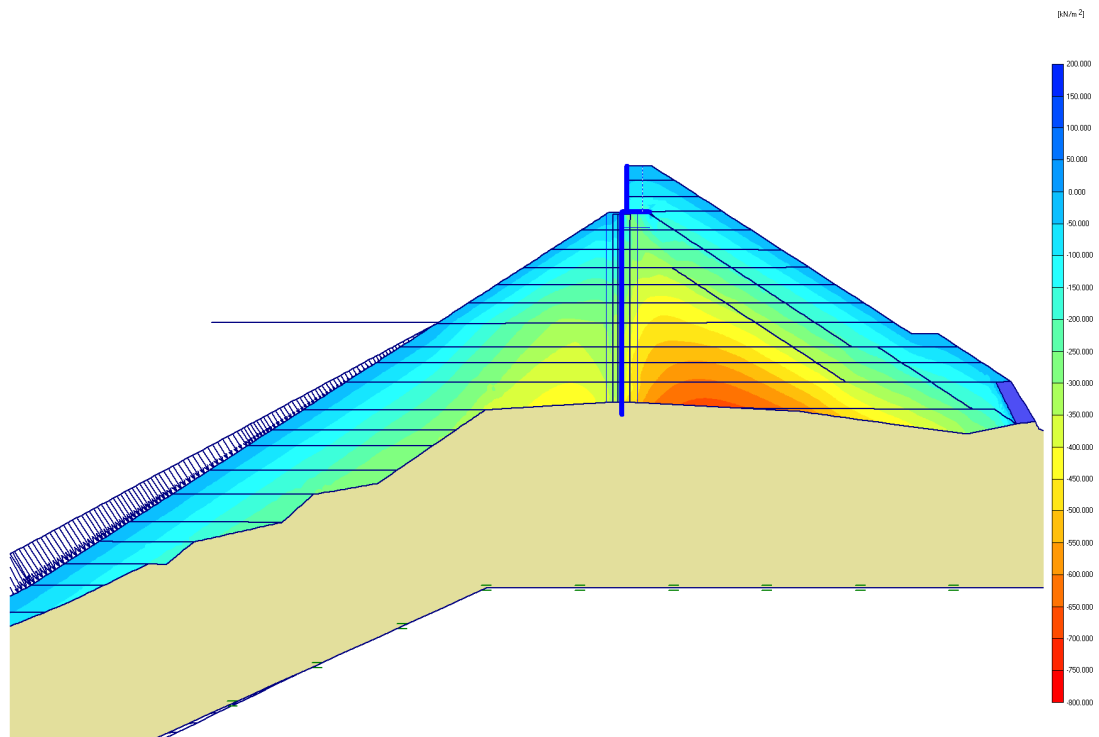


Abb. 69: effektive vertikale Spannungen zum Zeitpunkt Bauende

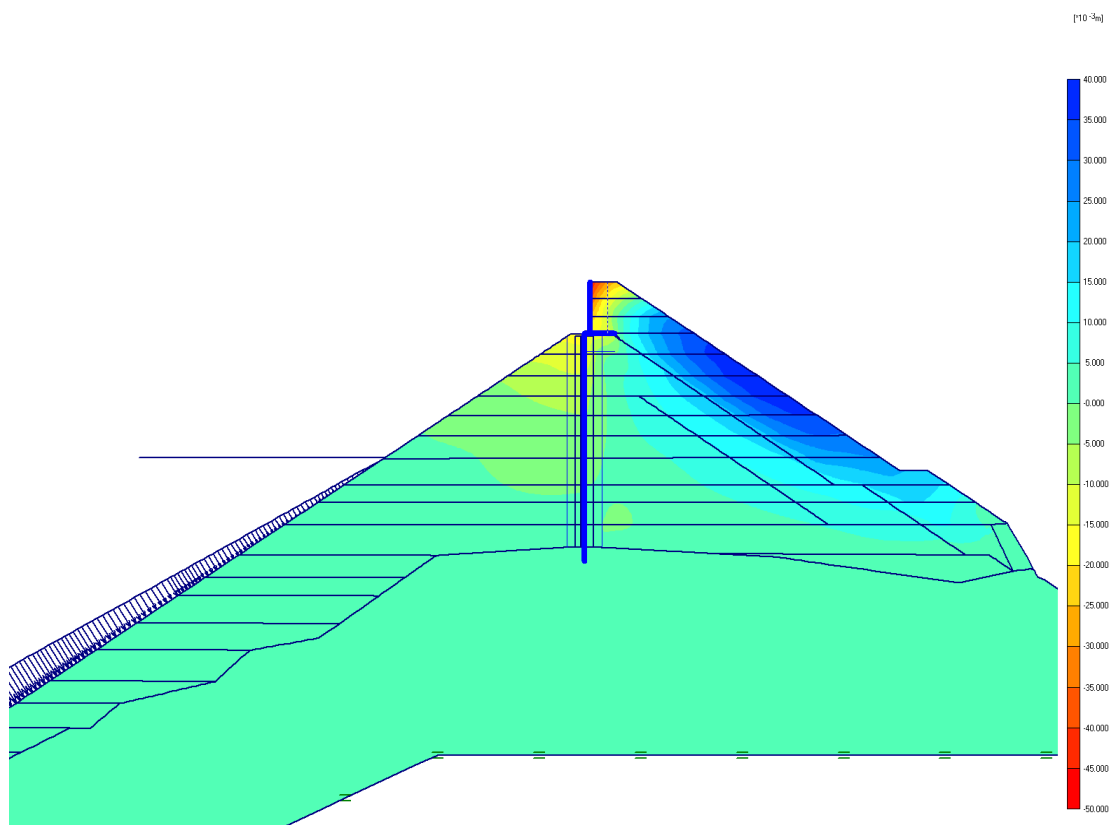


Abb. 70: kumulative horizontale Verschiebungen zum Zeitpunkt Bauende

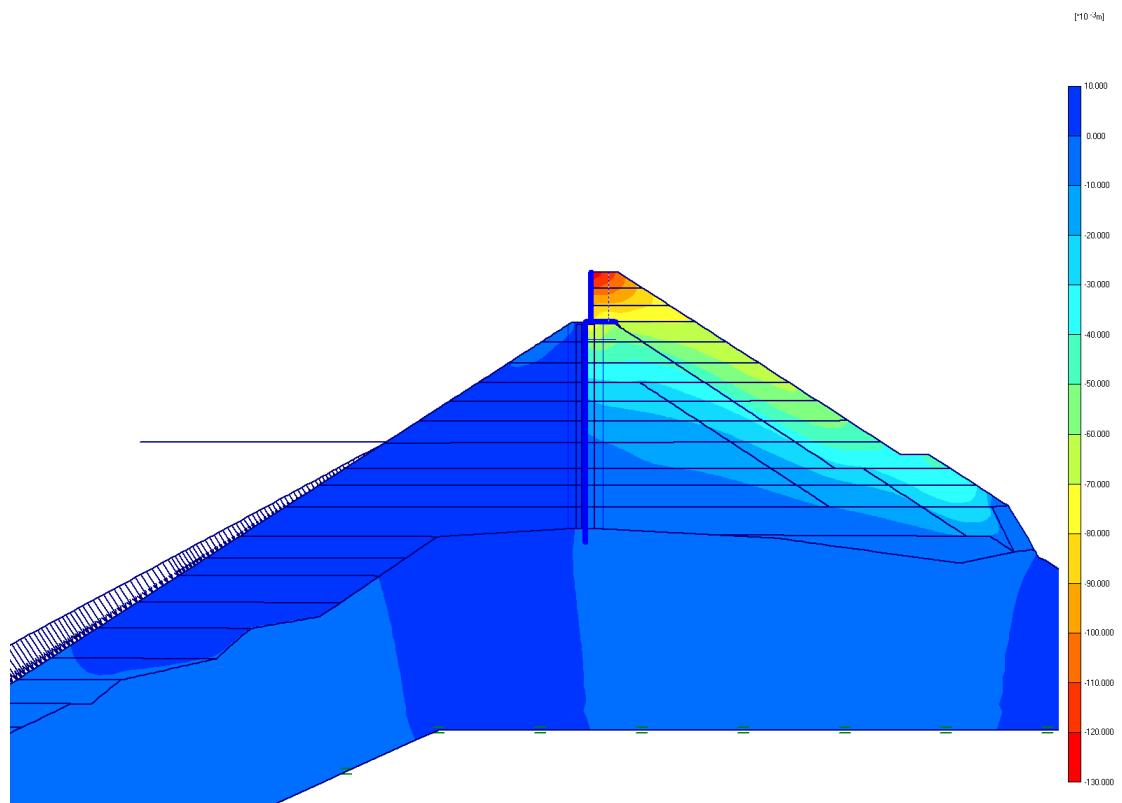


Abb. 71: kumulative vertikale Verschiebungen Bauende



5.3.2 Erster Einstau

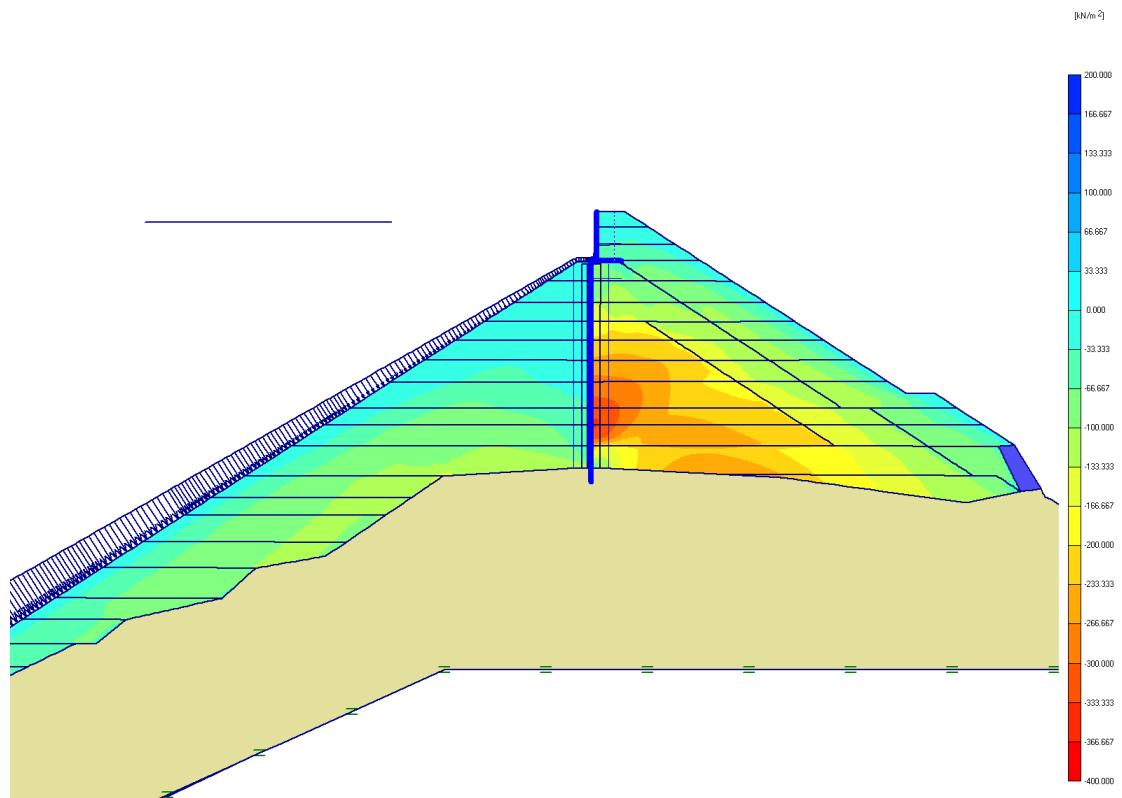


Abb. 72: effektive horizontale Spannungen, erster Vollstau +1881,00m

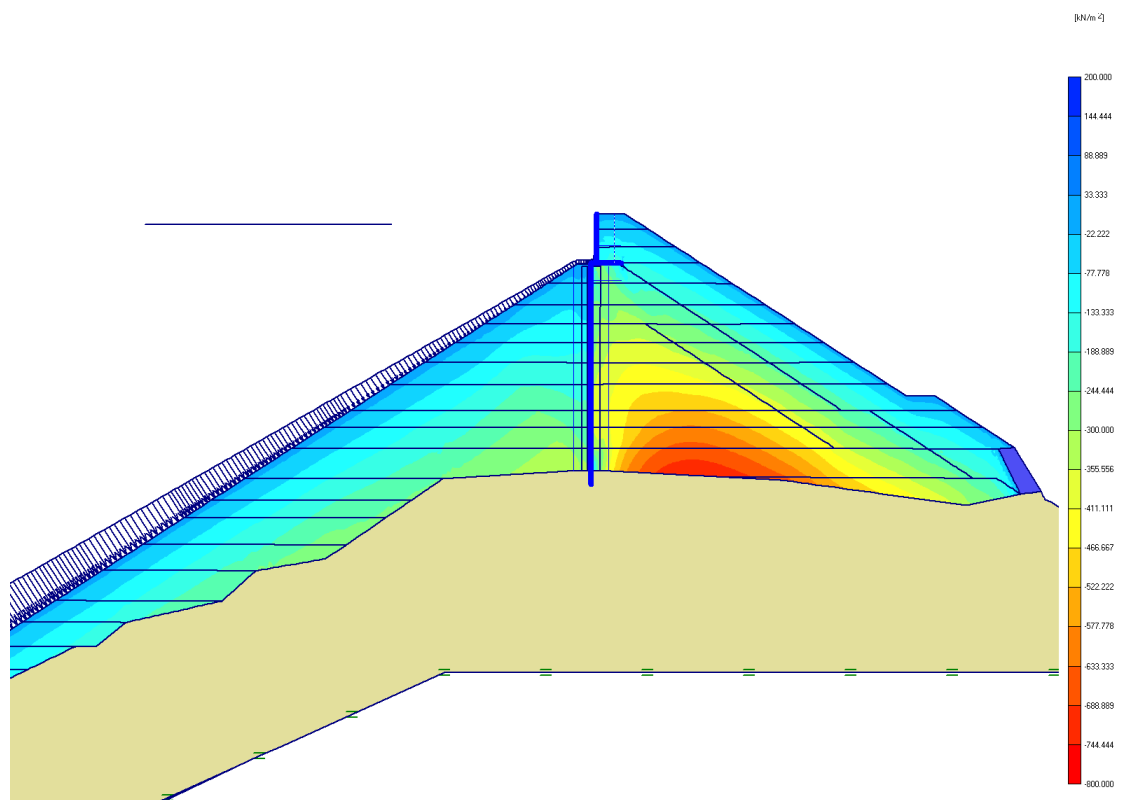


Abb. 73: effektive vertikale Spannungen, erster Vollstau +1881,00m

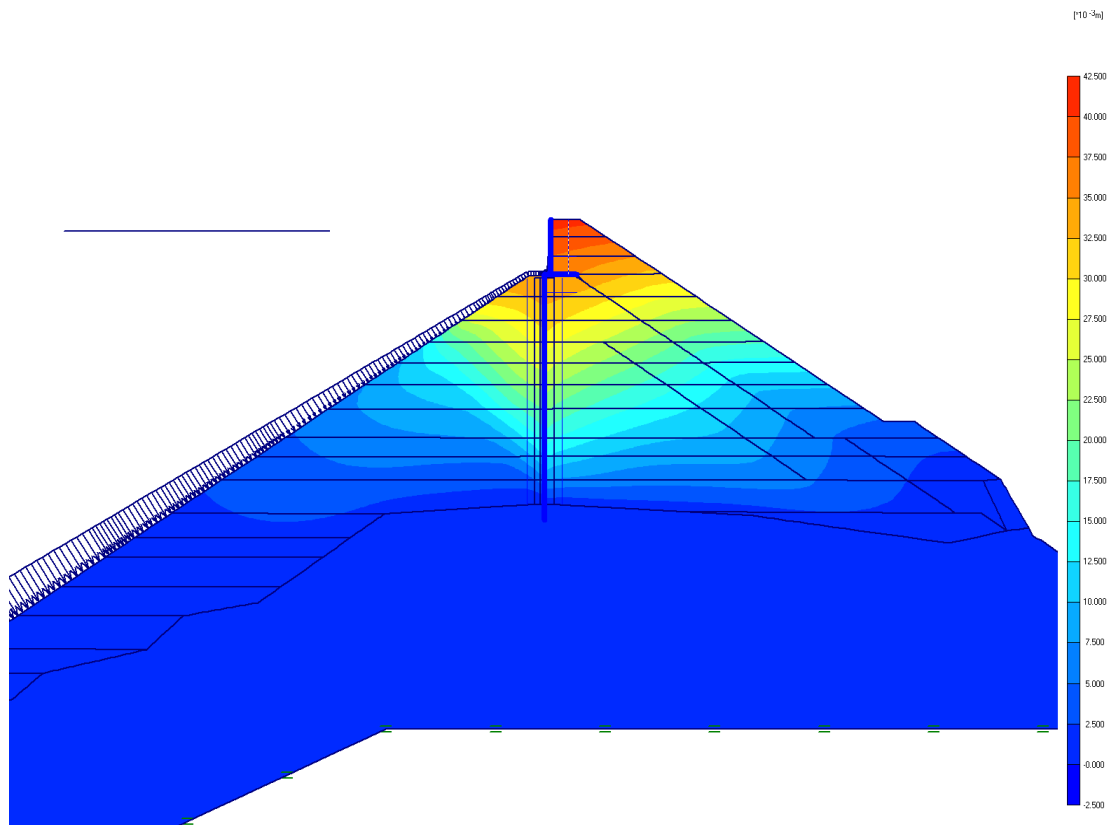


Abb. 74: differentielle horizontale Verschiebungen, erster Vollstau +1881,00m

Abbildung 55 zeigt die differentiellen horizontalen Verschiebungen zwischen den Berechnungsphasen: *Ende Bauphase* und *1.Vollstau*. Es zeigt sich besonders im oberen Kernwandbereich eine starke luftseitige Verschiebung des gesamten Bereichs. Die berechneten Verschiebungen erreichen ihr Maximum knapp unter der Krone mit einer horizontalen Verschiebung von 30mm. Die differentiellen gesamten Verschiebungen in *Abbildung 76* zeigen das starke luftseitige Ausweichen der Kernwand und die Bewegungsvektoren des Stützkörpers, welcher der Kernwandbewegung folgt.

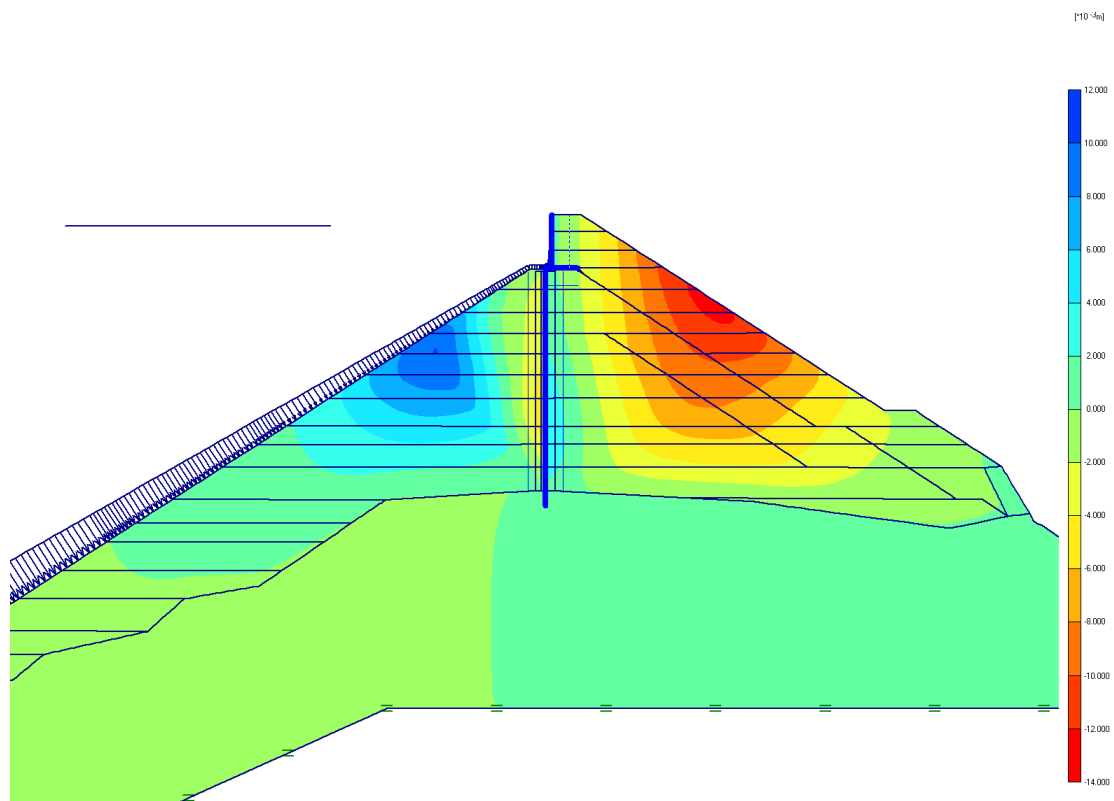


Abb. 75: differentielle vertikale Verschiebungen, erster Vollstau +1881,00m

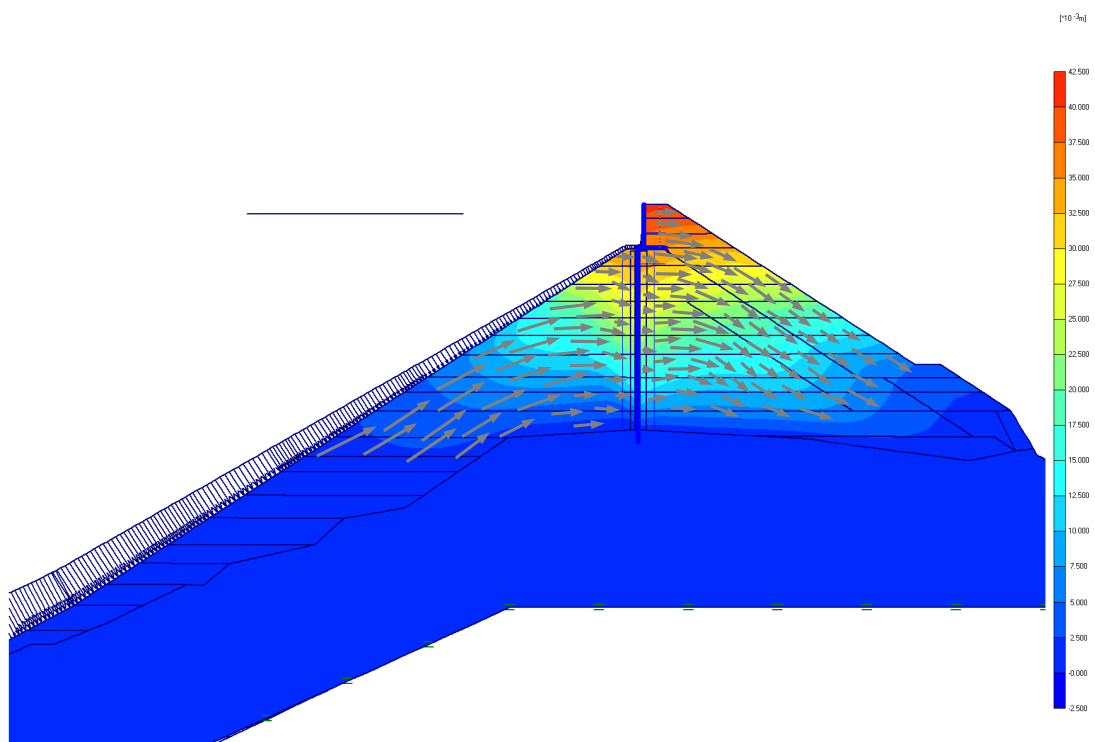


Abb. 76: differentielle Gesamtverschiebung mit Bewegungsvektoren, erster Vollstau

*Anm:* die Länge der Vektoren entspricht nicht den Verschiebungsbeträgen!

### 5.3.3 1.Abstau

Im Zuge des ersten Abstaus auf +1820m treten im oberen Bereich des Bestandsdammes hohe horizontale Verschiebungen in Richtung Wasserseite auf. Die Größenordnungen dieser Verschiebungen belaufen sich laut FE-Berechnung auf bis zu 30mm, was sich gut mit den Messergebnissen der Pegels *SP3* und *SP4* deckt. Die vertikalen Verschiebungen sind laut *Abbildung 78* im luftseitigen Stützkörper direkt unter der Stützmauer mit Verschiebungen bis zu 35mm überdurchschnittlich groß. Weiters zeigt sich deutlich, dass die vertikalen Verschiebungen bis tief in den Bereich der Moräne reichen. Die Setzungsmessungen am Pegel *SP1* zeigen eine klare Übereinstimmung des berechneten Setzungsverhalten sowohl in Abhängigkeit des Stauspiels, als auch in den Größenordnungen. In *Anhang G.1 /Abbildung113-115* sind die Messergebnisse des Pegel *SP1*, *SP3* und *SP4* in Bezug zu den Ergebnissen der FE-Berechnung grafisch dargestellt.

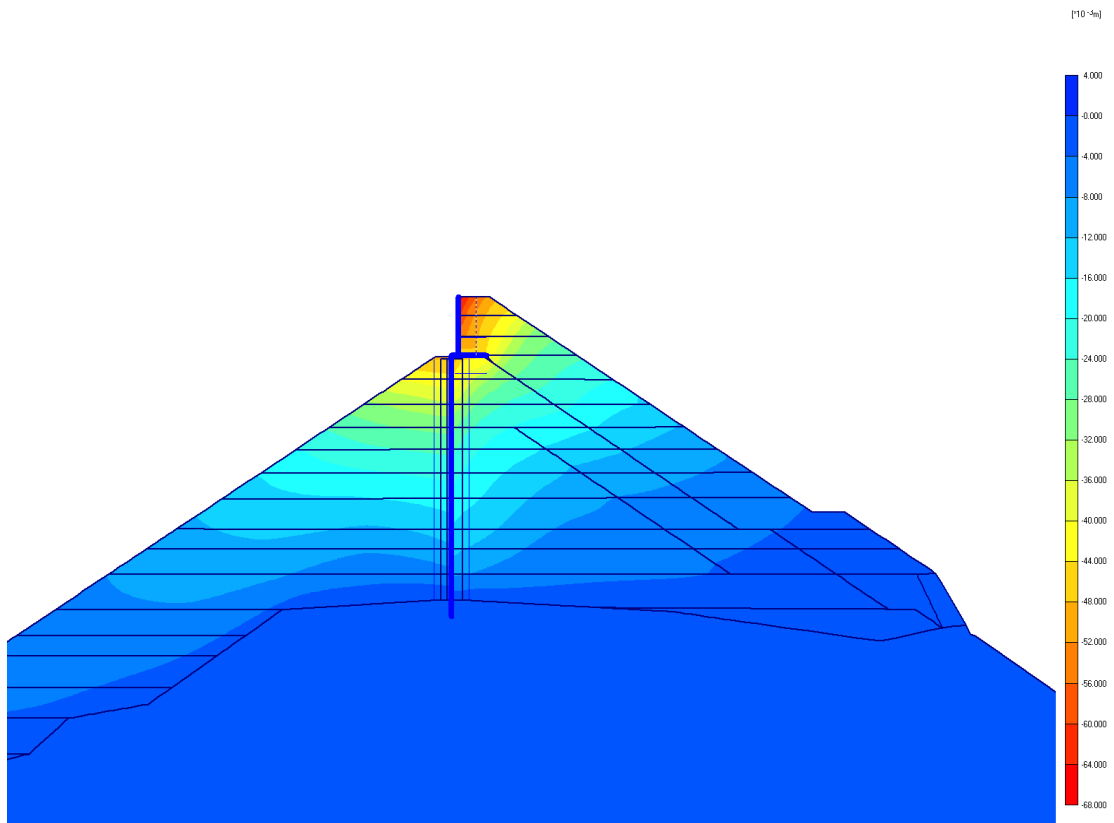


Abb. 77: differentielle horizontale Verschiebungen, 1.Abstau +1820,00m

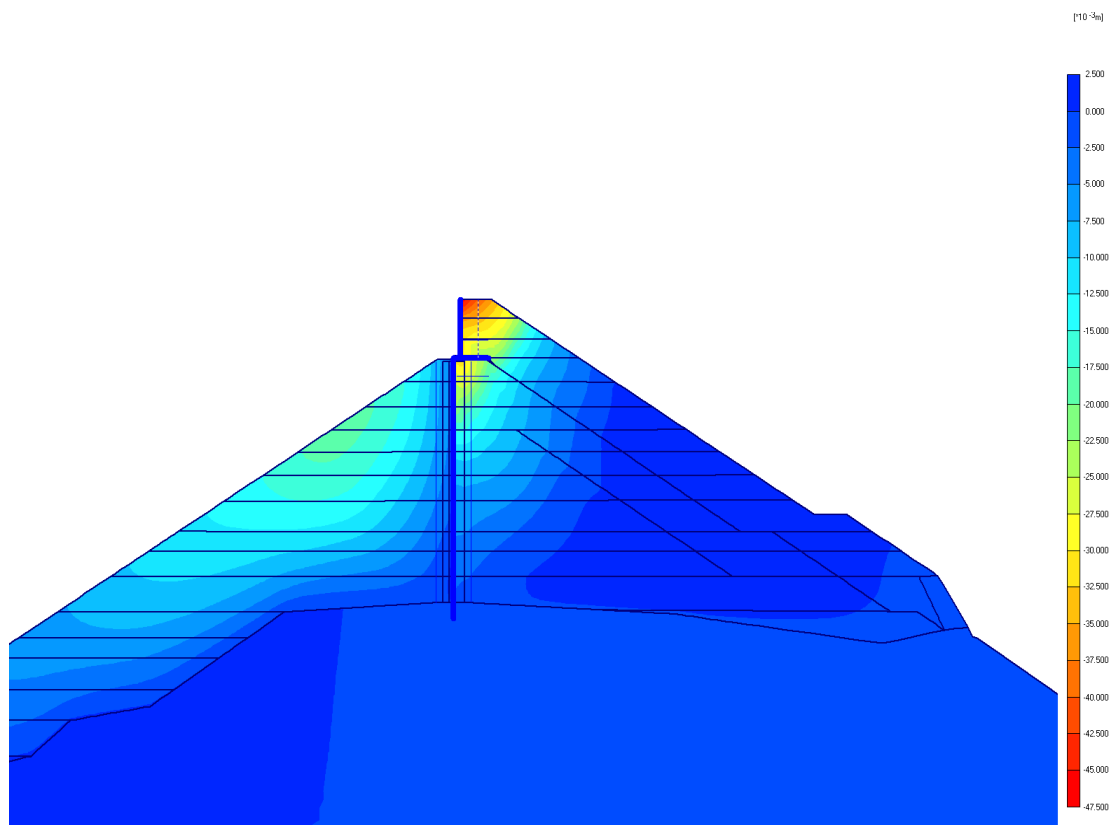


Abb. 78: differentielle vertikale Verschiebungen, 1. Abstau +1820,00m

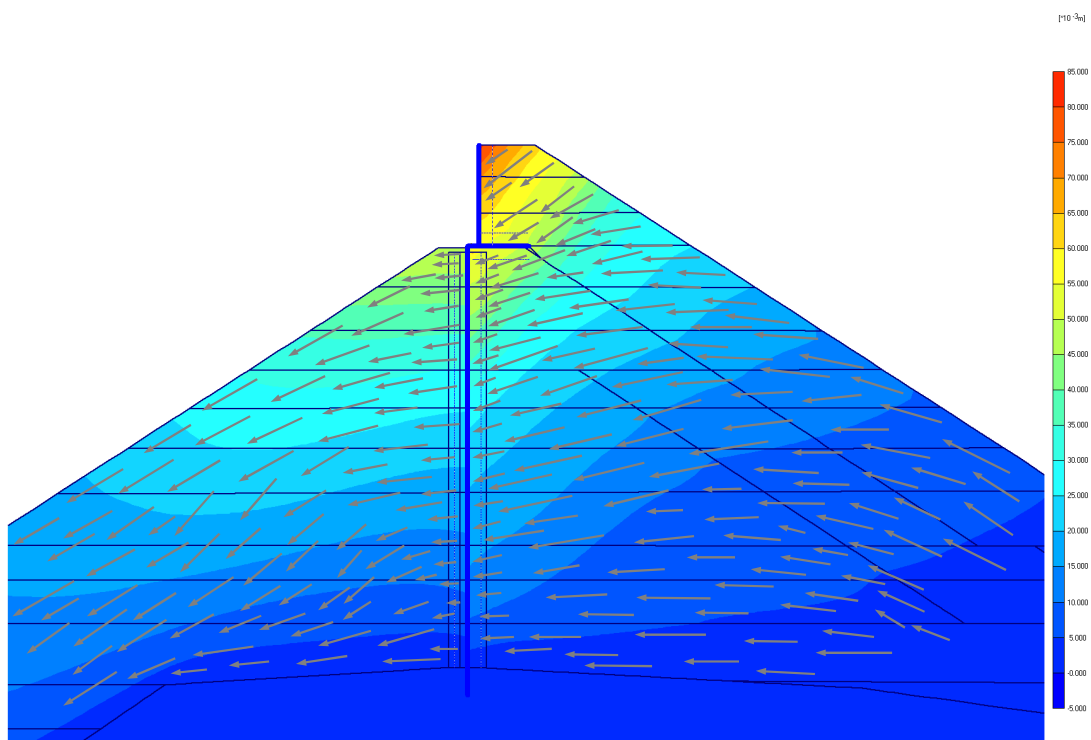


Abb. 79: differentielle Gesamtverschiebung mit Verschiebungsvektoren, erster Abstau

*Anm:* die Länge der Vektoren entspricht nicht den Verschiebungsbeträgen!

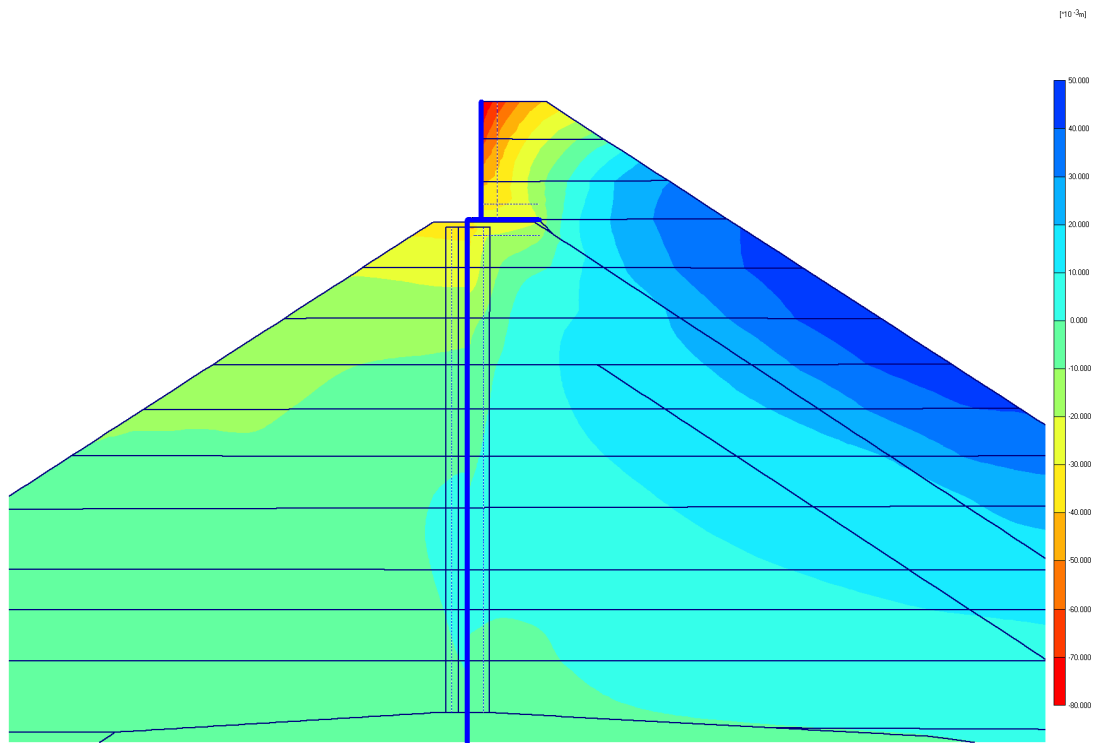


Abb. 80: kumulative horizontale Gesamtverschiebung ab Baubeginn der Dammerhöhung

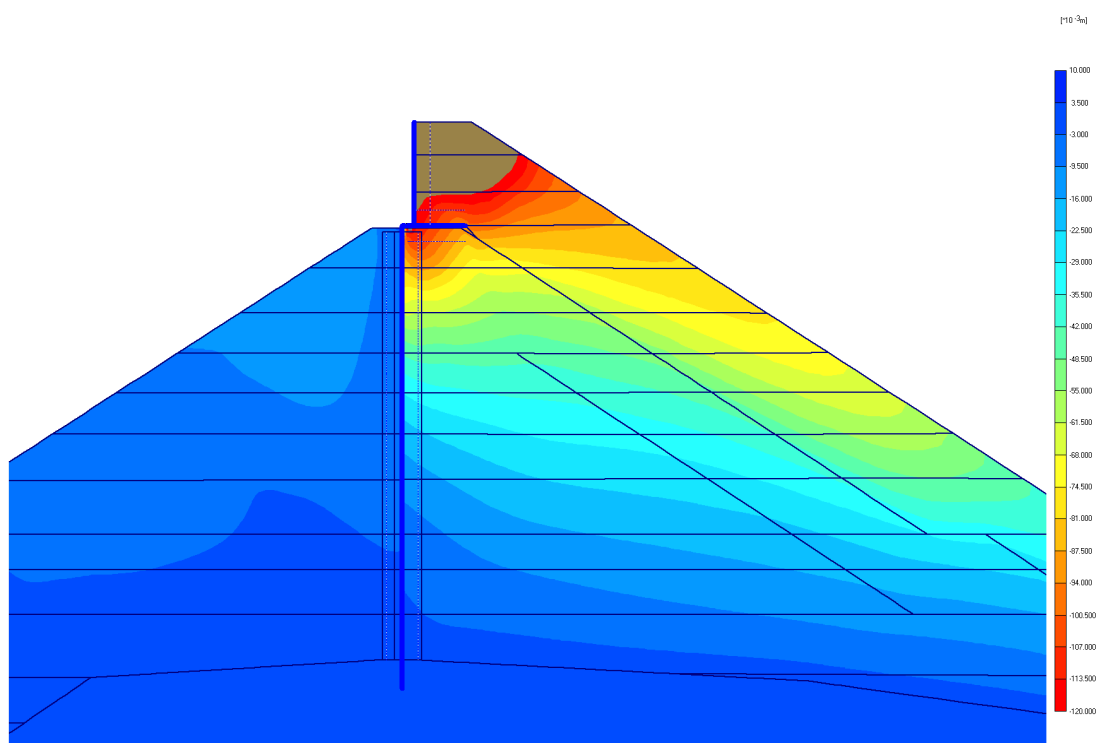


Abb. 81: kumulative vertikale Gesamtverschiebung seit Baubeginn der Erhöhung (feinere Skalierung – Verschiebungen über 120mm wurden ausgeblendet)

### 5.3.4 zweites und drittes Stauspiel

Die Berechnungen für das zweite und dritte Stauspiel zeigen eine Abnahme der vertikalen und horizontalen Verschiebungen. Die Auswertung der berechneten vertikalen Verschiebungen ergibt zwischen der ersten und zweiten Abstauphase eine Verschiebungszunahme luftseitig der Kernwand von 6mm. Zwischen der zweiten und dritten Abstauphase verringert sich die Zunahme auf 3mm. Im Vergleich dazu zeigen die Messergebnisse der Setzungspegel *SP1* deutlich höhere Setzungszunahmen zwischen dem ersten und dem zweiten Abstau. Die berechnete Gesamtsetzung ab Baubeginn der Erhöhung stimmt jedoch wiederum größenordnungsmäßig gut mit den Messungen überein. Wie in *Kapitel 5.3.2* erwähnt, wurden die Setzungen zum Zeitpunkt des ersten Abstaus überschätzt, während sie zum Zeitpunkt des zweiten Abstaus unterschätzt wurden. Das charakteristische Setzungsverhalten des Dammes in Bezug auf den Stauspiegel und die Gesamtsetzung wurden durch die FE-Berechnung jedoch korrekt wiedergegeben.

Die horizontalen Verschiebungen zwischen den Stauspielen bleiben in etwa konstant bzw. zeigen wasserseitig leicht rückläufige Tendenzen, was ebenfalls durch die Messergebnissen der wasserseitigen Verschiebungspegel *SP3* und *SP4* bestätigt wird. Die Gründe für diese rückläufigen horizontalen Gesamtverschiebungen sind wahrscheinlich in der luftseitigen Bewegung des Stützkörpers während der Vollstauphase zu finden, wodurch es zu Umlagerungen im mittleren Bereich des Stützkörpers kommt. Eine Bestätigung dafür findet sich in den gemessenen Verschiebungen der Pegel *SP3* und *SP4*, die in Abhängigkeit der Stauhöhe eine differentielle Verschiebung von bis zu 20mm aufweisen<sup>77</sup>.

### 5.3.5 Setzungspegel

Die berechneten vertikalen Verschiebungen im Bereich des Setzungspegel *SP1* zeigen für den Zustand *Bauende*, *1.Einstau* und *1.Abstau* eine gute Übereinstimmung mit den berechneten Setzungen. Für die weiteren Stauspiele werden die Setzungen durch die Berechnung deutlich unterschätzt. Dieser Unterschied ist höchstwahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass Plaxis keine konstitutive Beziehung für die Änderung des Reibungswinkels mit der Spannung implementiert hat. vgl. *Anhang G.1 /Abbildung 107*

Im Bereich der Pegel im wasserseitigen Stützkörper *SP3* und *SP4* stimmen die berechneten Setzungen für den 1.Vollstau durchwegs mit den Messungen überein, für die weiteren

---

<sup>77</sup> vgl.*Anhang H.3* Inklinometer *SP4*, Messung vom 03.06.08 (WSP +1866,00m) mit 02.09.08 (WSP +1874,80m)

Stauphasen werden die Setzungen jedoch deutlich unterschätzt was auf die hohe Kriechverformung von rd. 1cm/Jahr zurückzuführen ist. vgl. *Anhang G.1 /Abbildung 109*

### 5.3.6 Inklinometermessungen

Die berechneten Horizontalverschiebungen im Bereich des Inklinometers *SP1* weisen deutliche Übereinstimmungen mit den Messungen auf. Der Vergleich der Berechnung mit den Messungen zeigt für den Bauzustand und den 1.Abstau eine Überschätzung der Horizontalverschiebungen. *Anhang F.3 /Abbildung 110 & 111* Dieser Unterschied resultiert aus den Messterminen für die Inklinometermessung, die bei mittlerem Stauspiegel durchgeführt wurde. Die Werte aus der FE-Berechnung beziehen sich jedoch auf einen komplett abgesenkten Stauspiegel. Die Messung des 2.Abstaus wurde zum Zeitpunkt eines abgesenkten Stauspiegels durchgeführt. In diesem Fall zeigt sich eine gute Übereinstimmung der berechneten mit den gemessenen Differenzverschiebungen.

### 5.3.7 Kernwandverschiebung

In *Anhang F.1 /Abbildung 102* sind die berechneten und gemessenen Differenzverschiebungen der Kernwand grafisch dargestellt. Es zeigt sich dabei, dass die berechneten mit den gemessenen Differenzverschiebungen der Kernwand im Bauzustand und während des ersten Vollstaus gut übereinstimmen, beim ersten Abstau jedoch deutlich überschätzt werden. In *Anhang F.1 /Abbildung 103* sind die berechneten Kernwandverschiebungen für die Bauphase und die weiteren Stauphasen dargestellt. Während der Bauphase, speziell nach Herstellung der Winkelstützmauer und Schütten der obersten Bereiche, ergibt sich in der Kernwand eine wasserseitige Verschiebung im obersten Drittel. Die erste Stauphase führt zu einer starken luftseitigen Ausweichbewegung, die während der zweiten und dritten Stauphase progressiv kleiner wird. Die wasserseitige Ausweichbewegung während der Abstauphasen nimmt zwischen der ersten und zweiten Abstauphase leicht zu, bleibt jedoch zwischen der zweiten und dritten Phase konstant.



## 5.4 Ursache der Setzungen

Die Ursache der überaus starken luftseitigen Setzungen und der daraus resultierenden Schiefstellung der Stützmauer lässt sich auf die Verschiebung der Kernwand und deren angrenzende Bereich zurückführen. Dabei kommt es im Zuge der Dammerhöhung zu einer Krümmungsänderung im obersten Bereich der Kernwand. Es stellt sich eine deutliche Krümmung zur Wasserseite ein, während in den Betriebsjahren ab Ersteinstau des Bestandsdammes bis Bauende der Dammerhöhung bei niedrigen Stauhöhen als auch bei Höchststau eine Krümmung zur Luftseite bestand. Die FE-Berechnungen geben für diesen oberen Bereich nach Bauende der Dammerhöhung eine wasserseitige Verschiebungen von bis zu 18mm an. *siehe Anhang F.1 /Abbildung 104* Dieser Trend kann durch die Hängelotmessung der Kernwand bestätigt werden<sup>78</sup>, während die Auswertung der Inklinometer *SP1*, *SP3* und *SP4* aufgrund von nicht repräsentativen Messterminen keine Rückschlüsse auf das Verformungsverhalten während der Bauzeit zulässt.

Infolge des beschriebenen wasserseitigen Ausweichens der Kernwand kommt es luftseitig zur Bildung eines Spaltes bzw. zu Entfestigungen, wodurch umgebendes Material in diese Bereiche eingetragen wird. Als Resultat ergeben sich neben den Horizontalverschiebungen luftseitig starke Setzungen. Die berechneten Setzungen zwischen Bauphase und Ersteinstau bewegen sich im Größenordnungsbereich von 50mm und decken sich gut mit den Messergebnissen des Setzungspegels *SP1*<sup>79</sup>.

Wasserseitig der Kernwand treten bis Bauende der Dammerhöhung keine nennenswerten Setzungen auf, was ebenfalls durch die FE-Berechnung bestätigt wird.

Die FE-Berechnung des ersten Einstaus auf das neue Stauziel von +1881,00m liefert eine luftseitige Verschiebung an der Oberkante Kernwand von 20 bis 30mm. Die berechneten horizontalen Verschiebungen im Bereich der Inklinometer *SP1* und *SP3* liegen ebenfalls in dieser Größenordnung. Eine Bestätigung für dieses Verhalten findet sich in der Messung des Inklinometers *SP1* und des Hängelots der Kernwand, welche für den ersten Vollstau eine horizontale Differenzverschiebung von 15 bis 18mm aufweisen. Im Zuge dieser Verschiebung ergeben die FE-Berechnungen in wasserseitiger Kernwandnähe Setzungen im Bereich von

---

<sup>78</sup> vgl. *Anhang H.7*, Hängelotmessung vom 27.09.06 (WSP +1856,01m) vor Baubeginn der Erhöhung mit Messung vom (05.10.07 WSP +1872,46m) Bauende

<sup>79</sup> vgl. *Anhang H.4* Setzungspegel *SP1*, Messung vom 12.10.05 (WSP +1869,15m, Schütthöhe +1875,00m) mit Messung vom 05.10.07 (WSP +1872,46m, Schütthöhe 1882,50m)

6mm, was wiederum auf die Ausweichbewegung der Kernwand zurückzuführen ist. Eine Verifizierung durch Messwerte kann hierfür nicht erfolgen, da die Pegel *SP4* und *SP3* bei Vollstau unter Wasser stehen und somit keine Messwerte für diesen Zustand existieren. Am luftseitigen Stützkörper kommt es in Kernwandnähe zu keinen nennenswerten Setzungen, was wiederum durch die FE-Berechnung bestätigt wird. Die in *Abbildung 75* im luftseitige Stützkörper errechneten oberflächennahen Setzungen und Verschiebungen werden durch die Verformungsvektoren des Messquerschnitts des *Profils 67*<sup>80</sup> bestätigt, haben jedoch keine Auswirkungen auf die Verdrehung der Stützmauer.

Setzt man die Setzungen des Pegels *SP1* in Bezug zu den Stauhöhen, so erkennt man dass die größten Setzungen im Zuge des Abstauvorgangs entstehen<sup>81</sup>. Dies wird ebenfalls durch die automatische Fugenspaltmessung bei *Block 12* bestätigt<sup>82</sup>, die eine deutliche Vergrößerung der Fugenbreite mit Beginn des Abstauvorgangs aufweist. Dieses Verhalten zeigt sich beim ersten wie beim zweiten Abstau, wenn auch in geringerem Ausmaß. Der Vorgang des Einstaus als auch der Höchststau bringen jedoch keine nennenswerten Verformungen hervor, was die Messungen des Setzungspegels *SP1* während der ersten Stauphase belegen.<sup>83</sup>

Um jedoch die Ursache der starken luftseitigen Setzungen zu finden, die für die Schiefstellung der Stützmauer verantwortlich sind, ist eine genauere Betrachtung der berechneten horizontalen und vertikalen Verschiebungen unumgänglich. In *Anhang F.2* bis *Anhang F.4* sind die Ergebnisse der FE-Berechnung für die Pegel *SP1*, *SP3* und *SP4* grafisch in Abhängigkeit unterschiedlicher Stauphasen dargestellt.

Die horizontalen und vertikalen Verschiebungen sind in *Anhang F.2* bis *Anhang F.4* ersichtlich.

Vergleicht man nun die berechneten horizontalen Verschiebungen der Neigungspegel *SP1*, *SP3* und *SP4*, so erkennt man für die Phase des ersten Vollstaus eine starke luftseitige Horizontalverschiebung über die gesamte Pegelhöhe. Das Maximum erreicht der Pegel *SP1* mit 30mm, gefolgt von Pegel *SP3* und *SP4* mit jeweils 20mm luftseitiger Verschiebung. Infolgedessen kann es im luftseitig kernnahen Bereich zu keinen Setzungen kommen, da sich die Kernwand an den luftseitigen Stützkörper anpresst und etwaige kernnahe Auflockerungen verdichtet. Diese Auflockerungen sind infolge des wasserseitigen Ausweichens der Kernwand

<sup>80</sup> Verformungsvektoren, Messquerschnitt Profil 67, Stützmauer Block 12, *Anhang H.9*

<sup>81</sup> vgl. *Abbildung 45*

<sup>82</sup> vgl. *Anhang H.8 /Abbildung 120*

<sup>83</sup> vgl. *Anhang H.4*, Setzungspegel *SP1*, Messung der ersten Stauphase vom 25.06.08 (WSP +1870,50m) mit Messung vom 21.10.08 (WSP +1880,85m)

im Bauzustand entstanden. Wasserseitig verhalten sich die beiden Pegeln *SP3* und *SP4* simultan zur Kernwand bzw. zum Pegel *SP1*. Die berechneten Verschiebungen fallen jedoch mit einem Maximum von 20mm etwas geringer aus.

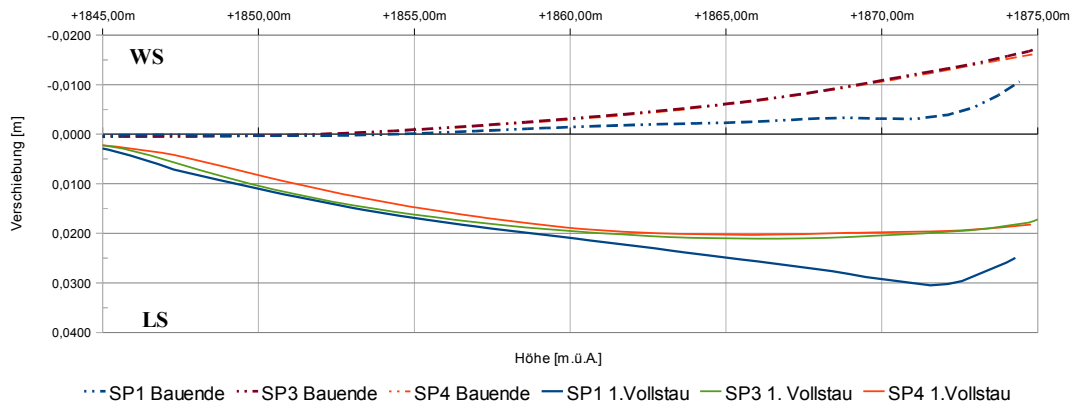


Abb. 82: berechnete horizontale Verschiebungen der Pegel *SP1*, *SP3* und *SP4* zum Zeitpunkt Bauende und 1. Vollstau

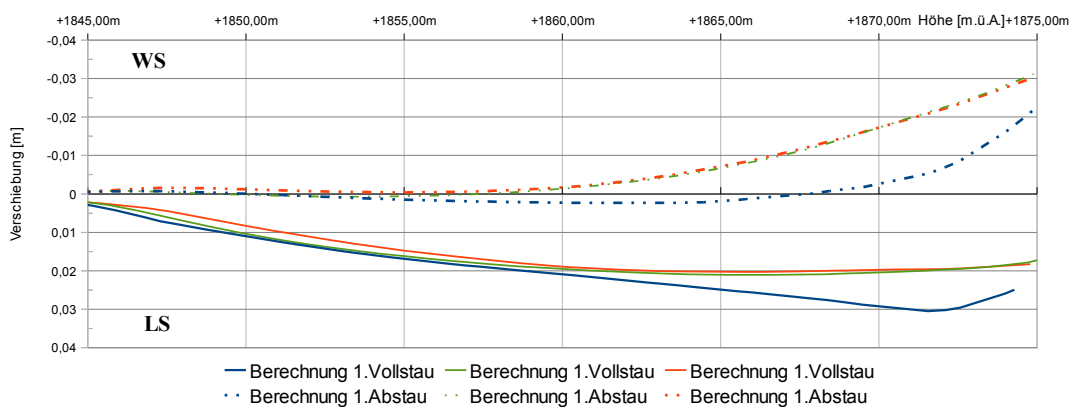


Abb. 83: berechnete horizontale Verschiebungen der Pegel *SP1*, *SP3* und *SP4* zum Zeitpunkt 1. Vollstau und 1. Abstau

Im Zuge des Abstauvorgangs kommt es zu einer Entlastung der Kernwand, wodurch sich eine wasserseitige Ausgleichsbewegung einstellt. Das führt im luftseitigen kernnahen Bereich zu Auflockerungen, die durch die wasserseitige Horizontalverschiebung des luftseitigen Stützkörpers in Kombination mit Setzungen kompensiert werden. Die in *Abbildung 79* eingetragenen Bewegungsvektoren verdeutlichen den Verlauf der differentiellen Gesamtverschiebungen im Zuge des Abstaus. Dabei sollte besonderes Augenmerk auf die vertikalen Anteile der Bewegungsvektoren in Kernwandnähe gerichtet werden. Es zeigen sich vom oberen Bereich des Bestandsdammes hin mit der Tiefe abnehmende vertikale Anteile der Bewegungsvektoren. *Abbildung 84* verdeutlicht den Verlauf der berechneten Setzungen über die

Tiefe. Deutlich ersichtlich sind die hohen luftseitigen Setzungen des Pegels *SP1*.

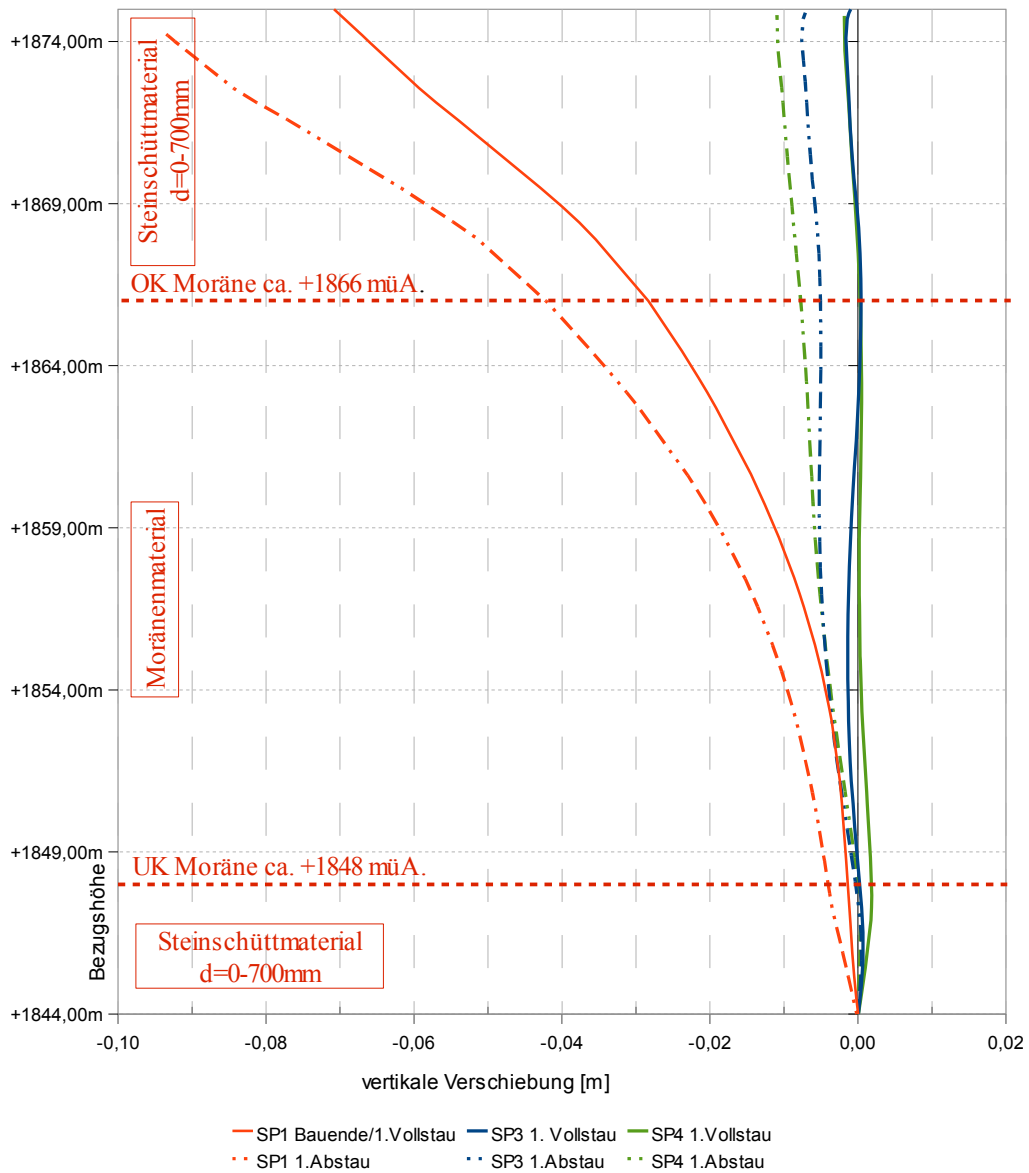


Abb. 84: berechnete kumulative Setzungen, 1. Vollstau und 1. Abstau

Eine schematische Darstellung des Krümmungsverlaufs und der Kernwandbewegung in Abhängigkeit der Stauhöhe und des Schüttverlaufs erfolgt in *Abbildung 85 bis 90*.

Im Zuge weiterer Stau- und Abstauphasen wiederholt sich das zuvor beschriebene Zusammenspiel zwischen Kernwandbewegung, horizontalen Verschiebungen und Setzungen. Es zeigt sich jedoch in den Berechnungen als auch im Zuge der Auswertung der Setzungpegel nach dem zweiten Abstau, dass sich die Setzungszunahme pro Abstauphase deutlich verringert. Eine

Erklärung für dieses Verhalten findet sich in der Kernwandbewegung der zweiten und dritten<sup>84</sup> Stauphase. In *Anhang F.1 /Abbildung 103* zeigt sich eine deutliche Abnahme der luftseitigen Ausweichbewegung der Kernwand im Zuge des zweiten und dritten Abstauvorgangs, was auf eine Auffüllung bzw. Verfestigung der luftseitigen kernnahen Bereiche während des Abstaus hinweist. Eine Bestätigung für dieses rückläufige Verschiebungsverhalten der Kernwand findet sich in den Hängelotmessungen des ersten und zweiten Vollstaus wo sich eine Reduktion der horizontalen Auslenkung im obersten Bereich von bis zu 20mm ergibt. Es ist daher anzunehmen, dass sich die horizontalen Verschiebungen im Zuge weiterer Stauphasen zunehmend verringern und infolgedessen auch die luftseitigen Setzungen abnehmen.

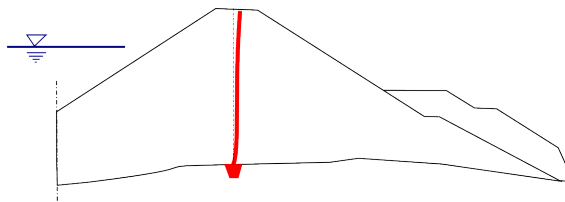


Abb. 85: Kernwandverschiebung Bauzustand

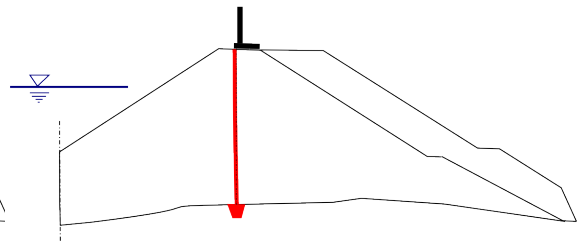


Abb. 86: Kernwandverschiebung Stützmauerbau

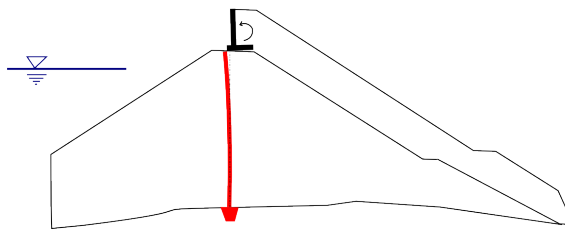


Abb. 87: Kernwandverschiebung Ende Bauzustand

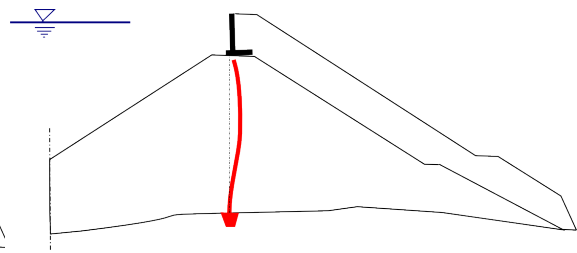


Abb. 88: Kernwandverschiebung, 1. Vollstau

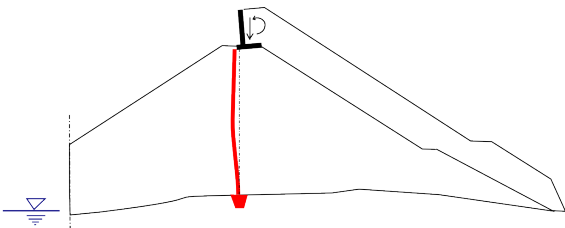


Abb. 89: Kernwandverschiebung, 1. Abstau

<sup>84</sup> zum Zeitpunkt der Arbeit noch nicht durchgeführt

## 6 Schlußfolgerung

Ziel dieser Arbeit war es, das Setzungsverhalten der Dammerhöhung des Bockhartseedammes zu untersuchen, um die Ursachen dieser unerwartet großen Setzungen zu erkunden. Die dabei auftretende Problematik bestand darin, dass kaum Daten für eine zuverlässige Berechnung vorhanden waren. Um jedoch plausible Materialkennwerte für eine FE-Berechnung zu gewinnen, wurde im Zuge dieser Arbeit speziell auf die Eigenschaften und das Verhalten von Steinschüttmaterial eingegangen. Des Weiteren wurden Methoden zur Approximation des Reibungswinkels in Abhängigkeit der Spannung und zur Approximation des Verformungsmoduls beschrieben. Mit den vorhandenen Kornverteilungslinien ließen sich die Eingangsparemeter des Steinschüttdammes für eine Finite Elemente Berechnung abschätzen. Die Berechnung selbst wurde mit dem auf bodenmechanische Problemstellungen spezialisierten Programm Plaxis durchgeführt. Um eine gute Nachbildung des ausgeprägt nichtlinearen Verhaltens von Steinschüttmaterial zu erreichen, wurde das in Plaxis implementierte *Hardening Soil Stoffgesetz* verwendet. Dieses spezielle Stoffgesetz stellt eine Erweiterung und Verbesserung des von *Duncan* und *Chang* entwickelten hyperbolischen Stoffgesetzes dar und eignet sich vor allem für die Verformungsberechnung drainierter granularer Materialien. Im Zuge der Berechnung wurde der Bestandsdamm mit der ersten Teilstau- und darauffolgenden Stauphase simuliert, um eine etwaige Kalibrierung des Modells und der Randbedingungen zu ermöglichen. Die Berechnungsergebnisse zeigten im charakteristischen Verhalten des Dammes in Bezug zu den Stauhöhen eine gute Übereinstimmung. Selbst die berechneten Spannungsverhältnisse und deren Beeinflussung durch Stauvorgänge zeigen sowohl für den Bauzustand- wie auch für den ersten Einstau- eine gute Übereinstimmung mit den im Damm tatsächlich vorherrschenden Spannungen. Die Setzungen des Bestandsdamms für den Zustand bei Bauende wurden durch die Berechnung überschätzt, die Setzungen für den Einstau hingegen wurden deutlich unterschätzt. Als Begründung können hier die Sättigungssetzungen während des Teilstaus im Bauzustand und während des ersten Einstaus geltend gemacht werden. Eine Erfassung dieser Setzungen ist nur über spezielle Modellgesetze möglich, die zudem genauere Untersuchungen des Materialverhaltens in Abhängigkeit der Wassersättigung erfordern. Die Verteilung der Setzungen über den Querschnitt zeigt jedoch eine gute Übereinstimmung mit den vorhandenen Messwerten.

Die zweite Phase der Berechnung stellte die Modellierung der Dammerhöhung dar. Um einen Vergleich mit den Messwerten zu ermöglichen, wurden drei Stauspiele jeweils vom Absenkeziel zum neuen Stauziel modelliert. Die Berechnungsergebnisse ergaben eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Die Größenordnung der Setzungen und Verschiebungen stimmen überraschend gut mit den gemessenen Werten überein. Durch eine

gezielte Auswertung der Berechnungsergebnisse und eine Verifizierung an den Messergebnissen konnte die Ursache für die unerwartet großen luftseitigen Verschiebungen gefunden werden. Ursprünglich wurde die Vermutung aufgestellt, dass die starken luftseitigen Setzungen auf Sackungserscheinungen infolge Wassersättigung in der Moräne zurückzuführen seien. Es zeigte sich jedoch nach Auswertung der Berechnungsergebnisse und einem Vergleich mit den Messergebnissen, dass sich die Setzungen jeweils während der Abstauphase einstellen. Zudem machen die Berechnungen eine starke horizontale Verschiebung im oberen Bereich des Dammes deutlich, was zu einer luftseitigen Auflockerung im Kernnahen Bereich führt und demzufolge Setzungen eintreten. Die Finite Element Berechnung konnte in diesem Fall das Verformungsverhalten des Dammes äußerst gut nachbilden.

Abschließend lässt sich festhalten, dass die in dieser Arbeit angeführten Methoden zur Approximation von Materialparametern durchaus ihre Berechtigung finden und plausible Werte liefern. Die in vielen Fällen gegebene Problematik, dass für Verformungsanalysen von Dämmen kaum bzw. keine Daten aus Versuchen über das Verhalten des Materials zur Verfügung stehen, wird durch diese Methoden deutlich entschärft.

Die ursprünglich für den Flugzeugbau entwickelte Methode der Finiten Elemente stellt auch in der Disziplin der Bodenmechanik ein leistungsstarkes Instrument dar. In der Anwendung von Finite Elemente Modellierungen ist jedoch Vorsicht geboten. Nahezu jede beliebige Problemstellung lässt sich mit Hilfe unterschiedlichster FE-Programme in bunte Grafiken verwandeln, welche nicht immer das tatsächliche Verhalten in der Natur widerspiegeln. Nur die Verwendung geeigneter auf das Material abgestimmter Stoffgesetze und vor allem eine Verifizierung der Berechnungsergebnisse garantieren den realen Verhältnissen entsprechende Ergebnisse. Die im Zuge dieser Arbeit erstellten Berechnungen zeigten eine äußerst gute Übereinstimmung in der numerischen Abbildung des charakteristischen Verhaltens des Dammes. Das in den Berechnungen verwendete *Hardening Soil Stoffgesetz* konnte im Zuge der Berechnung seine Stärken ausspielen. Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messwerten ergab eine sehr gute Übereinstimmung in der Abbildung des charakteristischen Verformungsverhalten des Staudammes, wodurch plausible Rückschlüsse auf mögliche Ursachen der Setzungen getroffen werden konnten.

## 7 Literaturverzeichnis

- [1]: Alonso E.E., Oldecop L.A.: Fundamentals of rockfill collapse, in: Rahardjo H., Toll D. G., Leong E. C. (Hrsg.): Unsaturated Soils for Asia: proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils UNAT-ASIA 2000, Singapore, 2000, S.3-13
- [2]: Barton N.: Shear Strength of Rockfill, Interfaces and Rock Joints, and their Points of Contact in Rock Dump Design in: Australian Centre for Geomechanics, Perth, 2008, , S.
- [3]: Barton Nick; Kjaernsli, B: Shear strength of Rockfill in: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 1981, Vol. 107 No. GT7 , S.873-891
- [4]: Beutinger P.H.: Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 52 , 2005
- [5]: Brinkgreve R.B.J., Plaxis Benutzer-Handbuch, Version 8, 2003
- [6]: Cooke J: Progress in Rockfill Dams in: 18th Terzaghi lecture, Journal of Geotechnical Engineering, 1984, Vol.110, S.1383ff
- [7]: Douglas J.: The Shear Strength of Rock Masses, University of New South Wales, Sydney, Australia, Diss., 2002
- [8]: Drobir H., Vorlesungsskript Talsperren, TU Wien, 2003
- [9]: Duncan, J, Chang, C.Y.: Non-linear analysis of stress and strain in soil in: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 1970, ASCE, Nr.96 (SM5), S.1629-1653
- [10]: Duncan, J. M.; Byrne P. M.; Wong, K.S.; Mabry, P.: Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses in: UCB/GT-80-01, University of California, Berkeley, Geotechnical Engineering , 1980
- [11]: Fell Robin et al., Geotechnical Engineering of Dams, 1. Auflage, 2005
- [12]: Fitzpatrick, M.D., Cole, B.A., Kinstler, F.L. und Knoop, B.P.: Design of concrete-face rockfill dams, in: Cooke J.B. und Sherard J.L. (Hrsg.): Proc. Symp. on Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance, 1985, S.410-434
- [13]: Gilg B.: Erdbaumechanische Probleme bei der Projektierung und beim Bau des



- Staudammes Mattmark in: Schweizerische Bauzeitung, 1965
- [14] : Henzinger J.: Membranartige Betonkerndichtungen für hohe Staudämme, Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur der Universität Innsbruck, Heft 6 , 1984
- [15] : Hirschfeld R. C., Embankment-Dam Engineering, 1973
- [16] : Homepage Fa. Glötzl, [www.gloetzl.de](http://www.gloetzl.de), Oktober 2009,
- [17] : Homepage Richter Deformationstechnik, [www.talsperre.de](http://www.talsperre.de), Oktober 2009,
- [18] : Hunter G., Fell R.: Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dams in: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, ASCE, Vol.129, S.909ff
- [19] : Indraratna B., Wijewardena, L.S.S. und Balasubramaniam: Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill in: Géotechnique, 1993, 43, S.37-51
- [20] : Jansen R. B., Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation, 1988
- [21] : Kutzner C., Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen. Grundlagen für Entwurf und Ausführung, 1996
- [22] : Leonards, G.A. and Frost, J.D: Settlement of Shallow Foundations on Granular Soils in: Journal of Geotechnical Engineering, 1988, ASCE, Vol. 114, Nr.7, S.791-809
- [23] : Leps TM: Review of the shearing strength of rockfill. in: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, ASCE, Vol.96, No. SM4, Proc. Paper 7394, S.1159-1170
- [24] : Marachi, N.D., Chan, C.K. And Seed: Evaluation of properties of rock-fill materials in: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 1972, ASCE, No.98 (SM1), S.95-114
- [25] : Maranha das Neves E., Advances in rockfill structures, 1991
- [26] : Marsal, R.J. : Large scale testing of rock-fill materials in: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 1967, ASCE, No.93 (SM2), S.27-43
- [27] : Oldecop L.A., Alonso E.E.: A model for rockfill compressibility in: Géotechnique, 2001,

51, No.2, S.127-139

- [28] : Pucher M., Tschernutter P., Dammbau Vorlesungsskriptum TU Wien, 2006
- [29] : Saboya F. Jr., Byrne P.M: Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams in: Canadian Geotechnical Journal, 1993, Vol. 30, S.690-701
- [30] : Salas J.A.A. und Justo J.L., Geotecnia y Cimientos I, 1975
- [31] : Salzburg AG, Meßergebnisse 2008/09, 2009
- [32] : Salzburg AG, Meßbericht 2006/07 inkl. Zwischenbericht Ersteinstau Stützmauer, 2008
- [33] : Schanz T., Untersuchungen zum mechanischen Verhalten granularer Gemische, 1995
- [34] : Schanz, T., Vermeer, P.A. and Bonnier, P.G.: The Hardening Soil Model: Formulation and Verification in: Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 years of Plaxis, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [35] : Schmidt H., Grundlagen der Geotechnik, 6. Auflage, 2006
- [36] : Schober W.: Der Staudamm Bockhartsee Bauerfahrungen und Auswertungen der Kontrollmessungen, Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur der Universität Innsbruck, Heft 9 ,1987
- [37] : Schweizerisches Talsperrenkomitee, Arbeitsgruppe Talsperrenbeobachtung: Messanlagen zur Talsperrenüberwachung, 2005
- [38] : Seiwald S.: Erweiterung Kraftwerk Naßfeld – Erhöhung Bockhartseedamm in: ÖWAV Sonderheft „Dammbau“, 2007
- [39] : Skriptum der Vorlesung Grundbau 2, TU Wien, 2007
- [40] : Smolczyk U., Grundbau-Taschenbuch: geotechnische Grundlagen, 6. Auflage, 2001
- [41] : Springman S.M., Jommi C., Teyssere P.: Instabilities on moraine slopes induced by loss of suction:a case history in: Géotechnique, 2003, No.53, S.3-10
- [42] : Striegler W., Dammbau in Theorie und Praxis, 2. Auflage, 1998
- [43] : Tacnet J.M., Gotteland Ph., Bernard A., Mathieu G., Deymier C.: Mesures des

- characteristiques geotechniques des sols grossiers Application aux sold de Torrent in: Intrapraevent 2000, Villach/Österreich, 2000, Band 3, S.307-309
- [44] : Teyseire P.: Geotechnische Eigenschaften von Moränen, Institut für Geotechnik ETH Zürich, Band 228 , 2007
- [45] : Tschernutter P., Anmerkungen im Zuge der Korrektur vorliegender Arbeit, Oktober 2009,
- [46] : Valstadt und Strøm: Investigations of the mechanical properties of rockfill for the Svartevann dam, using triaxial, oedometer and plate bearing tests in: NGI, 1975, Nr.110, S.3-8
- [47] : Wehnert M.: Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 53 , 2006
- [48] : Wölfel W., Wasserbau in den alten Reichen, 1990
- [49] : Xing H., Gong X., Fu H.: Construction of Concrete-Faced Rockfill Dams with Weak Rocks in: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, No.132, 2006.
- [50] : Zareckij U., Cumicev B., Serbina V., Rehfeld E., Schulz E., Siegl H.: Zum Einfluß des Wassergehalts und des Spannungsweges auf Verformbarkeit und Festigkeit von Porphyrschüttmaterial in: Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, 1989, Nr.35, S.103-106
- [51] : Zingg W.: Der Staudamm Castiletto des Juliawerkes Marmorera in: Schweizerische Bauzeitung, 1953, 71. Jahrgang, Heft 33

## Anhang A Abschätzung des Oedometermoduls

für granulare Materialien in Abhängigkeit der Trockendichte nach *Salas und Justo*. [30]

Die Unterscheidungen bezüglich Kornform sind unterhalb des Diagrammes erläutert, während die Ungleichförmigkeitszahl der Materialien im Diagramm durch Nummern gekennzeichnet ist.

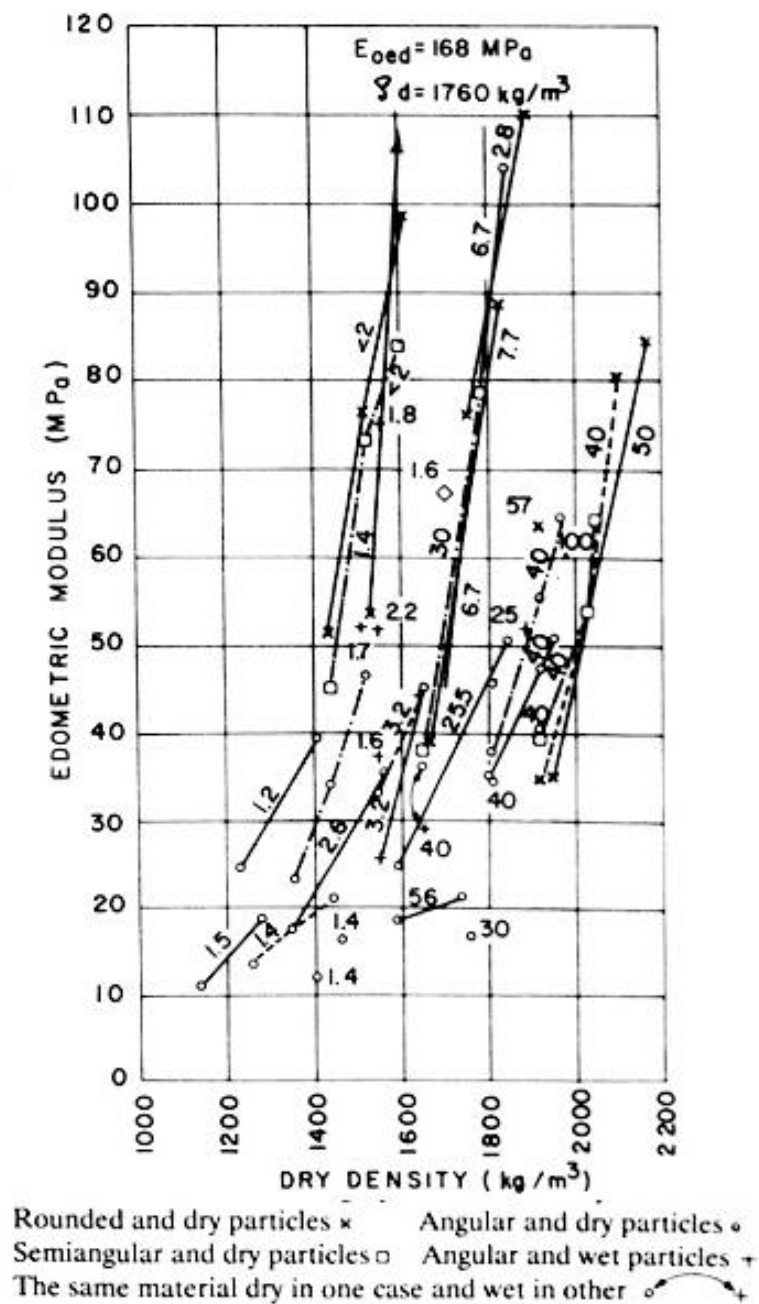


Abb. 90: Abschätzung des Oedometermodul für granulare Materialien aus: [30]

**Anhang B Lageplan mit Messeinrichtungen Bestandsdamm**

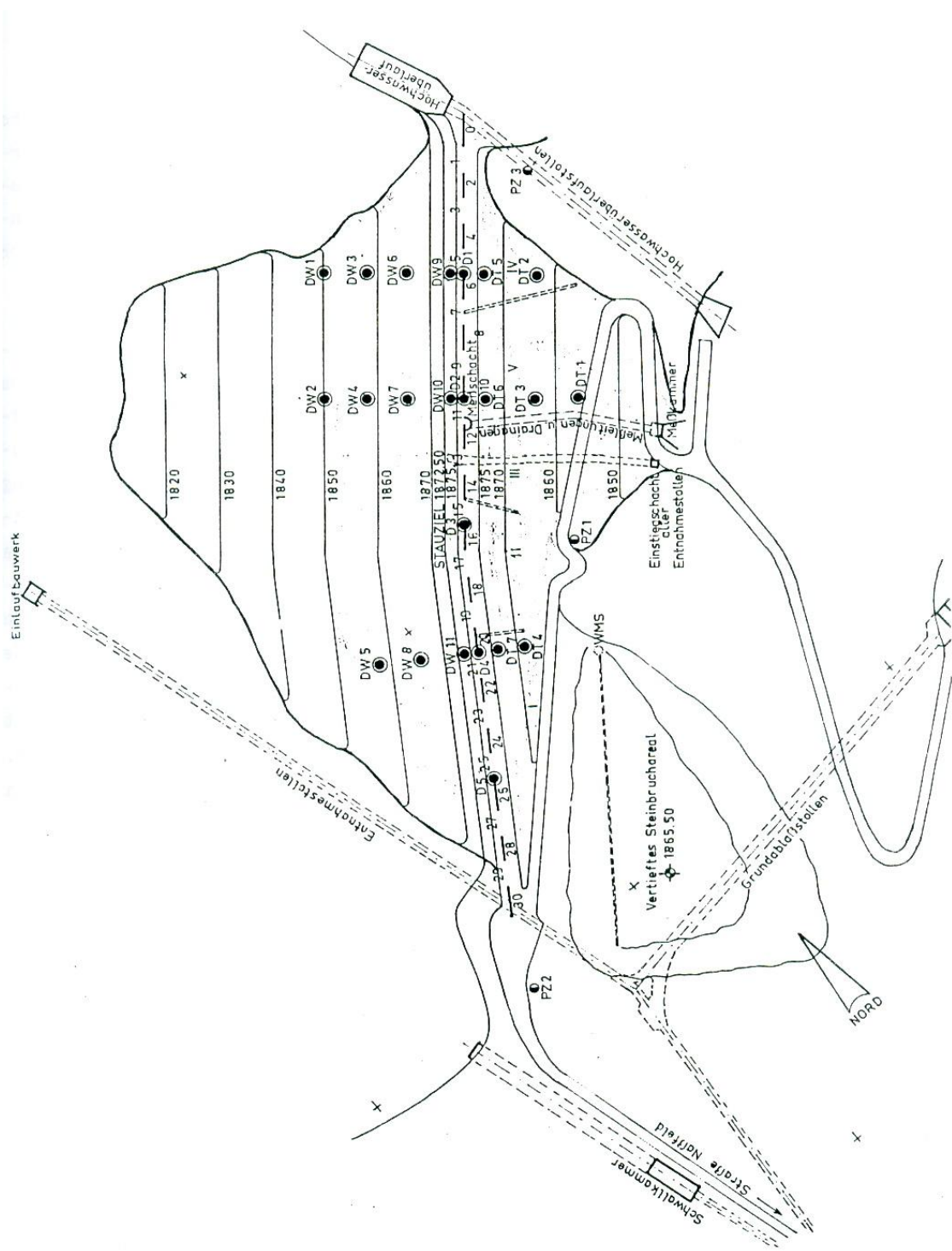


Abb. 91: Lageplan mit Messeinrichtungen aus: [36]

## Anhang C Kennwerte für die FE-Berechnung

### Anhang C.1 Parameterermittlung Steinschüttmaterial Bestandsdamm

repräsentativer Verformungsmodul nach Hunter und Fell

Annahme:

- $d_{80}=300\text{mm}$
- hohe Druckfestigkeit
- gut verdichtet

Mit diesen Eingangsdaten lässt sich nach *Abbildung 26* der repräsentative Verformungsmodul für den Zustand Bauende über die Formel  $E_{rc}=9,0 \cdot 10^5 \cdot d_{80}^{-1,70}=55000 \text{ KN/m}^2$  bzw. über nachfolgende Tabelle bestimmen.

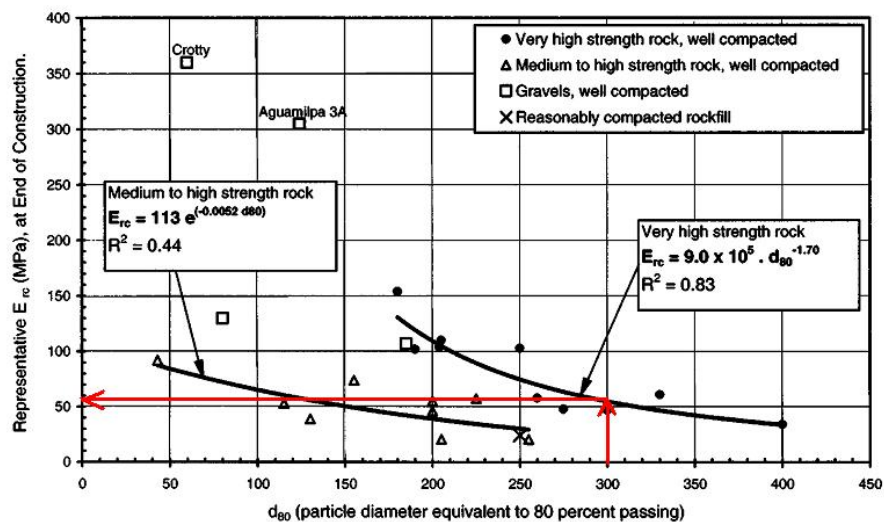


Abb. 92: repräsentatives Verformungsmodul aus: [18]

Die Referenzspannung beträgt für hohe einaxiale Druckfestigkeiten und gute Verdichtung  $1400\text{KN/m}^2$ . Für andere Bezugsspannungen sind die nach *Kapitel 2.3.5.3* auf *S.33* aufgeführten Abminderungen in *Abbildung 93* grafisch dargestellt.

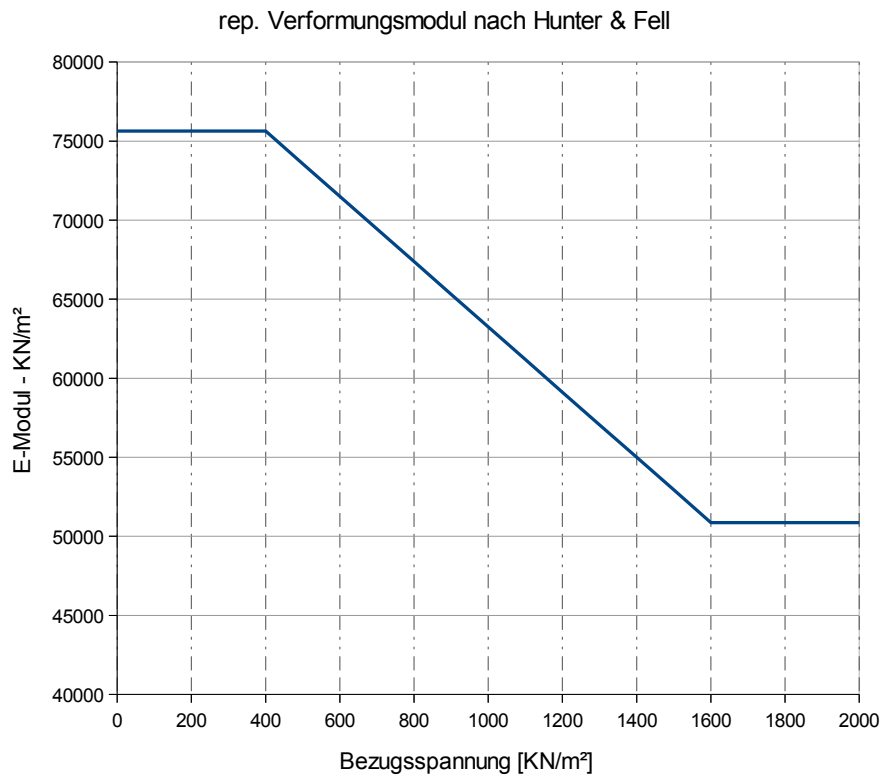


Abb. 93: repräsentativer Verformungsmodul in Abhängigkeit der Bezugsstress, Material: Stützkörper Bockhartsee

Abschätzung des Reibungswinkels

Die Abschätzung des Reibungswinkels wird nach der in Kapitel 2.2.6 beschriebenen Methode durchgeführt.

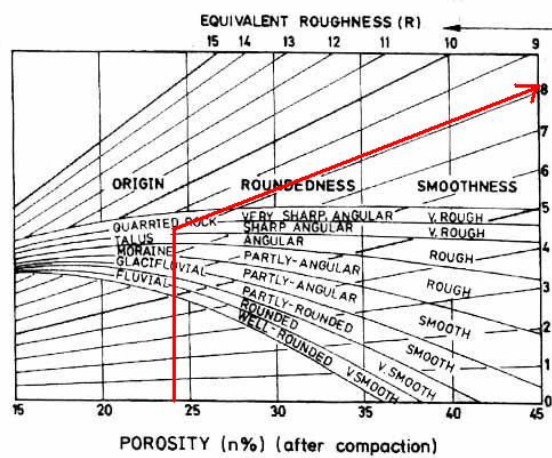


Abb. 94: Equivalent Roughness

Die äquivalente Rauigkeit ergibt sich mit einer aus ähnlichen Dämmen gemittelten Porenzahl von  $n=0,24$  und unter Angabe der Herkunft als Sprengfels (quarried rock) aus *Abbildung 94* zu  $R=8$ .

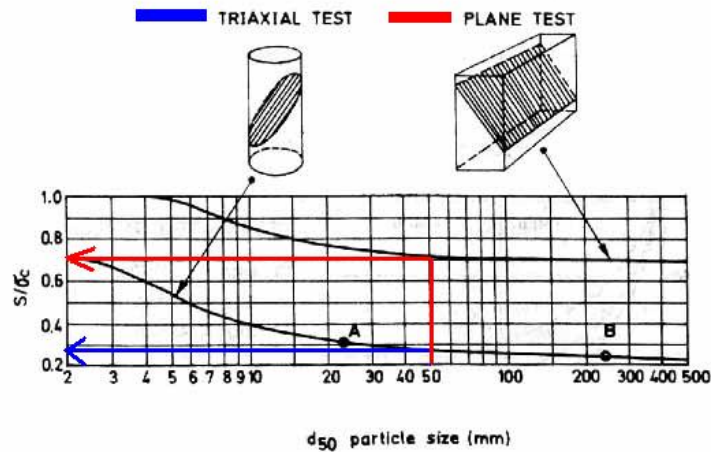


Abb. 95:

Unter Angabe des mittleren Siebdurchgangs  $d_{50}$  kann das Verhältnis  $S/\sigma_c$  in Abhängigkeit der Versuchsart (Triaxialtest – blaue Linie, Scherversuch – rote Linie) aus *Abbildung 95* abgelesen werden. Der Unterschied zwischen beiden Versuchsarten bewegt sich im Bereich von  $2-4^\circ$ . Über *Formel 3* kann der Spannungsabhängige Reibungswinkel mit folgenden Eingabewerten ermittelt werden:

- Einaxiale Druckfestigkeit  $\sigma_n' = 140 \text{ kN/m}^2$
- Restreibungswinkel  $\phi_b = 28^\circ$
- äquivalente Rauigkeit  $R = 8$
- Verhältnis Scherversuch  $S/\sigma_c = 0,7$
- Verhältnis Triaxialversuch  $S/\sigma_c = 0,28$

*Abbildung 96* zeigt den über das Tabellenkalkulationsprogramm Excel ermittelten Reibungswinkel in Bezug zur Spannung, aufgetragen im halb-logarithmischen Maßstab. Im Vergleich dazu ist der nach *Douglas* [7] ermittelte Reibungswinkel eingetragen. Dessen Ermittlung erfolgte ebenfalls über das Excel nach den im *Kapitel 2.2.6.3* behandelten Formeln. Auf eine genauere Berechnung mittels dem verfeinertem Verfahren über Berechnung der Hauptspannungen wurde verzichtet. Wie im oben erwähnten Kapitel schon genauer erläutert, übt die Porenzahl den größten Einfluss auf das Ergebnis aus. Die Berechnung über dieses Verfahren hätte daher ohne genaue Kenntnis der Porenzahl keinen Sinn.



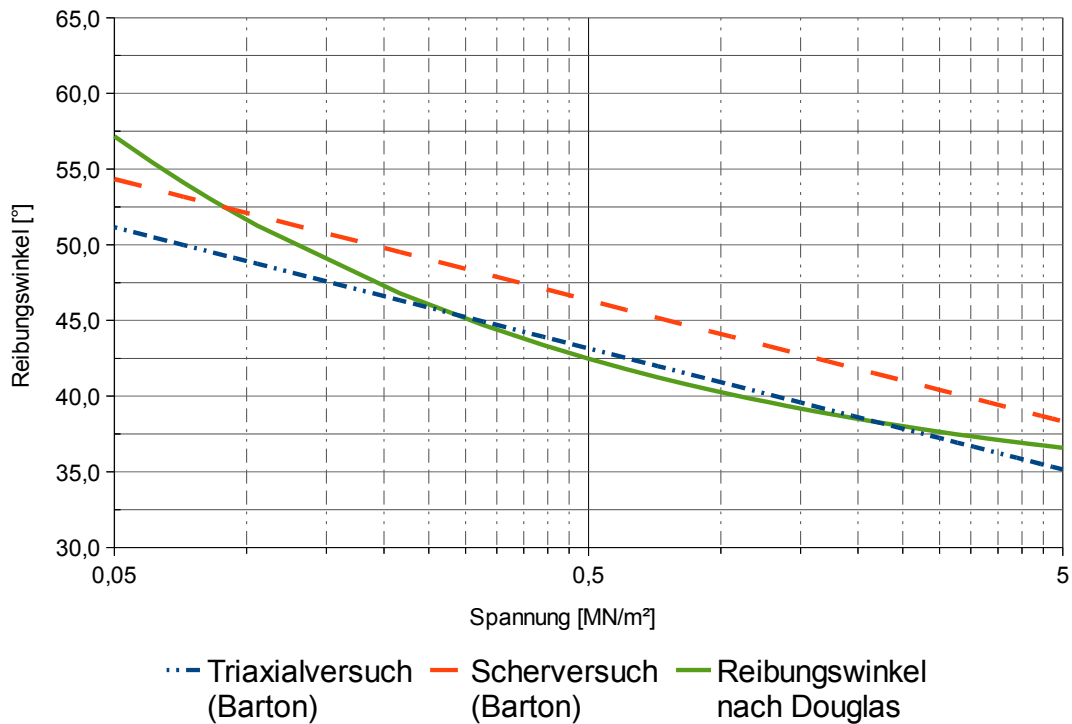


Abb. 96: Reibungswinkel Stützkörper Bestandsdamm

## Anhang C.2 Parameterermittlung luftseitige Filterschicht Bestandsdamm

### Spannungsabhängiger Reibungswinkel

Der spannungsabhängige Reibungswinkel erfolgt unter Berücksichtigung der statistischen Auswertung der Kornverteilungen in *Anhang D.2*, analog nach *Anhang C.1* mit folgenden Kennwerten:

- Einaxiale Druckfestigkeit  $\sigma_n' = 140 \text{ kN/m}^2$
- $d_{50}$  40mm
- Restreibungswinkel  $\phi_b = 28^\circ$
- äquivalente Rauigkeit  $R = 9$
- Verhältnis Scherversuch  $S/\sigma_c = 0,72$
- Verhältnis Triaxialversuch  $S/\sigma_c = 0,29$

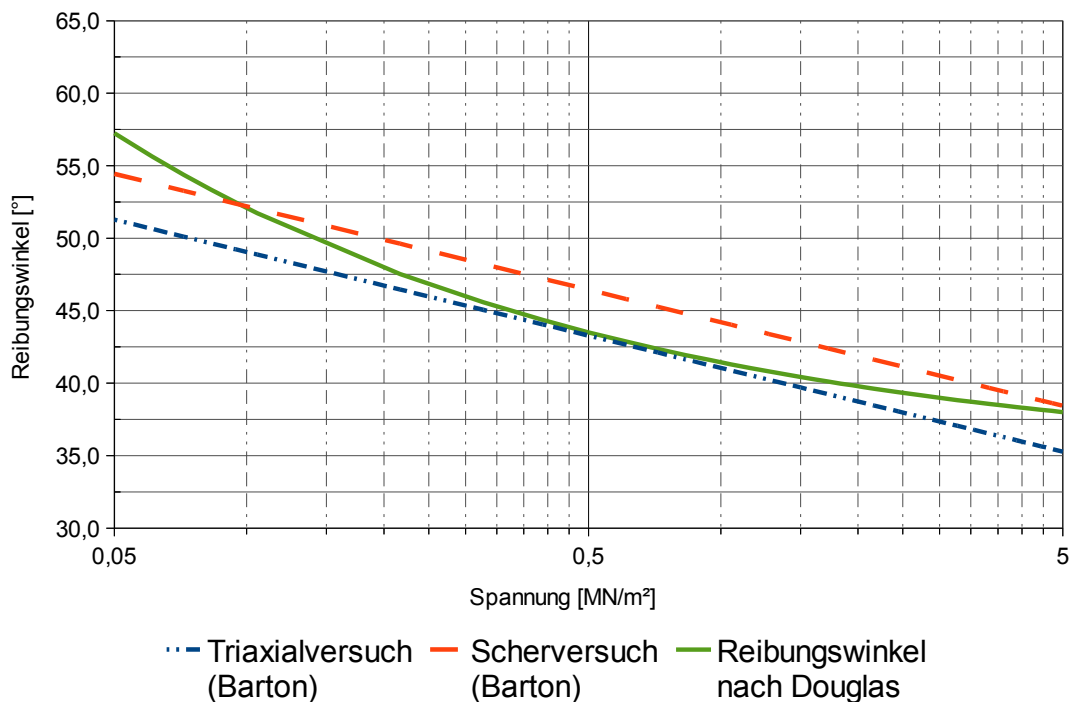


Abb. 97: Reibungswinkel luftseitige Filterschicht

#### repräsentativer Verformungsmodul

Die Ermittlung des repräsentativen Verformungsmoduls erfolgt analog zu , jedoch unter der Annahme, dass aufgrund der Lage dieser Schicht direkt neben dem Kern eine geringere Verdichtung erfolgte. Nach dem Verfahren nach *Hunter und Fell* [18] sind andere Randbedingungen zu berücksichtigen. Folgende Eingangsdaten fanden daher Verwendung:

- $d_{80}=70\text{mm}$
- hohe Druckfestigkeit
- mittelmäßig verdichtet -> Bezugsspannung  $800\text{KN/m}^2$

Mit diesen Eingangsdaten lässt sich nach *Abbildung 26* oder über folgende Beziehung

$E_{rc} = 113 \cdot e^{-0,0052 \cdot d_{80}}$  der repräsentative Verformungsmodul für den Zustand Bauende zu

$E_{rc} = 78000 \text{ KN/m}^2$  bestimmen. Unter Berücksichtigung der Nichtlinearität ergibt sich für andere Bezugsspannungen nach *Kapitel 2.3.5.3* eine Abminderung von 6% pro  $200\text{KN/m}^2$  im Spannungsbereich zwischen  $200\text{KN/m}^2$  und  $1200\text{KN/m}^2$ . *Abbildung 98* zeigt den repräsentativen Verformungsmodul für den Zustand bei Bauende in Abhängigkeit der Bezugsspannung.

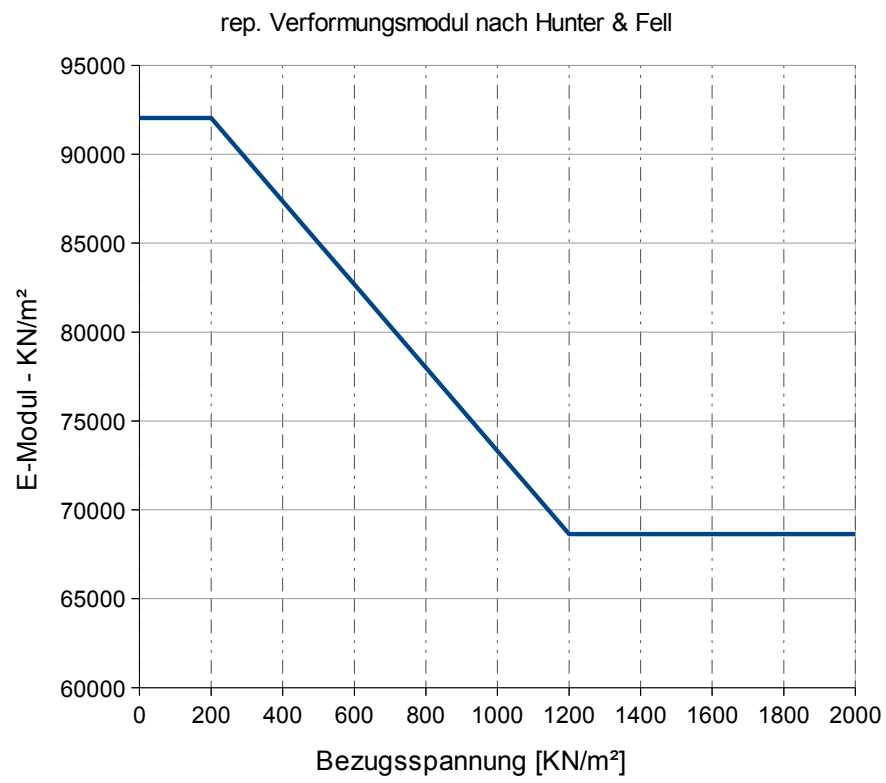


Abb. 98: repräsentativer Verformungsmodul nach Hunter und Fell, Material: luftseitige Filterschicht

**Anhang D Auswertung Kornverteilungen**  
**Anhang D.1 Moräne**

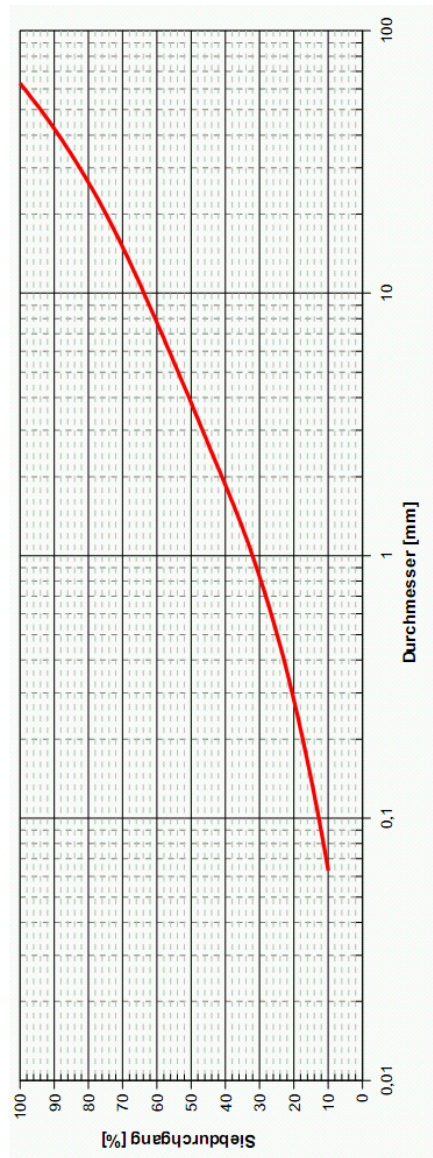


Abb. 99: Kornverteilung Moräne

Quelle	Ort	Probenname	Verwendung	$\phi$	c	$\psi$	v	e	w	$\gamma_s$	$\gamma_t$	$\gamma$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_t$	$\sigma_3$	$E_i$	$E_{pr}$	$E_{30}^{ref}$	m	$C_c$	$C_c$	Wiederbel.	$C_c$	Anmerkung
				°	KN/m <sup>2</sup>	°	-	-	%	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>			Erstbel	Wiederbel		
Springman (2003)	Gruben (CH)	TX5	-	39,0	39,0	7,6	-	0,36	9,6	20,5	22,47	64,1	var.										Laberversuche
		TX4	-	39,0	39,0	2,8	-	0,31	9,4	21,4	23,41	119,5	var.										
		TX2	-	39,0	39,0	3,0	-	0,33	9,9	20,9	22,97	231,9	var.							0,030	0,004		
Teyssie (2007)	Mattmark (CH)		-	47,6	47,6	2,5	-	0,20															
Gig (1965)	Mattmark (CH)		Stützkörper	42,6	20,0			0,20	3,1	23,5	24,23												
Tacret (2000)	Mairval (FE)	C3B5	-	43,5	72,0			0,24	7,5	21,7	23,33												
Holzmann (2008)	Gepatschpöcher (A)		Kern	37,0	75,0																		
Schober (1987)	Bockhartsee (A)		Stützkörper	44,0	20,0		0,3							294	154000			0,47					Erstbelastungsmodell angepasst Daten aus FE-Berechnung
Meßberchte	Bockhartsee (A)		Stützkörper						5,8	22,5	22,5				132000	560000							eigene Berechnung aus SP1
<b>Mittelwert</b>				<b>41,5</b>	<b>46,8</b>	<b>4,0</b>		<b>0,27</b>	<b>7,9</b>	<b>21,6</b>	<b>22,93</b>												<b>0,47</b>

Tabelle 7

**Anhang D.2 Wasserseitige Schutzschichte**

Materialtyp:	WS Schutzschichte						
Datum:	08.07.82	15.07.82	22.07.82	27.07.09	30.07.82	32 Wo. 82	32 Wo. 82
Protokollnr:	3088	3109	3116a	3138	3139	3146	3148
Kote:	1849	1849	1851	1853	1854	1856	1856
Block:	9/10	12/13	11				
Anordnung:	Blockfüge	Blockfüge	Entnahmestelle „3“	Entnahmestelle „3“	Entnahmestelle „3“	Entnahmestelle „3“	Entnahmestelle „3“

Sieb [mm]								Mittelwert
1000								
500								
200								
125								
100						100		100
90						87,1		87,1
63					100	84,2		92,1
50								
31,5	100	100	100	100	96,3	65,3		93,6
20	99,2	98,8	99,8	99,7	90,6	54,3	100	91,77
10	81,2	71,6	89,2	69,1	57,5	46,4	88,9	71,99
6	69,4	54,7	80,1	48,8	38	39,7	69,3	57,14
2	43,5	30,2	56,7	21,9	15,5	34	37,7	34,21
1	31,6	22,4	43,4	17,9	12,6	33,4	33,2	27,79
0,4	25	16,8	34,4	15,9	9	32,9	30,8	23,54
0,2	21,3	14,1	28,4	13	8	32,4	29,1	20,9
0,100	14,9	9,9	17,8	8,4	6,2	31,4	26,1	16,39
0,063	13,4	8,6	15,2	7,8	6,1	31	24,8	15,27
0,001								

w <sub>s</sub> :	5,1	2,7	10,1	4,64	4	1,4	4,8	4,68
U:		76		61,5	22			53,17
C:		0,5		13,16	4,55			6,07

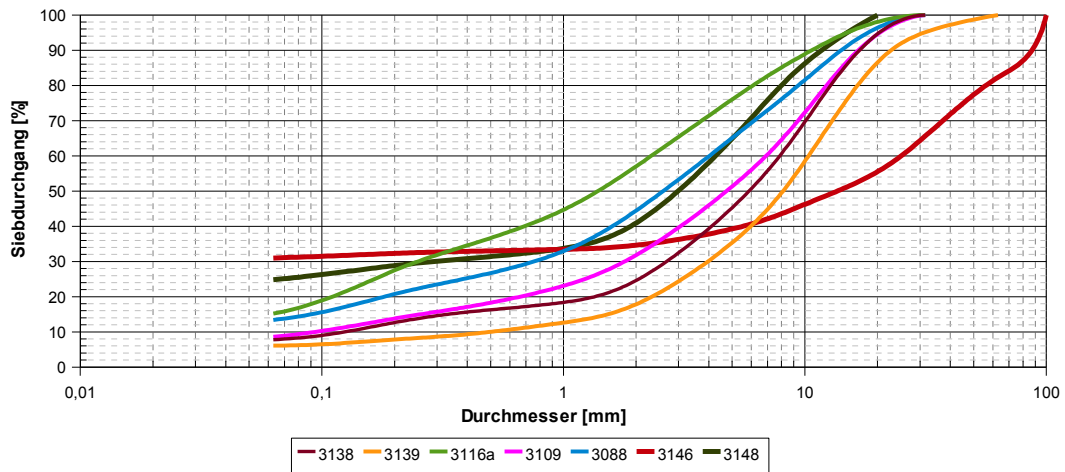


Abb. 100: Kornverteilungen wasserseitige Schutzschichte

**Anhang D.3 Luftseitige Filterschichte**

Materialtyp:	luftseitige Filterschichte						
Datum:	08.07.82	08.07.82	15.07.82	22.07.82	27.02.82	30.07.82	32.Wo. 82
Protokolnr:	3087	3088	3109	3116a	3138	3137	3145
Kote:	1848	1849	1849	1851	1853	1854	1855
Block	10	9/10	12/13	11			
Anordnung	Mitte	Blockfuge	Blockfuge	Entnahme- stelle 3	Entnahme- stelle 2	Entnahme- stelle 2	Entnahme- stelle 2

Sieb [mm]								Mittel
1000								
500								
200		100						
125					100	100		<b>100</b>
100		74,5	100	100	92,9	88,4		<b>91,16</b>
80	100		67,2				100	<b>89,07</b>
63	95	46,2	41,4	80	64,2	67,7	90,4	<b>69,27</b>
50	90							<b>90</b>
31,5	48,8	19,4	19,8	49,1	27,6	36,4	44,1	<b>35,03</b>
20	31	18,1	18,8	23	9,8	14,9	28,6	<b>20,6</b>
10	12,5	8,4	8,5	12	6,4	9,9	24,4	<b>11,73</b>
6	7,6	4,6	4,5	8,2	5,5	8,4	15,6	<b>7,77</b>
2	4,9	2,2	2,9	5,5	4,4	6,4	6,7	<b>4,71</b>
1	4,4	1,8	1,8	4,4	3,4	5,4	5,8	<b>3,86</b>
0,4	3,9	1,5	1,5	3,7	3,1	4,5	5,1	<b>3,33</b>
0,2	2	1,4	1,3	3,2	2,9	3,9	4,4	<b>2,73</b>
0,100	2,5	1,1	1	2,3	2	2,7	3	<b>2,09</b>
0,063	2,2	1	0,9	2	1,8	2,4	2,7	<b>1,86</b>
0,001								
w <sub>n</sub> :	1,3	5,1	2,7	10,1	0,96	1,54	1,7	<b>3,34</b>
U:	4,7		76		2,8	5,7	10,8	<b>20</b>
C:	1,2		0,5		0,9	1,3	2,8	<b>1,34</b>

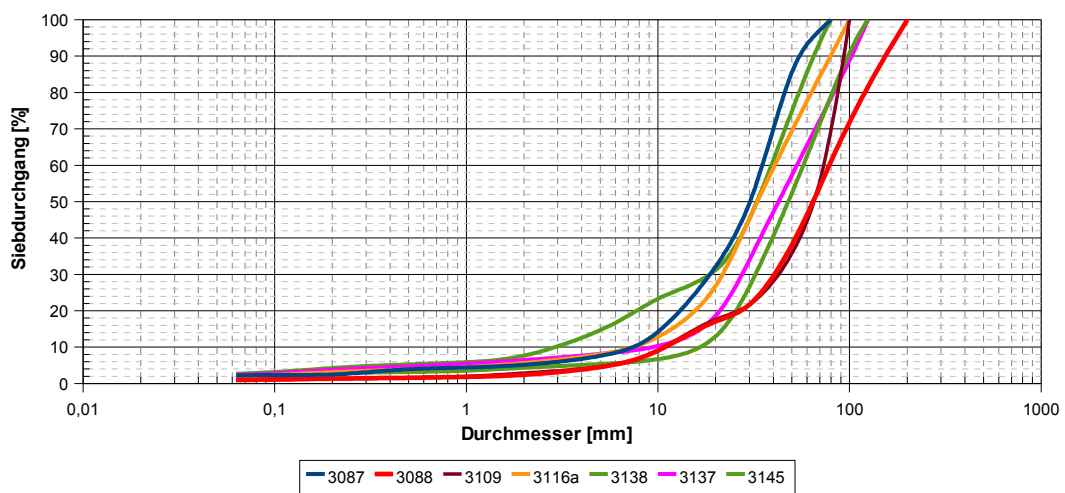
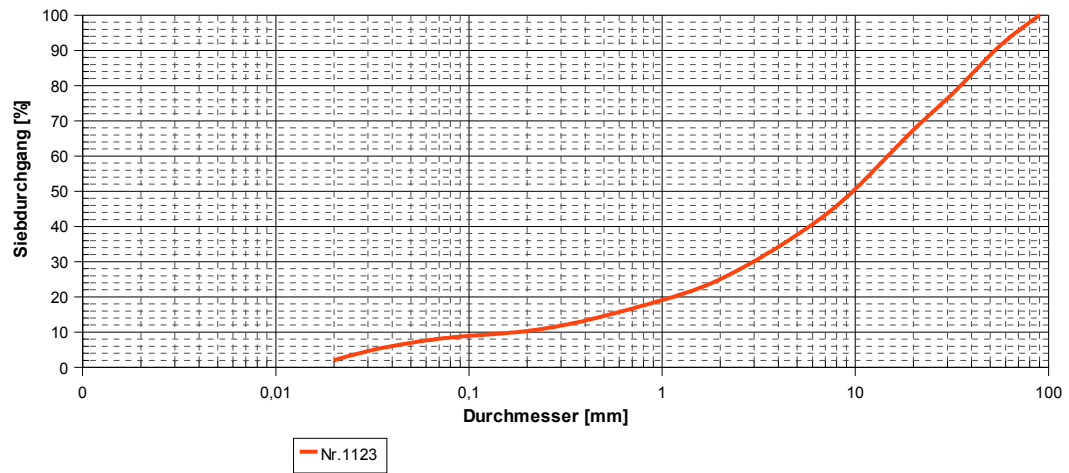


Abb. 101: Kornverteilungen luftseitige Filterschicht

**Anhang D.4 Steinschüttmaterial Dammerhöhung**Kornverteilungslinie

Anm: Korngrößen > 100mm wurden gesondert erfasst

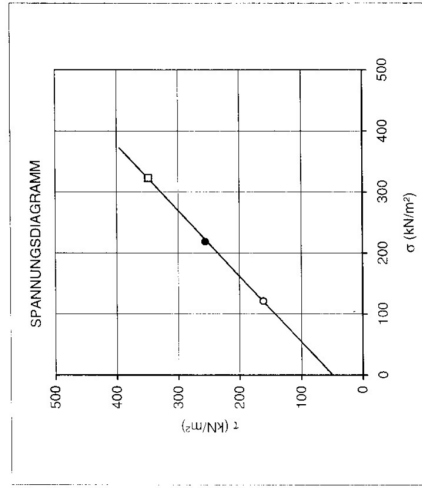
PROJEKT: BOCKHARTSEE  
AUFTRAG NR.: 06/13  
VERS. DATUM: 29.6.-4.7.2006  
BEARBEITER/IN: Ti, Wo, De, Fe

LABORNUMMER: 1123  
BEZEICHNUNG:  
ENTNAHMESTELLE:  
ENTNAHMETIEFE:

GROSSRAHMEN-SCHERVERSUCH

GERÄT: Großrahmen-Schergerät  
PROBEN - D/H: 100 x 100 cm / 53 cm

SCHERGESCHWINDIGKEIT: 1,1 mm/min  
VORBELASTUNG: - kN/m<sup>2</sup>



VERSUCH	<input type="checkbox"/>	
KORNDICHTE $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,72	Mehrstuflentechnik
DICHTE $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,99	
EINBAUTROCKENDICHTE $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,94	
EINBAUWASSERGEHALT $w$ (%)	2,5	
PORENANTEIL $n$ (%)	28,7	28,7
NORMALSPANNUNG $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	121	220
SCHUBSPANNUNG $\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	161	255
SCHERWEG (cm)	3,1	7,1
KENNWERTE:	$c' = 49,6$ kN/m <sup>2</sup>	
PROBENART:	gestört	$\varphi' = 42,9^\circ$
BODENART:	Kies, sandig, gering schluffig, gering steinig	

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik und Tunnelbau  
Fakultät für Bauingenieurwissenschaften  
Universität Innsbruck  
Technikerstraße 13  
A-6020 Innsbruck

Tel.: ++43(512)507-6671  
Fax: ++43(512)507-2596  
email: geotechnik@uibk.ac.at  
URL: http://geotechnik.uibk.ac.at



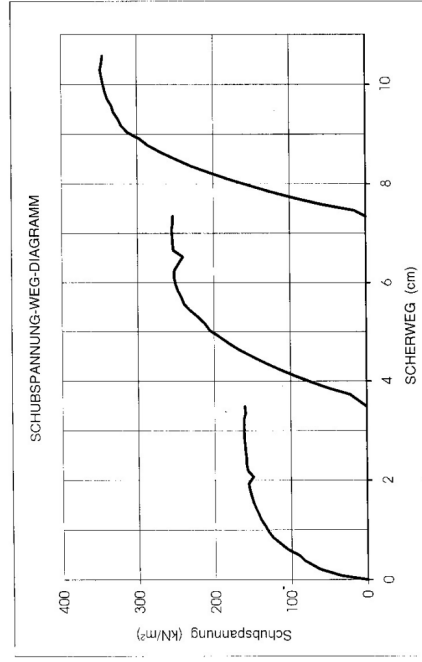
PROJEKT: BOCKHARTSEE  
AUFTRAG NR.: 06/13  
VERS. DATUM: 29.6.-4.7.2006  
BEARBEITER/IN: Ti, Wo, De, Fe

LABORNUMMER: 1123  
BEZEICHNUNG:  
ENTNAHMESTELLE:  
ENTNAHMETIEFE:

DIREKTSCHERVERSUCH

GERÄT: Großrahmen-Schergerät  
PROBEN - D/H: 100 x 100 cm / 53 cm

SCHERGESCHWINDIGKEIT: 1,1 mm/min  
VORBELASTUNG: - kN/m<sup>2</sup>



VERSUCH	<input type="checkbox"/>	
KORNDICHTE $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,72	Mehrstuflentechnik
DICHTE $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,99	
EINBAUTROCKENDICHTE $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,94	
EINBAUWASSERGEHALT $w$ (%)	2,5	
PORENANTEIL $n$ (%)	28,7	28,7
NORMALSPANNUNG $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	121	220
SCHUBSPANNUNG $\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	161	255
SCHERWEG (cm)	3,1	7,1
KENNWERTE:	$c' = 49,6$ kN/m <sup>2</sup>	
PROBENART:	gestört	$\varphi' = 42,9^\circ$
BODENART:	Kies, sandig, gering schluffig, gering steinig	

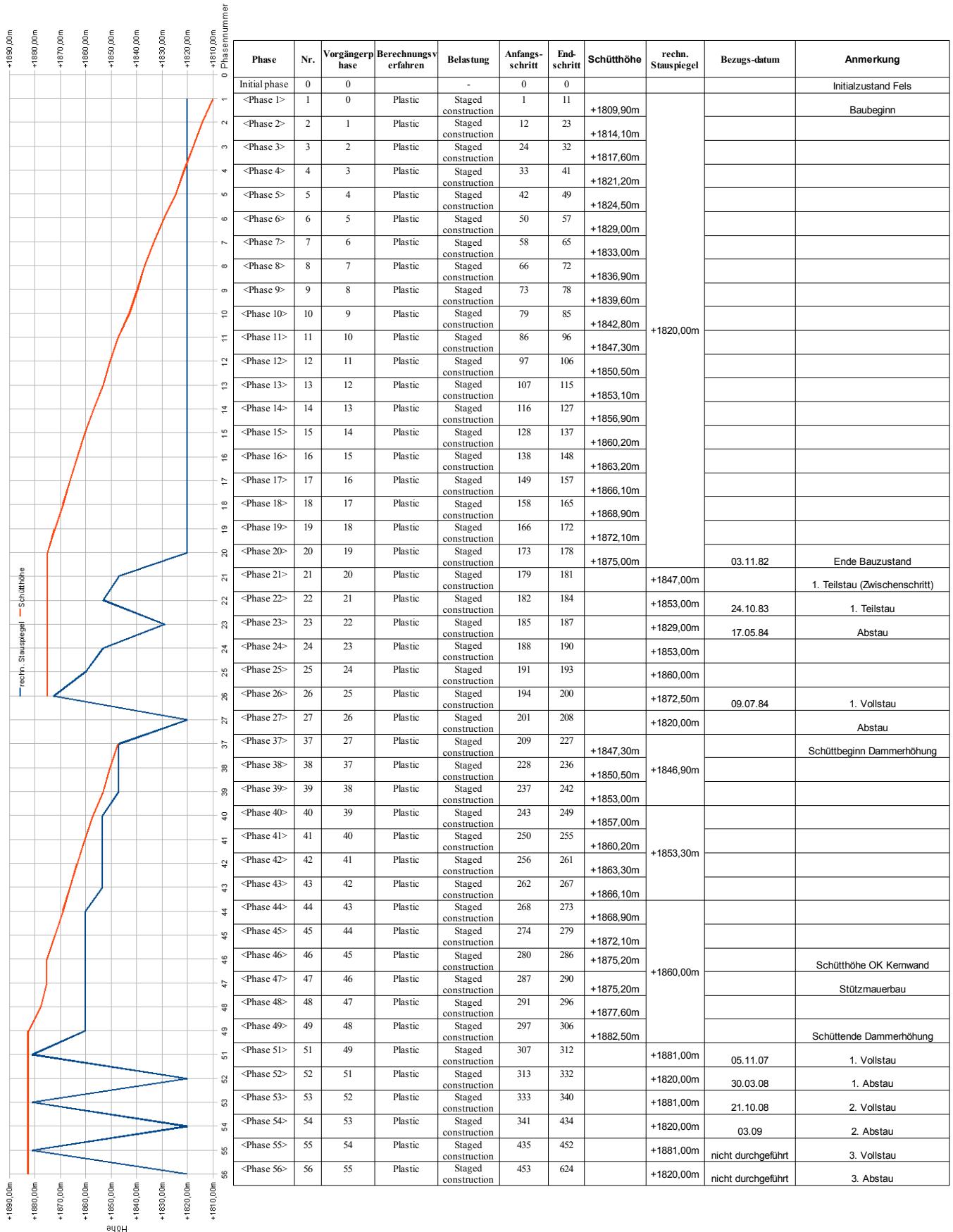
Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik und Tunnelbau  
Fakultät für Bauingenieurwissenschaften  
Universität Innsbruck  
Technikerstraße 13  
A-6020 Innsbruck

Tel.: ++43(512)507-6671  
Fax: ++43(512)507-2596  
email: geotechnik@uibk.ac.at  
URL: http://geotechnik.uibk.ac.at





## Anhang E Berechnungsphasen



Phase	Nr.	Vorgängerphase	Berechnungsverfahren	Belastung	Anfangsschritt	Endschritt	Schütthöhe	rech. Stauspiegel	Bezugs-datum	Anmerkung
Initial phase	0	0		-	0	0				Initialzustand Fels
<Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	1	11	+1809,90m			Baubeginn
<Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	12	23	+1814,10m			
<Phase 3>	3	2	Plastic	Staged construction	24	32	+1817,60m			
<Phase 4>	4	3	Plastic	Staged construction	33	41	+1821,20m			
<Phase 5>	5	4	Plastic	Staged construction	42	49	+1824,50m			
<Phase 6>	6	5	Plastic	Staged construction	50	57	+1829,00m			
<Phase 7>	7	6	Plastic	Staged construction	58	65	+1833,00m			
<Phase 8>	8	7	Plastic	Staged construction	66	72	+1836,90m			
<Phase 9>	9	8	Plastic	Staged construction	73	78	+1839,60m			
<Phase 10>	10	9	Plastic	Staged construction	79	85	+1842,80m			
<Phase 11>	11	10	Plastic	Staged construction	86	96	+1847,30m	+1820,00m		
<Phase 12>	12	11	Plastic	Staged construction	97	106	+1850,50m			
<Phase 13>	13	12	Plastic	Staged construction	107	115	+1853,10m			
<Phase 14>	14	13	Plastic	Staged construction	116	127	+1856,90m			
<Phase 15>	15	14	Plastic	Staged construction	128	137	+1860,20m			
<Phase 16>	16	15	Plastic	Staged construction	138	148	+1863,20m			
<Phase 17>	17	16	Plastic	Staged construction	149	157	+1866,10m			
<Phase 18>	18	17	Plastic	Staged construction	158	165	+1868,90m			
<Phase 19>	19	18	Plastic	Staged construction	166	172	+1872,10m			
<Phase 20>	20	19	Plastic	Staged construction	173	178	+1875,00m		03.11.82	Ende Bauzustand
<Phase 21>	21	20	Plastic	Staged construction	179	181	+1847,00m	+1847,00m		1. Teilstau (Zwischenschritt)
<Phase 22>	22	21	Plastic	Staged construction	182	184	+1853,00m		24.10.83	1. Teilstau
<Phase 23>	23	22	Plastic	Staged construction	185	187	+1829,00m		17.05.84	Abstau
<Phase 24>	24	23	Plastic	Staged construction	188	190	+1853,00m			
<Phase 25>	25	24	Plastic	Staged construction	191	193	+1860,00m			
<Phase 26>	26	25	Plastic	Staged construction	194	200	+1872,50m		09.07.84	1. Vollstau
<Phase 27>	27	26	Plastic	Staged construction	201	208	+1820,00m			Abstau
<Phase 37>	37	27	Plastic	Staged construction	209	227	+1847,30m			Schüttbeginn Dammerhöhung
<Phase 38>	38	37	Plastic	Staged construction	228	236	+1850,50m	+1846,90m		
<Phase 39>	39	38	Plastic	Staged construction	237	242	+1853,00m			
<Phase 40>	40	39	Plastic	Staged construction	243	249	+1857,00m			
<Phase 41>	41	40	Plastic	Staged construction	250	255	+1860,20m	+1853,30m		
<Phase 42>	42	41	Plastic	Staged construction	256	261	+1863,30m			
<Phase 43>	43	42	Plastic	Staged construction	262	267	+1866,10m			
<Phase 44>	44	43	Plastic	Staged construction	268	273	+1868,90m			
<Phase 45>	45	44	Plastic	Staged construction	274	279	+1872,10m			
<Phase 46>	46	45	Plastic	Staged construction	280	286	+1875,20m			
<Phase 47>	47	46	Plastic	Staged construction	287	290	+1875,20m	+1860,00m		Schütthöhe OK Kernwand
<Phase 48>	48	47	Plastic	Staged construction	291	296	+1877,60m			Stützmauerbau
<Phase 49>	49	48	Plastic	Staged construction	297	306	+1882,50m			Schüttende Dammerhöhung
<Phase 51>	51	49	Plastic	Staged construction	307	312	+1881,00m	+1881,00m	05.11.07	1. Vollstau
<Phase 52>	52	51	Plastic	Staged construction	313	332	+1820,00m		30.03.08	1. Abstau
<Phase 53>	53	52	Plastic	Staged construction	333	340	+1881,00m		21.10.08	2. Vollstau
<Phase 54>	54	53	Plastic	Staged construction	341	434	+1820,00m		03.09	2. Abstau
<Phase 55>	55	54	Plastic	Staged construction	435	452	+1881,00m		nicht durchgeführt	3. Vollstau
<Phase 56>	56	55	Plastic	Staged construction	453	624	+1820,00m		nicht durchgeführt	3. Abstau

**Anhang F** Berechnungsergebnisse Dammerhöhung  
**Anhang F.1** Kernwandverschiebung

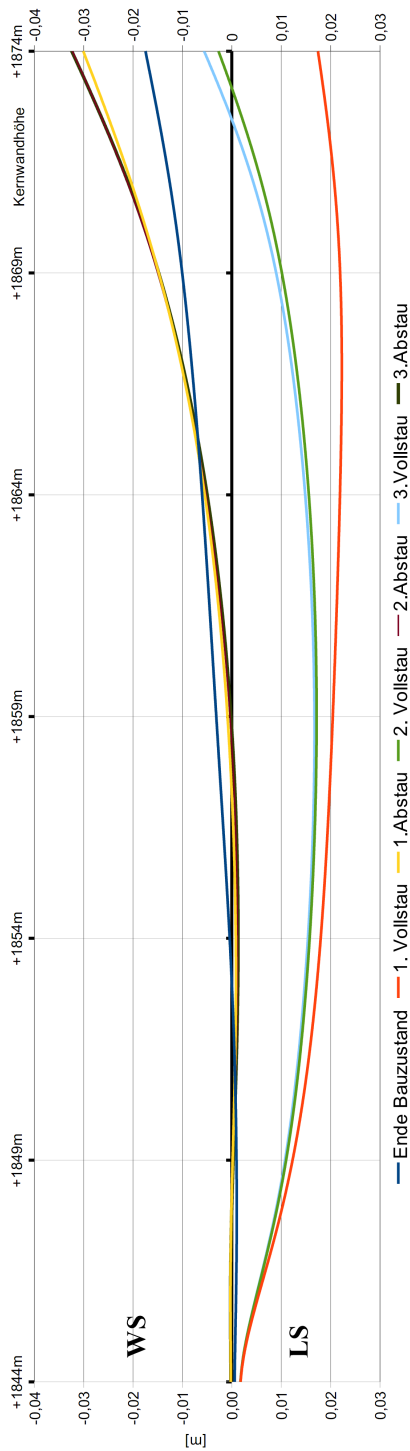


Abb. 102: Kernwandverschiebung aus FE  
 Berechnung

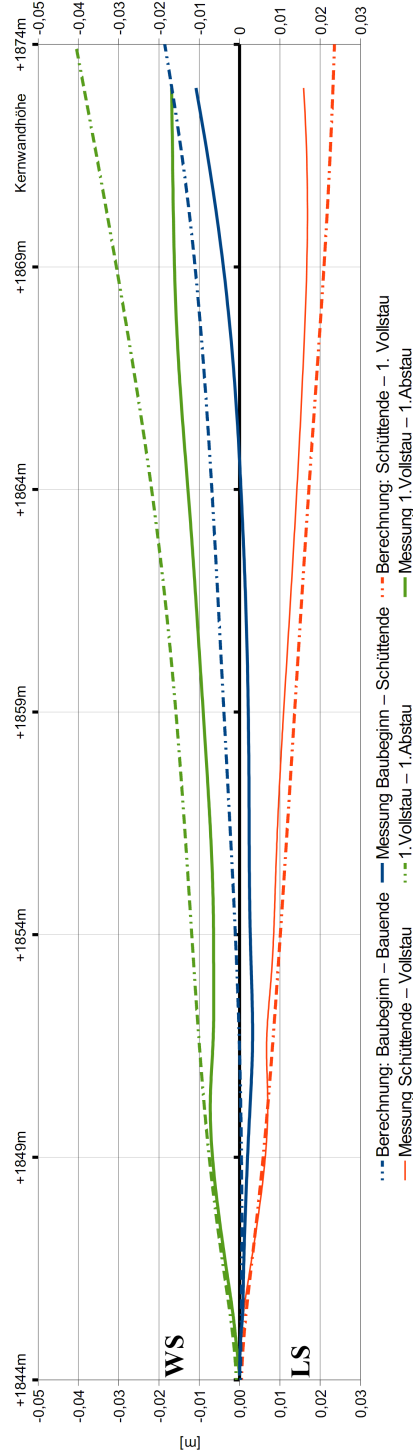


Abb. 103: absolute Differenzverschiebung  
 Berechnung & Messung

Anm. zu Abb. 103: teilw. Unterschiede in den Stauhöhen zwischen Berechnung und Messung

**Anhang F.2 horizontale Verschiebungen**

**SP1**

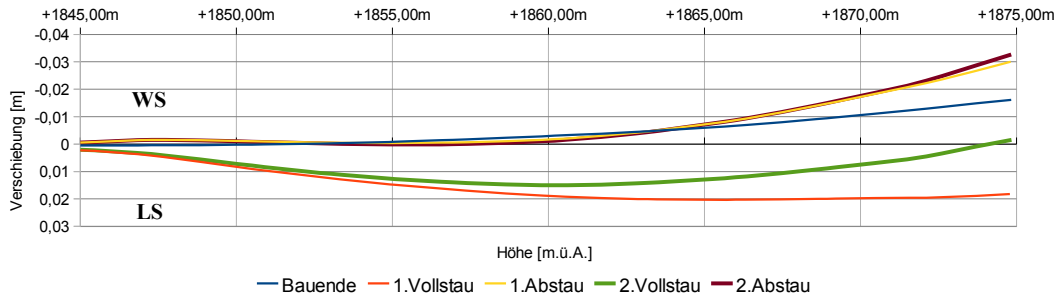


Abb. 104: berechnete horizontale Verschiebungen SP1

**SP3**

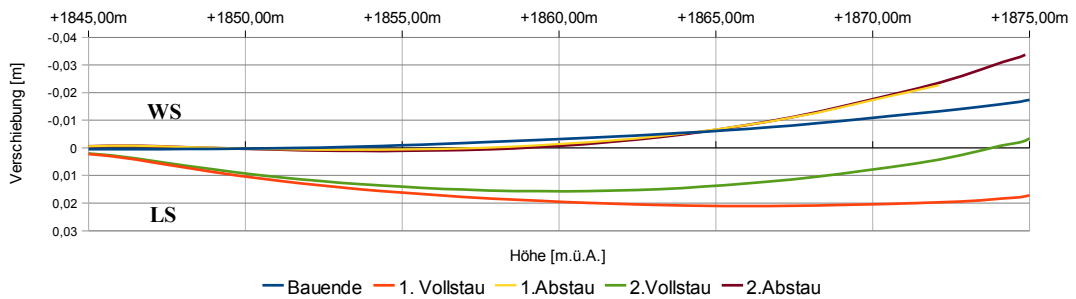


Abb. 105: berechnete horizontale Verschiebungen SP3

**SP4**

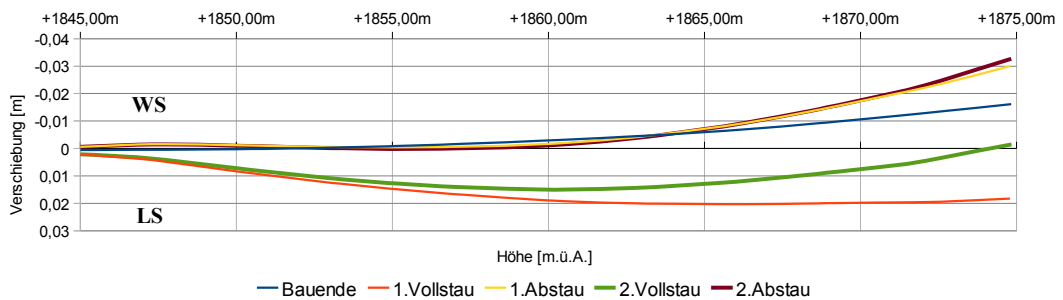


Abb. 106: berechnete horizontale Verschiebungen SP4

*Anm:* Die hier angegebenen Horizontalverschiebungen beziehen sich auf den Beginn der Dammerhöhung. D.h. es handelt sich hierbei um die absoluten Verschiebungen seit Dammerhöhung

## Anhang F.3 differentielle horizontale Verschiebungen

### SP1

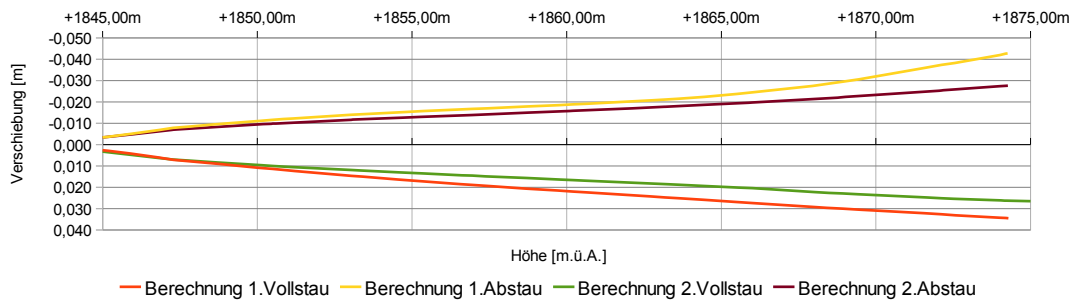


Abb. 107: berechnete differentielle horizontale Verschiebungen *SP1*

### SP3

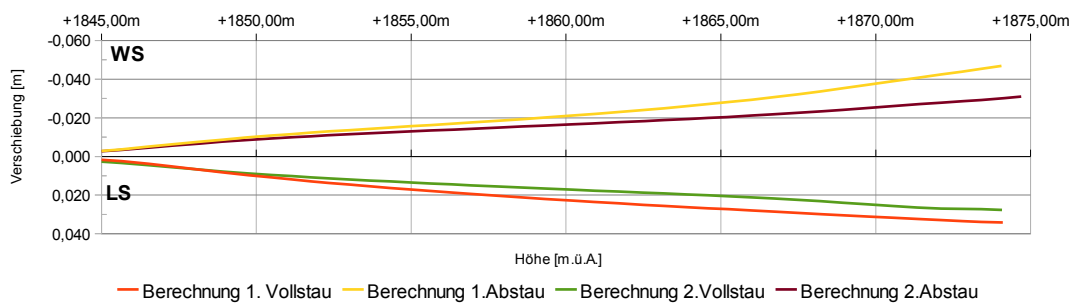


Abb. 108: berechnete differentielle horizontale Verschiebungen *SP3*

### SP4

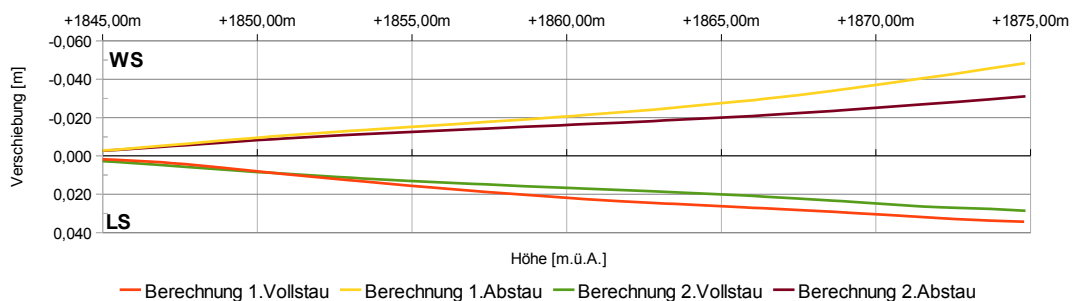


Abb. 109: berechnete differentielle horizontale Verschiebungen *SP4*

*Anm:* Es handelt sich hierbei um den Betrag der differentielle Verschiebung zwischen den einzelnen Stau- und Abstauphasen

## Anhang F.4 vertikale Verschiebungen

### SP1

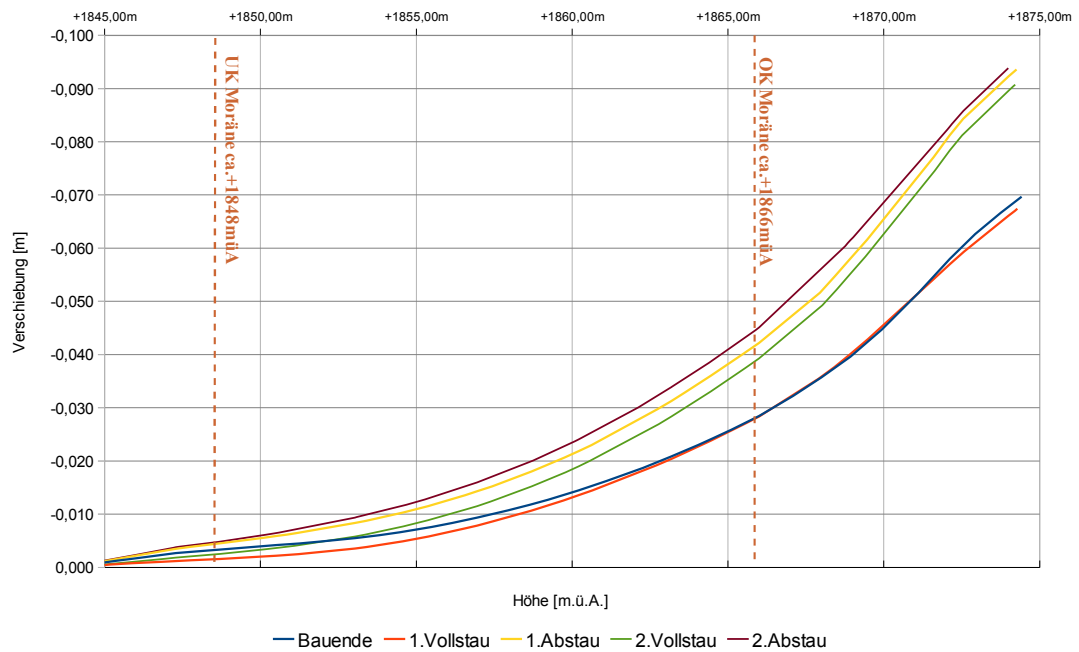


Abb. 110: berechnete kumulative Setzungen SP1

### SP3

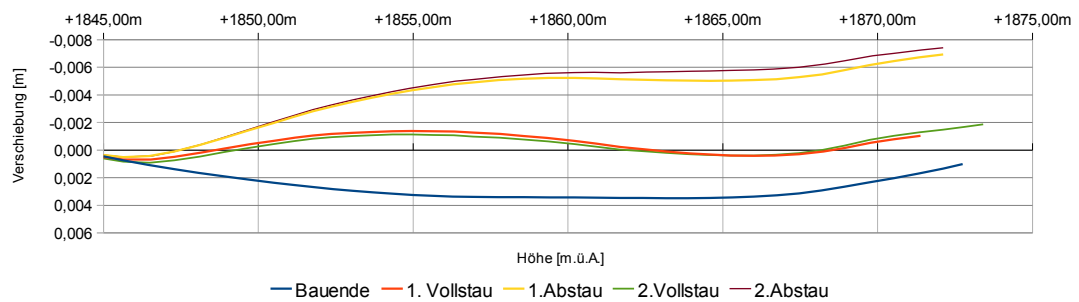


Abb. 111: berechnete kumulative Setzungen SP3

### SP4

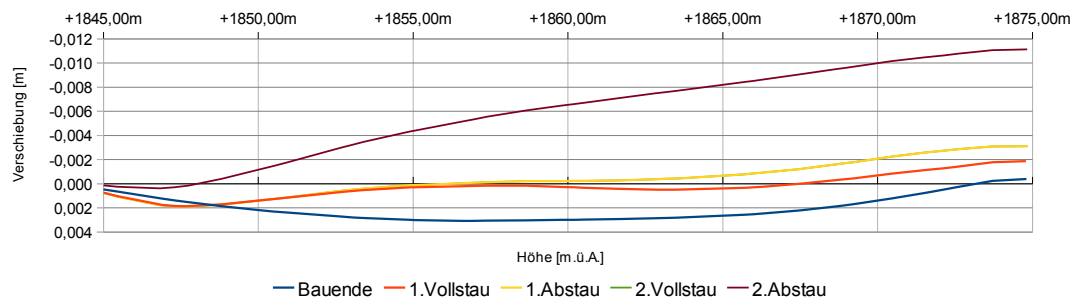
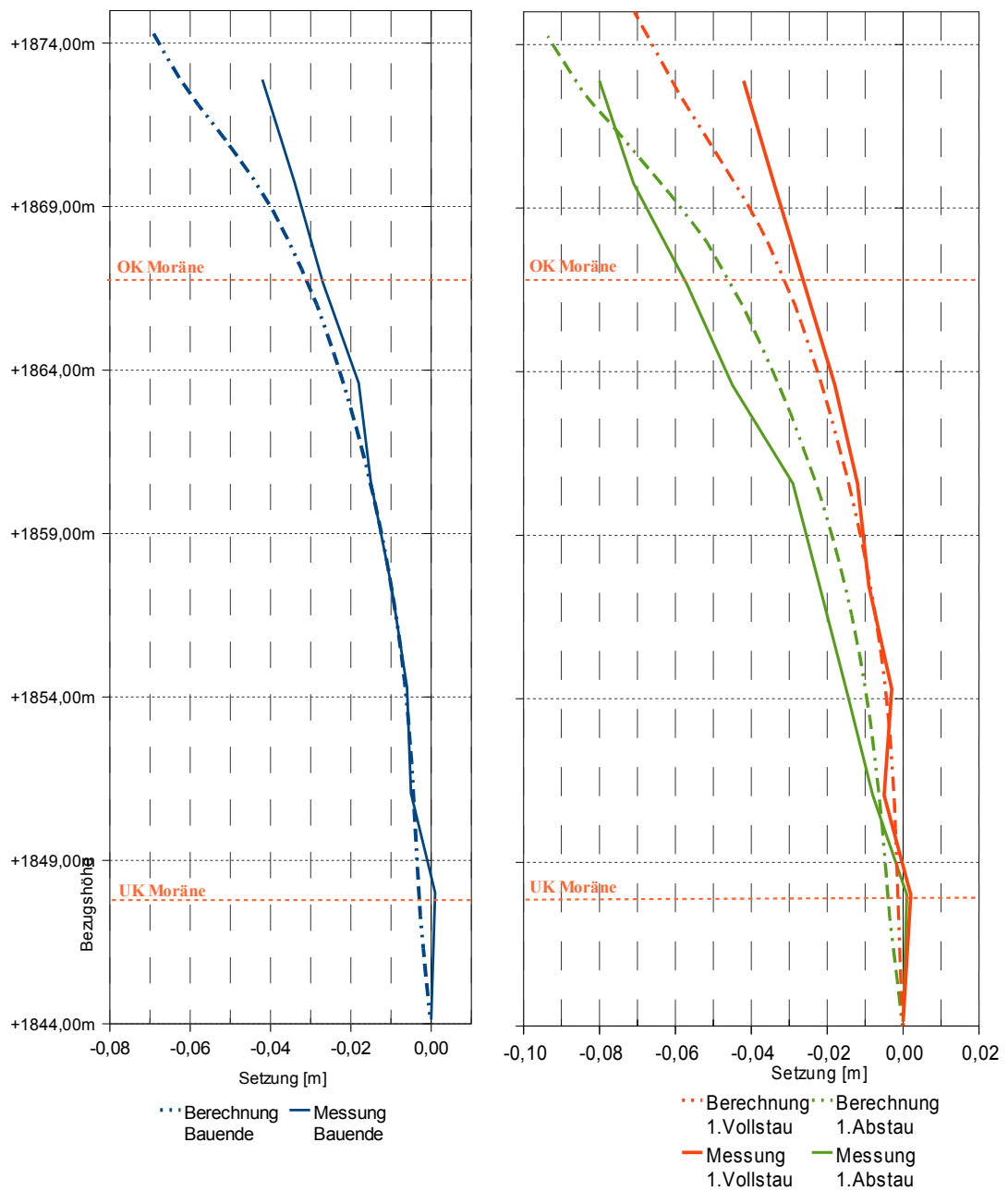
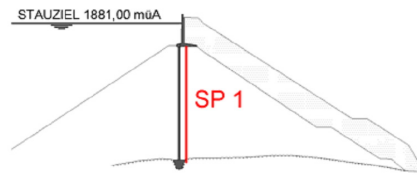


Abb. 112: berechnete kumulative Setzungen SP4

Anm: Es handelt sich hierbei um die berechneten Gesamtsetzungen seit Dammerhöhung

**Anhang G** Vergleich der Messergebnisse mit den Berechnungen  
**Anhang G.1** Setzungen



a) Bauende

b) 1. Vollstau und 1. Abstau

Abb. 113: Vergleich berechneter mit gemessener Setzungen *SP1*

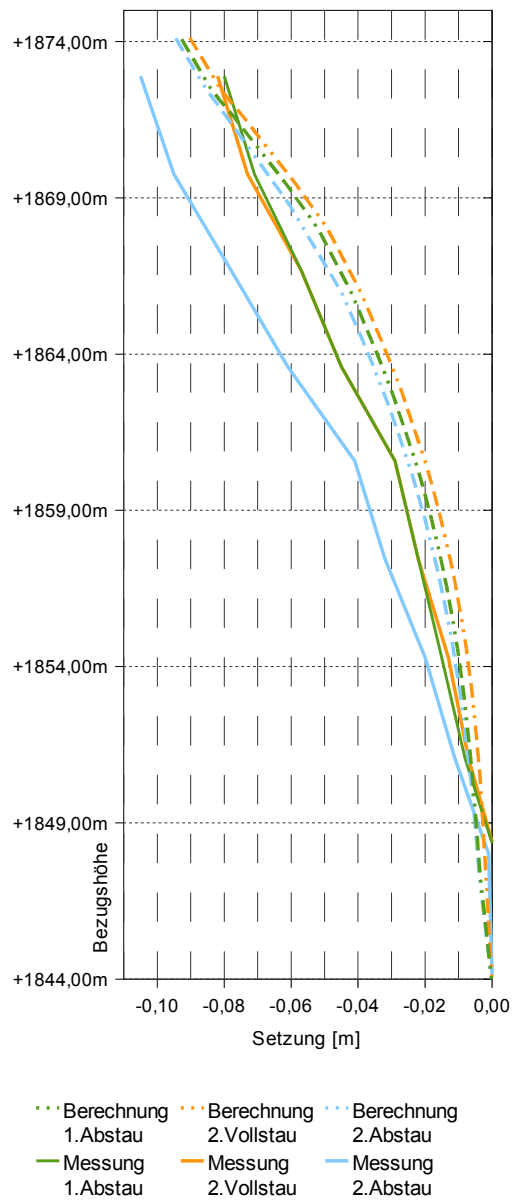
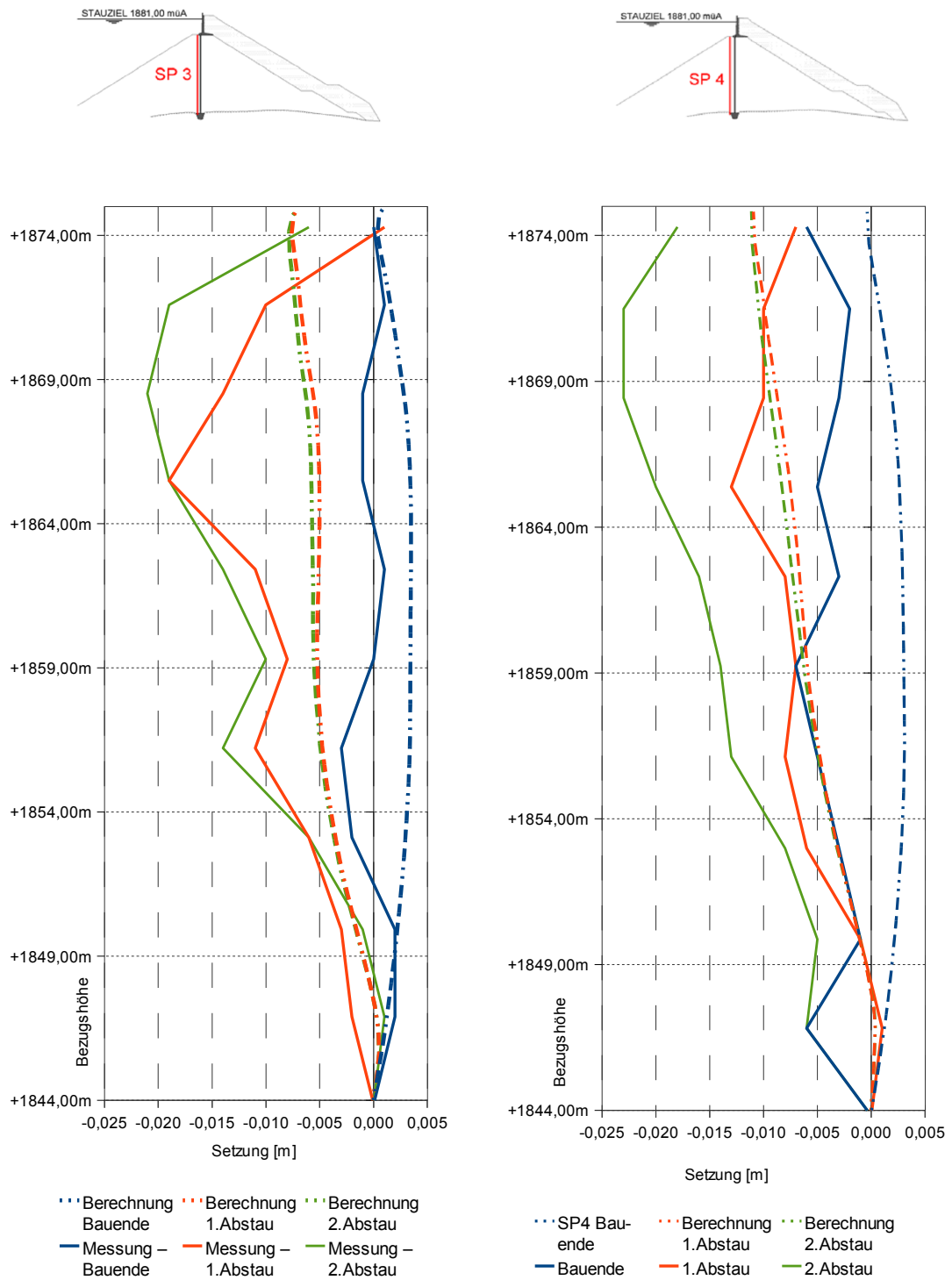


Abb. 114: Vergleich berechneter und gemessener Setzungen *SP1* für weitere Stauphasen



a) SP3

Kriechverformung ~ 0,01 m/Jahr

b) SP4

Kriechverformung ~ 0,01 m/Jahr

Abb. 115: Vergleich berechneter und gemessener Setzungen SP3 und SP4

*Anm:* Die Kriechverformung für den wasserseitigen Stützkörper beträgt rd. 0,01 m/Jahr was die Unterschiede in den Setzungen erklärt



## Anhang G.2 differentielle horizontale Verschiebungen

Nachfolgend finden sich ausgewertete Messergebnisse der Verschiebungspegel *SP1*, *SP3* und *SP4* im Vergleich zu den berechneten Ergebnissen. Da sich die Messergebnisse der Verschiebungspegel auf eine Nullmessung beziehen, die in keinem Zusammenhang zu den im FE-Programm gemessenen Verschiebungen steht, wurden für die Auswertung der horizontalen Verschiebungen differentielle Messwerte verwendet. Anzumerken ist, dass die Messwerte der Inklinometermessungen stark vom Stauspiegel abhängen. Die Messungen erfolgten größtenteils zu Zeitpunkten mit zueinander unterschiedlichen Stauhöhen, was den Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Verschiebungen erschwert. Größtenteils war es jedoch möglich, die FE-Berechnung auf die Randbedingungen der Messungen grob abzustimmen.

### SP1

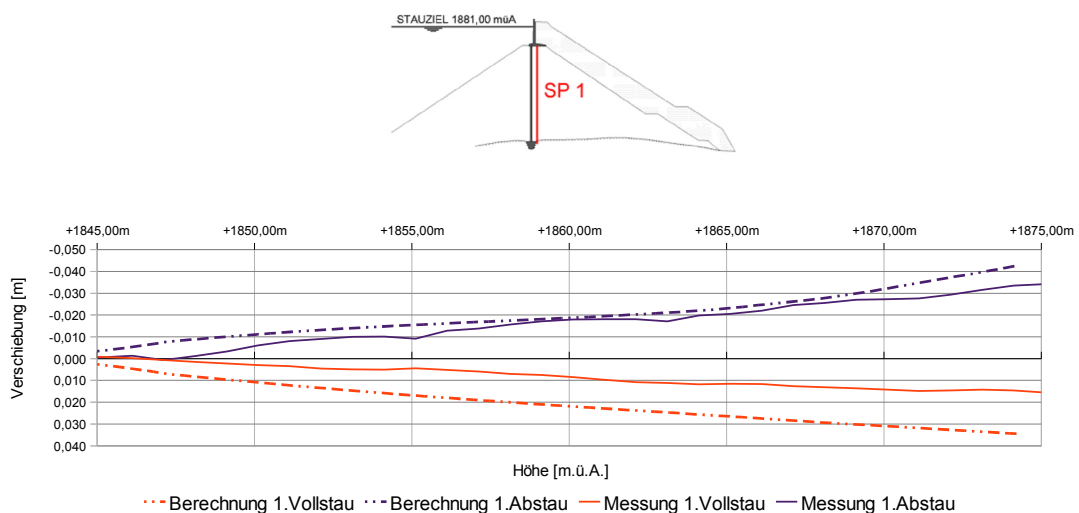


Abb. 116: differentielle horizontale Verschiebungen *SP1*, 1. Vollstau und 1. Abstau

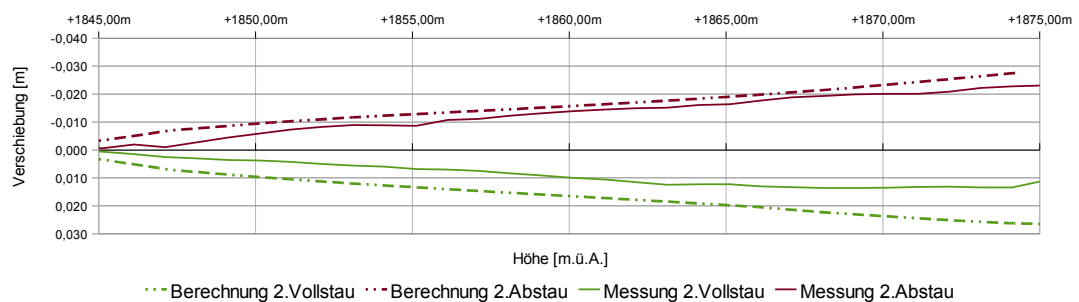


Abb. 117: differentielle horizontale Verschiebungen *SP1*, 2. Vollstau und 2. Abstau

SP3

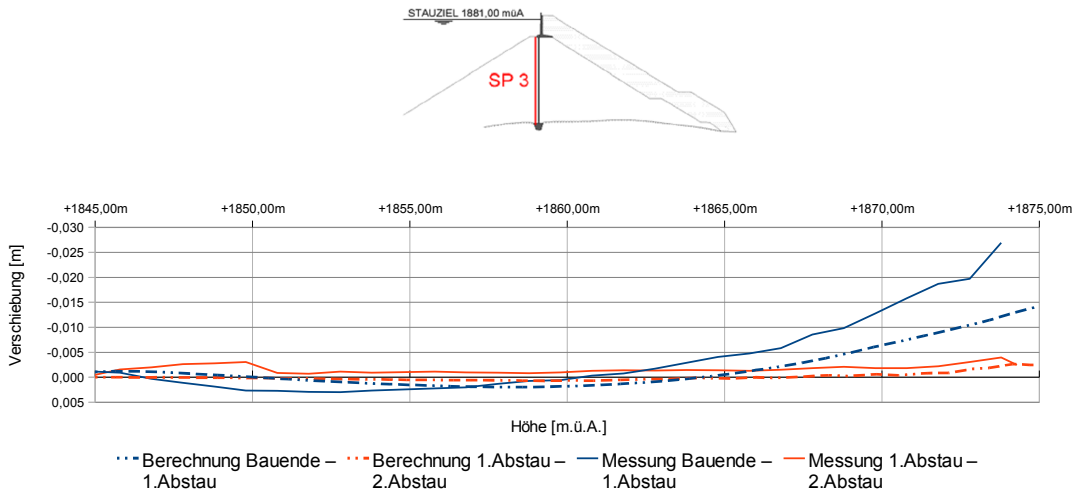


Abb. 118: differentielle horizontale Verschiebungen SP3, Bauende-1.Abstau<sup>85</sup> & 1.Abstau-2.Abstau

SP4

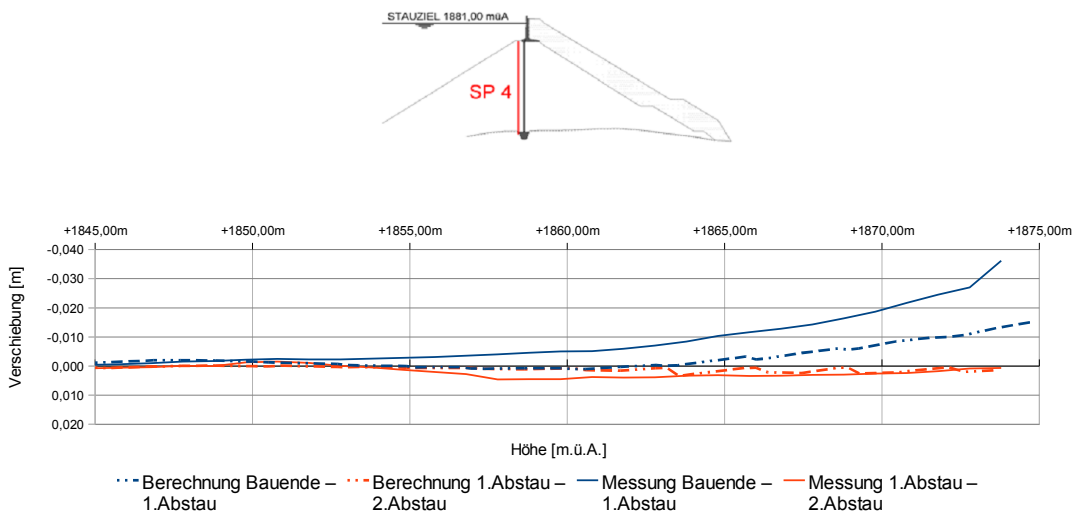


Abb. 119: differentielle horizontale Verschiebungen SP4, Bauende-1.Abstau<sup>85</sup> & 1.Abstau-2.Abstau

<sup>85</sup> unterschiedlicher Wasserspiegel zwischen Berechnung und Messung