

BERDING BETON GmbH

**Wissenschaftliche Untersuchung  
der Stabilität von  
Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerksteinen**

Endbericht  
Projektphase III:  
Auswertung der großmaßstäblichen  
Modellversuche

Dipl.-Ing. Fabian Gier  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Aachen, im Oktober 2011

**Inhaltsverzeichnis**

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>I</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>IV</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>XI</b>
<b>Symbolverzeichnis</b>	<b>XV</b>
Lateinische Symbole .....	XV
Griechische Symbole .....	XVIII
<b>1 Modellversuche am Forschungszentrum Küste (FZK)</b>	<b>1</b>
1.1 Allgemein .....	1
1.2 Aufgabenstellung .....	1
1.3 Vorgehensweise in Projektphase 3 .....	1
<b>2 Modellaufbau</b>	<b>2</b>
2.1 Technische Randbedingungen des Großen Wellenkanals Hannover (GWK).....	2
2.2 Aufbau der Deichstrecke.....	2
2.3 Fußsicherung .....	3
2.4 Sandkern .....	5
2.5 Trennwand .....	7
2.6 Geotextil.....	8
2.7 Kornfilter .....	9
<b>3 Versuchsprogramm</b>	<b>10</b>
3.1 Technische Randbedingungen der Wellenmaschine des Großen Wellenkanals (GWK) .....	10
3.2 Belastung mit regelmäßigen Wellen.....	11
3.3 Belastung mit JONSWAP-Wellenspektren .....	11
<b>4 Beschreibung der Messtechnik</b>	<b>12</b>
4.1 Allgemein .....	12
4.2 Wellenpegel .....	13
4.3 Druckmessdosen .....	15
4.3.1 Allgemein.....	15
4.3.2 Verteilung der Druckmessdosen.....	15
4.4 Schichtdickenpegel .....	17
4.5 Ultraschallsonde .....	18
4.6 Propellersonden.....	18
4.7 Videoaufzeichnung.....	20

4.8	Kraftmesszelle .....	20
<b>5</b>	<b>Vorstellung der Modellphasen</b>	<b>23</b>
5.1	Allgemein .....	23
5.2	Modellphase 1 .....	26
5.2.1	Zielsetzung .....	26
5.2.2	Aufbau der Deckschicht.....	26
5.2.3	Aufbau der Unterschichten .....	30
5.2.4	Anordnung der Druckmessdosen .....	30
5.3	Modellphase 2 .....	32
5.3.1	Zielsetzung .....	32
5.3.2	Aufbau der Deckschicht.....	32
5.3.3	Aufbau der Unterschichten .....	33
5.3.4	Anordnung der Druckmessdosen .....	33
5.4	Modellphase 3 .....	36
5.4.1	Zielsetzung .....	36
5.4.2	Aufbau der Deckschicht.....	37
5.4.3	Aufbau der Unterschichten .....	38
5.4.4	Anordnung der Druckmessdosen .....	40
5.4.5	Zusätzliches Versuchsprogramm .....	43
5.5	Modellphase 4 .....	44
5.5.1	Zielsetzung .....	44
5.5.2	Aufbau der Deckschicht.....	44
5.5.3	Aufbau der Unterschichten .....	44
5.5.4	Anordnung der Druckmessdosen .....	46
5.5.5	Zusätzliches Versuchsprogramm .....	49
<b>6</b>	<b>Methodisches Vorgehen</b>	<b>50</b>
6.1	Verformungsaufnahme .....	50
6.1.1	Allgemein.....	50
6.1.2	Auswahl des Messverfahrens .....	50
6.1.3	Vorstellung des Rechenansatzes .....	51
6.1.4	Vorstellung des graphischen Modells.....	53
6.2	Beschreibung der verwendeten Parameter .....	55
6.3	Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Deckwerks .....	56
6.3.1	Bewertung anhand aufgetretener Verformungen.....	56
6.3.2	Rechnerische Bewertung.....	57
6.4	Ausziehversuche.....	58
<b>7</b>	<b>Reflexionsanalyse</b>	<b>59</b>
7.1	Allgemein .....	59
7.2	Bewertung der Ergebnisse hinsichtlich dem Standort der Reflexionsanalyse .....	59
7.3	Bewertung der Ergebnisse hinsichtlich eines Ist-Soll-Vergleichs .....	62

7.4	Bestimmung der Wellenparameter im Abhängigkeit des Orts .....	64
7.5	Analyse der reflektierten Wellen .....	69
<b>8</b>	<b>Ergebnisse</b> .....	<b>72</b>
8.1	Allgemein .....	72
8.2	Modellphase 1 .....	73
8.2.1	Beschreibung des Versuchsablaufs .....	73
8.2.2	Verformungen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2 .....	75
8.2.3	Beurteilung der Widerstandsfähigkeit .....	77
8.2.4	Ausziehversuche .....	80
8.3	Modellphase 2 .....	81
8.3.1	Beschreibung des Versuchsablaufs .....	81
8.3.2	Verformungen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2 .....	82
8.3.3	Beurteilung der Widerstandsfähigkeit .....	88
8.3.4	Ausziehversuche .....	91
8.4	Modellphase 3 .....	93
8.4.1	Beschreibung des Versuchsablaufs .....	93
8.4.2	Verformungen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2 .....	98
8.4.3	Beurteilung der Widerstandsfähigkeit .....	105
8.4.4	Ausziehversuche .....	109
8.5	Modellphase 4 .....	112
8.5.1	Beschreibung des Versuchsablaufs .....	112
8.5.2	Verformungen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2 .....	113
8.5.3	Beurteilung der Widerstandsfähigkeit .....	125
8.5.4	Ausziehversuche .....	131
8.6	Zusammenfassung .....	132
8.6.1	Beurteilung der Widerstandsfähigkeit .....	132
8.6.2	Verformungen der Deckschichten .....	132
8.6.3	Ausziehversuche .....	134
<b>9</b>	<b>Unterschriften</b> .....	<b>135</b>
	<b>Bibliographie</b> .....	<b>136</b>
	<b>Anhang A Regelmäßige Wellen</b> .....	<b>138</b>
A.1	Beschreibung der verwendeten Parameter .....	138
A.2	Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Deckwerks .....	138
A.3	Reflexionsanalyse .....	139

**Abbildungsverzeichnis**

Abbildung 2.1:	Lage des Ursprungs des GWK-internen Koordinatensystems .....	2
Abbildung 2.2:	Aufbau der Deichstrecke (verändert nach FZK, 2011) .....	3
Abbildung 2.3:	Aufbau der Deichstrecke .....	3
Abbildung 2.4:	Fußsicherung ausgebildet mit dem Verkalit®-Holm (BERDING BETON, 2010) .....	4
Abbildung 2.5:	Fundamentstreifen aus Beton dient der Auflagefläche für den Verkalit®-Holm (BERDING BETON, 2010).....	5
Abbildung 2.6:	Sieblinie des Sandes, eingesetzt für den Vorstand und den Deckwerkunterbau (verändert nach FZK, 2001).....	6
Abbildung 2.7:	Verdichtung des Sandkerns mit Hilfe einer Rüttelplatte .....	7
Abbildung 2.8:	Einbau der Trennwand in den Sandkern .....	7
Abbildung 2.9:	fertiggestellte Trennwand mit Metallnase .....	8
Abbildung 2.10:	links: Einbau des Geotextils; rechts: verlegtes Geotextil in Abschnitt 2.....	9
Abbildung 2.11:	Herstellung des undurchlässigen Überlappungsbereichs in der Realität (Quelle WESELOH, 2011).....	9
Abbildung 2.12:	devonischer, tektonisch kaum beanspruchter Massenkalk mit einer Körnung von 2-16 mm (links) und mit einer Körnung von 16-32 mm (rechts) .....	10
Abbildung 4.1:	links: Wellenpegel im Einsatz; rechts: Schema eines Wellenpegels.....	14
Abbildung 4.2:	eingesetzte 5bar Druckmessdose zur Bestimmung des Drucks an der Deckwerksoberfläche.....	15
Abbildung 4.3:	aufgebohrte Verkalit®-Deckwerksteine 180 mm ohne modifizierte Feder und Öffnung (links); Verkalit®-Deckwerkstein mit eingesetzter Druckmessdose.....	16
Abbildung 4.4:	Links: Positionierung der Porendruckmessdosen im Sandkern Ebene 2, Abschnitt 1; Rechts: Positionierung der Porendruckmessdosen im Kornfilter, Abschnitt 1 .....	17
Abbildung 4.5:	Ultraschallsonde und deren Messschema .....	18
Abbildung 4.6:	Propellersonde und Schichtdickenpegel im Betrieb.....	19
Abbildung 4.7:	Kraftmesszelle.....	20

Abbildung 4.8:	Darstellung des Längsschnitts und der Draufsicht des Deichs zur Identifikation der Lage der Messinstrumente während der Modellphase 1 .....	21
Abbildung 4.9:	Messtechnikkomponenten – Schematische Übersicht über der Signalwege der Messwerterfassung.....	22
Abbildung 5.1:	Ablauf der geplanten Modellphasen am GWK Hannover .....	24
Abbildung 5.2:	Abmessungen des Standard Verkalit®-Deckwerksteins (BERDING BETON, 2010) .....	26
Abbildung 5.3:	Definition des Zusammenhangs zwischen dem Fugenabstand und der Längsfuge .....	27
Abbildung 5.4:	Fugenbreite eines Setzsteindeckwerks (verändert nach PILARCZYK, 1998) .....	29
Abbildung 5.5:	Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 1 während der Modellphase 1 .....	31
Abbildung 5.6:	Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 1 während der Modellphase 2.....	35
Abbildung 5.7:	Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 2 während der Modellphase 2.....	36
Abbildung 5.8:	Erscheinungsbild des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm (BERDING BETON, 2010).....	37
Abbildung 5.9:	Deckwerksaufbau der Abschnitte 1 und 2 der Modellphase 3.....	39
Abbildung 5.10:	links: Kalksplitt 2 bis 16 mm vor und nach der Modellphase 2; rechts: mit Sand versetzter Kornfilter während des Ausbaus.....	40
Abbildung 5.11:	Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 1 während der Modellphase 3.....	42
Abbildung 5.12:	Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 2 während der Modellphase 3.....	43
Abbildung 5.13:	Änderungen des Höhenniveaus und des Deckwerksaufbaus zwischen der Modellphase 3 und 4.....	46
Abbildung 5.14:	Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 1 während der Modellphase 4.....	47
Abbildung 5.15:	Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 2 während der Modellphase 4.....	49
Abbildung 5.16:	künstliche Fehlstelle in Modellphase 4, Abschnitt 2 während des zusätzlichen Versuchsprogramms.....	50
Abbildung 6.1:	Ausgewähltes Messverfahren .....	51
Abbildung 6.2:	Berechnung der relativen Lageänderungen eines Setzsteins .....	51
Abbildung 6.3:	Skizze der gewonnen Mess- und Zielgrößen .....	52

Abbildung 6.4:	Lage des Ursprungs des Koordinatensystems zur Erfassung der Setzungen bzw. Hebungen und Gleitungen.....	54
Abbildung 6.5:	Beispielhafte Darstellung einer Verformung.....	54
Abbildung 6.6:	Vergleich der tatsächlichen und der modelltechnisch darstellbaren Ausrichtung .....	55
Abbildung 6.7:	Skizze des Ausziehversuchs.....	58
Abbildung 7.1:	Vergleich der einlaufende Wellenhöhe $H_{m0\_WH1}$ an der Wellenharfe 1 und der Wellenhöhe $H_{m0\_WH2}$ an der Wellenharfe 2.....	61
Abbildung 7.2:	Vergleich der spektralen Wellenperiode $T_{m-1,0\_WH1}$ an der Wellenharfe 1 und spektralen Wellenperiode .....	62
Abbildung 7.3:	Zeitreihe der einlaufenden und reflektierten Welle.....	62
Abbildung 7.4:	Vergleich einlaufende Wellenhöhe $H_{m0}$ und der vorgegebenen Wellenhöhe $H_{nom}$ für alle Modellversuche mit Wellenspektren .....	63
Abbildung 7.5:	Vergleich ermittelte Wellenperiode $T_{m-1,0}$ und der vorgegebenen Eingangswellenperiode $T_{nom}$ für alle Modellversuche mit Wellenspektren.....	64
Abbildung 7.6:	Wellenverformung bei abnehmender Wassertiefe auf Basis der linearen Wellentheorie... ..	66
Abbildung 7.7:	Vorgehensweise zur Ermittlung der Wellenparameter ausgehend von Wellenharfe 1 .....	67
Abbildung 7.8:	Darstellung der Tiefwasserwellenhöhe $H_0$ und der Wellenhöhe an der Wellenharfe 1 $H_{m0}$ ..	68
Abbildung 7.9:	Darstellung der Tiefwasserwellenhöhe $H_0$ und der Wellenhöhe am Bauwerksfuß $H_S$ .....	69
Abbildung 7.10:	Einfluss mittlere Wellenperiode $T_{m-1,0}$ auf Reflexionskoeffizienten $K_r$ für Wellenspektren ..	70
Abbildung 7.11:	Darstellung des Reflexionskoeffizienten $K_r$ und der Brecherkennzahl $\xi_0$ .....	72
Abbildung 8.1:	links: Abschnitt 2 (Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338) mit deutlich erkennbaren Setzungen bzw. Hebungen im Bereich des Ruhewasserspiegels von 4,5 m; rechts: Abschnitt 1 (Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm) mit unveränderten Fugenbild ..	74
Abbildung 8.2:	Veränderung der Längsfuge des Pflastersteins 180°mm nach DIN EN 1338 infolge der Belastung des Deckwerks mit dem Wellenspektrum JONSWAP 7.....	74
Abbildung 8.3:	Darstellung des Abschnitts - 2 links: Herausschießendes Wasser aus den aufgeweiteten Längsfugen während des Wellenablaufs; rechts: Detailaufnahme im Bereich des Ruhewasserspiegels mit lokalen Setzungen und Hebungen .....	75
Abbildung 8.4:	Deckschicht des Abschnitts 1 nach Ende der Versuche der Modellphase 1.....	76

Abbildung 8.5:	Versagen des Pflastersteins 180°mm nach DIN EN 1338 (2003) im Abschnitt 2 der Modellphase 1 .....	77
Abbildung 8.6:	Stabilitätskoeffizienten für den Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338 für Wellenspektren .....	79
Abbildung 8.7:	Stabilitätskoeffizienten für Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338 für regelmäßige Wellen .....	79
Abbildung 8.8:	Übersicht über die Position der Ausziehversuche im Abschnitt 2 am Ende der Modellphase 1 .....	80
Abbildung 8.9:	zeitlicher Ablauf einer einlaufenden Welle mit Wellenbrechen, Wellenauf- und Wellenablauf .....	81
Abbildung 8.10:	Deckwerk des Abschnitts 2 vor Beginn der Versuchsphase 2 .....	83
Abbildung 8.11:	Deckwerk des Abschnitts 1 nach Abschluss der Versuchsphase 2 .....	84
Abbildung 8.12:	Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 1 im Querschnitt infolge von Modellphase 2	85
Abbildung 8.13:	Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 2 .....	86
Abbildung 8.14:	Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 2 im Querschnitt infolge der Modellphase 2	86
Abbildung 8.15:	Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 1 nach Abschluss der Versuchsphase 2 .....	87
Abbildung 8.16:	Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 2 .....	88
Abbildung 8.17:	Stabilitätskoeffizienten für den haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm für Wellenspektren .....	90
Abbildung 8.18:	Stabilitätskoeffizienten für den haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm für regelmäßige Wellen .....	90
Abbildung 8.19:	notwendige Anhebung zum Herauslösen eines Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm bzw. haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm .....	91
Abbildung 8.20:	zeitlicher Ablauf des Ausziehversuchs des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein 19-N in der Modellphase 2, Abschnitt 2 .....	92
Abbildung 8.21:	links: ausgezogener, haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 47-N , Abschnitt 2; haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 47-N im Detail .....	92
Abbildung 8.22:	links: Abschnitt 2 (modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm) mit veränderten Fugenbild im Bereich von 3,7 m; rechts: Abschnitt 1 (Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm) mit veränderten Fugenbild im Bereich von 3,7 m .....	95



Abbildung 8.23:	Darstellung des Abschnitts 1 (Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm) links: Draufsicht auf den belasteten Bereich, rechts: Detailaufnahme des Bereichs um den Schichtdickenpegel DSP1_Z98.....	96
Abbildung 8.24:	Umlagerungen im Kornfilter des Abschnitts 1 infolge des Versuchsprogramms links: Erscheinungsbild des Sandkerns infolge des Versuchsprogramms .....	97
Abbildung 8.24:	Darstellung des Abschnitts 2, modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm: links: Draufsicht auf den belasteten Bereich, rechts: Detailaufnahme des Bereichs um die Druckmessdose P2 (Höhe 3,2 m).....	97
Abbildung 8.25:	Deckwerk des Abschnitts 2 vor Beginn der Versuchsphase 3 .....	98
Abbildung 8.26:	Deckwerk des Abschnitts 1 nach Abschluss der Versuchsphase 3 .....	100
Abbildung 8.27:	Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 1 im Querschnitt von Modellphase 2 bis Modellphase 3.....	101
Abbildung 8.28:	Abschnitt 1 nach Ende der Versuchsphase 3 .....	101
Abbildung 8.29:	Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 3 .....	102
Abbildung 8.30:	Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 2 im Querschnitt infolge der Modellphase 3 .....	103
Abbildung 8.31:	Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 1 nach Abschluss der Versuchsphase 3... ..	104
Abbildung 8.32:	Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 3... ..	105
Abbildung 8.32:	Verlegungsgenauigkeit des Hydroblocks an der Westerschelde (Niederlande), Aufnahmedatum 29.08.2011 (Quelle SCHÜTTRUMPF).....	106
Abbildung 8.33:	Stabilitätskoeffizienten für den Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm für Wellenspektren .....	107
Abbildung 8.34:	Stabilitätskoeffizienten für den Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm für regelmäßige Wellen, keine Verformungen erkennbar .....	108
Abbildung 8.35:	Ansicht des Rahmens mit Anhängervorrichtung, Hydraulikzylinder und Waage (STEGMAIER, 2010).....	110
Abbildung 8.36:	Materialversagen infolge des Ausziehversuchs des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm 19 N.....	111
Abbildung 8.37:	Deckwerk des Abschnitts 1 vor Beginn der Versuchsphase 4 .....	114
Abbildung 8.38:	Deckwerk des Abschnitts 2 vor Beginn der Versuchsphase 4 .....	115

Abbildung 8.39:	Deckwerk des Abschnitts 1, Modellphase 4 nach Abschluss des Standard Versuchsprogramms.....	116
Abbildung 8.40:	Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 1 im Querschnitt infolge der Modellphase 4 .....	117
Abbildung 8.41:	Deckwerk des Abschnitts 1, Modellphase 4 nach Abschluss des zusätzlichen Versuchsprogramms.....	118
Abbildung 8.42:	Deckwerk des Abschnitts 2, Modellphase 4 nach Abschluss des standardmäßigen Versuchsprogramms.....	119
Abbildung 8.43:	Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 2 im Querschnitt infolge der Modellphase 4 .....	120
Abbildung 8.44:	Erscheinungsbild der Deckschicht des Abschnitts 2 infolge des Anlupfens des Deckwerksteins 24 N vor Beginn des zusätzlichen Versuchsprogramms .....	121
Abbildung 8.45:	Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 4 mit dem zusätzlichen Versuchsprogramm .....	122
Abbildung 8.46:	Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 1, Modellphase 4 nach Abschluss des standardmäßigen Versuchsprogramms .....	123
Abbildung 8.47:	Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 1, Modellphase 4 nach Abschluss des zusätzlichen Versuchsprogramms.....	124
Abbildung 8.48:	Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 2, Modellphase 4 nach Abschluss des Standard Versuchsprogramm .....	125
Abbildung 8.49:	Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm für Wellenspektren, keine Verformungen erkennbar.....	127
Abbildung 8.50:	Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm für regelmäßige Wellen, keine Verformungen erkennbar .....	128
Abbildung 8.51:	Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm für Wellenspektren der Modellphasen 3 und 4, keine Verformung erkennbar .....	130
Abbildung 8.52:	Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm für regelmäßige Wellen der Modellphasen 3 und 4, keine Verformung erkennbar .....	130
Abbildung 8.53:	Erscheinungsbild des ausgezogenen, modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 250 mm 47 E .....	131

Abbildung 8.54:	Zusammenfassung der durchschnittlichen Senkungen bzw. Hebungen der Modellphasen 1 bis 4 .....	133
Abbildung 8.55:	Zusammenfassung der durchschnittlichen Gleitungen der Modellphasen 1 bis 4 .....	134
Abbildung 8.56:	Zusammenfassung der Ausziehversuche der Modellphase 1 bis 4 .....	135
Abbildung A.1:	Vergleich einlaufende Wellenhöhe $H_{REG}$ und der vorgegebenen Wellenhöhe $H_{nom}$ für alle Modellversuche mit regelmäßigen Wellen .....	139
Abbildung A.2:	Vergleich ermittelte Wellenperiode $T_{REG}$ und der vorgegebenen Eingangswellenperiode $T_{nom}$ für alle Modellversuche mit regelmäßigen Wellen .....	140
Abbildung A.3:	Vorgehensweise zur Ermittlung der Wellenparameter ausgehend von Wellenharfe 1 ....	142
Abbildung A.4:	Darstellung der Tiefwasserwellenhöhe $H_{0,REG}$ und der Wellenhöhe an der Wellenharfe 1 $H_{REG}$ .....	143
Abbildung A.5:	Darstellung der Tiefwasserwellenhöhe $H_{0,REG}$ und der Wellenhöhe am Bauwerksfuß $H_{S,REG}$ .....	144
Abbildung A.6:	Einfluss mittlere Wellenperiode $T_{REG}$ auf Reflexionskoeffizienten $K_{r,REG}$ für regelmäßige Wellen .....	145
Abbildung A.7:	Darstellung des Reflexionskoeffizienten $K_{r,REG}$ und der Brecherkennzahl $\xi_{REG}$ .....	146

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Technische Angaben zum Verkalit®-Holm (BERDING BETON, 2010).....	4
Tabelle 2.2:	Labortechnische Untersuchungen der Firma BERDING BETON GmbH zu den Eigenschaften des Kornfiltermaterials.....	10
Tabelle 3.1:	Versuchsprogramm – regelmäßige Wellen.....	11
Tabelle 3.2:	Versuchsprogramm – regelmäßige Wellen, optional .....	11
Tabelle 3.3:	Versuchsprogramm – JONSWAP-Wellenspektren .....	12
Tabelle 3.4:	Versuchsprogramm – JONSWAP-Wellenspektren, optional.....	12
Tabelle 3.5:	Versuchsprogramm – JONSWAP-Wellendauerspektren.....	12
Tabelle 4.1:	Positionierung der Wellenpegel im GWK.....	14
Tabelle 4.2:	Standort der Schichtdickenpegel.....	18
Tabelle 4.3:	Standort der Ultraschallsonde .....	18
Tabelle 4.4:	Standort der Propellersonden .....	19
Tabelle 4.5:	Abschätzung der maximalen Auflaufgeschwindigkeit an der Deichkrone im geplanten Versuchsprogramm .....	20
Tabelle 5.1:	Deckwerksaufbau in den verschiedenen Modellphasen.....	25
Tabelle 5.2:	Öffnungsverhältnis des Standard Verkalit®-Deckwerksteins in Abhängigkeit vom Fugenabstand $s_F$ (verändert nach BERDING BETON, 2010) .....	28
Tabelle 5.3:	Technische Angaben zum Standard Verkalit®-Deckwerkstein (BERDING BETON, 2010) und dem Pflasterstein nach DIN EN 1338 (2003) .....	30
Tabelle 5.4:	Positionierung der Druckmessdosen in der Modellphase 1 / Abschnitt 1 .....	31
Tabelle 5.5:	Technische Angaben zum Standard-Verkalit®-Deckwerkstein und dem haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein (verändert nach BERDING BETON, 2010) .....	33
Tabelle 5.6:	Positionierung der Druckmessdosen in der Modellphase 2 / Abschnitt 1 .....	33
Tabelle 5.7:	Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphase 2 / Abschnitt 2.....	35
Tabelle 5.8:	Öffnungsverhältnis der modifizierten Verkalit®-Deckwerksteine 180 mm und 250 mm in Abhängigkeit vom Fugenabstand $s_F$ (verändert nach BERDING BETON, 2010).....	38

Tabelle 5.9:	Technische Angaben zum Standard-Verkalit®-Deckwerkstein und dem modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein (verändert nach BERDING BETON, 2010).....	38
Tabelle 5.10:	Labortechnische Untersuchungen des Filtermaterials vor und nach der Modellphase 2...	40
Tabelle 5.11:	Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphasen 3 / Abschnitt 1.....	40
Tabelle 5.12:	Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphase 3 / Abschnitt 2.....	42
Tabelle 5.13:	Versuchsprogramm – regelmäßige Wellen.....	44
Tabelle 5.14:	Technische Angaben zu den modifizierten Verkalit®-Deckwerksteinen 180 bzw. 250 mm (verändert nach BERDING BETON, 2010).....	44
Tabelle 5.15:	Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphase 4 / Abschnitt 1.....	46
Tabelle 5.16:	Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphase 4 / Abschnitt 2.....	48
Tabelle 6.1:	Liste der verwendeten Parameter – Wellenspektren.....	56
Tabelle 7.1:	JONSWAP-Wellenspektren des Versuchsprogramms, die Wellenüberlauf verursachen ..	70
Tabelle 8.1:	Zeitlicher Ablauf der Modellphase 1.....	73
Tabelle 8.2:	Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm der Modellphase 1 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar.....	78
Tabelle 8.3:	Stabilitätskoeffizienten des Pflastersteins 180°mm nach DIN EN 1338 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar .....	78
Tabelle 8.4:	Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 1 .....	80
Tabelle 8.5:	Zeitlicher Ablauf der Modellphase 2.....	81
Tabelle 8.6:	aufgetretene Verformungen des Abschnitts 1 bei Modellphase 2.....	88
Tabelle 8.7:	Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm der Modellphase 2 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar.....	89
Tabelle 8.8:	aufgetretene Verformungen des Abschnitts 2 infolge der Modellphase 2.....	89
Tabelle 8.9:	Stabilitätskoeffizienten des haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar .....	89

Tabelle 8.10:	Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 2 .....	91
Tabelle 8.11:	Zeitlicher Ablauf der Modellphase 3.....	93
Tabelle 8.12:	aufgetretene Verformungen des Abschnitts 1 infolge der Modellphase 3.....	105
Tabelle 8.13:	Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm der Modellphase 3 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar.....	106
Tabelle 8.14:	Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm - kein Verformungsbeginn erkennbar .....	107
Tabelle 8.15:	aufgetretene Verformungen des Abschnitts 2 infolge der Modellphase 3.....	108
Tabelle 8.16:	Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm der Modellphase 3 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar .....	109
Tabelle 8.17:	Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 3, Abschnitt 1 .....	109
Tabelle 8.18:	Maximale Festigkeit des Steinverbundes in Bezug auf die Fugenbreite (verändert nach STEGMAIER, 2010).....	110
Tabelle 8.19:	Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 3, Abschnitt 2 .....	111
Tabelle 8.20:	Zeitlicher Ablauf der Modellphase 4.....	112
Tabelle 8.21:	aufgetretene Verformungen des Abschnitts 1, Modellphase 4 infolge des Standard Versuchsprogramm .....	125
Tabelle 8.22:	Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm der für Wellenspektren und regelmäßige Wellen infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms.....	126
Tabelle 8.23:	aufgetretene Verformungen des Abschnitts 1, Modellphase 4 infolge des zusätzlichen Versuchsprogramms.....	126
Tabelle 8.24:	Stabilitätskoeffizienten des modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm für Wellenspektren und regelmäßige Wellen - kein Verformungsbeginn erkennbar .....	127
Tabelle 8.25:	aufgetretene Verformungen des Abschnitts 2, Modellphase 4 infolge des Standard Versuchsprogramms.....	128
Tabelle 8.26:	Stabilitätskoeffizienten der Deckschicht in Abschnitt 2, Modellphase 4 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms .....	129

---

Tabelle 8.27:	Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm - kein Verformungsbeginn erkennbar .....	129
Tabelle 8.28:	Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 4, Abschnitt 1 .....	131
Tabelle 8.29:	Maximale Stabilitätskoeffizienten und Brecherkennzahlen der Wellenspektren aus Modellphase 1 - 4 .....	132
Tabelle 8.30:	Maximale Stabilitätskoeffizienten und Brecherkennzahlen der Regelmäßigen Wellen ...	132
Tabelle 8.31:	Gemessene mittlere und maximale Verformungen .....	133

## Symbolverzeichnis

### Lateinische Symbole

Zeichen	Beschreibung	Einheit
$a, b$	Strukturparameter, abhängig von Durchlässigkeit, Rauigkeit, Geometrie und Wassertiefe	mm
$A_0$	Fugenfläche der modifizierter Verkalit®-Deckwerksteine	mm <sup>2</sup>
$A_G$	Gesamtfläche Standard Verkalit®-Deckwerkstein	mm <sup>2</sup>
$A_R$	Aussparungsfläche der rillierten Feder der modifizierter Verkalit®-Deckwerksteine	mm <sup>2</sup>
$B_S$	Breite des Setzsteins	m
$c$	lokale Wellengeschwindigkeit	m/s
$c_0$	Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser	m/s
$d$	lokale Wassertiefe	m
$D_g$	Durchmesser der Entwässerungslöcher	m
$D_S$	Setzsteindicke, 20%-Quantil	m
$f$	Stabilitätskoeffizient	-
$H$	Wellenhöhe an der Stelle mit der Wassertiefe $d$	m
$H_{nom}$	vorgegebene Wellenhöhe	m
$H_s$	Wellenhöhe am Bauwerksfuß für Wellenspektren	m
$H_{s\_REG}$	Wellenhöhe am Bauwerksfuß für regelmäßige Wellen	m
$H_{m0(\_WH1)}$	Wellenhöhe an der Wellenharfe 1 für Wellenspektren	m
$H_{m0(\_WH2)}$	Wellenhöhe an der Wellenharfe 2 für Wellenspektren	m
$(H_{m0})_i$	einlaufende Wellenhöhe	m
$(H_{m0})_r$	reflektierte Wellenhöhe	m
$H_{\_REG}$	Wellenhöhe an der Wellenharfe 1 für regelmäßige Wellen	m
$H_0$	Wellenhöhe im Tiefwasser für Wellenspektren	m
$H_{0\_REG}$	Wellenhöhe im Tiefwasser für regelmäßige Wellen	m
$i, j$	Strukturparameter, abhängig von der Beschaffenheit der Böschung	-



$K$	Shoalingkoeffizient	-
$K_r$	Reflexionskoeffizient	-
$k_f$	Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
$L$	Wellenlänge an der Stelle mit der Wassertiefe $d$	m
$L_0$	Wellenlänge im Tiefwasser für Wellenspektren	m
$L_{0\_REG}$	Wellenlänge im Tiefwasser für regelmäßige Wellen	m
$L_B$	Länge des Setzsteins	m
$L_{m-1,0}$	Wellenlänge an der Wellenharfe 1 für Wellenspektren	m
$L_{\_REG}$	Wellenlänge an der Wellenharfe 1 für regelmäßige Wellen	m
$L_S$	Wellenlänge am Bauwerksfuß für Wellenspektren	m
$L_{S\_REG}$	Wellenlänge am Bauwerksfuß für regelmäßige Wellen	m
$L_R$	Rastermaß	mm
$m_P$	Masse des Pflastersteins nach DIN EN 1338	kg
$m_V$	Masse des Standard Verkalit®-Deckwerksteins	kg
$n$	Verhältnis Gruppengeschwindigkeit und Wellengeschwindigkeit	-
$n_j$	Anzahl der Deckwerksteine in der Reihe $j$	-
$N_E$	Anzahl der Entwässerungslöcher	-
$s$	Zwangsfugenbreite	mm
$s_F$	durchschnittliche Fugenbreite	m
$s_i$	Fugenbreite im Verbund	m
$s_{ML, SMQ}$	Mindestlängsfuge bzw. -querfuge	mm
$s_0$	Wellensteilheit im Tiefwasser für Wellenspektren	-
$s_{0\_REG}$	Wellensteilheit im Tiefwasser für regelmäßige Wellen	-
$s_{m-1,0}$	Wellensteilheit an der Wellenharfe 1 für Wellenspektren	-
$s_{\_REG}$	Wellensteilheit an der Wellenharfe 1 für regelmäßige Wellen	-

---

$s_S$	Wellensteilheit am Bauwerksfuß für Wellenspektren	-
$s_{S\_REG}$	Wellensteilheit am Bauwerksfuß für regelmäßige Wellen	-
$T_{nom}$	vorgegebene Wellenperiode	
$T_{m-1,0\_WH1}$	Spektrale Wellenperiode, gemessen an Wellenharfe 1	s
$T_{m-1,0\_WH2}$	Spektrale Wellenperiode, gemessen an Wellenharfe 2	s
$T_P$	Peak-Wellenperiode, gemessen an Wellenharfe 1	s
$T_{REG}$	Wellenperiode der regelmäßigen Wellen	s
$x_m$	Abweichung des Steingewichts	%
$x_i$	Merkmalsausprägung am i-ten Element der Stichprobe	-

## Griechische Symbole

Zeichen	Beschreibung	Einheit
$\alpha$	Böschungswinkel, $\tan \alpha = 1:n$	°
$\zeta_0$	Brecherkennzahl im Tiefwasser für Wellenspektren	-
$\zeta_{0\_REG}$	Brecherkennzahl im Tiefwasser für regelmäßige Wellen	
$\zeta_{m-1,0}$	Brecherkennzahl an der Wellenharfe 1 für Wellenspektren	
$\zeta_{\_REG}$	Brecherkennzahl an der Wellenharfe 1 für regelmäßige Wellen	
$\zeta_S$	Brecherkennzahl am Bauwerksfuß für Wellenspektren	
$\zeta_{S\_REG}$	Brecherkennzahl am Bauwerksfuß für Wellenspektren	
$\zeta_{op}$	Brecherkennzahl bzgl. Stabilitätsfragen für Wellenspektren	
$\zeta_{op\_REG}$	Brecherkennzahl bzgl. Stabilitätsfragen für regelmäßige Wellen	
$\zeta_{op\_max}$	maximale Brecherkennzahl bzgl. Stabilitätsfragen für Wellenspektren	
$\zeta_{op\_min}$	minimale Brecherkennzahl bzgl. Stabilitätsfragen für Wellenspektren	
$\zeta_{op\_REG\_max}$	maximale Brecherkennzahl bzgl. Stabilitätsfragen für regelmäßige Wellen	
$\zeta_{op\_REG\_min}$	minimale Brecherkennzahl bzgl. Stabilitätsfragen für regelmäßige Wellen	
$\rho_S$	Dichte des Setzsteins	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_W$	Dichte des Wassers	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma'$	Variationskoeffizient	-
$\sigma_x$	Standardabweichung	-
$\Delta$	relative Setzsteindichte	-
$\Delta a$	relative Gleitung	mm
$\Delta b_x$	fugenbedingter Anteil der relativen Höhenänderung $\Delta b$	mm
$\Delta b_y$	setzungsbedingter Anteil der relativen Höhenänderung $\Delta b$	mm
$\Delta x$	tatsächliche Gleitung	mm
$\Delta x_{i,j}$	Wert der Gleitung des einzelnen Deckwerksteins i in der Reihe j	mm
$\Delta x_{j,M}$	Mittelwert der Gleitung der Steinreihe j	°

---

$\Delta y$	Höhenänderung (Setzung bzw. Hebung)	mm
$\Omega$	Relative Öffnungsweite	-
$\Omega_{MV}$	relative Öffnungsverhältnis modifizierter Verkalit®-Deckwerksteine	%
$\Omega_P$	Relatives Öffnungsverhältnis des Pflastersteins nach DIN EN 1338	%
$\mu_z$	arithmetisches Mittel	-

# 1 Modellversuche am Forschungszentrum Küste (FZK)

## 1.1 Allgemein

Uferböschungen im Küsten- und Ästuarbereich aber auch an Kanälen und Flüssen werden durch Strömungen und Wellen belastet. Um eine Erosion der Ufer und damit eine Gefährdung der Standsicherheit von Hochwasserschutzbauwerken zu vermeiden, sind Uferbefestigungen aus Deckwerkssteinen erforderlich. Allein in Deutschland schützen mehr als 1200 km an See- und Ästuardeichen vor den Gefahren der Nord- und Ostsee (SCHÜTTRUMPF, 2008). Ein Großteil sowohl der Vorlanddeiche wie auch der Schardeiche ist zusätzlich mit einem Fußdeckwerk ausgestattet.

Die Firma BERDING BETON GmbH hat mit der Entwicklung des Verkalit®-Deckwerksteins ein Produkt zur Ausbildung der Deckschicht entworfen, das eine größere Widerstandsfähigkeit gegenüber äußeren Belastungen verspricht als übliche Setzsteindeckwerke. Der Mehrgewinn an Stabilität soll durch ein Nut-Federsystem erfolgen, welches eine verzahnende Wirkung zwischen den lose eingebauten Setzsteinen garantiert.

## 1.2 Aufgabenstellung

Die Ermittlung der Stabilität der Verkalit®-Deckwerksteine erfolgt in drei aufeinanderfolgenden Projektphasen. Die erste Projektphase umfasste eine Literaturrecherche zum aktuellen Forschungsstand bezüglich Setzsteindeckwerken. In der zweiten Projektphase wurde die Widerstandsfähigkeit bereits eingebauter Standard Verkalit®-Deckwerksteine mit Hilfe einer Proven-Strength-Untersuchung abgeschätzt. Die abschließende Projektphase sieht die Durchführung physikalischer Modellversuche im Maßstab 1:1 vor. Hier soll die Widerstandsfähigkeit verschiedener Verkalit®-Deckwerksteintypen der Firma BERDING BETON GmbH unter Laborbedingungen ermittelt werden.

## 1.3 Vorgehensweise in Projektphase 3

Während des Versuchszeitraums wurden vier verschiedene Modellphasen durchgeführt. Die Modellphasen 1 bis 3 variieren nur bezüglich der zum Einsatz kommenden Verkalit®-Deckwerksteine. Der unterliegende Deckwerksaufbau hingegen stellte mit der Schichtenabfolge Sand, Kornfilter, Geotextil einen nach den Regeln der Technik anerkannten Deckwerksaufbau für wasserdurchlässige Deiche dar (BAW, 1993). In der Modellphase 4 wurde der Deckwerksaufbau auf die Schichten Sandkern, Geotextil, Deckwerkstein reduziert.

Im Abschnitt 2 des Berichts wird der Modellaufbau vorgestellt. Anschließend wird in Abschnitt 3 das Versuchsprogramm dargestellt, mit dem der Deckwerksaufbau belastet werden sollte. Die zur Verfügung stehende Messtechnik wird in Abschnitt 4 beschrieben. In Abschnitt 5 wird der Aufbau der einzelnen Modellphasen, die während des Versuchszeitraums untersucht wurden, dokumentiert. Abschnitt 6 beschreibt das methodische Vorgehen, wohingegen in Abschnitt 7 die Ergebnisse der Reflexionsanalyse vorgestellt werden. Die Ergebnisse der Modellversuche für die einzelnen Modellphasen werden in Abschnitt 8 beschrieben.

## 2 Modellaufbau

### 2.1 Technische Randbedingungen des Großen Wellenkanals Hannover (GWK)

Der Große Wellenkanal (GWK) in Hannover verfügt über eine nutzbare Länge von 307,0 m, eine Tiefe von 7,0 m und eine Breite von 5,0 m und ist somit der weltgrößte Wellenkanal. Aufgrund der Abmessungen des Großen Wellenkanals (GWK) ist es möglich, Modellversuche im Maßstab 1:1 durchzuführen. Dadurch werden Maßstabeffekte, die bei skalierten Modellen auftreten, vermieden.

Des Weiteren wird zur genauen Definition der Lage der Einbauten ein GWK-internes Koordinatensystem verwendet. Der Nullpunkt der x-Koordinate befindet sich auf Höhe der Mittelstellung der Wellenklappe der Wellenmaschine und verläuft positiv in Richtung des Versuchsdeckwerks. Der Nullpunkt der z-Koordinate befindet sich an der Kanalwand 1 auf Niveau der Kanalsohle. Die y-Koordinate verläuft von Kanalwand 1 zu Kanalwand 2 in positiver Richtung. Zum einfacheren Verständnis ist in Abbildung 2.1 die Lage des Ursprungs des GWK-internen Koordinatensystems dargestellt. Alle folgenden Koordinaten beziehen sich auf das GWK-interne Koordinatensystem.

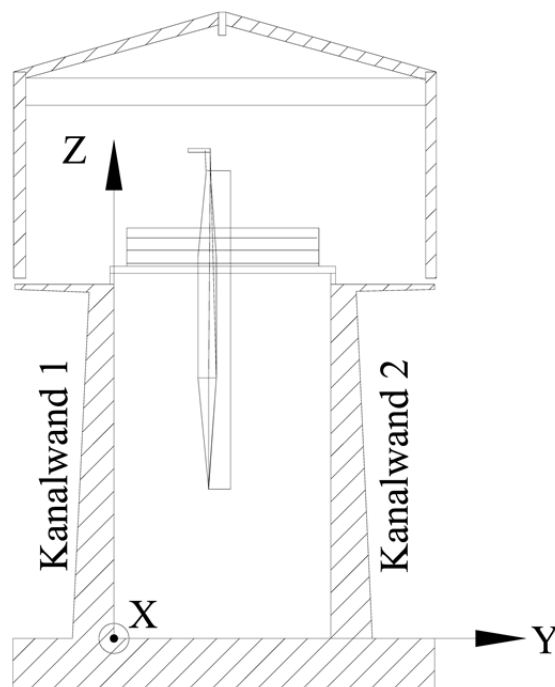


Abbildung 2.1: Lage des Ursprungs des GWK-internen Koordinatensystems

### 2.2 Aufbau der Deichstrecke

Im GWK existiert ein festinstallierter Asphaltdeich mit einem Neigungsverhältnis von 1:6, dessen Fußpunkt bei  $x = 250,0$  m liegt. Dieser vorhandene Asphaltdeich wird in das Versuchsdeckwerk integriert, das für die Untersuchungen im Rahmen des Projekts aufgebaut wurde. Der Fußpunkt des Versuchsdeckwerks befindet sich in einem Abstand von 240,0 m vom Wellenblatt und die Deichkrone liegt bei  $x = 261,0$  m auf einer Höhe von 7,0 m über Kanalsohle. Dies entspricht einem Böschungsverhältnis von 1:3. In Abbildung 2.2 ist der Längsschnitt des Großen Wellenkanals zum Zeitpunkt der

Modellversuche dargestellt. Des Weiteren sind im Längsschnitt die eingesetzten Wellenpegel sowie das errichtete Versuchsdeckwerk abgebildet.

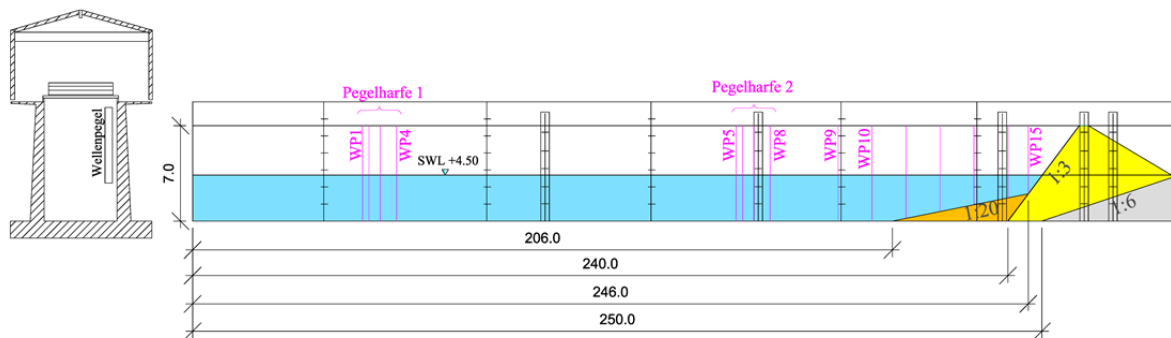


Abbildung 2.2: Aufbau der Deichstrecke (verändert nach FZK, 2011)

Mit der Absicht, eine möglichst große Belastung auf das Deckwerk zu erzeugen, wird ein Vorstrand vor dem zu untersuchenden Versuchsdeckwerk aufgeschüttet. Infolge des Auflaufens der Welle auf den ansteigenden Vorstrand und der damit verbundenen reduzierten Wassertiefe stellt sich die ankommende Welle infolge des Shoalingeffekts auf, wodurch höhere Wellenbelastungen generiert werden können. Der Shoalingeffekt wird im Abschnitt 7.4 im Detail erklärt. Der Vorstrand, dessen Fußpunkt bei 206,0 m liegt, wurde mit einem Neigungsverhältnis von 1:20 ausgebildet und schließt bei 246,0 m in einer Höhe von 2,0 m an das Versuchsdeckwerk an. Eine Detailansicht des Vorstands und der Deichstrecke ist in Abbildung 2.3 dargestellt.

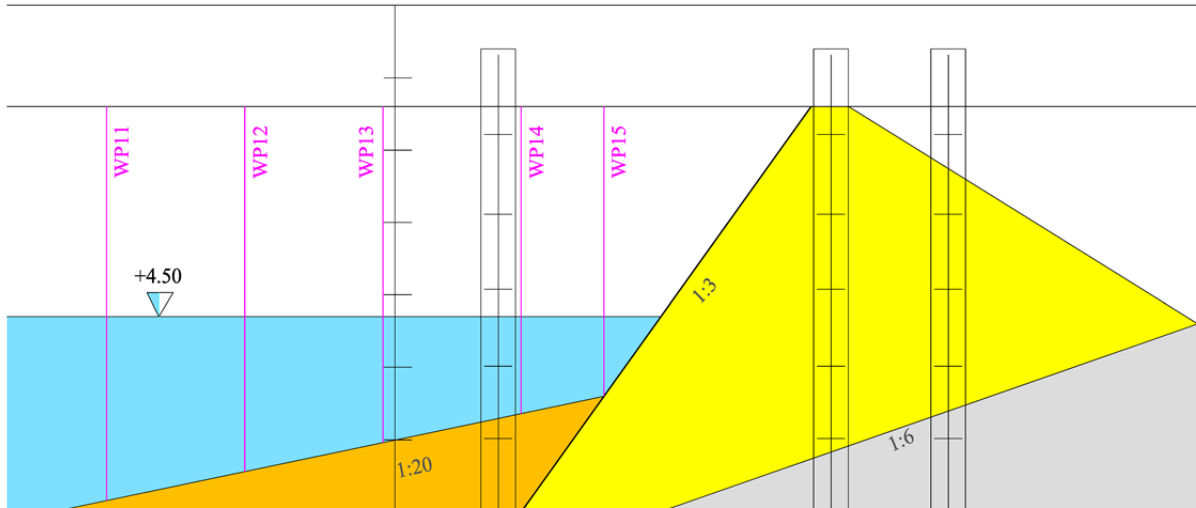


Abbildung 2.3: Aufbau der Deichstrecke

Der Ruhewasserstand (SWL) wird über die komplette Versuchsphase konstant auf 4,5 m über Kanalsole gehalten.

### 2.3 Fußsicherung

Durch die Lage auf einer geneigten Böschung wirkt eine Hangabtriebskraft auf die einzelnen Schichten des Deckwerks. Diese Hangabtriebskraft ist alleine durch Reibungskräfte, die zwischen den Deckwerksteinen und dem Geotextil wirken, nicht abzubauen. Daher wird am Böschungsfuß eine

Fußsicherung konstruiert, um ein Abrutschen des Deckwerks zu vermeiden. Die Firma BERDING BETON GmbH hat speziell für die Serie der Verkalit®-Deckwerksteine einen passenden Deckwerkholm konstruiert. Die Konstruktion unterlag dabei dem Ziel einer optimalen Passform zwischen der Feder des Verkalit®-Deckwerksteins und des Holms. Der Anschluss des Deckwerks an die Fußsicherung ist in Abbildung 2.4 dargestellt.

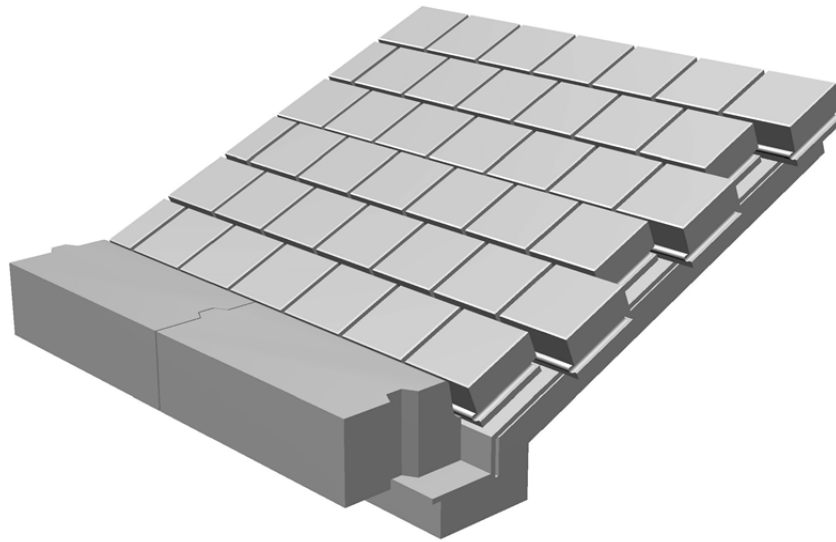


Abbildung 2.4: Fußsicherung ausgebildet mit dem Verkalit®-Holm (BERDING BETON, 2010)

Die technischen Eigenschaften des Verkalit®-Holms sind in Tabelle 2.1 aufgelistet.

Tabelle 2.1: Technische Angaben zum Verkalit®-Holm (BERDING BETON, 2010)

Typ	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Gewicht [kg/Stein]
Verkalit®-Holm	1000	500	300	330

Da der Verbund zwischen Holm und Deckwerk nicht durch mögliche Setzungen des Untergrunds gefährdet werden darf, werden die Verkalit®-Holme auf einem Streifenfundament aufgesetzt. Dieses Streifenfundament, das eine Einbindetiefe von 0,7 m und eine Breite von 0,65 m aufweist, verläuft über die gesamte Kanalbreite (vgl. Abbildung 2.5).





Abbildung 2.5: Fundamentstreifen aus Beton dient der Auflagefläche für den Verkalit®-Holm (BERDING BETON, 2010)

Die Lage der Fußsicherung, bestehend aus Verkalit®-Holmen, bleibt in den vier Modellphasen unverändert.

## 2.4 Sandkern

Der Sandkern sowie der an das Deckwerk stoßende Vorstrand (Einbindetiefe 2,0 m) wird mit dem am GWK vorhandenen, mittel-feinen Sand hergestellt ( $D_{50} = 0,35$  mm,  $D_{10} = 0,19$  mm und  $U = D_{60}/D_{10} = 0,38/0,19 = 2,0$ ). Die Sieblinie des Sandes ist in Abbildung 2.6 dargestellt. Die Permeabilität des Sandes wird mit  $k_f = 1,0 \cdot 10^{-4}$  m/s abgeschätzt.

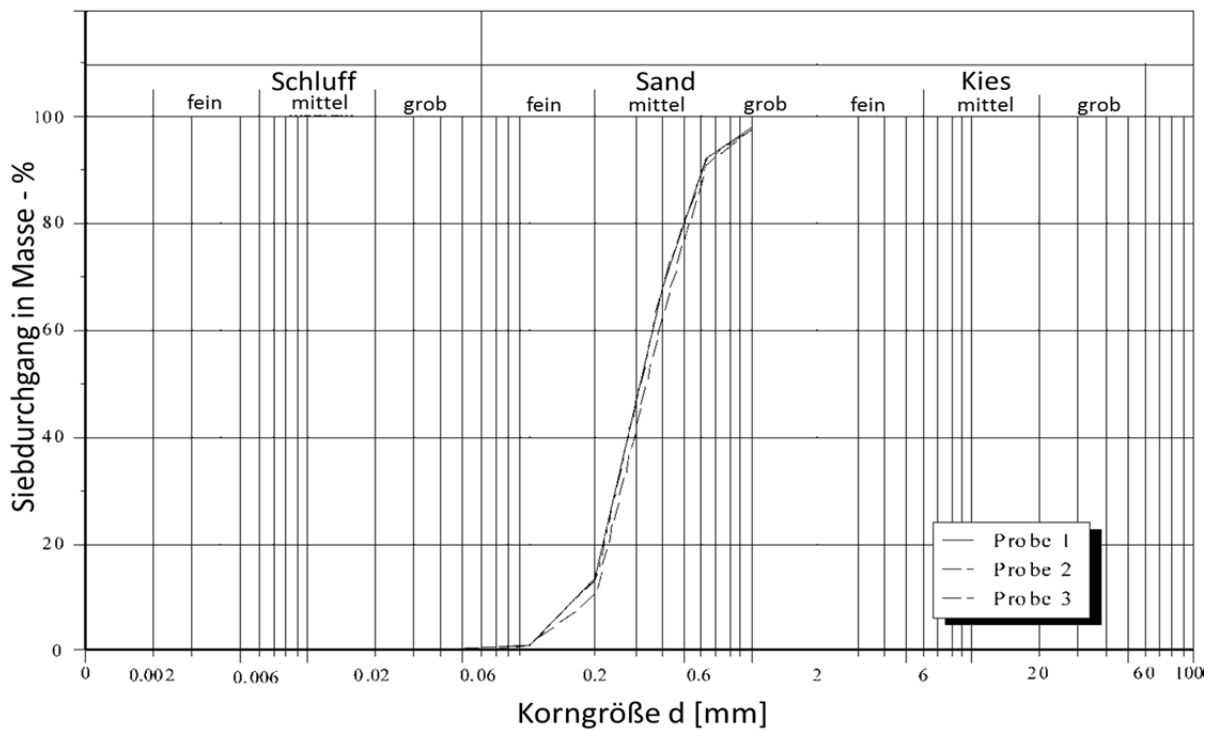


Abbildung 2.6: Sieblinie des Sandes, eingesetzt für den Vorstand und den Deckwerkunterbau (verändert nach FZK, 2001)

Der Sandkern wird in mehreren einzelnen Schichten eingebaut und nach Aufbringen der einzelnen Schichten mit Hilfe einer Rüttelplatte verdichtet (vgl. Abbildung 2.7). Nur infolge des schichtenweisen Einbaus kann ein ausreichender Verdichtungsgrad des Sandkerns erreicht werden.

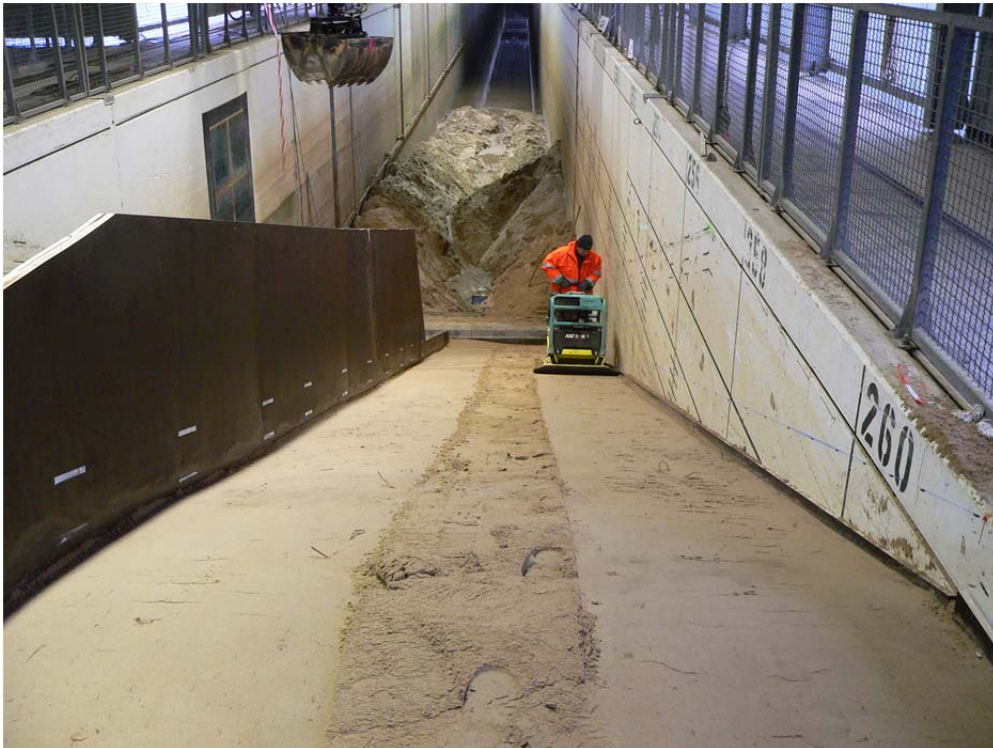


Abbildung 2.7: Verdichtung des Sandkerns mit Hilfe einer Rüttelplatte

## 2.5 Trennwand

Eine aus Siebdruckplatten gefertigte Trennwand unterteilt in allen vier Modellphasen die Kanalbreite auf Höhe des Deckwerks in die Abschnitte 1 und 2. Dabei wird in Wellenerzeugungsrichtung der rechte Bereich des Deckwerks als Abschnitt 1 und der linke Teil des Deckwerks als Abschnitt 2 bezeichnet. Die Trennwand wird so tief in den Deckwerksaufbau eingebunden, dass die hydraulische Entkopplung des Abschnitts 1 und 2 sichergestellt ist. Des Weiteren ist das untere Ende der Trennwand mit einer Metallnase versehen, die ein gleichmäßiges Durchschneiden der einlaufenden Welle sicherstellen soll. Der Ausführungsplan der Trennwand ist im Anhang „Eigenschaften\_Trennwand.pdf“ dargestellt. Abbildung 2.8 zeigt Ausschnitte der Einbauarbeiten der Trennwand in den Sandkern.

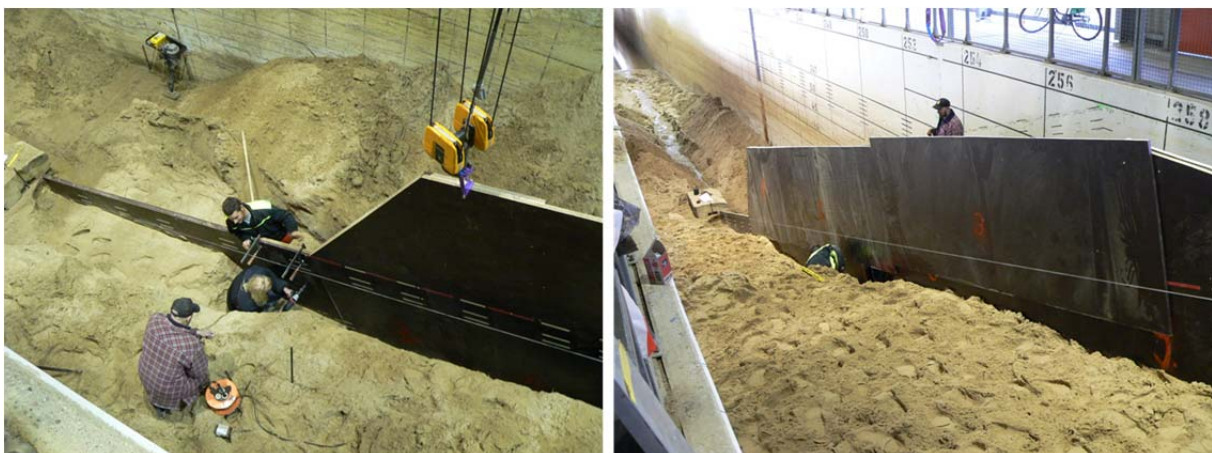


Abbildung 2.8: Einbau der Trennwand in den Sandkern

Ein U-Profil, das auf der Oberseite der Trennwand aufgesetzt wird, dient als Kabelkanal für die angeschlossenen Messgeräte. Um diese Kabel gegen Wellenschlag zu schützen, wird das U-Profil nach Beendigung der Aufbauarbeiten durch ein zusätzlich aufgesetztes Stahlprofil geschützt.



Abbildung 2.9: fertiggestellte Trennwand mit Metallnase

## 2.6 Geotextil

Das zum Einsatz kommende Geotextil stellt die Trennschicht zwischen dem Kornfilter (Modellphasen 1 bis 3) bzw. den Deckwerksteinen (Modellphase 4) und dem Sandkern dar. Das Geotextil muss in der Lage sein, den Sandkern in einem ausreichenden Maß zurück zu halten, so dass schädliche Setzungen infolge von Ausschwemmungsprozessen vermieden werden. Gleichzeitig muss das Geotextil eine weitaus höhere Durchlässigkeit aufweisen als der unterliegende Sandkern, um eine einwandfreie Entwässerung sicherzustellen.

Im Rahmen der Stabilitätsuntersuchungen der Verkalit®-Serie wird zur Sicherstellung der Vergleichbarkeit in den einzelnen Modellphasen das gleiche Geotextilprodukt benutzt. Das verwendete Geotextil besteht aus einem mechanisch verfestigten Spinnfaservliesstoff aus vollsynthetischen Kunststofffasern. Der  $k_f$ -Wert wird bei einer Temperatur von 10°C mit  $2,86 \cdot 10^{-3}$  m/s bewertet und die charakteristische Öffnungsweite  $O_{90}$  beträgt 0,10 mm. Damit sind die Forderungen an das Geotextil nach einer ausreichenden Permeabilität sowie einer Erosionssperre erfüllt (Pilarczyk, 1999).

Die undurchlässige Befestigung des Geotextils an der Kanalwand und an der Trennwand wurde mit Hilfe von Leisten, hergestellt aus Siebdruckplatten, sichergestellt (vgl. Abbildung 2.10). Dazu wurde das Geotextil zwischen zwei Leisten geklemmt und anschließend mit Schrauben fixiert. Diese Art der Befestigung hat sich in allen vier Modellphasen bewährt



Abbildung 2.10: links: Einbau des Geotextils; rechts: verlegtes Geotextil in Abschnitt 2

In der Realität wird die undurchlässige Ausbildung des Geotextils an den Randbereichen durch einen Überlappungsbereich von 0,5 m Breite sichergestellt (vgl. Abbildung 2.11).



Abbildung 2.11: Herstellung des undurchlässigen Überlappungsbereichs in der Realität (Quelle WESELOH, 2011)

## 2.7 Kornfilter

Im Anschluss an die Deckschicht wird in den Modellphasen 1 bis 3 in beiden Abschnitten ein Kornfilter mit einer Stärke von 10 cm eingebaut. In Modellphase 4, Abschnitt 2 wird der Kornfilter mit einer Filterstärke von 12 cm eingebaut. Die Wahl der Kornfilterstärke erfolgt auf Grundlage der Bauweise eines Deckwerks in Schillig, das im Jahr 2002 fertiggestellt wurde und dessen Deckschicht mit Standard-Verkalit®-Deckwerksteinen 180 mm hergestellt wurde. Im Rahmen einer Proven-Strength-Untersuchung ist dieser Standort bereits im Vorfeld näher untersucht worden (siehe Projektphase 2). Als Kornfilter wird ein gewaschener, devonischer, tektonisch kaum beanspruchter Massenkalk eingesetzt, dessen wesentliche Eigenschaften in Tabelle 2.2 aufgelistet sind. Dabei gibt die effektive Porosität den durchflusswirksam Anteil des Porenvolumens eines Gesteinsvolumens an, der einen hydraulischen Transport von Fluiden im Stein zulässt.

In der Modellphase 1 bis 2 wird ausschließlich der Kalk mit einer Körnung von 2 bis 16 mm eingebaut. Dagegen wird in den Modellphasen 3 und 4 in Abschnitt 2, in dem der modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm mit dem rilliertem, außermittigen Nut-Federsystem die Deckschicht bildet,

der Kornfilter mit einer Körnung von 16 bis 32 mm verwendet. Die beiden zum Einsatz kommenden Kornfilter sind in Abbildung 2.12 dargestellt.



Abbildung 2.12: devonischer, tektonisch kaum beanspruchter Massenkalk mit einer Körnung von 2-16 mm (links) und mit einer Körnung von 16-32 mm (rechts)

Die Anpassung des Kornfilters wird in Modellphase 3 und 4 notwendig, um ein Ausschwemmen durch die Freiräume der rillierten Feder zu verhindern. Auf die Notwendigkeit dieses Austausches wird in Abschnitt 5.4.3 detailliert eingegangen.

Tabelle 2.2: Labortechnische Untersuchungen der Firma BERDING BETON GmbH zu den Eigenschaften des Kornfiltermaterials

Material	Körnung [mm]	Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	Schüttrohdichte, trocken [kg/dm <sup>3</sup> ]	Wasseraufnahme [%]	effektive Porosität [%]
Kalksplitt	2 - 16	2,70	1,731	2,00	17,65
Kalksplitt	16 - 32	2,70	1,589	2,00	23,65

### 3 Versuchsprogramm

#### 3.1 Technische Randbedingungen der Wellenmaschine des Großen Wellenkanals (GWK)

Die Wellenmaschine des GWKs ist in der Lage, regelmäßige Wellen bis zu einer Höhe von 2,0 m, unregelmäßige Wellen (z.B. auf Basis von JONSWAP-Spektren) mit einer signifikanten Wellenhöhe von bis zu 1,4 m und fokussierte Wellen (Freak-Waves) mit einer Höhe von bis zu 3,0 m zu erzeugen. Mit Hilfe der Echtzeit-Absorption reflektierender Wellen am Wellenblatt der Wellenmaschine können nicht nur Wechselwirkungen zwischen der einlaufenden Welle mit der reflektierten Welle verhindert werden, wodurch Langzeituntersuchungen möglich sind, sondern der Wasserspiegel kann auch innerhalb weniger Minuten nach einem Versuch beruhigt werden.

Das im Folgenden vorgestellte Versuchsprogramm soll planmäßig bei jeder Modellphase untersucht werden. Bei der zeitlichen Abfolge des Programms ist darauf zu achten, dass die Belastung auf das Deckwerk kontinuierlich bis zum Ende des Versuchsprogramms bzw. bis zum Versagensfall gesteigert wird.

### 3.2 Belastung mit regelmäßigen Wellen

Regelmäßige Wellen werden eingesetzt, um die theoretische Vorbemessung des geplanten Modellaufbaus zu überprüfen und um die hydraulischen Prozesse im Deckwerk nachzuvollziehen. Des Weiteren können mit Hilfe regelmäßiger Wellen empirische Bemessungsansätze entwickelt werden (MUTTRAY, 2001).

Tabelle 3.1 zeigt das vorgegebene Versuchsprogramm mit den charakteristischen Parametern für regelmäßige Wellen, mit denen das Deckwerk während der Modellphasen 1 bis 4 belastet werden sollte.

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm – regelmäßige Wellen

Versuch	Wellensteilheit $s_{nom}$ [m]	Wellenhöhe $H_{nom}$ [m]	Wellenperiode $T_{nom}$ [s]	Wellenlänge $L_{nom}$ [m]
Reg1	0,01	0,40	5,06	40,00
Reg2	0,02	0,40	3,58	20,00
Reg3	0,03	0,40	2,92	13,33
Reg4	0,04	0,40	2,53	10,00
Reg5	0,01	0,80	7,16	80,00
Reg6	0,02	0,80	5,06	40,00
Reg7	0,03	0,80	4,13	26,67
Reg8	0,04	0,80	3,58	20,00

Optional konnten zusätzlich die in Tabelle 3.2 aufgelisteten, regelmäßigen Wellen getestet werden.

Tabelle 3.2: Versuchsprogramm – regelmäßige Wellen, optional

Versuch	Wellensteilheit $s_{nom}$ [m]	Wellenhöhe $H_{nom}$ [m]	Wellenperiode $T_{nom}$ [s]	Wellenlänge $L_{nom}$ [m]
RegOpt1	0,02	0,60	4,38	30,00
RegOpt2	0,02	1,00	5,66	50,00
RegOpt3	0,04	0,60	3,10	15,00
RegOpt4	0,04	1,00	4,00	25,00

### 3.3 Belastung mit JONSWAP-Wellenspektren

Die Belastung des Deckwerks mit unregelmäßigen Wellen, die in ihrer Gesamtheit als Wellenspektren bezeichnet werden, ist notwendig, da diese Form der Belastung der real in der Natur auftretenden Belastung am nächsten kommt. Des Weiteren ist diese Form der Belastung notwendig, um die Übertragbarkeit der theoretischen und empirischen Ansätze zu überprüfen und zu ergänzen (PILARCZYK, 1998).

In Tabelle 3.3 zeigt das vorgegebene Versuchsprogramm mit den charakteristischen Parametern für Wellenspektren, mit denen das Deckwerk während der Modellphasen 1 bis 4 belastet werden sollte

Tabelle 3.3: Versuchsprogramm – JONSWAP-Wellenspektren

Versuch	Wellensteilheit $s$ [m]	Wellenhöhe $H_{nom}$ [m]	Wellenperiode $T$ [s]	Wellenlänge $L$ [m]
JONSWAP1	0,02	0,60	4,38	30,00
JONSWAP 2	0,02	0,80	5,06	40,00
JONSWAP 3	0,02	1,00	5,66	50,00
JONSWAP 4	0,02	1,20	6,20	60,00
JONSWAP 5	0,02	1,40	6,70	70,00
JONSWAP 6	0,04	0,60	3,10	15,00
JONSWAP 7	0,04	0,80	3,58	20,00
JONSWAP 8	0,04	1,00	4,00	25,00
JONSWAP 9	0,04	1,20	4,38	30,00
JONSWAP 10	0,04	1,40	4,73	35,00

Optional konnten zusätzlich die in Tabelle 3.4 aufgelisteten Wellenspektren getestet werden.

Tabelle 3.4: Versuchsprogramm – JONSWAP-Wellenspektren, optional

Versuch	Wellensteilheit $s$ [m]	Wellenhöhe $H_{nom}$ [m]	Wellenperiode $T$ [s]	Wellenlänge $L$ [m]
JONSWAPOpt1	0,03	0,60	3,58	20,00
JONSWAPOpt2	0,03	1,00	4,62	33,33
JONSWAPOpt3	0,01	0,60	6,20	60,00
JONSWAPOpt4	0,01	1,00	8,00	100,00

Die Wellenspektren, die zum Test der Dauerbelastung verwendet werden sollten, sind in Tabelle 3.5 dargestellt.

Tabelle 3.5: Versuchsprogramm – JONSWAP-Wellendauerspektren

Versuch	Wellensteilheit $s$ [m]	Wellenhöhe $H_{nom}$ [m]	Wellenperiode $T$ [s]	Wellenlänge $L$ [m]	Dauer [h]
JONSWAPD1	0,04	1,40	4,73	35,00	2,0
JONSWAPD2	0,04	1,40	4,73	35,00	4,0
JONSWAPD3	0,04	1,40	4,73	35,00	6,0
JONSWAPD4	0,04	1,40	4,73	35,00	8,0

## 4 Beschreibung der Messtechnik

### 4.1 Allgemein

Mit Hilfe der Messtechnik erfolgt die Ermittlung der Belastung auf das Deckwerk. Im Folgenden werden die zum Einsatz kommenden Messinstrumente vorgestellt. Durch die Analyse der aufgenommenen Daten sind im Nachgang zu den Modellversuchen Rückschlüsse zu den hydraulischen Prozessen auf dem Deckwerk und im Unterbau möglich. Im Folgenden werden nur die für diesen Bericht relevanten Messinstrumente vorgestellt.

Die Abtastrate der im Folgenden vorgestellten Messinstrumente beträgt mit Ausnahme der Drucksonden 100 HZ. Die Druckmessungen hingegen wurden mit einer Abtastrate von 1000 Hz durchgeführt.



## 4.2 Wellenpegel

Wellenpegel dienen sowohl zur Ermittlung der Wasserspiegelauslenkung im Kanal als auch zur Aufzeichnung der Änderung der mittleren Wasserspiegellage. Die eingesetzten Wellenpegel bestehen aus zwei Elektroden, einem Messdraht und einer elektrischen Erdung mittels eines Aluminiumrahmens (vgl. Abbildung 4.1). Das Messprinzip basiert auf dem Spannungsabfall zwischen den Elektroden durch das umgebende Wasser. Der Spannungsabfall ist hierbei proportional zur Eintauchtiefe des Drahtes. Die Messgröße ist die Oberflächenauslenkung in mm wobei eine Genauigkeit von  $\pm 10$  mm bei einer Messrate von bis zu 50 kHz (interne Arbeitsfrequenz liegt zwischen 4 kHz und 6 kHz) erzielt wird (FZK, 2010). Zusammen mit den Angaben zur zeitlichen Abfolge können Rückschlüsse auf die Parameter Wellenhöhe und –periode der einlaufenden Welle gezogen werden.

Ergänzend kann durch die räumliche Anordnung zweier Wellenharfen eine Reflexionsanalyse der Wellen mit Hilfe der 3-Pegel-Methode nach MANSARD UND FUNKE (1980) erfolgen. Es ist zu beachten, dass eine Wellenharfe aus vier aufeinanderfolgenden Wellenpegeln besteht. Da die einzelnen Wellenpegel mit unterschiedlichen Trägerfrequenzen arbeiten ist eine parallele Installation von mehreren Pegeln in unmittelbarer Nähe möglich (FZK, 2010).

Wellenpegel können keine sprunghaften Änderungen der Wasserspiegellinie, z.B. infolge brechender Wellen, registrieren. Bei der Durchführung der Messungen ist besonders darauf zu achten, dass die Messsignale durch Lufteinschlüsse nicht verfälscht werden. Aus diesem Grund werden die Wellenpegel nicht im Brecherbereich angeordnet.

Die Verteilung der 15 Wellenpegel ist wie folgt:

- 1 Harfe (4 Wellenpegel) zu Beginn des GWKs (Basis für Reflexionsanalyse)
- 1 Harfe (4 Wellenpegel) in der Mitte des GWKs (Basis für Reflexionsanalyse)
- 7 Wellenpegel verteilt vor dem Bauwerk (zur Ermittlung der Wellentransformation am Bauwerk)

Die genaue Positionierung der Wellenpegel im GWK ist in Tabelle 4.1 zu finden.

Tabelle 4.1: Positionierung der Wellenpegel im GWK

Beschreibung	Nr.	x [-]	z [m]	Anmerkung [m]
1. Wellenharfe	WP1	50,0	0,00	Beginn GWK
	WP2	51,9	0,00	
	WP3	55,2	0,00	
	WP4	60,0	0,00	
2. Wellenharfe	WP5	160,0	0,00	Mitte GWK
	WP6	161,9	0,00	
	WP7	165,2	0,00	
	WP8	170,0	0,00	
	WP9	190,0	0,00	
	WP10	200,0	0,00	
-----				
Beginn Vorstrand 206,0 m				
	WP11	210,0	0,20	
	WP12	220,0	0,70	
	WP13	230,0	1,20	
	WP14	240,0	1,70	Böschungsfuß
	WP15	246,0	2,00	Ende Vorstrand

Abbildung 4.1 zeigt einen Wellenpegel im Einsatz und die schematische Anordnung des Wellenpegels. Während der Modellversuche zur Stabilitätsmittlung der Verkalit®-Deckwerksteine betrug die Abtastrate der Wellenpegel 100 Hz.

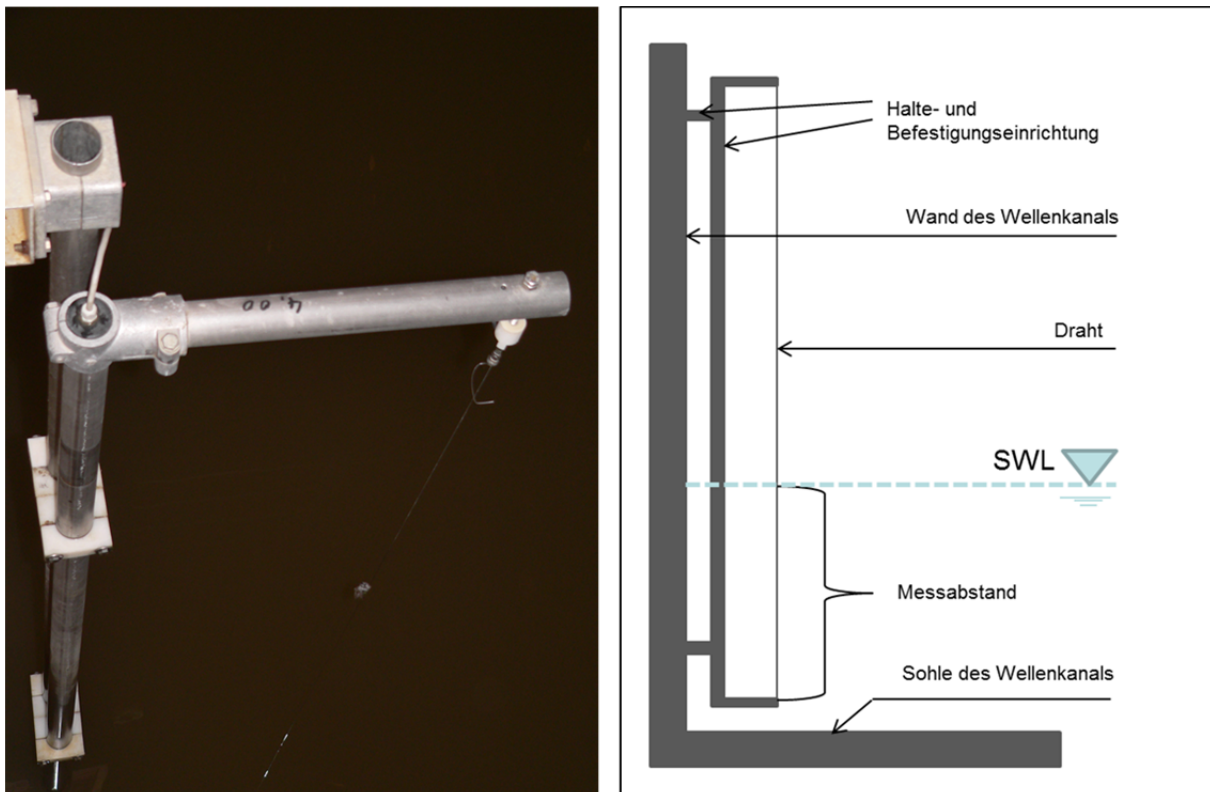


Abbildung 4.1: links: Wellenpegel im Einsatz; rechts: Schema eines Wellenpegels

## 4.3 Druckmessdosen

### 4.3.1 Allgemein

Mit Hilfe von Druckmessdosen erfolgt die Druckbestimmung in Abhängigkeit der hydraulischen Belastung auf der Deckwerksoberfläche, in der Filterschicht und im Deichkern. Das Messsignal der Druckmessdosen setzt sich aus einem statischen und einem dynamischen Druckanteil zusammen. Der statische Anteil ergibt sich aus der Einbautiefe sowie durch den Anstieg des Wasserspiegels während des Versuchs. Der dynamische Anteil wird durch die welleninduzierte Seegangsbelastung erzeugt.

Bei der Verteilung der Druckmessdosen ist darauf zu achten, dass nach Möglichkeit alle Druckmessdosen während der Modellversuche vollständig mit Wasser bedeckt sind, um die Charakteristik der Druckoszillation bestmöglich zu erfassen (MUTTRAY, 2001). Für die Modellversuche am GWK wurden Druckmessdosen des Typs PDCR 830 der Firma Druck eingesetzt. Abbildung 4.2 zeigt beispielhaft eine 5 bar Druckmessdose, die üblicherweise an der Deckwerksoberfläche eingesetzt wird.



Abbildung 4.2: eingesetzte 5bar Druckmessdose zur Bestimmung des Drucks an der Deckwerksoberfläche

### 4.3.2 Verteilung der Druckmessdosen

Zur Erfassung des Drucks während der Wellenbelastung werden Druckmessdosen in folgenden Ebenen des Deckwerks installiert:

- Steinoberfläche zur Erfassung der eingehenden Wellenbelastung
- Kornfilter zur Beurteilung der Dämpfung des Drucks über die Filterschicht
- Sandkern Ebene 1 (0,2 m unter dem Geotextil) zur Bestimmung der Dämpfung des Drucks im Untergrund
- Sandkern Ebene 2 (1,0 m unter dem Geotextil) zur Bestimmung der Dämpfung des Drucks im Untergrund

Für die Befestigung der Druckmessdose ist eine Bohrung mit einem Durchmesser von 40 mm in der Mitte des ausgewählten Steins notwendig. Abbildung 4.3 zeigt links einen aufgebohrten Verkalit®-

Deckwerkstein 180 mm ohne modifizierte Feder und Öffnung und rechts denselben Stein mit eingesetzter Druckmessdose.



Abbildung 4.3: aufgebohrte Verkalit®-Deckwerksteine 180 mm ohne modifizierte Feder und Öffnung (links); Verkalit®-Deckwerkstein mit eingesetzter Druckmessdose

Die Druckmessdosen im Kornfilter werden auf dem eingesetzten Geotextil mit Hilfe einer Drahtmatte und Schweißdraht und Kabelbinder (vgl. Abbildung 4.4) befestigt.

Im Sandkern wird die exakte Positionierung der Druckmessdosen mit Hilfe eines Eisenrohrs sichergestellt (vgl. Abbildung 4.4).

Die Positionierung der Druckmessdosen unterscheidet sich in den einzelnen Modellphasen. Daher wird diese bei der Vorstellung der einzelnen Modellphasen in Abschnitt 0 gesondert vorgestellt.

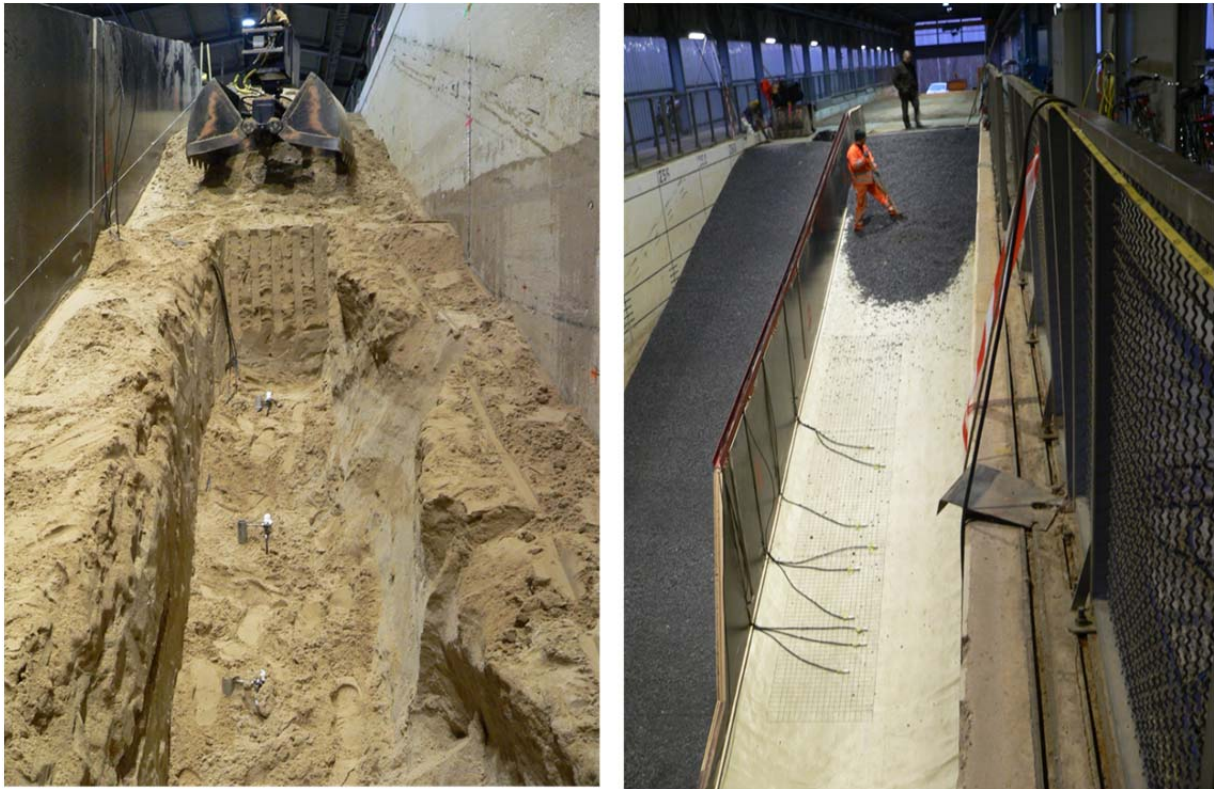


Abbildung 4.4: Links: Positionierung der Porendruckmessdosen im Sandkern Ebene 2, Abschnitt 1; Rechts: Positionierung der Porendruckmessdosen im Kornfilter, Abschnitt 1

#### 4.4 Schichtdickenpegel

Schichtdickenpegel werden zur Bestimmung der Schichtdicke der auflaufenden Welle auf dem Deckwerk und des Überlaufschwalls genutzt. Ein Schichtdickenpegel besteht in Abhängigkeit von der zu erwartenden Schichtdicke der auflaufenden Wellen aus ein oder zwei Elementen. Dabei besteht ein Element aus 24 Elektroden und einem durchgehenden Draht, der als Masse wirkt. Je nach Anspruch kann die Auflösungsgenauigkeit über den vertikalen Abstand der Elektroden eingestellt werden. Die einzelnen Elektroden liefern einen Stromimpuls, sobald sie durch Wasserkontakt mit dem Draht kurzgeschlossen werden. Jedes Element des Schichtdickenpegels misst die Summe der diskreten Spannungsdifferenzen, über die auf die Schichtdicke der Welle geschlossen werden kann.

Für die Modellversuche zur Stabilität des Verkalit®-Deckwerksteins stehen vier Schichtdickenpegel zur Verfügung. Der Einbauort der einzelnen Geräte ist in Tabelle 4.2 aufgelistet. Der Einbauort des Schichtdickenpegels DSP1\_Z98, der am Ort des maximalen Wellenablaufs positioniert werden soll, ist durch eine Vorbemessung abgeschätzt worden. Der Schichtdickenpegel DSP1\_Crest befindet sich 9 cm hinter der Deichkrone.

Tabelle 4.2: Standort der Schichtdickenpegel

Schichtdickenpegel	x	z	Abschnitt	Bemerkung
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]
DSP1_Z98	250,13	3,38	1	Maximaler Wellenablauf
DSP1_SWL	253,55	4,52	1	Bemessungswasserstand
DSP1_Crest	261,09	7,00	1	Deichkrone
DSP2_SWL	253,51	4,50	2	Bemessungswasserstand

#### 4.5 Ultraschallsonde

Zur Bestimmung der Schichtdicke wurde zusätzlich nach der Modellphase 1 eine Ultraschallsonde des Typs M300/95 der Firma Massa installiert. Die Sonde sendet ein hochfrequentes Ultraschallsignal mit einem Kegel von  $8^\circ$  aus. Dieses Signal wird an der Wasseroberfläche reflektiert und von der Sonde wieder aufgefangen. Die Messgrößen der Ultraschallsonde sind Tiefen- und Entfernungsmessungen und ergeben sich über die Lauflänge des Signals. Hierbei steht ein Messbereich von 0,3 m bis 4,5 m bei einer Messfrequenz von 95 kHz und einer Messrate von 0,1 Hz bis 20 Hz in 0,1 Hz Schritten zur Verfügung. In Tabelle 4.3 wird der Standort der Ultraschallsonde angegeben, wohingegen in Abbildung 4.5 die Ultraschallsonde abgebildet ist.

Tabelle 4.3: Standort der Ultraschallsonde

Ultraschallsonde	x	z	y	Abschnitt	Bemerkung
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]
US_SWL	253,55	4,52	1,00	1	Bemessungswasserstand

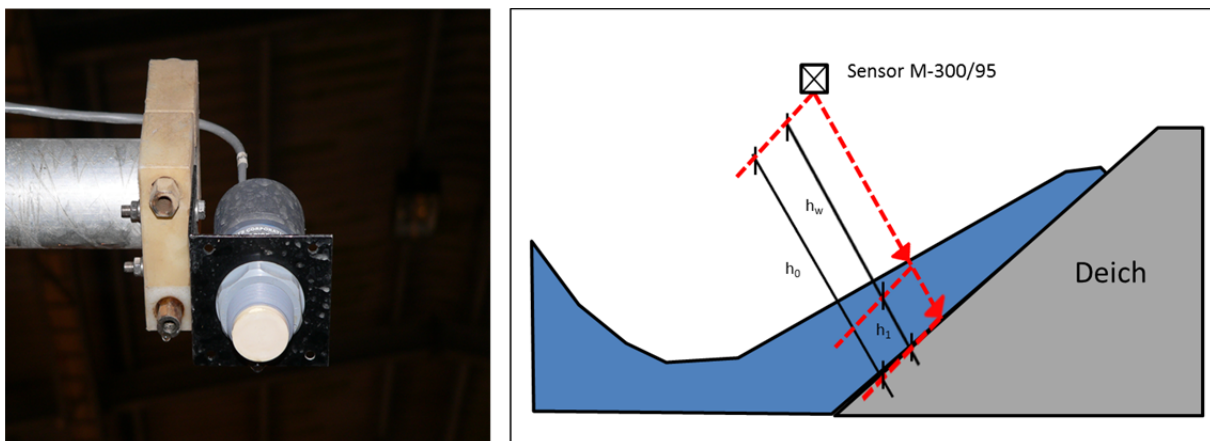


Abbildung 4.5: Ultraschallsonde und deren Messschema

#### 4.6 Propellersonden

Die Aufgabe der Propellersonden besteht in der Erfassung der Wellenauflaufgeschwindigkeit sowohl auf der Deckwerksböschung als auch auf der Deichkrone. Geschwindigkeitsmessungen werden an den Positionen vorgenommen, an denen auch eine Erfassung der Schichtdicke erfolgt. Demnach werden an den in Tabelle 4.4 aufgelisteten Positionen Propellersonden installiert. Für die Modellversuche wurden Propellersonden des Typs MiniWater 6 Micro der Firma Schiltknecht Instruments eingesetzt. Diese Propellersonden messen die Geschwindigkeit in einem Bereich von 0,04 m/s bis 5 m/s bei einer Ge-

nauigkeit von  $\pm 2\%$ . Die Ansprechzeit der Flügelräder beträgt bei Zunahme der Strömung 1 Sekunde und bei Abnahme der Strömung von 8 Sekunden, wobei das Ausgangssignal unverzögert ist (FZK, 2010).

Tabelle 4.4: Standort der Propellersonden

Propellersonde	x	z	Abschnitt	Bemerkung
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]
PS_Z98	250,13	3,46	1	Maximaler Wellenablauf
PS_SWL	253,55	4,56	1	Bemessungswasserstand
PS_Crest	261,09	7,04	1	Deichkrone

Abbildung 4.6 zeigt die Propellersonde und den Schichtdickenpegel auf Höhe des Ruhewasserspiegels im Einsatz.

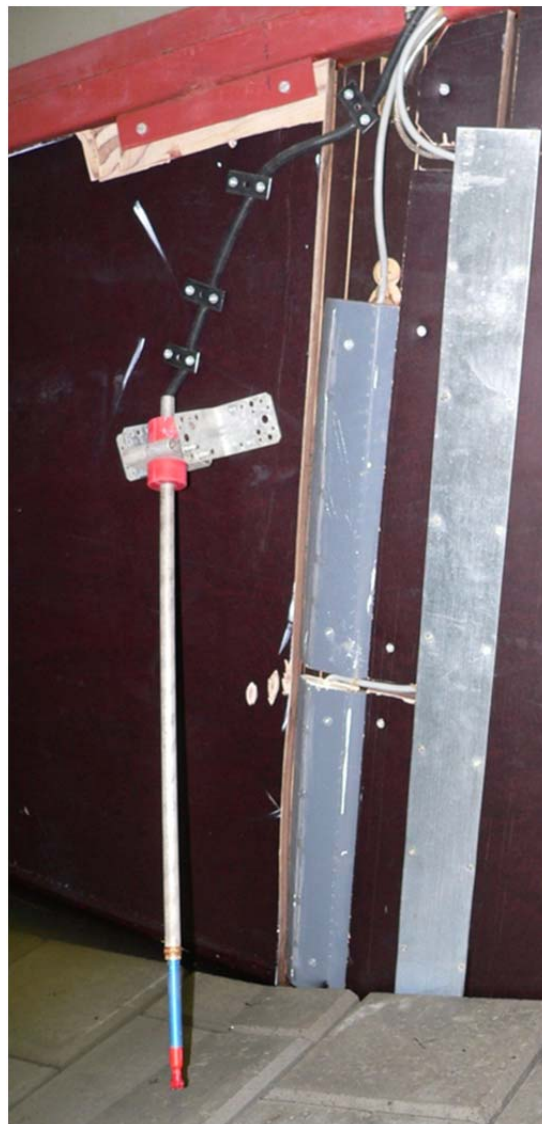


Abbildung 4.6: Propellersonde und Schichtdickenpegel im Betrieb

Tabelle 4.5: Abschätzung der maximalen Auflaufgeschwindigkeit an der Deichkrone im geplanten Versuchsprogramm

Wellenhöhe $H_{\text{nom}}$ [m]	Wellenperiode T [s]	Auflaufgeschwindigkeit [m/s]
1,40	6,7	6,84

#### 4.7 Videoaufzeichnung

Über die gesamte Versuchsdauer erfolgt eine Videoaufzeichnung. Um die unterschiedlichen Untersuchungsaspekte zu erfassen, wurden an zwei Messpositionen Videokameras installiert, um folgende Prozesse aufzuzeichnen:

- Wellenbrechen im Detail und
- Wellenüberlauf im Detail.
- Zur Synchronisation der Messdaten mit der Videoaufzeichnung wurden zusätzlich zwei Digitaluhren aufgestellt.

#### 4.8 Kraftmesszelle

Mit Hilfe der Kraftmesszelle des Typs U2A\5 t der Firma HBM werden nach Abschluss der einzelnen Modellphasen Ausziehversuche vorgenommen, um einen theoretischen Anhaltswert für die Auftriebskraft zu erhalten, die erforderlich ist, einen einzelnen Stein aus dem Deckwerksverbund zu lösen. Die verwendete Kraftmesszelle, die in Abbildung 4.7 dargestellt ist, verfügt über eine Nennlast von 5 Tonnen und hat eine Messgenauigkeit von  $\pm 2\%$  (FZK, 2010).



Abbildung 4.7: Kraftmesszelle

In Abbildung 4.8 sind der Längsschnitt und die Draufsicht des Deichs zur Identifikation der Lage der Messinstrumente während der Modellphase 1 dargestellt.



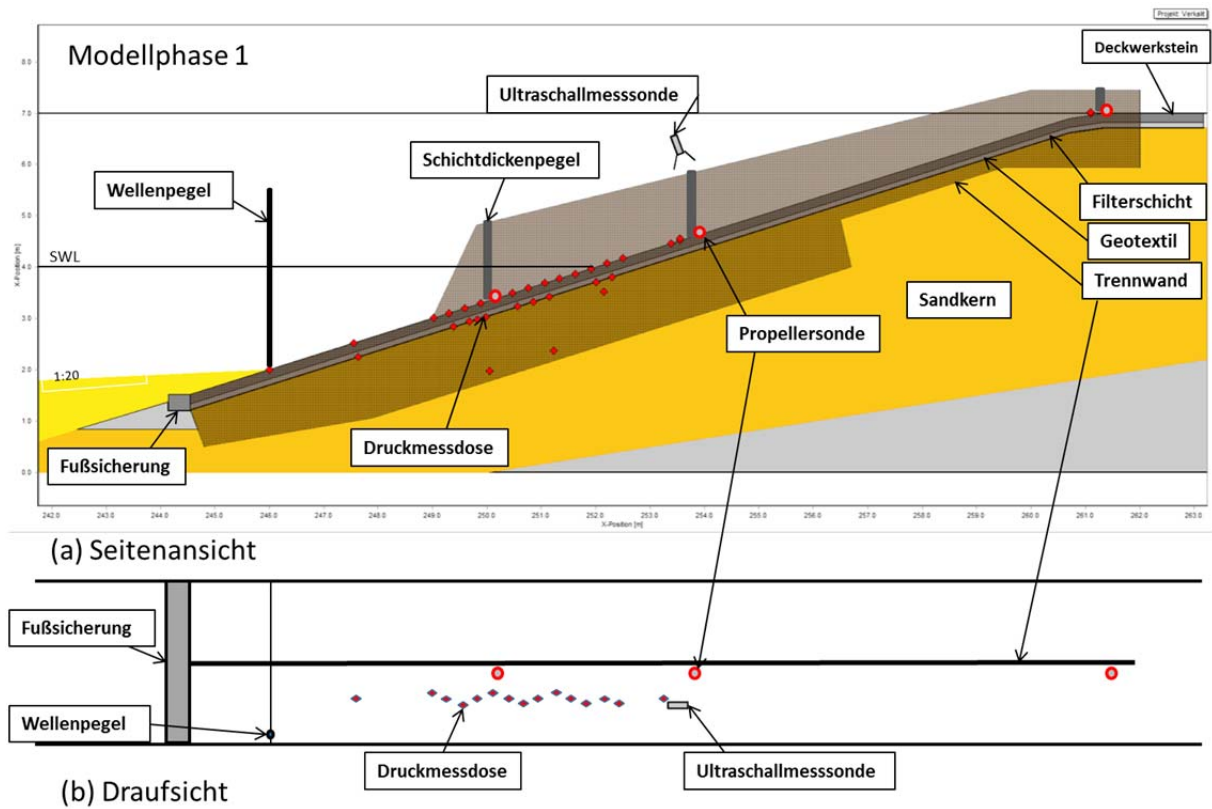


Abbildung 4.8: Darstellung des Längsschnitts und der Draufsicht des Deichs zur Identifikation der Lage der Messinstrumente während der Modellphase 1

In Abbildung 4.9 ist eine schematische Übersicht über die Signalwege der einzelnen Instrumente der Messwerterfassung gegeben.

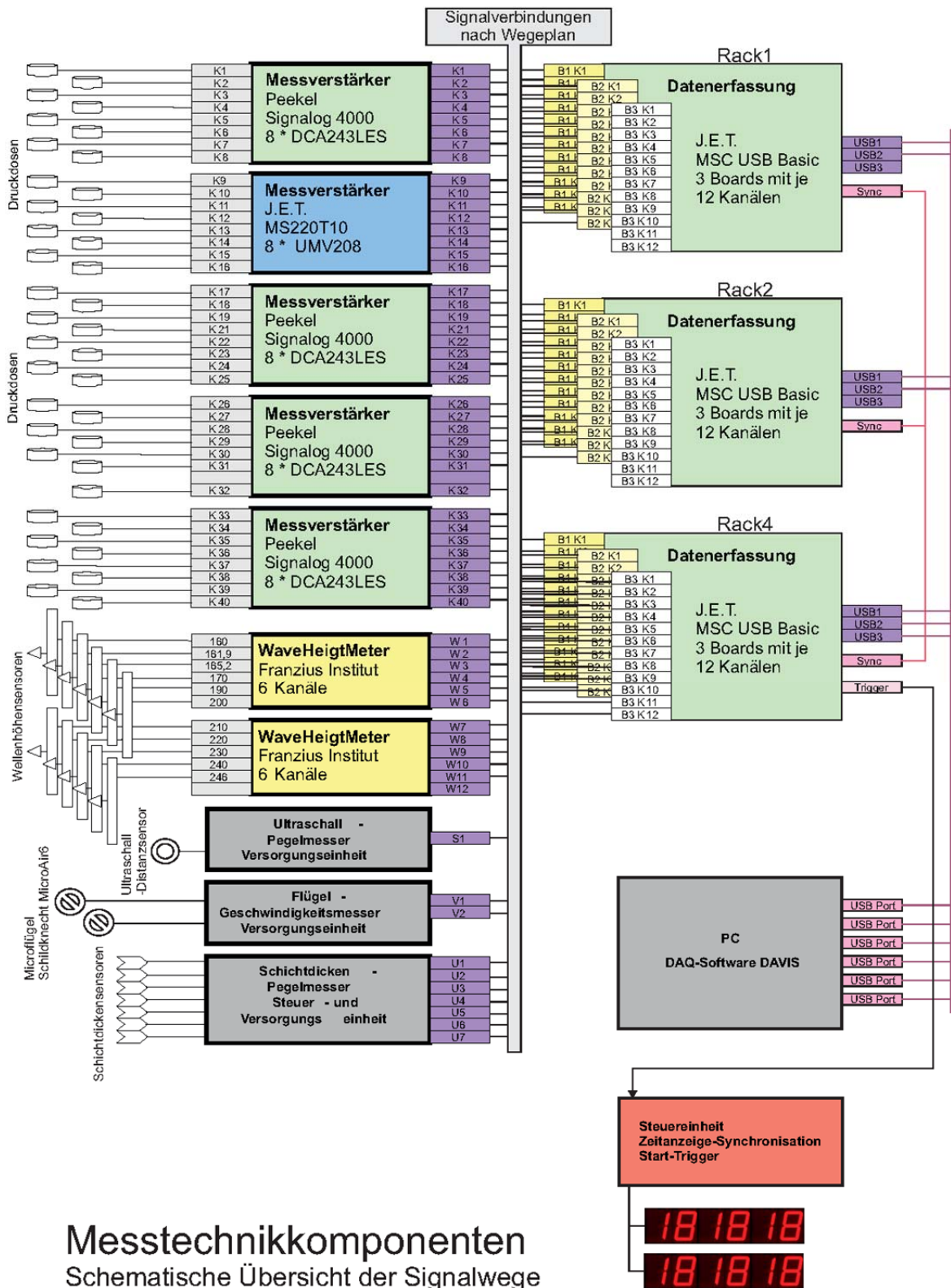


Abbildung 4.9: Messtechnikkomponenten – Schematische Übersicht über der Signalwege der Messwerterfassung

## 5 Vorstellung der Modellphasen

### 5.1 Allgemein

Im Folgenden werden die einzelnen Modellphasen, die während des Versuchszeitraums durchlaufen werden, vorgestellt. In allen vier Modellphasen wird die Stabilität der verschiedenen Verkalit®-Deckwerksteintypen gegen Druckschlag und welleninduzierten Auftrieb untersucht. Der Aufbau des wasserdurchlässigen Deichs in den Modellphasen 1 bis 3 sieht ein nach den anerkannten Regeln der Technik aufgebautes Deckwerk mit der Schichtabfolge Sand, Geotextil, Kornfilter und Setzstein vor (BAW, 1993). Wie aus der Tabelle 5.1 und der nachfolgenden Beschreibung ersichtlich wird, betreffen die Variationen zwischen den Modellphasen 1 bis 3 somit ausschließlich die Ausführung der Deckschicht. Im Gegensatz dazu wird in der Modellphase 4 die Stabilität der modifizierten Verkalit®-Deckwerksteine 180 mm und 250 mm mit einem abgeänderten Deckwerksaufbau untersucht. In der Modellphase 4 beschränkt sich in Abschnitt 1 der Deckwerksaufbau auf die Elemente Sandkern, Geotextil und modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm. Auf einen Kornfilter zwischen dem Deckwerkstein und dem Geotextil wird verzichtet. In Abschnitt 2 hat der nach den Regeln der Technik anerkannte Deckwerksaufbau weiterhin Bestand, jedoch wird die unter dem modifizierten Verkalit®-Deckwerksteine 180 mm liegende Kornfilterschicht verstärkt. Zur Verdeutlichung des Versuchsablaufs zeigt das Flussdiagramm in Abbildung 5.1 die vier Modellphasen, das jeweilige Untersuchungsziel sowie die eingesetzten Deckwerksteine in den Abschnitten 1 und 2.

## Versuchsablauf

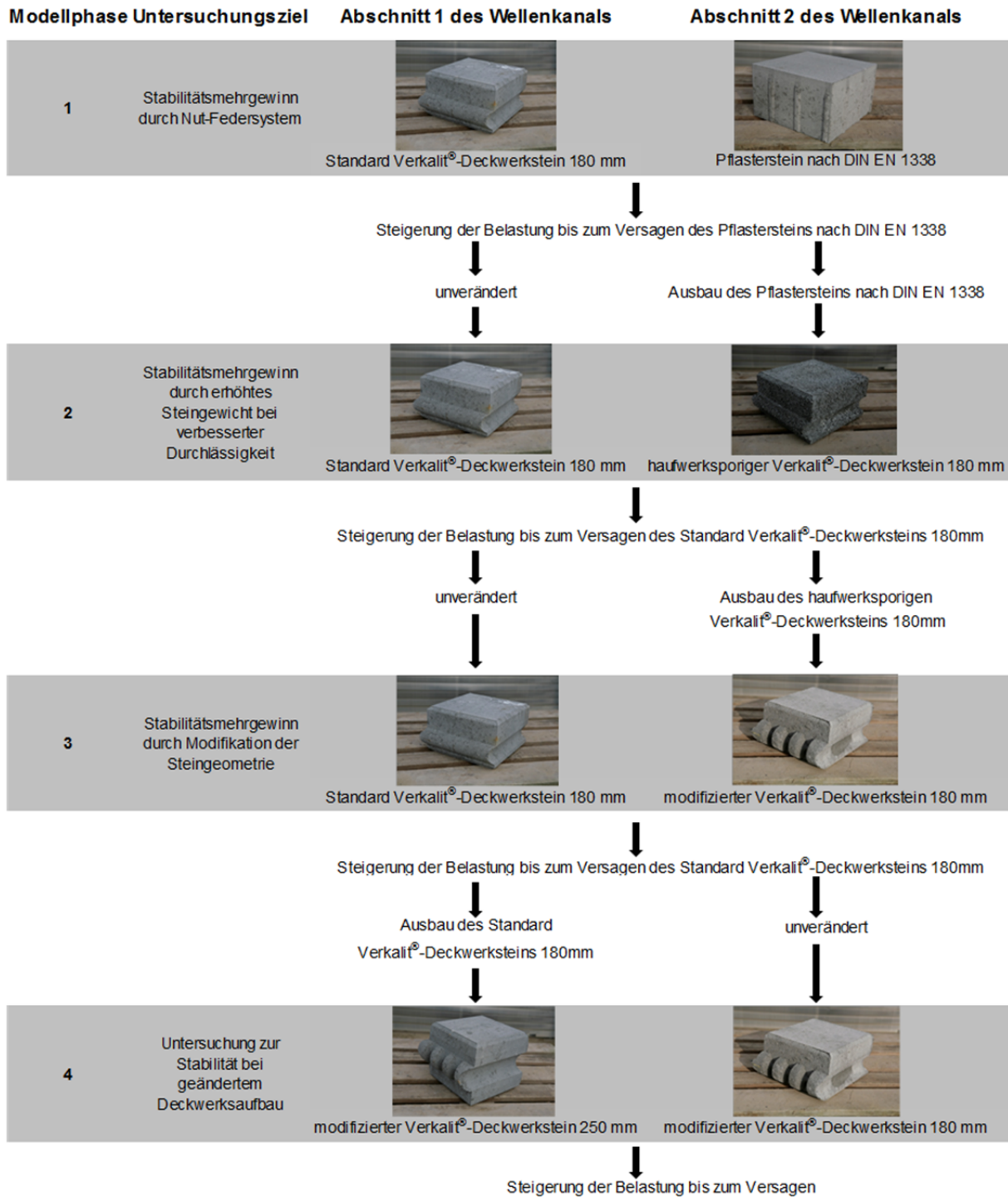


Abbildung 5.1: Ablauf der geplanten Modellphasen am GWK Hannover

Tabelle 5.1: Deckwerksaufbau in den verschiedenen Modellphasen

Modell-phase	Abschnitt	Deckwerkstein					Kornfilter					Geotextil			Sandkern				
		Bezeichnung	Länge	Länge	Höhe	Öffnungsverhältnis	Gewicht	Material	Körnung	Stärke	Schüttrohdichte	effektive Porosität	Lochweite 090	Permeabilität	Masse pro Flächeneinheit	Flächengewicht auf den Sandkern	mittlerer Korndurchmesser D50	wirksame Korndurchmesser D10	Ungleichförmigkeitszahl U
		[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[-]	[mm]	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[%]	[mm]	[m/s]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[-]
1	1	Standard Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	3,00	412,76	Kalksplitt	2 bis 16	0,10	1731,00	17,65	0,10	2,86E-03	0.642	585,86	35,00	19,00	2,00
1	2	Pflasterstein nach DIN EN 1338	300	300	180	3,33	412,76	Kalksplitt	2 bis 16	0,10	1731,00	17,65	0,10	2,86E-03	0.642	585,86	35,00	19,00	2,00
2	1	Standard Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	3,00	412,76	Kalksplitt	2 bis 16	0,10	1731,00	17,65	0,10	2,86E-03	0.642	585,86	35,00	19,00	2,00
2	2	haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	3,00	483,36	Kalksplitt	2 bis 16	0,10	1731,00	17,65	0,10	2,86E-03	0.642	656,46	35,00	19,00	2,00
3	1	Standard Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	3,00	412,76	Kalksplitt	2 bis 16	0,10	1731,00	17,65	0,10	2,86E-03	0.642	585,86	35,00	19,00	2,00
3	2	modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	5,80	401,84	Kalksplitt	16 bis 32	0,10	1589,00	23,65	0,10	2,86E-03	0.642	560,74	35,00	19,00	2,00
4	1	modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein	288	288	250	5,80	518,76	-	-	-	-	-	0,10	2,86E-03	0.642	518,76	35,00	19,00	2,00
4	2	modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	5,80	401,84	Kalksplitt	16 bis 32	0,12	1589,00	23,65	0,10	2,86E-03	0.642	592,52	35,00	19,00	2,00

## 5.2 Modellphase 1

### 5.2.1 Zielsetzung

Die Zielsetzung der Modellphase 1 besteht in der Bewertung des Stabilitätsmehrgewinns durch das Nut-Federsystems des Standard Verkalit®-Deckwerksteins der Firma BERDING BETON. Dieser Mehrgewinn soll durch den direkten Vergleich mit einem unverzahnten, herkömmlichen Pflasterstein gleichen Gewichts und gleicher Abmessung herausgearbeitet werden.

### 5.2.2 Aufbau der Deckschicht

In der Modellphase 1 wird in Abschnitt 1 der seit 1970 im Einsatz befindliche Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm (vgl. Abbildung 5.2) eingebaut. Dieser Typ der Verkalit®-Serie zeichnet sich durch eine durchlaufende Feder aus. Im Abschnitt 2 wird während der Modellphase 1 ein Pflasterstein 180 mm nach DIN EN 1338 (2003) eingesetzt. Bei der Auswahl des Pflastersteins sowie bei der Vorgabe der Fugenbreite musste darauf geachtet werden, dass sowohl das Einzelgewicht pro Stein als auch das Öffnungsverhältnis vergleichbar zu den Werten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins ist. Denn nur bei einem ähnlichen Öffnungsverhältnis und Steingewicht des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm und des Pflastersteins nach DIN EN 1338 kann der der Mehrgewinn an Stabilität infolge des Nut-Feder-Systems herausgearbeitet werden.

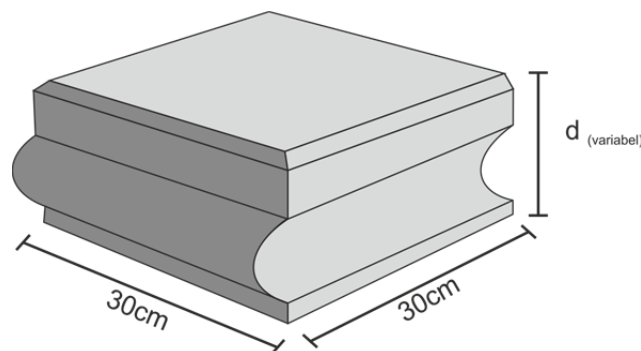


Abbildung 5.2: Abmessungen des Standard Verkalit®-Deckwerksteins (BERDING BETON, 2010)

In Tabelle 5.3 sind die technischen Angaben des in Modellphase 1 verwendeten Standard Verkalit®-Deckwerksteins zusammengefasst. In Tabelle 5.3 wird zwischen der Zwangsfugenbreite  $s$ , dem Fugenabstand zwischen Nut und Feder  $s_F$  und der Mindestlängsfuge, bzw. -querfuge  $s_{ML,MQ}$  unterschieden. Allgemein ergibt sich die Zwangsfugenbreite  $s$  zu:

$$s = s_F + s_{ML,MQ} \quad (5.1)$$

mit:

$s$	=	Zwangsfugenbreite	[mm]
$s_F$	=	Fugenabstand zwischen Nut und Feder	[mm]
$s_{ML,MQ}$	=	Mindestlängsfuge, bzw. -querfuge	[mm]

Wie anhand der Tabelle 5.3 zu erkennen ist, beträgt die Mindestlängsfuge- als auch die Mindestquerfuge beim Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm 7,0 mm. Beträgt der Fugenabstand  $s_F$  zwischen

Nut und Feder 0 mm (Knirschverlegung), so ist die Zwangsfugenbreite  $s$  gleich dem Abstand Mindestlängs- bzw. -querfuge  $s_{ML,MQ}$  (vgl. Abbildung 5.3).

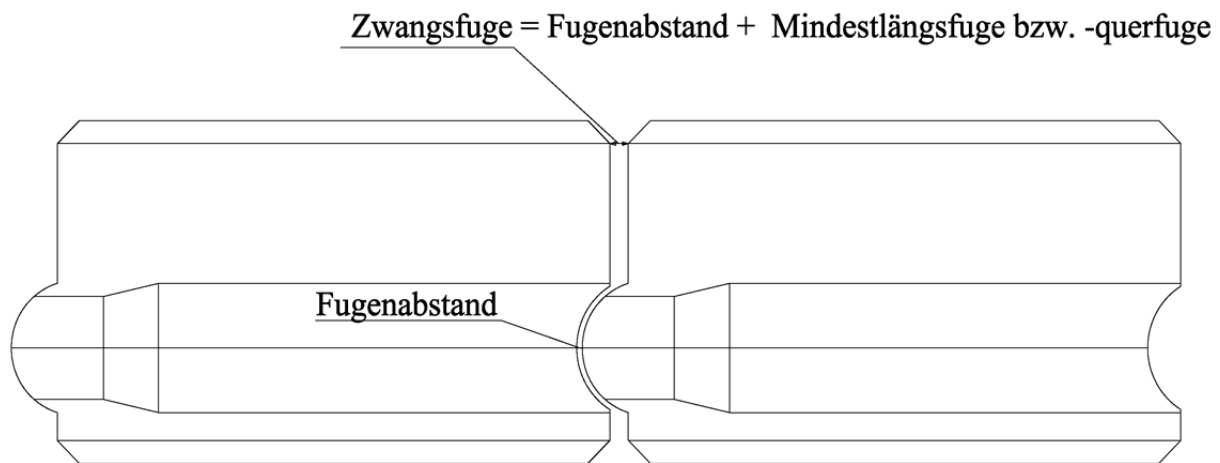


Abbildung 5.3: Definition des Zusammenhangs zwischen dem Fugenabstand und der Längsfuge

In Tabelle 5.2 ist in Abhängigkeit des Fugenabstands  $s_F$  das relative Öffnungsverhältnis  $\Omega_{SV}$  des Standard Verkalit®-Deckwerksteins dargestellt. Das relative Öffnungsverhältnis  $\Omega_{SV}$  beschreibt das Verhältnis der Fugenfläche  $A_0$  und der Gesamtfläche  $A_G$ . Die Berechnung der Gesamtfläche  $A_G$  basiert auf dem Rastermaß  $L_R$ , welches den Abstand der verlegten Steine untereinander beschreibt. Aufgrund der quadratischen Steingeometrie ergibt sich die Gesamtfläche  $A_G$  zu:

$$A_G = L_R^2 \quad (5.2)$$

mit:

$$\begin{aligned} L_R &= \text{Rastermaß} && [\text{mm}] \\ A_G &= \text{Gesamtfläche Verkalit®-Deckwerkstein} && [\text{mm}^2] \end{aligned}$$

In der Realität erfolgt die Verlegung der Standard Verkalit®-Deckwerksteine mit Hilfe schweren Geräts. Die Deckwerkssteine werden auf die Deichböschung gesetzt und im Anschluss mit Hilfe einer hydraulischen Presse an die bereits verlegten Deckwerksteine gepresst. Bei der Vorberechnung der notwendigen Steinmenge wird üblicherweise ein Rastermaß  $L_R$  von 310 mm angesetzt. Dieses Rastermaß, welches sich bei einem Fugenabstand  $s_F$  von 4 mm einstellt, ist aufgrund der produktionsbedingten, geringen Variationen der Deckwerksteine in Verbindung mit Unebenheiten im Planum als umsetzbar anzusehen. Die händische Verlegung der Standard Verkalit®-Deckwerksteine im GWK entsprach ebenfalls einem Rastermaß  $L_R$  von 310 mm, d.h. dass die im GWK erreichte Verlegungsqualität sich nicht von der in der Realität umgesetzten Verlegungsqualität unterscheidet. Das Öffnungsverhältnis  $\Omega_{SV}$  des eingebauten Standard Verkalit®-Deckwerkstein beträgt somit sowohl unter Laborbedingungen im GWK als auch in der Natur 3,0 % (vgl. Tabelle 5.2).

Tabelle 5.2: Öffnungsverhältnis des Standard Verkalit®-Deckwerksteins in Abhängigkeit vom Fugenabstand  $s_F$  (verändert nach BERDING BETON, 2010)

Fugenabstand $s_F$ [mm]	Rastermaß $L_R$ [mm]	Gesamtfläche $A_G$ [mm <sup>2</sup> ]	Fugenfläche $A_0$ [mm <sup>2</sup> ]	Öffnungsverhältnis $\Omega_{SV}$ [%]
0	306	93636	450	0,5
1	307	94249	1063	1,1
2	308	94864	7678	1,8
3	309	95481	2295	2,4
4	310	96100	2914	3,0
5	311	96721	353	3,7
6	312	97344	4158	4,3
7	313	97969	4783	4,9
8	314	98596	5410	5,5
9	315	99225	6039	6,1
10	316	99856	6670	6,7
11	317	100489	7303	7,3

Das Öffnungsverhältnis  $\Omega$  eines Rechtecksteins ergibt sich dagegen zu (CUR, 1995):

$$\Omega = \frac{s_F \cdot (B_B + L_B) + N_E \cdot \pi \cdot D_g^2 / 4}{B_B \cdot L_B} \quad (5.3)$$

mit:

$\Omega$	=	Relative Öffnungsweite	[-]
$s_F$	=	durchschnittliche Fugenabstand	[m]
$B_B$	=	Breite des Setzsteins	[m]
$L_B$	=	Länge des Setzsteins	[m]
$N_E$	=	Anzahl der Entwässerungslöcher	[-]
$D_g$	=	Durchmesser der Entwässerungslöcher	[m]

Der durchschnittliche Fugenabstand  $s_F$  in einem Setzsteindeckwerk, bestehend aus rechteckigen Elementen, ergibt sich entsprechend Abbildung 5.4 zu:

$$s_F = \frac{s_1 B_B + s_2 L_B}{B_B + L_B} \quad (5.4)$$

mit:

$s_F$	=	durchschnittliche Fugenabstand	[m]
$s_i$	=	Fugenbreite im Verbund (mit $i = 1, 2$ )	[m]



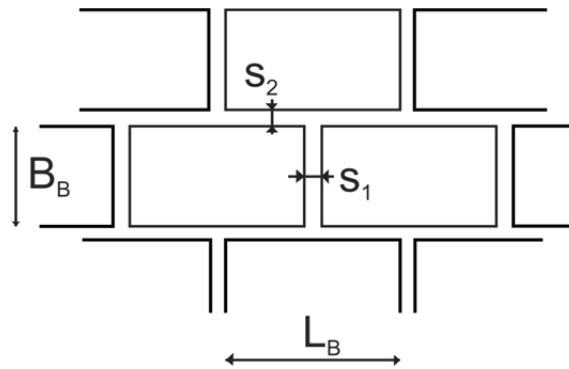


Abbildung 5.4: Fugenbreite eines Setzsteindeckwerks (verändert nach PILARCZYK, 1998)

Der zum Einsatz kommende Pflasterstein nach DIN EN 1338 (2003) besitzt an den Steinseiten eine Betonnase von 5 mm, deren Aufgabe in der Sicherung des Abstands zum benachbarten Stein besteht. Infolge des auf diese Weise erzwungenen Fugenabstands von 5 mm bei der Verlegung des Pflastersteins nach DIN EN 1338 (2003) ergibt sich folgendes relatives Öffnungsverhältnis  $\Omega_p$ :

$$\Omega_p = \frac{s_F \cdot (B_B + L_B) + N_E \cdot \pi \cdot D_g^2 / 4}{B_B \cdot L_B} \cdot 100 = \frac{0,005 \cdot (0,3 + 0,3) + 0}{0,3 \cdot 0,3} \cdot 100 = 3,33\% \quad (5.5)$$

mit:

$\Omega_p$  = Relatives Öffnungsverhältnis des Pflastersteins nach DIN EN 1338 [%]

Das Öffnungsverhältnis  $\Omega_p$  des Pflastersteins weicht demnach von dem Öffnungsverhältnis  $\Omega_{VS}$  des Standard Verkalit®-Deckwerksteins um 0,33 % ab. Diese Abweichung bewegt sich im Rahmen der Zulässigkeit für einen gesicherten Vergleich der Widerstandsfähigkeit.

Da der Pflasterstein nach DIN EN 1338 (2003) aus dem identischen Material (Dichte  $\rho_s = 2320 \text{ kg/m}^3$ ) wie der Standard Verkalit®-Deckwerkstein hergestellt ist, ergibt sich bei der Wahl des Pflastersteins mit den Maßen (300/300/180) folgende Abweichung des Einzelgewichts pro Stein:

$$x_m = \frac{m_V - m_P}{m_V} \cdot 100 = \frac{38,94 - 0,3^2 \cdot 0,18 \cdot 2320}{38,94} \cdot 100 = 3,48\% \quad (5.6)$$

mit:

$x_m$  = Abweichung des Steingewichts [%]

$m_V$  = Masse des Standard Verkalit®-Deckwerksteins [kg]

$m_P$  = Masse des Pflastersteins nach DIN EN 1338 [kg]

Im Vergleich zum Standard Verkalit®-Deckwerkstein ist das Einzelgewicht des Pflastersteins nach DIN EN 1338 (2003) um 3,48 % geringer, wobei sich diese Abweichung ebenfalls im Rahmen der Zulässigkeit bewegt.

In Tabelle 5.3 sind die technischen Angaben des Standard Verkalit®-Deckwerksteins und des Pflastersteins nach DIN EN 1338 im Detail dargestellt.

Tabelle 5.3: Technische Angaben zum Standard Verkalit®-Deckwerkstein (BERDING BETON, 2010) und dem Pflasterstein nach DIN EN 1338 (2003)

Typ	Länge/Breite [mm]	Höhe [mm]	Gewicht [kg/Stein]	Öffnungsverhältnis [%]	Fugenabstand [mm]	Längsfuge [mm]	Querfuge [mm]
Standardstein	300	180	38,94	3,0	4,0	7,0	7,0
Pflasterstein	300	180	37,58	3,3	5,0	-	-

Bei der Verlegung der Deckschicht der Modellphase 1 ist darauf zu achten, dass sowohl der Standard Verkalit®-Deckwerkstein als auch der Pflasterstein nach DIN EN 1338 (2003) von der Kanalwand 1 und 2 jeweils in Richtung Trennwand verlegt wird. Diese Verlegeweise ist unabdingbar, um eine problemlose Kabelführung der Druckmessdosen zu gewährleisten. Aufgrund der Abmessung des Wellenkanals und des vorhandenen Steinformats ist es nicht möglich, einen Abschnitt nur mit ganzen bzw. halben Steinen zu verlegen. In beiden Abschnitten muss daher der Abschlussstein zur Trennwand mit Hilfe einer Steinsäge angepasst werden.

Die Modellphase 1 sieht vor, die auf das Deckwerk einwirkende Belastung soweit zu steigern, bis das konventionelle Deckwerk, bestehend aus Pflastersteinen nach DIN EN 1338 (2003), versagt. Tritt der Versagensfall auf, sind die Versuche zum Schutz der Messtechnik abzubrechen.

### 5.2.3 Aufbau der Unterschichten

Der Aufbau der Unterschichten ist in der Modellphase 1 wasserdurchlässig und in beiden Abschnitten identisch. Der Sandkern wird mit dem Material, das in Abschnitt 2.4 beschrieben wurde, eingebaut. Die filterwirksame Trennschicht zwischen dem Kornfilter mit einer Körnung von 2 - 16 mm (vgl. Abschnitt 2.7) und dem Sandkern bildet das in Abschnitt 2.5 vorgestellte Geotextil.

### 5.2.4 Anordnung der Druckmessdosen

#### a) Abschnitt 1

Unter Berücksichtigung des minimalen und des maximalen Auftreffpunkts der brechenden Welle auf das Deckwerk und des maximalen Wellenablaufs, die im Rahmen einer Vorbemessung ermittelt wurden, werden 15 Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche im Abschnitt 1 (Standard Verkalit®-Deckwerkstein) positioniert. Zur einfacheren Unterscheidung erhalten im Folgenden Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche neben einer Nummerierung die Abkürzung P. Im Gegensatz dazu erhalten die Druckmessdosen in den Deckwerksunterschichten neben der Nummerierung die Zusatzkennung O. Zur Erfassung der Druckausbreitung im Kornfilter werden zehn Porendruckmessdosen im Kornfilter verlegt. Dabei werden neun der zehn Porendruckmessdosen im Kornfilter so positioniert, dass diese sich mittig unter dem überliegenden Standard Verkalit®-Deckwerkstein befinden. Die verbliebene Porendruckmessdose im Kornfilter wird direkt unter einer Steinfuge angebracht, um mögliche Unterschiede in der Druckausbreitung zu erfassen. Zur Dokumentation des Druckabbaus im Sandkern werden weiterhin drei Porendruckmessdosen im Sandkern Ebene 1 und vier weitere Porendruckmessdosen im Sandkern Ebene 2 installiert. Die räumliche Anordnung der im Abschnitt 1 eingesetzten Druckmessdosen sowie der übrigen Messinstrumente ist nochmals in Abbildung 4.8 sowie in Abbildung 5.5 dargestellt. Der exakte Einbauort der Druckmessdosen, der über das GWK-interne Koordinatensystem definiert wird, ist mit Hilfe der Tabelle 5.4 nachzuvollziehen.

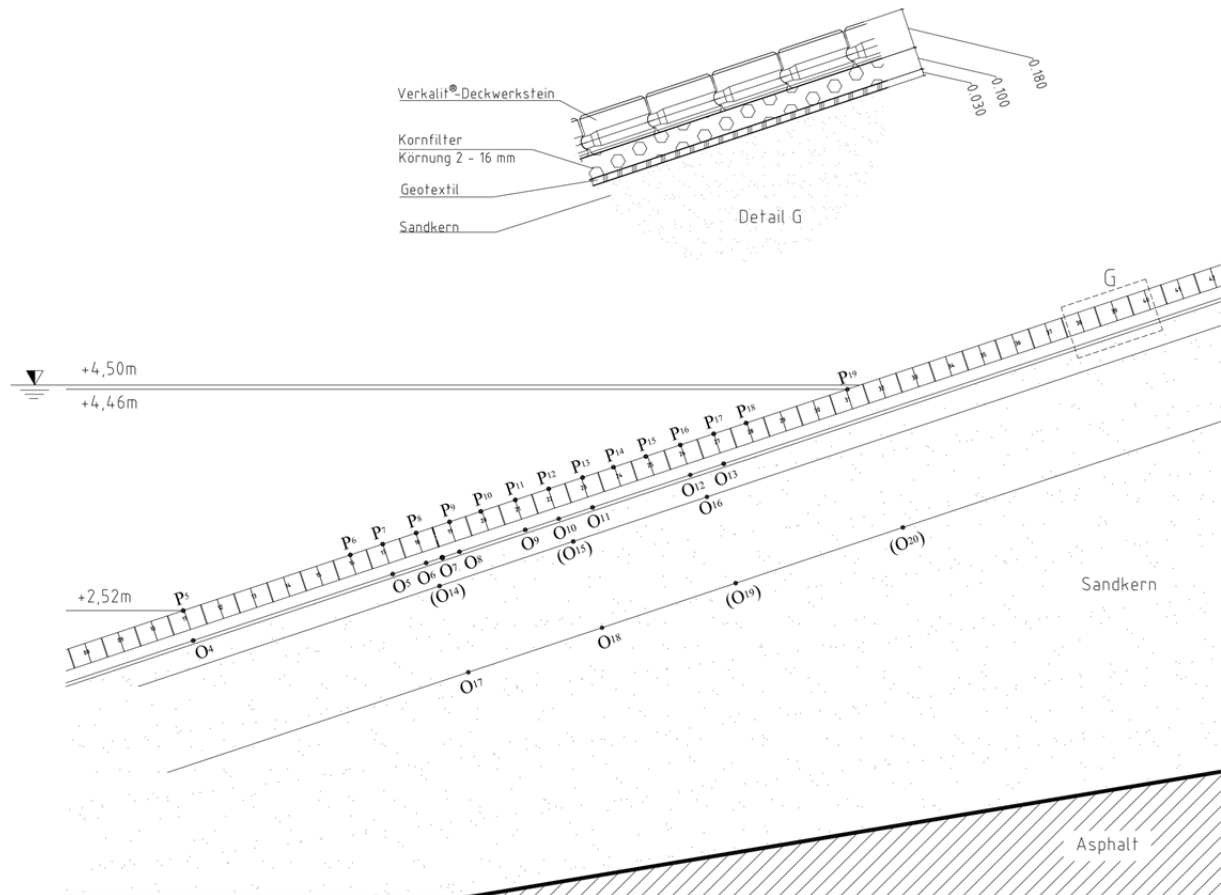


Abbildung 5.5: Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 1 während der Modellphase 1

Tabelle 5.4: Positionierung der Druckmessdosen in der Modellphase 1 / Abschnitt 1

Nr.	Verlegungsort	x [m]	y [m]	z [m]	Beschreibung	Funktionsfähigkeit
P5	E11	247,55	1,40	2,52	Deckwerksoberfläche	
P6	F16	249,02	1,58	3,01	Deckwerksoberfläche	
P7	E17	249,30	1,40	3,10	Deckwerksoberfläche	
P8	E18	249,60	1,25	3,20	Deckwerksoberfläche	
P9	E19	249,89	1,40	3,30	Deckwerksoberfläche	
P10	F20	250,16	1,58	3,39	Deckwerksoberfläche	
P11	E21	250,47	1,40	3,49	Deckwerksoberfläche	
P12	E22	250,76	1,25	3,59	Deckwerksoberfläche	
P13	E23	251,06	1,40	3,69	Deckwerksoberfläche	
P14	F24	251,33	1,58	3,78	Deckwerksoberfläche	
P15	E25	251,62	1,40	3,87	Deckwerksoberfläche	
P16	E26	251,92	1,25	3,97	Deckwerksoberfläche	
P17	E27	252,21	1,40	4,07	Deckwerksoberfläche	
P18	F28	252,50	1,25	4,17	Deckwerksoberfläche	
P19	E31	253,39	1,40	4,46	Deckwerksoberfläche	
O4	E11	247,63	1,40	2,25	auf Geotextil, Mitte	
O5	E17	249,39	1,40	2,84	auf Geotextil, Mitte	

O6	F18	249,68	1,25	2,94	auf Geotextil, Mitte	
O7	E18-19	249,83	1,25	2,98	auf Geotextil, Fuge	
O8	E19	249,98	1,40	3,03	auf Geotextil, Mitte	
O9	E21	250,56	1,40	3,23	auf Geotextil, Mitte	
O10	E22	250,85	1,25	3,32	auf Geotextil, Mitte	
O11	E23	251,15	1,40	3,42	auf Geotextil, Mitte	
O12	E26	252,01	1,25	3,71	auf Geotextil, Mitte	
O13	E27	252,30	1,40	3,81	auf Geotextil, Mitte	
O14	D17	249,80	1,25	2,73	in Sandkern Ebene 1	nein
O15	D21	250,98	1,25	3,12	in Sandkern Ebene 1	nein
O16	D25	252,15	1,25	3,52	in Sandkern Ebene 1	
O17	D17	250,05	1,25	1,97	in Sandkern Ebene 2	
O18	D21	251,23	1,25	2,37	in Sandkern Ebene 2	
O19	D25	252,41	1,25	2,76	in Sandkern Ebene 2	nein
O20	E30	253,88	1,25	3,25	in Sandkern Ebene 2	nein

Es ist anzumerken, dass die Porendruckmessdosen O14, O15, O19 und O20 nach dem Einbau nicht funktionsfähig waren. Ein möglicher Grund für den Ausfall dieser Porendruckmessdosen war eine mechanische Beschädigung der Kabel. Ein Ausbau der fehlerhaften Messinstrumente war aufgrund des damit verbundenen immensen Zeitaufwands nicht möglich.

#### b) Abschnitt 2

Aufgrund des erwarteten frühen Versagens des Pflasterstein nach DIN EN 1338 (2003) und des damit verbundenen Zerstörungspotentials wurden in Abschnitt 2 keine Druckmessdosen verlegt.

### 5.3 Modellphase 2

#### 5.3.1 Zielsetzung

Die Zielsetzung der Modellphase 2 ist die Bewertung des Stabilitätsmehrgewinns des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteins gegenüber dem Standard Verkalit®-Deckwerkstein. Der Mehrgewinn an Stabilität soll ausschließlich über das eingesetzte Material und die Herstellungsweise des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteins sichergestellt werden. Bezüglich der äußeren Form unterscheiden sich der haufwerksporige Verkalit®-Deckwerkstein und der Standard Verkalit®-Deckwerkstein nicht.

Das erhöhte Steingewicht des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteins als Folge des Eisensilikatzuschlags, welches eine zusätzliche Sicherheit gegen Auftrieb darstellt, sowie die haufwerksporige Herstellungsweise, die zu einer verbesserten Materialdurchlässigkeit führt und dadurch zu einem schnelleren Druckausgleich, soll zu einer Zunahme der Stabilität gegen welleninduzierter Belastung im Vergleich zum Standard Verkalit®-Deckwerkstein führen.

#### 5.3.2 Aufbau der Deckschicht

Nach Durchführung der Modellphase 1 wird der Pflasterstein nach DIN EN 1338 (2003) des Abschnitts 2 ausgebaut und durch den haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein ersetzt. Der Aufbau des Abschnitts 1 bleibt in Bezug auf die Modellphase 1 unverändert.

In der Tabelle 5.5 sind die technischen Angaben der in Modellphase 2 verwendeten Produkte dargestellt. Das reine Öffnungsverhältnis des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm, das nur den Fugenanteil bewertet, entspricht aufgrund des gleichen Erscheinungsbilds und der gleichen Verlegungsqualität (Rastermaß  $L_R = 310$  mm) dem des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm (vgl. Abbildung 5.2 und Tabelle 5.2). Neben den augenscheinlich erkennbaren Öffnungen verfügt der haufwerksporige Verkalit®-Deckwerkstein zusätzlich über einen allgemeinen Hohlraumgehalt von 11%. Maßgeblich für das in diesem Kontext bewertete Öffnungsverhältnis ist jedoch nur der durchflusswirksame Anteil des Porenvolumens, der durch die effektive Porosität bewertet wird (vgl. Abschnitt 2.7). Für die effektive Porosität liegen jedoch bisher keine Informationen vor. In Zukunft sind daher Laborversuche erforderlich, um die effektive Porosität des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteins unter turbulenten Bedingungen zu ermitteln.

Tabelle 5.5: Technische Angaben zum Standard-Verkalit®-Deckwerkstein und dem haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein (verändert nach BERDING BETON, 2010)

Typ	Länge/Breite [mm]	Höhe [mm]	Gewicht [kg/Stein]	Öffnungsverhältnis [%]	Fugenabstand [mm]	Längsfuge [mm]	Querfuge [mm]
Standardstein	300	180	38,94	3,0	4,0	7,0	7,0
Filterstein	300	180	45,60	3,0	4,0	7,0	7,0

Wie auch in den vorherigen Modellphasen erfolgt der Einbau der haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteine von der Kanalwand 2 aus in Richtung der Trennwand.

### 5.3.3 Aufbau der Unterschichten

Der Aufbau der Unterschichten des Deckwerks ist identisch mit dem der Modellphase 1.

### 5.3.4 Anordnung der Druckmessdosen

#### a) Abschnitt 1

Infolge der Ausfälle einzelner Druckmessdosen im Sandkern während der Modellphase 1 werden die Druckmessdosen O14 bis O20 während der Umbaumaßnahme im Abschnitt 2 an den identischen Positionen nochmals mit der gleichen Bezeichnung eingebaut. Durch diese Verlagerung in den Abschnitt 2 ändern sich die x- und z-Positionen der genannten Porendruckmessdosen nicht, allein die y-Position wird auf den Abschnitt 2 angepasst. Die verbliebenen funktionstüchtigen Porendruckmessdosen im Sandkern des Abschnitts 1 werden von nun an als O16\*, O17\* und O18\* bezeichnet. Die Tabelle 5.6 gibt Auskunft über den Einbauort der Druckmessdosen und mit Hilfe der Abbildung 5.6 kann die räumliche Anordnung nachvollzogen werden.

Tabelle 5.6: Positionierung der Druckmessdosen in der Modellphase 2 / Abschnitt 1						
Nr.	Verlegungsort	x [m]	y [m]	z [m]	Beschreibung	Funktionsfähigkeit
P5	E11	247,55	1,40	2,52	Deckwerksoberfläche	
P6	F16	249,02	1,58	3,01	Deckwerksoberfläche	
P7	E17	249,30	1,40	3,10	Deckwerksoberfläche	
P8	E18	249,60	1,25	3,20	Deckwerksoberfläche	
P9	E19	249,89	1,40	3,30	Deckwerksoberfläche	
P10	F20	250,16	1,58	3,39	Deckwerksoberfläche	

---

P11	E21	250,47	1,40	3,49	Deckwerksoberfläche
P12	E22	250,76	1,25	3,59	Deckwerksoberfläche
P13	E23	251,06	1,40	3,69	Deckwerksoberfläche
P14	F24	251,33	1,58	3,78	Deckwerksoberfläche
P15	E25	251,62	1,40	3,87	Deckwerksoberfläche
P16	E26	251,92	1,25	3,97	Deckwerksoberfläche
P17	E27	252,21	1,40	4,07	Deckwerksoberfläche
P18	F28	252,50	1,25	4,17	Deckwerksoberfläche
P19	E31	253,39	1,40	4,46	Deckwerksoberfläche
O4	E11	247,63	1,40	2,25	auf Geotextil, Mitte Stein
O5	E17	249,39	1,40	2,84	auf Geotextil, Mitte Stein
O6	F18	249,68	1,25	2,94	auf Geotextil, Mitte Stein
O7	E18-19	249,83	1,25	2,98	auf Geotextil, Fuge Stein
O8	E19	249,98	1,40	3,03	auf Geotextil, Mitte Stein
O9	E21	250,56	1,40	3,23	auf Geotextil, Mitte Stein
O10	E22	250,85	1,25	3,32	auf Geotextil, Mitte Stein
O11	E23	251,15	1,40	3,42	auf Geotextil, Mitte Stein
O12	E26	252,01	1,25	3,71	auf Geotextil, Mitte Stein
O13	E27	252,30	1,40	3,81	auf Geotextil, Mitte Stein
O16*	D25	252,15	1,25	3,52	in Sandkern Ebene 1
O17*	D17	250,05	1,25	1,97	in Sandkern Ebene 2
O18*	D21	251,23	1,25	2,37	in Sandkern Ebene 2

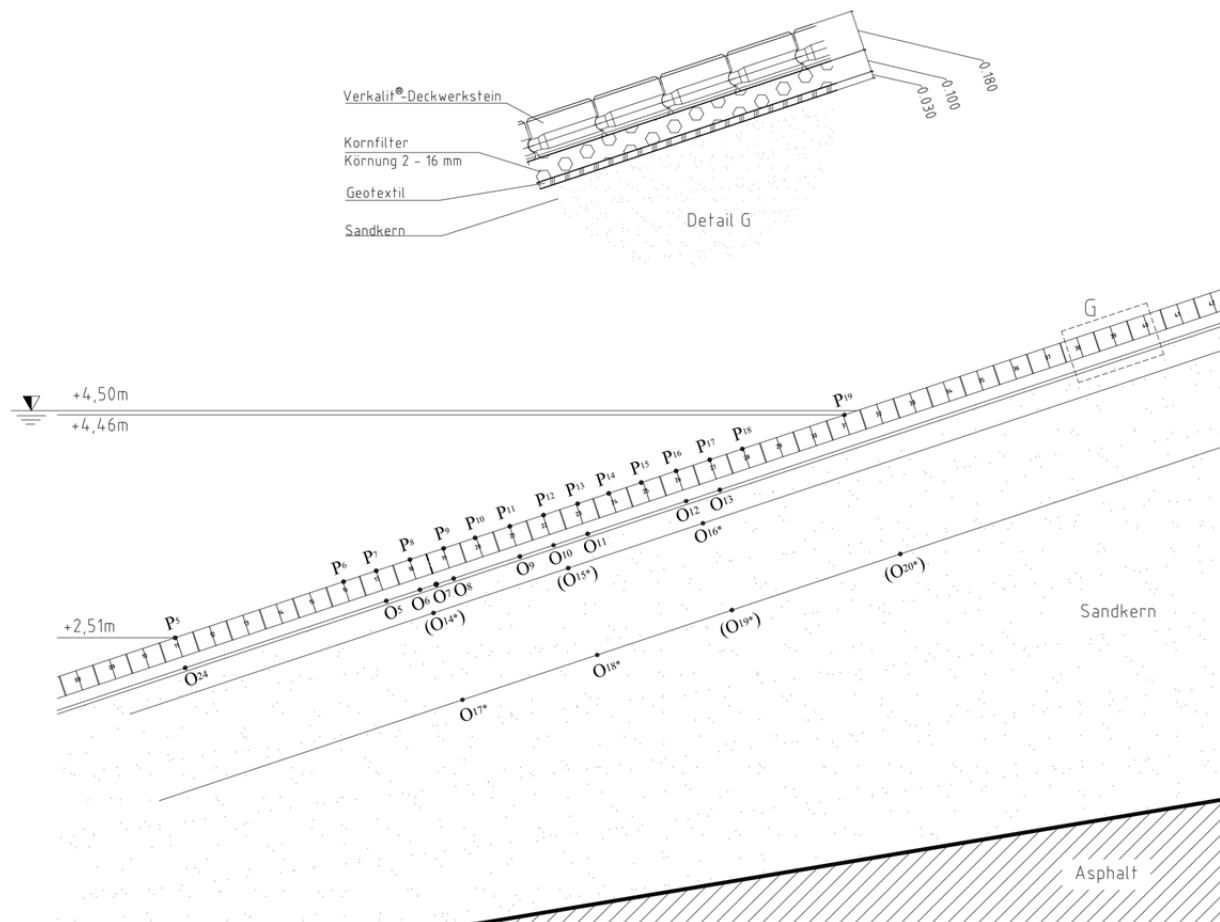


Abbildung 5.6: Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 1 während der Modellphase 2

### b) Abschnitt 2

Zur Erfassung der Belastung auf den haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein werden in Abschnitt 2 vier Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche eingesetzt. Zur Bestimmung der Druckausbreitung im Kornfilter werden drei Porendruckmessdosen mittig unter dem überliegenden haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein eingesetzt. Aufgrund der Ausfälle einzelner Porendruckmessdosen in den Sandebenen 1 und 2 im Abschnitt 1 während der Modellphase 1 werden im Abschnitt 2 in der Sandebene 1 drei und in der Sandebene 2 vier Porendruckmessdosen nachgesetzt.

Die Koordinaten der in der Modellphase 2, Abschnitt 2 eingesetzten Porendruckmessdosen sind in Tabelle 5.7 dargestellt. Abbildung 5.7 gibt einen Überblick über die räumliche Anordnung der Druckmessdosen.

Tabelle 5.7: Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphase 2 / Abschnitt 2

Nr.	Verlegungsort	x [m]	y [m]	z [m]	Beschreibung	Funktionsfähigkeit
P1	N16	249,01	3,46	3,00	Deckwerksoberfläche	
P2	N18	249,59	3,46	3,20	Deckwerksoberfläche	
P3	N22	250,76	3,46	3,59	Deckwerksoberfläche	
P4	N26	251,92	3,46	3,97	Deckwerksoberfläche	
O1	N18	249,68	3,46	2,93	auf Geotextil, Mitte	
O2	N22	250,85	3,46	3,32	auf Geotextil, Mitte	

O3	N26	252,01	3,46	3,71	auf Geotextil, Mitte	
O14	N18	249,75	3,77	2,72	in Sandkern Ebene 1	
O15	N22	250,92	3,77	3,10	in Sandkern Ebene 1	
O16	N26	252,08	3,77	3,49	in Sandkern Ebene 1	
O17	N18	250,01	3,77	1,96	in Sandkern Ebene 2	
O18	N22	251,17	3,77	2,35	in Sandkern Ebene 2	
O19	N26	252,34	3,77	2,73	in Sandkern Ebene 2	nein
O20	L/M31	253,79	3,77	3,22	in Sandkern Ebene 2	

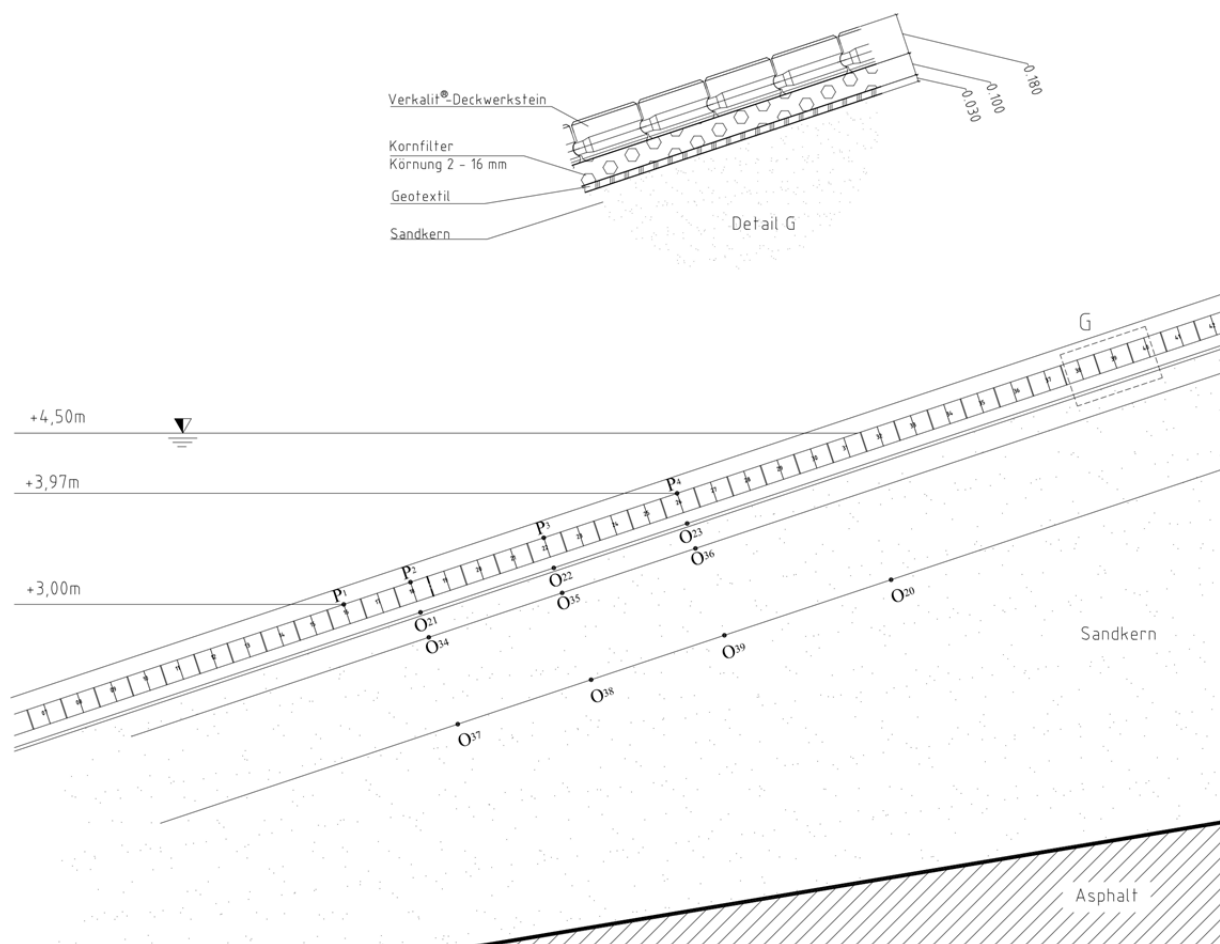


Abbildung 5.7: Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 2 während der Modellphase 2

Zu Beginn der Messphase hat sich herausgestellt, dass die Druckmessdose O19 nicht funktionsfähig ist.

## 5.4 Modellphase 3

### 5.4.1 Zielsetzung

Die Zielsetzung der Modellphase 3 ist die Bewertung des Stabilitätsmehrgewinns des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm gegenüber den Standard Verkalit®-Deckwerksteinen 180 mm. Der



modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm zeichnet sich durch ein rilliertes, außermittiges Nut-Federsystem aus (vgl. Abbildung 5.8). Es wird erwartet, dass durch das verbesserte Öffnungsverhältnis Druckunterschiede verringert und schneller ausgeglichen werden, wodurch sich die Widerstandsfähigkeit gegen welleninduzierten Auftrieb erhöht.

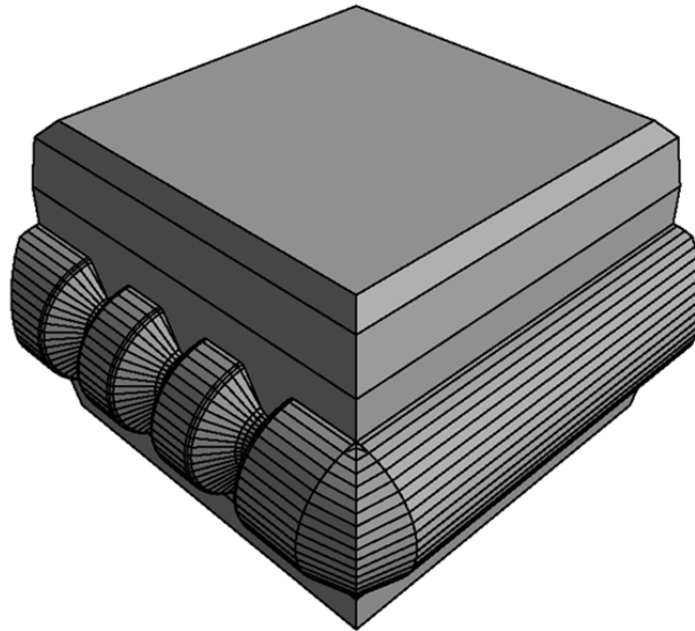


Abbildung 5.8: Erscheinungsbild des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm (BERDING BETON, 2010)

#### 5.4.2 Aufbau der Deckschicht

Der Aufbau der Deckschicht in Abschnitt 1 bleibt in Modellphase 3 weiterhin unverändert. Der Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm wird weiterhin getestet. Im Gegensatz dazu wird im Abschnitt 2 der haufwerksporige Verkalit®-Deckwerkstein der Modellphase 2 ausgebaut und durch den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm ersetzt. Aufgrund der Rillierung der Feder vergrößert sich die Fugenfläche  $A_0$  um 2657 mm<sup>2</sup>. In Tabelle 5.8 ist das relative Öffnungsverhältnis  $\Omega_{MV}$  der modifizierten Verkalit®-Deckwerksteine in Abhängigkeit vom Fugenabstand  $s_F$  dargestellt.

$$\Omega_{MV} = \frac{A_R + A_0}{A_G} \cdot 100 \quad (5.7)$$

mit:

$\Omega_{MV}$	= relatives Öffnungsverhältnis modifizierter Verkalit®-Deckwerksteine	[%]
$A_G$	= Gesamtfläche modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein	[mm <sup>2</sup> ]
$A_0$	= Fugenfläche der modifizierter Verkalit®-Deckwerksteine	[mm <sup>2</sup> ]
$A_R$	= Aussparungsfläche der rillierten Feder der modifizierter Verkalit®-Deckwerksteine	[mm <sup>2</sup> ]

Tabelle 5.8: Öffnungsverhältnis der modifizierten Verkalit®-Deckwerksteine 180 mm und 250 mm in Abhängigkeit vom Fugenabstand  $s_F$  (verändert nach BERDING BETON, 2010)

Fugenabstand $s_F$ [mm]	Rastermaß $L_R$ [mm]	Gesamtfläche $A_G$ [mm <sup>2</sup> ]	Rillierung $A_R$ [mm <sup>2</sup> ]	Fugenfläche $A_0$ [mm <sup>2</sup> ]	Öffnungsverhältnis $\Omega_{MV}$ [%]
0	306	93636	2657	450	0,5
1	307	94249	2657	1063	1,1
2	308	94864	2657	7678	1,8
3	309	95481	2657	2295	2,4
4	310	96100	2657	2914	3,0
5	311	96721	2657	353	3,7
6	312	97344	2657	4158	4,3
7	313	97969	2657	4783	4,9
8	314	98596	2657	5410	5,5
9	315	99225	2657	6039	6,1
10	316	99856	2657	6670	6,7
11	317	100489	2657	7303	7,3

Wie auch bei den Standard Verkalit®-Deckwerksteinen ist für die Verlegungsqualität ein Rastermaß  $L_R$  von 310 mm als ausführbar anzusehen, weshalb im Folgenden das Öffnungsverhältnis  $\Omega_{MV}$  gleich 5,8 % gesetzt wird.

Tabelle 5.9 zeigt die technischen Angaben der in der Modellphase 3 zum Einsatz kommenden Deckschichten.

Tabelle 5.9: Technische Angaben zum Standard-Verkalit®-Deckwerkstein und dem modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein (verändert nach BERDING BETON, 2010)

Typ	Länge/Breite [mm]	Höhe [mm]	Gewicht [kg/Stein]	Öffnungsverhältnis [%]	Fugenabstand [mm]	Längsfuge [mm]	Querfuge [mm]
Standardstein	300	180	38,94	3,0	4,0	7,0	7,0
modifizierter Stein	300	180	37,91	5,8	4,0	7,0	18,0

Wie auch in den vorherigen Modellphasen werden die modifizierten Verkalit®-Deckwerksteinen von der Kanalwand 2 aus in Richtung der Trennwand verlegt.

#### 5.4.3 Aufbau der Unterschichten

Der Aufbau der Unterschichten im Abschnitt 1 ändert sich gegenüber der Modellphase 2 nicht. Im Gegensatz dazu muss in Abschnitt 2 der bisher zum Einsatz kommende Kornfilter mit einer Körnung von 2 bis 16 mm ausgebaut werden und ersetzt werden durch einen Kornfilter, bestehend aus dem identischen Material, jedoch mit einer Körnung von 16 bis 32 mm (vgl. Abschnitt 2.7). Dieser grobkörnige Kornfilter stellt die Auflagefläche für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm dar. Der Austausch des Kornfilters ist notwendig, um ein Ausschwemmen der Feianteile des Kornfilters durch die Hohlräume der rillierten Feder zu verhindern. Die Deckwerksaufbauten der Abschnitte 1 und 2 können mit Hilfe der Abbildung 5.9 nochmal nachvollzogen werden.

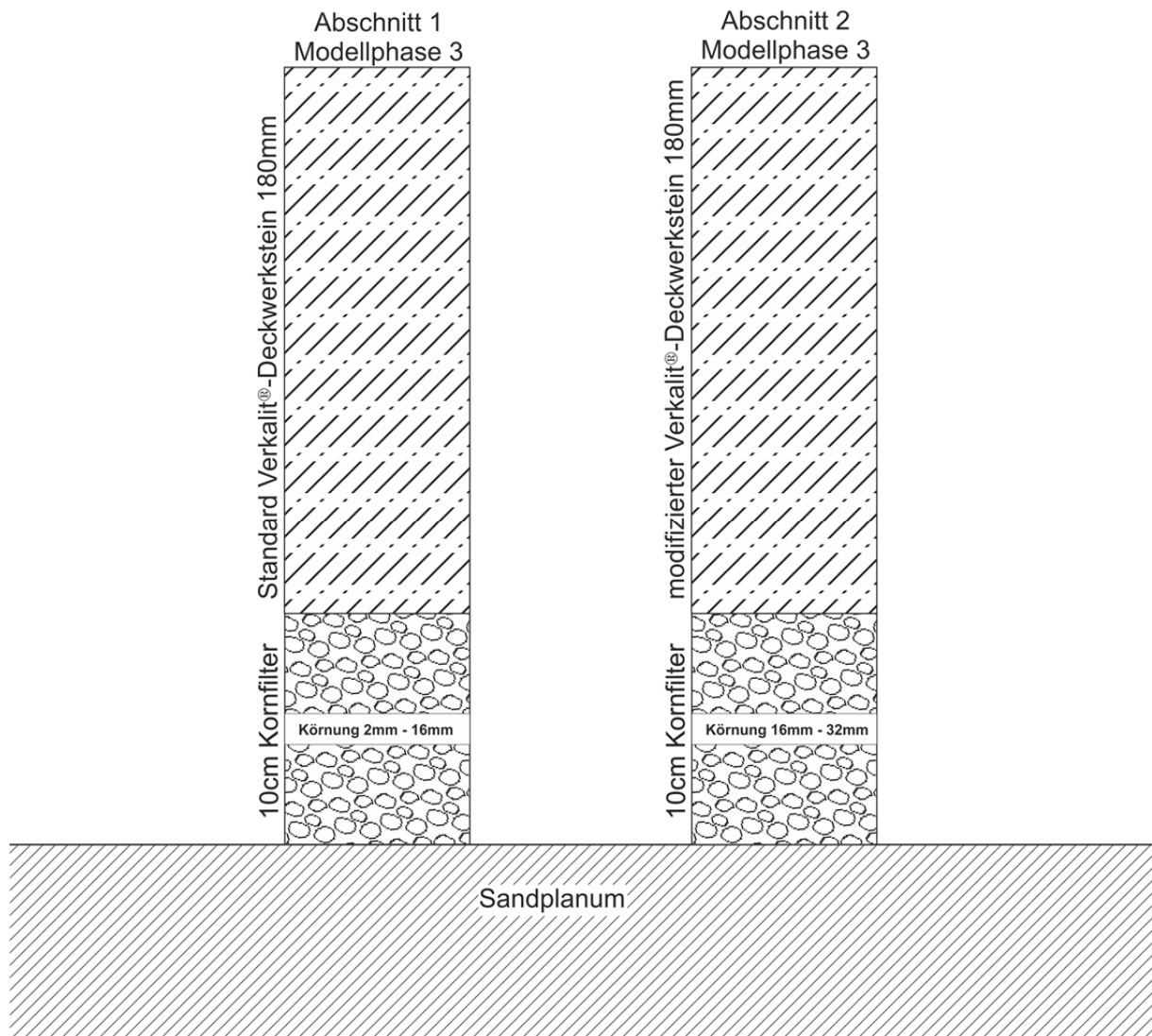


Abbildung 5.9: Deckwerksaufbau der Abschnitte 1 und 2 der Modellphase 3

Die Schüttrohdichte des größeren Kornfilters ist um 8,2% geringer im Vergleich zum bisher eingesetzten Kornfilter. Um jedoch keinen Höhenversatz zwischen den beiden Abschnitten zu riskieren, wird die Filterstärke konstant auf 10 cm belassen. Des Weiteren wiegt der modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm aufgrund der Aussparung der rillierten Feder 2,6% weniger als der Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm. Das geringere Steingewicht in Verbindung mit der geringeren Schüttrohdichte des Kornfilters bei gleichbleibender Filterstärke führt zu einer Abnahme der Auflast auf dem Sandkern. Im Vergleich zum Abschnitt 1 reduziert sich die Auflast um 25 kg/m<sup>2</sup>. Die verringerte Auflast auf dem Sandkern hat wiederum zur Folge, dass die Versagenswahrscheinlichkeit des Untergrunds steigt.

Beim Ausbau des ursprünglichen Kornfilters zeigte sich, dass Material vom Vorstrand über die Fugen des Pflastersteins bzw. des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm in den Kornfilter eingedrungen ist (vgl. Abbildung 5.10).



Abbildung 5.10: links: Kalksplitt 2 bis 16 mm vor und nach der Modellphase 2; rechts: mit Sand versetzter Kornfilter während des Ausbaus

Das eingeschwemmte Material war eindeutig dem Vorstrand zuzuordnen, da das auf dem Sandkern liegende Geotextil keine Fehlstelle aufgewiesen hat und demnach kein Material aus dem Sandkern in den Kornfilter eindringen konnte. Die Eigenschaften des ausgebauten Kalksplitt-Sandgemischs sind in Tabelle 5.10 aufgelistet.

Tabelle 5.10: Labortechnische Untersuchungen des Filtermaterials vor und nach der Modellphase 2

Material	Körnung	Zustand	Rohdichte	Schüttrohdichte, trocken	Wasserauf- nahme	effektive Porosität
[-]	[mm]	[-]	[kg/dm <sup>3</sup> ]	[kg/dm <sup>3</sup> ]	[%]	[%]
Kalksplitt	2 -16	Neu	2,70	1,731	2,00	17,65
Kalksplitt	2 -16	Ausgebaut	2,70	1,752	2,00	-

Die effektive Porosität des ausgebauten Kalksplitt-Gemisches liegt nicht vor, jedoch wurde die gesamte Porosität zu 15,94 % bestimmt.

#### 5.4.4 Anordnung der Druckmessdosen

##### a) Abschnitt 1

Im Abschnitt 1 ist die Lage sowie die Anzahl der verwendeten Druckmessdosen im Vergleich zur Modellphase 2, Abschnitt 1 unverändert. Lediglich die Porendruckmessdosen O16\*, O17\* und O19\* werden aus Mangel an Steckplätzen an den vorhandenen Messverstärkern nicht zur Datenaufzeichnung herangezogen. In Tabelle 5.11 ist die Lage der Druckmessdosen dargestellt. Abbildung 5.11 gibt zusätzlich einen Überblick über die räumliche Verteilung der Druckmessdosen.

Tabelle 5.11: Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphasen 3 / Abschnitt 1

Nr.	Verlegungsort	x [m]	y [m]	z [m]	Beschreibung	Funktionsfähigkeit
P5	E11	247,55	1,40	2,52	Deckwerksoberfläche	
P6	F16	249,02	1,58	3,01	Deckwerksoberfläche	
P7	E17	249,30	1,40	3,10	Deckwerksoberfläche	
P8	E18	249,60	1,25	3,20	Deckwerksoberfläche	

P9	E19	249,89	1,40	3,30	Deckwerksoberfläche	
P10	F20	250,16	1,58	3,39	Deckwerksoberfläche	
P11	E21	250,47	1,40	3,49	Deckwerksoberfläche	
P12	E22	250,76	1,25	3,59	Deckwerksoberfläche	
P13	E23	251,06	1,40	3,69	Deckwerksoberfläche	
P14	F24	251,33	1,58	3,78	Deckwerksoberfläche	Nein (Modellphase3)
P15	E25	251,62	1,40	3,87	Deckwerksoberfläche	
P16	E26	251,92	1,25	3,97	Deckwerksoberfläche	
P17	E27	252,21	1,40	4,07	Deckwerksoberfläche	
P18	F28	252,50	1,25	4,17	Deckwerksoberfläche	
P19	E31	253,39	1,40	4,46	Deckwerksoberfläche	Nein(Modellphase3)
O4	E11	247,63	1,40	2,25	auf Geotextil, Mitte Stein	
O5	E17	249,39	1,40	2,84	auf Geotextil, Mitte Stein	
O6	F18	249,68	1,25	2,94	auf Geotextil, Mitte Stein	
O7	E18-19	249,83	1,25	2,98	auf Geotextil, Fuge Stein	
O8	E19	249,98	1,40	3,03	auf Geotextil, Mitte Stein	
O9	E21	250,56	1,40	3,23	auf Geotextil, Mitte Stein	
O10	E22	250,85	1,25	3,32	auf Geotextil, Mitte Stein	
O11	E23	251,15	1,40	3,42	auf Geotextil, Mitte Stein	
O12	E26	252,01	1,25	3,71	auf Geotextil, Mitte Stein	
O13	E27	252,30	1,40	3,81	auf Geotextil, Mitte Stein	

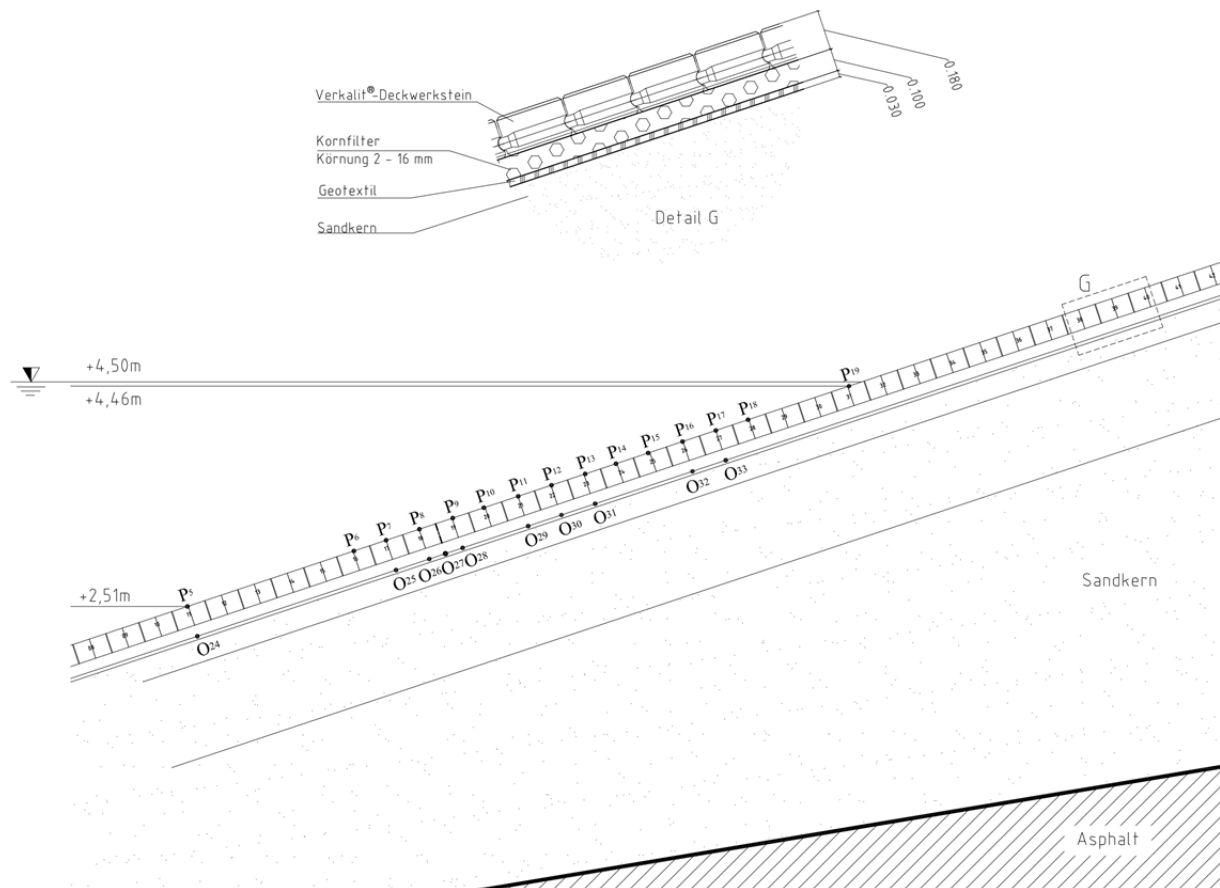


Abbildung 5.11: Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 1 während der Modellphase 3

### b) Abschnitt 2

Im Abschnitt 2 ist die Lage sowie die Anzahl der verwendeten Druckmessdosen im Vergleich zur Modellphase 2, Abschnitt 2 unverändert. Die räumliche Anordnung der Druckmessdosen kann mit Hilfe der Abbildung 5.12 nachvollzogen werden, wohingegen die Tabelle 5.12 Aufschluss über die Lage der Druckmessdosen gibt.

Tabelle 5.12: Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphase 3 / Abschnitt 2

Nr.	Verlegungsort	x [m]	y [m]	z [m]	Beschreibung	Funktionsfähigkeit
P1	N16	249,01	3,46	3,00	Deckwerksoberfläche	
P2	N18	249,59	3,46	3,20	Deckwerksoberfläche	
P3	N22	250,76	3,46	3,59	Deckwerksoberfläche	
P4	N26	251,92	3,46	3,97	Deckwerksoberfläche	
O1	N18	249,68	3,46	2,93	auf Geotextil, Mitte Stein	
O2	N22	250,85	3,46	3,32	auf Geotextil, Mitte Stein	
O3	N26	252,01	3,46	3,71	auf Geotextil, Mitte Stein	
O14	N18	249,75	3,77	2,72	in Sandkern Ebene 1	
O15	N22	250,92	3,77	3,10	in Sandkern Ebene 1	
O16	N26	252,08	3,77	3,49	in Sandkern Ebene 1	Nein
O17	N18	250,01	3,77	1,96	in Sandkern Ebene 2	Nein
O18	N22	251,17	3,77	2,35	in Sandkern Ebene 2	Nein

O19	N26	252,34	3,77	2,73	in Sandkern Ebene 2	nein
O20	L/M31	253,79	3,77	3,22	in Sandkern Ebene 2	

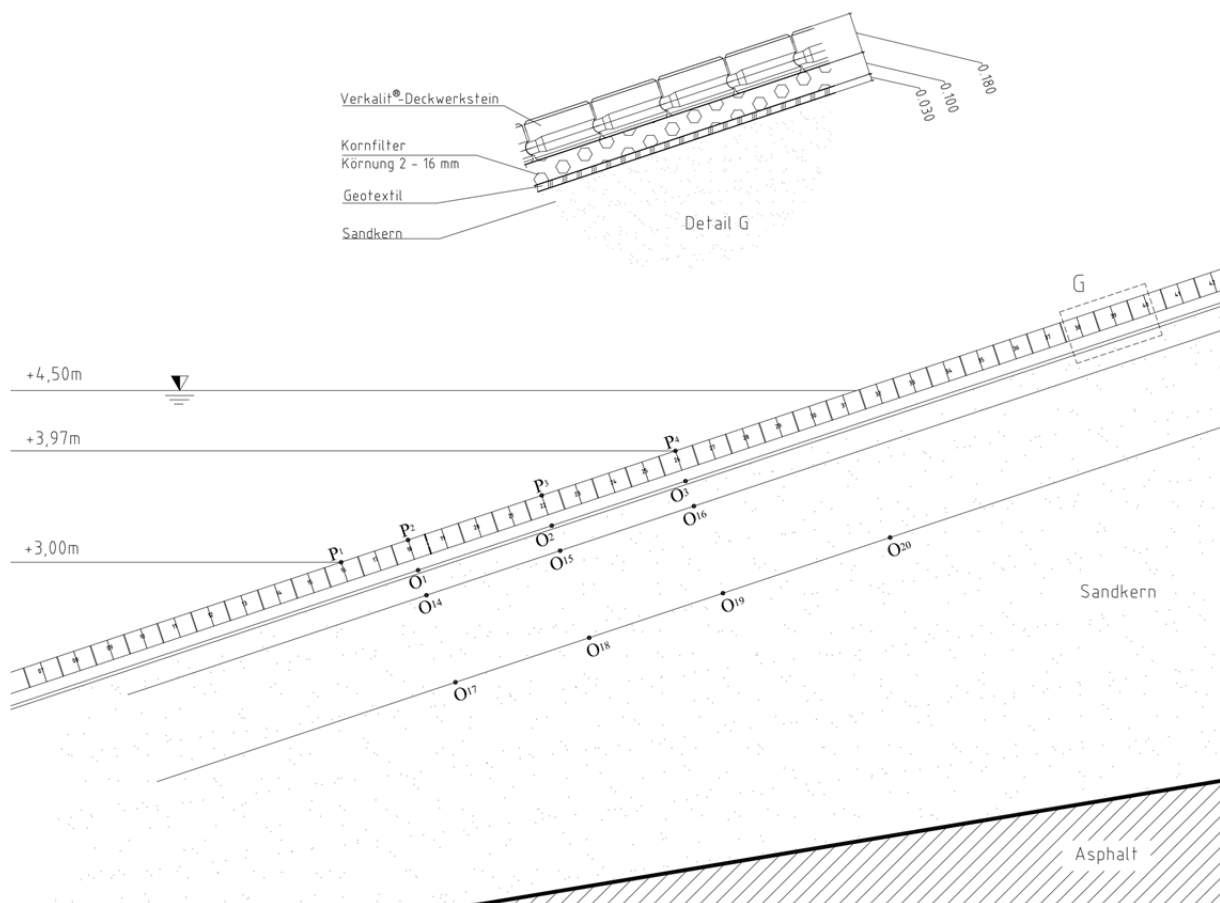


Abbildung 5.12: Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 2 während der Modellphase 3

#### 5.4.5 Zusätzliches Versuchsprogramm

Da die Belastung infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms nicht stark genug ist, um den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm bzw. den Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm zum Versagen zu führen, wurde ein zusätzliches Versuchsprogramm mit dem Ziel aufgestellt, das Deckwerk an seine Belastungsgrenze zu führen.

Tabelle 5.13: Versuchsprogramm – regelmäßige Wellen

Versuch	Wellensteilheit $s$ [m]	Wellenhöhe $H_{nom}$ [m]	Wellenperiode $T$ [s]	Wellenlänge $L$ [m]
Reg9	0,027	1,50	6,00	56,20
Reg10	0,030	1,70	6,00	56,20
Reg11	0,009	0,50	6,00	56,20
Reg12	0,034	1,90	6,00	56,20
Reg13	0,023	0,70	6,00	56,20
Reg14	0,012	0,90	6,00	56,20
Reg15	0,019	1,10	6,00	56,20
Reg16	0,023	1,30	6,00	56,20

Die Wellenhöhe  $H$  wurde um 20 cm pro Versuch gesteigert. Die Wellenperiode  $T$  wurde konstant auf 6 s festgesetzt, da mit Hilfe dieser Periode die höchsten, von der Wellenmaschine im GWK generierbaren Wellen erzeugt werden können.

## 5.5 Modellphase 4

### 5.5.1 Zielsetzung

Die Zielsetzung der Modellphase 4 ist zum einen die Bewertung der Stabilität des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 250 mm bei einem geänderten Deckwerksaufbau (Abschnitt 1) und zum anderen der Zugewinn an Stabilität durch die Verstärkung der Kornfilterschicht bei einem sonst im Vergleich zur Modellphase 3, Abschnitt 2 identischen Aufbau der Deckschicht (Abschnitt 2).

### 5.5.2 Aufbau der Deckschicht

Im Abschnitt 1 der Modellphase 4 wird für die Deckschicht der modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm verwendet. Dagegen kommt im Abschnitt 2 der modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm zum Einsatz. Für die Verlegung des modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm wird wie auch für den modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm ein Rastermaß  $L_R$  von 310 mm angesetzt, was einem Öffnungsverhältnis  $\Omega_{MV}$  von 5,8 % entspricht (vgl. Tabelle 5.8).

Die technischen Angaben der in der Modellphase 4 zum Einsatz kommenden Deckschichten sind in Tabelle 5.14 zusammengefasst.

Tabelle 5.14: Technische Angaben zu den modifizierten Verkalit®-Deckwerksteinen 180 bzw. 250 mm (verändert nach BERDING BETON, 2010)

Typ	Länge/Breite [mm]	Höhe [mm]	Gewicht [kg/Stein]	Öffnungsverhältnis [%]	Fugenabstand [mm]	Längsfuge [mm]	Querfuge [mm]
modifizierter Stein	288	250	48,94	5,8	4,0	18,0	18,0
modifizierter Stein	300	180	37,91	5,8	4,0	7,0	18,0

### 5.5.3 Aufbau der Unterschichten

Nach Abschluss der Modellphase 3 werden die Deckwerksteine in beiden Abschnitten ausgebaut.



Im Abschnitt 1 werden neben der Deckschicht, bestehend aus Standard Verkalit®-Deckwerksteinen 180 mm, die Filterschicht und das Geotextil entfernt. Im Anschluss dazu werden im Sandkern Porendruckmessdosen neu eingebaut bzw. an neue Positionen verlegt. Im nächsten Arbeitsschritt wird der bestehende Sandkern um 5 cm über die gesamte Böschungslänge verstärkt, bevor dieser wiederum mit dem standardmäßig zum Einsatz kommenden Geotextil abgedeckt wird. Das Geotextil bildet im Gegensatz zu den bisherigen Modellphasen die direkte Auflagefläche für die Deckschicht, bestehend aus dem modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm.

Im Abschnitt 2 wurden die modifizierten Verkalit®-Deckwerksteine 180 mm entfernt und die unterliegende Filterschicht mit der Körnung von 16 bis 32 mm um 2 cm erhöht. Diese Erhöhung der Filterschicht dient dem Ausgleich des geringeren Flächengewichts auf den Sandkern infolge der geringeren Schüttrohdichte des Grobkorns und des reduzierten Gewichts des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins im Vergleich zum Flächengewicht des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm, der sich während der Modellphasen 1 bis 3 im Abschnitt 1 im Einsatz befand. Grund für diese Veränderung des Deckwerksaufbaus waren Setzungen bzw. Hebungen in der Filterschicht während der Modellphase 3, Abschnitt 2 im Vergleich zu dem identischen Aufbau der Modellphasen 1 bis 3, Abschnitt 1. Mit Hilfe des geänderten Deckwerksaufbaus soll getestet werden, ob die Veränderungen im Kornfilter dem reduzierten Flächengewicht geschuldet sind oder ob infolge der höheren Porosität des größeren Kornfilters Fließprozesse im Unterbau den Ausschlag für die Veränderungen geben.

In Abbildung 5.13 sind die Veränderungen im Deckwerksaufbau infolge des Wechsels von Modellphase 3 zu Modellphase 4 nochmals graphisch dargestellt.

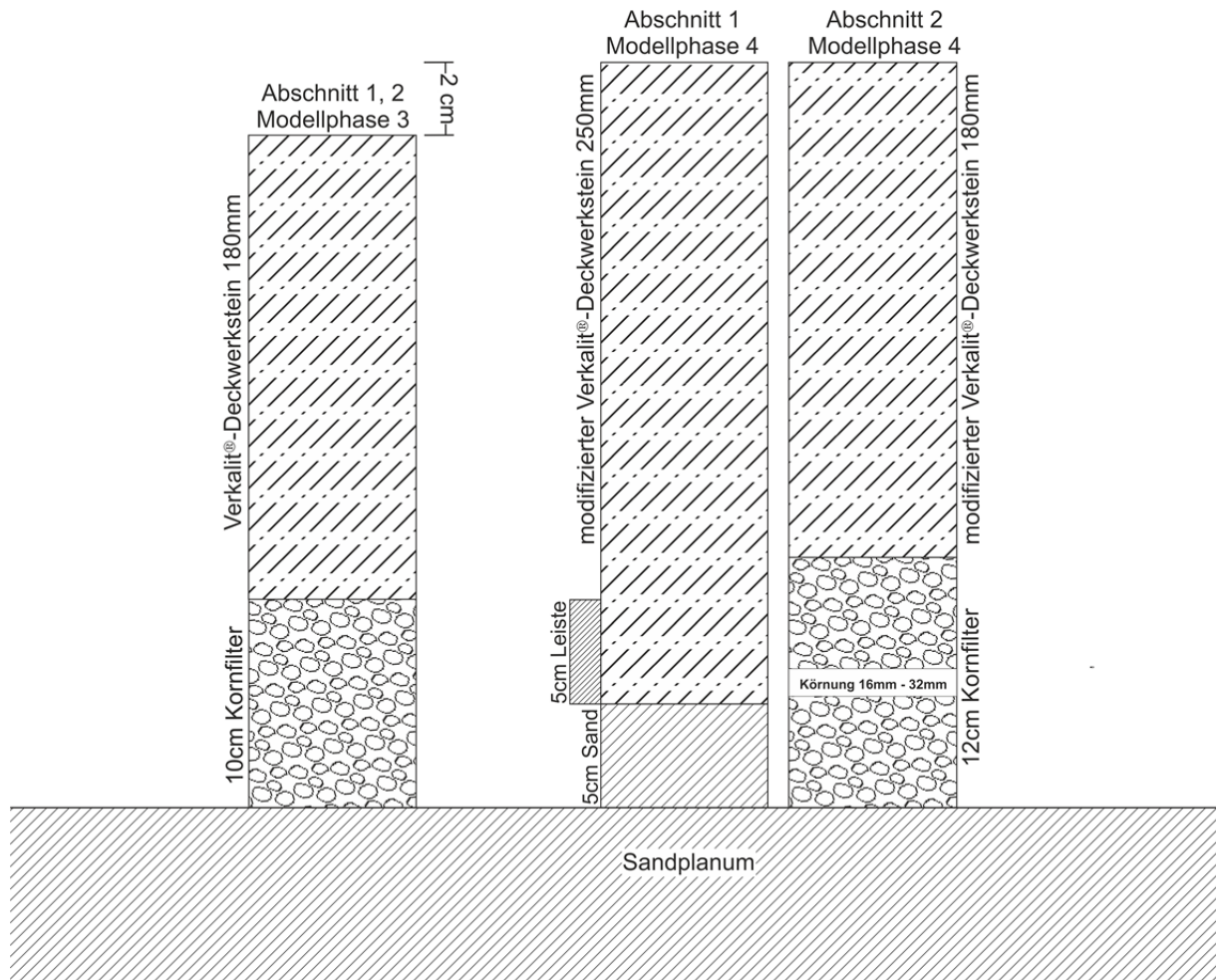


Abbildung 5.13: Änderungen des Höhenniveaus und des Deckwerkaufbaus zwischen der Modellphase 3 und 4

#### 5.5.4 Anordnung der Druckmessdosen

##### a) Abschnitt 1

In der Modellphase 4 kommt es im Abschnitt 1 zu einer Neuverteilung der Druckmessdosen. Die Porendruckmessdosen O16\*, O17\* und O18\*, die während der Modellphase 3 inaktiv waren, werden wieder für die Messungen reaktiviert.

In der Tabelle 5.15 sind die Koordinaten der eingebauten Druckmessdosen aufgelistet. Die Abbildung 5.14 gibt einen Überblick über die räumliche Verteilung der Druckmessdosen.

Tabelle 5.15: Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphase 4 / Abschnitt 1

Nr.	Verlegungsort	x [m]	y [m]	z [m]	Beschreibung	Funktionsfähigkeit
P5	F12	247,78	1,60	2,59	Deckwerksoberfläche	
P7	F18	249,53	1,60	3,18	Deckwerksoberfläche	
P9	F20	250,12	1,60	3,37	Deckwerksoberfläche	
P11	F22	250,71	1,60	3,57	Deckwerksoberfläche	
P13	F24	251,29	1,60	3,76	Deckwerksoberfläche	
P15	F26	251,88	1,60	3,96	Deckwerksoberfläche	

P17	F28	252,47	1,60	4,16	Deckwerksoberfläche	
P101	F30	253,04	1,60	4,35	Deckwerksoberfläche	
P19	F32	253,64	1,60	4,55	Deckwerksoberfläche	
O4	F12	247,83	1,30	2,35	Geotextil	
O5	F18	249,56	1,30	2,92	Geotextil	
O8	F20	250,17	1,30	3,13	Geotextil	
O9	F22	250,72	1,30	3,31	Geotextil	
O103	F26	251,94	1,30	3,72	Geotextil	
O11	F24	251,31	1,30	3,51	Geotextil	
O104	F30	253,08	1,30	4,10	Geotextil	
O13	F28	252,53	1,30	3,91	Geotextil	
O105	F12	247,84	1,25	2,13	Sandkern, Ebene 1	
O106	F18	249,65	1,25	1,73	Sandkern, Ebene 1	
O107	F22	250,86	1,25	3,14	Sandkern, Ebene 1	
O16*	F26	252,06	1,25	3,54	Sandkern, Ebene 1	
O109	F30	253,27	1,25	3,94	Sandkern, Ebene 1	
O17*	F18	250,05	1,25	1,97	Sandkern, Ebene 2	Nein
O18*	F22	251,23	1,25	2,37	Sandkern, Ebene 2	Nein
O113	F26	252,33	1,25	2,73	Sandkern, Ebene 2	

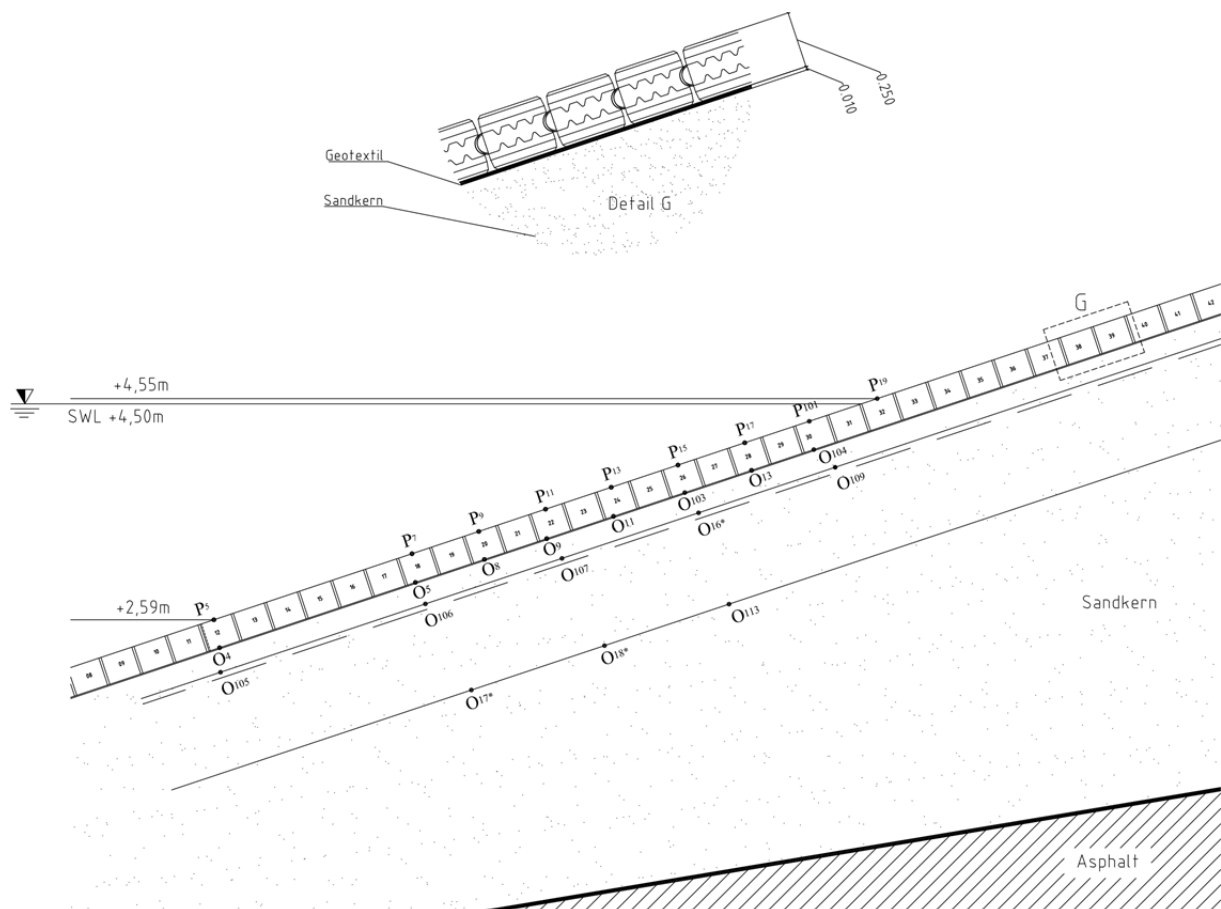


Abbildung 5.14: Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 1 während der Modellphase 4

b) *Abschnitt 2*

Die Anordnung der Druckmessdosen im Abschnitt 2 der Modellphase 4 ist geringfügig unterschiedlich zu der Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 2 der Modellphase 3. Die Koordinaten der Druckmessdosen sind in der Tabelle 5.16 zu finden, wohingegen die Abbildung 5.15 einen räumlichen Überblick über die eingesetzten Druckmessdosen liefert.

Tabelle 5.16: Positionierung der Druckmessdosen an der Deckwerksoberfläche in der Modellphase 4 / Abschnitt 2

Nr.	Verlegungsort	x [m]	y [m]	z [m]	Beschreibung	Funktionsfähigkeit
P1	M16	249,01	3,41	3,00	Deckwerksoberfläche	
P2	M18	249,59	3,41	3,20	Deckwerksoberfläche	
P3	M22	250,76	3,41	3,59	Deckwerksoberfläche	
P4	M26	251,92	3,41	3,97	Deckwerksoberfläche	
O1	N18	249,69	3,41	2,92	auf Geotextil,Mitte Stein	
O2	N22	250,85	3,41	3,30	auf Geotextil,Mitte Stein	
O3	N26	252,02	3,41	3,69	auf Geotextil,Mitte Stein	
O14	N18	249,75	3,77	2,72	in Sandkern Ebene 1	
O15	N22	250,92	3,77	3,10	in Sandkern Ebene 1	
O16	N26	252,08	3,77	3,49	in Sandkern Ebene 1	
O17	N18	250,01	3,77	1,96	in Sandkern Ebene 2	Nein
O18	N22	251,17	3,77	2,35	in Sandkern Ebene 2	
O20	N31	253,79	3,77	3,22	in Sandkern Ebene 2	

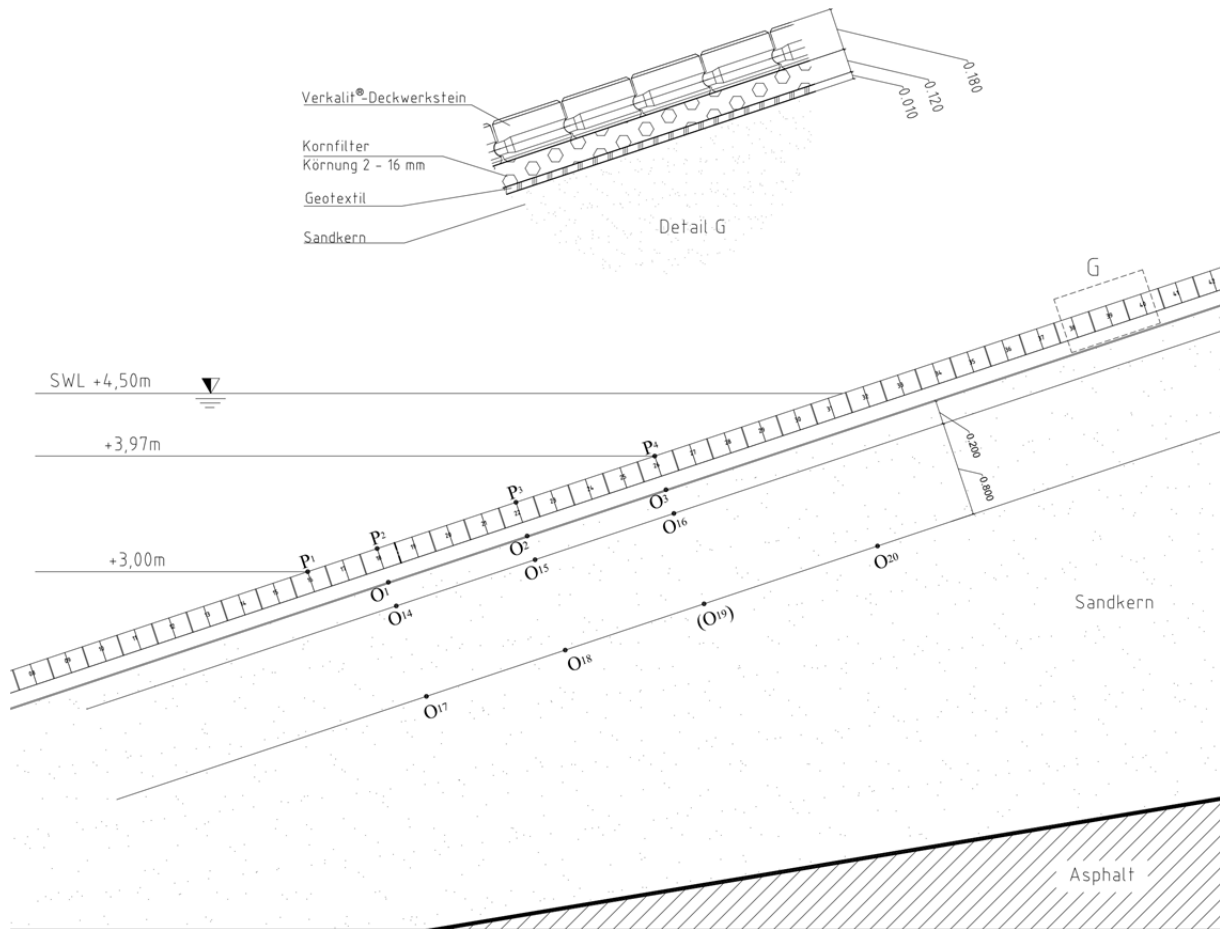


Abbildung 5.15: Verteilung der Druckmessdosen im Abschnitt 2 während der Modellphase 4

### 5.5.5 Zusätzliches Versuchsprogramm

Da die Belastung infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms nicht stark genug war, um den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm bzw. den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm zum Versagen zu führen, wurde das Deckwerk zusätzlich mit dem bereits im Abschnitt 5.4.5, Tabelle 5.13 vorgestellten zusätzlichen Versuchsprogramm belastet.

Zusätzlich wurde vor Beginn des zusätzlichen Versuchsprogramms eine künstliche Fehlstelle in Abschnitt 2 erzeugt. Dazu wurde der Stein 24 N mit Hilfe einer Stahlwinde und dem Kran angehoben. Durch das Anheben des Steins werden Umlagerungsprozesse im Kornfilter durch die fehlende Auflast begünstigt (vgl. Abbildung 5.16).



Abbildung 5.16: künstliche Fehlstelle in Modellphase 4, Abschnitt 2 während des zusätzlichen Versuchsprogramms

## 6 Methodisches Vorgehen

### 6.1 Verformungsaufnahme

#### 6.1.1 Allgemein

Die infolge der welleninduzierten Belastung aufgetretenen Verformungen bilden die Grundlage für die Bewertung der Widerstandsfähigkeit einer Deckschicht. Daher ist es notwendig, die Position eines jeden Setzsteins im Vorfeld und im Nachgang der Belastung zu bestimmen. Über einen Vergleich der Messwerte kann eine Aussage über Veränderungen der Deckschicht infolge der Wellenbelastung getroffen werden.

#### 6.1.2 Auswahl des Messverfahrens

Wie in Abbildung 6.1 dargestellt, wurde die Position eines jeden Deckwerksteins in der Belastungszone anhand der Lage der Fuge und der Höhe des Deckwerksteins bestimmt. Aufgrund dieses Messverfahrens konnte eine mögliche Verdrehung der Setzsteine nicht berücksichtigt werden. Weiterhin wurde auf die Messung der Position senkrecht zur Kanalwand verzichtet, da eine Änderung in dieser Richtung als sehr geringfügig einzuschätzen ist.

Als Bezugspunkt für das Nivellement der Setzsteine wurde die Kanalsohle verwendet. Zur eindeutigen Bestimmung der Fugenlage wurde eine Bandmaßmessung von der Deichkrone aus vorgenommen. Hierzu wurde eine Schraube in dem auf der Deichkrone befindlichen Verkalit®-Deckwerksholm eingesetzt. Der Verkalit®-Deckwerksholm auf der Deichkrone konnte aufgrund seines hohen Eigenge-

wichts (330 kg) unbedenklich als Fixpunkt verwendet werden, da er keinen Verschiebungen unterworfen war.

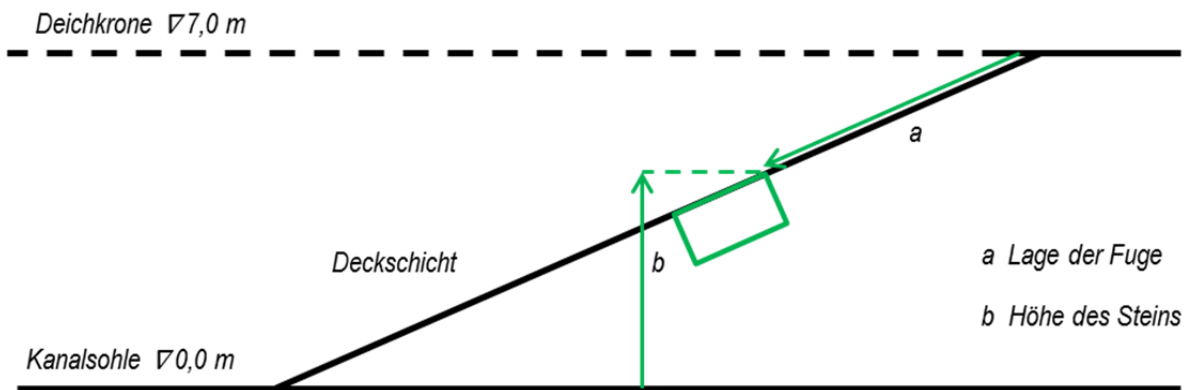


Abbildung 6.1: Ausgewähltes Messverfahren

### 6.1.3 Vorstellung des Rechenansatzes

Ziel der Positionsmessung vor und nach der Belastung ist die Darstellung der relativen Lage- und Höhenänderung der einzelnen Deckwerksteine. Beim Vergleich der Messdaten zur Bestimmung der Höhenänderung muss zwischen zwei Erscheinungsformen unterschieden werden. Zum einen können sich Höhenänderungen z.B. infolge von Umlagerungsprozessen in den unterliegenden Deckwerksschichten einstellen, zum anderen können sich Höhenänderungen durch die Lageänderung auf der Böschung bei Wellenbelastung entstehen. Diese Art der Höhenänderung setzt keine Umlagerungsprozesse in den Deckwerksunterschichten voraus.

Um aus den gewonnenen Daten der vorgenommenen Messungen vor und nach der jeweiligen Versuchsphase eine relative Lageänderung zu errechnen, bedarf es zunächst der Differenzbildung der gewonnenen Größen. Die Berechnung der relativen Höhenänderung  $\Delta a$  und der relativen Lageänderung der Fuge  $\Delta b$  kann mit Hilfe der Abbildung 6.2 nachvollzogen werden.

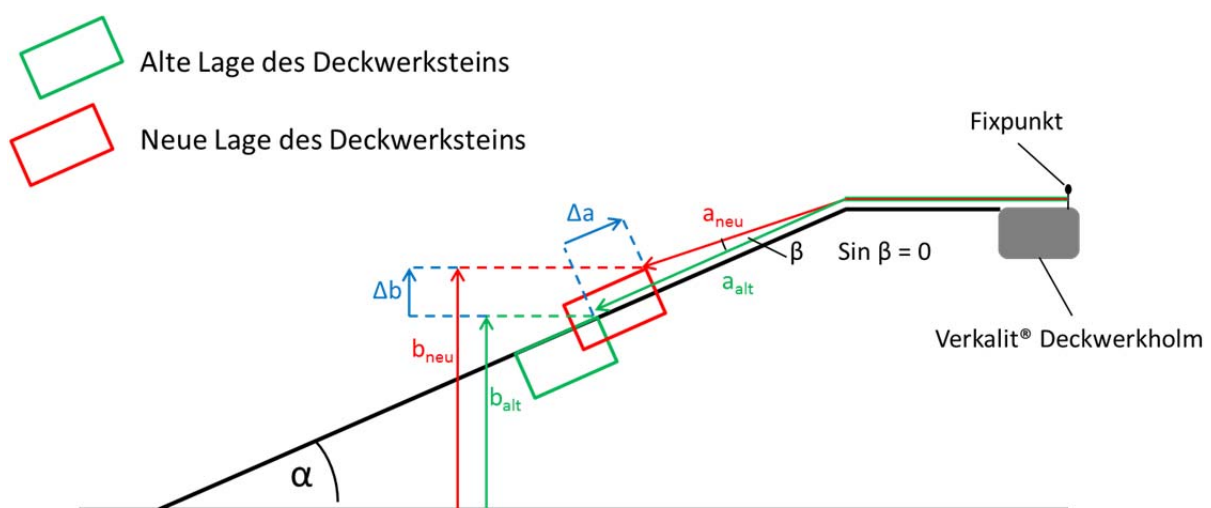


Abbildung 6.2: Berechnung der relativen Lageänderungen eines Setzsteins

Auf Grundlage der relativen Höhenänderung  $\Delta b$  und der relativen Lageänderung der Fuge  $\Delta a$ , sind die tatsächlichen Gleitungen  $\Delta x$  sowie die tatsächlichen Setzungen bzw. Hebungen  $\Delta y$  im Vergleich zum Ausgangszustand herzuleiten. Dies geschieht unter der Zuhilfenahme der Abbildung 6.3.

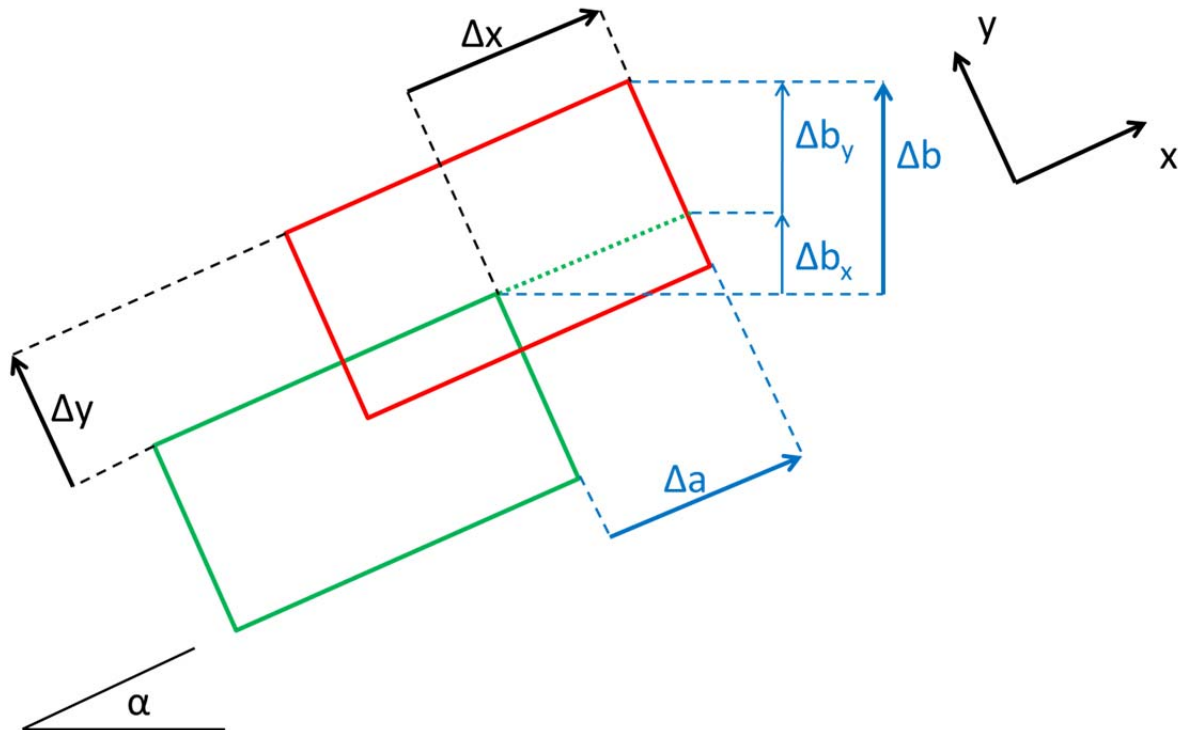


Abbildung 6.3: Skizze der gewonnenen Mess- und Zielgrößen

Da die relative Lageänderung der Fuge  $\Delta a$  mit der  $x$ -Achse des eingeführten Koordinatensystems übereinstimmt, entspricht die relative Lageänderung der Fuge  $\Delta a$  der tatsächlichen Gleitung  $\Delta x$ . Eine eventuelle Beeinflussung der Fugenmessung aufgrund der sehr geringen Hebungen einzelner Deckwerksteine kann vernachlässigt werden. Die Höhenmessung ist daher für diese Verformungsrichtung irrelevant. Die tatsächliche Gleitung  $\Delta x$  ergibt sich demnach zu:

$$\Delta x = \Delta a \quad (6.1)$$

mit:

$\Delta x$  = tatsächliche Gleitung [mm]

$\Delta a$  = relative Gleitung [mm]

Zur Bestimmung der tatsächlichen Setzungen bzw. Hebungen  $\Delta y$  bedarf es der Verwendung beider Messwerte. Wie bereits erläutert, ist die Höhenänderung eines Deckwerksteins nicht zwangsläufig mit einer Setzung bzw. Hebung  $\Delta y$  gleichzusetzen. Auch eine reine Gleitung  $\Delta x$  hat immer eine Veränderung der gemessenen Höhenlage zur Folge. Daher gilt es, den durch die relative Fugenlagenänderung  $\Delta a$  bedingten Anteil der Höhenlage  $\Delta b_x$  herauszurechnen und den rein setzungsbedingten Anteil  $\Delta b_y$  ins gewünschte Koordinatensystem zu transformieren (vgl. Abbildung 6.3). Die Zielgröße  $\Delta y$  ergibt sich demnach zu:



$$\Delta y = \frac{\Delta b_y}{\cos \alpha} \quad (6.2)$$

mit:

$$\begin{aligned} \alpha &= \text{Böschungswinkel, } \tan \alpha = 1:n && [^\circ] \\ \Delta y &= \text{Höhenänderung (Setzung bzw. Hebung)} && [\text{mm}] \\ \Delta b_y &= \text{setzungsbedingter Anteil der relativen Höhenänderung } \Delta b && [\text{mm}] \end{aligned}$$

Der rein setzungsbedingte Anteil  $\Delta b_y$  der relativen Höhenänderung  $\Delta b$  kann dabei ausgedrückt werden durch:

$$\Delta b_y = \Delta b - \Delta b_x = \Delta b - \Delta a \cdot \sin \alpha \quad (6.3)$$

mit:

$$\Delta b_x = \text{fugenbedingter Anteil der relativen Höhenänderung } \Delta b \quad [\text{mm}]$$

Durch Einsetzen der Gleichung (6.2) in die Gleichung (6.3) können die tatsächlichen Setzungen bzw. Hebungen  $\Delta y$  folgendermaßen berechnet werden:

$$\Delta y = \frac{\Delta b}{\cos \alpha} - \Delta a \cdot \tan \alpha \quad (6.4)$$

Alle in der Gleichung (6.4) vorkommenden Parameter können direkt aus den Positionsmessungen der Deckwerksteine bestimmt werden.

#### 6.1.4 Vorstellung des graphischen Modells

Um aus den gewonnen Messdaten eine übersichtliche Darstellung der welleninduzierten Verformungen des Deckwerks zu erhalten, wird mit Hilfe der Visualisierungssoftware *Tecplot 360* ein dreidimensionales Modell des Deckwerks für jede Modellphase und für jeden Abschnitt erstellt.

Jeder Setzstein besitzt infolge der Positionsaufnahme eine x-, y- und z-Koordinate. Der Ursprung des Koordinatensystems befindet sich am Berührungspunkt der Kanalwand des Abschnitts 1 und dem Verkalit®-Holm (vgl. Abbildung 6.4). Die x-Koordinate verläuft dabei parallel zur Deckschicht, die y-Koordinate senkrecht zur Böschung und die z-Koordinate senkrecht zur Kanalwand. Zur einfacheren Orientierung werden die Steinreihen fortlaufend vom Fußpunkt zur Deichkrone durchnummeriert. Des Weiteren erfolgt die Benennung der einzelnen Setzsteine innerhalb der Steinreihen im Abschnitt 1 alphabetisch von A bis H bzw. I und in Abschnitt 2 von J bis Q bzw. R (vgl. Abbildung 6.5).

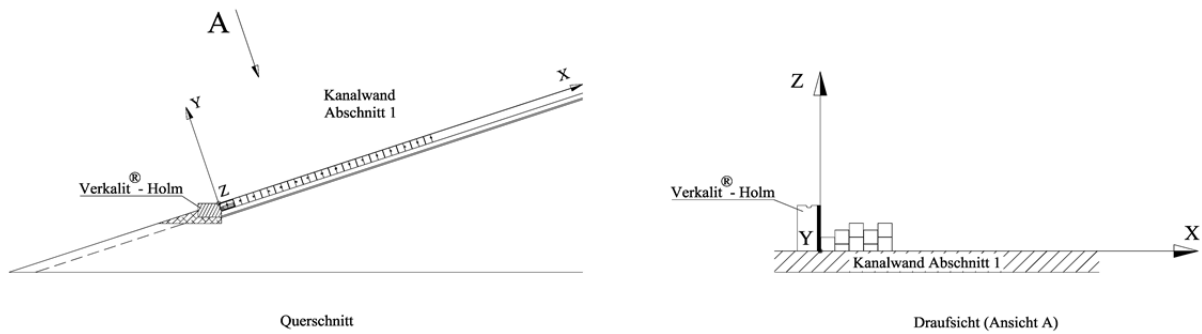


Abbildung 6.4: Lage des Ursprungs des Koordinatensystems zur Erfassung der Setzungen bzw. Hebungen und Gleitungen

Zur modelltechnischen Abbildung erhält jeder Setzstein eine feste Position, die durch die x- und z-Koordinate definiert ist. Auf eine Veränderung der Positionierung der Deckwerksteine im Modell infolge der Fugenlagenveränderung wird aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet. Die Position der Steine im Modell variiert somit lediglich in y-Richtung. Um Höhenveränderungen in der Abbildung kenntlich zu machen, wurde die y-Position im Modell um den Faktor 10 verzerrt dargestellt.

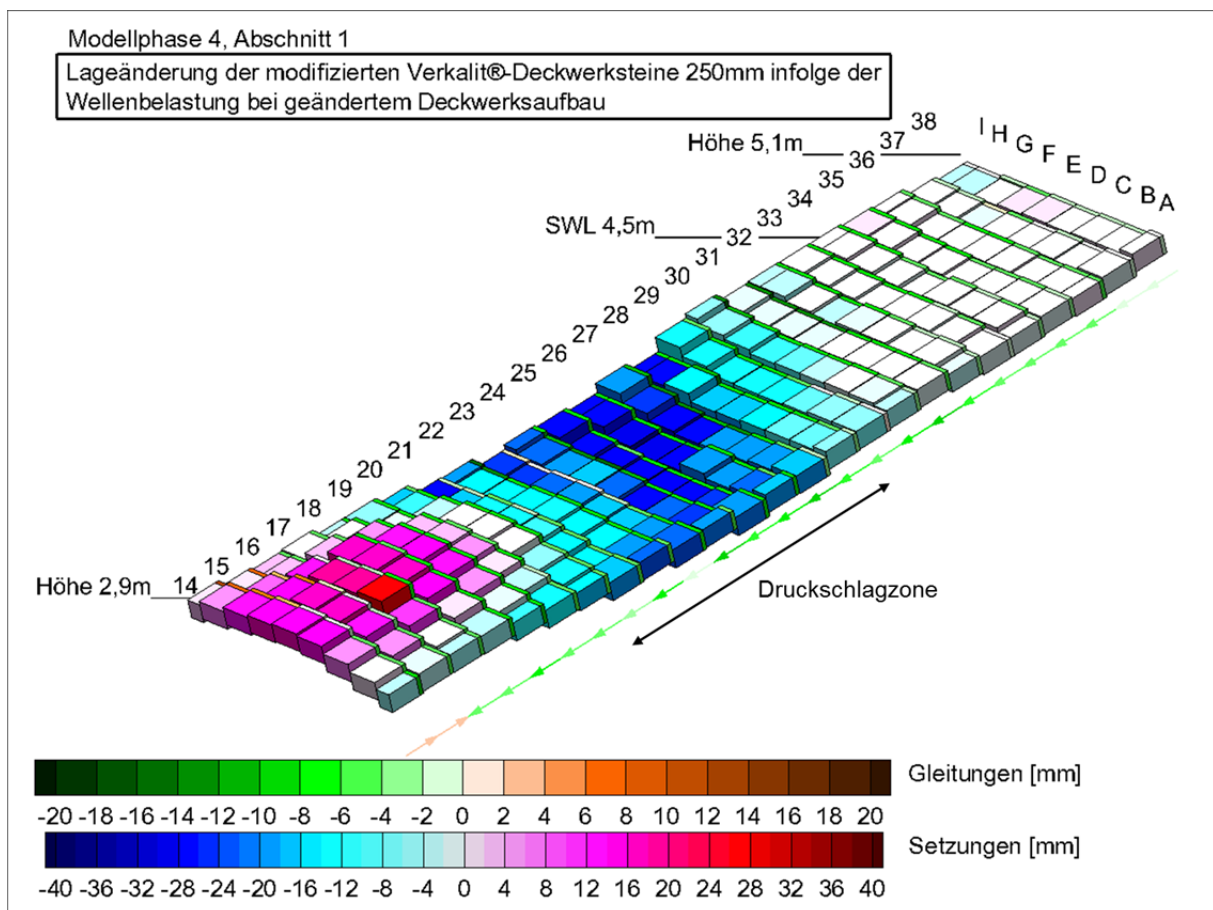


Abbildung 6.5: Beispielhafte Darstellung einer Verformung

Die Ausprägung der sich nach einer Versuchsphase ergebenden relativen Verformungen werden mit zwei unabhängigen Farbskalen dargestellt (vgl. Abbildung 6.5). Es werden sowohl die Setzungen bzw. Hebungen  $\Delta y$  auf den Deckwerksteinen als auch die Gleitungen  $\Delta x$  in den Fugen zwischen den Steinen dargestellt. Die Ausrichtung der Vektoren am Deckwerksrand gibt Auskunft darüber, ob die jeweilige

Steinreihe abgerutscht ist oder böschungaufwärts geglitten ist. Die Farbgebung des Vektorpfeils wird dabei durch den Mittelwert der Gleitung  $\Delta x_{j,M}$  der entsprechenden Reihe bestimmt.

$$\Delta x_{j,M} = \frac{1}{n_j} \sum_{i=1}^{n_j} \Delta x_{i,j} \quad (6.5)$$

mit:

$\Delta x_{j,M}$  = Mittelwert der Gleitung der Steinreihe j [mm]

$\Delta x_{i,j}$  = Wert der Gleitung des einzelnen Deckwerksteins i in der Reihe j [mm]

$n_j$  = Anzahl der Deckwerksteine in der Reihe j [-]

Die Vektoren der Steinreihen mit einer mittleren Gleitung  $\Delta x_{j,M}$  kleiner als 2 mm werden nicht dargestellt (vgl. Steinreihe 23, 37 und 38 in Abbildung 6.5).

Aufgrund der Vernachlässigung der Verdrehung bei der Messwerterfassung kann eine mögliche schräge Lage der Setzsteine im Modell nicht abgebildet werden. Die Setzsteine behalten unabhängig von der tatsächlichen Neigung ihre ursprüngliche Böschungsneigung von 1:3 (vgl. Abbildung 6.6).

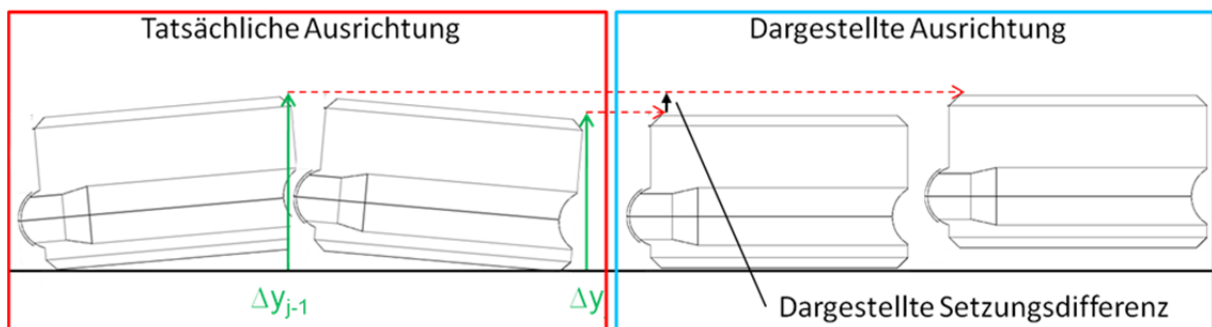


Abbildung 6.6: Vergleich der tatsächlichen und der modelltechnisch darstellbaren Ausrichtung

Die im Modell dargestellte Form beschreibt auch nach der Versuchsphase die tatsächliche Lage des Deckwerks, ebenfalls um den Faktor 10 verstärkt. Dieser Sachverhalt ist wichtig, da der Abschnitt 1 bis zum Ende der Modellphase 3 nicht ausgebaut wurde. Es sei an dieser Stelle nochmals explizit darauf hingewiesen, dass die sich aus der Differenz des Zustands vor und nach der Belastung ergebene relative Setzung  $\Delta y$  ausschließlich über die Farbgebung dargestellt wird.

## 6.2 Beschreibung der verwendeten Parameter

Tabelle 6.1 gibt Auskunft über die Benennung der einzelnen Parameter bezüglich Wellenspektren. Dabei werden die Parameter hinsichtlich des Auftretensorts unterschieden. Ergänzt wird die Tabelle 6.1 um den zugrunde liegenden Rechenansatz. Die analog dazu ermittelten Werte für die regelmäßigen Wellen sind im Anhang zu finden.

Tabelle 6.1: Liste der verwendeten Parameter – Wellenspektren

Ort	Beschreibung	Parameter	Berechnung
Tiefwasser	Wellenhöhe	$H_0$	$H_{m0}/K_{m-1,0}$
	Wellenlänge	$L_0$	$g^*(T_{m-1,0})^2/(2\pi)$
	Wellensteilheit	$s_0$	$H_0/L_0$
	Brecherkennzahl	$\zeta_0$	$\tan \alpha/(H_0/L_0)^{1/2}$
Wellenharfe 1	Wellenperiode	$T_P$	gemessen
	Spektrale Wellenperiode	$T_{m-1,0}$	
	Wellenhöhe	$H_{m0}$	
	Wellenlänge	$L_{m-1,0}$	
	Wellensteilheit	$s_{m-1,0}$	
	Brecherkennzahl	$\zeta_{m-1,0}$	
Böschungsfuß	Wellenhöhe	$H_S$	$H_{m0}/K_S$
	Wellenlänge	$L_S$	$L_0*(\tanh(2*\pi*d_{Fu\beta}/L_0)^{3/4})^{2/3}$
	Brecherkennzahl	$\zeta_S$	$\tan \alpha/(H_S/L_0)^{1/2}$
	Wellensteilheit	$s_S$	$H_S/L_S$

Die Wellenperiode  $T_{m-1,0}$  und  $T_P$  ändern sich im Gegensatz zur Wellenhöhe und –länge beim Eintritt vom Tiefwasser in den Flachwasserbereich nicht (MALCHEREK, 2009). Aus diesem Grund sind die an der Wellenharfe 1 gemessenen Parameter bezüglich der Wellenperiode sowohl für den Tiefwasser- als auch für den Flachwasserbereich gültig.

## 6.3 Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Deckwerks

### 6.3.1 Bewertung anhand aufgetretener Verformungen

Die Bewertung des Zustands der Deckwerkschicht am Ende einer Modellphase erfolgt anhand drei verschiedener Klassen, wobei die maximalen auftretenden Höhenversätze bzw. Gleitungen entscheidend für die Zuweisung in die unterschiedlichen Klassen sind:

- Klasse 1 - Keine Beeinträchtigung: Allenfalls geringe Verformungen sind in der Deckschicht erkennbar, wobei die maximalen relativen Höhenversätze geringer als 5 cm und die maximalen relative Gleitungen geringer als 3,0 cm sind. Das Deckwerk ist in diesen Zustand voll funktionsfähig.
- Klasse 2 – Versagen: Deutliche Verformungen sind in der Deckschicht erkennbar, wobei die maximalen relativen Höhenversätze höher als 5 cm und die maximalen relativen Gleitungen höher als 3,0 cm sind. Das Deckwerk muss in diesen Zustand instand gesetzt werden.
- Klasse 3 – Bruch: Mindestens ein Setzstein wird vollständig aus dem Deckschichtverbund entfernt. Das Deckwerk muss in diesen Zustand instand gesetzt werden

### 6.3.2 Rechnerische Bewertung

**Die im Folgenden vorgestellten Definitionen und Berechnungsansätze der Wellenparameter beziehen sich ausschließlich auf Wellenspektren. Die analog dazu geführten Berechnungen und Definitionen für regelmäßige Wellen können im Anhang nachvollzogen werden.**

Die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Deckwerks wird ergänzt um die Aussage über den dimensionslosen Stabilitätskoeffizienten. Der Stabilitätskoeffizient wird für jeden durchgeführten Versuch bestimmt und ergibt sich laut BEZUIJEN UND KLEIN BRETELER (1996) zu:

$$\frac{H_S}{\Delta D_S} \quad (6.6)$$

mit:

$$\begin{aligned} \Delta &= \text{relative Setzsteindichte} && [-] \\ D_S &= \text{Setzsteindicke, 20\%-Quantil} && [\text{m}] \\ H_S &= \text{signifikante Wellenhöhe am Deichfuß} && [\text{m}] \end{aligned}$$

Dabei berechnet sich die relative Setzsteindichte  $\Delta$  wie folgt:

$$\Delta = \frac{\rho_S - \rho_W}{\rho_W} \quad (6.7)$$

mit:

$$\begin{aligned} \rho_S &= \text{Dichte des Setzsteins} && [\text{kg/m}^3] \\ \rho_W &= \text{Dichte des Wassers} && [\text{kg/m}^3] \end{aligned}$$

In Verbindung mit der ebenfalls dimensionslosen Brecherkennzahl  $\xi_{op}$ , in der die vom Aufbau des Deckwerks unabhängigen Randbedingungen wie Wellensteilheit und Böschungsneigung berücksichtigt werden, gibt der Stabilitätskoeffizient Auskunft über die Widerstandsfähigkeit der untersuchten Deckschicht. Dabei ist die Brecherkennzahl  $\xi_{op}$  bezüglich Stabilitätsaussagen für Wellenspektren wie folgt definiert:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_S}{L_0}}} \quad (6.8)$$

mit:

$$\begin{aligned} L_0 &= \text{Wellenlänge im Tiefwasser} && [\text{m}] \\ \alpha &= \text{Böschungswinkel, } \tan \alpha = 1:n && [^\circ] \\ H_S &= \text{signifikante Wellenhöhe am Deichfuß} && [\text{m}] \\ \xi_{op} &= \text{Brecherkennzahl am} && [-] \end{aligned}$$

Die Wellenlänge im Tiefwasser  $L_{m-1,0}$  ergibt sich dabei zu:

$$L_0 = \frac{g}{2\pi} T_{m-1,0}^2 \quad (6.9)$$

mit:

$T_{m-1,0}$  = spektrale Wellenperiode [s]

## 6.4 Ausziehversuche

Falls das Deckwerk am Ende des Versuchsprogramms nicht zu Bruch gegangen ist, d.h. dass kein Deckwerkstein infolge der Belastung aus dem Verbund brach, wurde die Widerstandsfähigkeit des Deckwerksteins zusätzlich mit Hilfe eines Ausziehversuchs getestet. Hierzu wurde in die Mitte des auszuziehenden Setzsteins ein Schwerlast- bzw. ein Klebedübel angebracht. An das Ohr des Schwerlastdübels wurde ein Stahlseil gehängt, das mit Hilfe des Hallenkrans auf Spannung gebracht wurde. Die vom Hallenkran aufgebrachte Kraft wurde mit der in Abschnitt 4.8 vorgestellten Kraftmesszelle gemessen. Dazu wurde die Kraftmesszelle in dem Stahlseil, das den Hallenkran und das Ohr des Dübels verbindet, zwischengeschaltet (vgl. Abbildung 6.7). Bei den Ausziehversuchen war darauf zu achten, dass die Zugkraft senkrecht zur Böschung aufgebracht wird, um ein Verkeilen der Steine untereinander beim Ausziehen zu verhindern.

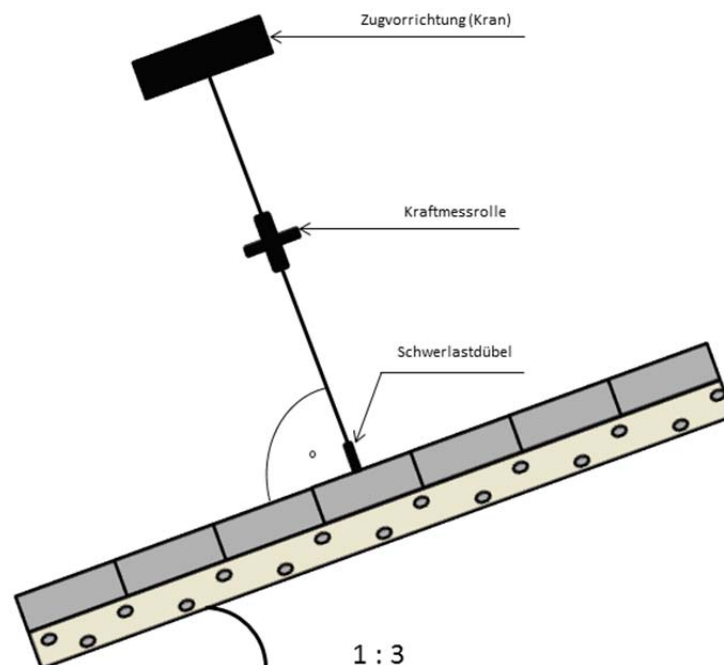


Abbildung 6.7: Skizze des Ausziehversuchs

## 7 Reflexionsanalyse

### 7.1 Allgemein

Die Reflexionsanalyse ist notwendig, um die genauen Parameter der erzeugten regelmäßigen Wellen bzw. der Wellenspektren zu ermitteln. Aufgrund der Steuerung der Wellenmaschine kann es zu Unterschieden zwischen den vorgegebenen und den erzeugten Parametern kommen. Da Wellenspektren die Datenbasis für die Entwicklung von Bemessungsansätzen darstellen, beziehen sich im Folgenden die Darstellung ausschließlich auf Wellenspektren. Die vergleichbaren Diagramme für die regelmäßigen Wellen sind im Anhang zu finden.

### 7.2 Bewertung der Ergebnisse hinsichtlich dem Standort der Reflexionsanalyse

Die Auslenkung des Wasserspiegels im Wellenkanal resultiert aus der Überlagerung von einlaufenden und reflektierten Wellen. Für alle folgenden Untersuchungen sind die Parameter der einlaufenden Wellen maßgebend, da diese das Deckwerk maßgeblich belasten. Zur Ermittlung dieser Parameter wurde eine Reflexionsanalyse auf Basis der Messdaten der Wellenharfen 1 und 2 durchgeführt. Wie bereits in Tabelle 4.1 dargestellt, befindet sich der erste Wellenpegel der Wellenharfe 1 in einem Abstand von 50,0 m von der Wellenmaschine, wohingegen die Wellenpegel der Wellenharfe 2 kurz vor Beginn des Vorstands angeordnet sind (vgl. Tabelle 4.1). Um die Verlässlichkeit der Ergebnisse der Reflexionsanalyse zu überprüfen, wurde für die beiden zur Verfügung stehenden Wellenharfen getrennt voneinander eine Reflexionsanalyse durchgeführt. Es wird erwartet, dass sich die Ergebnisse der Reflexionsanalyse an der Wellenharfe 1 und 2 kaum unterscheiden. Geringe Abweichungen können aufgrund von Reibungsverlusten an Sohle und Wand des Kanals auftreten.

Mit Hilfe der 3-Pegel-Methode nach MANSARD UND FUNKE (1980) wurden aus den Kombinationen der Wellenpegel einer Wellenharfe vier mögliche Ergebnisse für die Parameter der einlaufenden Welle berechnet. Mit Hilfe der im Verfahren nach MANSARD UND FUNKE (1980) eingebundenen Methode der kleinsten Quadrate wurde im Anschluss die beste Pegelkombination für die Bestimmung der Parameter der einlaufenden Welle gewählt.

Die relevanten Ergebnisse für die weiterführende Analyse der Modellversuche sind die einlaufende Wellenhöhe, die spektrale Wellenperiode sowie der Reflexionskoeffizient. Im Folgenden muss daher die Entscheidung getroffen werden, ob für das weitere Vorgehen die ermittelten Parameter der Wellenharfe 1 oder 2 verwendet werden, um eine eindeutige Datengrundlage zu schaffen. In der Abbildung 7.1 sind die Ergebnisse der Reflexionsanalyse an der Wellenharfe 1 und 2 für die einlaufenden Wellenhöhen  $H_{m0\_WH1}$  und  $H_{m0\_WH2}$  aufgetragen. Jeder im Diagramm dargestellte Punkt steht stellvertretend für ein getestetes Wellenspektrum. Neben den Wellenhöhen ist zur einfacheren Bewertung der Ergebnisse die Winkelhalbierende dargestellt. Um ein Maß für die Streuung der Werte um den Mittelwert zu bekommen wird im Folgenden die Standardabweichung  $\sigma_x$  angegeben. Die Standardabweichung berechnet sich zu (KORTENHAUS, 2001):

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{k-1} \cdot \sum_{i=1}^n (z_i - \mu_z)^2} = \sqrt{\frac{1}{k-1} \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{f(x_i)}{x_i} - \mu_x \right)^2} \quad (7.1)$$

mit:

$\sigma_x$	=	Standardabweichung	[-]
$k$	=	Anzahl der Werte	[-]
$x_i$	=	Merkmalsausprägungen am $i$ -ten Element der Stichprobe	[-]
$\mu_x$	=	arithmetische Mittelwert der Stichprobe	[-]

Dabei berechnet sich der arithmetische Mittelwert zu (KORTENHAUS, 2001):

$$\mu_z = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{f(x_i)}{x_i} \quad (7.2)$$

mit:

$\mu_z$	=	Arithmetisches Mittel	[-]
$x_i$	=	Merkmalsausprägung am $i$ -ten Element	[-]

Zur Beurteilung der Qualität der Übereinstimmung wird im Folgenden zusätzlich der Variationskoeffizient angegeben. Dieser berechnet sich nach zu (KORTENHAUS, 2001):

$$\sigma' = \frac{\sigma_x}{\mu_z} \quad (7.3)$$

mit:

$\sigma'$	=	Variationskoeffizient	[-]
$\sigma_x$	=	Standardabweichung	[-]
$\mu_z$	=	arithmetische Mittelwert der Stichprobe	[-]

Falls in der **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** der aufzutragende Punkt direkt auf der Winkelhalbierende liegt, stimmen die analysierten Wellenhöhen an der Wellenharfe 1 und 2 überein. Wie zu erkennen ist, liegen die analysierten Wellenhöhen  $H_{m0\_WH1}$  an der Wellenharfe 1 stets über den analysierten Wellenhöhen  $H_{m0\_WH2}$  an der Wellenharfe 2. Die Abweichung der Wellenhöhen beträgt maximal 5,0 cm. Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 0,79 %, der Variationskoeffizient  $\sigma'$  beträgt 0,82 %.



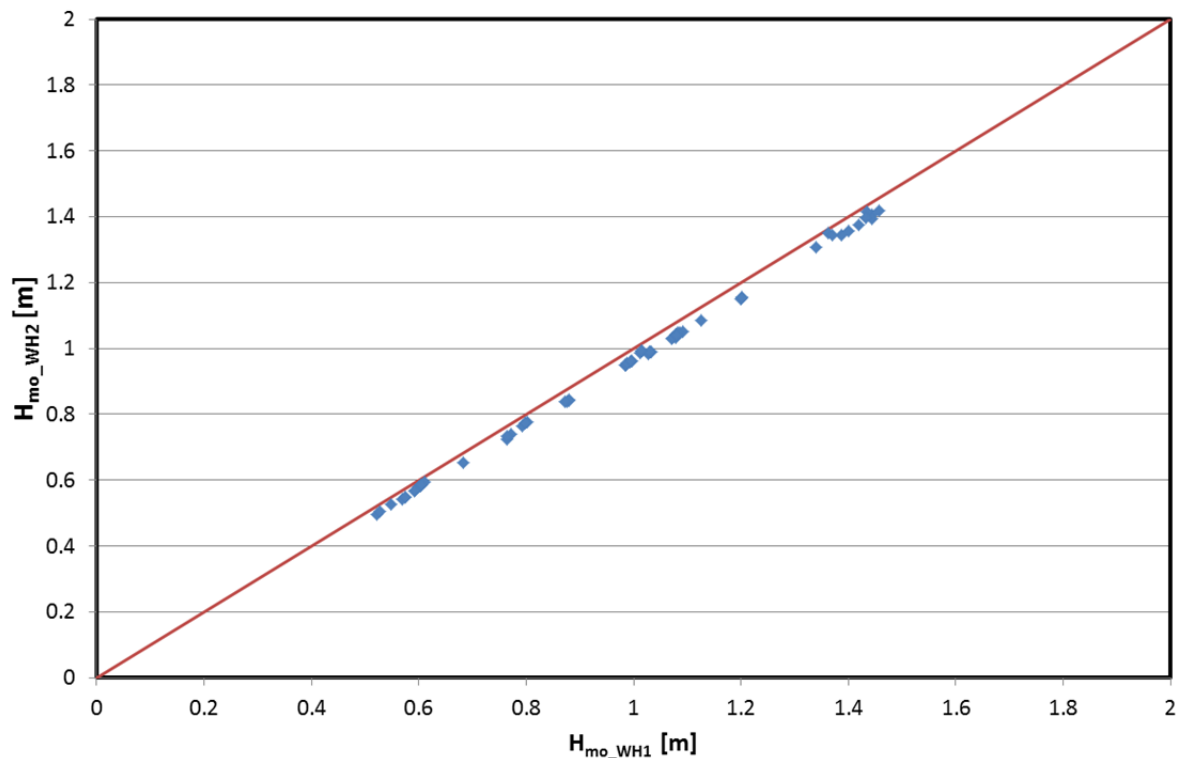


Abbildung 7.1: Vergleich der einlaufende Wellenhöhe  $H_{m0\_WH1}$  an der Wellenharfe 1 und der Wellenhöhe  $H_{m0\_WH2}$  an der Wellenharfe 2

In Abbildung 7.2 sind die ermittelten spektralen Wellenperioden  $T_{m-1,0\_WH1}$  und  $T_{m-1,0\_WH2}$  der Wellenharfe 1 bzw. 2 gegeneinander abgetragen. Die maximale Abweichung beträgt 0,231 s. Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 1,32 %, der Variationskoeffizient  $\sigma'$  beträgt 1,30 %.

Der Vergleich der Reflexionsanalysen an der Wellenharfe 1 und 2 hat gezeigt, dass die ermittelten Parameter an der Wellenharfe 1 und 2 nahezu identisch sind. Da jedoch die Ergebnisse der 3-Pegel-Methode nach MANSARD UND FUNKE (1980) bei der Wellenharfe 1 im Vergleich untereinander geringere Abweichungen als die Ergebnisse der Wellenharfe 2 gezeigt haben, werden für die folgenden Auswertungen ausschließlich die Ergebnisse der Reflexionsanalyse der Wellenharfe 1 verwendet. Aus diesem Grund entspricht im Folgenden die einlaufende Wellenhöhen  $H_{m0\_WH1}$  an der Wellenharfe 1 gleich  $H_{m0}$ , die spektralen Wellenperioden  $T_{m-1,0\_WH1}$  an der Wellenharfe 1 gleich  $T_{m-1,0}$  und der Reflexionskoeffizient  $K_{r\_WH1}$  an der Wellenharfe 1 gleich  $K_r$ .

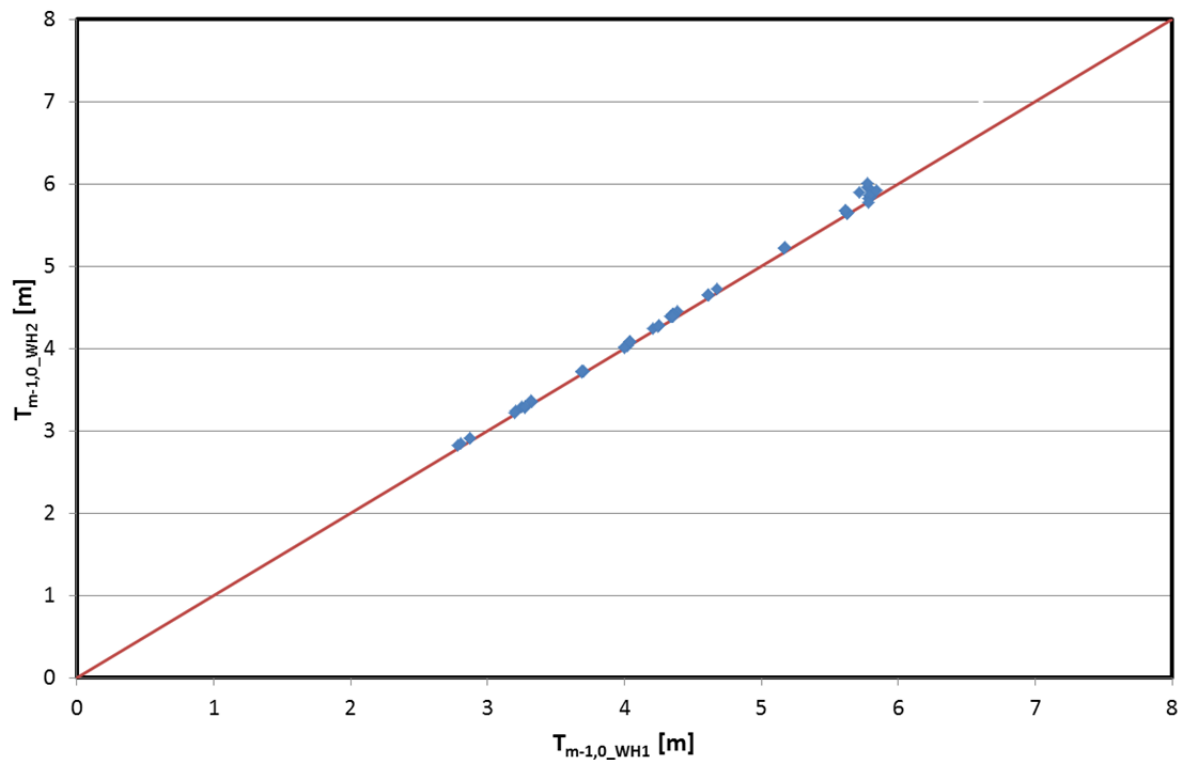


Abbildung 7.2: Vergleich der spektralen Wellenperiode  $T_{m-1,0,WH1}$  an der Wellenharfe 1 und spektralen Wellenperiode  $T_{m-1,0,WH2}$  an der Wellenharfe 2

### 7.3 Bewertung der Ergebnisse hinsichtlich eines Ist-Soll-Vergleichs

In Abbildung 7.3 wird beispielhaft der Ausschnitt einer Zeitreihe mit einlaufender (in blau dargestellt), reflektierter Welle (in rot dargestellt), deren Überlagerung (in orange dargestellt) und die tatsächliche Messung (in grau dargestellt) gezeigt. Es sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass der Verlauf der einlaufenden und der reflektierten Welle über die Methode nach MANSARD UND FUNKE (1980) generiert worden ist. Die Abbildung 7.3 lässt eine gute Übereinstimmung der Überlagerung der einlaufenden und der reflektierten Welle mit der tatsächlich gemessenen Welle erkennen.

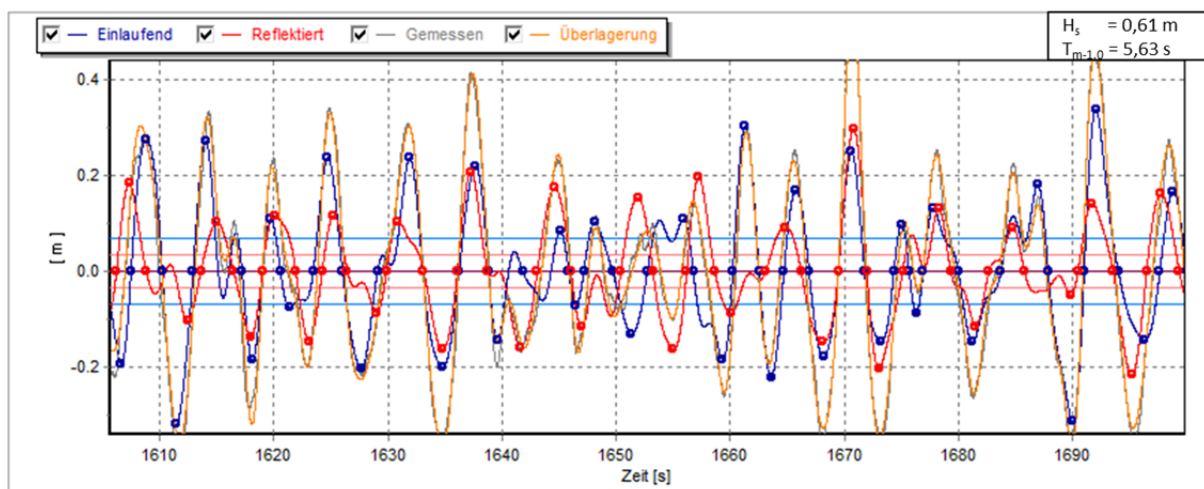


Abbildung 7.3: Zeitreihe der einlaufenden und reflektierten Welle

In Abbildung 7.4 wird die vorgegebene Wellenhöhe  $H_{nom}$  (Soll-Wert) der analysierten Wellenhöhe  $H_{m0}$  (Ist-Wert) gegenüber gestellt. In diesen Ist-Soll-Vergleich, der alle durchgeführten Modellversuche einbezieht, bilden die gestrichelten Linien die Umhüllenden für die aufgetretenen Streuungen. Die in rot dargestellte Winkelhalbierende entspricht dem Idealfall, in dem die vorgegebene der erzeugten Wellenhöhen entspricht. Mit Hilfe der Abbildung 7.4 ist zu erkennen, dass die Streuung der einlaufenden Wellenhöhe  $H_{m0}$  sich in einem Bereich von -15% bis +4% um die vorgegebene Wellenhöhe  $H_{nom}$  bewegt. Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 3,34 %, der Variationskoeffizient  $\sigma'$  beträgt 3,40 %.

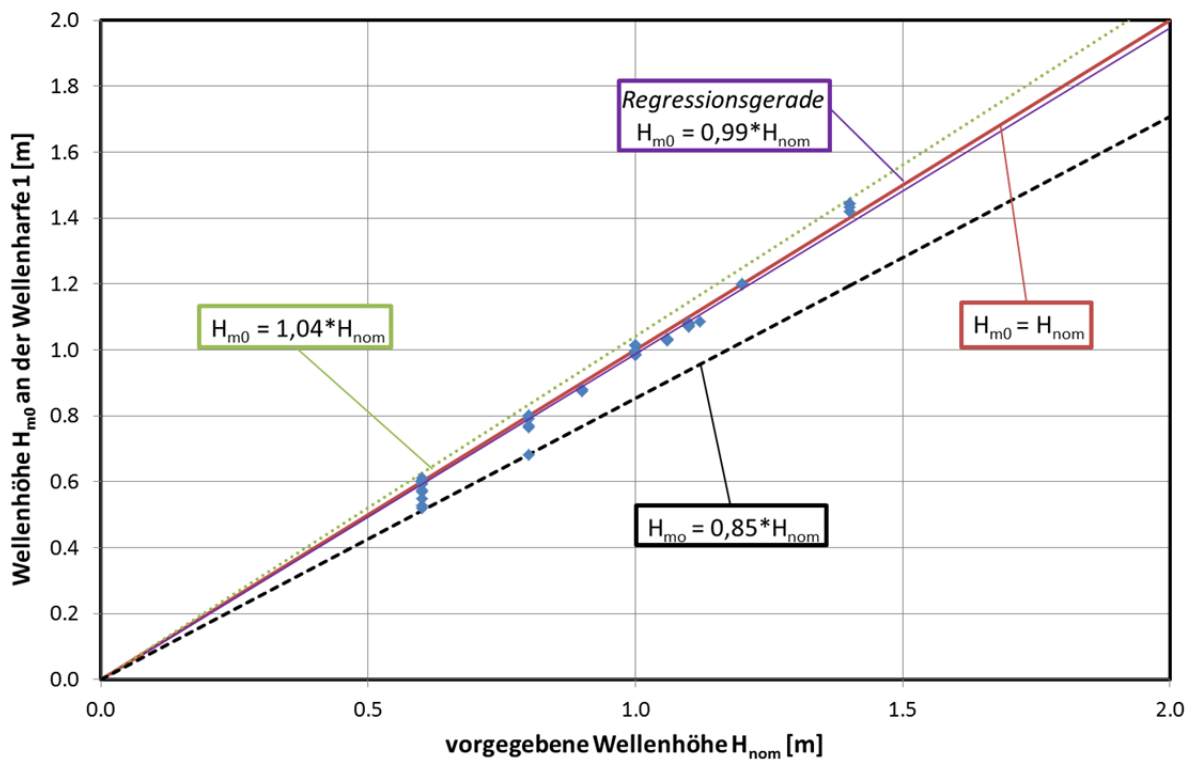


Abbildung 7.4: Vergleich einlaufende Wellenhöhe  $H_{m0}$  und der vorgegebenen Wellenhöhe  $H_{nom}$  für alle Modellversuche mit Wellenspektren

In Abbildung 7.5 ist der Soll-Ist-Vergleich für die vorgegebene Wellenperiode  $T_{nom}$  und die ermittelte spektrale Wellenperiode  $T_{m-1,0}$  dargestellt. Die Streuung der spektralen Wellenperiode  $T_{m-1,0}$  um den vorgegebenen Wert beträgt zwischen -17 % und +5 %. Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 3,41 %, der Variationskoeffizient  $\sigma'$  beträgt 3,78 %.

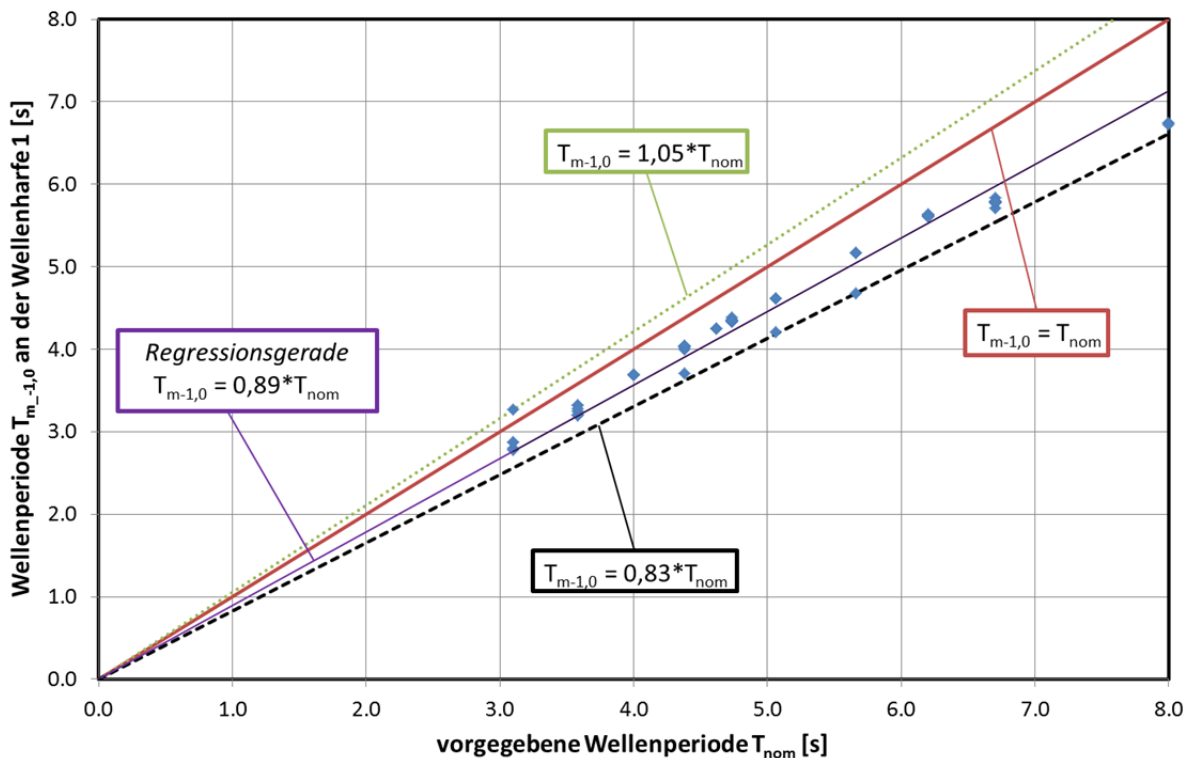


Abbildung 7.5: Vergleich ermittelte Wellenperiode  $T_{m-1,0}$  und der vorgegebenen Eingangswellenperiode  $T_{nom}$  für alle Modellversuche mit Wellenspektren

Diese geringen Abweichungen lassen erkennen, dass die gemessene und vorgegebene Wellenhöhe im selben Größenbereich liegen

#### 7.4 Bestimmung der Wellenparameter im Abhängigkeit des Orts

Ausgehend von der Kenntnis der Wellenparameter an der Wellenharfe 1, werden die Wellenparameter mit Hilfe der linearen Wellentheorie sowohl im Tiefwasser bestimmt als auch am Böschungsfuß berechnet. Das Wissen um die Wellenparameter im Tiefwasser ist notwendig, da ein Großteil der vorhandenen Bemessungsansätze Tiefwasserparameter verwendet. Neben der Kenntnis der Wellenparameter im Tiefwasser ist vor allem die Wellenhöhe am Bauwerksfuß für Stabilitätsaussagen der zu testenden Deckwerksteine von Bedeutung, da die Wellenhöhe aufgrund des Shoalingeffekts vom Tiefwasser in Richtung Vorstand zunimmt und somit zu höheren Stabilitätskennzahlen führt.

Mit Hilfe der Methode nach MANSARD UND FUNKE (1980) werden, wie bereits erläutert, die Wellenhöhe  $H_{m0}$  und die spektralen Wellenperioden  $T_{m-1,0}$  an der Wellenharfe 1 ermittelt. Da die Wellenperiode im Gegensatz zur Wellenhöhe beim Eintritt in die Flachwasserzone konstant bleibt, kann auf Grundlage der spektralen Wellenperioden  $T_{m-1,0}$  die Wellenlänge im Tiefwasser  $L_0$  ermittelt werden:

$$L_0 = \frac{g \cdot T_{m-1,0}^2}{2 \cdot \pi} \quad (7.4)$$

Die Wellenlänge  $L$  und die Wellengeschwindigkeit  $c$  verringern sich infolge der Grundberührung beim Eintreten der Welle vom Tiefwasser ins Flachwasser. Die abnehmende Wellenlänge  $L$  lässt sich mit

Hilfe der Näherungsgleichung nach Fenton/McKee (vorgebracht in FENTON, 1993) in Abhängigkeit der Wassertiefe  $d$  und der Wellenlänge im Tiefwasser  $L_0$  folgendermaßen ermitteln:

$$L = L_0 \cdot \left[ \tanh \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot d}{L_0} \right)^{\frac{3}{4}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (7.5)$$

mit:

$L$	=	Wellenlänge an der Stelle mit der Wassertiefe $d$	[m]
$L_0$	=	Wellenlänge im Tiefwasser	[m]
$d$	=	lokale Wassertiefe	[m]

Im Gegensatz zur Verringerung der Wellenlänge  $L$  und des Absinkens der Wellengeschwindigkeit  $c$ , kommt es aufgrund des Umsetzens kinetischer in potentieller Energie zu einer Zunahme der Wellenhöhe  $H$ . Diese Zunahme der Wellenhöhe  $H$  infolge des Einlaufens der Welle in die Flachwasserzone wird als Shoalingeffekt bezeichnet. Der Shoalingkoeffizient  $K$  nach linearer Wellentheorie, der das Verhältnis der Flachwasser- zur Tiefwasserwellenhöhe beschreibt, ergibt sich zu (EAK, 2002):

$$K = \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{c_0}{c}} \quad (7.6)$$

mit:

$K$	=	Shoalingkoeffizient	[-]
$H$	=	lokale Wellenhöhe	[m]
$H_0$	=	Wellenhöhe im Tiefwasser	[m]
$n$	=	Verhältnis Gruppengeschwindigkeit und Wellengeschwindigkeit	[-]
$c_0$	=	Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser	[m/s]
$c$	=	lokale Wellengeschwindigkeit	[m/s]

wobei das Verhältnis aus Gruppen- und Wellengeschwindigkeit  $n$  folgendermaßen ausgedrückt werden kann:

$$n = 0,5 \cdot \left( 1 + \frac{(4\pi \cdot d/L)}{\sinh(4\pi \cdot d/L)} \right) \quad (7.7)$$

mit:

$n$	=	0,5 (Tiefwasser)
$n$	=	1,0 (Flachwasser)

die Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser  $c_0$  wird beschrieben durch:

$$c_0 = \frac{T_{m-1,0} \cdot g}{2\pi} \quad (7.8)$$

wohingegen die lokale Wellengeschwindigkeit  $c$  folgendermaßen dargestellt wird:

$$c = \frac{L}{T_{m-1,0}} \quad (7.9)$$

Abbildung 7.6 zeigt die graphische Darstellung des Shoalingkoeffizienten  $K$ . Es ist zu erkennen, dass eine vom Tiefwasser in den Übergangsbereich einlaufende Welle zunächst an Höhe verliert. Der Shoalingkoeffizient  $K$  ist kleiner 1. Die Abnahme der Höhe in diesem Bereich ist auf die Zunahme der Gruppengeschwindigkeit zurückzuführen (MALCHEREK, 2009). Bei Eintritt in die Flachwasserzone ( $d/L \leq 0,05$ ) steilt sich die Welle stark auf.

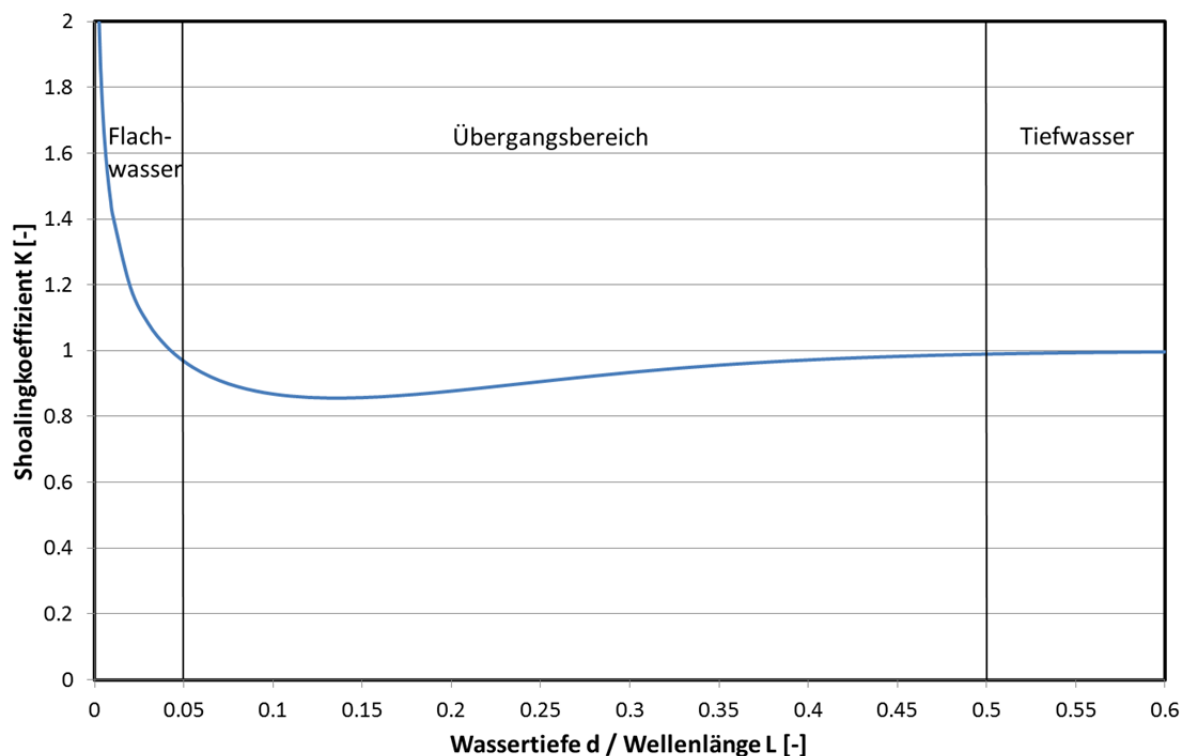


Abbildung 7.6: Wellenverformung bei abnehmender Wassertiefe auf Basis der linearen Wellentheorie

Mit Hilfe des Shoalingkoeffizienten  $K$  werden die Wellenhöhe im Tiefwasser  $H_0$  und die Wellenhöhe am Bauwerksfuß  $H_S$  bestimmt. In diesem Zusammenhang sind in Abbildung 7.7 die Bezeichnungen der Wellenparameter in Abhängigkeit vom Ort des Auftretens sowie die Vorgehensweise zu deren Ermittlung für die Wellenspektren dargestellt. Eine Auflistung der Parameter und deren Rechenansätze sind bereits in Tabelle 6.1 im Abschnitt 6.2 dargestellt. Analog hierzu (vgl. Anhang) können die Werte für die regelmäßigen Wellen ermittelt werden.

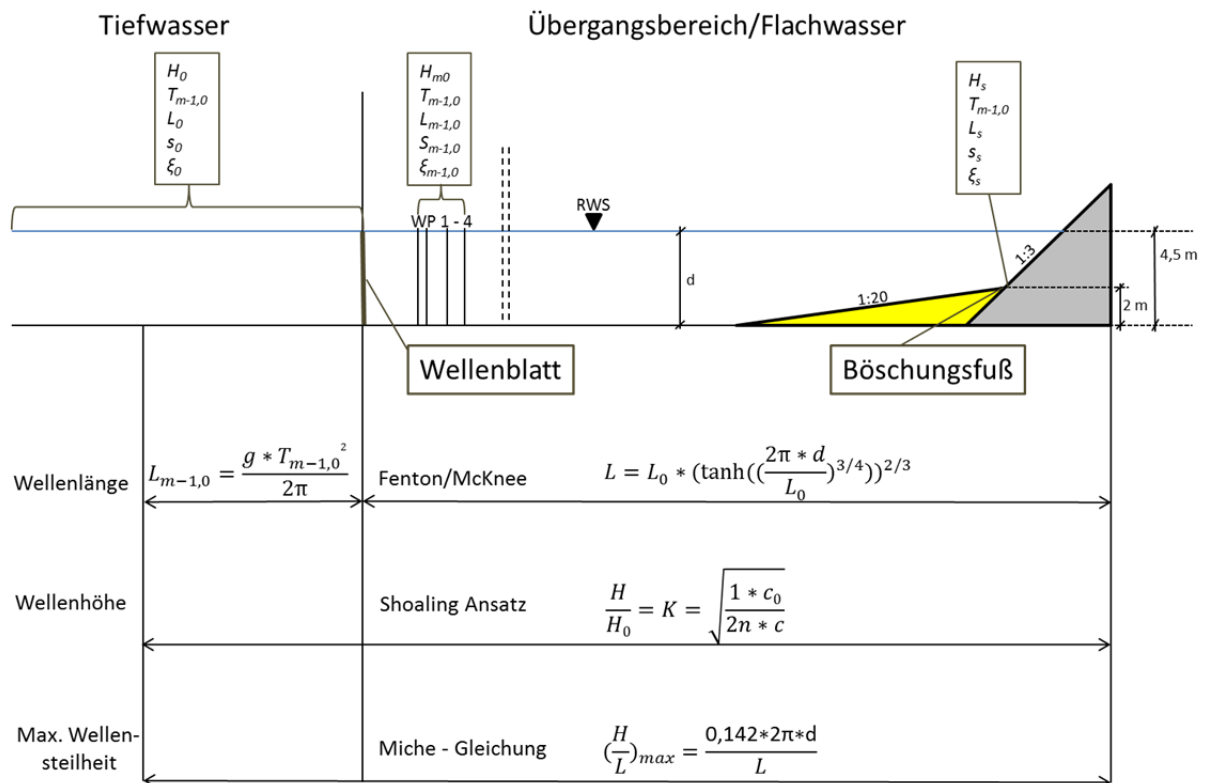


Abbildung 7.7: Vorgehensweise zur Ermittlung der Wellenparameter ausgehend von Wellenharfe 1

Die mit Hilfe des Shoalingkoeffizienten  $K$  berechnete Wellenhöhe  $H$  und die mit der Gleichung nach Fenton/McKee berechnete Wellenlänge  $L$  müssen mit dem Kriterium der begrenzenden Wellensteilheit überprüft werden. Falls die vorliegende Wellensteilheit die maximale Wellensteilheit überschreitet, bricht die Welle in sich zusammen. Die begrenzende Wellensteilheit kann mit Hilfe der MICHE-Gleichung folgendermaßen abgeschätzt werden:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\max} = 0,142 \cdot \tanh\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right) \tag{7.10}$$

mit:

- $L$  = Wellenlänge an der Stelle mit der Wassertiefe  $d$  [m]
- $H$  = Wellenhöhe an der Stelle mit der Wassertiefe  $d$  [m]
- $d$  = lokale Wassertiefe [m]

Abbildung 7.8 zeigt die Tiefwasserwellenhöhe  $H_0$  im Vergleich zu der Wellenhöhe  $H_{m0}$  an der Wellenharfe 1. Die gestrichelten Linien stellen die Umhüllenden der Messwerte dar und beschreiben demnach die Streuung. Es ist zu erkennen, dass die Tiefwasserwellenhöhe  $H_0$  stets größer als die Wellenhöhe an der Wellenharfe 1  $H_{m0}$  ist. Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 2,23 %, der Variationskoeffizient  $\sigma'$  beträgt 2,07 %.

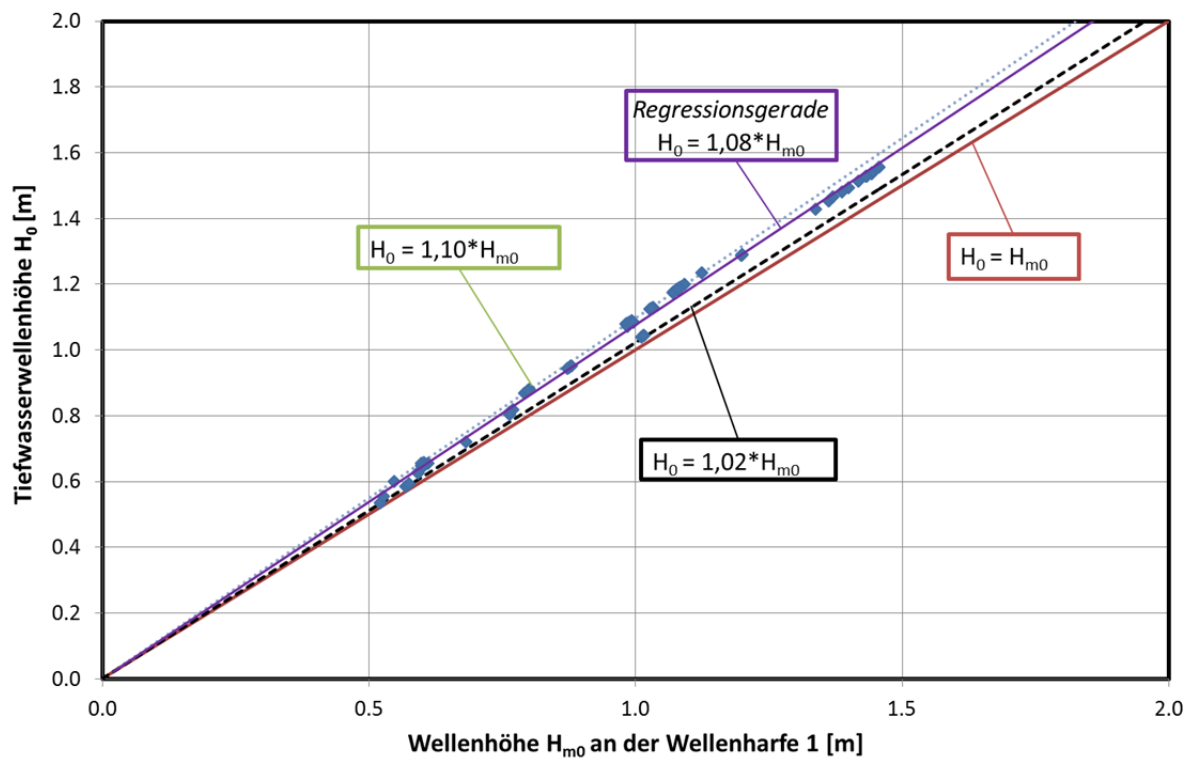


Abbildung 7.8: Darstellung der Tiefwasserwellenhöhe  $H_0$  und der Wellenhöhe an der Wellenharfe 1  $H_{m0}$

Da der Unterschied zwischen beiden Werten sehr gering ist (maximal 10 %) werden für die im Anschluss anstehenden Untersuchungen die Wellenparameter aus dem Tiefwasser verwendet (Wellenhöhe  $H_0$  und spektrale Wellenperiode  $T_{m-1,0}$ ). Die Verwendung der Tiefwasserparameter ist sinnvoll, da diese unabhängig von der Ausbildungsweise des Vorstands sind. Allein im Hinblick auf Stabilitätsaussagen der zu testenden Deckwerksteine wird die Wellenhöhe am Bauwerksfuß  $H_S$  berücksichtigt. In Abbildung 7.9 sind dazu die Tiefwasserwellenhöhen  $H_0$  und die korrespondierenden Wellenhöhen am Bauwerksfuß  $H_S$  dargestellt. Die Wellenhöhe am Bauwerksfuß  $H_S$  wurde wiederum mit dem bereits vorgestellten Shoalingansatz nach der linearen Wellentheorie ermittelt. Der Unterschied zwischen den beiden Werten reicht von -12 % bis zu +10 %. Ein ausgeprägter Shoalingeffekt ist nicht zu erkennen, da die getesteten Wellen vornehmlich im Übergangsbereich zwischen 0,05 bis 0,5  $d/L$  lagen. Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 6,06 %, der Variationskoeffizient  $\sigma^c$  beträgt 5,96 %.



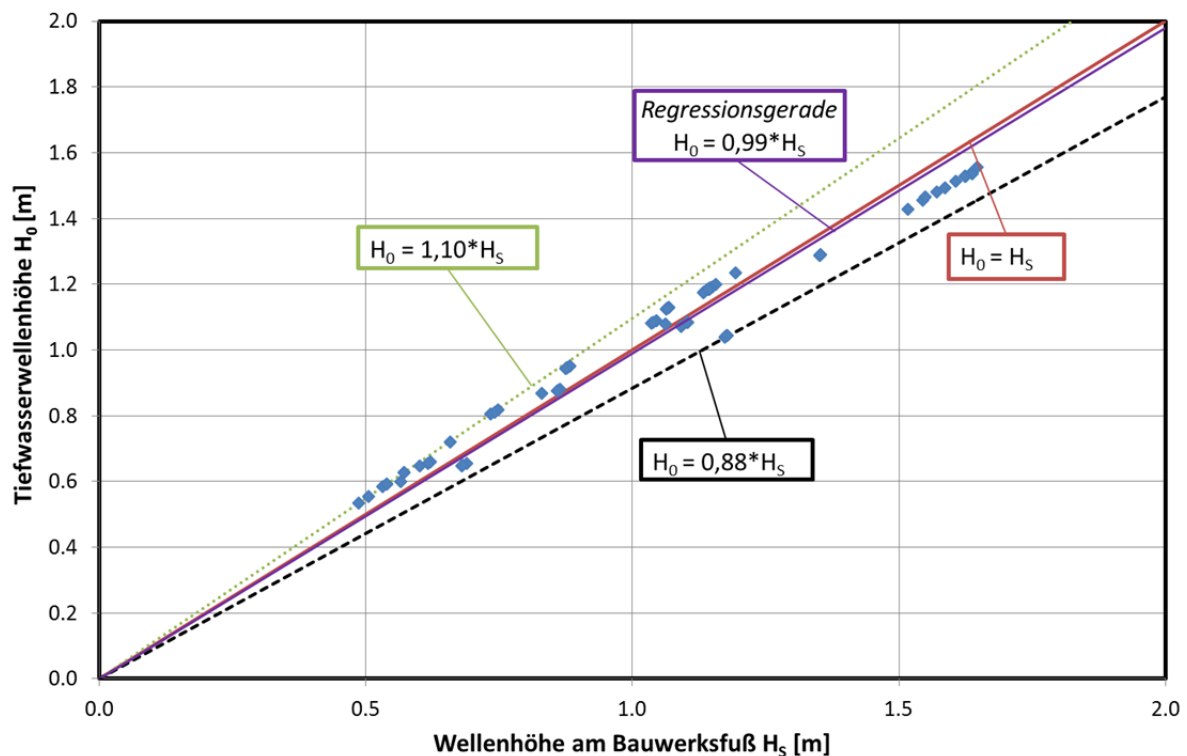


Abbildung 7.9: Darstellung der Tiefwasserwellenhöhe  $H_0$  und der Wellenhöhe am Bauwerksfuß  $H_s$

## 7.5 Analyse der reflektierten Wellen

Wellenreflexion an Küsten oder küstenähnlichen Strukturen kann die Stabilität der Sohle und Uferbereiche durch Erhöhung der Belastung aufgrund der Superposition von einlaufenden und reflektierten Wellen beeinträchtigen. Des Weiteren kann sich die Erosion des Uferlandes und benachbarter Flussabschnitte stark erhöhen.

Der Reflexionskoeffizient  $K_r$  stellt das Verhältnis zwischen der reflektierten und der einlaufenden Wellenhöhe dar und ergibt sich demnach zu:

$$K_r = \frac{(H_{m0})_r}{(H_{m0})_i} \quad (7.11)$$

mit:

$(H_{m0})_r$  = reflektierte Wellenhöhe [m]

$(H_{m0})_i$  = einlaufende Wellenhöhe [m]

Ein hoher Reflexionskoeffizient  $K_r$  zeigt an, dass die Welle nur mit einem geringen Energieverlust an der Böschung reflektiert wird, wohingegen ein geringer Reflexionskoeffizient  $K_r$  ein Anzeichen dafür ist, dass es beim Auftreffen der Welle auf der Böschung zu einem hohen Energieverlust kommt. Für die Reflexionsanalyse werden ausschließlich Wellenspektren berücksichtigt, die keinen Wellenüberlauf zur Folge haben. Dazu sind in Tabelle 7.1 die Wellenspektren aufgelistet, die Wellenüberlauf verursachen.

Tabelle 7.1: JONSWAP-Wellenspektren des Versuchsprogramms, die Wellenüberlauf verursachen

Versuch	Wellensteilheit $s$ [m]	Wellenhöhe $H_{nom}$ [m]	Wellenperiode $T$ [s]	Wellenlänge $L$ [m]
JONSWAP 5	0,02	1,40	6,70	70,00
JONSWAPOpt4	0,01	1,00	8,00	100,00

Der ermittelte Reflexionskoeffizient in den Modellphasen liegt bei Wellenspektren zwischen 0,257 und 0,673. Abbildung 7.10 zeigt den Einfluss der spektralen Wellenperiode  $T_{m-1,0}$  auf den Reflexionskoeffizienten  $K_r$  und somit auf das Deckwerk für Wellenspektren für verschiedene Wellenhöhen an der Wellenharfe 1  $H_{m0}$ . Wie zu erwarten ist ein Anstieg des Reflexionskoeffizienten  $K_r$  bei Zunahme der Wellenperioden  $T_{m-1,0}$  zu erkennen. Des Weiteren ist zu erkennen, dass der Reflexionskoeffizient  $K_r$  bei größerer Wellenhöhe  $H_{m0}$  unter gleichbleibender Wellenperiode  $T_{m-1,0}$  geringer ist. Dies beruht auf der Tatsache, dass die Wellen bei zunehmender Wellensteilheit auf dem Deckwerk brechen, wodurch ein hoher Energieabbau erwirkt wird.

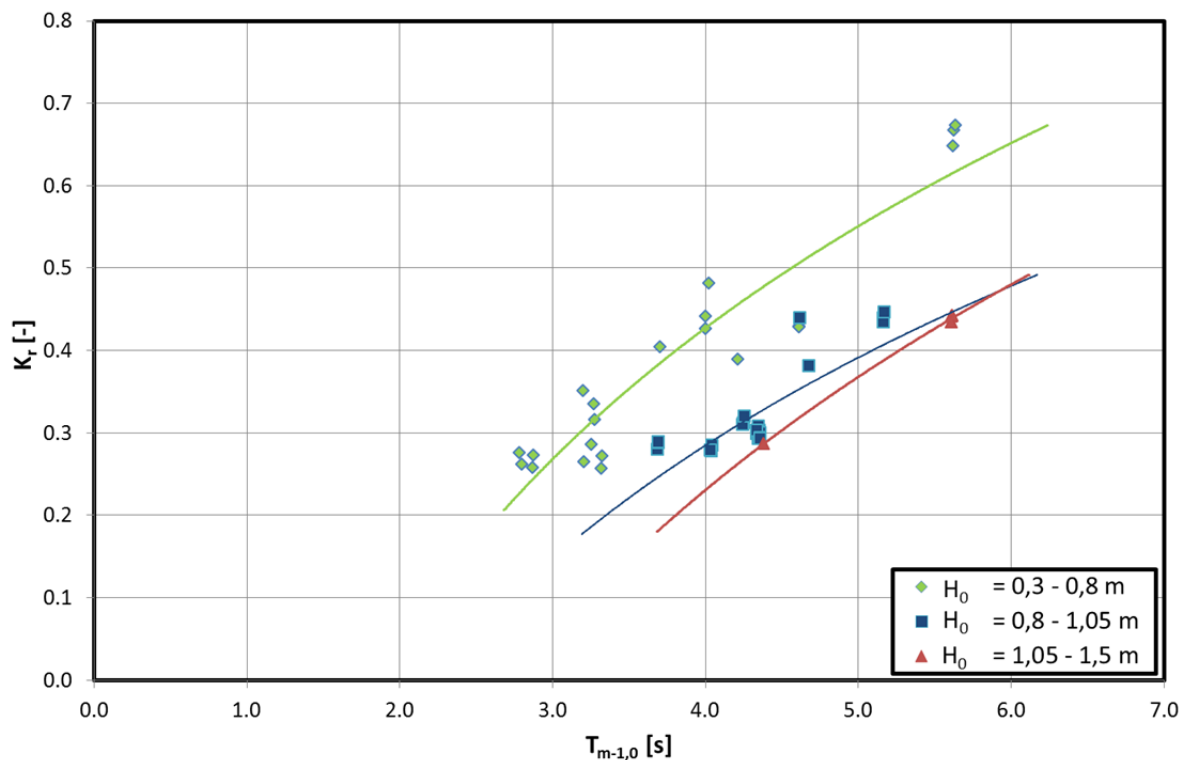


Abbildung 7.10: Einfluss mittlere Wellenperiode  $T_{m-1,0}$  auf Reflexionskoeffizienten  $K_r$  für Wellenspektren

Für den Verlauf des Reflexionskoeffizient  $K_r$  in Abhängigkeit von der Deckwerksböschung sind in der Literatur eine Vielzahl von Ansätzen zu finden. Der Ansatz von ZANUTTIGH UND VAN DER MEER (2006) stützt sich beispielsweise auf eine umfangreiche Datenbasis aus einer Vielzahl von Modellversuche, in denen unter anderem das Reflexionsverhalten untersucht wurde. Dieser Ansatz ist sowohl in der Lage, physikalische Randbedingungen einzuhalten als auch verschiedene Deckwerkstypen abzubilden. Der Reflexionskoeffizient  $K_r$  nach ZANUTTIGH UND VAN DER MEER (2006) ergibt sich wie folgt:

$$K_r = \tanh(i \cdot \xi_{m-1,0}^j) \quad (7.12)$$

mit:

$$\begin{aligned}\xi_{m-1,0} &= \text{Brecherkennzahl an der Wellenharfe 1} & [-] \\ i, j &= \text{Strukturparameter, abhängig von der Beschaffenheit der Böschung} & [-]\end{aligned}$$

wobei der Brecherkennzahl  $\xi_0$  an der Messstelle (hier: Wellenharfe 1) folgendermaßen berechnet wird:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}}} \quad (7.13)$$

Die am häufigsten verwendete Gleichung zur Abschätzung des Reflexionskoeffizienten  $K_r$  basiert auf dem Ansatz von SEELIG (1983):

$$K_r = \frac{a \cdot \xi_{m-1,0}^2}{b + \xi_{m-1,0}^2} \quad (7.14)$$

mit:

$$a, b = \text{Strukturparameter, abhängig von Durchlässigkeit, Rauigkeit, Geometrie und Wassertiefe} \quad [-]$$

Der Reflexionskoeffizient  $K_r$  wird üblicherweise über der Brecherkennzahl aufgetragen, da dieser im Wesentlichen von der Wellensteilheit abhängt. Wie bereits erwähnt, wird aufgrund der geringen Unterschiede zwischen der Wellenhöhe  $H_{m0}$  an der Wellenharfe 1 und der Tiefwasserwellenhöhe  $H_0$  ausschließlich mit den Parametern aus dem Tiefwasser gearbeitet. Dementsprechend wird der Reflexionskoeffizient  $K_r$  über der Brecherkennzahl im Tiefwasser  $\xi_0$  dargestellt. Dieser ergibt sich zu:

$$\xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}} \quad (7.15)$$

In Abbildung 7.11 ist der Reflexionskoeffizient  $K_r$  gegen die Brecherkennzahl  $\xi_0$  dargestellt. Dabei steht jeder dargestellte Punkt stellvertretend für ein Wellenspektrum, das während den Modellphasen getestet worden ist und dabei keinen Wellenüberlauf verursacht hat. Ergänzt wird die Abbildung um die Darstellung des Reflexionskoeffizienten einer gleichmäßigen, undurchlässigen Deichböschung und eines zweischichtigen Schüttsteindeckwerks nach Untersuchungen von ALLSOP & MCCONNELL (vorgebracht in HERBICH, 1999). Die Beschreibung der Reflexionskoeffizienten basiert auf den Ansatz von SEELIG (1983) (vgl. Gleichung (7.14)). Auf Basis des Ansatzes von SEELIG (1983) ist eine Anpassung der Messwerte der Verkalit®-Deckwerksteine vorgenommen worden:

$$K_r = \frac{1,61 \cdot \xi_0^2}{11,69 + \xi_0^2} \quad (7.16)$$

Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 2,87 %, der Variationskoeffizient  $\sigma^e$  beträgt 2,85 %.

Auf Basis des Ansatzes von ZANUTTIGH UND VAN DER MEER (2006) ist zusätzlich eine Anpassung der Messwerte der Verkalit®-Deckwerksteine vorgenommen worden.

$$K_r = \tanh(0,131 \cdot \xi_0^{1,720}) \quad (7.17)$$

Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 2,82 %, der Variationskoeffizient  $\sigma^c$  beträgt 2,81 %.

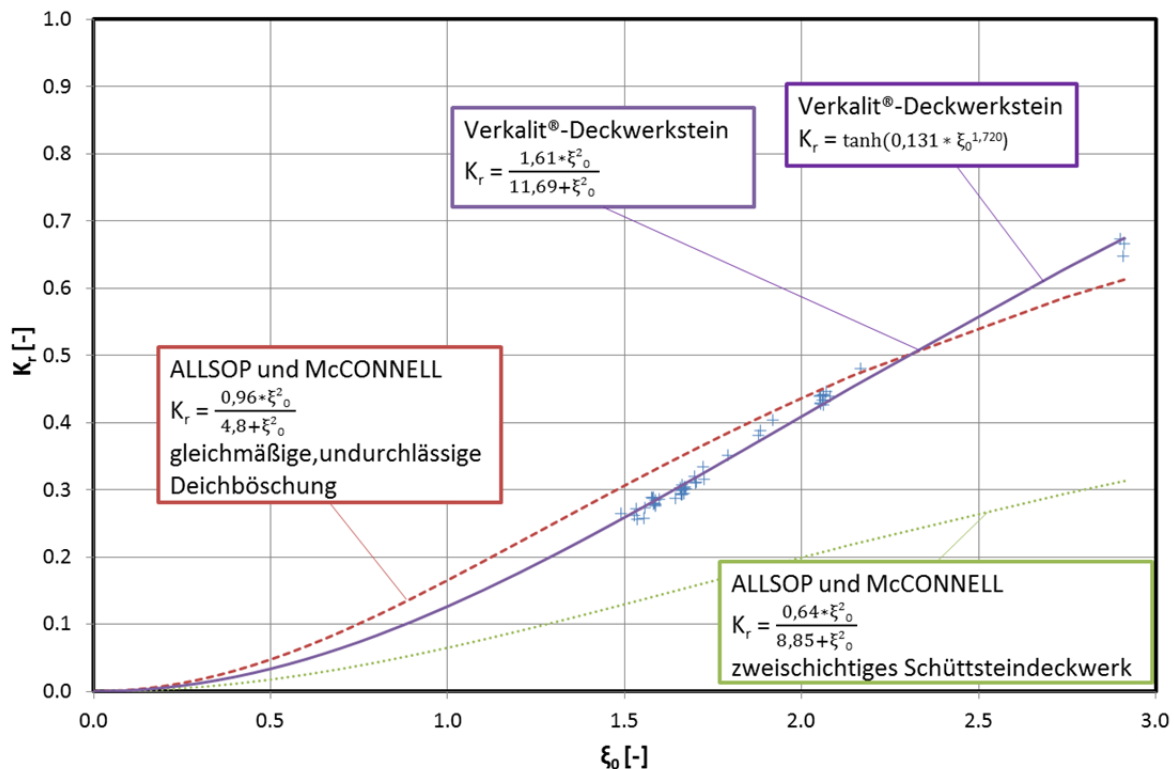


Abbildung 7.11: Darstellung des Reflexionskoeffizienten  $K_r$  und der Brecherkennzahl  $\xi_0$

Wie in der Abbildung 7.11 zu erkennen ist, führen die Ansätze von SEELIG (1983) und ZANUTTIGH UND VAN DER MEER (2006) zu einem nahezu deckungsgleichen Ergebnis für die Verkalit®-Deckwerksteine. Aufgrund der im Verkalit®-Deckwerk vorhandenen Fugen ist zu erwarten, dass der Energieabbau auf der Deckwerks Oberfläche höher ist als bei einer gleichmäßigen, undurchlässigen Deichböschung. Aus diesem Grund müssten sich die Funktion für den Reflexionskoeffizienten der Verkalit®-Deckwerksteine stets unterhalb der Funktion für den Reflexionskoeffizienten einer gleichmäßigen, undurchlässigen Deichböschung bewegen.

## 8 Ergebnisse

### 8.1 Allgemein

Im Folgenden Kapitel werden die Ergebnisse getrennt für jede Modellphase vorgestellt.

Begonnen wird die Ergebnisvorstellung jeweils mit der **Beschreibung des Versuchsablaufs**. In diesem Abschnitt wird der zeitliche Ablauf der Versuche vorgestellt. Des Weiteren werden Besonderheiten geschildert, die während der Versuche beobachtet wurden. Im Anschluss werden **die Verformun-**

gen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2 dargestellt. Die Einteilung des Deckwerks in die Schadensklasse erfolgt in diesem Abschnitt, genau wie die Ermittlung des maximalen Stabilitätskoeffizienten. Weiterhin wird im Abschnitt **Druckverteilung infolge der Wellenbelastung an der Deckwerksoberfläche und in der Filterschicht** die Auswertung der Druckmessdosen vorgestellt. Abgeschlossen wird die Ergebnisvorstellung für jede Modellphase mit dem Abschnitt **Ausziehversuche**.

## 8.2 Modellphase 1

### 8.2.1 Beschreibung des Versuchsablaufs

Zur Prüfung der Widerstandsfähigkeit wurde das Deckwerk mit dem in Abschnitt 3 vorgestellten Versuchsprogramm belastet. Der zeitliche Ablauf der einzelnen Versuche zielte darauf ab, eine schrittweise Belastungssteigerung auf das Deckwerk zu erzeugen. Deshalb wurde das Deckwerk mit regelmäßigen Wellen und Wellenspektren im Wechsel belastet. Der zeitliche Ablauf der einzelnen Versuche ist in Tabelle 8.1 dargestellt. Insgesamt wurden in der Modellphase 1 7161 Wellen über eine Dauer von 7,83 Stunden gefahren.

Tabelle 8.1: Zeitlicher Ablauf der Modellphase 1

Nr.	Versuch	Art	Nominal		Gemessen		Dauer	Anzahl
			$H_{nom}$	$T_{nom}$	$H_0/H_{0\_REG}$	$T_{REG}/T_{m-1,0}$		
[-]	[-]	[-]	[m]	[s]	[m]	[s]	[h]	[-]
1	Reg1	Reg-W	0,40	5,06	0,56	5,06	0,104	73
2	Reg2	Reg-W	0,40	3,58	0,47	3,58	0,060	59
3	Reg3	Reg-W	0,40	2,92	0,40	2,92	0,020	23
4	Reg4	Reg-W	0,40	2,53	0,39	2,53	0,045	63
5	JONSWAP_6	WS	0,60	3,10	0,58	2,80	0,828	998
6	RegOpt1	Reg-W	0,60	4,38	0,63	4,38	0,086	70
7	JONSWAP_7	WS	0,80	3,58	0,80	3,21	0,961	1013
8	JONSWAP_1	WS	0,60	4,38	0,65	3,71	1,099	1003
9	JONSWAP_2	WS	0,80	5,06	0,87	4,21	1,257	1018
10	JONSWAP_8a	WS	0,90	4,00	0,95	3,69	1,062	982
11	JONSWAP_9	WS	1,06	4,38	1,13	4,04	1,200	1016
12	JONSWAP_3	WS	1,00	5,66	1,08	4,68	1,110	843

Nach Ablauf der Versuche 1 bis 6 konnten weder im Abschnitt 1, dessen Deckschicht aus dem Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm, noch in Abschnitt 2, dessen Deckschicht aus dem Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338 besteht, visuell erkennbare Verformungen beobachtet werden.

Während des Versuchs Nr. 7, dem Wellenspektrum JONSWAP 7, entstanden im Abschnitt 2 (Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338) im Bereich des Ruhewasserspiegels deutliche Setzungen und Hebungen (vgl. Abbildung 8.1).



Abbildung 8.1: links: Abschnitt 2 (Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338) mit deutlich erkennbaren Setzungen bzw. Hebungen im Bereich des Ruhewasserspiegels von 4,5 m; rechts: Abschnitt 1 (Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm) mit unveränderten Fugenbild

Infolge dieser Verschiebungen der Steine wurden in den betroffenen Bereichen die Längsfugen zum Teil deutlich aufgeweitet, wodurch in den benachbarten Bereichen die ursprünglich 5 mm starken Längsfugen komplett zusammengezwängt wurden (vgl. Abbildung 8.2).



Abbildung 8.2: Veränderung der Längsfuge des Pflastersteins 180°mm nach DIN EN 1338 infolge der Belastung des Deckwerks mit dem Wellenspektrum JONSWAP 7

Des Weiteren war zu beobachten, dass während des Wellenablaufs das im Deich befindliche Wasser mit hoher Geschwindigkeit aus den aufgeweiteten Fugen gedrückt wurde (vgl. Abbildung 8.3 links).

Durch die anschließenden Versuche Nr. 8 bis 12 wurden die Verformungen in der Deckschicht des Abschnitts 2 so massiv, dass das Versuchsprogramm für die Modellphase 1 abgebrochen werden musste.



Abbildung 8.3: Darstellung des Abschnitts - 2 links: Herausschießendes Wasser aus den aufgeweiteten Längsfugen während des Wellenablaufs; rechts: Detailaufnahme im Bereich des Ruhewasserspiegels mit lokalen Setzungen und Hebungen

Im Gegensatz dazu führte die Wellenbelastung im Abschnitt 1 mit dem Standard Verkalit®-Deckwerksteinen 180°mm zu keinen sichtbaren Hebungen bzw. Setzungen.

## 8.2.2 Verformungen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2

### a) Erscheinungsbild der Deckschicht vor der Belastung

Weder für **Abschnitt 1** noch für **Abschnitt 2** wurde die Höhe und Lage der Setzsteine unmittelbar nach dem Verlegen und vor dem Belastungsbeginn dokumentiert. Aus diesem Grund wird von einem planmäßigen, ebenen Einbau ausgegangen. Diese Annahme ist mit dem Wissen über die hohe Sorgfalt, mit der die Einbauarbeiten vorgenommen wurden (vgl. Ausgangszustände der übrigen Modellphasen), als gerechtfertigt anzusehen.

### b) Verformung der Deckschicht infolge von Setzungen bzw. Hebungen

#### **Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm**

Abbildung 8.4 zeigt die Veränderung der Deckschicht des Abschnitts 1 infolge der aufgetragenen Belastung. Als Referenzzustand dient, wie bereits im Abschnitt 8.2.2a) erwähnt, der planmäßige, ebene Einbau.

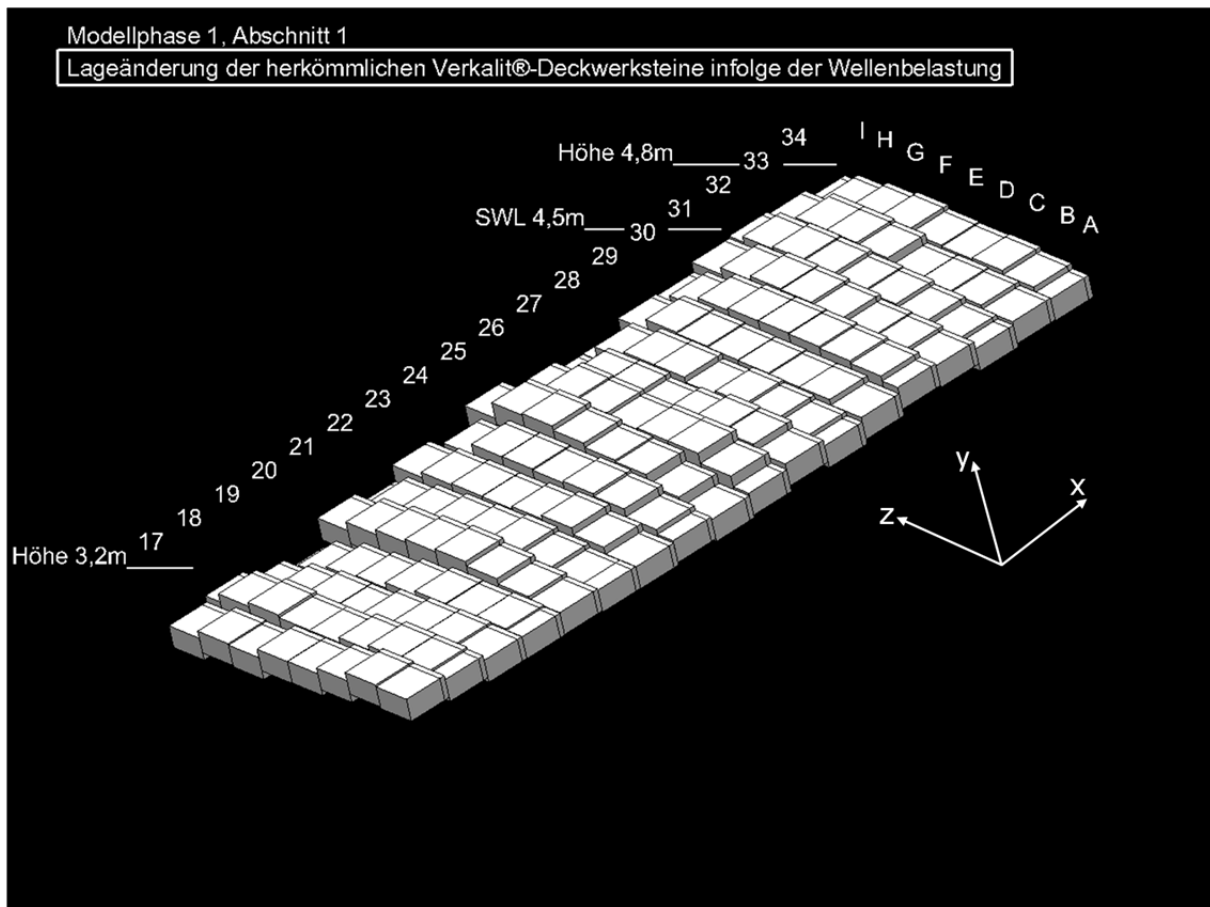


Abbildung 8.4: Deckschicht des Abschnitts 1 nach Ende der Versuche der Modellphase 1

Bei Betrachtung der Abbildung 8.4 wird offensichtlich, dass die Setzsteine im Bereich der Trennwand (Steine I und H) über die Reihen 17 bis 34 deutlich gegenüber den Nachbarsteinen abgesackt sind. Ursache für die Setzungen in unmittelbarer Nähe der Trennwand, ist der möglicherweise ungenügende Verdichtungsgrad des Sandkerns in diesen Bereich. Aufgrund der Kabelführung der Messinstrumente entlang der Trennwand musste die zur Verdichtung des Sandkerns verwendete Rüttelplatte einen Mindestabstand von 0,2 m einhalten, um eine Beschädigung der Kabel zu vermeiden.

Höhenveränderungen zwischen den einzelnen Steinreihen sind vernachlässigbar gering. Die stärksten Änderungen treten zwischen den Steinreihen 21 und 22 mit einem Durchschnitt von 0,5 cm und zwischen den Steinreihen 24 und 25 mit einem Durchschnitt von 0,7 cm auf.

Da das Versuchsprogramm frühzeitig abgebrochen werden musste, waren die Belastungen geringer als in den übrigen Modellphasen.



## Abschnitt 2: Pflasterstein nach DIN EN 1138 180 mm

Nach Abbruch des Versuchsprogramms konnten Setzungen von bis zu 5 cm und Hebungen von bis zu 9 cm zwischen den Setzsteinen aufgenommen werden (vgl. Abbildung 8.5). Beim Ausbau des Pflastersteins wurden, wie im rechten Teil der Abbildung 8.5 zu erkennen ist, deutliche Umlagerungsprozesse im Kornfilter sichtbar. Aufgrund dieser Umlagerungsprozesse im Kornfilter kann davon ausgegangen werden, dass die Pflastersteine aufgrund der während des Wellenablaufs entstehenden, hohen Auftriebskräfte kurzfristig angehoben wurden und dadurch die Umverteilung des Kornfilters erst ermöglicht wurde.



Abbildung 8.5: Versagen des Pflastersteins 180°mm nach DIN EN 1338 (2003) im Abschnitt 2 der Modellphase 1

### c) Erscheinungsbild der Deckschicht infolge von Gleitungen

#### Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Im Gegensatz zu den Senkungen bzw. Hebungen kann die aufgetretene Gleitung nicht ohne die Information über den unbelasteten Zustand erfolgen.

#### Abschnitt 2: Pflasterstein nach DIN EN 1338 180 mm

Aufgrund des Versagens der Deckschicht ist die genaue Betrachtung der Gleitung hinfällig.

### 8.2.3 Beurteilung der Widerstandsfähigkeit

#### Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Auf Grundlage der Begehung des Deckwerks und der Positionsmessungen der Setzsteine im Nachgang der Belastung ist der Abschnitt 1 zum Zeitpunkt der Versuchsunterbrechung als voll funktionsfähig einzuordnen (Klasse 1).

Die endgültige Bewertung der Widerstandsfähigkeit des Standard Verkalit®-Deckwerksteins anhand des Stabilitätskoeffizienten erfolgt erst nach der Modellphase 3, da erst zu diesem Zeitpunkt die Versuche mit diesem Steintyp abgeschlossen sind. Zum Zeitpunkt des Abbruchs der Versuche konnte keine Verformung bis zu einem Stabilitätskoeffizienten von 4,62 für Wellenspektren und 2,65 für regelmäßige Wellen festgestellt werden (vgl. Tabelle 8.2).

Tabelle 8.2: Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm der Modellphase 1 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar

Typ	Belastungsart	Abschnitt	$\xi_{op\_min}$	$\xi_{op\_max}$	$H_{(S)}/(D\Delta_{max})$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	WS	1	1,56	1,99	4,62
Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	Reg-W	1	1,76	2,80	2,65

## Abschnitt 2: Pflasterstein 180 mm nach DIN EN 1338

Aufgrund der bereits erwähnten Setzungen ist die Deckschicht im Abschnitt 2 der Schadensklasse 2 zuzuordnen. Die Deckschicht hat versagt. In der Realität müsste das Deckwerk bei einem derartigen Erscheinungsbild ausgebaut und repariert werden.

Die Modellphase 1 hat gezeigt, dass der Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338 eine deutlich geringere Widerstandsfähigkeit gegen welleninduzierte Belastung als der Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm aufgrund der fehlenden Verzahnung aufweist. Das Versagen tritt bei Wellenspektren bei Stabilitätskoeffizienten größer als 2,27 auf (vgl. Abbildung 8.6). Dagegen blieb das Deckwerk in Abschnitt 2 infolge der Belastung mit regelmäßigen Wellen bis zu einem Stabilitätskoeffizienten von 2,61 schadlos (vgl. Tabelle 8.3 und Abbildung 8.7).

Tabelle 8.3: Stabilitätskoeffizienten des Pflastersteins 180°mm nach DIN EN 1338 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar

Typ	Belastungsart	Abschnitt	$\xi_{op\_min}$	$\xi_{op\_max}$	$H_{(S)}/(D\Delta_{max})$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338	WS	2	1,60	1,60	2,27
Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338	Reg-W	2	1,76	2,80	2,61

Abbildung 8.6 zeigt die aufgenommenen Stabilitätskoeffizienten für Wellenspektren des Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338, aufgetragen gegen die Brecherkennzahl  $\zeta_{op}$ . Die Stabilitätskoeffizienten für regelmäßige Wellen des Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338 sind in Abbildung 8.7 dargestellt.

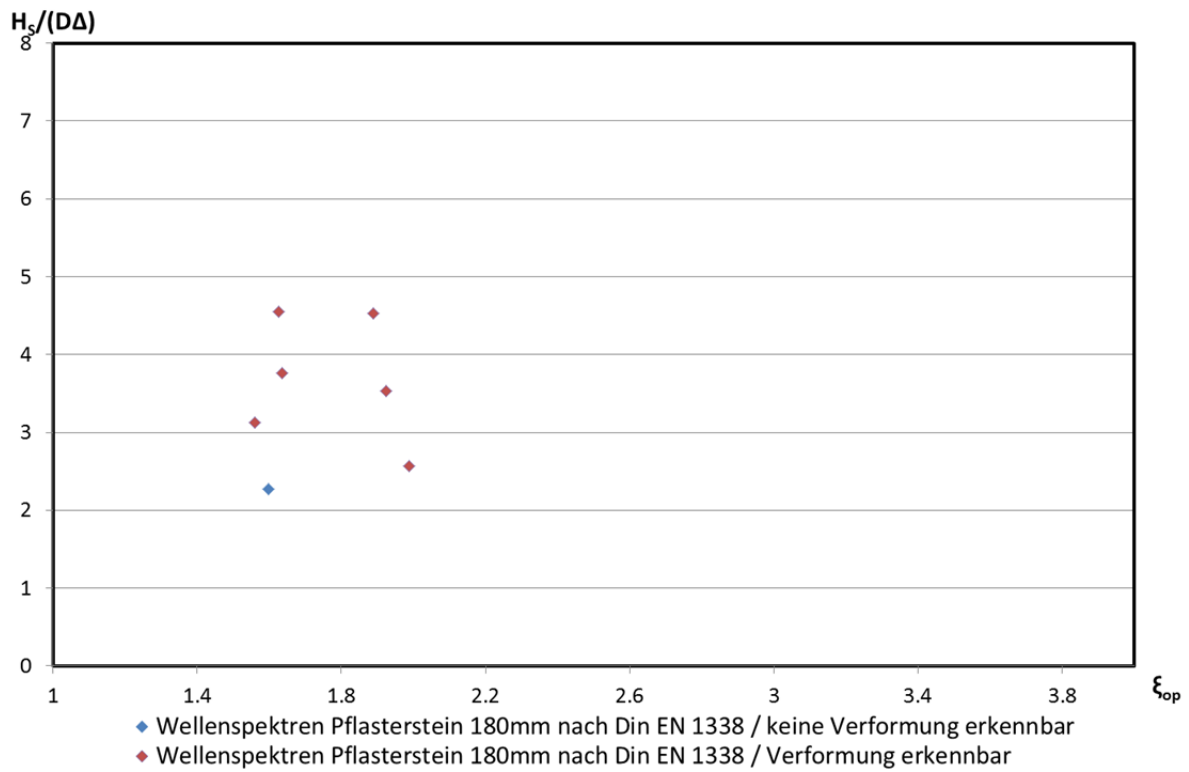


Abbildung 8.6: Stabilitätskoeffizienten für den Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338 für Wellenspektren

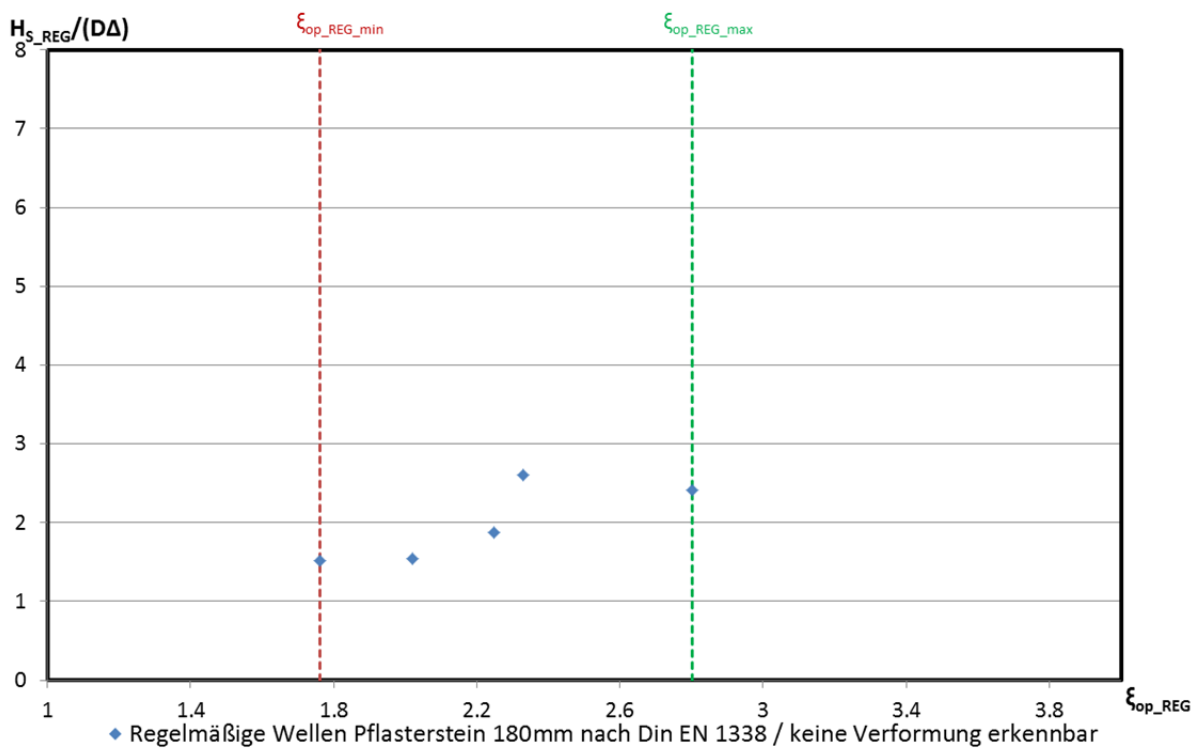


Abbildung 8.7: Stabilitätskoeffizienten für Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338 für regelmäßige Wellen

## 8.2.4 Ausziehversuche

### Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Da der Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm auch im Abschnitt 1 der Modellphase 2 und 3 getestet werden sollte, wurden die Ausziehversuche für diesen Deckwerkstein auf den Zeitraum nach Ende der Versuchsphase 3 verschoben.

### Abschnitt 2: Pflasterstein nach DIN EN 1338 180 mm

Wie im Abschnitt 8.2.3 erläutert wurde, hat die Deckschicht infolge der Wellenbelastung zwar versagt, ist jedoch nicht zu Bruch gegangen. Aufgrund dieser Tatsache sind Ausziehversuche an drei Setzsteinen vorgenommen worden. Die Position der ausgewählten Setzsteine kann mit Hilfe der Tabelle 8.4 sowie mit der Abbildung 8.8 nachvollzogen werden.

Tabelle 8.4: Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 1

Typ	Gewicht	Abschnitt	Steinbezeichnung	Höhe	Max. Zugkraft	Zugkraft/Steingewicht
[-]	[kg/Stein]	[-]	[-]	[m]	[kN]	[-]
Pflasterstein	37,58	2	51 - O	6,37	2,556	6,93
Pflasterstein	37,58	2	28 - N	4,15	9,298	25,23
Pflasterstein	37,58	2	19 - N	3,30	9,788	26,56

Über alle Modellphasen hinweg hat sich gezeigt, dass die notwendige Zugkraft zum Herauslösen eines Setzsteins aus dem Deckwerksverbund weitaus höher ist als das eigentliche Steingewicht. Die aufzubringende Kraft ist dabei umso höher, je näher der Stein im Bereich des maximalen Wellenablaufs bzw. der Brecherzone liegt, also im starkbeanspruchten Teil des Deckwerks. Beim Aufschlag der Brecherzunge auf die Deckschicht wird Wasser mit einem sehr hohen Druck durch die Fugen des Deckwerks gespült. Dadurch gelangen die in der Brecherzunge enthaltenen Sandpartikel vom Vorstrand ebenfalls in die Fugen. Beim Wellenablauf hingegen werden die Setzsteine infolge der gegen die Unterseite wirkenden Auftriebskräfte kurzfristig angehoben, wodurch eine Einschwemmung von Partikeln aus der Filterschicht begünstigt wird. In beiden Fällen verkeilen sich die eingespülten Partikel in den Fugen und bewirken somit eine Verzahnung zwischen benachbarten Setzsteinen. Daher ist in diesem Bereich eine Zugkraft für das Herauslösen eines Pflastersteins notwendig, die das Steingewicht um das ca. 26-fache übertrifft. Im oberen, weniger starkbeanspruchten Deckwerksbereich, in dem Partikel mit einem geringeren Druck in die Steinfugen eingespült werden, ist dagegen nur eine Zugkraft notwendig, die dem ca. 7-fachen des Steingewichts entspricht.

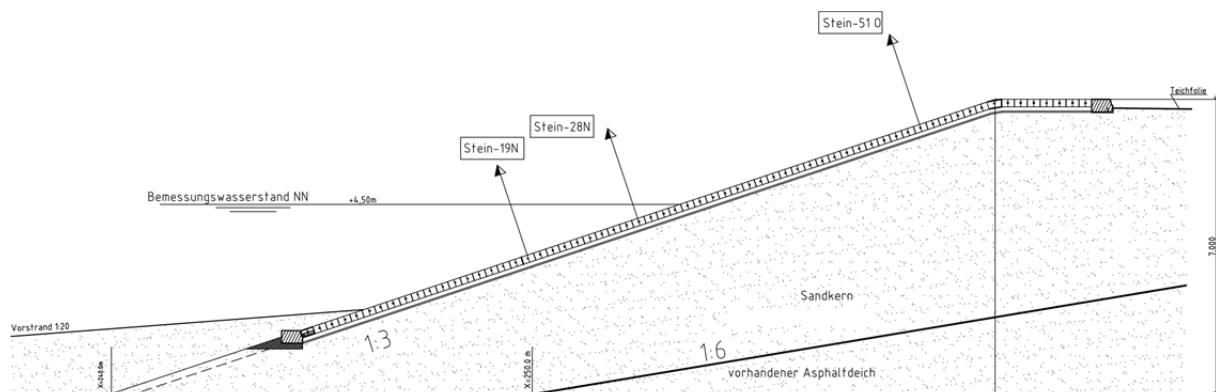


Abbildung 8.8: Übersicht über die Position der Ausziehversuche im Abschnitt 2 am Ende der Modellphase 1

## 8.3 Modellphase 2

### 8.3.1 Beschreibung des Versuchsablaufs

Tabelle 8.5 gibt Auskunft über den zeitlichen Ablauf der Versuche der Modellphase 2 sowie das durchgeführte Versuchsprogramm inklusive der Ergebnisse der Reflexionsanalyse. Abbildung 8.9 zeigt beispielsweise die Prozesse des Wellenbrechens, Wellenauf- und Wellenablaufs. Diese Fotos zeigen beispielhaft, dass die Belastung auf die Deckschicht unabhängig vom eingebauten Deckwerkstein ist und dass die in der Kanalmitte eingebaute Trennwand keinen Einfluss auf die welleninduzierte Belastung hat.

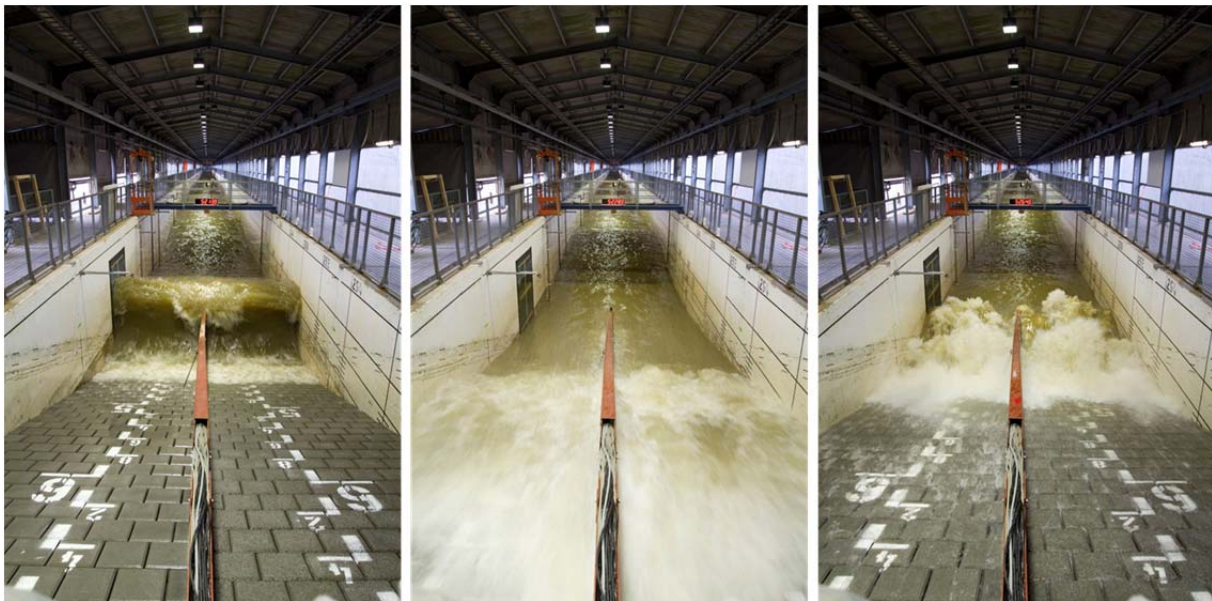


Abbildung 8.9: zeitlicher Ablauf einer einlaufenden Welle mit Wellenbrechen, Wellenauf- und Wellenablauf

Tabelle 8.5: Zeitlicher Ablauf der Modellphase 2

Nr.	Versuch	Art	Nominal		Gemessen		Dauer	Anzahl
			$H_{nom}$	$T_{nom}$	$H_0/H_{0\_REG}$	$T_{REG}/T_{m-1,0}$		
[-]	[-]	[-]	[m]	[s]	[m]	[s]	[h]	[-]
1	Reg1	Reg-W	0,40	5,06	0,54	5,06	0,111	78
2	Reg2	Reg-W	0,40	3,58	0,40	3,58	0,070	69
3	JONSWAP6	WS	0,60	3,10	0,53	2,78	0,835	1028
4	Reg3	Reg-W	0,40	2,92	0,34	2,92	0,045	54
5	Reg4	Reg-W	0,40	2,53	0,36	2,53	0,031	43
6	JONSWAP7	WS	0,80	3,58	0,72	3,25	1,108	1164
7	RegOpt1	Reg-W	0,60	4,38	0,55	4,38	0,102	83
8	RegOpt3	Reg-W	0,60	3,10	0,49	3,10	0,067	77
9	JONSWAP_Opt1	WS	0,60	3,58	0,55	3,20	1,088	1128
10	JONSWAP1	WS	0,60	4,38	0,60	4,02	1,265	1067
11	Reg5	Reg-W	0,80	7,16	0,84	7,16	0,147	73

12	JONSWAP8	WS	0,90	4,00	0,94	3,69	1,096	1014
13	JONSWAP2	WS	0,80	5,06	0,87	4,61	1,406	1027
14	JONSWAP9	WS	1,06	4,38	1,12	4,04	1,241	1051
15	JONSWAP_Opt2	WS	1,00	4,62	1,08	4,25	1,283	1023
16	JONSWAP_Opt3	WS	0,60	6,2	0,65	5,63	1,705	1021
17	Reg6	Reg-W	0,80	5,06	0,96	5,06	0,118	83
18	Reg7	Reg-W	0,80	4,13	0,82	4,13	0,093	79
19	Reg8	Reg-W	0,80	3,58	0,87	3,58	0,070	69
20	JONSWAP3	WS	1,00	5,66	1,07	5,17	1,541	1018
21	RegOpt2	Reg-W	1,00	5,66	0,98	5,66	0,135	85
22	RegOpt4	Reg-W	1,00	4,00	1,05	4,00	0,094	84
23	JONSWAP10	WS	1,12	4,73	1,19	4,36	1,324	1043
24	JONSWAP4	WS	1,20	6,20	1,29	5,61	1,722	1050
25	JONSWAP_Opt4	WS	1,00	8,00	1,04	6,74	2,178	1020
26	JONSWAP5	WS	1,40	6,70	1,54	5,79	0,449	267
27	JONSWAP10a	WS	1,10	4,73	1,18	4,34	1,314	1042
28	JONSWAP10b	WS	1,10	4,73	1,19	4,35	1,314	1047
29	JONSWAP10c	WS	1,10	4,73	1,19	4,36	1,314	1026
30	JONSWAP10d	WS	1,10	4,73	1,18	4,35	1,314	1052
31	JONSWAP5	WS	1,40	6,70	1,54	5,84	0,201	116

Insgesamt wurden in der Modellphase 2 19081 Wellen über eine Dauer von 24,78 Stunden gefahren. Während der Versuche der Modellphase 2 konnten weder in Abschnitt 1 noch in Abschnitt 2 optisch erkennbare Verformungen des Deckwerks beobachtet werden. Die komplette Versuchsreihe konnte ohne Zwischenfall durchgeführt werden.

### 8.3.2 Verformungen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2

#### a) Erscheinungsbild der Deckschicht vor der Belastung

##### **Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm**

Die Ausgangslage des Abschnitts der Modellphase 2 entspricht dem Erscheinungsbild der Deckschicht nach Modellphase 1, die bereits im Abschnitt 8.2.2b) diskutiert wurde (vgl. Abbildung 8.4).

##### **Abschnitt 2: Haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm**

Das Erscheinungsbild der Deckschicht im Abschnitt 2 vor Beginn der Versuche ist in der Abbildung 8.10 dargestellt.

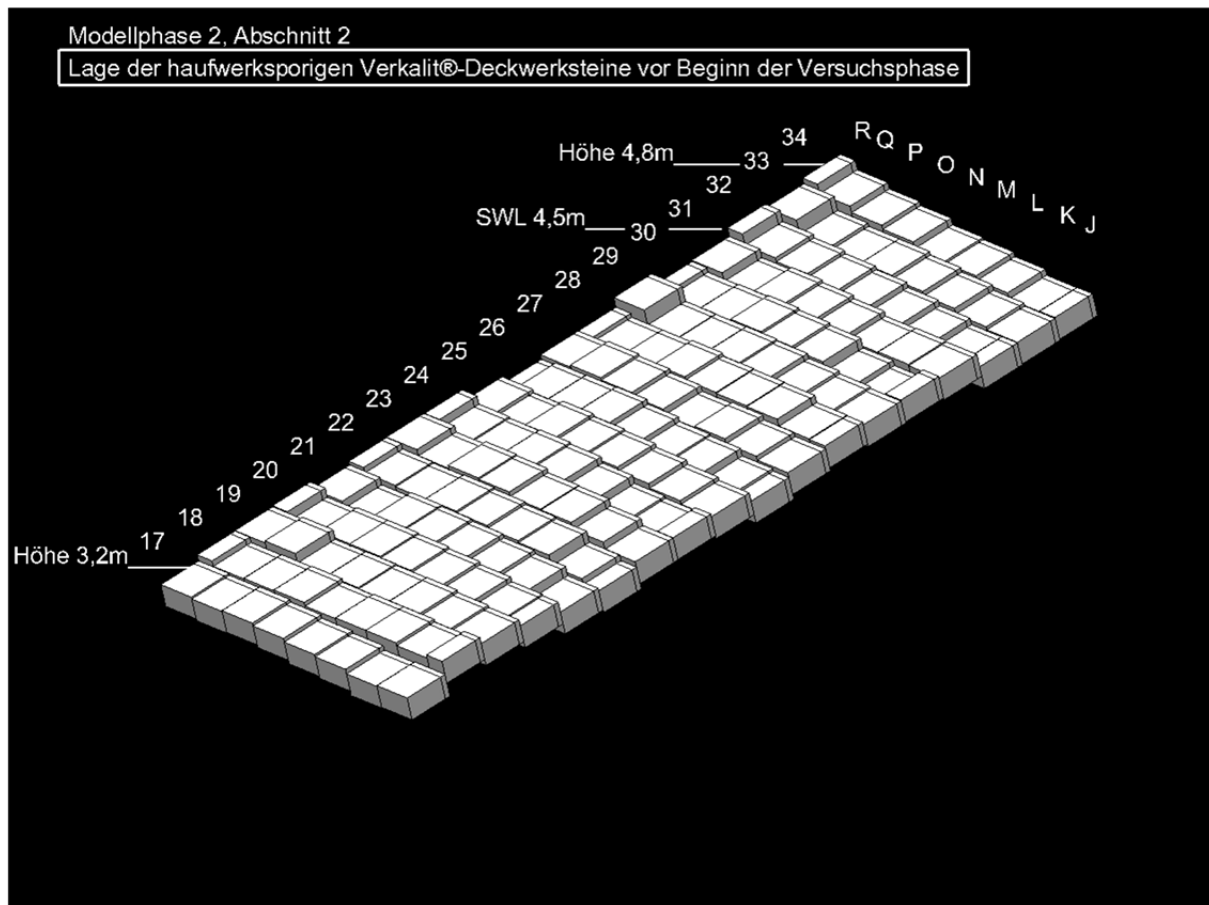


Abbildung 8.10: Deckwerk des Abschnitts 2 vor Beginn der Versuchsphase 2

Anhand der Abbildung 8.10 ist zu erkennen, dass der Abschnitt 2 ein vergleichsweise ebenes Relief aufweist. Stärkere Differenzen sind eher die Ausnahme und liegen beispielsweise zwischen den haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteinen 22L und 22K bei 0,9 cm.

*b) Verformung der Deckschicht infolge von Setzungen bzw. Hebungen*

**Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm**

In Abbildung 8.11 sind die relativen Verformungen des Abschnitts 1 infolge der Wellenbelastung dargestellt. Im Bereich der Trennwand haben sich die Setzsteine durch die bereits angesprochene geringe Verdichtung des Untergrunds über die gesamte Böschungslänge weiter gesetzt. In der Druckschlagzone, die sich zwischen der Steinreihe 21 und der Steinreihe 28 befindet, sind flächige Setzungen aufgetreten, die im Durchschnitt bei 0,6 cm liegen. Die maximale Setzung tritt bei Setzstein 23 H auf und beträgt 1,9 cm. Steinreihe 25 wirkt gegen den Setzungstrend. Dort stellen sich geringere Setzungen ein, teilweise werden sogar Setzsteine angehoben.

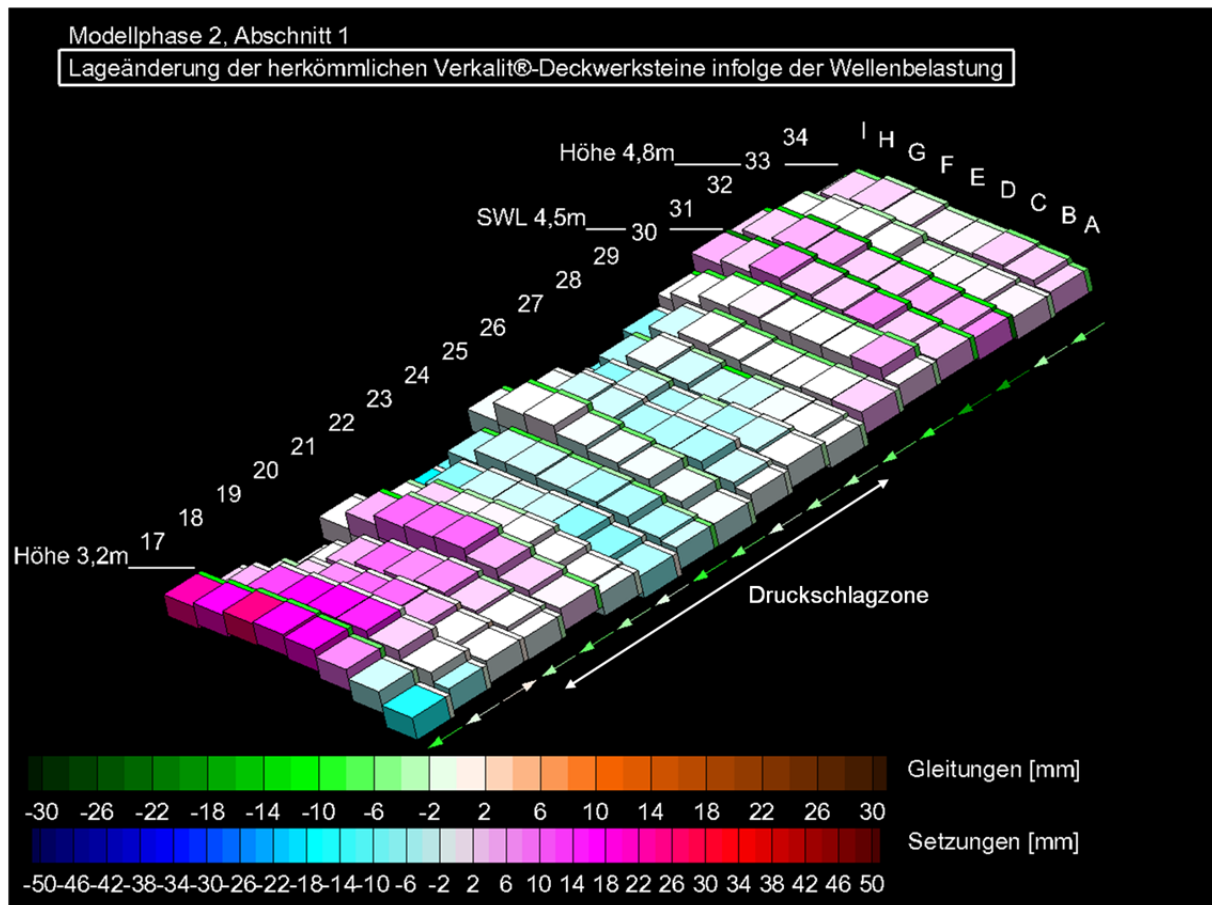


Abbildung 8.11: Deckwerk des Abschnitts 1 nach Abschluss der Versuchsphase 2

Die Zone des Wellenablaufs, der unterhalb der Druckschlagzone liegt, ist der durch die welleninduzierten Auftriebskräfte am stärksten beanspruchte Bereich eines Deckwerks. Aufgrund der hohen Auftriebskräfte stellen sich in den Reihen 17 bis 21 Hebungen ein, die im Durchschnitt 0,8 cm betragen und bei Setzstein 17 F einen Maximalwert von 2,6 cm erreichen.

Im weniger stark belasteten Wellenaufbereich, der ab Reihe 29 beginnt, stellen sich ebenfalls Hebungen ein, die jedoch durchschnittlich nur 0,4 cm betragen. Die maximale Hebung im Wellenaufbereich stellt sich an Standard Verkalit®-Deckwerkstein 31 C mit 0,8 cm ein.

Beim Vergleich des Erscheinungsbildes des Abschnitts 1 vor und nach der Belastung wird ersichtlich, dass sich die Höhenänderungen um Reihe 21 und 25 weiter ausgeprägt haben. In der Abbildung 8.12 ist der Abschnitt 1 vor und nach der Belastung im Querschnitt dargestellt. Da Abbildung 8.12 den Querschnitt des gesamten Deckwerks und nicht einer einzelnen Reihe zeigt, ist es möglich, eine qualitative Abschätzung der Gleichmäßigkeit der Setzungen innerhalb der Reihen zu treffen. Eine schmale Darstellung steht dabei für eine gleichförmige Höhenänderung, eine verbreiterte Darstellung lässt auf das Gegenteil schließen. Die gewölbartigen Hebungen der Deckschicht (Steinreihe 21) in Abschnitt 1 infolge der Belastung sind in der Abbildung 8.12 wiederzufinden.



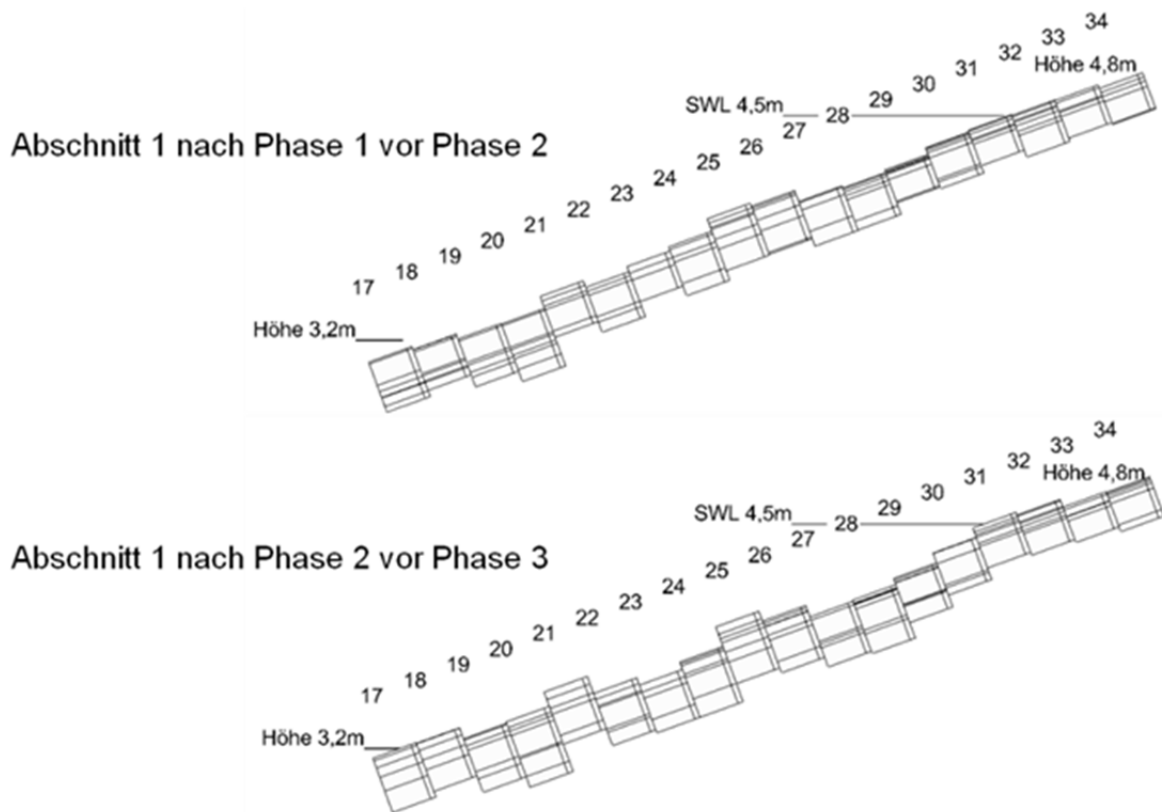


Abbildung 8.12: Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 1 im Querschnitt infolge von Modellphase 2

### Abschnitt 2: Haufwerksporiger Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerkstein 180 mm

In der Abbildung 8.13 ist die relative Verformung des Abschnitts 2 infolge der Wellenbelastung während der Modellphase 2 dargestellt. Wie in Abschnitt 1 haben sich auch hier die Randbereiche des Setzsteindeckwerks infolge der unzureichenden Verdichtung des Untergrunds gesetzt. Die durchschnittliche Setzung des zur Trennwand nächstgelegenen haufwerksporigen Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerksteins beträgt 2,3 cm.

In der prognostizierten Druckschlagzone, die sich von der Steinreihe 21 bis zur Steinreihe 28 erstreckt, stellen sich Setzungen mit einem Durchschnittswert von 1,1 cm ein. Die maximale Setzung im Druckschlagbereich tritt bei Deckwerkstein 26 K mit 1,9 cm auf. Im Bereich des Wellenablaufs (Steinreihen 17 bis 20) stellen sich wie in Abschnitt 1 gewölbeartige Hebungen mit einem Maximalwert von 1,1 cm ein (Setzstein 17 N). Die durchschnittlichen Hebungen im Bereich des Wellenablaufs betragen jedoch nur 1 mm. Hebungen sind ebenfalls im Bereich des Wellenaufbaus (ab Steinreihe 29) zu finden. Diese betragen im Schnitt 0,3 cm. Die maximale Hebung tritt bei dem haufwerksporigen Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerkstein 33 P mit 0,8 cm auf.

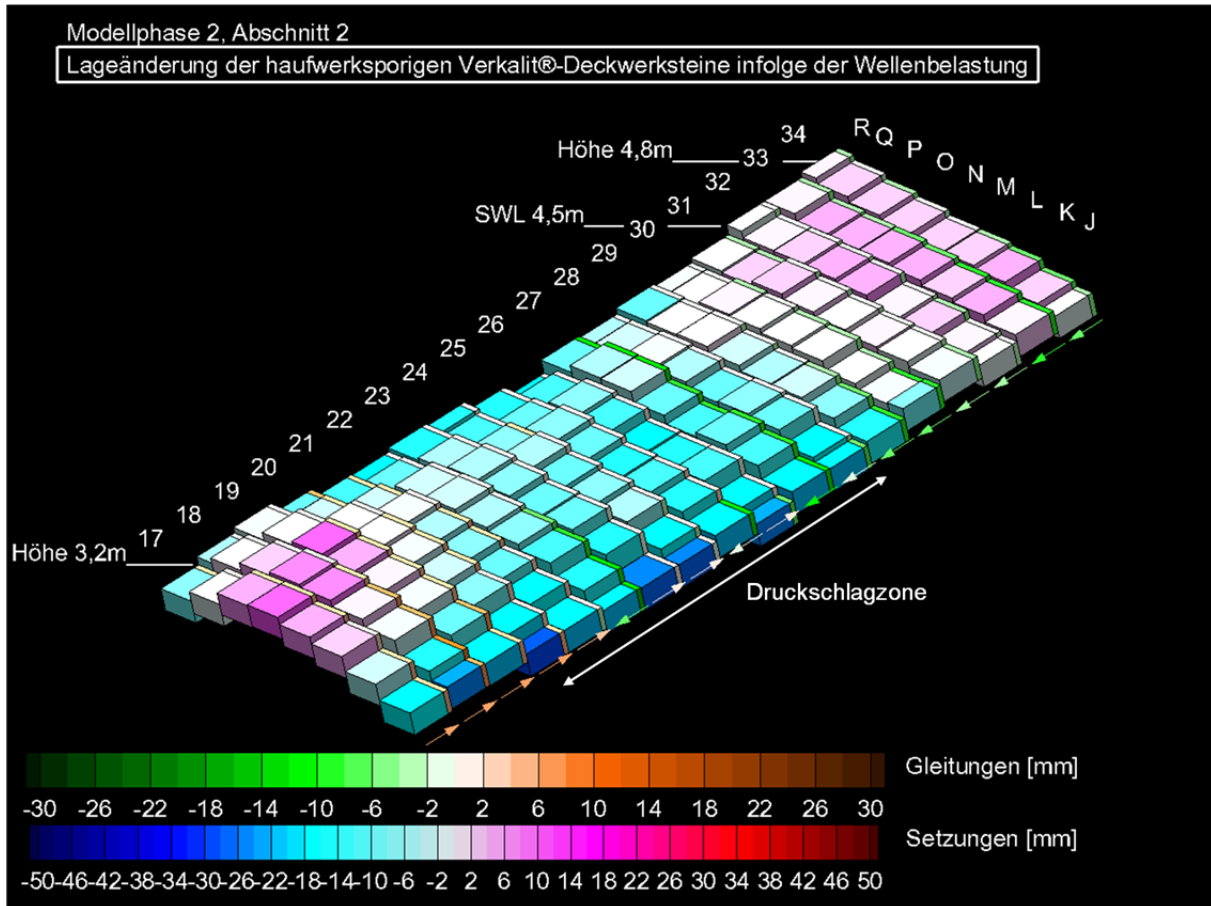


Abbildung 8.13: Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 2

In Abbildung 8.14 ist die Entwicklung der Profilansicht des Deckwerks dargestellt. Der Ansatz einer leichten S-Verformung des Deckwerks ist erkennbar.

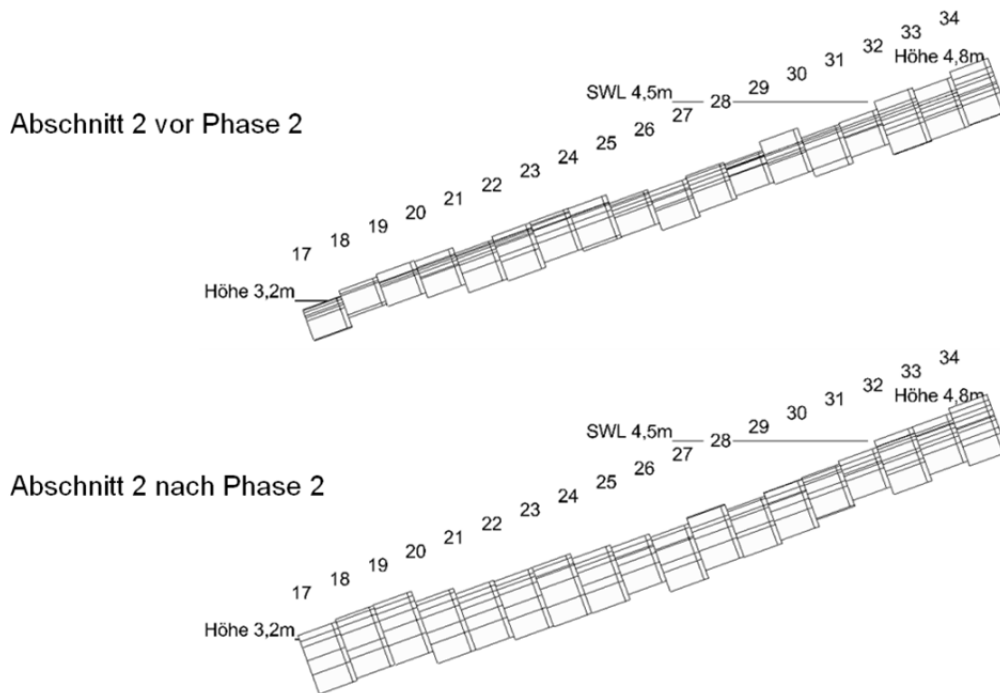


Abbildung 8.14: Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 2 im Querschnitt infolge der Modellphase 2

c) *Verformung der Deckschicht infolge von Gleitungen*

**Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm**

Mit Hilfe der zweidimensionalen Darstellung in Abbildung 8.15 sind die Gleitungen des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm infolge der Wellenbelastung deutlicher als im dreidimensionalen Modell zu erkennen. In der Druckschlagzone beträgt das durchschnittliche Abgleiten der Deckwerksteine 0,3 cm. Der Deckwerkstein 28 E gleitet mit 1,1 cm am stärksten im Bereich der Druckschlagzone ab. Der Bereich des Wellenaufbaus stellt die Zone dar, in der die höchsten böschungswärts gerichteten Gleitungen auftreten. Diese betragen im Durchschnitt 1,0 cm und der Maximalwert von 2,2 cm tritt bei Setzstein 31 H auf. Unterhalb der Druckschlagzone, im Bereich des Wellenablaufs werden Abgleitungen von im Schnitt 0,3 cm aufgenommen. Die maximale Abgleitung beträgt 1,3 cm (Setzstein 17 H).

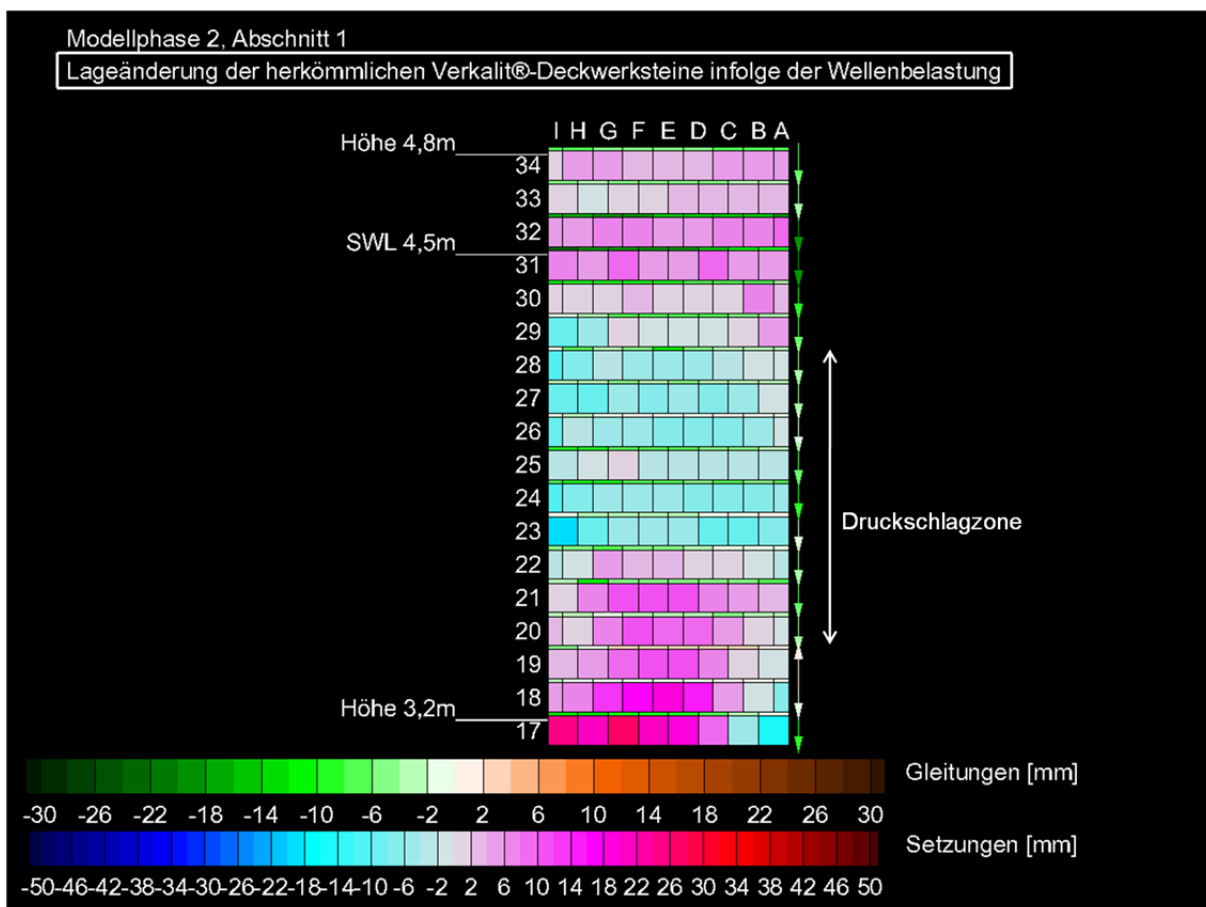


Abbildung 8.15: Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 1 nach Abschluss der Versuchsphase 2

**Abschnitt 2: Haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm**

Im Bereich des Wellenaufbaus wurde im Abschnitt 2 ein durchschnittliches Abgleiten der Setzsteine von 0,4 cm ermittelt. Der Deckwerkstein 30 J erfährt die stärkste Abgleitung mit 0,8 cm (vgl. Abbildung 8.16). Im Gegensatz dazu verbleiben die Setzsteine in der Druckschlagzone zumeist an ihrer ursprünglichen Position. Das durchschnittliche Abgleiten beträgt 0,1 cm. Lediglich Setzstein 22 K rutscht um 1,1 cm ab. Dieses Abgleiten stellt gleichzeitig den Maximalwert in der Druckschlagzone dar. Während im Bereich des Wellenaufbaus und der Druckschlagzone böschungswärts gerichtete

Gleitungen auftreten, werden die Setzsteine in der Wellenablaufzone infolge der Wellenbelastung im Schnitt um 0,5 cm böschungsaufwärts bewegt. Das maximale Aufgleiten von 1,0 cm wurde anhand des Vergleichs der Messwerte am Deckwerkstein 18 K identifiziert.

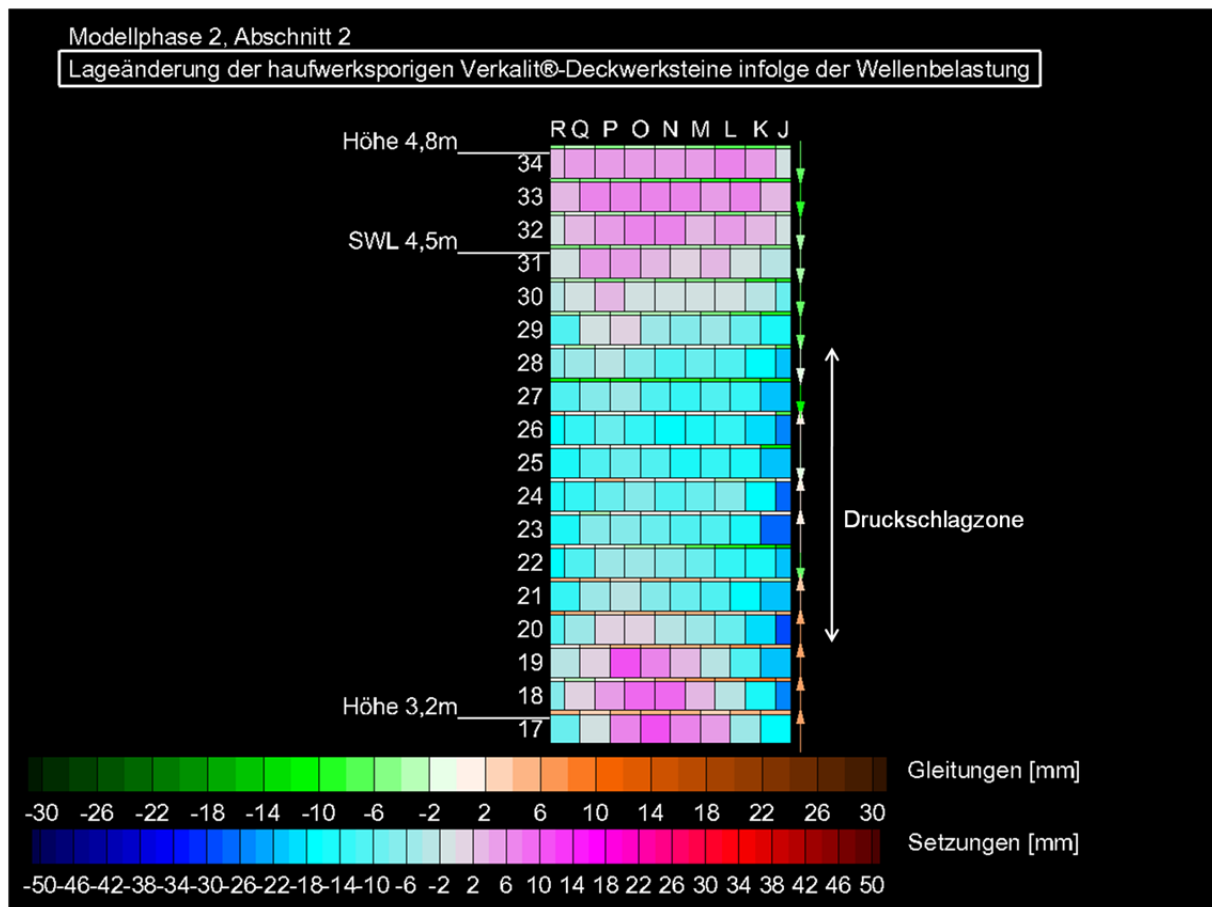


Abbildung 8.16: Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 2

### 8.3.3 Beurteilung der Widerstandsfähigkeit

#### Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

In Tabelle 8.6 sind die Maximalwerte und die Durchschnittswerte der Verformungen der Druckschlag-, Wellenauflauf- und Wellenablaufzone für Modellphase 2 zusammengefasst.

Tabelle 8.6: aufgetretene Verformungen des Abschnitts 1 bei Modellphase 2

Modellphase 2	Abschnitt1	Reihen	Setzung bzw. Hebung			Gleitung		
			Durchschnittswert	Position	Maximalwert	Durchschnittswert	Position	Maximalwert
			[cm]	[-]	[cm]	[cm]	[-]	[cm]
Wellenablauf		17-21	0,8	17 F	2,6	-0,3	17 H	-1,3
Druckschlag		23-28	-0,6	23 H	-1,9	-0,3	28 E	-1,1
Wellenauflauf		30-34	0,4	31 C	0,8	-1,0	31 H	-2,2

Nach den in Abschnitt 6.3.1 festgelegten Kriterien ist der Abschnitt 1, dessen Deckschicht mit dem Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm ausgelegt ist, der Klasse 1 zuzuordnen. Das Deckwerk ist voll funktionsfähig. Die Zuordnung des Deckwerks in die Klasse 1 ist möglich, obwohl die Maximal-

werte der Verformungen zumeist an den Randsteinen auftraten (vgl. Abbildung 8.15 und Abbildung 8.16). Verformungen in diesen Bereich können als Modelleffekte beurteilt werden.

Nach Abschluss der Modellversuche der Phase 2 sind keine signifikanten Verformungen bis zu Stabilitätskoeffizienten von 7,08 für Wellenspektren und 4,45 für regelmäßige Wellen festgestellt worden (vgl. Tabelle 8.7). Wie bereits in Abschnitt 8.2.3 angekündigt, erfolgt die endgültige Bewertung der Widerstandsfähigkeit des Standard-Verkalit®-Deckwerksteins anhand des Stabilitätskoeffizienten erst nach der Modellphase 3.

Tabelle 8.7: Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm der Modellphase 2 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar

Typ	Belastungsart	Abschnitt	$\xi_{op\_min}$	$\xi_{op\_max}$	$H_{(S)}/(D\Delta_{max})$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	WS	1	1,63	2,84	7,08
Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	Reg-W	1	1,66	3,01	4,45

## Abschnitt 2: Haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Auf Grundlage der in Tabelle 8.8 dargestellten Verformungen ist die Deckschicht des Abschnitts 2, bestehend aus dem haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm, der Klasse 1 zuzuordnen. Die Deckschicht ist voll funktionsfähig.

Tabelle 8.8: aufgetretene Verformungen des Abschnitts 2 infolge der Modellphase 2

Modellphase 2	Setzung bzw. Hebung				Gleitung		
	Abschnitt2	Reihen	Durchschnittswert	Position	Maximalwert	Durchschnittswert	Position
[-]	[-]	[cm]	[-]	[cm]	[cm]	[-]	[cm]
Wellenablauf	17-19	0,1	17 N	1,1	0,5	18 K	1,0
Druckschlag	21-28	-1,1	26 K	-1,9	-0,1	22 K	-1,1
Wellenauflauf	30-34	0,3	33 P	0,8	-0,4	30 J	-0,8

Die in Tabelle 8.9 dargestellten Stabilitätskoeffizienten wurden für Wellenspektren ( $H_S/AD = 5,39$ ) und für regelmäßige Wellen ( $H_S/AD = 3,39$ ) ermittelt, ohne dass sich signifikante Verformungen einstellten.

Tabelle 8.9: Stabilitätskoeffizienten des haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar

Typ	Belastungsart	Abschnitt	$\xi_{op\_min}$	$\xi_{op\_max}$	$HS/(D\Delta_{max})$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein	WS	2	1,63	2,84	5,39
haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein	Reg-W	2	1,66	3,01	3,39

Abbildung 8.17 zeigt die sich aus den Wellenspektren ergebenden Ergebnisse für den haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein. Während auf der x-Achse der Brecherkennzahl  $\xi_{op}$  aufgetragen ist, wird auf der y-Achse der Stabilitätskoeffizient  $f$  dargestellt. Das Diagramm mit den Stabilitätskoeffizienten für regelmäßige Wellen des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerksteins ist in Abbildung 8.18 dargestellt

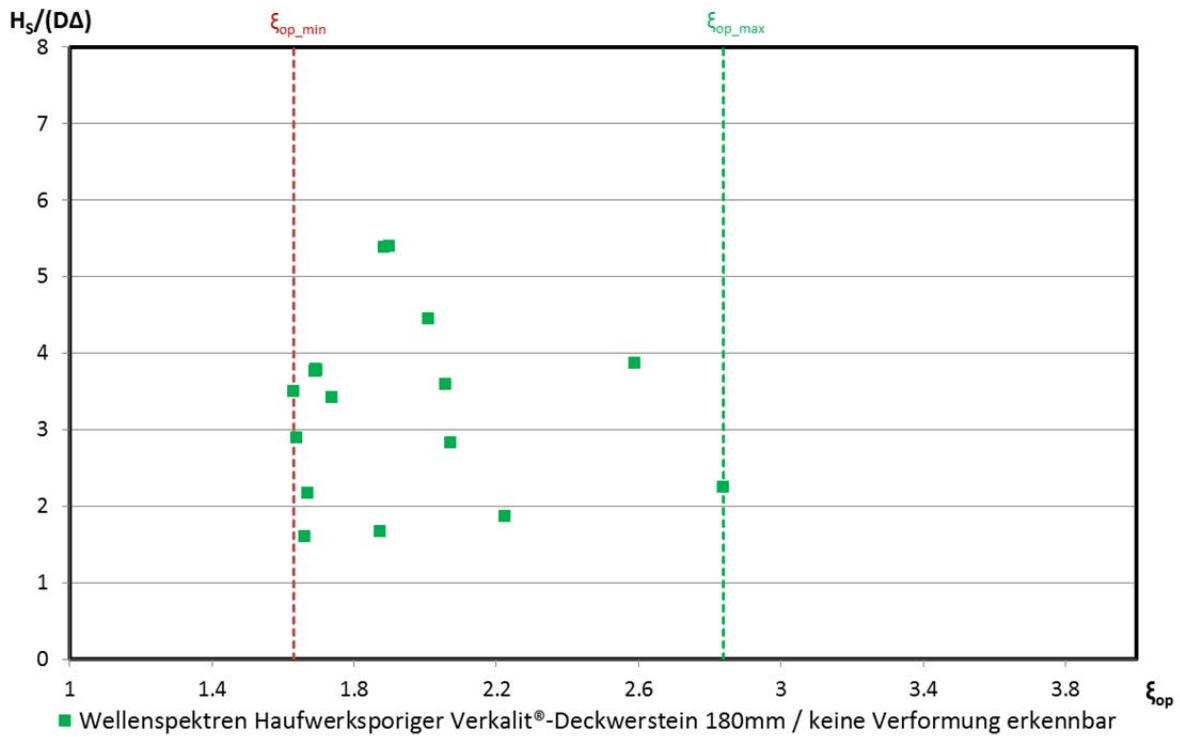


Abbildung 8.17: Stabilitätskoeffizienten für den haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm für Wellenspektren

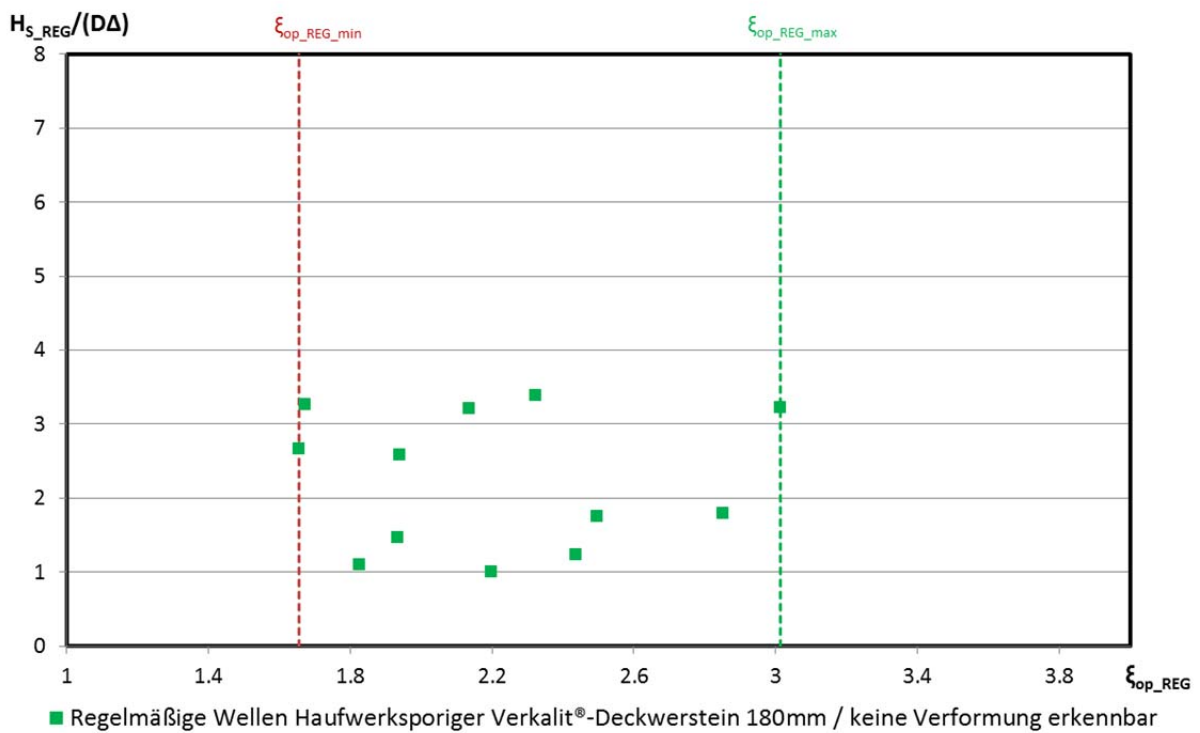


Abbildung 8.18: Stabilitätskoeffizienten für den haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm für regelmäßige Wellen

### 8.3.4 Ausziehversuche

#### Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Da der Standard-Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm auch in der Modellphase 3 getestet wird, finden Ausziehversuche im Abschnitt 1 zum Ende der Modellphase 2 nicht statt.

#### Abschnitt 2: Haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Da die Deckschicht nicht zu Bruch gegangen ist, werden im Abschnitt 2 an drei Steinen Ausziehversuche vorgenommen. Abbildung 8.19 zeigt, dass durch die Verzahnung des Deckwerksteins eine Anhebung des einzelnen Deckwerksteins um 19,3 cm notwendig ist, um den Zwangspunkt der Feder zu überwinden und eine Anhebung von 23,1 cm, um den Zwangspunkt der Nut zu überschreiten. Dadurch müssen links und rechts des ausziehenden Steins je drei Steine mit angehoben werden.

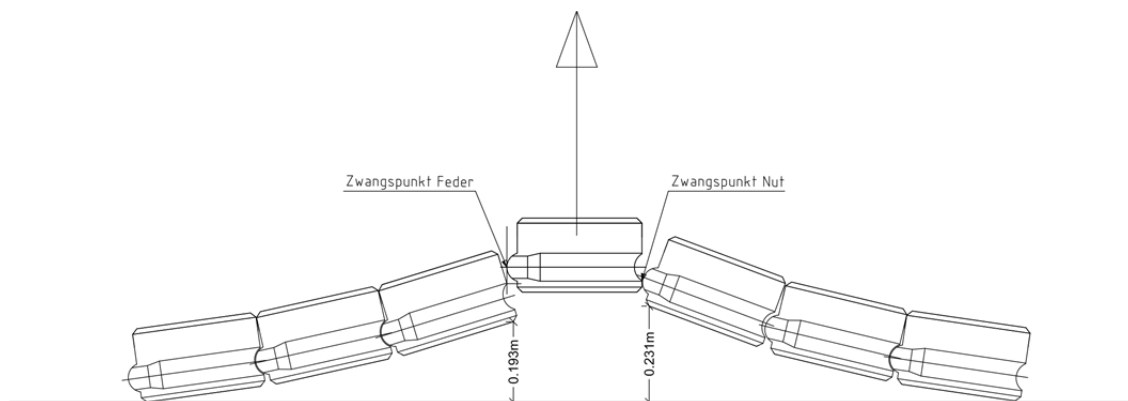


Abbildung 8.19: notwendige Anhebung zum Herauslösen eines Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm bzw. haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Der Ausziehversuch im oberen Deckwerksabschnitt konnte im Gegensatz zu den beiden anderen Steinen aufgrund von konstruktiven Gegebenheiten nicht exakt am gleichen Stein wie in Modellphase 1 vorgenommen werden. Aufgrund der räumlichen Nähe kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Messergebnisse dennoch vergleichbar sind.

Tabelle 8.10: Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 2

Typ	Gewicht	Abschnitt	Steinbezeichnung	Höhe	Max. Zugkraft	Zugkraft/Steingewicht
[-]	[kg/Stein]	[-]	[-]	[m]	[kN]	[-]
Filterstein	45,6	2	47 - N	6,01	24,875	55,62
Filterstein	45,6	2	28 - N	4,17	40,968	91,61
Filterstein	45,6	2	19 - N	3,29	40,144	89,77

Wie auch im Abschnitt 1 der Modellphase 1 ist auch hier die Tendenz erkennbar, dass die notwendige Zugkraft umso höher ist, je stärker der Stein während der Versuchsphase belastet wurde. Des Weiteren sind im Vergleich zum Pflasterstein 180°mm nach DIN EN 1338 aufgrund des Nut-Feder-Systems wesentlich höhere Zugkräfte für das Herauslösen eines Steins erforderlich. Wie im mittleren Bild der Abbildung 8.20 zu erkennen ist, werden die benachbarten Steine aufgrund der Verzahnung beim Ausziehversuch mit angehoben.



Abbildung 8.20: zeitlicher Ablauf des Ausziehversuchs des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein 19-N in der Modellphase 2, Abschnitt 2

In Kombination mit den eingeschwemmten Partikeln ergeben sich im oberen Deckwerksbereich Zugkräfte, die das Steingewicht um den Faktor 55 übertreffen und im starkbelasteten Bereich sind sogar Zugkräfte notwendig, die um den Faktor 90 höher sind als das Steingewicht. Im linken Teil der Abbildung 8.21 ist der haufwerksporige Verkalit®-Deckwerkstein 47-N im Anschluss an den Ausziehversuch abgebildet. Deutlich ist der über die Steinfugen eingetragene Sand des Vorstrands in den Kornfilter zu erkennen. In der Detailaufnahme des ausgezogenen Steins im rechten Teil der Abbildung 8.21 kann der bereits angesprochene Sandeintrag in die Nut des Steins erkannt werden, der zu der enormen Widerstandsfähigkeit gegen eine senkrecht zur Böschung angreifende Zugkraft beiträgt.



Abbildung 8.21: links: ausgezogener, haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 47-N, Abschnitt 2; haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 47-N im Detail

Ferner ist anhand des rechten Teils der Abbildung 8.21 zu erkennen, dass letztendlich ein Materialversagen das Herauslösen des Steins aus dem Verbund ermöglicht hat.



## 8.4 Modellphase 3

### 8.4.1 Beschreibung des Versuchsablaufs

Wie bereits in Abschnitt 5.4.5 erläutert, wurde in der Modellphase 3 das Deckwerk neben dem Standard Versuchsprogramm mit einem zusätzlichen Versuchsprogramm belastet. Die Tabelle 8.11 gibt Auskunft über den zeitlichen Ablauf der Versuche der Modellphase 3 inklusive der Ergebnisse der Reflexionsanalyse. Das Standard Versuchsprogramm umfasst die Versuche 1 bis 22, das zusätzliche Versuchsprogramm die Versuche 23 bis 30. Insgesamt wurden in der Modellphase 3 17760 Wellen über eine Dauer von 23,43 Stunden gefahren.

Tabelle 8.11: Zeitlicher Ablauf der Modellphase 3

Nr.	Versuch	Art	Nominal		Gemessen		Dauer	Anzahl
			$H_{nom}$	$T_{nom}$	$H_0/H_{0\_REG}$	$T_{REG}/T_{m-1,0}$		
[-]	[-]	[-]	[m]	[s]	[m]	[s]	[h]	[-]
1	Reg1	Reg-W	0,40	5,06	0,54	5,06	0,111	78
2	Reg2	Reg-W	0,40	3,58	0,47	3,58	0,069	68
3	JONSWAP6	WS	0,60	3,10	0,59	2,87	0,858	1015
4	JONSWAP7	WS	0,80	3,58	0,82	3,33	1,060	1102
5	JONSWAP8a	WS	0,90	4,00	0,95	3,69	1,098	1021
6	JONSWAP1	WS	0,60	4,38	0,66	4,00	1,263	1076
7	JONSWAP2	WS	0,80	5,06	0,88	4,62	1,406	1033
8	JONSWAP5	WS	1,40	6,70	1,51	5,77	0,220	137
9	JONSWAP9	WS	1,06	4,38	1,13	4,04	1,246	1051
10	JONSWAP_Opt1	WS	0,60	3,10	0,63	3,27	1,076	1094
11	JONSWAP4	WS	1,20	6,20	1,29	5,62	1,736	1058
12	JONSWAP3	WS	1,0	5,66	1,08	5,17	1,550	1021
13	JONSWAP_Opt4	WS	1,0	8,00	1,04	6,74	2,196	1026
14	JONSWAP_Opt2	WS	1,0	4,62	1,09	4,25	1,283	1023
15	JONSWAP_Opt3	WS	0,60	6,20	0,65	5,64	1,653	984
16	JONSWAP10a	WS	1,10	4,73	1,18	4,34	1,327	1054
17	JONSWAP10b	WS	1,10	4,73	1,18	4,36	1,327	1057
18	JONSWAP10c	WS	1,10	4,73	1,18	4,36	1,327	1030
19	JONSWAP10d	WS	1,10	4,73	1,17	4,35	1,327	1066
20	JONSWAP5	WS	1,40	6,70	1,53	5,80	0,439	263
21	JONSWAP5	WS	1,40	6,70	1,45	5,78	0,093	53
22	JONSWAP5	WS	1,40	6,70	1,53	5,79	0,447	267
23	Reg9	Reg-W	1,50	6,00	1,53	6,00	0,013	7
24	Reg10	Reg-W	1,70	6,00	1,72	6,02	0,012	6
25	Reg11	Reg-W	0,50	6,00	0,40	6,00	0,055	32
26	Reg12	Reg-W	1,90	6,00	1,90	6,02	0,015	8

27	Reg13	Reg-W	0,70	6,00	0,57	5,99	0,050	29
28	Reg14	Reg-W	0,90	6,00	0,74	6,00	0,053	31
29	Reg15	Reg-W	1,10	6,00	0,96	6,00	0,065	38
30	Reg16	Reg-W	1,30	6,00	1,19	6,00	0,055	32

Während und nach Abschluss des **Standard Versuchsprogramms** konnten weder in Abschnitt 1 noch in Abschnitt 2 optisch erkennbare Verformungen des Deckwerks beobachtet werden. Der Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 wurde bis zu diesem Zeitpunkt mit 43819 Wellen über eine Dauer von 55,72 Stunden belastet (Modellphasen 1, 2 und Standard Versuchsprogramm Modellphase 3). Der modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm hingegen wurde bis zu diesem Zeitpunkt infolge des Standard Versuchsprogramms mit 17577 Wellen über einer Dauer von 23,11 Stunden belastet.

Im anschließenden **zusätzlichen Versuchsprogramm** konnte bei dem Versuch Nr. 23, REG 9 ( $H_{0\_Reg} = 1,53 \text{ m} / T_{REG} = 6,00 \text{ s}$ ) im Abschnitt 2 (modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm) erstmalige Verformungen in der Deckschicht erkannt werden. Optisch erkennbare Verformungen in der Deckschicht im Abschnitt 1 (Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm) traten erst ab dem Versuch 24, REG 9 ( $H_{0\_Reg} = 1,72 \text{ m} / T_{REG} = 6,02 \text{ s}$ ) auf. Die Verformungen in beiden Abschnitten schritten bis zu dem Versuch Nr. 26, REG 12 ( $H_{0\_Reg} = 1,90 \text{ m} / T_{REG} = 6,02 \text{ s}$ ), fort. Dieser Versuch stellt die am GWK höchste generierbare Belastung infolge regelmäßiger Wellen dar. Im Anschluss an diesem Versuch blieben die Verformungen aufgrund der abnehmenden Belastungsintensität konstant. Die entstandenen Verformungen beeinträchtigten die Funktionalität des Deckwerks nicht.

Abbildung 8.22 zeigt eine Draufsicht auf das Deckwerk am Ende des zusätzlichen Versuchsprogramms im Bereich des Wellenablaufs (3,2 m bis 3,9 m). Dieser Bereich gehört aufgrund der während des Wellenablaufs induzierten Auftriebskräfte zu dem am stärksten beanspruchten Teil des Deckwerks. Sowohl in Abschnitt 1 (rechts) als auch in Abschnitt 2 (links) ist ein verändertes Fugenbild zu erkennen.



Abbildung 8.22: links: Abschnitt 2 (modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm) mit verändertem Fugenbild im Bereich von 3,7 m; rechts: Abschnitt 1 (Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm) mit verändertem Fugenbild im Bereich von 3,7 m

Abbildung 8.23 zeigt den Abschnitt 1 im Detail. Der linke Teil der Abbildung zeigt die Draufsicht auf den belasteten Bereich. Im rechten Teil der Abbildung ist eine Detailaufnahme um den Bereich des Schichtdickenpegels DSP1\_Z98, der in einer Höhe von 3,38 m installiert wurde, dargestellt. Ein wellenförmiges Erscheinungsbild der Deckschicht ist zu erkennen.



Abbildung 8.23: Darstellung des Abschnitts 1 (Standard Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerkstein 180°mm) links: Draufsicht auf den belasteten Bereich, rechts: Detailaufnahme des Bereichs um den Schichtdickenpegel DSP1\_Z98

Beim anschließenden Ausbau des Standard Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerksteins 180°mm hat sich gezeigt, dass die Veränderungen im Fugenbild die Folge von Umlagerungsprozessen im Kornfilter waren. In den Versuchen Nr. 23 bis Nr. 26 wurden die Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerksteine aufgrund der hohen Auftriebskräfte während des Wellenablaufs kurzfristig angehoben, wodurch Umlagerungsprozesse im Kornfilter stattfanden. Wie in Abbildung 8.24 zu erkennen ist, waren die Umlagerungsprozesse auf den Kornfilter beschränkt. Die durch die Umlagerungsprozesse im Kornfilter entstandenen lokalen Unebenheiten konnten durch das Nut-Federsystem des Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerksteins ausgeglichen werden. Der Nutzen dieser flexiblen Anpassung, die zwar ein verändertes Fugenbild zur Folge hat, ist das Verhindern eines fortschreitenden Ausschwemmens des Kornfilters. Falls eine flexible Anpassung der Deckwerksteine an lokale Unebenheiten nicht möglich ist, kann aufgrund der fehlenden Auflast des Deckwerksteins eine fortschreitende Unterspülung der Deckschicht eintreten. Im Fall einer Unterspülung kann die Deckschicht aufgrund einer Gewölbewirkung Belastungen bis zu einer bestimmten Höhe standhalten. Wird jedoch diese Belastungsschwelle überschritten, tritt ein im Vorfeld nicht abzusehender Bruch des Deckwerks ein.



Abbildung 8.24: Umlagerungen im Kornfilter des Abschnitts 1 infolge des Versuchsprogramms links: Erscheinungsbild des Sandkerns infolge des Versuchsprogramms

Im linken Teil der Abbildung 8.25 ist die Draufsicht auf den Abschnitt 2 nach Beendigung des zusätzlichen Versuchsprogramms der Modellphase 3 dargestellt. Im rechten Teil der Abbildung ist wiederum das Kippen der Setzsteine infolge der flexiblen Anpassung im Bereich der Druckmessdose P2 zu erkennen.

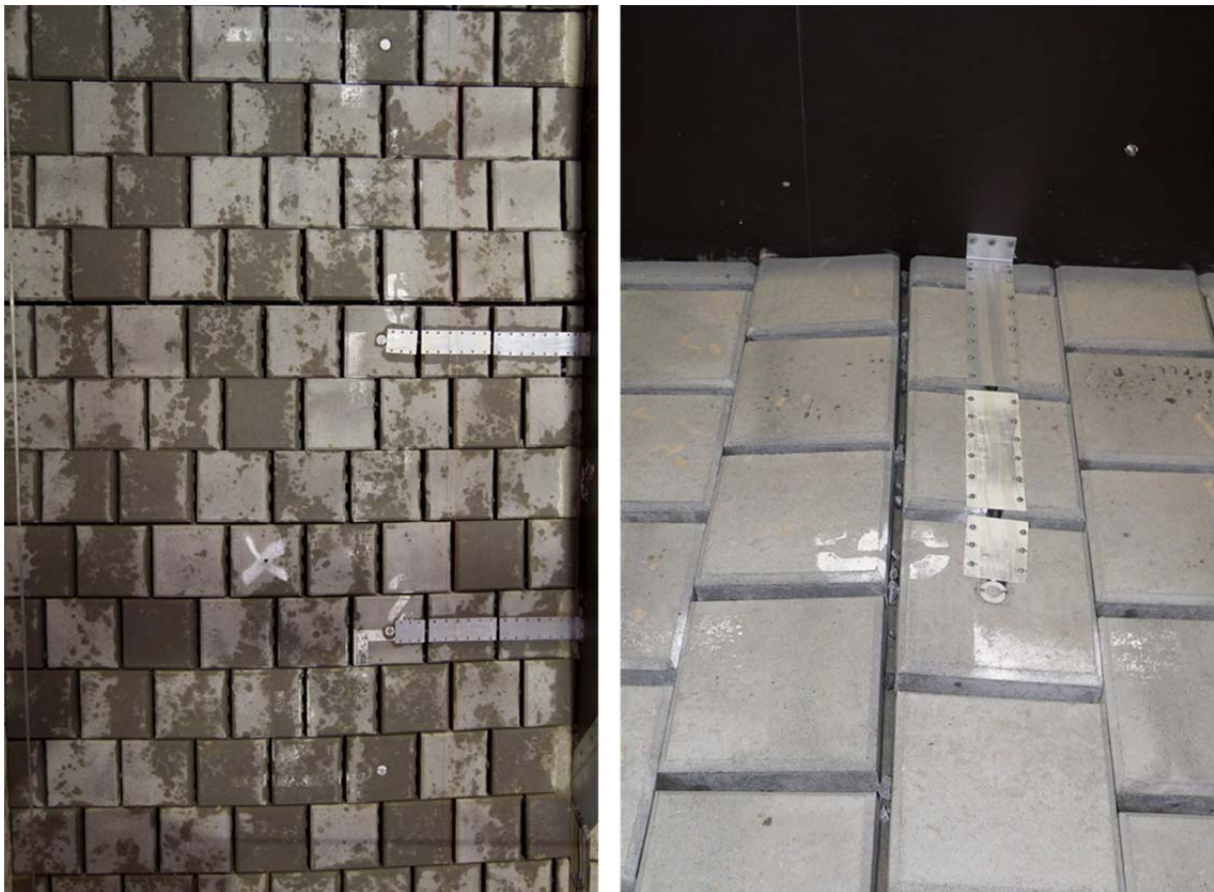


Abbildung 8.25: Darstellung des Abschnitts 2, modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180° mm: links: Draufsicht auf den belasteten Bereich, rechts: Detailaufnahme des Bereichs um die Druckmessdose P2 (Höhe 3,2 m)

## 8.4.2 Verformungen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2

### a) Erscheinungsbild der Deckschicht vor der Belastung

#### Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Wie auch in der vorangegangenen Modellphase ist zu beachten, dass Abschnitt 1 bereits im Vorfeld belastet worden ist. Das abgebildete Relief steht unter dem Einfluss der vorhergegangenen Belastungen aus Versuchsphase 1 und Versuchsphase 2. Es entspricht von der Positionierung der Steine exakt dem Endzustand nach Modellphase 2 (vgl. Abbildung 8.11).

#### Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Abbildung 8.26 zeigt den Abschnitt 2 vor den Modellversuchen der Phase 3. Nach dem Einbau treten zwar leichte Unebenheiten in der Deckwerksoberfläche auf, doch ist kein Schema in den Abweichungen zu erkennen. Die maximale Setzungsdifferenz liegt zwischen 21 J und 20 K bei 1,2 cm.

Die Positionen, die aufgrund der beschränkten Platzverhältnisse mit Beton verfüllt werden mussten, sind in der Darstellung grau unterlegt. Ihre Höhe wird im Model an die Höhe des jeweiligen Nachbarsteins angeglichen.

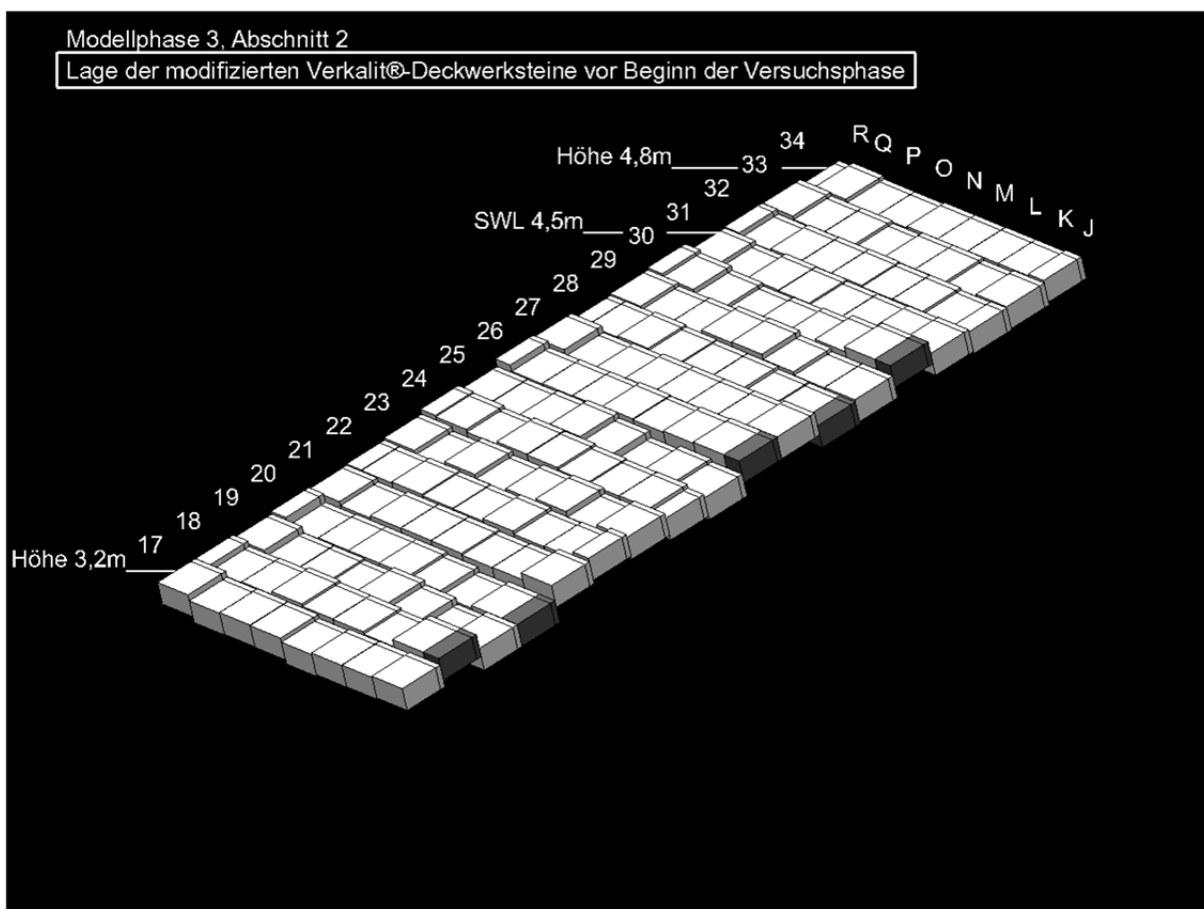


Abbildung 8.26: Deckwerk des Abschnitts 2 vor Beginn der Versuchsphase 3

*b) Verformung der Deckschicht infolge von Setzungen bzw. Hebungen***Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm**

In der Abbildung 8.27 sind die Verformungen des Abschnitts 1 infolge des vollständigen Versuchsprogramms (standardmäßiges und zusätzliches Versuchsprogramm) dargestellt. Im Trennwandbereich kam es infolge der unzureichenden Verdichtung zu weiteren Setzungen des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm. In der Druckschlagzone (Reihe 23 bis 28) konnten durchschnittliche Setzungen von 0,8 cm aufgenommen werden. Die stärkste Setzung trat am Deckwerkstein 24 C mit 1,3 cm auf. Wie in der Modellphase 2 heben sich die Steinreihen 25 und 26 im Gegensatz zu den umliegenden Steinreihen infolge der Belastung. Infolgedessen entsteht in der Abbildung 8.26 eine graphische Lücke zwischen der Steinreihe 24 und 25. Die mittlere Setzungsdifferenz hat sich durch die Wellenbelastung der Modellphase 3 von 1,1 cm auf 2,0 cm erhöht. Zwischen Deckwerkstein 25 G und Deckwerkstein 24 H, wo die Öffnung der Deckschicht am deutlichsten zu erkennen ist, liegt die Setzungsdifferenz bei 3,2 cm.

Die Lücke im dargestellten Deckwerk resultiert aus der Verzehnfachung der Verformung in y-Richtung (vgl. Abschnitt 6.1.4). Die Abmessungen der Einzelsteine innerhalb der Grafik entsprechen exakt denen der Verkalit®-Deckwerksteine. Entsteht also zwischen zwei Deckwerksteinen eine Setzungsdifferenz von mehr als 1,8 cm, verschieben sich die entsprechenden Deckwerksteine so weit, dass eine Lücke sichtbar wird.

Im Bereich des Wellenablaufs prägten sich die bereits in der Modellphase 2 gewölbeartigen Hebungen im auftriebsbelasteten Bereich weiter aus. Diese typischen Hebungen betragen im Durchschnitt 0,6 cm. Der Maximalwert der Hebung von 1,9 cm fand am Stein 18 E statt. Die Standard Verkalit®-Deckwerksteine im Bereich des Wellenaufbaus blieben infolge der Belastung nahezu unverändert. Die durchschnittliche Setzung betrug 0,3 cm, wobei der Maximalwert der Setzung von 0,9 cm am Deckwerkstein 29 H aufgetreten ist.

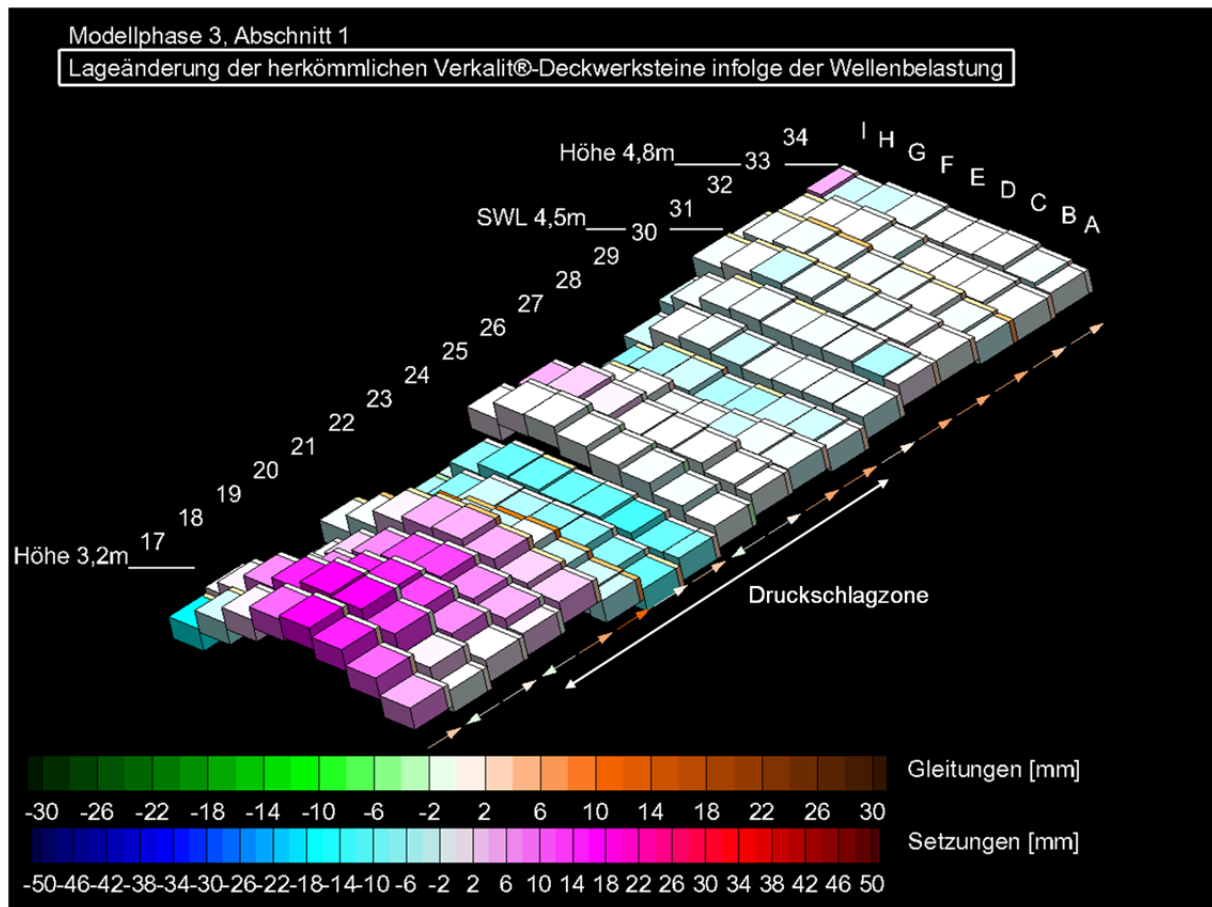


Abbildung 8.27: Deckwerk des Abschnitts 1 nach Abschluss der Versuchsphase 3

Beobachtet man die Entwicklung der Deckschicht im Querschnitt des Abschnitts 1 von Beginn der Modellphase 2 bis zum Ende der Modellphase 3 (vgl. Abbildung 8.28), so wird sichtbar, dass sich eine S-Verformung des Deckwerks über die Modellphasen kontinuierlich ausgebildet hat. An dieser Stelle soll nochmals der Unterschied der im Modell dargestellten Lage der Deckwerksteine und der realen Lage des Deckwerks verdeutlicht werden. Die im Modell sprunghaft dargestellte Höhenänderung, z.B. zwischen der Steinreihe 24 und 25, resultiert aus der notwendigen, horizontalen Ausrichtung der Setzsteine (vgl. Abschnitt 6.1.4). Tatsächlich jedoch verdrehen sich die Steine gegeneinander soweit, dass ein homogenes Gefüge bestehen bleibt (vgl. Abbildung 8.29).

Wie anhand der Abbildung 8.28 zum Querschnitt der Deckschicht 1 zu erkennen ist, entsteht durch die Wellenbelastung von Steinreihe 17 bis Steinreihe 21 eine Variation der Hebungen über den Abschnitt 1. Diese gewölbeartige Hebung des Deckwerks im Bereich des Wellenablaufs aufgrund des welleninduzierten Auftriebs ist auch in der Abbildung 8.27 zu erkennen.



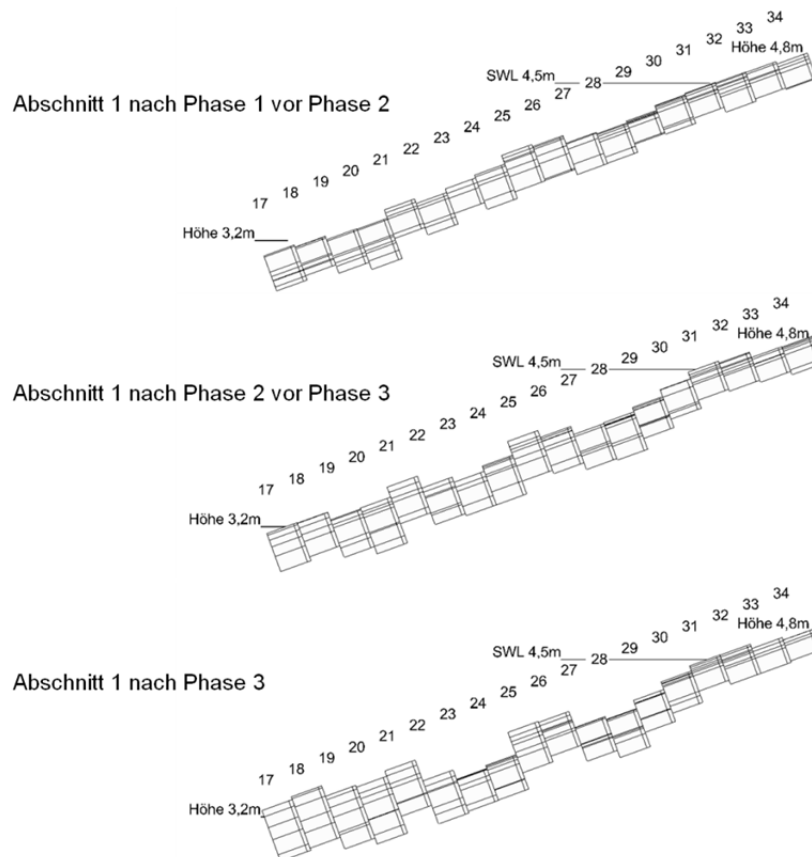


Abbildung 8.28: Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 1 im Querschnitt von Modellphase 2 bis Modellphase 3

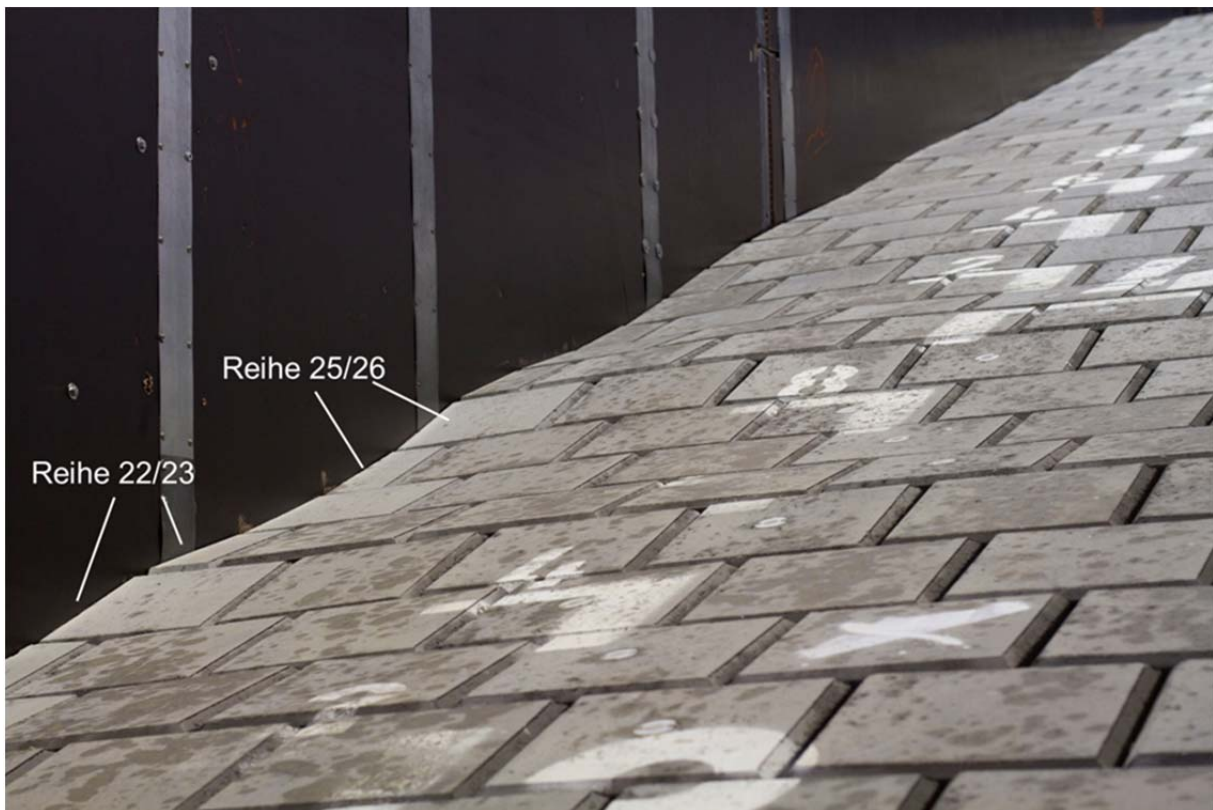


Abbildung 8.29: Abschnitt 1 nach Ende der Versuchsphase 3

## Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Abbildung 8.30 zeigt unter anderem die relativen Setzungen und Hebungen infolge der Wellenbelastung durch das standardmäßige und das zusätzliche Versuchsprogramm der Modellphase 3. Im Bereich des Wellenablaufs (Steinreihe 17 bis 22) traten infolge von welleninduzierten Auftriebskräften durchschnittliche Hebungen von 1,0 cm auf. Wie in Abschnitt 1, konnte auch im Abschnitt 2 eine gewölbte Ausbildung über die Breite des Abschnitts 2 beobachtet werden. Dementsprechend tritt der Maximalwert der Hebung von 3,8 cm in der Mitte des Abschnitts auf (Stein 19 N). In der anschließenden Druckschlagzone, die sich über die Steinreihen 23 bis 29 ausdehnt, setzten sich die modifizierten Verkalit®-Deckwerksteine 180 mm im Schnitt um 1,9 cm. Die maximale Setzung von 3,4 cm trat am Deckwerkstein 24 R auf. Wie im Abschnitt 1 widersetzt sich die Steinreihe 26 dem Trend einer Setzung. Im Wellenaufbaubereich (Steinreihe 30 bis 34) konnten am Ende der Versuchsphase durchschnittliche Setzungen von 0,6 cm aufgenommen werden. Eine Setzung von 1,2 cm konnte am Setzstein 30 K festgestellt werden.

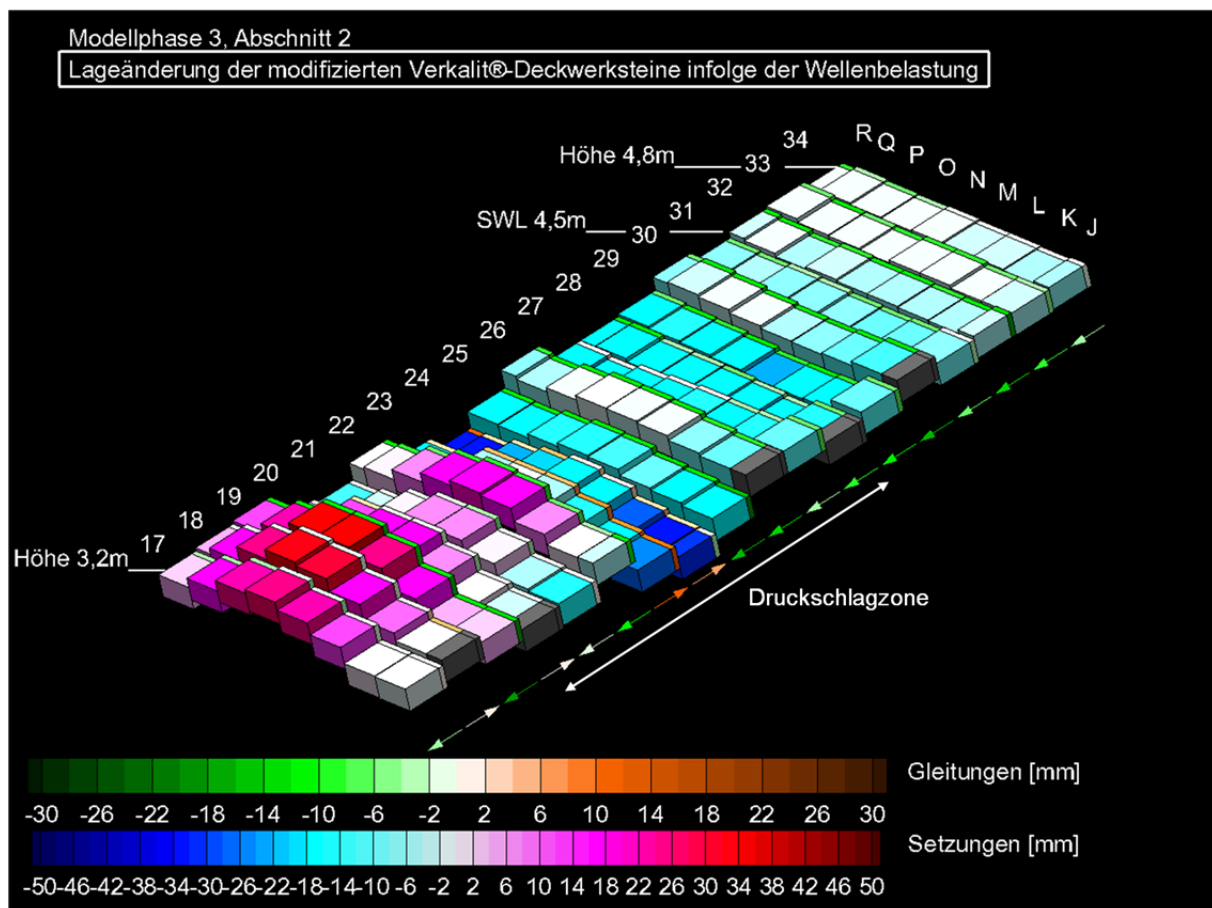


Abbildung 8.30: Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 3

In Abbildung 8.31 ist die Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 2 im Querschnitt infolge der Modellphase 3 dargestellt. Infolge der Belastung entstand eine leichte S-Verformung der Deckschicht.

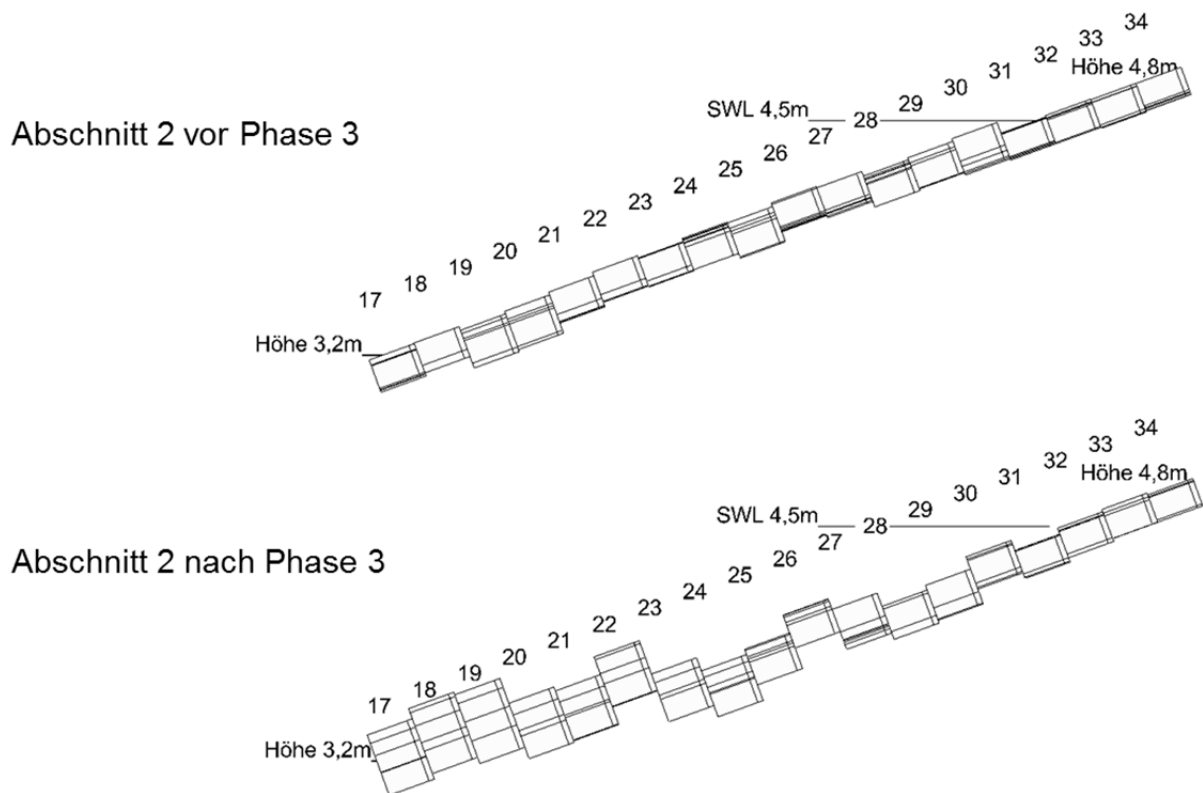


Abbildung 8.31: Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 2 im Querschnitt infolge der Modellphase 3

c) *Verformung der Deckschicht infolge von Gleitungen*

**Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm**

In der Abbildung 8.32 sind unter anderem die Verformungen der Deckschicht des Abschnitts 1 infolge von Gleitungen dargestellt. Das durchschnittliche Aufgleiten im Bereich des Druckschlags und in der Wellenauflaufzone beträgt jeweils 0,4 cm. Der Maximalwert des Aufgleitens unterscheidet sich jedoch in den genannten Bereichen um 40%. Während in der Druckschlagzone ein maximales Aufgleiten von 1,2 cm am Deckwerkstein 22 E auftritt, betrug das maximale Aufgleiten in der Wellenauflaufzone am Stein 32 A 0,7 cm. Im Vergleich zu den erst genannten Bereichen stellte sich das ermittelte Aufgleiten im Wellenablaufbereich um 0,2 cm geringer heraus. Das maximale Aufgleiten in diesem Bereich wurde zu 0,8 cm bestimmt (Deckwerkstein 19 H).

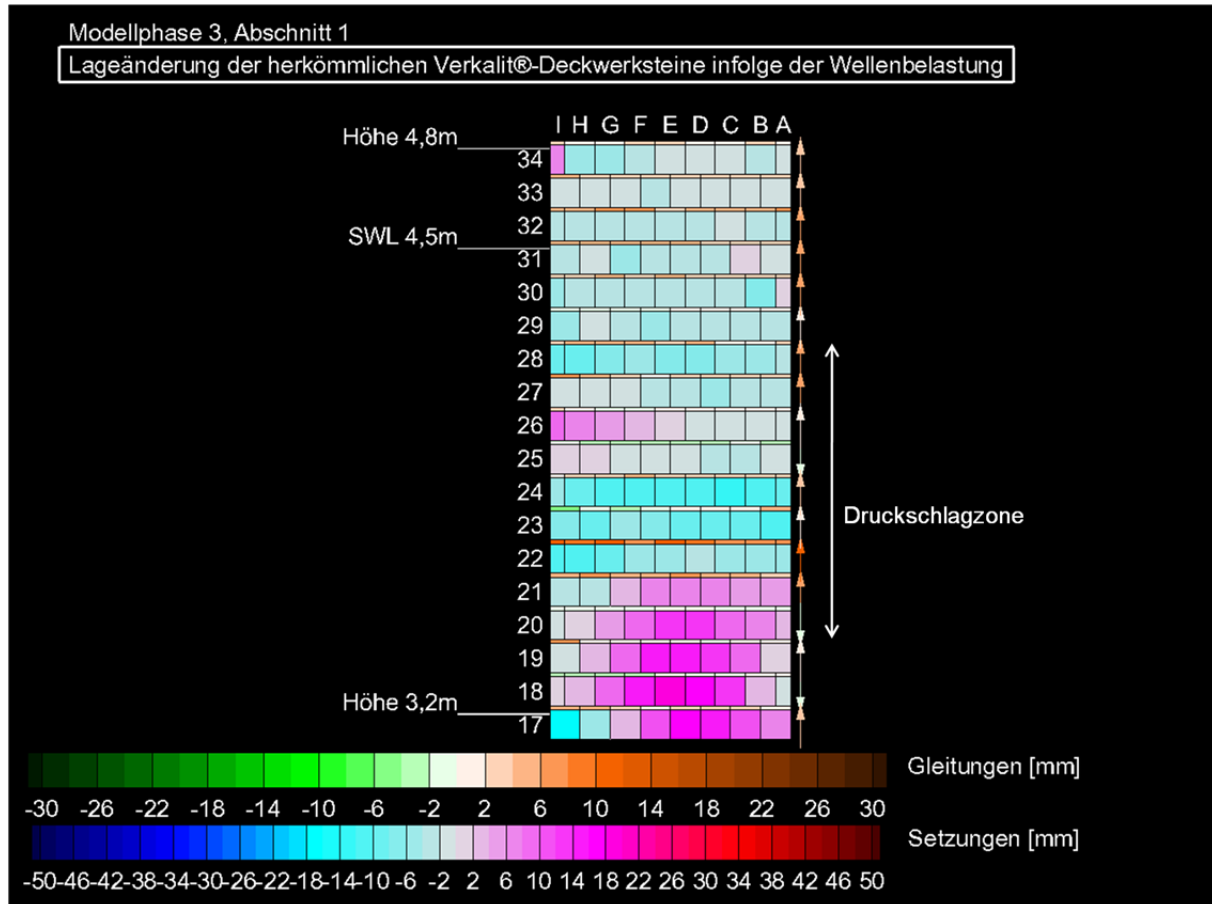


Abbildung 8.32: Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 1 nach Abschluss der Versuchsphase 3

### Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Während es im Abschnitt 1 infolge der Wellenbelastung fast ausnahmslos zu einem Aufgleiten der Deckwerksteine kam, konnte im Abschnitt 2 größtenteils ein Abgleiten der Deckwerksteine festgestellt werden (vgl. Abbildung 8.33). Das durchschnittliche Abgleiten der Setzsteine beträgt im Druckschlagbereich 0,3 cm und der Deckwerkstein 25 J unterlag dem maximalen Abrutschen von 1,8 cm. Gegen den Trend des Abrutschens bewegten sich die Steinreihen 23 und 24 durchschnittlich um 0,7 cm böschungsaufwärts. Im Bereich der Wellenauflaufzone wies die Gleitung einen Mittelwert von 0,8 cm und einen Maximalwert von 1,6 cm am Deckwerkstein 30 M auf. Die durchschnittliche Gleitung in der Wellenablaufzone konnte mit 0,4 cm ausgewiesen werden. Der Maximalwert der Gleitung, der am Deckwerkstein 19 J aufgenommen werden konnte, betrug 1,7 cm.

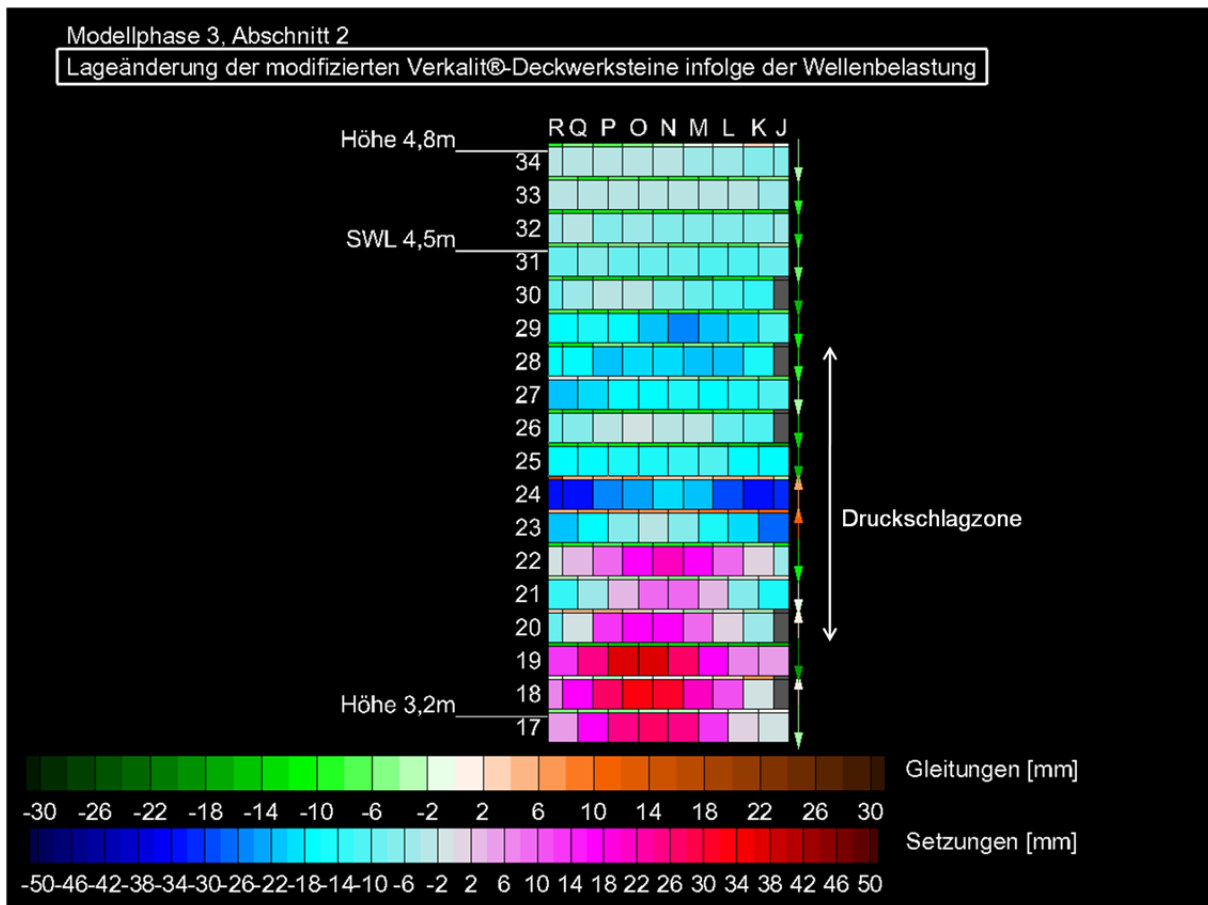


Abbildung 8.33: Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 3

### 8.4.3 Beurteilung der Widerstandsfähigkeit

#### Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

In Tabelle 8.12 sind die Maximalwerte und die Durchschnittswerte der Verformungen in der Druckschlag-, Wellenauflauf- und Wellenablaufzone nochmals zusammengefasst.

Tabelle 8.12: aufgetretene Verformungen des Abschnitts 1 infolge der Modellphase 3

Modellphase 3	Abschnitt I	Reihen	Setzung bzw. Hebung			Gleitung		
			Durchschnittswert	Position	Maximalwert	Durchschnittswert	Position	Maximalwert
			[cm]	[-]	[cm]	[cm]	[-]	[cm]
	Wellenablauf	17-21	0,6	18 E	1,9	0,2	19 H	0,8
	Druckschlag	22-24	-0,8	24 C	-1,3	0,4	22 E	1,2
	Wellenauflauf	27-34	-0,3	28 H	-0,9	0,4	32 A	0,7

Bei der Zuordnung des Abschnitts 1 in Schadensklassen muss unterschieden werden zwischen dem Zustand des Deckwerks vor und nach dem zusätzlichen Versuchsprogramm. Bei der Zuordnung der Schadensklassen nur auf Basis der Verformungen (vgl. Kriterien in Abschnitt 6.3.1) ist das Deckwerk vor und nach dem zusätzlichen Versuchsprogramm der Klasse 1 zuzuordnen. Das Deckwerk ist voll funktionsfähig.

Infolge des zusätzlichen Versuchsprogramms ist eine beginnende Schädigung des Deckwerks zu erkennen (vgl. Abbildung 8.23), jedoch ist die Stabilität des Deckwerks nicht gefährdet. **In der Praxis sind zu diesem Zeitpunkt keine Instandsetzungsmaßnahmen notwendig.**

Um die Größe der in der Modellphase 3 entstandenen Verformungen (maximale Setzung 1,3 cm, maximale Hebung 1,9 cm, maximale Gleitung 1,2 cm) einordnen zu können, ist zum Vergleich in Abbildung 8.34 die Einbaugenauigkeit des Deckwerksteins HYROBLOCK an der Westerschelde (Niederlande) dargestellt.



Abbildung 8.34: Verlegungsgenauigkeit des Hydroblocks an der Westerschelde (Niederlande), Aufnahme datum 29.08.2011 (Quelle SCHÜTTRUMPF)

In der Modellphase 3, Abschnitt 1 konnten keine signifikanten Verformungen bis zu Stabilitätskoeffizienten 7,02 für Wellenspektren und 7,12 für regelmäßige Wellen festgestellt werden (vgl. Tabelle 8.13). Für Stabilitätskoeffizienten regelmäßiger Wellen größer als 7,12 ist mit Verformungen in der Deckschicht unter Beibehaltung der Stabilität zu rechnen.

Tabelle 8.13: Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm der Modellphase 3 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar

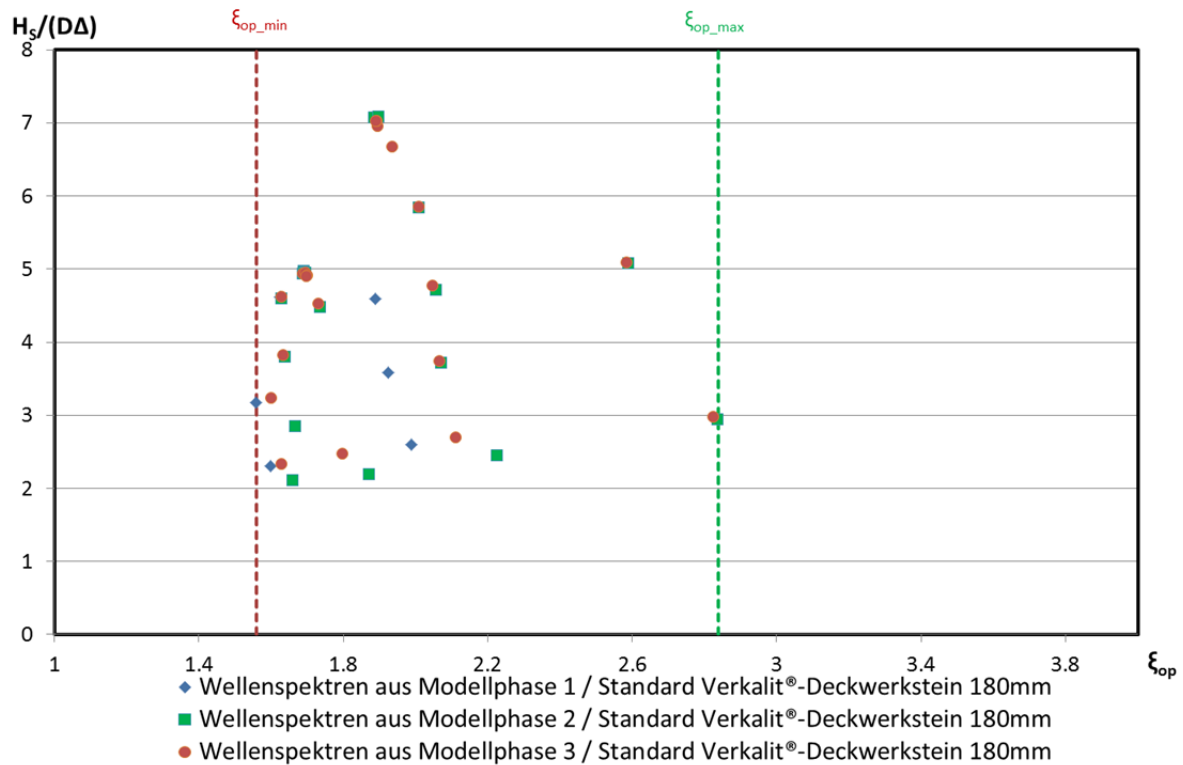
Typ [-]	Belastungsart [-]	Abschnitt [-]	$\xi_{op\_min}$ [-]	$\xi_{op\_max}$ [-]	$H_{(S)}/(D\Delta_{max})$ [-]
Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	WS	1	1,60	2,83	7,02
Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	Reg-W	1	1,95	3,18	7,12

### Zusammenfassung der Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm

In Tabelle 8.14 sind die maximalen Stabilitätskoeffizienten der Modellphasen 1, 2 und 3 (inklusive zusätzliches Versuchsprogramm) für regelmäßige Wellen und Wellenspektren aufgelistet, bis zu denen kein Verformungsbeginn eingesetzt hat. Die Ergebnisse für den Standard Verkalit®-Deckwerkstein für Wellenspektren mit den Messwerten der Modellphasen 1, 2 und 3 sind in der Abbildung 8.35 dargestellt.

Tabelle 8.14: Stabilitätskoeffizienten des Standard Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerksteins 180 mm - kein Verformungsbeginn erkennbar

Typ [-]	Belastungsart [-]	$\xi_{op\_min}$ [-]	$\xi_{op\_max}$ [-]	$H_{(S)}/(D\Delta_{max})$ [-]
Standard Verkalit <sup>®</sup> -Deckwerkstein 180°mm	WS	1,56	2,84	7,08
Standard Verkalit <sup>®</sup> -Deckwerkstein 180°mm	Reg-W	1,66	3,18	7,12

Abbildung 8.35: Stabilitätskoeffizienten für den Standard Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerkstein 180 mm für Wellenspektren

In der Abbildung 8.36 sind die Ergebnisse für den Standard Verkalit<sup>®</sup>-Deckwerkstein für regelmäßige Wellen abgebildet. Das Diagramm enthält alle Messwerte der Modellphasen 1, 2 und 3.

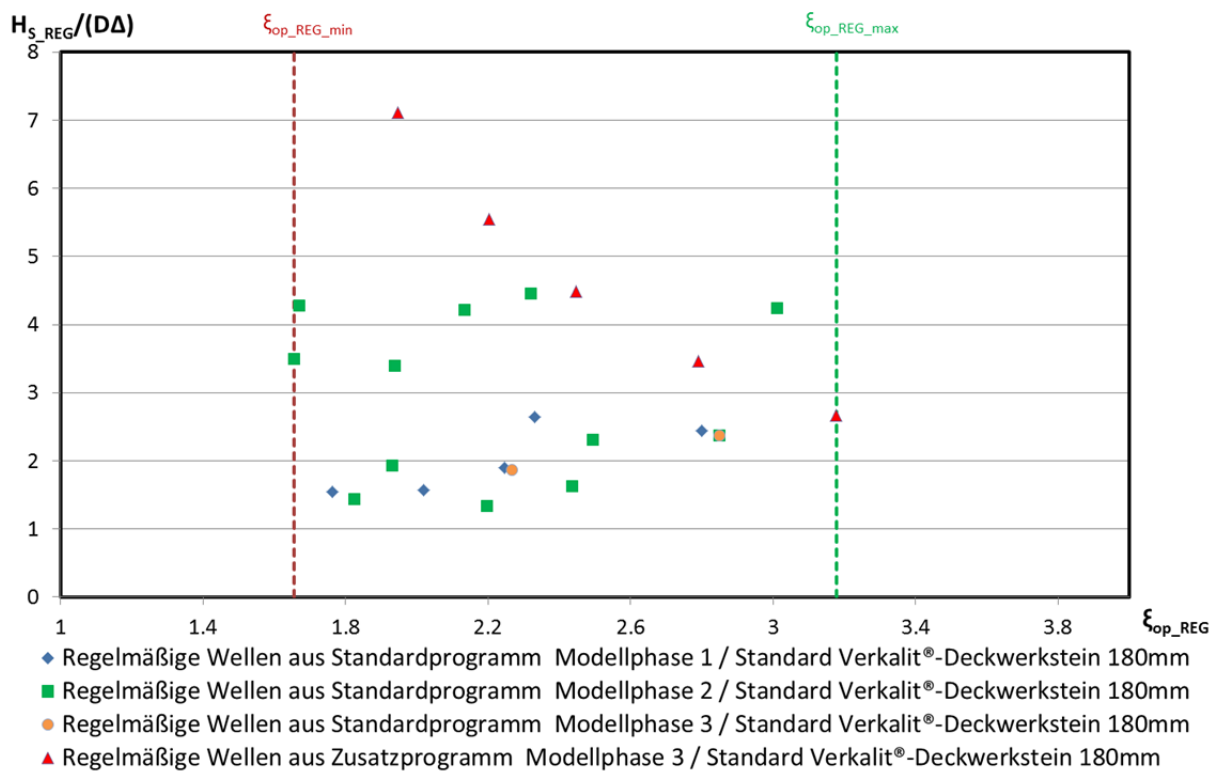


Abbildung 8.36: Stabilitätskoeffizienten für den Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm für regelmäßige Wellen, keine Verformungen erkennbar

## Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

In Tabelle 8.15 sind die Maximalwerte und die Durchschnittswerte der Verformungen in der Druckschlag-, Wellenauflauf- und Wellenablaufzone nochmals zusammengefasst.

Tabelle 8.15: aufgetretene Verformungen des Abschnitts 2 infolge der Modellphase 3

Modellphase 3		Setzung bzw. Hebung			Gleitung		
Abschnitt2	Reihen	Durchschnittswert	Position	Maximalwert	Durchschnittswert	Position	Maximalwert
[-]	[-]	[cm]	[-]	[cm]	[cm]	[-]	[cm]
Wellenablauf	17-22	1,0	19 N	3,8	-0,4	19 J	-1,7
Druckschlag	23-29	-1,9	24 R	-3,4	-0,3	25 J	-1,8
Wellenauflauf	30-34	-0,6	30 K	-1,2	-0,8	30 M	-1,6

Wie auch der Abschnitt 1, ist die Deckschicht mit dem modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm sowohl nach dem Standard Versuchsprogramms als auch zum Zeitpunkt nach dem zusätzlichen Versuchsprogramm voll funktionsfähig (Klasse 1).

Wie in Abschnitt 1 entstanden infolge des zusätzlichen Versuchsprogramms Verformungen in der Deckschicht (vgl. Abbildung 8.25). Diese Verformungen waren jedoch zu gering, als dass diese eine Beeinträchtigung der Funktionalität des Deckwerks zur Folge hatten. **In der Praxis sind zu diesem Zeitpunkt keine Instandsetzungsmaßnahmen notwendig.**

In der Tabelle 8.16 sind die maximalen Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm sowohl für Wellenspektren als auch für regelmäßige Wellen dargestellt. Bis



zu den genannten maximalen Stabilitätskoeffizienten konnte keine signifikante Verformung beobachtet werden.

Tabelle 8.16: Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm der Modellphase 3 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen – kein Verformungsbeginn erkennbar

Typ [-]	Belastungsart [-]	Abschnitt [-]	$\xi_{\text{Min}}$ [-]	$\xi_{\text{Max}}$ [-]	$H_{(S_y)} / (D\Delta_{\text{max}})$ [-]
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	WS	2	1,60	2,83	6,90
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	Reg-W	2	2,20	3,18	5,45

Die endgültige Bewertung der Widerstandsfähigkeit des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm anhand des Stabilitätskoeffizienten erfolgt erst nach der Modellphase 4, da erst zu diesem Zeitpunkt die Versuche mit diesem Steintyp abgeschlossen sind

#### 8.4.4 Ausziehversuche

##### Abschnitt 1: Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Ausziehversuche im Abschnitt 1 standen am Ende der Modellphase 3 an, da das Deckwerk, bestehend aus dem Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm, im Verlauf der ersten drei Versuchsphasen nicht versagt hat.

Tabelle 8.17 gibt Auskunft über die Lage der ausgezogenen Steine, die erforderliche Zugkraft sowie das Verhältnis zwischen der Zugkraft und dem eigentlichen Steingewicht.

Anzumerken ist, dass der Standard Verkalit®-Deckwerkstein 28 E trotz des Aufbringens der maximalen Zugkraft des Hallenkrans von 5 t nicht aus dem Deckwerksverbund gezogen wurde.

Tabelle 8.17: Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 3, Abschnitt 1

Typ	Gewicht [kg/Stein]	Abschnitt [-]	Steinbezeichnung [-]	Höhe [m]	Max. Zugkraft [N]	Zugkraft/Steingewicht [-]
Standardstein	38,94	1	47 - E	6,01	37,022	96,94
Standardstein	38,94	1	28 - E	4,17	49,901	>128,4
Standardstein	38,94	1	22 - E	3,59	43,984	115,18

In früheren Untersuchungen wurden Ausziehversuche am Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm durchgeführt (Stegmaier, 2010). Die Ausziehversuche wurden unter Laborbedingungen vorgenommen. Dazu wurden die Standard Verkalit®-Deckwerksteine in einen extra angefertigten Rahmen händisch verlegt und zusätzlich eingemessen (vgl. Abbildung 8.37).



Abbildung 8.37: Ansicht des Rahmens mit Anhängervorrichtung, Hydraulikzylinder und Waage (STEGMAIER, 2010)

In den Versuchen von STEGMAIER (2010) wurde die notwendige Zugkraft zum Ausziehen eines Steins in Abhängigkeit von der Fugenbreite untersucht (vgl. Tabelle 8.18)

Tabelle 8.18: Maximale Festigkeit des Steinverbundes in Bezug auf die Fugenbreite (verändert nach STEGMAIER, 2010)

Fugenbreite	Erforderliche Zugkraft	Maximale Festigkeit des Steinverbundes	Zugkraft/Steingewicht
[mm]	[kN]	[%]	[-]
0,5	14,680	100	38,43
1	9,738	66	25,49
2	6,374	43	16,69
3	3,677	25	9,63
4	2,913	20	7,63

Bei der Auswertung der Ergebnisse wurde von Stegmaier die maximale Festigkeit des Steinverbundes bei einer minimal mögliche Fugenbreite von 0,5 mm zu 100% gesetzt. Eine durchgehende Knirschverlegung der Deckwerksteine wurde aufgrund der technischen Umsetzbarkeit bereits im Vorfeld ausgeschlossen. Infolge der Untersuchungen hat sich gezeigt, dass bereits eine Aufweitung der Fuge von 0,5 mm auf 1,0 mm die notwendige Zugkraft um 34% auf 9,738 kN abmindert. Die Untersuchungen haben demnach gezeigt, dass mit zunehmender Fugenbreite eine starke Abnahme der notwendigen Zugkraft einhergeht.

Die Verlegungsarbeiten am GWK wurden mit dem Ziel durchgeführt, eine möglichst gleichmäßige Verlegung der Deckwerksteine zu erzielen. Aus diesem Grund ist mit einer Fugenbreite von 4°mm zu rechnen. Die Einbauqualität des Deckwerks im GWK ist laut der Firma WESELOH wie bereits in Abschnitt "Vorstellung Modellphase1" erläutert mit der Qualität des Einbaus im Feld zu vergleichen.

Trotz der Verlegungsungenauigkeiten im GWK beträgt der Mittelwert der notwendigen Ausziehungskraft 43,347 kN und ist damit um fast 300% höher als der Laborwert infolge der optimalen Fugenbreite von 0,5 mm. Eine mögliche Erklärung für die Zunahme der notwendigen Zugkraft ist die verzahnende Wirkung der in den Fugen eingeschwemmten Partikeln.

## Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Da die Deckschicht im Abschnitt 2, bestehend aus dem modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm, während den Versuchen der Modellphase 3 nicht versagt hat, wurden an den in Tabelle 8.19 aufgezeigten Deckwerksteinen Ausziehversuche vorgenommen.

Tabelle 8.19: Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 3, Abschnitt 2

Typ	Gewicht [kg/Stein]	Abschnitt [-]	Steinbezeichnung [-]	Höhe [m]	Max. Zugkraft [kg]	Zugkraft/Steingewicht [-]
Modifizierter Stein	37,91	2	47 - N	6,01	2008,41	52,98
Modifizierter Stein	37,91	2	28 - N	4,17	3490,92	92,10
Modifizierter Stein	37,91	2	19 - N	3,29	3869,44	102,07

Die notwendige Zugkraft überstieg im stark belasteten Bereich das Steingewicht um das bis zu 102-fache und im weniger stark belasteten Bereich des Wellenaufbaus um das 53-fache. Beim Vergleich der notwendigen Zugkräfte aus Tabelle 8.19 mit den Ergebnissen der Ausziehversuche des haufwerksporigen Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm (vgl. Tabelle 8.10) und dem des Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm (vgl. Tabelle 8.17) wird deutlich, dass geringere Zugkräfte notwendig sind, um einen modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm aus dem Verbund zu lösen. Dies ist der Tatsache geschuldet, dass zumeist Materialversagen zum Herauslösen der Decksteine geführt hat. Aufgrund der Bauweise versagt die rillierte Feder des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm früher als die unrillierte Feder der Verkalit®-Deckwerksteine 180°mm (vgl. Abbildung 8.38).



Abbildung 8.38: Materialversagen infolge des Ausziehversuchs des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180°mm 19 N

## 8.5 Modellphase 4

### 8.5.1 Beschreibung des Versuchsablaufs

Tabelle 8.20 gibt Auskunft über den zeitlichen Ablauf der Versuche der Modellphase 4 sowie über die Ergebnisse der Reflexionsanalyse. Insgesamt wurden in der Modellphase 4 19070 Wellen über eine Dauer von 25,21 Stunden gefahren.

Tabelle 8.20: Zeitlicher Ablauf der Modellphase 4

Nr.	Versuch	Art	Nominal		Gemessen		Dauer	Anzahl
			$H_{nom}$	$T_{nom}$	$H_0/H_{0\_REG}$	$T_{REG}/T_{m-1,0}$		
[-]	[-]	[-]	[m]	[s]	[m]	[s]	[h]	[-]
1	Reg1	Reg-W	0,40	5,06	0,55	5,06	0,111	78
2	Reg2	Reg-W	0,40	3,58	0,46	3,58	0,071	70
3	JONSWAP6	WS	0,60	3,10	0,59	2,87	0,861	1023
4	Reg3	Reg-W	0,40	2,92	0,39	2,92	0,045	55
5	JONSWAP7	WS	0,80	3,58	0,81	3,32	1,110	1146
6	JONSWAP8a	WS	0,90	4,00	0,94	3,69	1,111	1026
7	JONSWAP1	WS	0,60	4,38	0,65	4,00	1,268	1074
8	JONSWAP2	WS	0,80	5,06	0,87	4,61	1,299	957
9	JONSWAP_Opt2	WS	1,00	4,62	1,08	4,25	1,294	1030
10	JONSWAP_Opt3	WS	0,60	6,20	0,65	5,62	1,722	1029
11	JONSWAP_Opt1	WS	0,60	3,58	0,63	3,28	1,084	1100
12	JONSWAP9	WS	1,06	4,38	1,12	4,04	1,251	1059
13	JONSWAP3	WS	1,00	5,66	1,08	5,16	1,575	1045
14	JONSWAP10	WS	1,12	4,73	1,20	4,36	1,340	1051
15	JONSWAP4	WS	1,20	6,20	1,29	5,61	1,584	971
16	JONSWAP_Opt4	WS	1,00	8,00	1,04	6,72	2,222	1028
17	JONSWAP5	WS	1,40	6,70	1,55	5,78	0,428	251
18	JONSWAP10a	WS	1,10	4,73	1,19	4,34	1,330	1055
19	JONSWAP5a	WS	1,40	6,7	1,48	5,77	0,428	246
20	JONSWAP10b	WS	1,10	4,73	1,23	4,38	0,754	596
21	JONSWAP10c	WS	1,10	4,73	1,18	4,36	1,338	1044
22	JONSWAP5b	WS	1,40	6,70	1,49	5,79	0,298	180
23	JONSWAP5c	WS	1,40	6,70	1,46	5,71	0,413	249
24	JONSWAP5d	WS	1,40	6,70	1,43	5,78	0,264	158
25	JONSWAP10d	WS	1,10	4,73	1,18	4,35	1,338	1068
26	Reg4	Reg-W	0,40	2,53	0,38	2,53	0,081	114
27	Reg5	Reg-W	0,80	7,16	0,83	7,16	0,060	29
28	Reg6	Reg-W	0,80	5,06	0,97	5,06	0,039	27

29	Reg7	Reg-W	0,80	4,13	0,83	4,13	0,039	33
30	Reg8	Reg-W	0,80	3,58	0,86	3,58	0,039	38
31	Reg11	Reg-W	0,50	6,00	0,41	6,00	0,055	32
32	Reg13	Reg-W	0,70	6,00	0,57	6,00	0,057	33
33	Reg14	Reg-W	0,90	6,00	0,76	5,99	0,058	34
34	Reg15	Reg-W	1,10	6,00	0,98	6,00	0,058	34
35	Reg16	Reg-W	1,30	6,00	1,19	6,00	0,058	34
36	Reg9	Reg-W	1,50	6,00	1,40	6,00	0,058	34
37	Reg10	Reg-W	1,70	6,00	1,69	6,00	0,030	17
38	Reg12	Reg-W	1,90	6,00	1,90	6,01	0,015	7
39	Reg12	Reg-W	1,90	6,00	1,87	6,01	0,027	15

In der Modellphase 4 wurde das Deckwerk wie in der Modellphase 3 sowohl mit dem standardmäßigen Versuchsprogramm (Versuche Nr. 1 bis 25) als auch mit dem zusätzlichen Versuchsprogramm (Versuche Nr. 26 bis 39) belastet. Im Unterschied zur Modellphase 3 wurden jedoch die Verformungen des Deckwerks direkt im Anschluss an das standardmäßige Versuchsprogramm aufgenommen und nochmals im Anschluss an die zusätzlichen Versuche. Während des standardmäßigen Versuchsprogramms waren weder im Abschnitt 1 noch im Abschnitt 2 visuell erkennbare Verformungen erkennbar.

Im Abschnitt 2 konnten auch im Anschluss an das zusätzliche Versuchsprogramm keine visuelle Verformungen ausgemacht werden. Wie bereits in Abschnitt 5.5.5 wurde im Abschnitt 2 zwischen dem standardmäßigen und dem zusätzlichen Versuchsprogramm eine künstliche Fehlstelle eingebaut. Dazu wurde mit Hilfe des Krans und eines Stahlseils der Deckwerkstein 24 N mit einer Kraft von 3,63 kN auf Vorspannung gebracht. Die Vorspannung wurde über die gesamte Versuchsdauer des zusätzlichen Versuchsprogramms aufrechterhalten. Durch die aufgebrachte Kraft wurde der Stein angehoben, wodurch Umlagerungsprozesse im Kornfilter begünstigt wurden.

## 8.5.2 Verformungen der Deckschicht in den Abschnitten 1 und 2

### a) Erscheinungsbild der Deckschicht vor der Belastung

#### **Abschnitt 1: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm**

In der Abbildung 8.39 ist die Ausgangslage des Deckwerks vor den Versuchen der Modellphase 4 dargestellt. Von Steinreihe 19 bis 32 traten leichte Anhebungen von der Deckwerksmitte in Richtung Trennwand auf. Die Deckwerksteine I und J im Randbereich heben sich dabei am stärksten aus der Deckschicht hervor. Die Setzungsdifferenzen liegen beispielhaft zwischen den Decksteinen 25G und 25H bei 1,0 cm. Wie auch in der Modellphase 3, Abschnitt 2, werden die Positionen, die aufgrund der beschränkten Platzverhältnisse mit Beton verfüllt werden mussten, in der Graphik grau unterlegt. Ihre Höhe wird im Modell an die Höhe des jeweiligen Nachbarsteins angepasst.

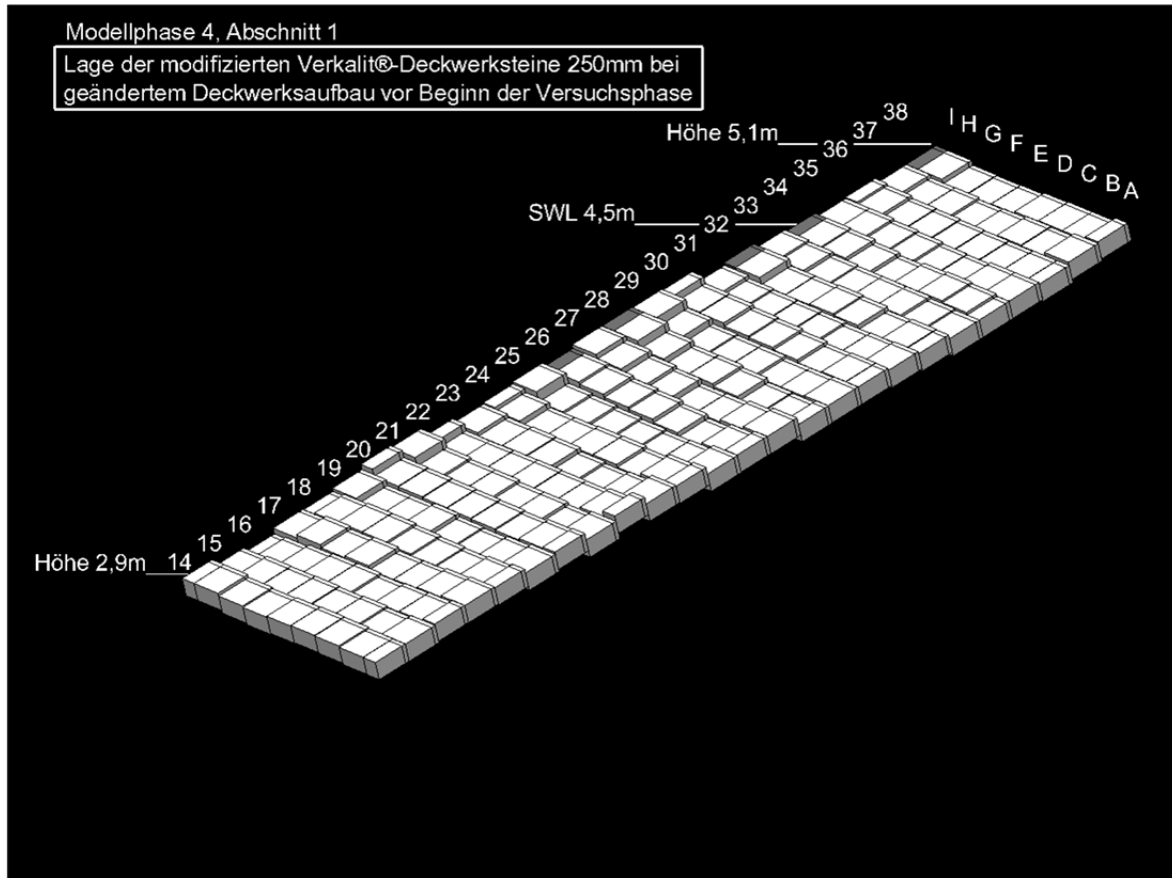


Abbildung 8.39: Deckwerk des Abschnitts 1 vor Beginn der Versuchsphase 4

### Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Abbildung 8.40 zeigt die Deckschicht des Abschnitts 2 vor der Versuchsphase. Abweichungen zur planmäßigen Verlegung sind lediglich vereinzelt vorzufinden, so etwa um den Deckwerkstein 19 L mit Differenzen von bis zu 1,1 cm.

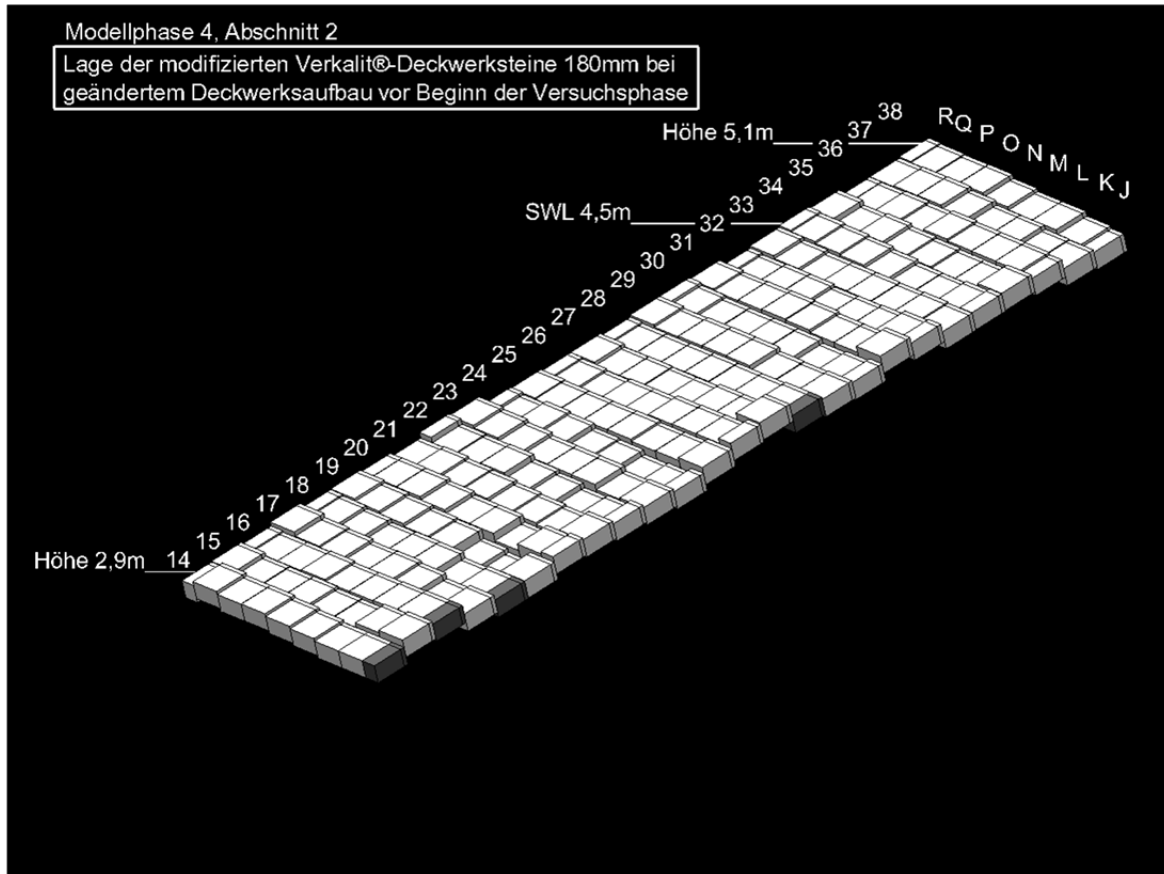


Abbildung 8.40: Deckwerk des Abschnitts 2 vor Beginn der Versuchsphase 4

*b) Verformung der Deckschicht infolge von Setzungen bzw. Hebungen*

**Abschnitt 1: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm - Standard Versuchsprogramm**

Die Abbildung 8.41 stellt die Verformung des Deckwerks infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms der Modellphase 4 dar. Im Druckschlagbereich, der sich von Steinreihe 21 bis 29 erstreckt, beliefen sich die durchschnittlichen Setzungen auf 2,0 cm. Die stärkste Setzung von 3,4 cm wurde am Deckwerkstein 26 F gemessen. Wie auch in den vorherigen Modellphasen trat im Wellenablaufbereich eine gewölbartige Hebung der Setzsteine auf, die ihren Maximalwert von 2,6 cm am Setzstein 16 D aufwies. Die durchschnittliche Hebung der Steine im Bereich des Wellenablaufs betrug 0,7 cm. In der Wellenauflaufzone, die im Vergleich zur Wellenablauf- und Druckschlagzone geringer belastet ist, konnten keine Höhenänderungen infolge der Wellenbelastung erfasst werden. Die stärkste Höhenänderung in diesem Bereich erfuhr der Setzstein 35 H mit einer Setzung von 0,4 cm.

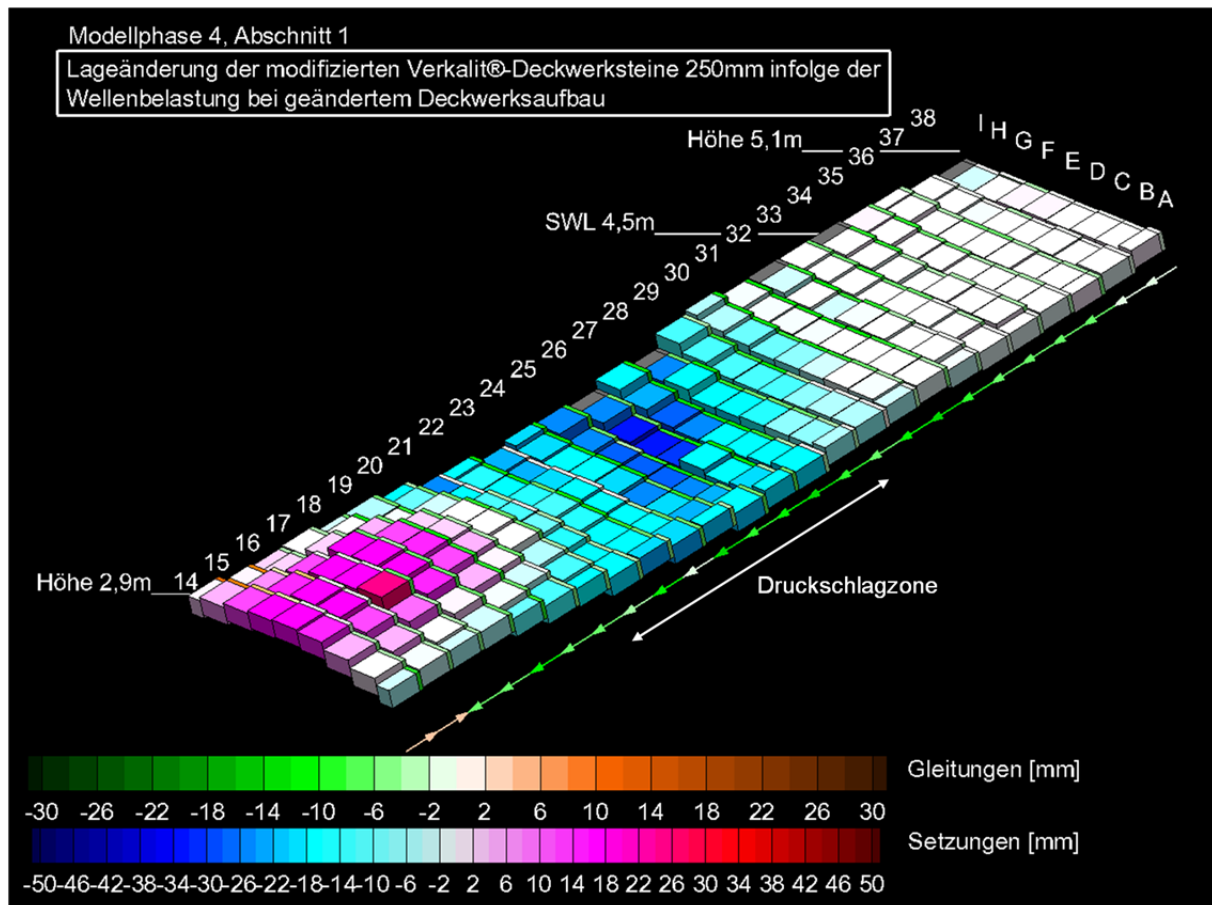


Abbildung 8.41: Deckwerk des Abschnitts 1, Modellphase 4 nach Abschluss des Standard Versuchsprogramms

Wie in Abbildung 8.42 zu erkennen ist, verursacht die Belastung mit dem standardmäßigen Versuchsprogramm eine leichte S-Verformung der Deckschicht. Die starken Setzungen in der Druckschlagzone sind zum Teil auf die unzureichende Verdichtung im Anschluss an die Verstärkung des Sandkerns zurück zu führen (vgl. Abschnitt 5.5.3).



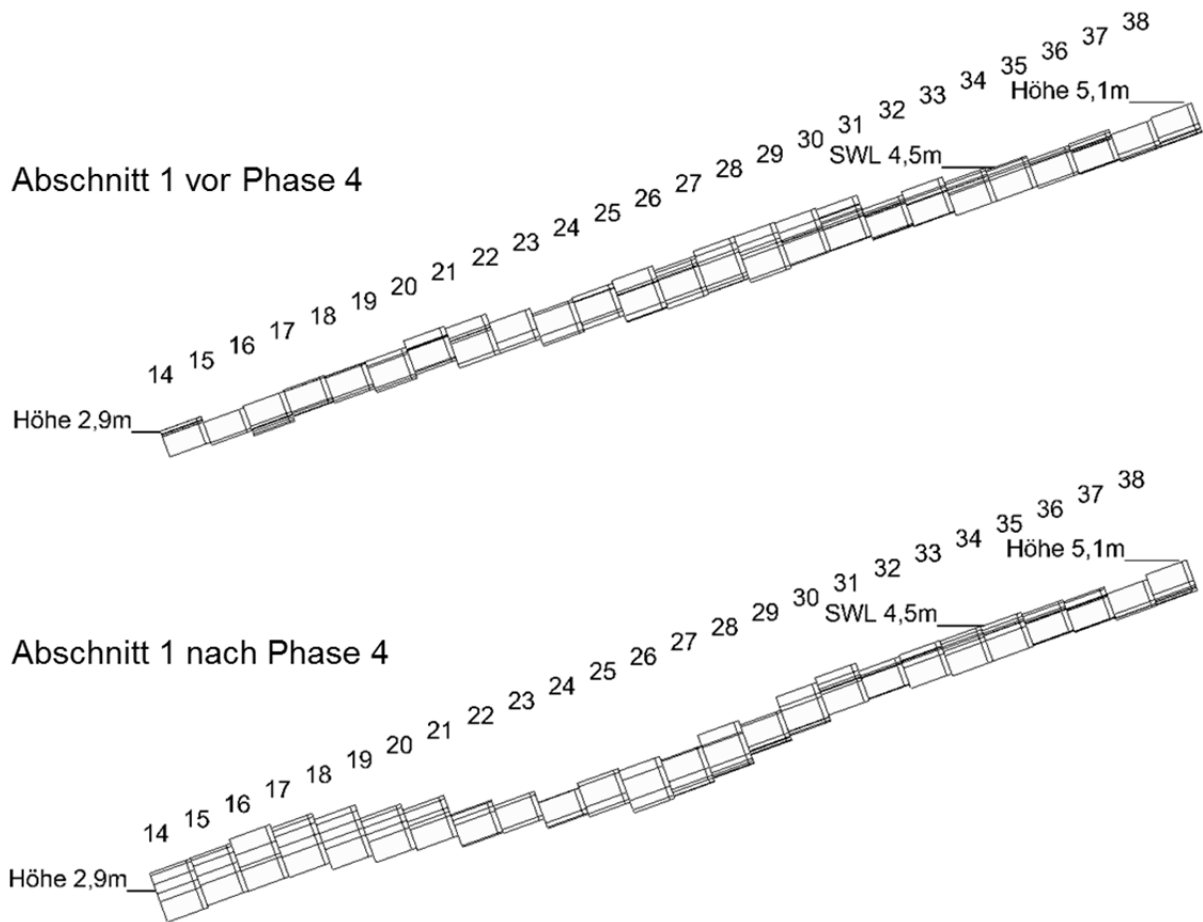


Abbildung 8.42: Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 1 im Querschnitt infolge der Modellphase 4

### **Abschnitt 1: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm - Zusätzliches Versuchsprogramm**

In Abbildung 8.43 ist die Verformung des Abschnitts 1 infolge des zusätzlichen Versuchsprogramms dargestellt. Die Verformungen wurden auf Grundlage der bereits bestehenden Verformungen infolge des Standard Versuchsprogramms ermittelt. In der Zone des Wellenablaufs (Steinreihe 14 bis Steinreihe 16) sowie in der Druckschlagzone (Steinreihe 17 bis Steinreihe 27) konnten durchschnittliche Hebungen von 0,4 cm infolge der Belastung mit dem zusätzlichen Versuchsprogramms ermittelt werden. Aufgrund der gewölbeartigen Hebung im Wellenablaufbereich war der Maximalwert mit 1,1 cm (Setzstein 15 H) höher als die maximale Hebung von 0,8 cm in der Druckschlagzone (Setzstein 18 I). Im Bereich des Wellenaufbaus (Steinreihe 29 bis Steinreihe 38) haben sich die Setzsteine durchschnittlich um 0,1 cm gesetzt. Die maximale Setzung des Wellenaufbaubereichs von 0,7 cm tritt am Stein 29 G auf.

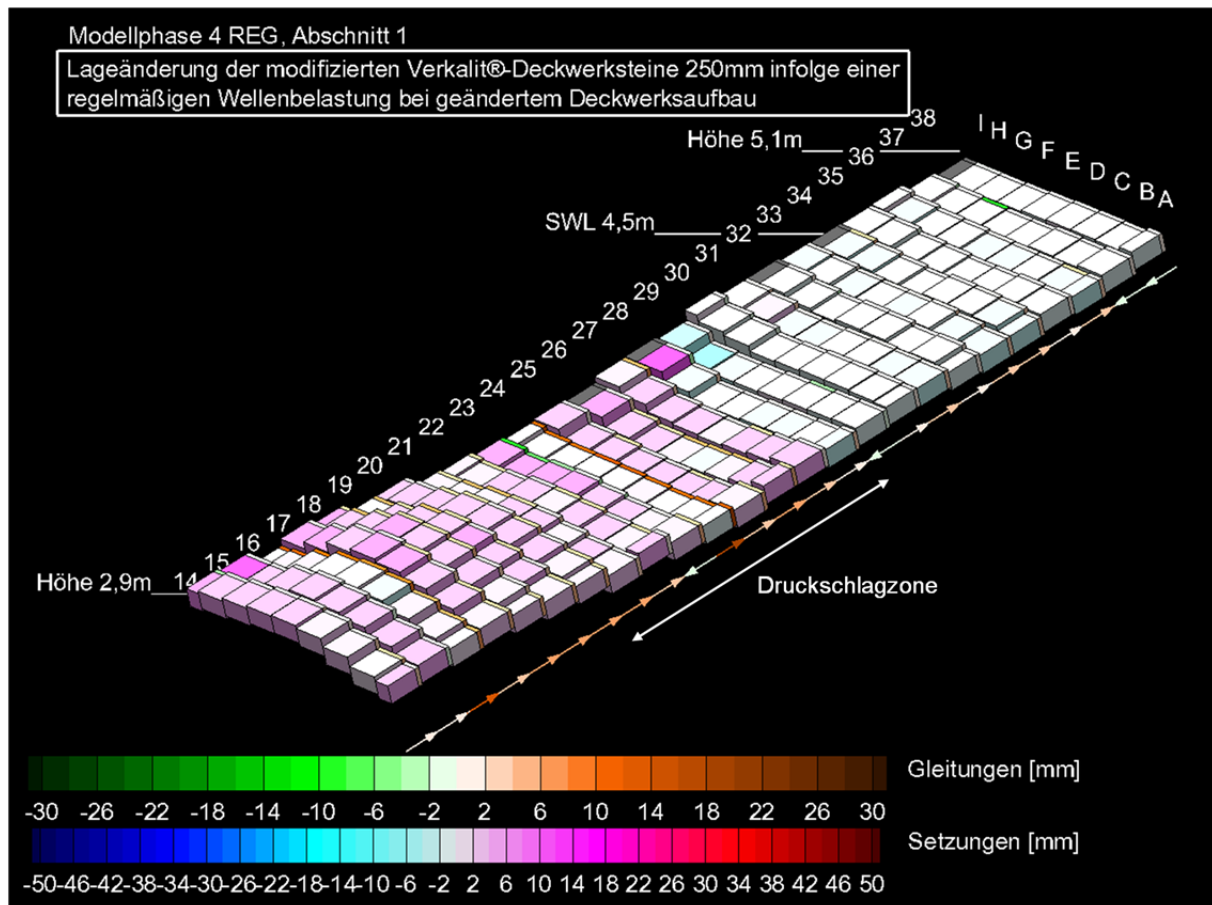


Abbildung 8.43: Deckwerk des Abschnitts 1, Modellphase 4 nach Abschluss des zusätzlichen Versuchsprogramms

## Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm – Standard Versuchsprogramm

Abbildung 8.44 zeigt die Verformungen der Deckschicht im Abschnitt 2 infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms der Modellphase 4. Im Druckschlagbereich konnte aufgrund des Vergleichs der Messwerte vor und nach der Belastung eine durchschnittliche Setzung von 1,3 cm ermittelt werden. Die maximale Setzung wurde mit 2,5 cm beziffert (Setzstein 26 L). Wie auch im Abschnitt 1 kam es nur zu geringen Höhenänderungen der Setzsteine in der Wellenauflaufzone. Durchschnittlich konnten in diesem Bereich lediglich Setzungen von 0,2 cm aufgenommen werden. Die maximale Setzung von 0,7 cm trat am Setzstein 32 J auf. In der starkbelasteten Wellenablaufzone vollzog sich infolge der Belastung die typische gewölbartige Hebung der Setzsteine.

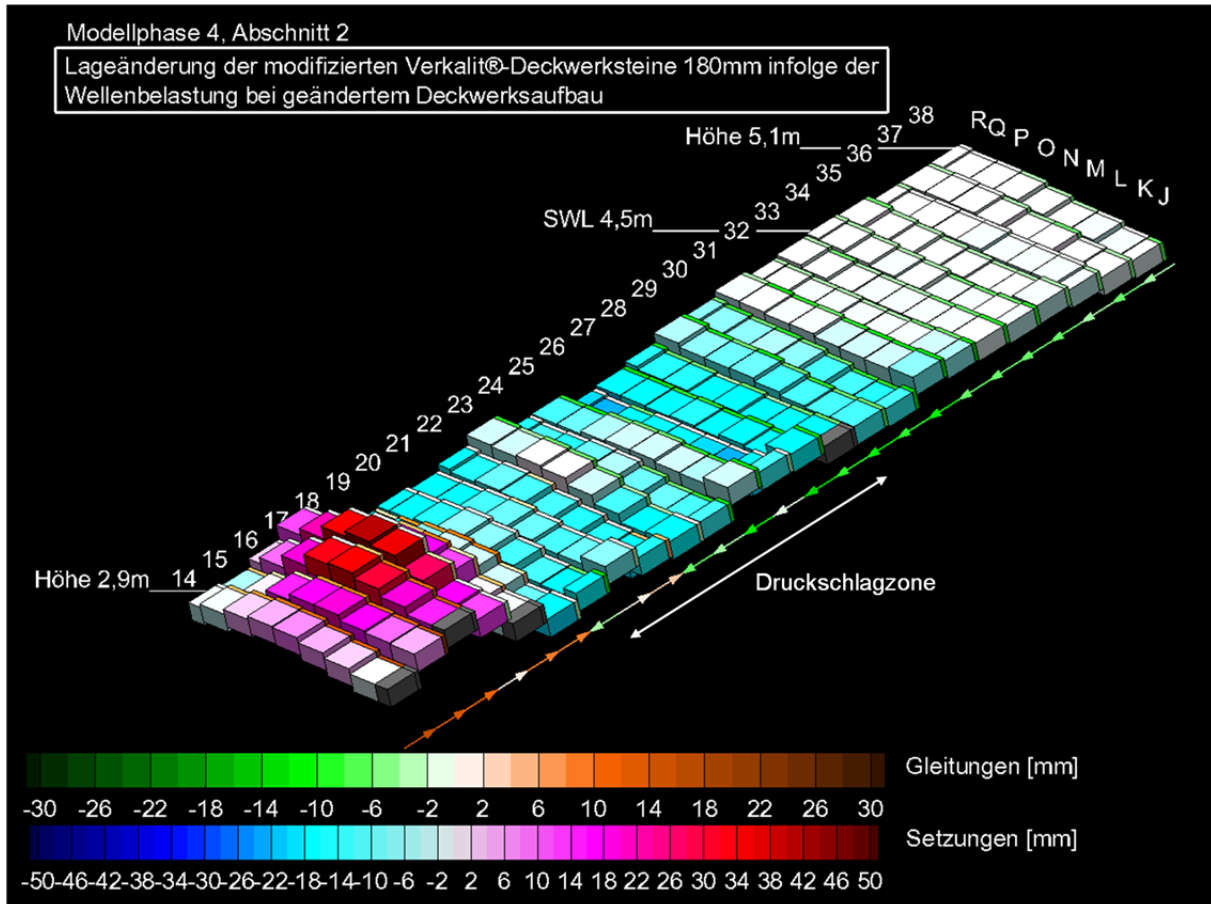


Abbildung 8.44: Deckwerk des Abschnitts 2, Modellphase 4 nach Abschluss des standardmäßigen Versuchsprogramms

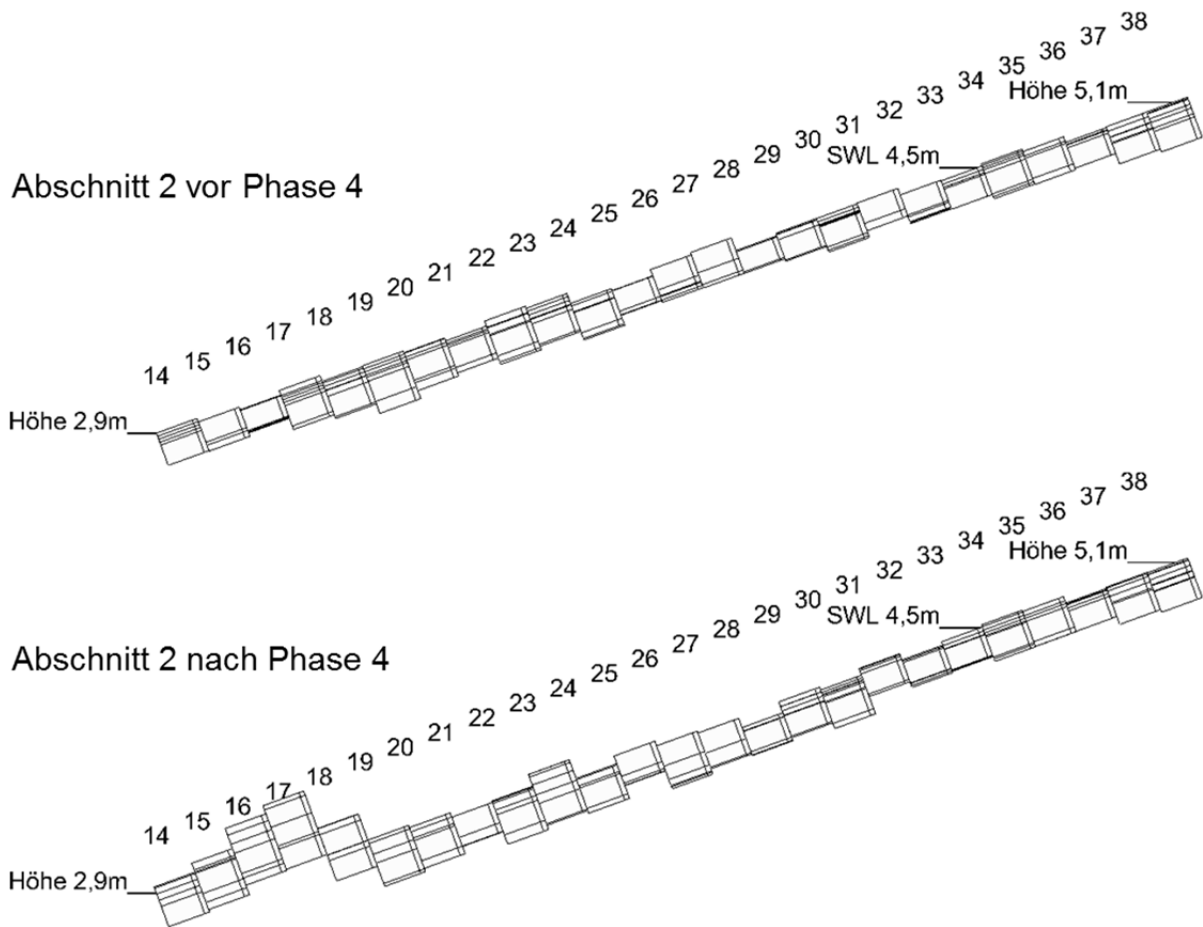


Abbildung 8.45: Entwicklung der Deckschicht des Abschnitts 2 im Querschnitt infolge der Modellphase 4

### **Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm – zusätzliches Versuchsprogramm**

Nachdem das standardmäßige Versuchsprogramm der Modellphase 4 abgeschlossen war, wurde der Deckwerkstein 24 N im Abschnitt 2 mit Hilfe eines Krans unter Vorspannung gebracht. Abbildung 8.46 zeigt die Verformung der Deckschicht nach dem Anlupfen des Deckwerksteins. Zu der bereits in Abbildung 8.45 vorgestellten Verformung infolge des Standard-Versuchsprogramms, sind die Hebungen um den Setzstein 24 N deutlich zu erkennen.

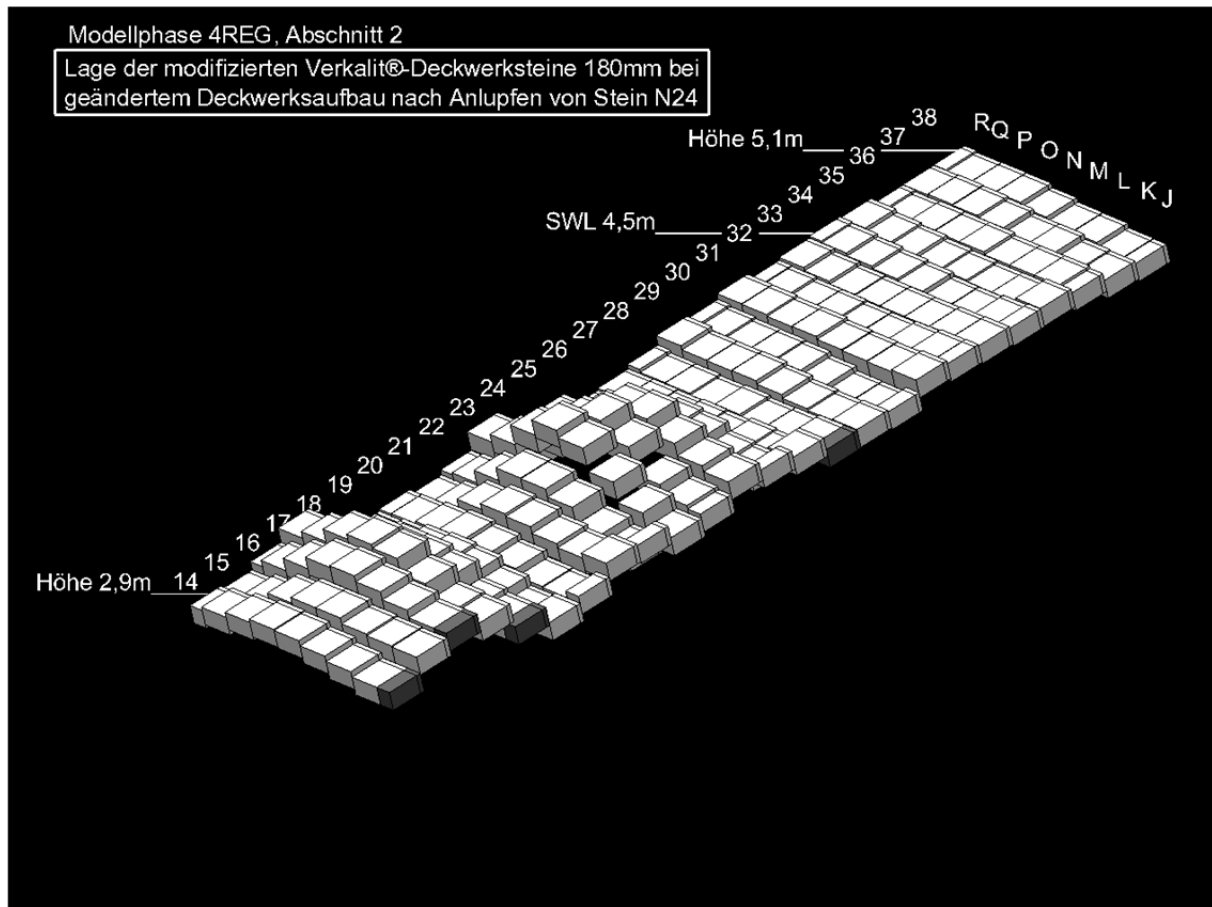


Abbildung 8.46: Erscheinungsbild der Deckschicht des Abschnitts 2 infolge des Anlupfens des Deckwerksteins 24 N vor Beginn des zusätzlichen Versuchsprogramms

In Abbildung 8.47 ist die Verformung der Deckschicht des Abschnitts 2 nachdem zusätzlichen Versuchsprogramm abgebildet. Der Setzstein 24 N, der während des kompletten zusätzlichen Versuchsprogramms mit Hilfe eines Krans unter Vorspannung gesetzt worden ist, erfuhr die stärkste Hebung von 1,4 cm im Druckschlagbereich (Steinreihe 17 bis Steinreihe 27). Die durchschnittliche Hebung der Druckschlagzone betrug 0,4 cm. Im Bereich des Wellenablaufs, der sich zwischen der Steinreihe 14 und 16 befindet, traten aufgrund der Belastung des zusätzlichen Versuchsprogramms und in der Verbindung des vorgespannten Setzsteins durchschnittliche Hebungen von 0,2 cm auf. Die maximale Hebung von 0,7 cm trat bei dem Setzstein 16 N auf. Im Bereich des Wellenaufbaus (Steinreihe 29 bis Steinreihe 38) konnte keine durchschnittliche Höhenänderung der Deckschicht festgestellt werden. Die maximale Setzung trat am Setzstein 31 M auf und betrug 0,2 cm

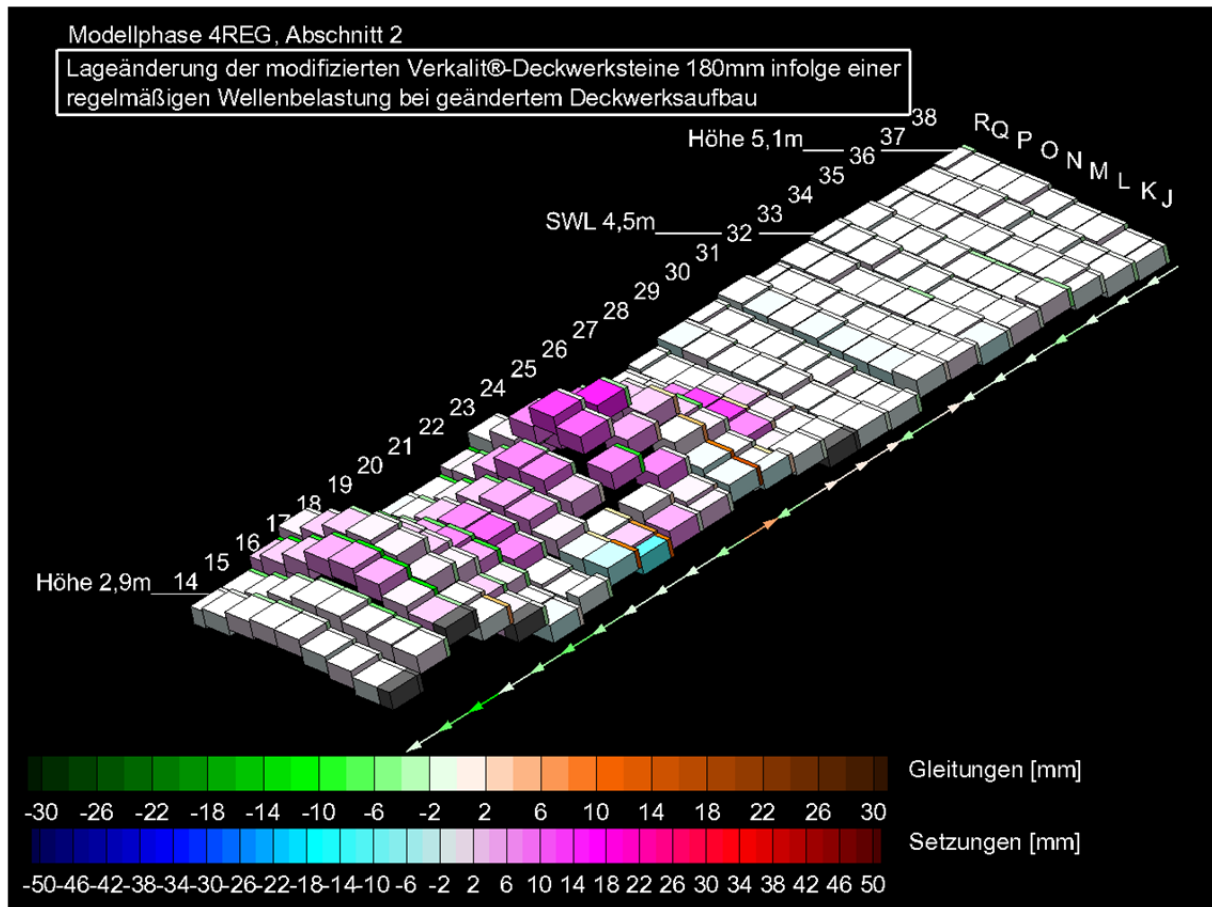


Abbildung 8.47: Deckwerk des Abschnitts 2 nach Abschluss der Versuchsphase 4 mit dem zusätzlichen Versuchsprogramm

### c) Verformung der Deckschicht infolge von Gleitungen

#### **Abschnitt 1: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm - Standard Versuchsprogramm**

In Abbildung 8.48 sind unter anderem die Gleitungen des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 250 mm infolge des Standard Versuchsprogramm dargestellt. Im Bereich des Wellenablaufs unterliegen die Setzsteine einer böschungabwärts gerichteten Gleitung mit einem Durchschnitts Wert von 0,3 mm. Der Maximalwert der Gleitung betrug 1,0 cm und konnte am Setzstein 18 E ermittelt werden. In der Druckschlagzone konnten ein Abgleiten der Setzsteine festgestellt werden, das im Durchschnitt 0,7 cm betrug. Der Maximalwert des Abgleitens wurde am Setzstein 22 I mit 1,6 cm beziffert. Im Gegensatz zur Druckschlagzone stellten sich die Abgleitungen im Bereich des Wellenaufbaus als deutlich geringer heraus. In dieser Zone konnte ein durchschnittliches Abgleiten von 0,4 cm erfasst werden, wobei der Maximalwert des Abgleitens von 1,0 cm am Setzstein 32 G aufgenommen wurde.

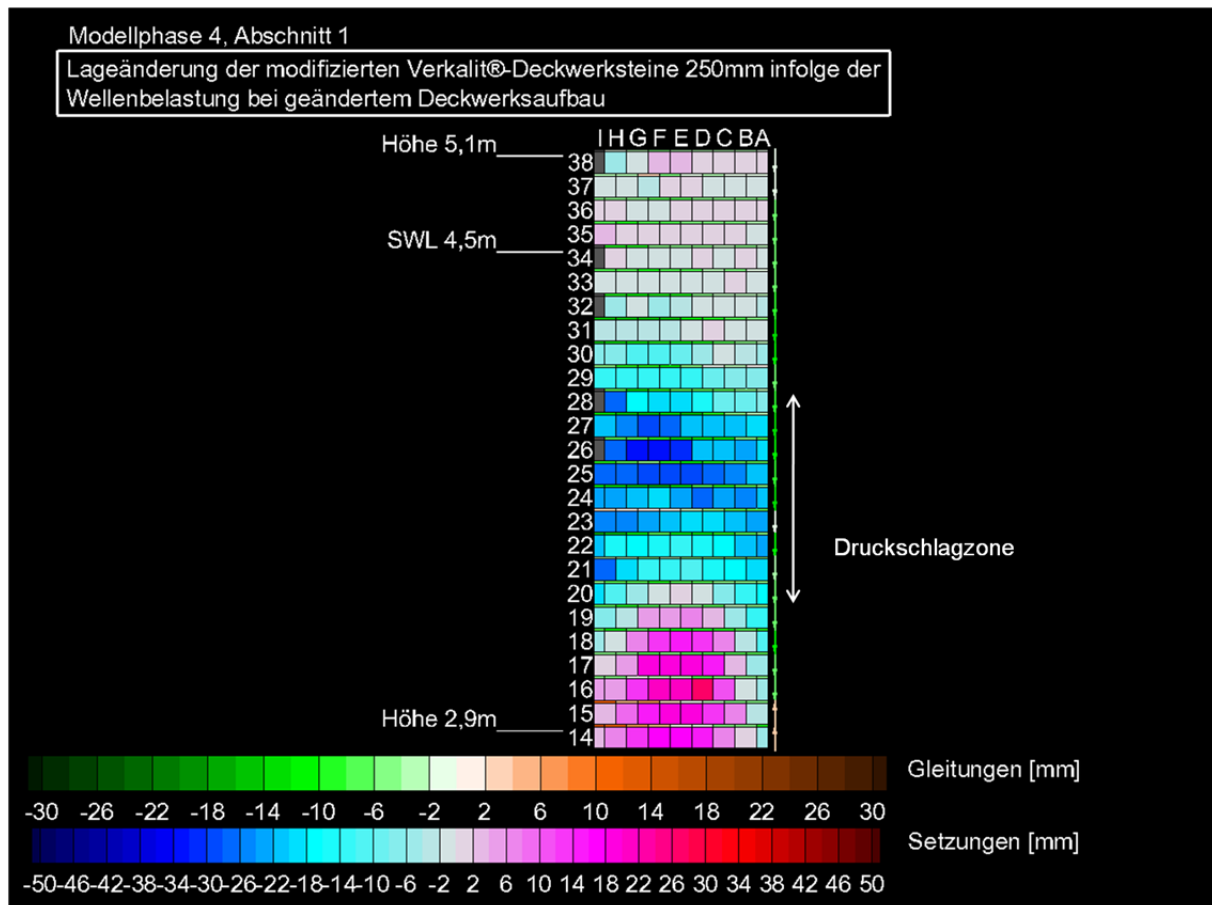


Abbildung 8.48: Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 1, Modellphase 4 nach Abschluss des standardmäßigen Versuchsprogramms

### Abschnitt 1: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm - Zusätzliches Versuchsprogramm

In Abbildung 8.49 sind neben den Höhenänderungen die Gleitungen des Abschnitts 1 infolge der Belastung mit dem zusätzlichen Versuchsprogramm dargestellt. In der Zone des Wellenablaufs konnte ein durchschnittliches Aufgleiten der Setzsteine von 0,4 cm festgestellt werden. Der Maximalwert des Aufgleitens von 1,6 cm stellte sich am Setzstein 16 H ein. Das durchschnittliche Aufgleiten in der Druckschlagzone war mit 0,5 cm nur um 0,1 cm geringer als in der Wellenablaufzone. Dagegen war der Maximalwert von 1,7 cm (Setzstein 22 F) nahezu identisch mit dem der unterliegenden Zone. Im geringer belasteten Wellenaufbaubereich konnte nur ein sehr schwaches, durchschnittliches Aufgleiten von 0,1 cm ermittelt werden. Der Maximalwert von 0,5 cm wurde am Setzstein 34 H bestimmt.

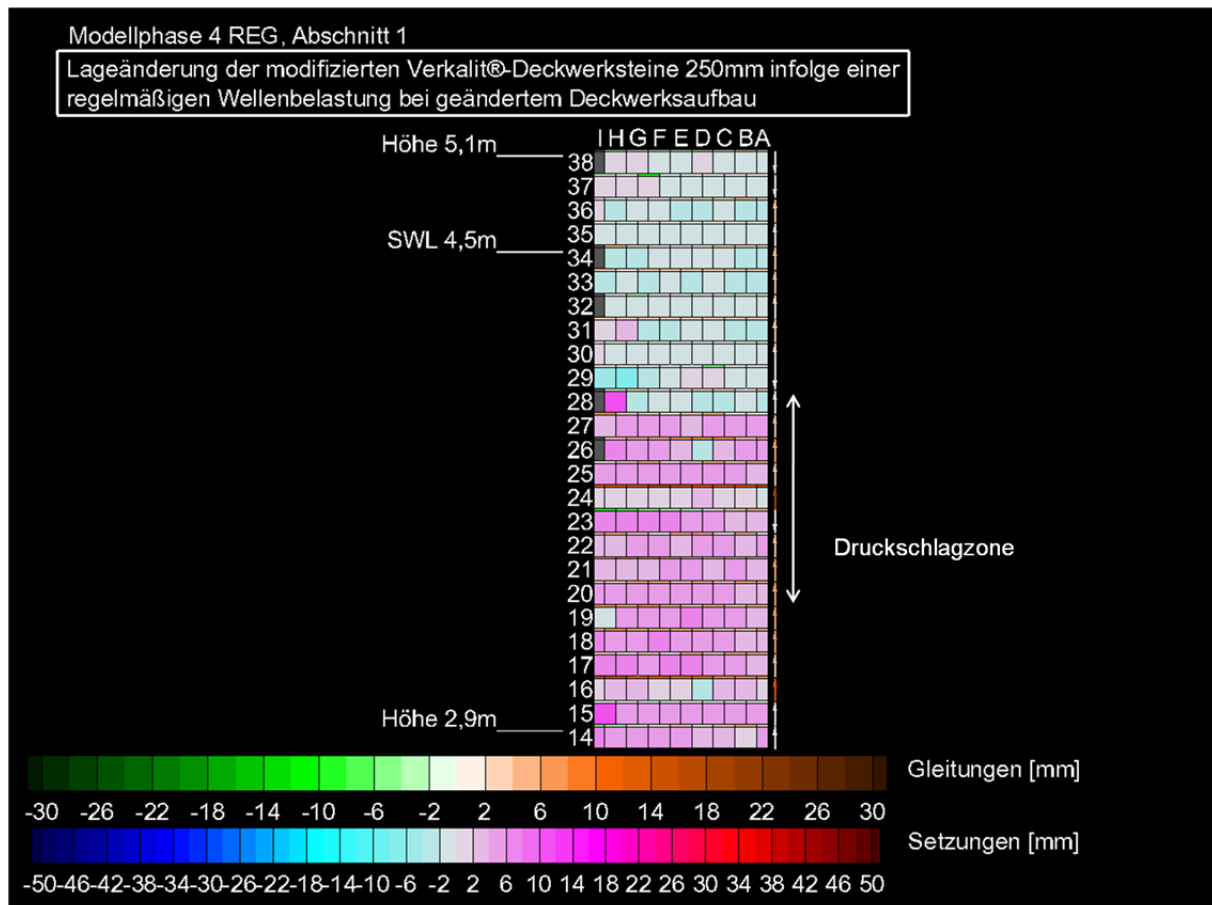


Abbildung 8.49: Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 1, Modellphase 4 nach Abschluss des zusätzlichen Versuchsprogramms

## Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm – Standard Versuchsprogramm

In Abbildung 8.50 sind unter anderem die Gleitungen der Deckschicht des Abschnitts 2 infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms dargestellt. Das typische Aufgleiten der Setzsteine im Bereich des Wellenablaufs betrug im Schnitt 0,9 cm. Am Setzstein 14 K wurde der Maximalwert des Aufgleitens für diesen Abschnitt zu 2,1 cm bestimmt. In der Druckschlagzone trat ein böschungsabwärts gerichtetes Gleiten der Setzsteine von durchschnittlich 0,3 cm auf. Der Maximalwert des Abgleitens von 1,3 cm trat am Setzstein 27 K auf. Die Setzsteine in der Wellenauflaufzone verhielten sich ähnlich wie die Setzsteine der Druckschlagzone. Auch hier konnte ein tendenzielles Abrutschen der Steine aufgenommen werden, das durchschnittlich 0,5 cm betrug. Der Maximalwert von 1,2 cm konnte am Setzstein 32 J festgestellt werden.



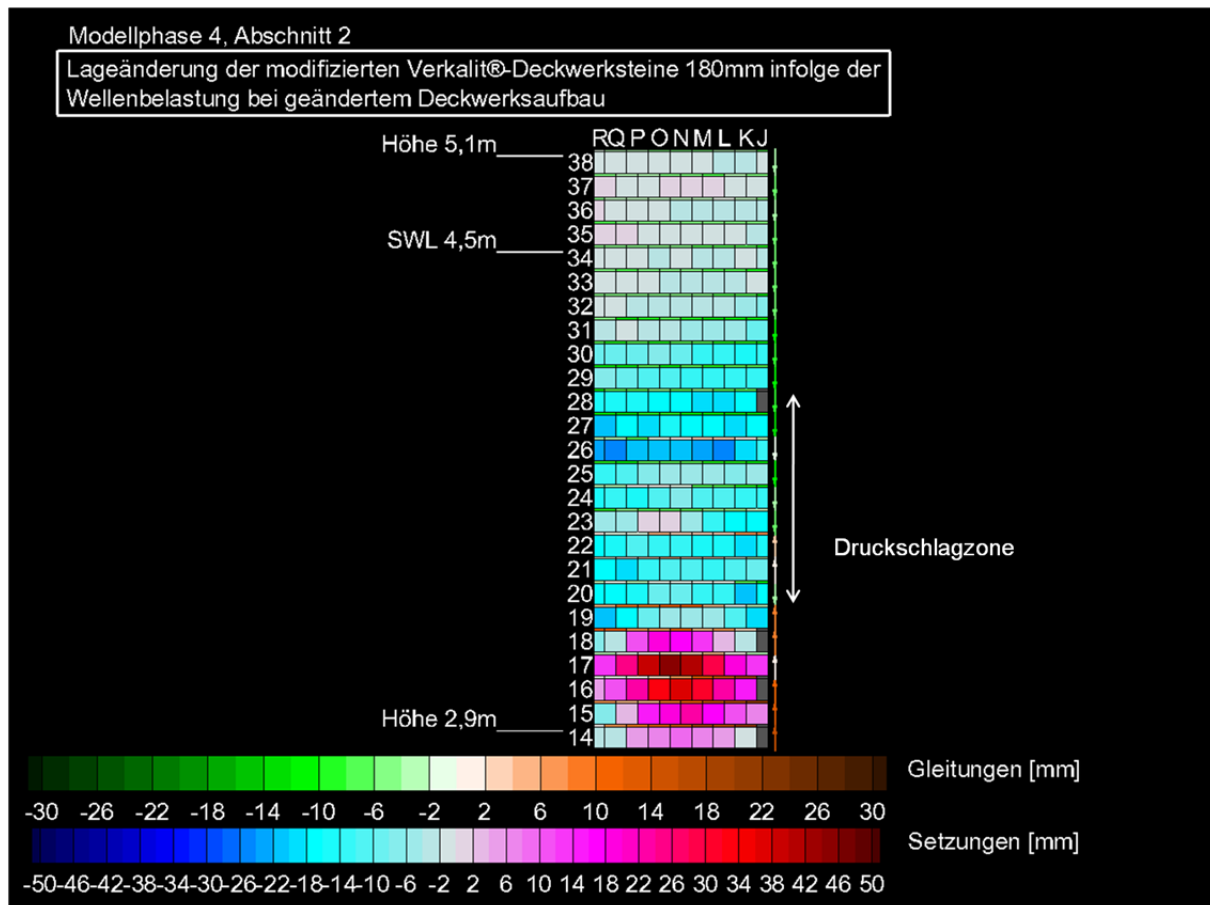


Abbildung 8.50: Draufsicht auf das Deckwerk des Abschnitts 2, Modellphase 4 nach Abschluss des Standard Versuchsprogramm

**Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm – zusätzliches Versuchsprogramm**

Während des zusätzlichen Versuchsprogramms der Modellphase 4 wurde der Deckwerkstein 24 N mit Hilfe eines Krans unter Vorspannung gesetzt. Wie in der Abbildung 8.46 zu erkennen ist, wurde dadurch nicht nur der Deckwerkstein 24 N sondern auch dessen benachbarten Steine deutlich aus dem Verbund gehoben. Aufgrund dieser deutlichen Verformungen infolge Hebungen sind die Verformungen infolge Gleitungen als gering anzusehen und werden daher im Folgenden nicht gesondert vorgestellt.

8.5.3 Beurteilung der Widerstandsfähigkeit

**Abschnitt 1: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm - Standard Versuchsprogramm**

In Tabelle 8.21 sind die Maximalwerte und die Durchschnittswerte der Verformungen der Druckschlag-, Wellenauf- und Wellenablaufzone infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms nochmals zusammengefasst.

Tabelle 8.21: aufgetretene Verformungen des Abschnitts 1, Modellphase 4 infolge des Standard Versuchsprogramm

Modellphase 4	Abschnitt1	Reihen	Setzung bzw. Hebung			Gleitung		
			Durchschnittswert	Position	Maximalwert	Durchschnittswert	Position	Maximalwert
			[cm]	[-]	[cm]	[cm]	[-]	[cm]
Wellenablauf		14-19	0,7	16 D	2,6	-0,3	18 E	-1,0

Druckschlag	21-29	-2,0	26 F	-3,4	-0,7	22 I	-1,6
Wellenauflauf	32-38	0,0	35 H	0,3	-0,4	32 G	-1,0

Nach den in Abschnitt 6.3.1 festgelegten Kriterien ist der Abschnitt 1, dessen Deckschicht mit dem modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm ausgelegt ist, der Klasse 1 zuzuordnen. Das Deckwerk ist voll funktionsfähig.

Nach Abschluss des standardmäßigen Versuchsprogramms konnten keine signifikanten Verformungen bis zu Stabilitätskoeffizienten von 5,21 für Wellenspektren und 3,12 für regelmäßige Wellen festgestellt werden (vgl. Tabelle 8.22).

Tabelle 8.22: Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm der für Wellenspektren und regelmäßige Wellen infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms

Typ	Belastungsart	Abschnitt	$\xi_{\text{Min}}$	$\xi_{\text{Max}}$	$H_{(S)}/(D\Delta_{\text{max}})$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm	WS	1	1,60	2,83	5,21
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm	Reg-W	1	1,67	3,04	3,12

### Abschnitt 1: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm - zusätzliches Versuchsprogramm

In Tabelle 8.21 sind die Maximalwerte und die Durchschnittswerte der Verformungen der Druckschlag-, Wellenauflauf- und Wellenablaufzone infolge des zusätzlichen Versuchsprogramms nochmals zusammengefasst.

Tabelle 8.23: aufgetretene Verformungen des Abschnitts 1, Modellphase 4 infolge des zusätzlichen Versuchsprogramms

Modellphase 4		Setzung bzw. Hebung			Gleitung		
Abschnitt1	Reihen	Durchschnittswert	Position	Maximalwert	Durchschnittswert	Position	Maximalwert
[-]	[-]	[cm]	[-]	[cm]	[cm]	[-]	[cm]
Wellenablauf	14-19	0,4	15 H	1,1	0,4	16 H	1,6
Druckschlag	21-29	0,4	18 I	0,8	0,5	22 F	1,7
Wellenauflauf	32-38	-0,1	29 G	-0,7	0,1	34 H	0,5

Nach den in Abschnitt 6.3.1 festgelegten Kriterien ist der Abschnitt 1, dessen Deckschicht mit dem modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm ausgelegt ist, auch im Anschluss an das zusätzliche Versuchsprogramm der Klasse 1 zuzuordnen. Das Deckwerk ist voll funktionsfähig.

Nach Abschluss des zusätzlichen Versuchsprogramms konnten keine signifikanten Verformungen bis zu Stabilitätskoeffizienten von 5,24 für regelmäßige Wellen festgestellt werden.

### Zusammenfassung der Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 250°mm

Die maximalen Stabilitätskoeffizienten der Modellphasen 4 des modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm sind für Wellenspektren und regelmäßige Wellen in Tabelle 8.24 aufgelistet.

Tabelle 8.24: Stabilitätskoeffizienten des modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm für Wellenspektren und regelmäßige Wellen - kein Verformungsbeginn erkennbar

Typ [-]	Belastungsart [-]	Abschnitt [-]	$\xi_{\text{Min}}$ [-]	$\xi_{\text{Max}}$ [-]	$H_{(S)}/(D\Delta_{\text{max}})$ [-]
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm	WS	1	1,60	2,83	5,21
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm	Reg-W	1	1,67	3,77	5,24

In der Abbildung 8.51 sind die Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm für Wellenspektren dargestellt.

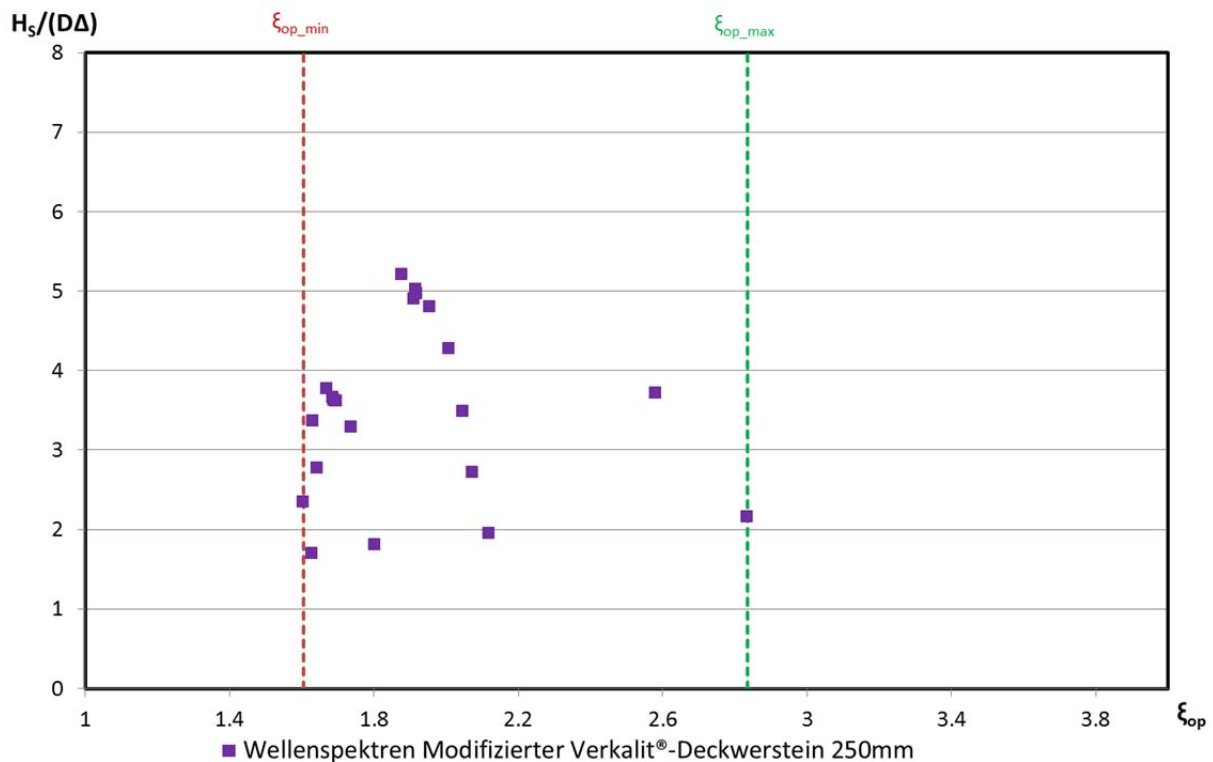


Abbildung 8.51: Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm für Wellenspektren, keine Verformungen erkennbar

Abbildung 8.52 zeigt die Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm für regelmäßige Wellen.

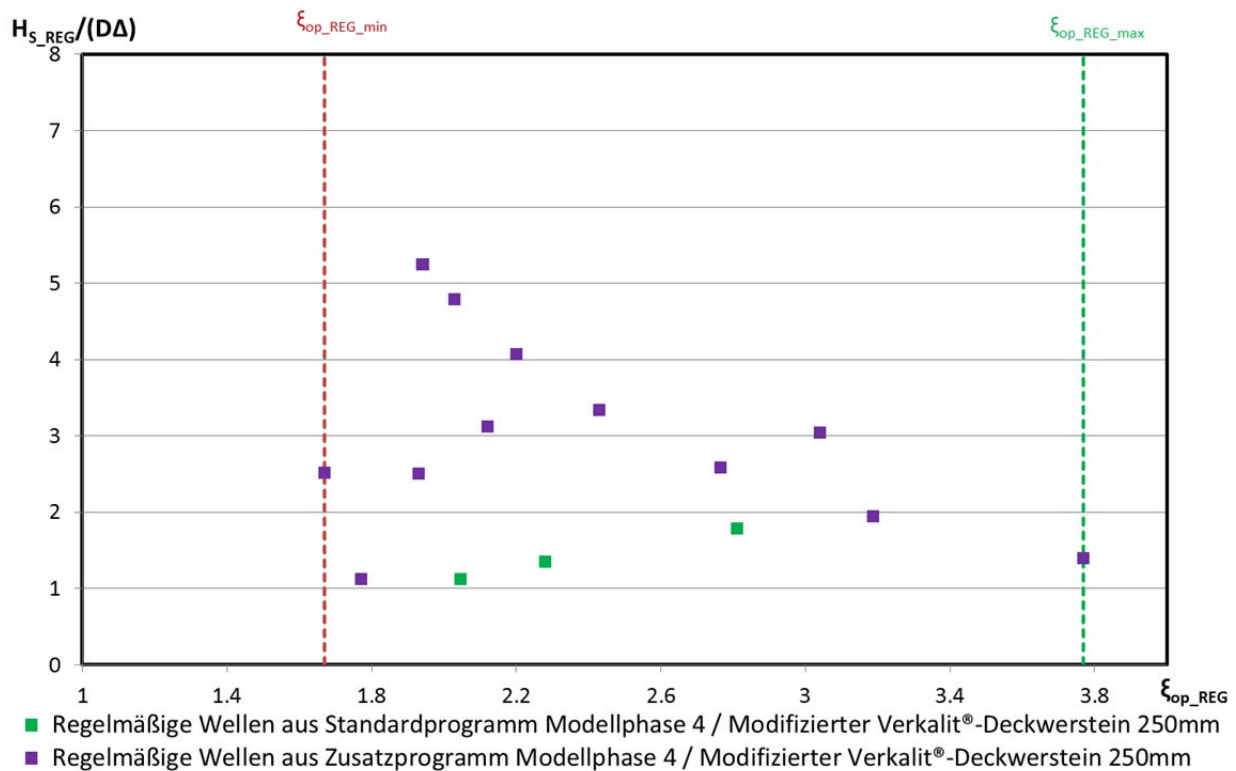


Abbildung 8.52: Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm für regelmäßige Wellen, keine Verformungen erkennbar

## Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm – Standard Versuchsprogramm

In Tabelle 8.25 sind die Maximalwerte und die Durchschnittswerte der Verformungen der Druckschlag-, Wellenauflauf- und Wellenablaufzone infolge des Standard Versuchsprogramms nochmals zusammengefasst.

Tabelle 8.25: aufgetretene Verformungen des Abschnitts 2, Modellphase 4 infolge des Standard Versuchsprogramms

Modellphase 4	Abschnitt2	Setzung bzw. Hebung			Gleitung			
		Reihen	Durchschnittswert	Position	Maximalwert	Durchschnittswert	Position	Maximalwert
	[-]	[-]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[cm]	
Wellenablauf	14-19		1,3	17 N	4,2	0,9	14 K	2,1
Druckschlag	19-29		-1,4	26 L	-2,5	-0,3	27 K	-1,3
Wellenauflauf	32-38		-0,2	32 J	-0,7	-0,5	32 J	-1,2

Nach den in Abschnitt 6.3.1 festgelegten Kriterien ist der Abschnitt 2 der Klasse 1 zuzuordnen. Das Deckwerk ist voll funktionsfähig.

Nach Abschluss des standardmäßigen Versuchsprogramms der Modellphase 4 konnten keine signifikanten Verformungen des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm bis zu Stabilitätskoeffizienten von 6,99 für Wellenspektren und 2,38 für regelmäßige Wellen festgestellt werden (vgl. Tabelle 8.26).

Tabelle 8.26: Stabilitätskoeffizienten der Deckschicht in Abschnitt 2, Modellphase 4 für Wellenspektren und regelmäßige Wellen infolge des standardmäßigen Versuchsprogramms

Typ	Belastungsart	Abschnitt	$\xi_{\text{Min}}$	$\xi_{\text{Max}}$	$H_S/(D\Delta_{\text{max}})$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	WS	1	1,60	2,83	6,99
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	Reg-W	1	2,05	2,81	2,38

### Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm – zusätzliches Versuchsprogramm

Auf die Beurteilung der Schadensklasse des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm wird verzichtet, da die Deckschicht bereits im Vorfeld mit einer künstlichen Fehlstelle versehen wurde. Eine entscheidende Erkenntnis aus diesem Versuch ist, dass bei einem bereits beschädigten Deckwerk trotzdem ein nur sehr langsames Fortschreiten der Zerstörung stattfindet. Das langsame Fortschreiten der Zerstörung infolge z.B. von Eisgang oder Schiffstoß erlaubt eine punktuelle und eine im Vorfeld planbare Instandsetzung des Deckwerks ohne unter Zeitdruck zu geraten.

### Zusammenfassung der Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm

Da wie bereits im Vorfeld erwähnt mit Hilfe des Krans auf den Deckwerkstein 24 N eine künstliche Vorspannung aufgebracht worden ist, um eine Verformung des Deckwerks zu begünstigen, kann das zusätzliche Versuchsprogramm nicht für Klärung der Stabilitätsfrage zugezogen werden. In Tabelle 8.27 sind die maximalen Stabilitätskoeffizienten für regelmäßige Wellen als auch für Wellenspektren aufgelistet, die sich während des Versuchsprogramms in der Modellphase 3 und 4 ergeben haben, ohne dass ein Verformungsbeginn zu erkennen war.

Tabelle 8.27: Stabilitätskoeffizienten des modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm - kein Verformungsbeginn erkennbar

Typ	Belastungsart	Abschnitt	$\xi_{\text{Min}}$	$\xi_{\text{Max}}$	$H_S/(D\Delta_{\text{max}})$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	WS	1	1,60	2,83	6,99
modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	Reg-W	1	1,67	3,18	5,45

Abbildung 8.53 zeigt die Ergebnisse für die Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein 180mm für Wellenspektren, wohingegen in Abbildung 8.54 die Ergebnisse für den modifizierten Verkalit®-Deckwerkstein für regelmäßige Wellen dargestellt sind.

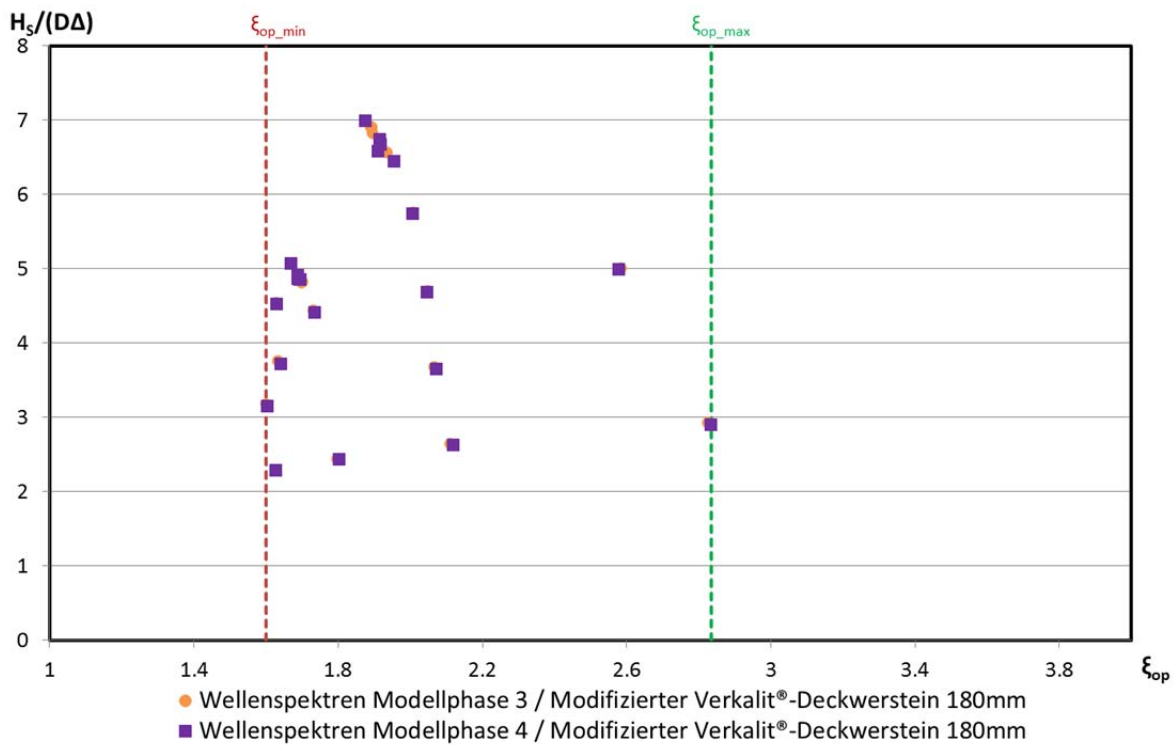


Abbildung 8.53: Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerstein 180 mm für Wellenspektren der Modellphasen 3 und 4, keine Verformung erkennbar

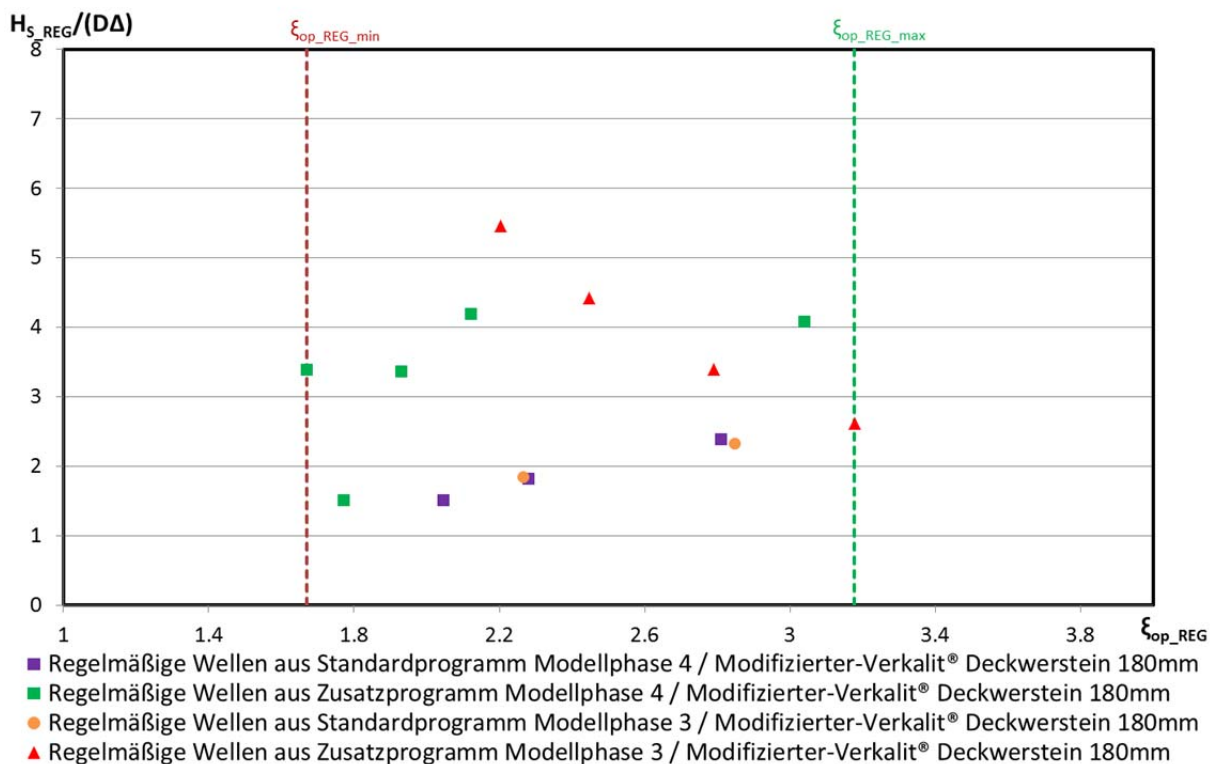


Abbildung 8.54: Stabilitätskoeffizienten für den modifizierten Verkalit®-Deckwerstein 180 mm für regelmäßige Wellen der Modellphasen 3 und 4, keine Verformung erkennbar

## 8.5.4 Ausziehversuche

### Abschnitt 1: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm

Am Ende der Versuchsphase der Modellphase 4 standen Ausziehversuche des im Abschnitt 1 verlegten modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 250 mm an. Die Position der ausgezogenen Setzsteine, die Zugkraft sowie das Verhältnis von Zugkraft und Steingewicht sind in der Tabelle 8.28 dargestellt.

Tabelle 8.28: Ergebnisse der Ausziehversuche der Modellphase 4, Abschnitt 1

Typ	Gewicht [kg/Stein]	Abschnitt [-]	Steinbezeichnung [-]	Höhe [m]	Max. Zugkraft [kN]	Zugkraft/Steingewicht [-]
Modifizierter Stein	48,94	1	47 - E	6,01	42,96	89,52
Modifizierter Stein	48,94	1	28 - E	4,16	43,49	90,62
Modifizierter Stein	48,94	1	22 - E	3,57	41,08	85,60

Über die gesamte Deckwerkslänge waren im Schnitt Zugkräfte von 42,51 kN erforderlich, um den modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 250 mm aus dem Deckwerksverbund zu befördern. Wie in Abbildung 8.55 zu erkennen ist, sind oftmals infolge der sehr hohen Ausziehkraft benachbarte Steine zu Bruch gegangen.



Abbildung 8.55: Erscheinungsbild des ausgezogenen, modifizierten Verkalit®-Deckwerksteins 250 mm 47 E

### Abschnitt 2: Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm

Obwohl der Abschnitt 2 in der Modellphase 4 infolge der Wellenbelastung nicht zu Bruch gegangen ist, wurde auf Ausziehversuche verzichtet, da diese am entsprechenden Stein bereits in der Modellphase 3 vorgenommen worden sind.

## 8.6 Zusammenfassung

### 8.6.1 Beurteilung der Widerstandsfähigkeit

Tabelle 8.29 und Tabelle 8.30 liefern eine Übersicht über die maximalen Stabilitätskoeffizienten für Wellenspektren und regelmäßige Wellen. Ergänzt werden die Tabellen um die minimalen und maximalen Brecherkennzahl  $\xi_{op\_min}$  und  $\xi_{op\_max}$ , die während den zugehörigen Modellphasen ermittelt worden sind.

Tabelle 8.29: Maximale Stabilitätskoeffizienten und Brecherkennzahlen der Wellenspektren aus Modellphase 1 - 4

Typ [-]	$\xi_{op\_min}$ [-]	$\xi_{op\_max}$ [-]	$H_S/(D\Delta_{max})$ [-]	Grafik
Pflasterstein nach DIN EN1338 180°mm	1,60	1,60	2,27	Abbildung 8.6
Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	1,56	2,84	7,08	Abbildung 8.35
Haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	1,63	2,84	5,39	Abbildung 8.17
Modifizierterer Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	1,60	2,83	6,99	Abbildung 8.53
Modifizierterer Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm	1,60	2,83	5,21	Abbildung 8.51

Tabelle 8.30: Maximale Stabilitätskoeffizienten und Brecherkennzahlen der Regelmäßigen Wellen  
aus Modellphase 1 - 4

Typ [-]	$\xi_{op\_REG\_min}$ [-]	$\xi_{op\_REG\_max}$ [-]	$H_{S\_REG}/(D\Delta_{max})$ [-]	Grafik
Pflasterstein nach DIN EN1338 180°mm	1,76	2,80	2,61	Abbildung 8.7
Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	1,66	3,18	7,12	Abbildung 8.36
Haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	1,66	3,01	3,39	Abbildung 8.18
Modifizierterer Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm	1,67	3,18	5,45	Abbildung 8.54
Modifizierterer Verkalit®-Deckwerkstein 250°mm	1,67	3,77	5,24	Abbildung 8.52

### 8.6.2 Verformungen der Deckschichten

In Tabelle 8.31 sind die durchschnittlichen (mittleren) und maximalen Setzungen bzw. Hebungen und Gleitungen für die getesteten Verkalit®-Deckwerksteine dargestellt.



Tabelle 8.31: Gemessene mittlere und maximale Verformungen

Steintyp	Setzung bzw. Hebung [cm]						Gleitungen [cm]					
	Wellenablauf		Druckschlag		Wellenauflauf		Wellenablauf		Druckschlag		Wellenauflauf	
	mittl.	max.	mittl.	max.	mittl.	max.	mittl.	max.	mittl.	max.	mittl.	max.
Stand. Verkalit®- Deckwerkstein 180 mm	0,6	1,9	-0,8	-1,3	-0,3	-0,9	0,2	0,8	0,4	1,2	0,4	0,7
Haufwerksporiger Verkalit®- Deckwerkstein	0,1	1,1	-1,1	-1,9	0,3	0,8	0,5	1,0	-0,1	-1,1	-0,4	-0,8
Modifizierter Ver- kalit®- Deckwerkstein 180 mm	1,0	3,8	-1,9	-3,4	-0,6	-1,2	-0,4	-1,7	-0,3	-1,8	-0,8	-1,6
Modifizierter Ver- kalit®- Deckwerkstein 250 mm	0,7	2,6	-2,0	-3,4	0,0	0,3	-0,3	-1,0	-0,7	-1,6	-0,4	-1,0

Die graphische Aufbereitung der durchschnittlichen Verformungen der getesteten Setzsteine sind in der Abbildung 8.56 und der Abbildung 8.57 aufgetragen.

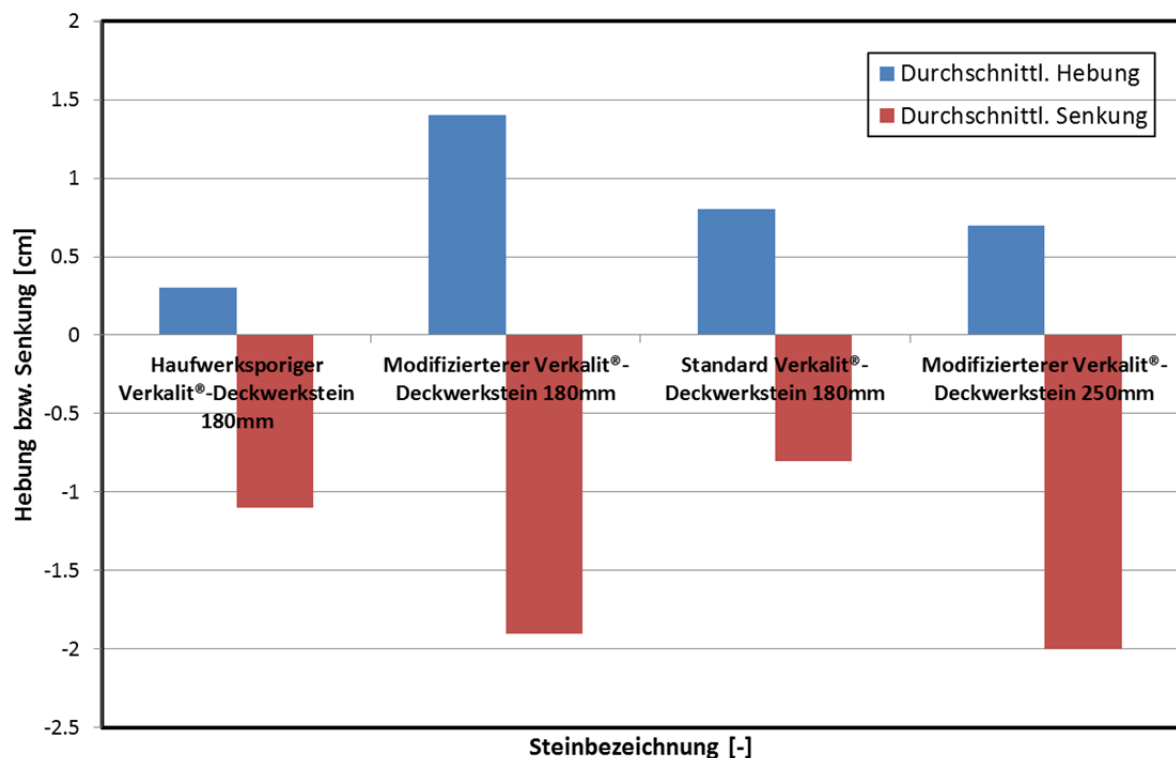


Abbildung 8.56: Zusammenfassung der durchschnittlichen Senkungen bzw. Hebungen der Modellphasen 1 bis 4

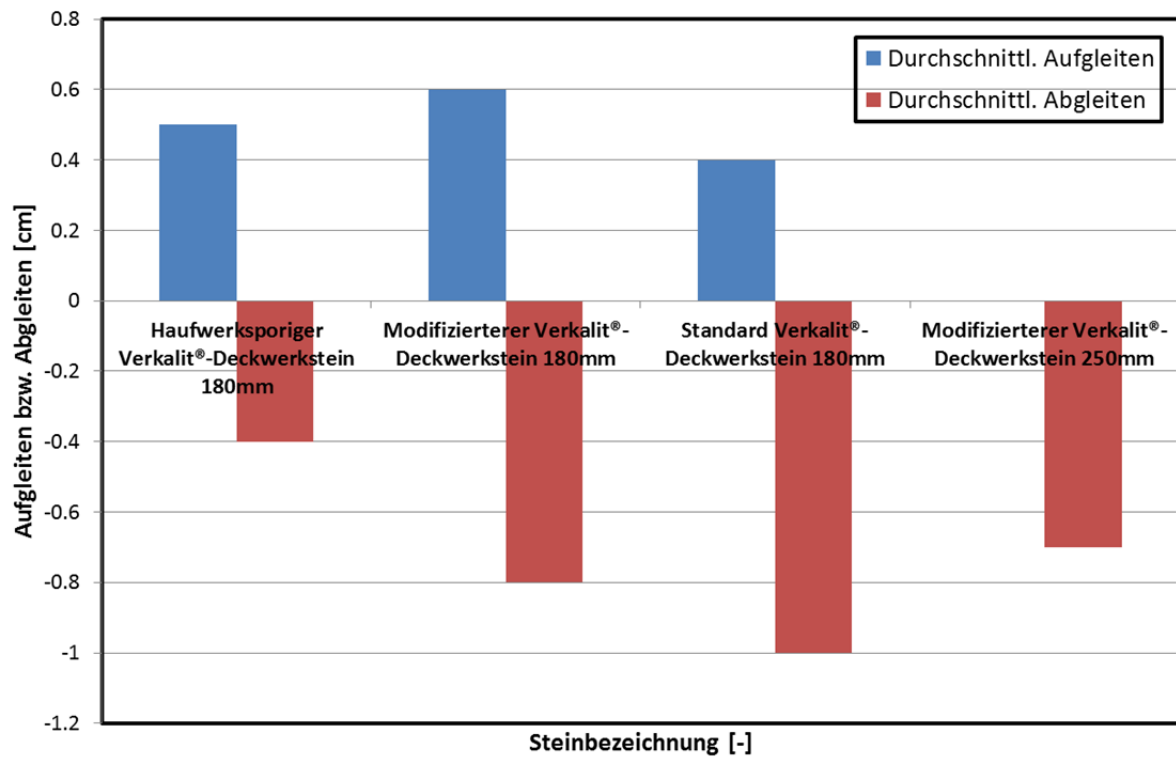


Abbildung 8.57: Zusammenfassung der durchschnittlichen Gleitungen der Modellphasen 1 bis 4

### 8.6.3 Ausziehversuche

Die Ergebnisse der Ausziehversuche sind in der Abbildung 8.58 für die getesteten Setzsteine zusammengefasst. Dabei wurde zwischen dem Auszugswert aus dem unbelasteten Bereich, dem Mittelwert aus dem belasteten Bereich und dem Maximalwert aller Ausziehversuche einer Testreihe unterschieden.

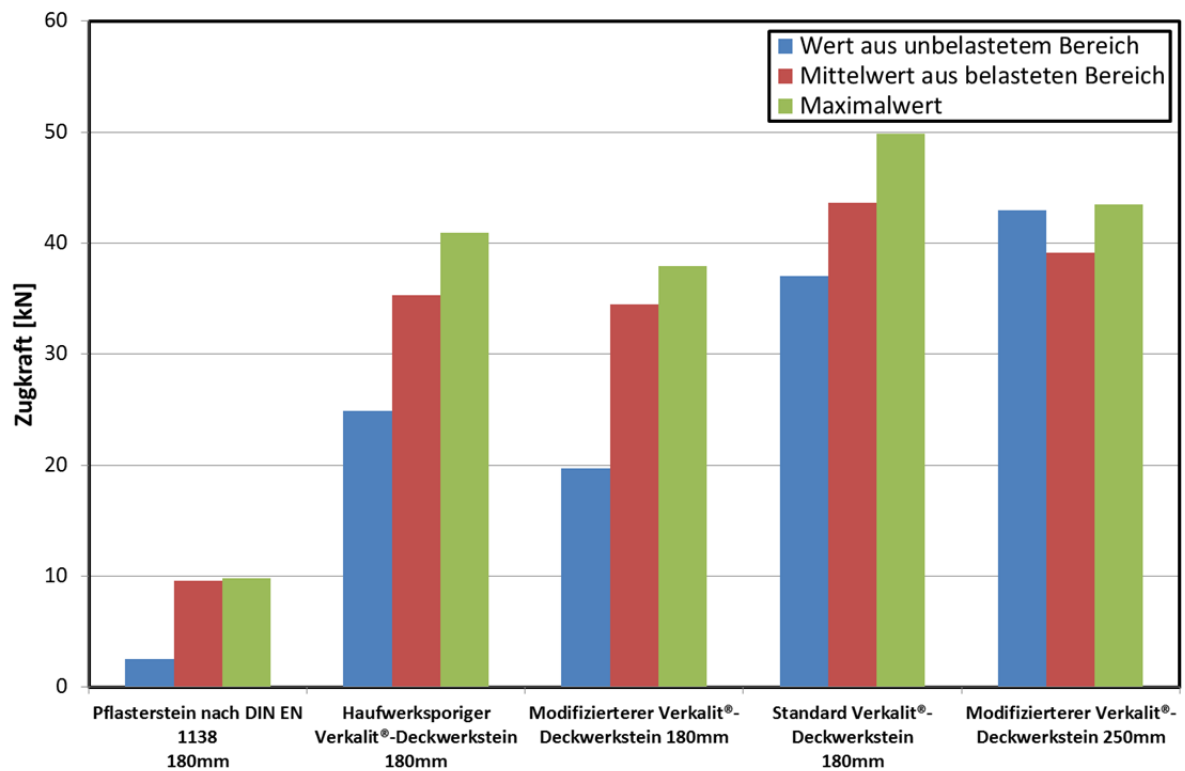


Abbildung 8.58: Zusammenfassung der Ausziehversuche der Modellphase 1 bis 4

## 9 Unterschriften

Aachen, den 17.10.2011

Fabian Gier  
Dipl.-Ing.

Holger Schüttrumpf  
Univ.-Prof. Dr.-Ing., Institutsleiter

## Bibliographie

BAW (1993): Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Wasserstraßen : (MAR). Karlsruhe

BERDING BETON (7-5-2010): Verkalit-Deckwerkstein <http://www.berdingbeton.de/>

Bezuijen, A.; Klein Breteler, M.; Burger, A. M. (1990): Placed block revetments. In: Coastal protection : proceedings of the Short Course on Coastal Protection, Delft University of Technology, 30 June - 1 July 1990 / Pilarczyk, Krystian W. Rotterdam [u.a.]: Balkema, pp. 289-326. - ISBN 90-6191-127-3

Bezuijen, A. u. Breteler, M. K. (1996): Design formulas for block revetments. In: Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering-Asce, Vol. 122, No. 6, pp. 281-287. - ISSN 0733-950X

Burger, A. M.; Klein Breteler, M.; Banach, L.; Bezuijen, A. (1989): Analytical design method for block revetments: paper presented at the 21th International Conference on Coastal Engineering, Malaga, Spain, 22 - 25 June 1988. / Burger, A. M. Delft: Delft Hydraulics Laboratory, (Publication / Delft Hydraulics Laboratory; 402;

CUR (1995): Design manual for pitched slope protection. Rotterdam [u.a.]: Balkema - ISBN 90-5410-606-9

DIN EN 1338 (2003): Pflastersteine aus Beton- Anforderungen und Prüfverfahren. Berlin Deutsches Institut für Normung e.V., 2003

EAK (2002): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken. Heide: Westholsteinische Verl.-Anst., Boyens

EurOtop (2007): Die Küste 73: Archiv für Forschung und Technik im Küsteningenieurwesen ; Archive for Research and Technology on the North Sea and Baltic Coast ; EurOtop - Wave Overtopping of Sea Defences and Ralted Structures: Assessment Manual. In: Die Küste, pp. 178- - ISSN 0452-7739

Fenton J D, 1990. Non-linear wave theories. Chapter in "The Sea – Volume 9: Ocean Engineering Science", edited by B. Le MeHaute and D. M. Hanes. *Wiley: New York*. 3-25

Führböter, A. (1966): Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Hannover: Franzius-Inst.

Führböter, A. u. Sparboom, U. (1988): Shock Pressure Investigations on Prototype Sea Dykes caused by Breaking Waves. Delft:

FZK (05.09.211): Forschungszentrum Küste, Ausstattung <http://www.fzk-nth.de/>

Herbich, J.B. (1999): Handbook of Coastal Engineering; New York, London: Mc Graw-Hil; ISBN 0-07-134402-0.

Kortenhaus, A. (2003): Probabilistische Methoden für Nordseedeiche; Dissertation Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig Germany

Kortenhaus, A.; Oumeraci, H. (2002): Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche; Berichte Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig Germany

Malcherek, A. (2009): Wellen und Gezeiten; Vieweg und Teubner Verlag; Auflage: 1 (17. November 2009); ISBN 978-3834807878

Mansard, E. P. D. u. Funke, E. R. (1980): The measurement of incident and reflected spectra using at least squares method. In: Proceedings international Conference Coastal Engineering, Vol. 17. Sydney, Australia:

Papula, L (2006): Mathematische Formelsammlung für Ingenieure und Naturwissenschaftler; Vieweg und Teubner

Pilarczyk, K. W. (1998): Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment, Rotterdam [u.a.]: Balkema - ISBN 90-5410-455-4

Schüttrumpf, H. (2002): Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle Und Theoretische Untersuchungen - ; KFKI-Projekt 61. [s.l.: Leichtweiß-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig, pp. 1 – 127

Seelig, W. N. (1983): Wave reflection from coastal structures. Proceedings of Coastal Structures 1983, American Society of Civil Engineers (ASCE), pp.961 - 973

Zanuttigh, B.; Van der Meer, J. W, (2006): Wave reflection from coastal structures, Proceedings 30 Th International Conference Coastal Engineering (ICCE), American Society of Civil Engineers (ASCE), San Diego, USA, pp. 4337 - 4349

## Anhang A Regelmäßige Wellen

### A.1 Beschreibung der verwendeten Parameter

Ort	Beschreibung	Parameter	Berechnung
Tiefwasser	Wellenhöhe	$H_{0\_REG}$	$H_{REG}/K_{REG}$
	Wellenlänge	$L_{0\_REG}$	$g*(T_{REG})^2/(2\pi)$
	Wellensteilheit	$s_{0\_REG}$	$H_{0\_REG}/L_{0\_REG}$
	Brecherkennzahl	$\zeta_{0\_REG}$	$\tan \alpha / (H_{0\_REG}/L_{0\_REG})^{1/2}$
Wellenharfe 1	Spektrale Wellenperiode	$T_{REG}$	gemessen
	Wellenhöhe	$H_{REG}$	
	Wellenlänge	$L_{REG}$	
	Brecherkennzahl	$s_{REG}$	
Böschungsfuß	Wellensteilheit	$\zeta_{REG}$	$L_{0\_REG} * (\tanh(2*\pi*d_{Fu\beta}/L_{0\_REG})^{3/4})^{2/3}$
	Wellenhöhe	$H_{S\_REG}$	
	Wellenlänge	$L_{S\_REG}$	
	Brecherkennzahl	$s_{S\_REG}$	

### A.2 Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Deckwerks

Die Brecherkennzahl  $\zeta_{op\_REG}$  ergibt sich zu:

$$\zeta_{op\_REG} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_{S\_REG}}{L_{0\_REG}}}} \quad (\text{A.1})$$

mit:

$L_{0\_REG}$	= Wellenlänge im Tiefwasser	[m]
$\alpha$	= Böschungswinkel, $\tan \alpha = 1:n$	[°]
$H_{S\_REG}$	= signifikante Wellenhöhe am Deichfuß	[m]
$\zeta_{op\_REG}$	= Brecherkennzahl	[-]

Die Wellenlänge im Tiefwasser  $L_{0\_REG}$  ergibt sich dabei zu:

$$L_{0\_REG} = \frac{g}{2\pi} T_{REG}^2 \quad (\text{A.2})$$

mit:

$T_{REG}$	= Wellenperiode der Regelmäßigen Wellen	[s]
-----------	---	-----

### A.3 Reflexionsanalyse

Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 13,74 %, der Variationskoeffizient  $\sigma^c$  beträgt 14,40 %.

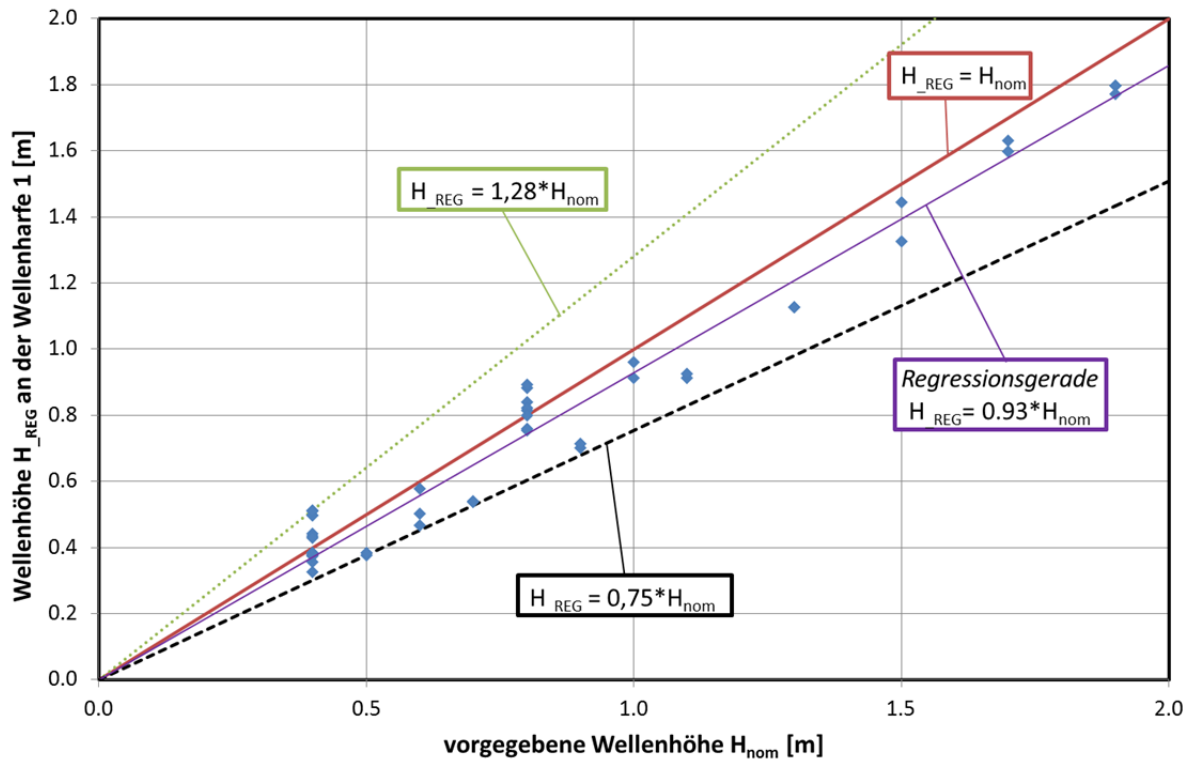


Abbildung A.1: Vergleich einlaufende Wellenhöhe  $H_{REG}$  und der vorgegebenen Wellenhöhe  $H_{nom}$  für alle Modellversuche mit regelmäßigen Wellen

Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 0,09 %, der Variationskoeffizient  $\sigma'$  beträgt 0,09 %.

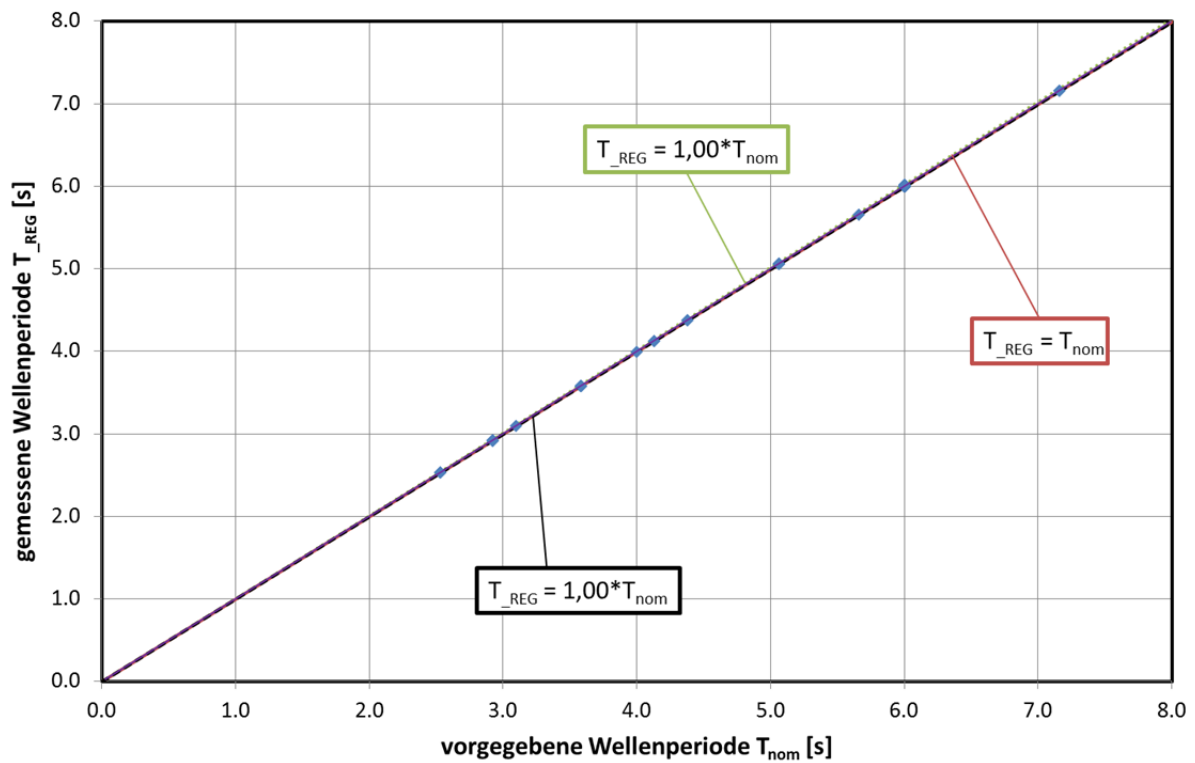


Abbildung A.2: Vergleich ermittelte Wellenperiode  $T_{REG}$  und der vorgegebenen Eingangswellenperiode  $T_{nom}$  für alle Modellversuche mit regelmäßigen Wellen



$$L = L_{0\_REG} \cdot \left[ \tanh \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot d}{L_{0\_REG}} \right)^{\frac{3}{4}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (\text{A.3})$$

mit:

- $L$  = Wellenlänge an der Stelle mit der Wassertiefe  $d$  [m]  
 $L_{0\_REG}$  = Wellenlänge im Tiefwasser [m]  
 $d$  = lokale Wassertiefe [m]

$$K_{\_REG} = \frac{H_{\_REG}}{H_{0\_REG}} = \sqrt{\frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{c_{0\_REG}}{c_{\_REG}}} \quad (\text{A.4})$$

mit:

- $K_{\_REG}$  = Shoalingkoeffizient [-]  
 $H_{\_REG}$  = lokale Wellenhöhe [m]  
 $H_{0\_REG}$  = Wellenhöhe im Tiefwasser [m]  
 $n$  = Verhältnis Gruppengeschwindigkeit und Wellengeschwindigkeit [-]  
 $c_{0\_REG}$  = Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser [m/s]  
 $c_{\_REG}$  = lokale Wellengeschwindigkeit [m/s]

$$c_{0\_REG} = \frac{T_{\_REG} \cdot g}{2\pi} \quad (\text{A.5})$$

$$c_{\_REG} = \frac{L}{T_{\_REG}} \quad (\text{A.6})$$

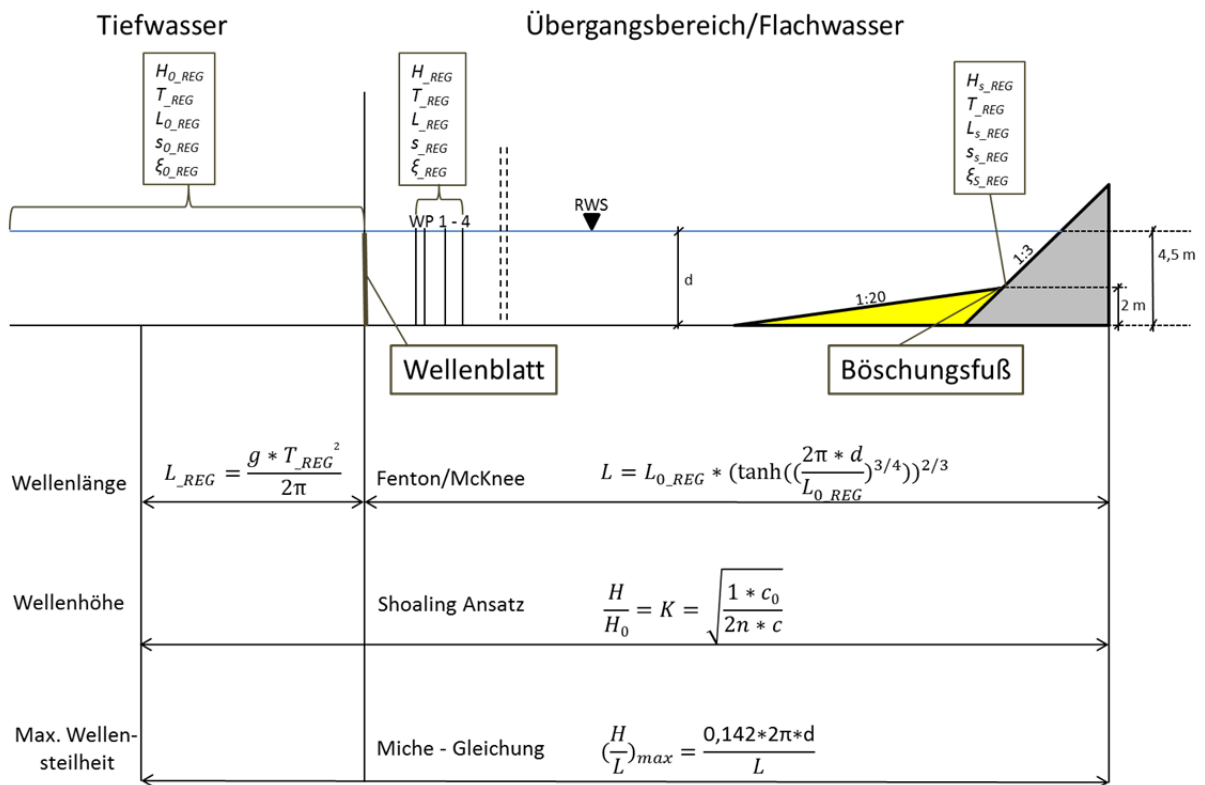


Abbildung A.3: Vorgehensweise zur Ermittlung der Wellenparameter ausgehend von Wellenharfe 1

Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 2,57 %, der Variationskoeffizient  $\sigma'$  beträgt 2,43 %.

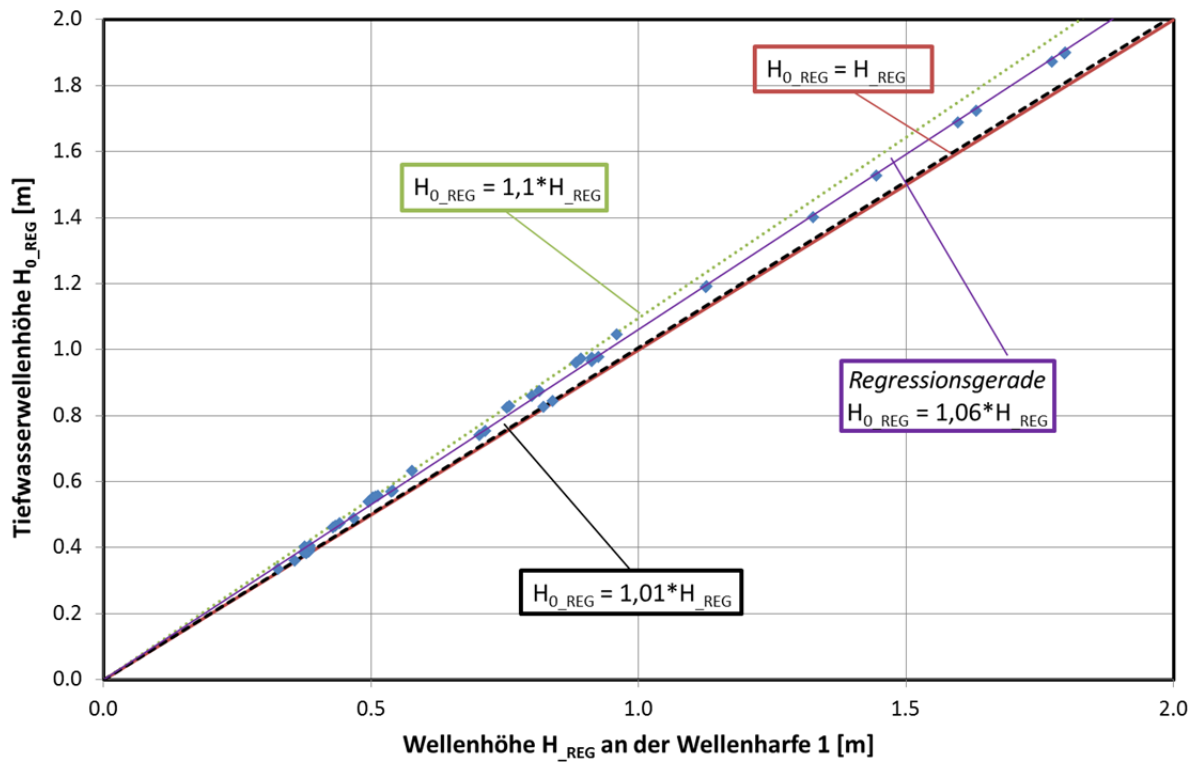


Abbildung A.4: Darstellung der Tiefwasserwellenhöhe  $H_{0\_REG}$  und der Wellenhöhe an der Wellenharfe 1  $H_{REG}$

Die Standardabweichung  $\sigma_x$  liegt bei 7,80 %, der Variationskoeffizient  $\sigma'$  beträgt 7,90 %.

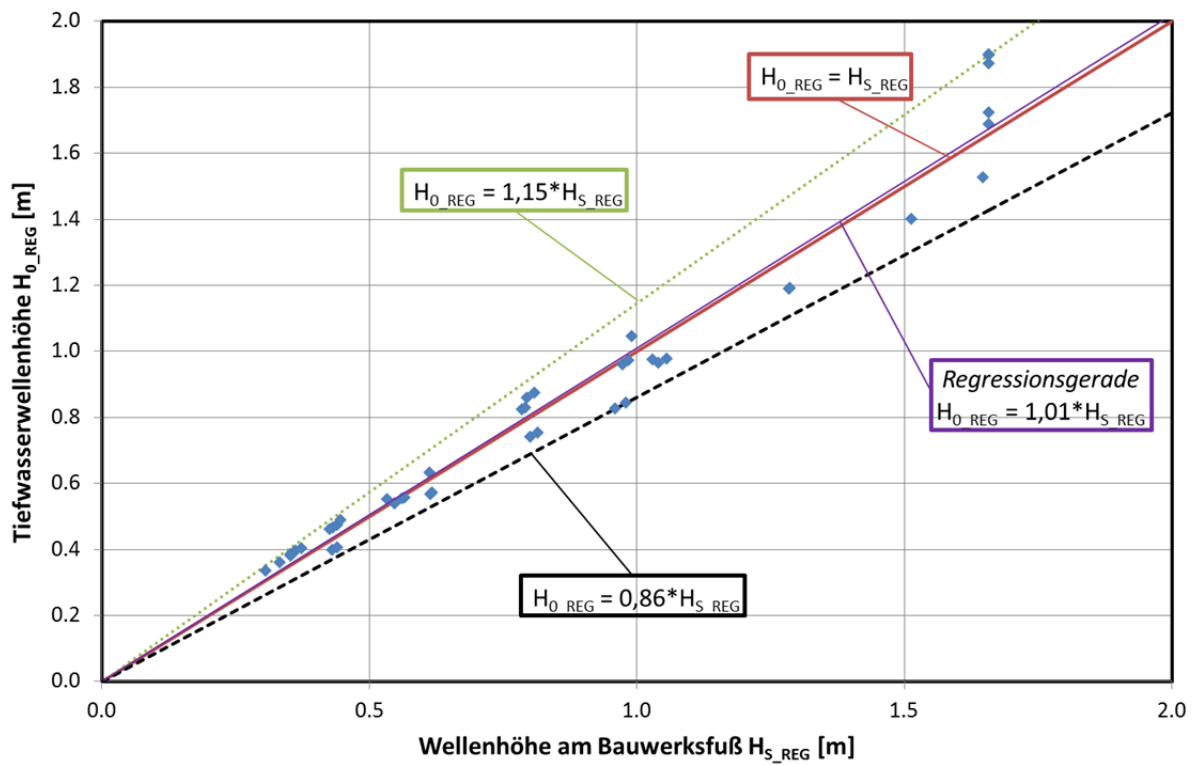


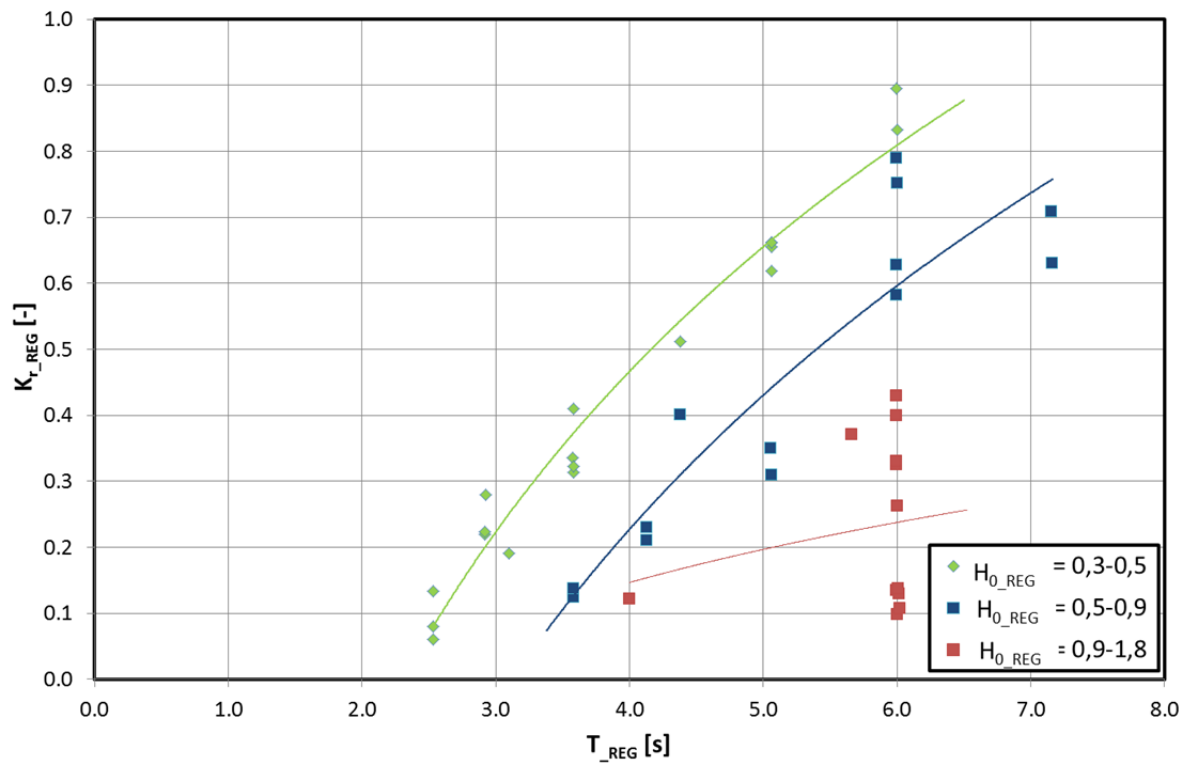
Abbildung A.5: Darstellung der Tiefwasserwellenhöhe  $H_{0\_REG}$  und der Wellenhöhe am Bauwerksfuß  $H_{S\_REG}$

$$K_{r\_REG} = \frac{(H_{\_REG})_r}{(H_{\_REG})_i} \quad (\text{A.7})$$

mit:

$(H_{\_REG})_r$  = reflektierte Wellenhöhe [m]

$(H_{\_REG})_i$  = einlaufende Wellenhöhe [m]

Abbildung A.6: Einfluss mittlere Wellenperiode  $T_{REG}$  auf Reflexionskoeffizienten  $K_{r\_REG}$  für regelmäßige Wellen

$$K_{r\_REG} = \tanh(i \cdot \xi_{REG}^j) \quad (A.8)$$

mit:

 $\xi_{REG} = \text{Brecherkennzahl an der Wellenharfe 1} \quad [-]$ 
 $i, j = \text{Strukturparameter, abhängig von der Beschaffenheit der Böschung} \quad [-]$ 

$$K_{r\_REG} = \frac{a \cdot \xi_{REG}^2}{b + \xi_{REG}^2} \quad (A.9)$$

mit:

 $a, b = \text{Strukturparameter, abhängig von Durchlässigkeit, Rauigkeit, Geometrie und Wassertiefe} \quad [-]$ 
Der Reflexionskoeffizient  $K_r$  nach SEELIG (1983) ergibt sich zu:

$$K_{r\_REG} = \frac{4,98 \cdot \xi_{0\_REG}^2}{65,72 + \xi_{0\_REG}^2} \quad (A.10)$$

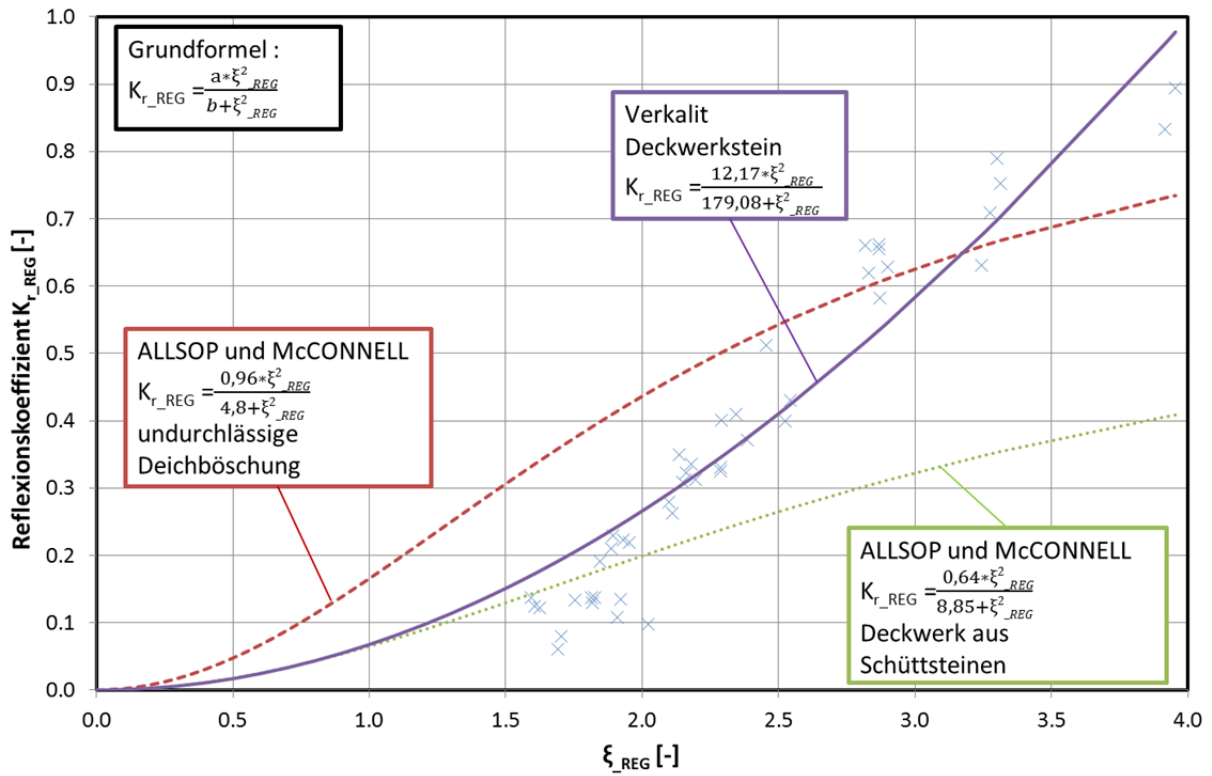


Abbildung A.7: Darstellung des Reflexionskoeffizienten  $K_{r\_REG}$  und der Brecherkennzahl  $\xi_{REG}$