

Standicherheit im Sturmflutfall im Deichabschnitt 9

Risikobetrachtung



Auftraggeber:

Bremischer Deichverband am rechten Weserufer

Ort, Datum:

Bremen, 05.02.2016

Generalplan Küstenschutz

Erhöhung Landesschutzdeich in Bremen-Werderland

planungsgruppe

grün

Sellhorn
INGENIEURGESELLSCHAFT ■

Standicherheit im Sturmflutfall im Deichabschnitt 9

Risikobetrachtung

Auftraggeber:

Bremischer Deichverband am rechten
Weserufer

Verfasser:

Sellhorn Ingenieurgesellschaft mbH

Projektleitung:

Dipl.-Ing. Markus Baritz

Bearbeitung:

Dipl.-Ing. Jan Meyer

Projektnummer:

2646

Bearbeitet / Korrekturen:

05.02.2016

Arbeitsgemeinschaft:

planungsgruppe **grün**
Freiraumplanung | Umweltplanung

Sellhorn
INGENIEURGESELLSCHAFT ■

INHALTSVERZEICHNIS

1	Vorbemerkungen.....	1
1.1	Veranlassung	1
1.2	Lageplan	1
2	Literaturverzeichnis	2
3	Berechnungen im Abschnitt 9.....	3
3.1	Belastungen	3
3.1.1	Hochwasserlastfall	3
3.1.2	Treibgutstoß	3
3.1.3	Geländehöhen	3
3.1.4	Wellenbelastung	3
3.1.5	Teilsicherheiten	4
3.1.6	Verkehrslast	6
3.1.7	Abrostung	6
3.2	Schnitt 18 bei 48+425,92	7
3.2.1	Wasserdruck	7
3.2.2	Baugrund	8
3.2.3	Nachweis der Spundwand.....	8
3.2.3.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	8
3.2.3.2	LFK 2 – Hochwasser + 0,5 Welle – BS-T	15
3.2.3.3	LFK 3 – Hochwasser + Welle – BS-A.....	16
3.2.3.4	LFK 4 – Hochwasser + Welle + Treibgut – BS-E.....	17
3.2.3.5	LFK 5 – Bordvoll – BS-A	18
3.2.3.6	Mindesteinbindetiefe der HWS-Wand.....	20
3.2.3.7	Zusammenfassung.....	20
3.2.4	Geländebruch	21
3.2.4.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	21
3.2.4.2	LFK 2 – Hochwasser + 0,5 Welle – BS-T	24
3.2.4.3	LFK 3 – Hochwasser + Welle – BS-A.....	25
3.2.4.4	LFK 4 – Hochwasser + Welle + Treibgut – BS-E.....	26
3.2.4.5	LFK 5 – Bordvoll – BS-A	27
3.2.4.6	Zusammenfassung.....	27
3.2.5	Zusammenfassung.....	28
3.3	Schnitt 19 bei 48+279,91	29
3.3.1	Wasserdruck	29
3.3.2	Baugrund	30

3.3.3	Nachweis der Spundwand.....	30
3.3.3.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	30
3.3.3.2	LFK 2 – Hochwasser + 0,5 Welle – BS-T	32
3.3.3.3	LFK 3 – Hochwasser + Welle – BS-A.....	33
3.3.3.4	LFK 4 – Hochwasser + Welle + Treibgut – BS-E	34
3.3.3.5	LFK 5 – Bordvoll – BS-A	35
3.3.3.6	Hydraulischer Grundbruch	37
3.3.3.7	Mindesteinbindetiefe der HWS-Wand.....	37
3.3.3.8	Zusammenfassung.....	37
3.3.4	Geländebruch	38
3.3.4.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	38
3.3.4.2	Zusammenfassung.....	39
3.3.5	Nachweis des Aufschwimmens	39
3.3.6	Nachweis der Erosion	40
3.3.7	Zusammenfassung.....	40
3.4	Schnitt 21 bei 48+026,91.....	41
3.4.1	Wasserdruck	41
3.4.2	Baugrund	42
3.4.3	Gelände	42
3.4.4	Nachweis der Spundwand.....	42
3.4.4.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	42
3.4.4.2	LFK 2 – Hochwasser + 0,5 Welle – BS-T	45
3.4.4.3	LFK 3 – Hochwasser + Welle – BS-A.....	46
3.4.4.4	LFK 4 – Hochwasser + Welle + Treibgut – BS-E	47
3.4.4.5	LFK 5 – Bordvoll – BS-A	52
3.4.4.6	Mindesteinbindetiefe der HWS-Wand.....	54
3.4.4.7	Zusammenfassung.....	54
3.4.5	Geländebruch	54
3.4.5.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	55
3.4.5.2	LFK 2 – Hochwasser + 0,5 Welle – BS-T	56
3.4.5.3	LFK 3 – Hochwasser + Welle – BS-A.....	57
3.4.5.4	LFK 4 – Hochwasser + Welle + Treibgut – BS-E	58
3.4.5.5	LFK 5 – Bordvoll – BS-A	59
3.4.5.6	Zusammenfassung.....	59
3.4.6	Zusammenfassung.....	60
3.5	Schnitt 22 bei 47+974,46.....	61
3.5.1	Wasserdruck	61
3.5.2	Baugrund	62

3.5.3	Nachweis der Spundwand.....	63
3.5.3.1	LFK 4 – Hochwasser + Welle + Treibgut – BS-E.....	63
3.5.3.2	Hydraulischer Grundbruch	64
3.5.3.3	Zusammenfassung.....	64
3.5.4	Geländebruch	65
3.5.4.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	65
3.5.4.2	LFK – Verkehr auf Binnenböschung – BS-P.....	66
3.5.4.3	Zusammenfassung.....	67
3.5.5	Nachweis des Aufschwimmens	67
3.5.6	Nachweis der Erosion	68
3.5.7	Zusammenfassung.....	68
3.6	Schnitt 23 bei 47+809,74	69
3.6.1	Wasserdruck	69
3.6.2	Baugrund	69
3.6.3	Nachweis der Spundwand.....	70
3.6.3.1	LFK 3 – Hochwasser + Welle – BS-A.....	70
3.6.3.2	LFK 4 – Hochwasser + Welle + Treibgut – BS-E.....	71
3.6.3.3	Mindesteinbindetiefe der HWS-Wand.....	72
3.6.3.4	Zusammenfassung.....	72
3.6.4	Geländebruch	72
3.6.4.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	73
3.6.4.2	Zusammenfassung.....	74
3.6.5	Zusammenfassung.....	74
3.7	Schnitt 23/2 bei 47+809,74	75
3.7.1	Wasserdruck	75
3.7.2	Baugrund	75
3.7.3	Nachweis der Spundwand.....	75
3.7.3.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	75
3.7.3.2	LFK 2 – Hochwasser + 0,5 Welle – BS-T	77
3.7.3.3	LFK 3 – Hochwasser + Welle – BS-A.....	78
3.7.3.4	LFK 4 – Hochwasser + Welle + Treibgut – BS-E.....	79
3.7.3.5	LFK 5 – Bordvoll – BS-A	81
3.7.3.6	Mindesteinbindetiefe der HWS-Wand.....	83
3.7.3.7	Zusammenfassung.....	83
3.7.4	Geländebruch	83
3.7.4.1	LFK 1 – Hochwasser – BS-P.....	84
3.7.4.2	Zusammenfassung.....	84
3.7.5	Zusammenfassung.....	85

4	Nachweis zur Sicherheit gegen Materialtransport.....	86
5	Zusammenfassung.....	87

1 VORBEMERKUNGEN

1.1 VERANLASSUNG

Im Zuge der Planung zur Ertüchtigung der Hochwasserschutzlinie Werderland wird im Rahmen einer Risikoabschätzung geprüft, ob die vorhandene Spundwand im Abschnitt 9 für den Bemessungswasserstand von NN+7,1 m im Sturmflutlastfall ausreichend standsicher ist.

1.2 LAGEPLAN



2 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] HTG/DGGT, „Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen",“ 2012.
- [2] IDN Ingenieur-Dienst-Nord, „Erhöhung des Landesschutzdeiches im Bereich Werderland, Statische Berechnung, Genehmigungsplanung,“ Oyten, 2014.
- [3] W. Handt, „Bremen, Messung der Unterkante der Hochwasserschutzwand Bereich Lesumsperrwerk – Niederbühren,“ Bremen, 2012.
- [4] Hoßfeld + Martens, „Übersichtszeichnung, Vorentwurf ÜLP 3,“ Bremen, 2011.

Abkürzung

BHFU Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbereiche der Freien und Hansestadt Hamburg

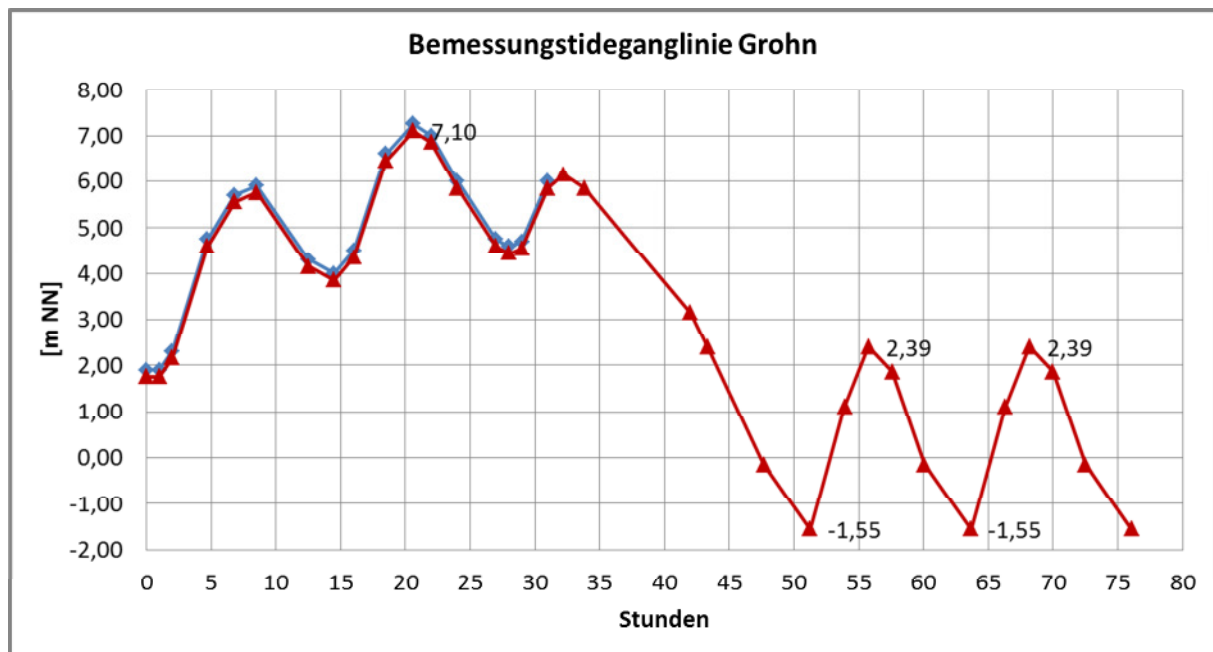
3 BERECHNUNGEN IM ABSCHNITT 9

Es werden die Schnitte 18, 19, 21, 22, 23 und 23-2 berechnet.

3.1 BELASTUNGEN

3.1.1 HOCHWASSERLASTFALL

Es wird ein Bemessungswasserstand von NN+7,1 m verwendet, der der vom Bauherrn übergebenen Bemessungstideganglinie für den Pegel Seehausen (Sturmflut von 1962) entspricht.



Die Umströmung der Spundwand wird gemäß E114 berücksichtigt.

3.1.2 TREIBGUTSTOß

Der Treibgutstoß wird gemäß [1] E 165 mit 30 kN angesetzt. Die Verteilung der Last auf 3 m Breite ist aufgrund der vorhandenen Hutprofils und der Verformung der Spundwand unter der Last gerechtfertigt. Der Ansatz erfolgt auf Höhe Hochwasser (NN+7,1 m). Es werden die Teilsicherheiten der BS-A verwendet.

$$h_k = 30 \text{ kN} / 3 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}$$

3.1.3 GELÄNDEHÖHEN

Die Geländehöhen werden gemäß Aufmaß angesetzt. Es erfolgen keine Abzüge für Erosion, Setzungen oder ähnliches.

3.1.4 WELLENBELASTUNG

Gemäß E-Mail vom SUBV, Herr Koldehofe vom 07.01.2016 respektive NLWKN, Herr Wurpts sind keine Sturzbrecher anzusetzen.

Wir kommen anhand der für die Bestickermittlung berechneten Seegangparameter im angefragten Bereich zu einem recht eindeutigen Ergebnis. Da im Bemessungsfall die Wellenhöhen im Bereich Lesumsperrwerk bis Niederbührener Deich unterhalb 0,5 m liegen, können für die in den beigefügten Zeichnungen dargestellten Querschnitte Sturzbrecher während des Bemessungswasserstandes ausgeschlossen werden.

Gemäß Besprechung vom 10.12.2015 dürfen für Bemessung der HWS-Anlagen die BHFU verwendet werden.

Dort sind folgende Wellenlasten angegeben:

5.1 Stehende bzw. gebrochene Welle

Lee-Lagen: Halber Tabellenwert der Wellenlast Zeile 1, Tabelle 6

Luv-Lagen:

Zeile	Wellenhöhe an der Wand max H_{ds} [m]	charakteristische Wellenersatz- last [KN/m]	Angriffshöhe unter AW [m]
1	$\leq 0,40$	15,0	0,50
2	$0,40 < H_{ds} \leq 0,60$	25,0	0,50
3	$0,60 < H_{ds} \leq 0,80$	35,0	0,50
4	$H_{ds} > 0,80$	50,0	0,50

Tabelle 6: Wellenersatzlast für stehende bzw. bereits gebrochene Welle

Für Wellenhöhen von 0,5 m ist Zeile 2 zu verwenden.

3.1.5 TEILSICHERHEITEN

Gemäß DIN 19712 gelten folgende Bemessungssituationen:

Tabelle 5 — Einwirkungen und Bemessungssituationen

Einwirkungen		Bemessungssituation					
		BS-P ständig		BS-T vorübergehend	BS-A außergewöhnlich		
		(Hochwasser- zustand)		(Bau- und Revisions- zustand)	(Besondere Belastungen und Situationen)		
		P.1	P.2	T.1	A.1	A.2	A.3
Ständige	Eigenlasten und Auflasten	X	X	X	X	X	X
Veränder- liche	Verkehrslasten	X	X	X	X	X	X
	Beanspruchungen durch BHW	X				X	
	Beanspruchungen durch aus BHW fallenden Wasserspiegel		X				
	Beanspruchungen durch BauHW			X			X
Außer- gewöhn- liche	Beanspruchungen durch Wasserstand „bordvoll“ ^a				X		
	Beanspruchungen infolge Versagen von Dichtungen bzw. Dräns ^b					X	X
^a Dies entspricht bei Deichen einem wasserseitigen Einstau bis zur wasserseitigen Böschungsschulter ohne Berücksichtigung von lokalen Über- oder Unterhöhen (z. B. aus Überfahrten oder Überlaufstrecken) und konstruktiv erforderlichen Überhöhungen. ^b Systemsicherheit von Dichtungs- und Dränelementen ist zu berücksichtigen. Bei nachweislich erosionsstabilen Systemen darf gegebenenfalls ein Teilversagen angesetzt werden. Das Maß des Versagens ist jeweils systemabhängig festzulegen.							

Für die Kombination mit Wellenlasten wird die Einordnung gemäß BHFU verwendet:

10 Bemessungssituation und Sicherheiten

10.1 Bemessungssituation: Hochwasser

Zeile	Wände auf der LUV- Seite	Wände auf der LEE- Seite	Bemessungssituation
1	AW + halber Wellendruck gemäß Tab. 6, Zeile 1	AW + halber Wellendruck gemäß Tab. 6, Zeile 1	Bemessungssituation - T
2	AW + Wellendruck (stehende bzw. gebrochene Welle)	./.	Bemessungssituation - A
3	AW + Wellendruck (stehende bzw. gebrochene Welle) + Treibgutstoß	./.	Extremfall ¹⁾
4	AW + Wellendruck (Sturzbrecher)	./.	Extremfall ¹⁾

Tabelle 9: Bemessungssituation Hochwasser

- ¹⁾ Bei der Überlagerung dieser außergewöhnlichen Ereignisse sind sämtliche Teilsicherheiten sowohl auf der Einwirkungsseite wie auch auf der Widerstandsseite mit 1,0 anzusetzen.

10.2 Bemessungssituation: Niedrigwasser

Zeile	HWS- Wände und Uferbauwerke auf der LUV- und LEE- Seite	Bemessungssituation
1	Sunk 1: Normaltide	Bemessungssituation - P
2	Sunk 2: Extremes Niedrigwasser	Bemessungssituation - A
3	Sunk 3: Ablaufendes Hochwasser	Bemessungssituation - A

Tabelle 10: Bemessungssituation Niedrigwasser

Es werden folgende Sturmflut-Lastfallkombinationen berechnet:

LFK 1	Hochwasser	BS-P
LFK 2	Hochwasser + 0,5 Welle	BS-T
LFK 3	Hochwasser + Welle	BS-A
LFK 4	Hochwasser + Welle + Treibgut	BS-E
LFK 5	Bordvoll	BS-A

3.1.6 VERKEHRSLAST

Gemäß DIN 19712 gilt:

Wenn nicht besondere Randbedingungen vorliegen, sollten in der ständigen Bemessungssituation auf befestigten Deichverteidigungswegen — unabhängig vom gewählten Wegeaufbau — Verkehrslasten von 33 kN/m² in Ansatz gebracht werden. Für sonstige Wege werden Verkehrslasten von 16 kN/m², für Kronen und Bermen ohne Fahrwege 5 kN/m² verwendet.

Die Verkehrslast ist nur für Sunklastfälle relevant.

3.1.7 ABROSTUNG

Der Ansatz einer Abrostung wird aufgrund der geringen Spannungsausnutzung der Stahlprofile nicht weiter verfolgt.

3.2 SCHNITT 18 BEI 48+425,92

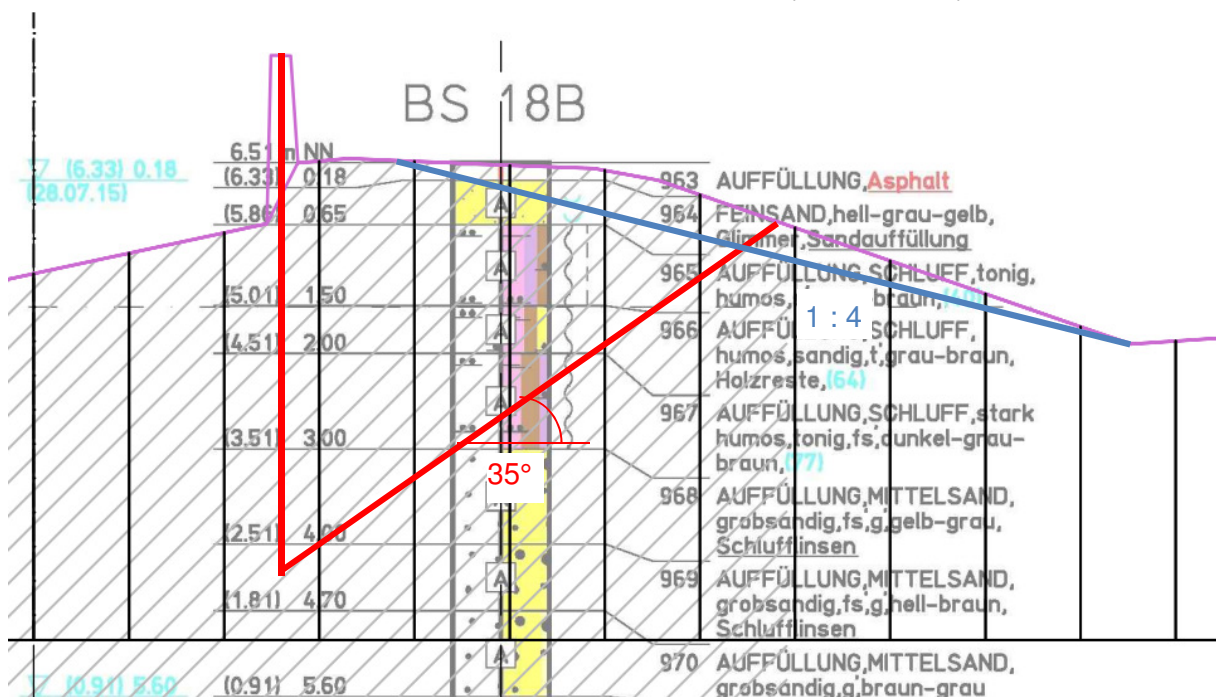
Gemäß [2] gelten für die Spundwand bei 48+424,646 also in ca. 1 m Entfernung folgende Angaben:

OK Spundwand	= NN+7,66 m
L _{vorhanden}	= 5,50 m (Länge gemäß [3] ca. 5,60 m)
Profil	Larssen 31 in S240 GP
	b = 450 mm
	h = 150 mm
	t = 9,5 mm
	s = 9,5 mm
	A = 127 cm ² /m
	g = 100 kg/m/m
	I = 3450 cm ⁴ /m
	W = 460 cm ³ /m

3.2.1 WASSERDRUCK

Spundwandberechnung

Nach [1] E165 ist „Der Binnenwasserstand (Grundwasser) ist allgemein auf Höhe der Geländeoberkante unmittelbar hinter der Wand anzusetzen (Bild E 167-1).“



Der Innenwasserstand wird auf NN+5,5 m angesetzt und damit auf Höhe des Schnittpunktes passiver Gleitflächenwinkel mit Grundwasserspiegel unter Annahme einer Steigung von 1 : 4 ab Geländehöhe.

Geländebruchberechnung

Das Innenwasserstand wird im Binnenland auf Geländehöhe angesetzt. Von dort ausgehend zur Berme vor der Spundwand hin wird ein Anstieg unter 1:4 auf NN+6,5 m angenommen.

3.2.2 BAUGRUND

Die Spundwand wird mit Profil BS 18B berechnet.

Der Geländebruch wird außendeichs mit Profil BS 18A und binnendeichs mit Profil BS 18B berechnet.

3.2.3 NACHWEIS DER SPUNDWAND

3.2.3.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P

Die Wichteänderung infolge Umströmung wird entlang der Spundwand bis zur binnenseitigen GOK bei NN+6,5 m berechnet:

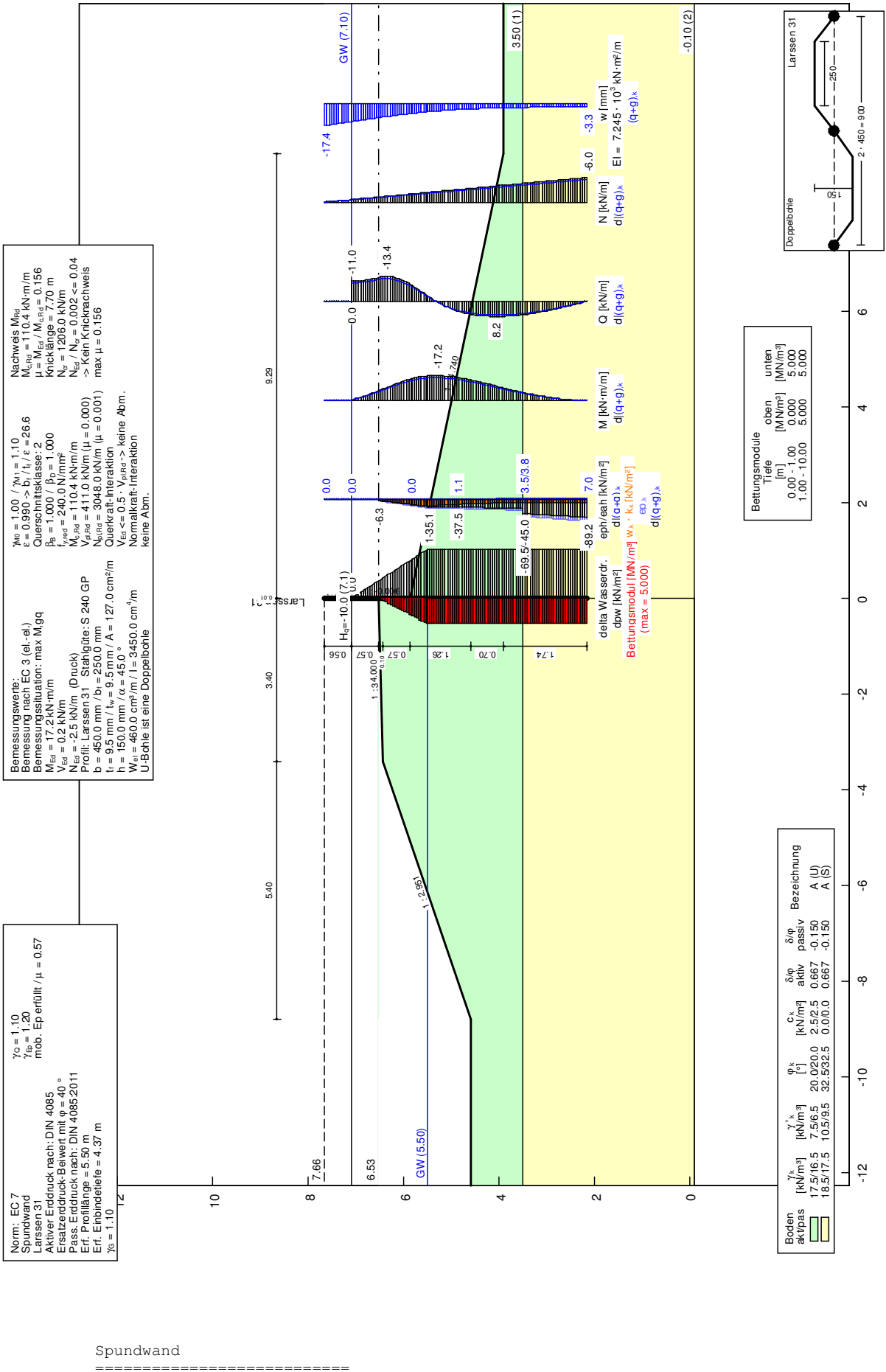
$$\Delta\gamma_a' = 0,7 \times 0,6 / (3,7 + \sqrt{(3,7 \times 4,34)}) \times 10 = 0,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,1 - 6,5 = 0,6 \text{ m}$$

$$h_{so} = 5,86 - 2,16 = 3,7 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 2,16 = 4,34 \text{ m}$$

$$\Delta\gamma_p' = -0,7 \times 0,6 / (4,34 + \sqrt{(3,7 \times 4,34)}) \times 10 = -0,5 \text{ kN/m}^3$$



Teilsicherheitskonzept (EC 7)

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 7.66 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 6.53 m

Grundwasserstand (rechts) = 7.10 m

Grundwasserstand (links) = 5.50 m

Wasserdruck auf "0.0" gesetzt, wenn zur Erdseite gerichtet.

Berechnung nach Theorie 2. Ordnung

Knicknachweis nach DIN EN 1993-1-1:

Vorkrümmung nach Tabelle 5.1: $e_{0,d} / L = 1 / 150$

Vorkrümmung zur Luftseite

Lineare Vorkrümmung vom Wandfuß bis zum Wandkopf

Teilsicherheiten

$\gamma(G) = 1.35$

$\gamma(Q) = 1.50$

$\gamma(E_p) = 1.40$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Bermen auf der Aktivseite

Nr.	x1	x2	dh	a	x	y	Auflast	Verkehr
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]
1	0.00	0.00	-0.56	0.00	0.00	0.57	0.00	nein
2	0.00	0.01	-1.24	-0.56	0.57	1.26	0.00	nein
3	0.01	9.30	-1.96	0.00	0.02	13.98	0.00	nein

Der Einfluss von Aktivbermen auf den aktiven Erddruck wird gemäß den Beziehungen in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" berechnet.

Bermen auf der Passivseite

Nr.	x1	x2	dh	Auflast
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
1	0.00	-3.40	-0.10	0.00
2	-3.40	-8.80	-1.83	0.00

Der Einfluss von Passivbermen auf den passiven Erddruck wird in Analogie zu den

Beziehungen

in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" für Aktivbermen

berechnet.

Flächenlast $p = 0.00 \text{ kN/m}^2$ als Verkehrslast

Art des Fußlagers:

Profillänge von 5.50 m fest und Fuß gebettet

Bettungsmodule

von	bis	ks (oben)	ks (unten)
[m]	[m]	[MN/m ³]	[MN/m ³]
6.53	5.53	0.000	5.000
5.53	-3.47	5.000	5.000

Ausnutzungsgrad $\mu_e = 104.36 / 177.77 = 0.587$

Bettungslager $B_{h,d} = 104.355 \text{ kN/m}$

Erdwiderstand $E_{ph,d} = 177.768 \text{ kN/m}$

Bodenkennwerte

Bodenkennwerte							
d(p)/phi	Schicht	UK	gam, k	gam', k	phi, k	c, k	d(a)/phi
[-]	akt/pas	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[-]
	1	3.50	17.50/16.50	7.50/ 6.50	20.00/20.00	2.50/ 2.50	0.667
-0.150	2	-0.10	18.50/17.50	10.50/ 9.50	32.50/32.50	0.00/ 0.00	0.667
-0.150							

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\phi = 40^\circ$ Ersatzerddruck-Beiwert k_{ah} wird angewendet, wenn Kohäsion < 0.0 .Ersatzerddruck-Beiwert k_{ah} wird nur auf ständige Lasten angewendet.

bestimmt nach: DIN 4085

(Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	k _{ah}	k _{ach}	ϕ, k	delta	theta	k _{ah} (40°)
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	3.50	0.426	1.180	20.000	13.34	50.01	0.179
2	-0.10	0.251	0.866	32.500	21.68	57.46	0.179

Aktive Erddruckordinaten ([g+q], k)

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	
7.660	7.100	0.000	0.031	0.00	0.00
7.100	7.090	0.031	0.014	0.00	0.10
7.090	6.660	0.014	0.024	0.10	4.40
6.660	6.530	0.024	0.027	4.40	5.70
6.530	6.042	0.027	0.039	5.70	10.58
6.042	5.847	0.039	0.043	10.58	12.53
5.847	5.827	0.043	0.040	12.53	12.73
5.827	5.629	0.040	0.268	12.73	14.71
5.629	5.530	0.268	0.382	14.71	15.70
5.530	5.500	0.382	0.417	15.70	16.00
5.500	5.468	0.417	0.454	16.00	16.00
5.468	5.079	0.454	0.902	16.00	16.00
5.079	4.885	0.902	1.126	16.00	16.00
4.885	4.637	1.125	1.557	16.00	16.00
4.637	3.648	1.557	3.282	16.00	16.00
3.648	3.500	3.282	3.541	16.00	16.00
3.500	2.656	3.818	5.817	16.00	16.00
2.656	2.159	5.817	6.994	16.00	16.00
2.159	2.110	6.994	7.108	16.00	16.00
2.110	-0.100	7.108	12.343	16.00	16.00

Passive Erddruckbeiwerte

bestimmt nach: DIN 4085:2011

(Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	k _{ph}	k _{pch}	ϕ, k	delta	theta
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]
1	3.50	2.172	3.032	20.000	-3.00	32.25
2	-0.10	3.887	4.232	32.500	-4.88	25.47

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.40

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von	bis	oben	unten
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]
6.66	6.53	0.00	0.00
6.53	6.04	-5.41	-17.08
6.04	5.85	-17.08	-21.77
5.85	5.83	-21.77	-22.25
5.83	5.63	-22.25	-27.01
5.63	5.53	-27.01	-29.40
5.53	5.50	-29.40	-30.12
5.50	5.47	-30.12	-30.42
5.47	5.08	-30.42	-31.37
5.08	4.88	-31.37	-32.14
4.88	4.64	-32.14	-33.33
4.64	3.65	-33.33	-37.87
3.65	3.50	-37.87	-38.55
3.50	2.66	-59.54	-70.51
2.66	2.16	-70.51	-76.48
2.16	2.11	-76.48	-77.05
2.11	-0.10	-77.05	-135.36

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
7.66	0.0	0.0	0.0
7.10	-0.8	0.0	0.0
7.09	-0.8	0.0	0.0
6.66	-1.4	-1.3	-0.2
6.53	-1.5	-2.2	-0.4
6.04	-2.1	-4.2	-2.2
5.85	-2.4	-3.9	-3.0
5.83	-2.4	-3.9	-3.0
5.63	-2.7	-3.0	-3.7

5.53	-2.8	-2.5	-4.0
5.50	-2.9	-2.3	-4.1
5.47	-2.9	-2.1	-4.1
5.08	-3.4	-0.1	-4.5
4.88	-3.7	0.6	-4.5
4.64	-4.0	1.4	-4.2
3.65	-5.4	2.4	-2.2
3.50	-5.6	2.3	-1.9
2.66	-6.7	1.2	-0.3
2.16	-7.4	0.0	0.0

Schnittgrößen (q, k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
7.66	0.0	0.0	0.0
7.10	0.0	0.0	0.0
7.09	0.0	0.0	0.0
6.66	0.0	0.0	0.0
6.53	0.0	0.0	0.0
6.04	0.0	0.0	0.0
5.85	0.0	0.0	0.0
5.83	0.0	0.0	0.0
5.63	0.0	0.0	0.0
5.53	0.0	0.0	0.0
5.50	0.0	0.0	0.0
5.47	0.0	0.0	0.0
5.08	0.0	0.0	0.0
4.88	0.0	0.0	0.0
4.64	0.0	0.0	0.0
3.65	0.0	0.0	0.0
3.50	0.0	0.0	0.0
2.66	0.0	0.0	0.0
2.16	0.0	0.0	0.0

Schnittgrößen (w, k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
7.66	0.0	0.0	0.0
7.10	0.0	0.0	0.0
7.09	0.0	0.0	0.0
6.66	0.0	-1.0	-0.1
6.53	0.0	-1.6	-0.3
6.04	0.0	-3.0	-1.6
5.85	0.0	-2.7	-2.1
5.83	0.0	-2.7	-2.2
5.63	0.0	-2.1	-2.7
5.53	0.0	-1.6	-2.8
5.50	0.0	-1.5	-2.9
5.47	0.0	-1.3	-2.9
5.08	0.0	0.1	-3.2
4.88	0.0	0.6	-3.1
4.64	0.0	1.1	-2.9
3.65	0.0	1.6	-1.4
3.50	0.0	1.5	-1.2
2.66	0.0	0.7	-0.2
2.16	0.0	0.0	0.0

Schnittgrößen (g, k - w, k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
7.66	0.0	0.0	0.0
7.10	-0.6	0.0	0.0
7.09	-0.6	0.0	0.0
6.66	-1.0	0.0	0.0
6.53	-1.1	0.0	0.0
6.04	-1.6	-0.1	0.0
5.85	-1.8	-0.2	-0.1
5.83	-1.8	-0.2	-0.1
5.63	-2.0	-0.2	-0.1
5.53	-2.1	-0.2	-0.1
5.50	-2.2	-0.2	-0.1
5.47	-2.2	-0.2	-0.1
5.08	-2.6	-0.2	-0.2
4.88	-2.8	-0.1	-0.2
4.64	-3.0	-0.1	-0.3
3.65	-4.0	0.2	-0.2
3.50	-4.2	0.2	-0.2
2.66	-5.0	0.1	0.0

2.16	-5.5	0.0	0.0
Weggrößen ([g+q],k)			
berechnet mit EI = 7.245E+3 kN·m ² /m			
Tiefe	w	ks	ks·w
[m]	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
7.66	-5.9	-	-
7.10	-5.5	-	-
7.09	-5.4	-	-
6.66	-5.1	-	-
6.53	-5.0	0.000E+0	0.00
6.04	-4.6	2.439E+3	-11.19
5.85	-4.4	3.415E+3	-15.16
5.83	-4.4	3.513E+3	-15.55
5.63	-4.3	4.504E+3	-19.33
5.53	-4.2	5.000E+3	-21.15
5.50	-4.2	5.000E+3	-21.06
5.47	-4.2	5.000E+3	-20.97
5.08	-4.0	5.000E+3	-20.01
4.88	-3.9	5.000E+3	-19.66
4.64	-3.9	5.000E+3	-19.35
3.65	-3.9	5.000E+3	-19.26
3.50	-3.9	5.000E+3	-19.37
2.66	-4.1	5.000E+3	-20.28
2.16	-4.2	5.000E+3	-20.91

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]
 phi,[g+q],k: 0.01450602
 Theoretischer Fußpunkt = 2.159 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)
 Bemessungssituation: max M,gq
 M,Ed = 4.6 kN·m/m
 V,Ed = 0.1 kN/m
 N,Ed = -3.4 kN/m (Druck)
 Profil: Larssen 31 Stahlgüte: S 240 GP
 b = 450.0 mm / b,f = 250.0 mm
 t,f = 9.5 mm / t,w = 9.5 mm / A = 127.0 cm²/m
 h = 150.0 mm / alpha = 45.0 °
 W,el = 460.0 cm³/m / I = 3450.0 cm⁴/m
 U-Bohle ist eine Doppelbohle
 gam,M1 = 1.10
 epsilon = 0.990 -> b,f / t,f / epsilon = 26.6
 Querschnittsklasse: 2
 beta,B = 1.000 / beta,D = 1.000
 fy,red = 240.0 N/mm²
 Mc,Rd = 100.4 kN·m/m
 Vpl,Rd = 373.6 kN/m (μ = 0.000)
 Npl,Rd = 2770.9 kN/m (μ = 0.001)
 Querkraft-Interaktion
 V,Ed <= 0.5 · Vpl,Rd -> keine Abm.
 Normalkraft-Interaktion
 keine Abm.
 Nachweis M,Rd
 Mc,Rd = 100.4 kN·m/m
 μ = M,Ed / Mc,Rd = 0.045
 Berechnung erfolgt nach Theorie 2. Ordnung
 getrennter Knicknachweis nicht erforderlich !
 max μ = 0.045

max M,d = 4.5 kN·m/m (Tiefe = 5.08 m)
 Zugehörige Werte: N,d = -3.4 kN/m; Q,d = -0.1 kN/m; w,k = 4.0 mm

max Q,d = 4.2 kN·m/m (Tiefe = 6.04 m)
 Zugehörige Werte: N,d = -2.1 kN/m; M,d = -2.2 kN·m/m; w,k = 6.2 mm

max N,d = 7.4 kN/m (Tiefe = 2.16 m)
 Zugehörige Werte: Q,d = 0.0 kN/m; M,d = 0.0 kN·m/m; w,k = 5.6 mm

max w,k = 5.9 mm (Tiefe = 7.66 m)
 Zugehörige Werte: N,d = 0.0 kN/m; Q,d = 0.0 kN/m; M,d = 0.0 kN·m/m

Einbindetiefe tg = 4.37 m
 Profillänge = 5.50 m

Nachweis Summe V
 Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße

nach unten gerichtet ist.

Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands

Bedingung: $P_{v,k} + G_{k} + E_{av,k} \geq B_{v,k}$

$G_{k} = 5.48 \text{ kN/m}$

$P_{v,k} = 0.00 \text{ kN/m}$

$E_{av,k} = 3.79 \text{ kN/m}$ ($E_{ah,k} = 11.08 \text{ kN/m}$)

$B_{v,k} = 4.94$

Summe $V_{k} = 4.33 \text{ kN/m}$ (Druck)

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit

Nachweis mit Bemessungsgrößen

$Q_{g,k} / \gamma(P) \geq P_{v,d} + E_{av,d} + G_{d}$

($Q_{g,k}$ = Druckkraft infolge Mantelreibung und Spitzendruck)

(Mantelreibung nur unterhalb des rechnerischen Fußpunktes)

$\gamma(P)$ i.a. = 1.40

$P_{v,d} = 0.00 \text{ kN/m}$

$E_{av,d} = 5.12 \text{ kN/m}$

$G_{d} = 7.40 \text{ kN/m}$

Folgender Nachweis ist zu erbringen:

$Q_{g,k} / \gamma(P) \geq 12.52$

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Ausnutzungsgrad Hydraulischer Grundbruch = 0.21

$\gamma(\text{Gewicht}) = 0.95$

$\gamma(\text{Strömungskraft}) = 1.35$

UK Schicht = 2.16

Nachweis Auftriebssicherheit nicht erforderlich !

Nachweis Aufbruchssicherheit nach EB 99

Verkehrslasten vereinfacht nach EAB EB 104 berücksichtigt

Faktor Verkehrslasten $f_Q = 1.500 / 1.350 = 1.111$

Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma(Gr) = 1.400$

Breite = 0.53 m

Gewicht G_{k} (einschließlich Verkehr) = 16.67 [kN/m]

(Verkehr erhöht mit Faktor = 1.111)

$E_{av,k} (\Delta = 2/3 \cdot \phi) = 4.71 \text{ [kN/m]}$

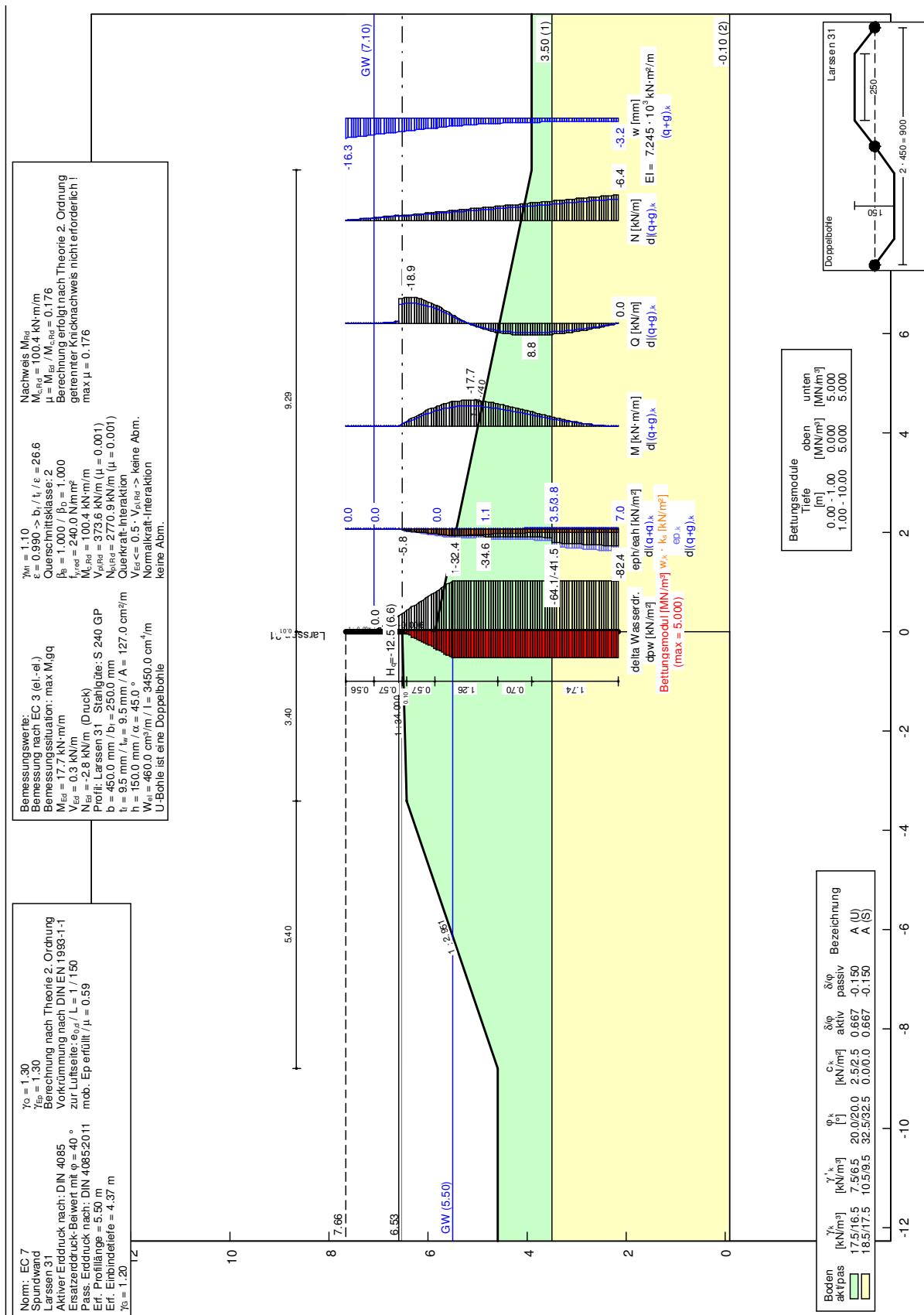
Kohäsionskraft $K_{k} = 10.40 \text{ [kN/m]}$

Grundbruchlast $P_{g,k} = 339.21 \text{ [kN/m]}$

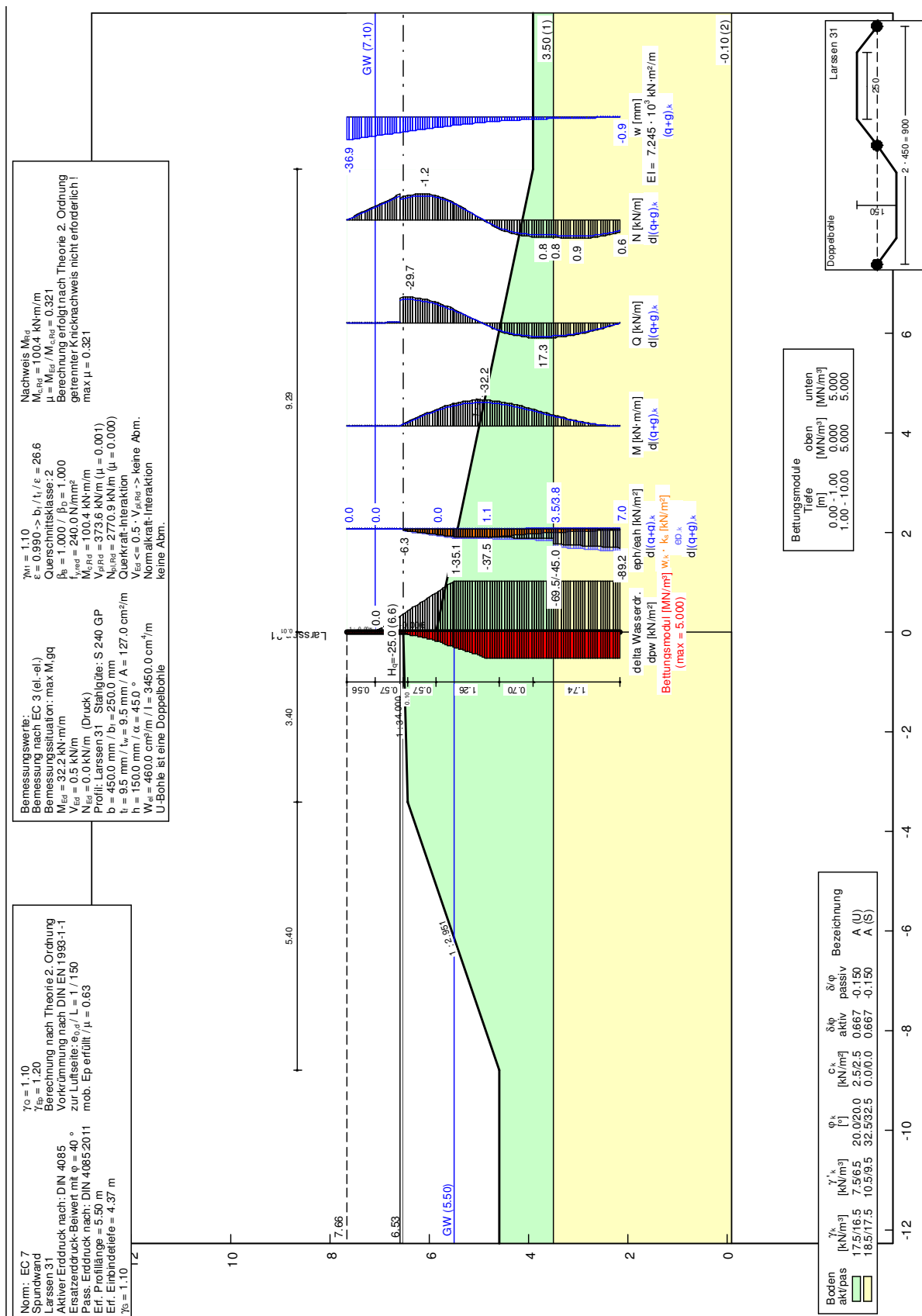
$\mu = [G_{k} \cdot \gamma(G)] / [(P_{g,k} + K_{k}) / \gamma(Gr) + E_{av,k}] = 0.088$

$\mu = [16.67 \cdot 1.35] / [(339.21 + 10.40) / 1.400 + 4.71] = 0.088$

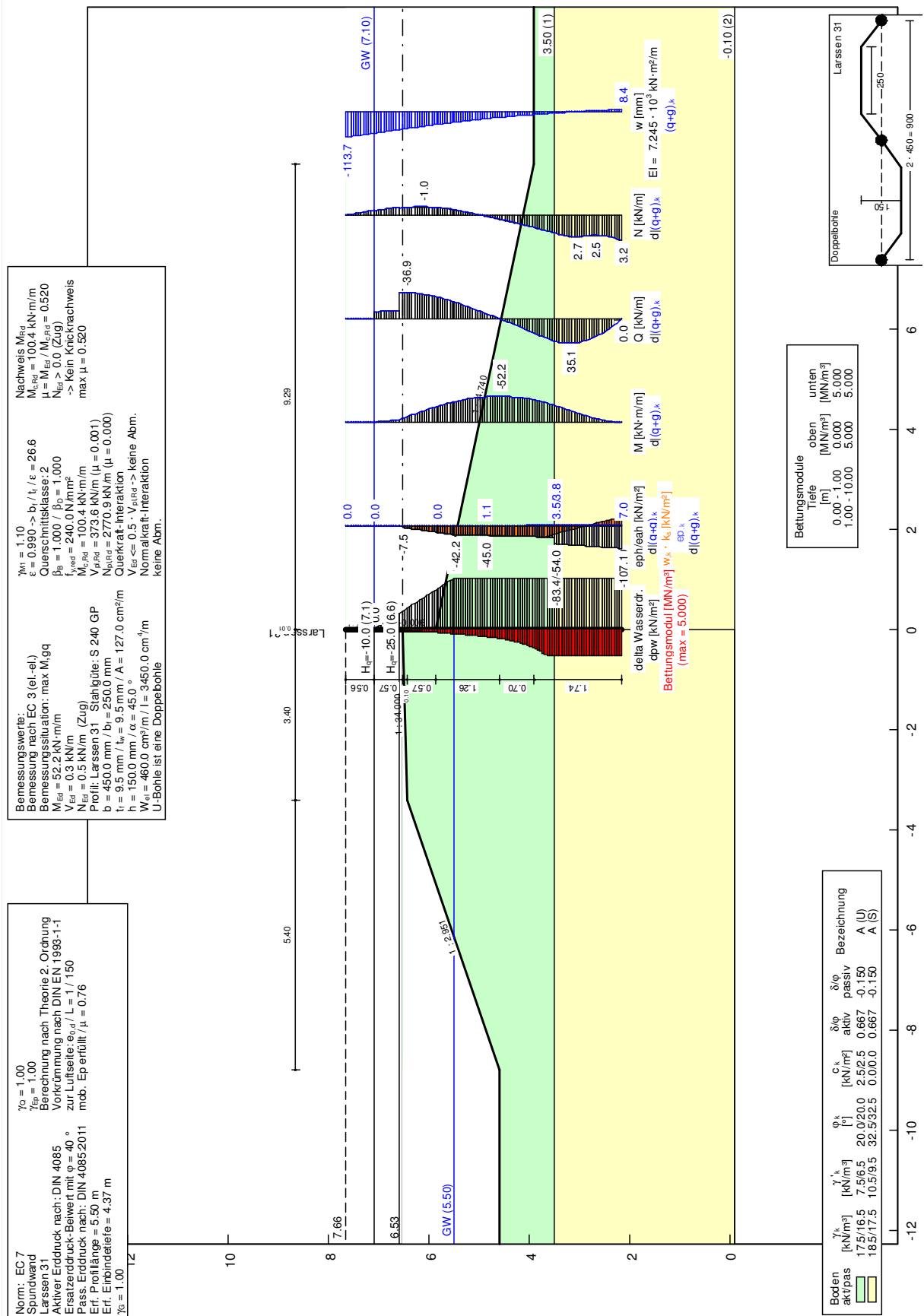
3.2.3.2 LFK 2 – HOCHWASSER + 0,5 WELLE – BS-T



3.2.3.3 LFK 3 – HOCHWASSER + WELLE – BS-A



3.2.3.4 LFK 4 – HOCHWASSER + WELLE + TREIBGUT – BS-E



3.2.3.5 LFK 5 – BORDVOLL – BS-A

Die Wichteänderung infolge Umströmung wird entlang der Spundwand bis zur binnenseitigen GOK bei NN+6,5 m berechnet:

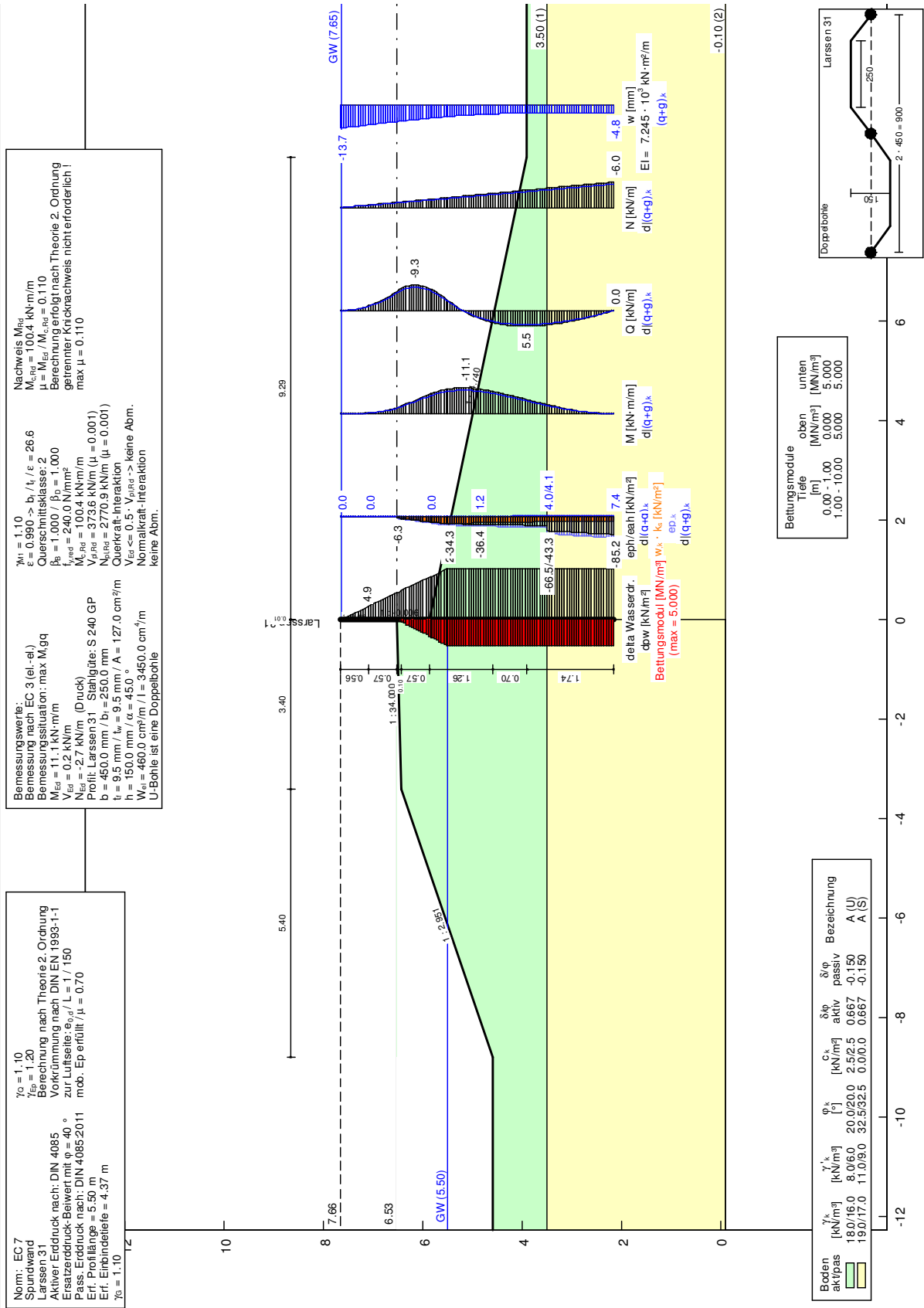
$$\Delta \gamma_a' = 0,7 \times 1,16 / (3,7 + \sqrt{(3,7 \times 4,34)}) \times 10 = 1,1 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,66 - 6,5 = 1,16 \text{ m}$$

$$h_{so} = 5,86 - 2,16 = 3,7 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 2,16 = 4,34 \text{ m}$$

$$\Delta \gamma_p' = -0,7 \times 1,16 / (4,34 + \sqrt{(3,7 \times 4,34)}) \times 10 = -1,0 \text{ kN/m}^3$$



3.2.3.6 MINDESTSTEINBINDETIEFE DER HWS-WAND

Strömungsweg im Boden soll gemäß E 165 mindestens das 4-Fache der Differenz zwischen dem Bemessungswasserstand und der landseitigen Geländeoberkante (unabhängig vom tatsächlichen Binnenwasserstand) sein.

LFK1-4:

$$l = 5,86 - 2,16 + 6,5 - 2,16 = 8,04 \text{ m} > 4 \times (7,1 - 6,5) = 2,4 \text{ m}$$

LFK5:

$$l = 5,86 - 2,16 + 6,5 - 2,16 = 8,04 \text{ m} > 4 \times (7,66 - 6,5) = 4,64 \text{ m}$$

3.2.3.7 ZUSAMMENFASSUNG

Der Spannungsnachweis der Spundwand ist sicher erfüllt.

Die Wandlänge wurde vorgegeben und das horizontale Gleichgewicht ist erfüllt.

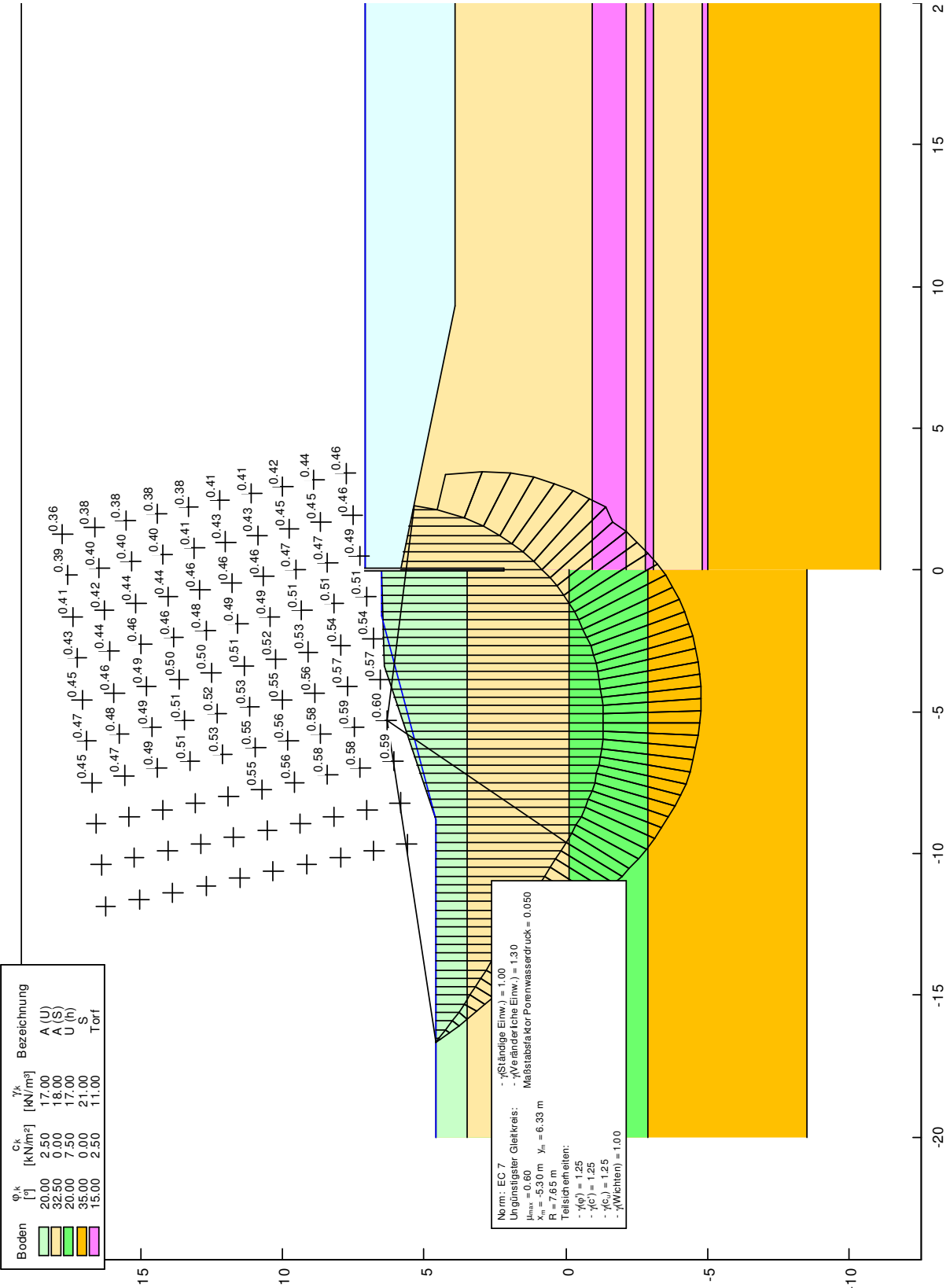
Die abzutragende Vertikallast ist vernachlässigbar klein.

Aus der Ausnutzung des Erdwiderstands und der Darstellung der Verformung ist ersichtlich, dass LFK4 am höchsten ausgenutzt und damit das geringste Sicherheitsniveau bietet. Es sind kaum noch Tragsicherheitsreserven vorhanden.

3.2.4 GELÄNDEBRUCH

Es wird nur der hydrostatische Wasserdruck angesetzt.

3.2.4.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P



Böschungsberechnung nach EC 7
mit Kreisgleitflächen

Parameterliste

phi [°] = Reibungswinkel
c [kN/m²] = Kohäsion
gamma [kN/m³] = Wichte
μ [-] = Ausnutzungsgrad
xm,ym [m] = x,y-Wert des Gleitkreismittelpunktes
rad [m] = Radius des Gleitkreises

Teilsicherheiten: (GEO-3)

- gam(phi) = 1.25
- gam(c') = 1.25
- gam(cu) = 1.25
- gam(Wichten) = 1.00
- gam(Ständige Einw.) = 1.00
- gam(Veränderliche Einw.) = 1.30

Bewegungsrichtung des Gleitkörpers nach links

Koordinaten der Geländepunkte

Nr.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-20.000	4.600
2	-8.800	4.600
3	-3.400	6.430
4	0.000	6.530
5	0.000	7.660
6	0.001	7.660
7	0.003	7.100
8	0.010	5.860
9	9.300	3.900
10	20.000	3.900

Charakteristische Bodenkennwerte

Boden	phi, k	c, k	gamma, k	Bezeichnung
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]	
1	20.00	2.50	17.00	A (U)
2	32.50	0.00	18.00	A (S)
3	20.00	7.50	17.00	U (h)
4	35.00	0.00	21.00	S
5	15.00	2.50	11.00	Torf

Bemessungs-Bodenkennwerte

Boden	phi, d	c, d	gamma, d	Bezeichnung
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]	
1	16.23	2.00	17.00	A (U)
2	27.01	0.00	18.00	A (S)
3	16.23	6.00	17.00	U (h)
4	29.26	0.00	21.00	S
5	12.10	2.00	11.00	Torf

Koordinaten der Schichten und Bodennummern

Nr.	x(links)	y(links)	x(rechts)	y(rechts)	Boden-Nr.
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	
1	0.000	-0.900	20.000	-0.900	2
2	0.000	-2.100	20.000	-2.100	5
3	0.000	-2.800	20.000	-2.800	2
4	0.000	-3.100	20.000	-3.100	5
5	0.000	-4.800	20.000	-4.800	2
6	0.000	-5.000	20.000	-5.000	5
7	0.000	-11.100	20.000	-11.100	4
8	-20.000	3.500	0.000	3.500	1
9	-20.000	-0.100	0.000	-0.100	2
10	-20.000	-2.900	0.000	-2.900	3
11	-20.000	-8.500	0.000	-8.500	4

Koordinaten des Porenwasserdruck-Polygonzuges

Nr.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-20.000	4.600
2	-8.800	4.600
3	-1.600	6.500
4	0.000	6.500
5	0.010	7.100

6 20.000 7.100

Bauteil 1

Nr.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-0.05	7.66
2	-0.05	2.17
3	0.05	2.17
4	0.05	7.66

Wasserstand vor der Böschung links [m] = 0.00

Wasserstand vor der Böschung rechts [m] = 7.10

gamma Wasser [kN/m³] = 10.000

Berechnung mit Berücksichtigung des passiven Erddruckkeils

Ergebnisse

Suchbereich

Art Suchradius

Anfangs- und Endradius

x / y (Anfang): 0.0000 2.1600

x / y (Ende): 0.0000 -8.5000

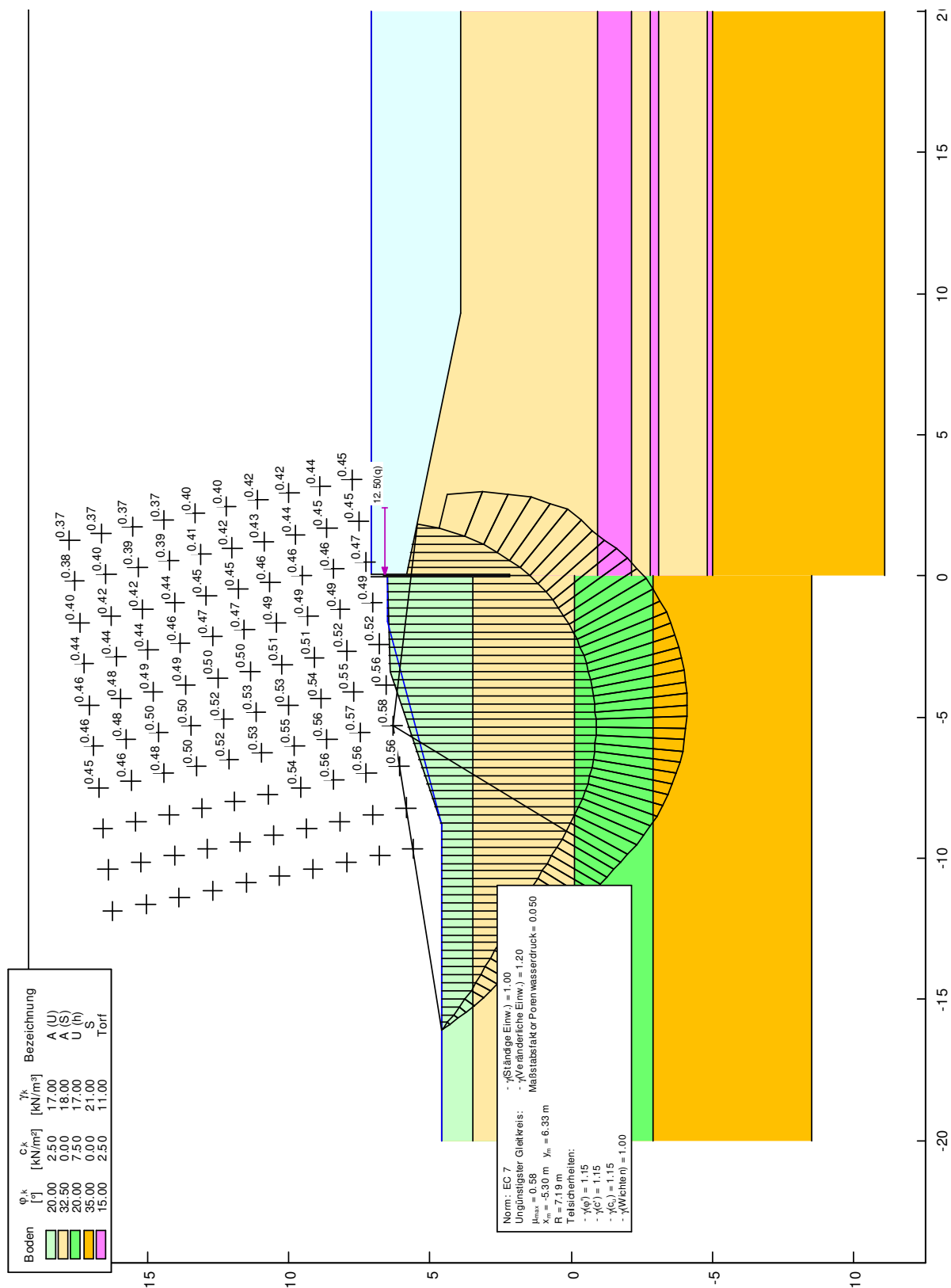
Anzahl Radian = 40

Ungünstigster Gleitkreis

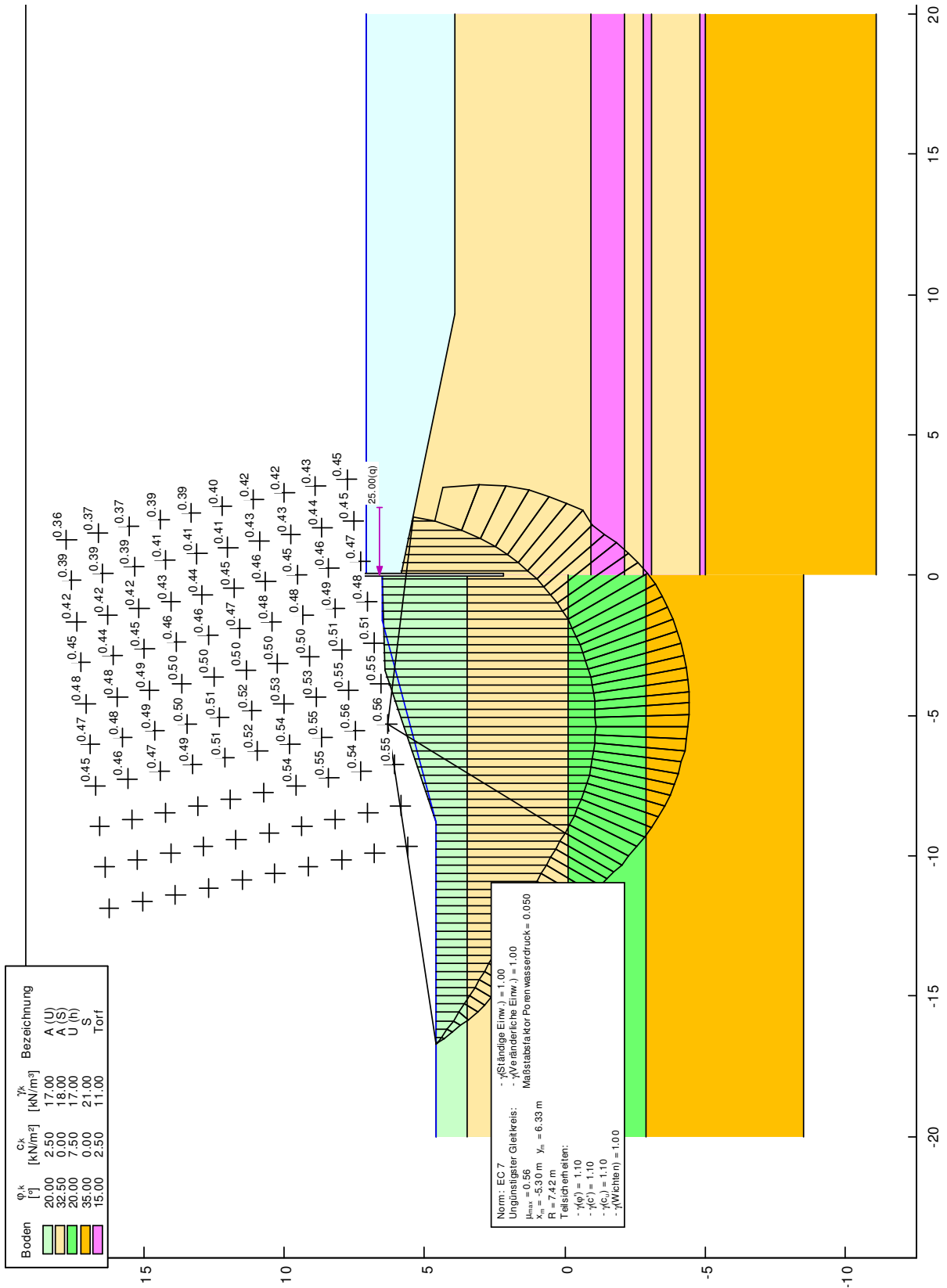
Kreis	xm	ym	Radius	Lamellen	μ
	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]
31	-5.3017	6.3293	7.6450	62	0.5996

Zähler = 1259.074 Nenner = 2099.736

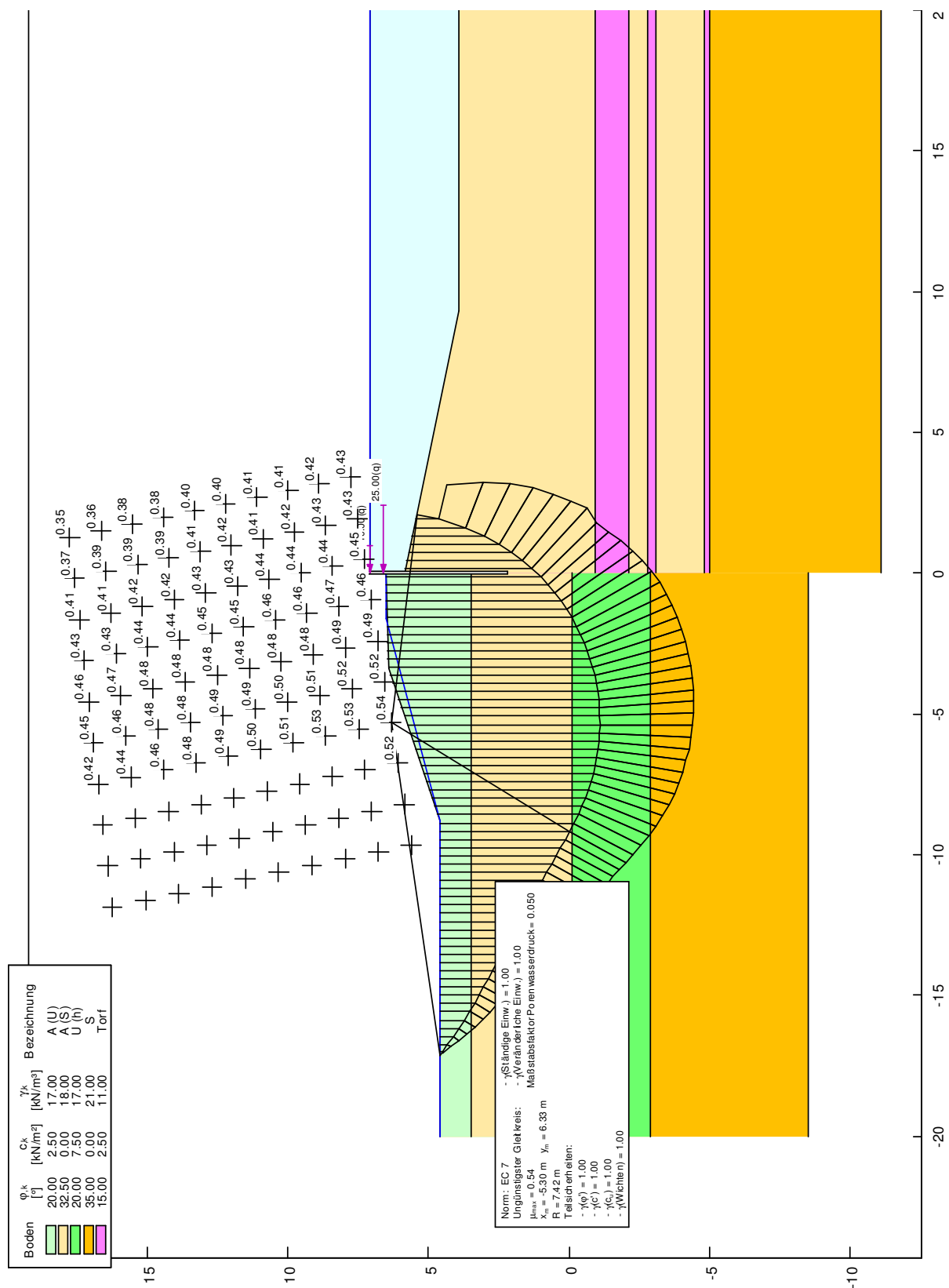
3.2.4.2 LFK 2 – HOCHWASSER + 0,5 WELLE – BS-T



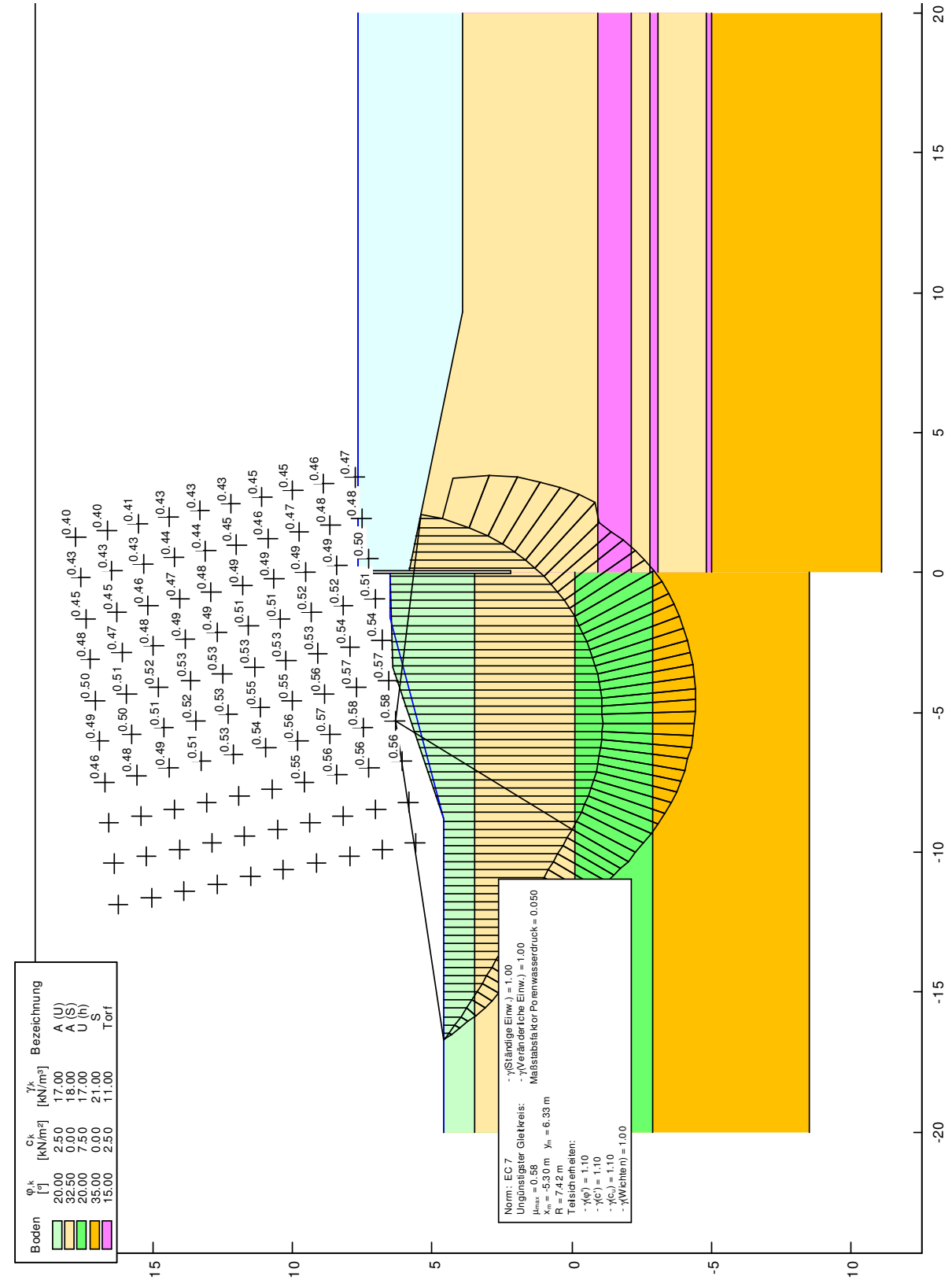
3.2.4.3 LFK 3 – HOCHWASSER + WELLE – BS-A



3.2.4.4 LFK 4 – HOCHWASSER + WELLE + TREIBGUT – BS-E



3.2.4.5 LFK 5 – BORDVOLL – BS-A



3.2.4.6 ZUSAMMENFASSUNG

Die Geländebruchsicherheit ist in allen Lastfallkombinationen gegeben. LFK 1 ist maßgebend.

Es liegt kein Potentialliniennetz vor, welches wahrscheinlich eine weitere Erhöhung des Ausnutzungsgrades bewirken würde.

3.2.5 ZUSAMMENFASSUNG

Für Schnitt 18 wurde die Standsicherheit im Hochwasserfall untersucht.

Die Spundwand ist standsicher.

Die Geländebruchsicherheit ist (mit hydrostatischem Wasserdruckansatz) gegeben.

3.3 SCHNITT 19 BEI 48+279,91

Gemäß [2] gelten für die Spundwand bei 48+279,348 also in ca. 0,5 m Entfernung folgende Angaben:

OK Spundwand = NN+7,61 m

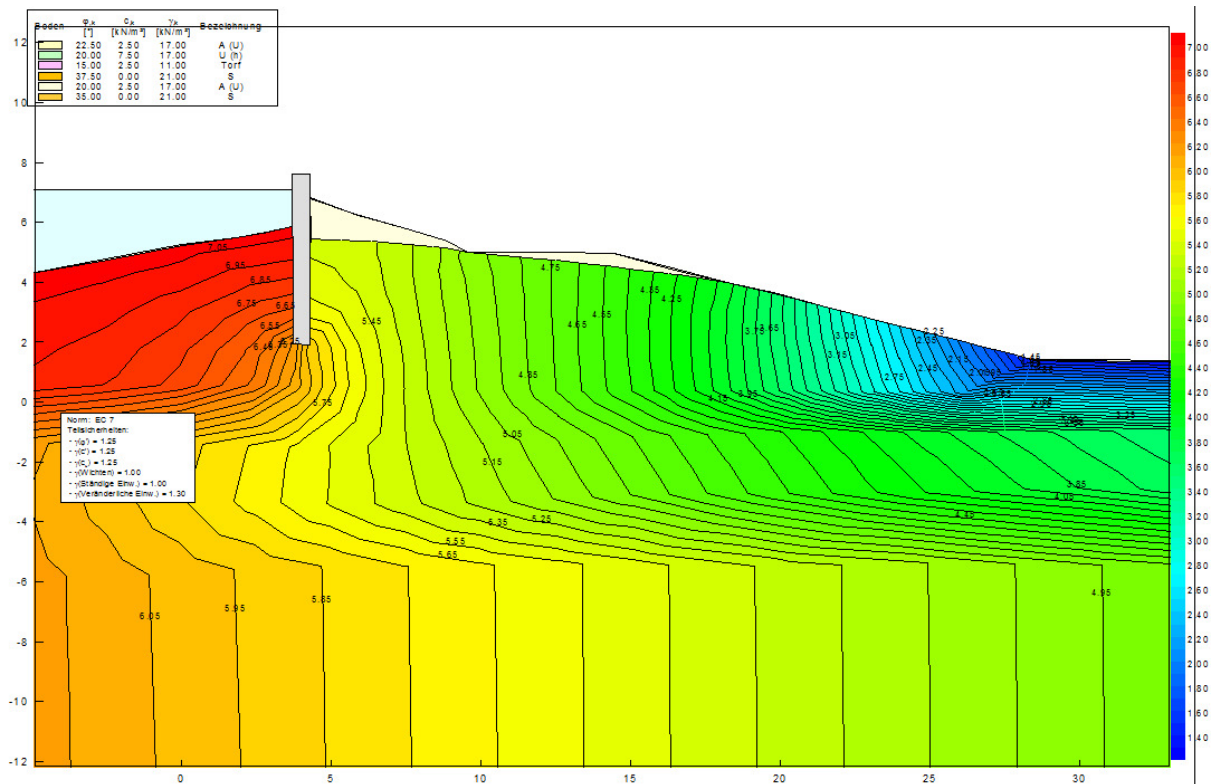
$L_{\text{vorhanden}}$ = 5,70 m (Länge gemäß [3] ca. 5,60 m)

Profil Larssen 31 in S240 GP

3.3.1 WASSERDRUCK

Der Wasserdruck wird über ein Potentialliniennetz vom Grundbaulabor Bremen vorgegeben. Das Potentialliniennetz wurde für den stationären Fall ermittelt.

Das Netz wurde wesensteg mit einer 1:4-Böschung modelliert statt einer 1:2,5-Böschung gemäß Aufmaß.



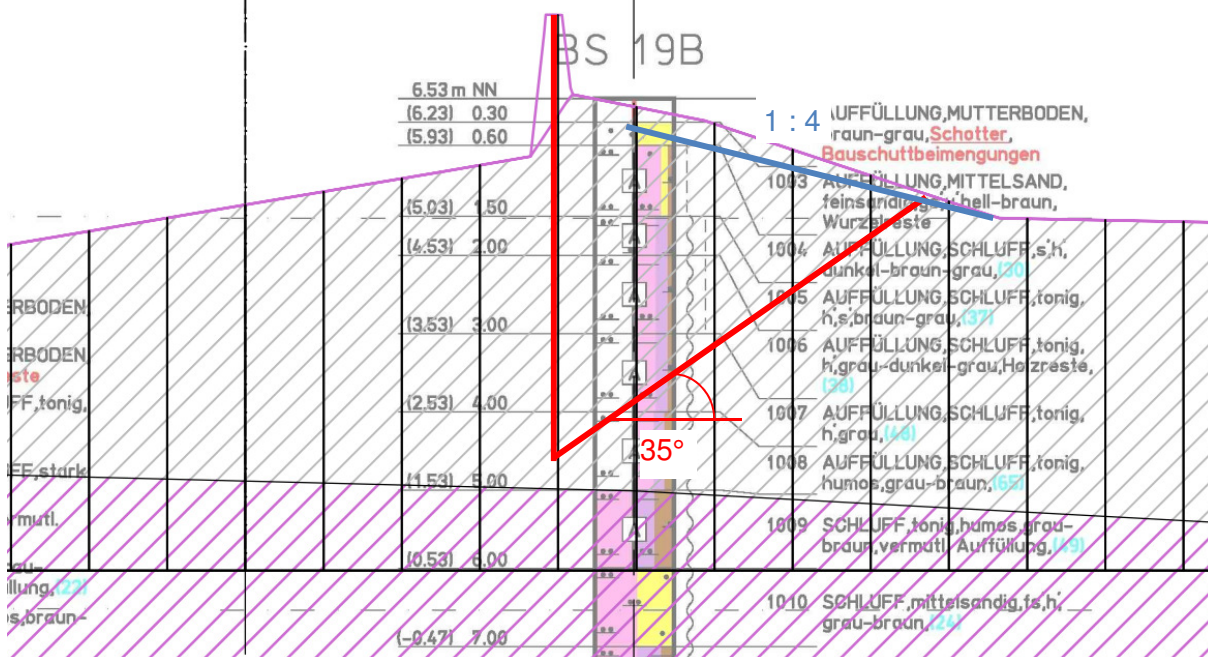
Spundwandberechnung

Nach [1] E165 ist „Der Binnenwasserstand (Grundwasser) ist allgemein auf Höhe der Geländeoberkante unmittelbar hinter der Wand anzusetzen (Bild E 167-1).“

Jedoch wird der binnenseitige Grundwasserstand aus dem Netz abgelesen zu NN+5,3 m.

Das entspricht dem Wasserstand auf Höhe des Schnittpunktes passiver Gleitflächenwinkel mit Grundwasserspiegel unter Annahme einer Steigung von 1 : 4 ab Geländehöhe.

P7 - Achse - Deich Planung 48+279.91



Geländebruchberechnung

Das Potentialliniennetz wird über eine Softwareschnittstelle eingelesen.

3.3.2 BAUGRUND

Die Spundwand wird mit Profil BS 19B berechnet.

Der Geländebruch wird außendeichs mit Profil BS 19A, mittig mit Profil BS 19B und binnendeichs mit Profil BS 19C berechnet.

3.3.3 NACHWEIS DER SPUNDWAND

3.3.3.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P

Die Wichteänderung infolge Umströmung wird entlang der Spundwand bis zur binnenseitigen GOK bei NN+6,5 m berechnet:

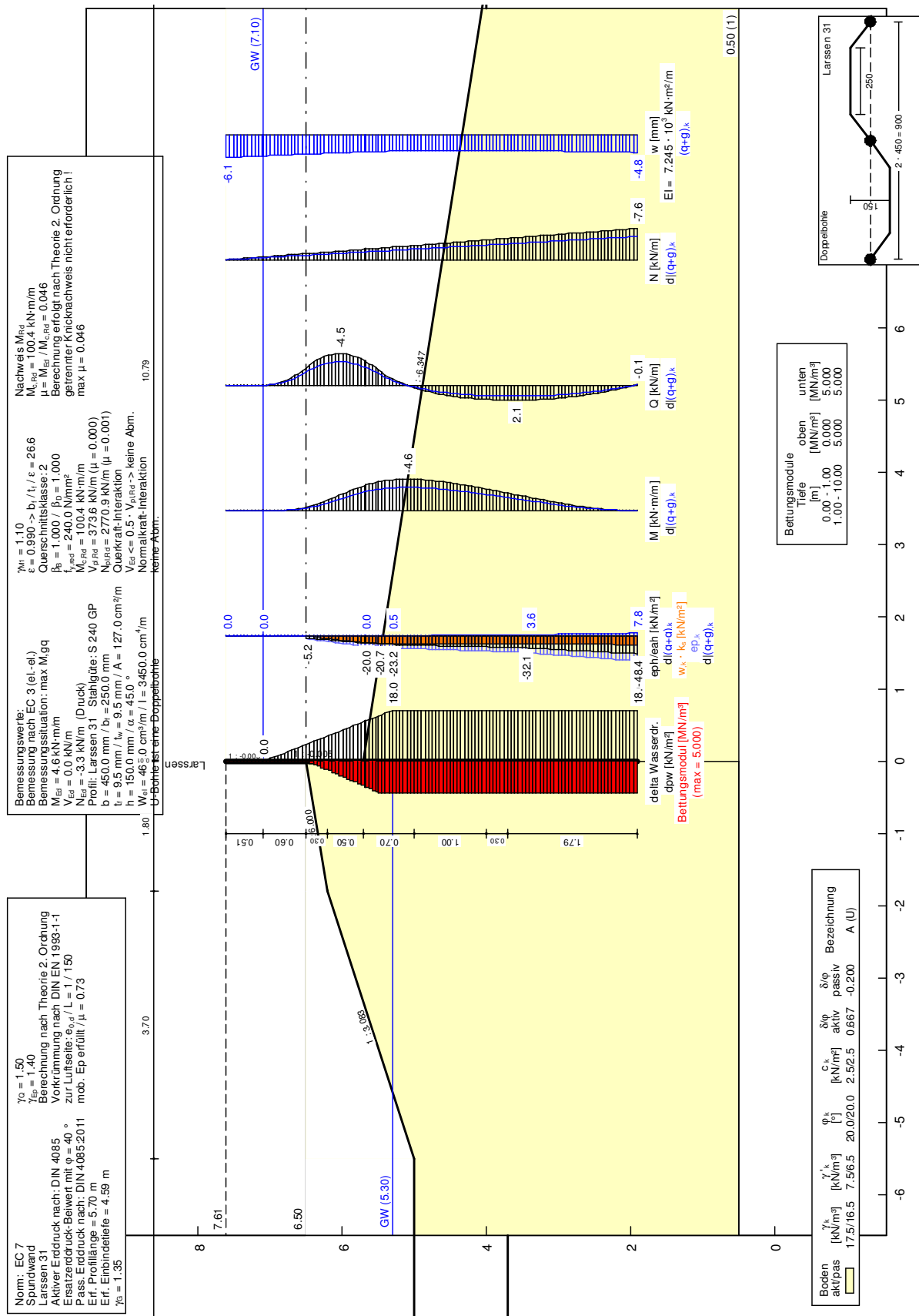
$$\Delta \gamma_a = 0,7 \times 0,6 / (3,8 + \sqrt{(3,8 \times 4,6)}) \times 10 = 0,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,1 - 6,5 = 0,6 \text{ m}$$

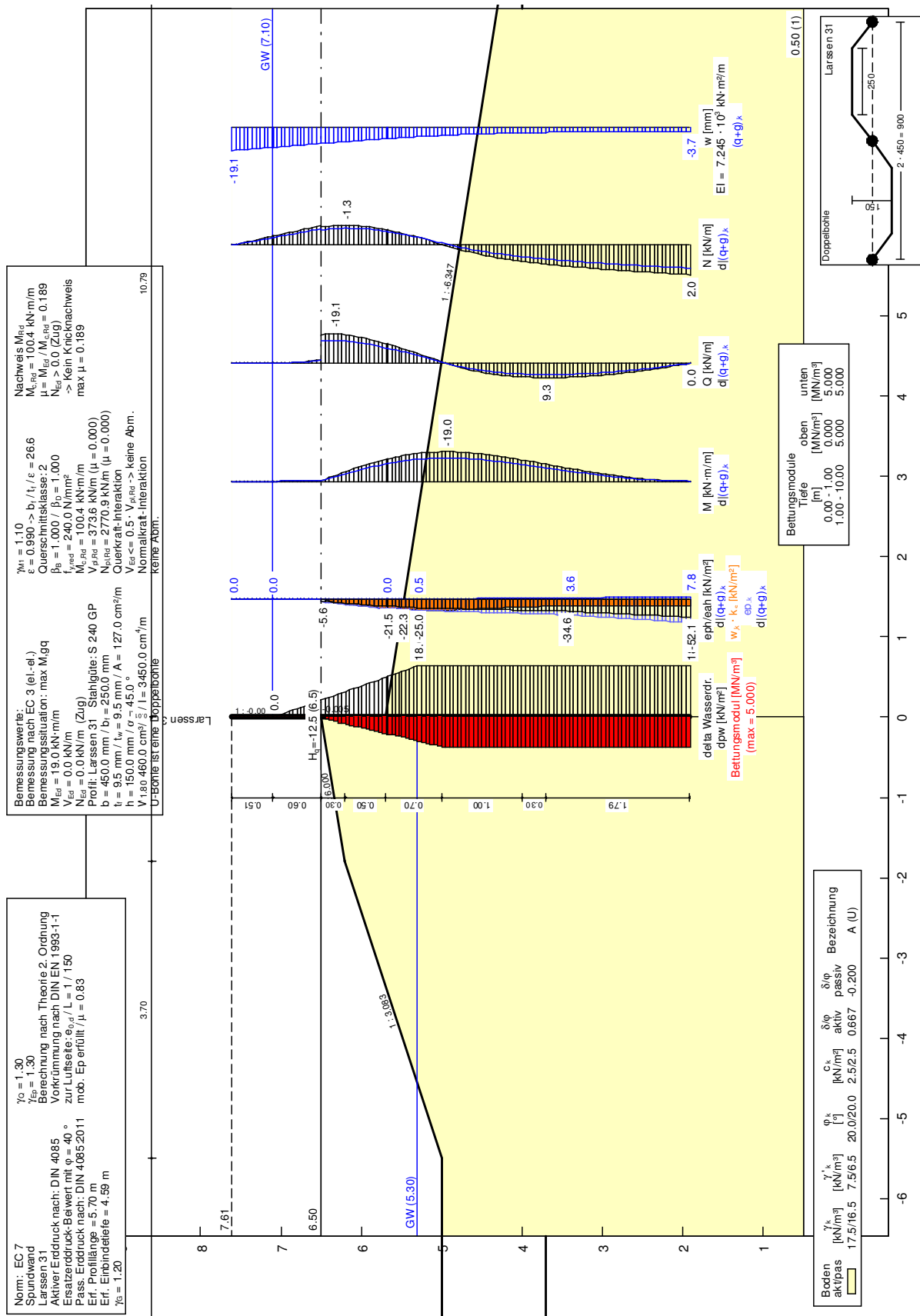
$$h_{so} = 5,7 - 1,9 = 3,8 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 1,9 = 4,6 \text{ m}$$

$$\Delta \gamma_p = -0,7 \times 0,6 / (4,6 + \sqrt{(3,8 \times 4,6)}) \times 10 = -0,5 \text{ kN/m}^3$$

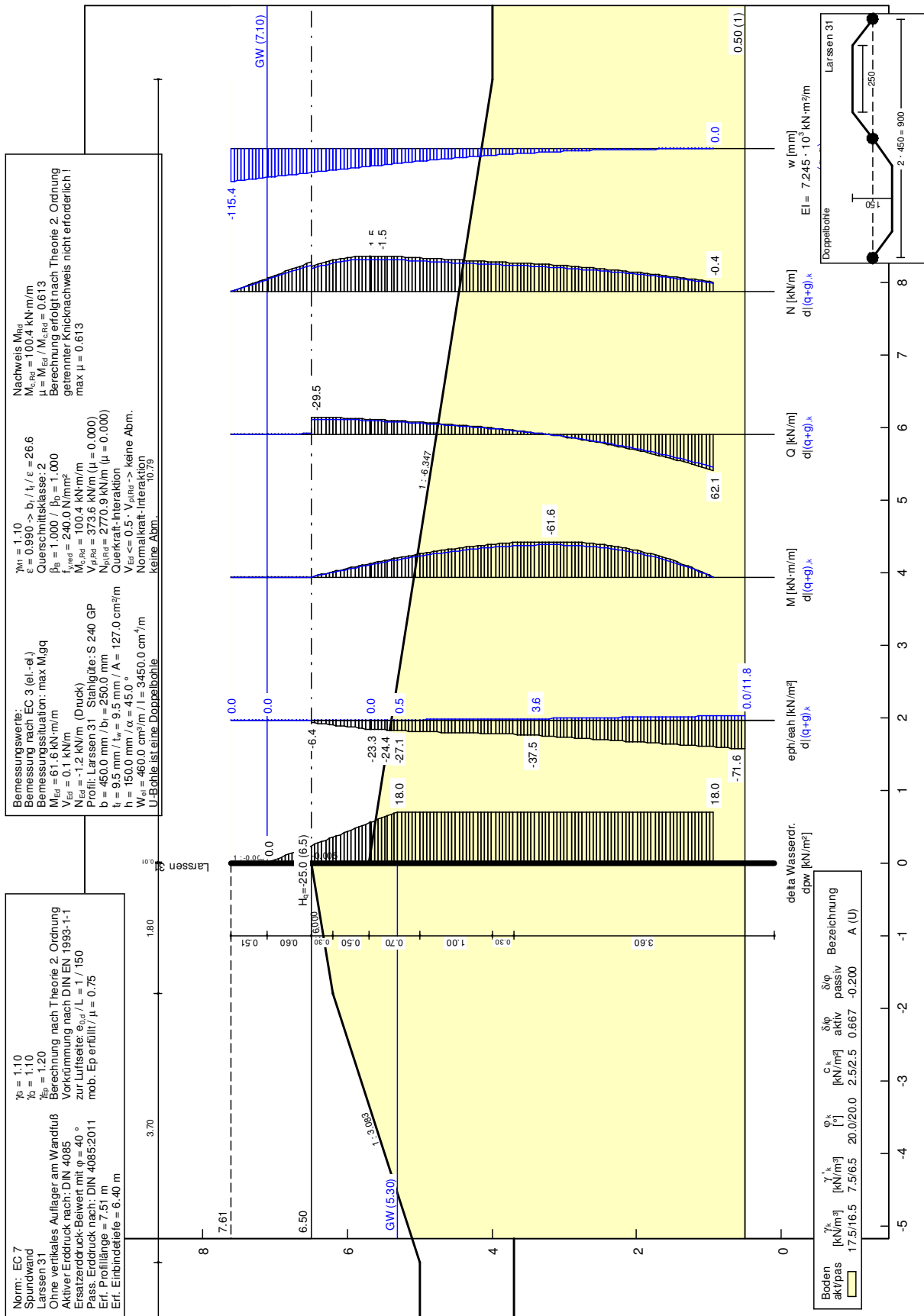


3.3.3.2 LFK 2 – HOCHWASSER + 0,5 WELLE – BS-T



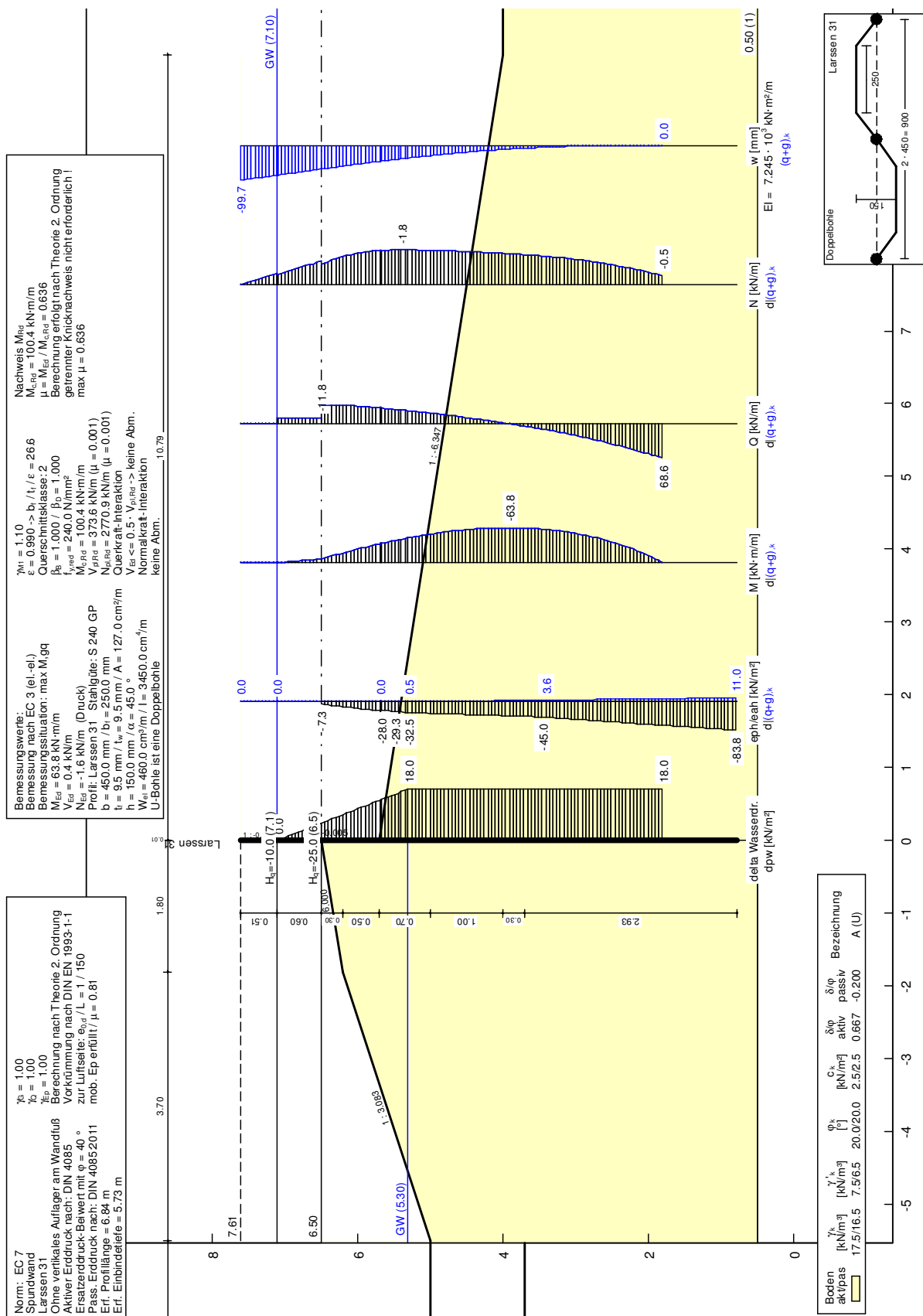
3.3.3.3 LFK 3 – HOCHWASSER + WELLE – BS-A

Der Nachweis der gebetteten Spundwand mit vorgegebener Fußtiefe konnte nicht geführt werden. Es wird eine theoretische Spundwandlänge berechnet.



3.3.3.4 LFK 4 – HOCHWASSER + WELLE + TREIBGUT – BS-E

Der Nachweis der gebetteten Spundwand mit vorgegebener Fußtiefe konnte nicht geführt werden. Es wird eine theoretische Spundwandlänge berechnet.



3.3.3.5 LFK 5 – BORDVOLL – BS-A

Die Wichteänderung infolge Umströmung wird entlang der Spundwand bis zur binnenseitigen GOK bei NN+6,5 m berechnet:

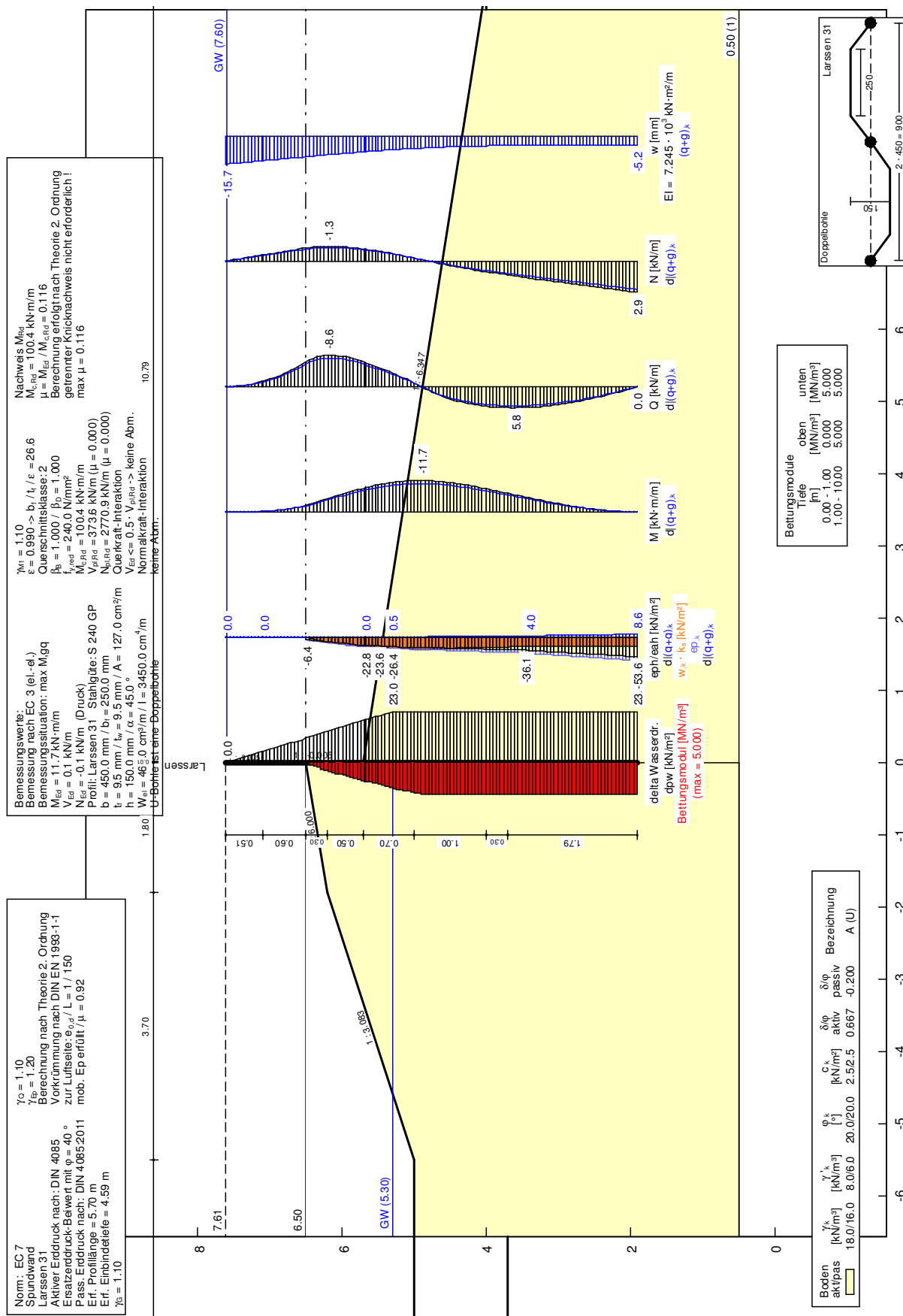
$$\Delta\gamma_a' = 0,7 \times 1,1 / (3,8 + \sqrt{(3,8 \times 4,6)}) \times 10 = 1,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,6 - 6,5 = 1,1 \text{ m}$$

$$h_{so} = 5,7 - 1,9 = 3,8 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 1,9 = 4,6 \text{ m}$$

$$\Delta\gamma_p' = -0,7 \times 1,1 / (4,6 + \sqrt{(3,8 \times 4,6)}) \times 10 = -1,0 \text{ kN/m}^3$$



3.3.3.6 HYDRAULISCHER GRUNDBRUCH

Der Nachweis des hydraulischen Grundbruchs ist aufgrund der fast nicht vorhandenen aufwärtsgerichteten Strömung problemlos möglich. Ein Beispielnachweis ist für Schnitt 22 erbracht.

3.3.3.7 MINDESTEINBINDETIEFE DER HWS-WAND

Strömungsweg im Boden soll gemäß E 165 mindestens das 4-Fache der Differenz zwischen dem Bemessungswasserstand und der landseitigen Geländeoberkante (unabhängig vom tatsächlichen Binnenwasserstand) sein.

LFK1-4:

$$l = 5,7 - 1,9 + 6,5 - 1,9 = 8,4 \text{ m} > 4 \times (7,1 - 6,5) = 2,4 \text{ m}$$

LFK5:

$$l = 5,7 - 1,9 + 6,5 - 1,9 = 8,4 \text{ m} > 4 \times (7,6 - 6,5) = 4,4 \text{ m}$$

3.3.3.8 ZUSAMMENFASSUNG

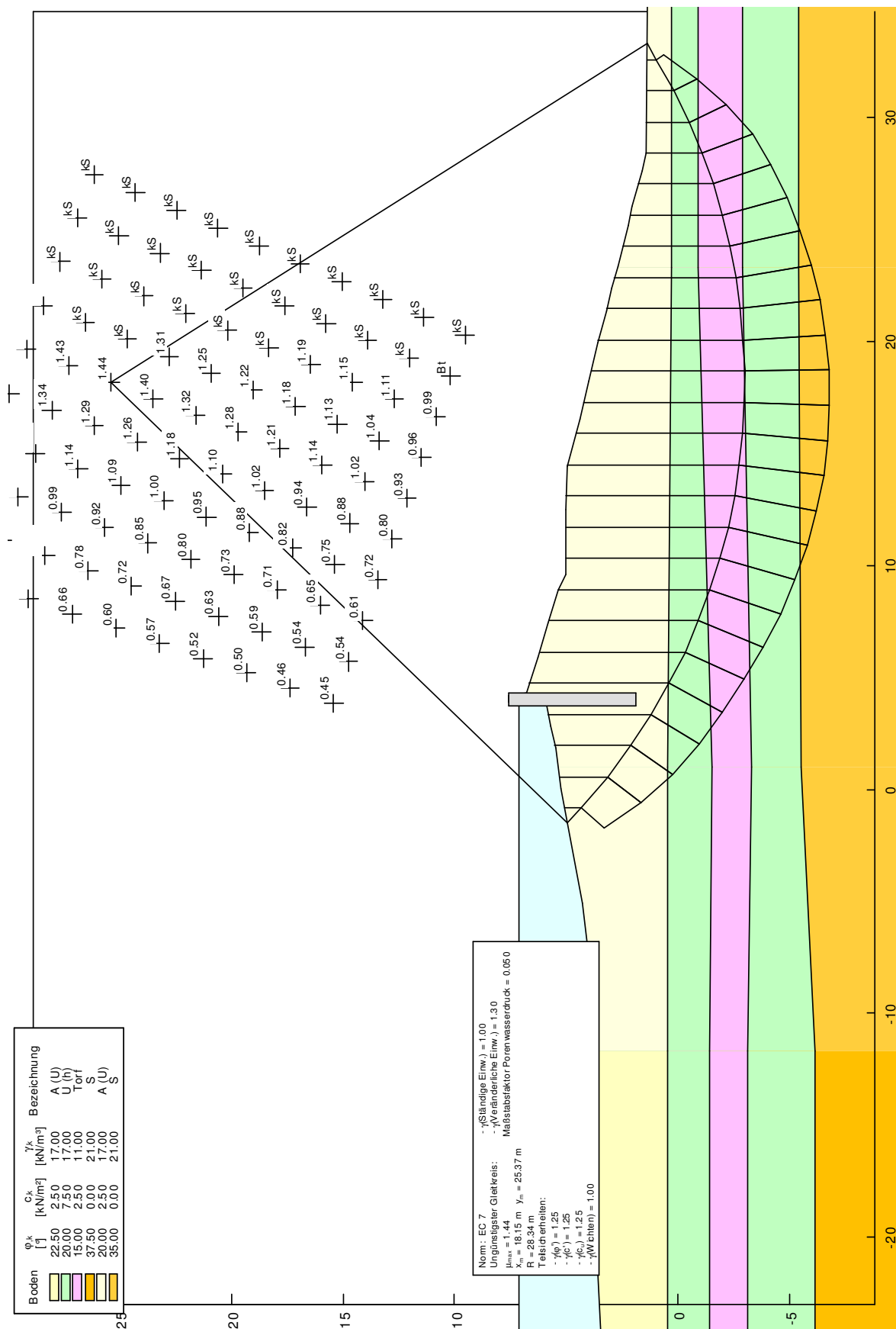
Der Spannungsnachweis der Spundwand ist sicher erfüllt.

Das horizontale Gleichgewicht wurde in den LFK3 und 4 nicht erfüllt. Grund hierfür sind die hohe Wellenlast (ca. 50 cm – 40 cm würden geringere Lasten bedeuten) und die geringe Scherfestigkeit der Auffüllung.

Die abzutragende Vertikallast ist vernachlässigbar klein.

3.3.4 GELÄNDEBRUCH

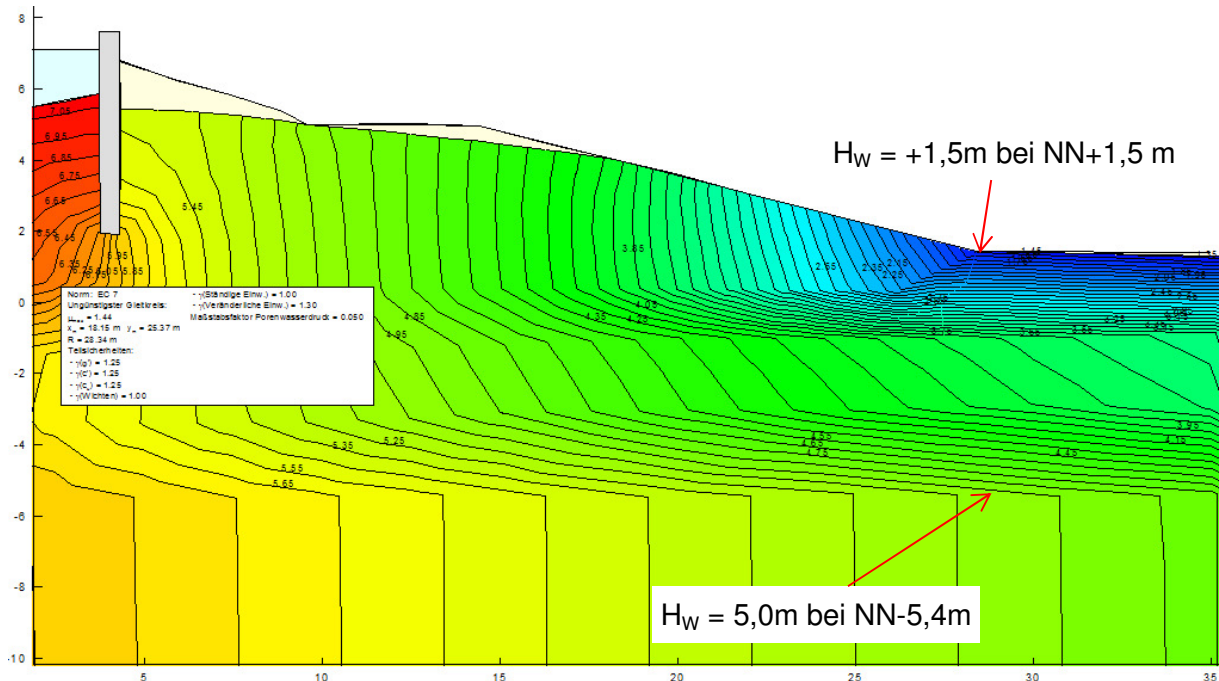
3.3.4.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P



3.3.4.2 ZUSAMMENFASSUNG

Die Geländebruchsicherheit ist deutlich nicht erfüllt.

3.3.5 NACHWEIS DES AUFSCHWIMMENS



Nachweis gemäß E115

$$\gamma_{wi} \times \gamma_H \leq \gamma' \times \gamma_{G,stb}$$

$$\Delta H_W = 5,0 - 1,5 = 3,5 \text{ m}$$

$$\gamma_{wi} = 3,5 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 / (1,5 \text{ m} - -5,4 \text{ m}) = 5,1 \text{ kN/m}^3$$

BS/DS 19C

Tiefe von [mNN]	Tiefe bis [mNN]	Bodenart	Wichte γ_k / γ'_k [kN/m³]	Reibungswinkel ϕ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m²]
GOK	+ 0,3	Auffüllung, Schluff	17/7	20,0	2,5
+ 0,3	- 0,9	Schluff, humos	17/7	20,0	7,5
- 0,9	- 2,9	Torf	11/1	15,0	2,5
- 2,9	- 5,4	Schluff, humos	17/7	20,0	7,5
- 5,4	- 10,2	Sand	19/11	35,0	0

$$g' = (1,5 - 0,3) \times 7 + (0,3 - -0,9) \times 7 + (-0,9 - -2,9) \times 1 + (-2,9 - -5,4) \times 7 = 36,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma' = 36,3 \text{ kN/m}^2 / (1,5 \text{ m} - -5,4 \text{ m}) = 5,3 \text{ kN/m}^3$$

Nachweis: $5,1 \times 1,45 = 7,4 \text{ kN/m} \leq 5,3 \times 0,9 = 4,8 \text{ kN/m}$ nicht erfüllt

3.3.6 NACHWEIS DER EROSION

Die Sickerlinie tritt in der binnenseitigen Deichböschung aus.

Gemäß DWA-M 507-1 gilt:

Erosionserscheinungen infolge oberflächigen Abfließens von Sickerwasser aus der Hangquelle können durch hinreichend flach geneigte Böschungen oder durch Oberflächenfilter verhindert werden. In der Regel reicht hier eine gut unterhaltene Grasdecke als Erosionsschutz aus (vgl. Abschnitt 6.5.2). Erfahrungsgemäß ist eine (bewachsene) Böschung mit einer Neigung von 1 : 3 bei Sand und von 1 : 4 bei Schluff ohne besondere Schutzmaßnahmen (z. B. Deckwerk) als erosionsfest anzusehen.

Ein Auflastdrän, der ca. 0,5 m über den Austrittspunkt der Sickerlinie zu führen wäre, würde weitere Sicherheit bringen.

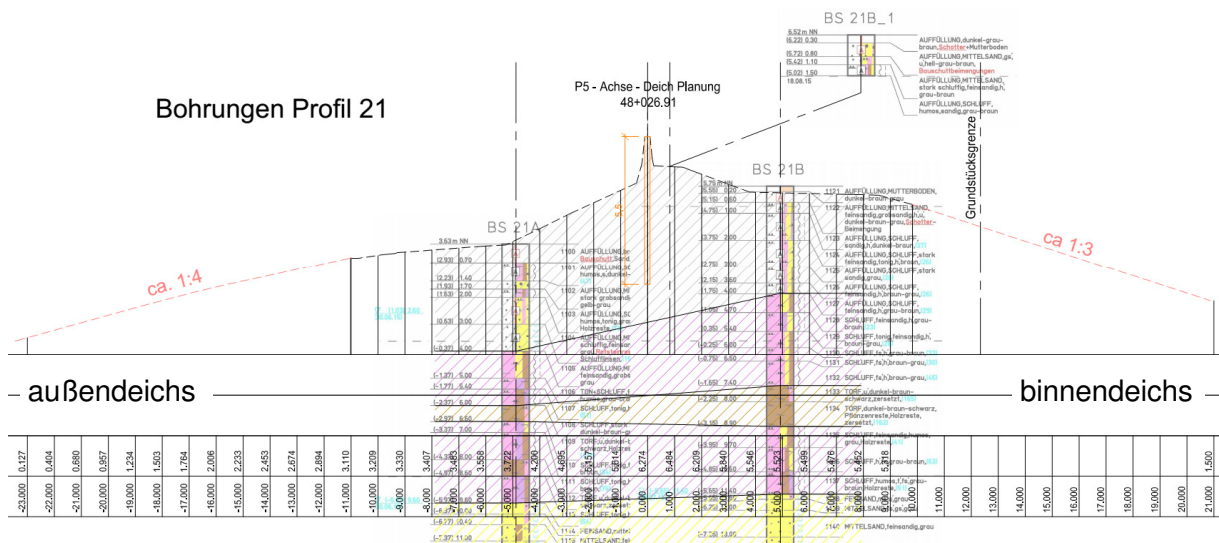
3.3.7 ZUSAMMENFASSUNG

Für Schnitt 19 konnte die Standsicherheit der Spundwand nicht in allen LFK erbracht werden.

Die Geländebruchsicherheit ist nicht gegeben.

Die Aufschwimmsicherheit ist nicht gegeben.

3.4 SCHNITT 21 BEI 48+026,91



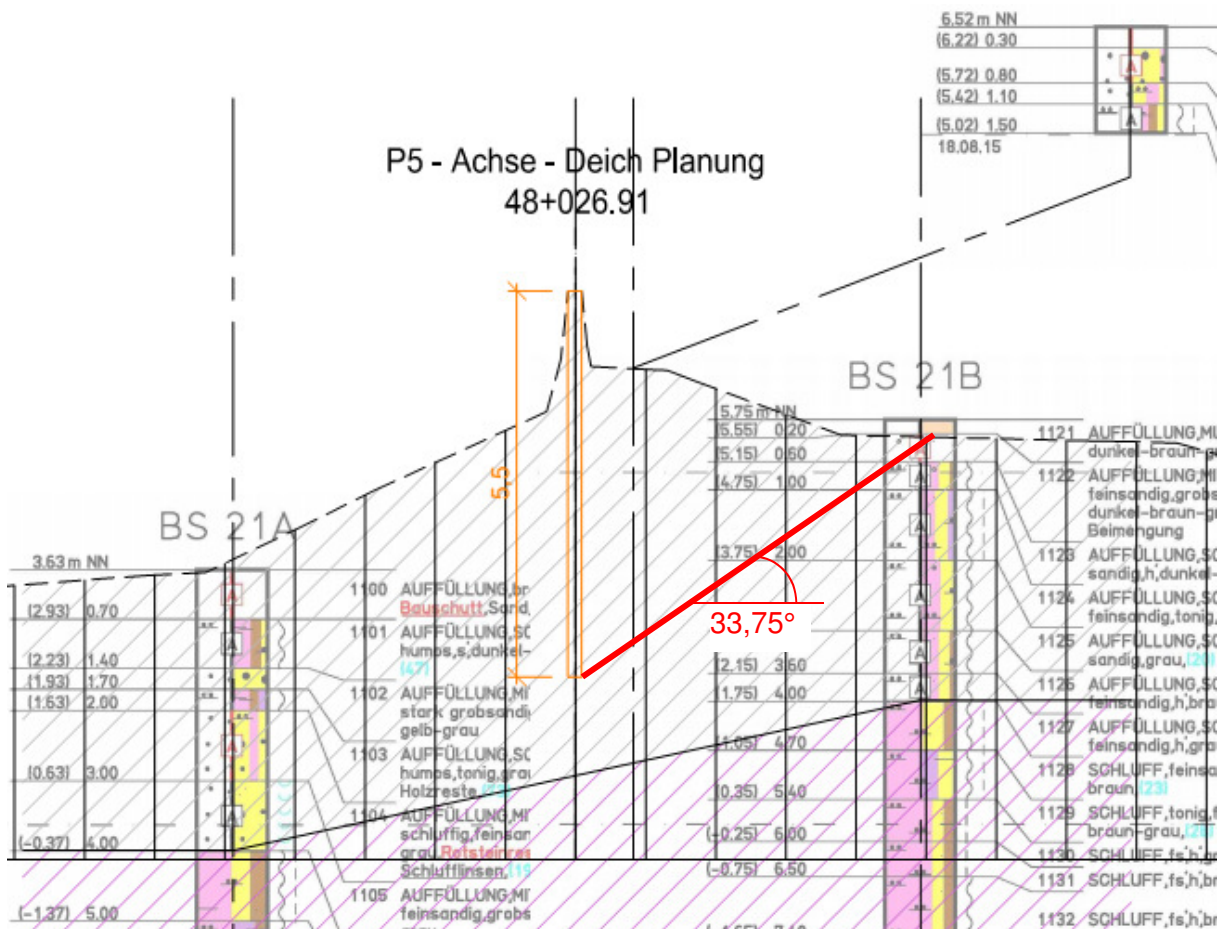
Gemäß [2] gelten für die Spundwand bei 48+029,100 also in ca. 2 m Entfernung folgende Angaben:

OK Spundwand	= NN+7,67 m
L _{vorhanden}	= 5,50 m
L gemäß [3]	= ca. 5,62 m
L _{gew}	= 5,60 m
Profil	Larssen 31 in S240 GP

3.4.1 WASSERDRUCK

Spundwandberechnung

Der Innenwasserstand wird auf NN+5,5 m angesetzt und damit auf Höhe der ersten Berme. Nach [1] E165 ist „Der Binnenwasserstand (Grundwasser) ist allgemein auf Höhe der Geländeoberkante unmittelbar hinter der Wand anzusetzen (Bild E 167-1).“ Dieses wäre ungünstiger, jedoch aufgrund der geringen Breite der Berme ungerechtfertigt. Ausgehend vom Spundwandfuß trifft die Gleitfläche des Erdwiderstands ($\vartheta = 45 - \varphi/2 = 33,75^\circ$), in der der Wasserdruck anzusetzen ist, auf die vorbenannte Berme. Damit liegt dieser Ansatz auf der sicheren Seite.



Geländebruchberechnung

Das Innenwasserstand wird im Binnenland auf Geländehöhe angesetzt. Von dort ausgehend zur Spundwand hin wird ein Anstieg unter 1:4 auf NN+5,1 m angenommen.

3.4.2 BAUGRUND

In BS/DS 21B wird die UK der obersten Schicht Auffüllung, Schluff bei NN+1,8 m angesetzt. Diese Änderung zu der Angabe des Bemessungsprofils im Baugrundgutachten (NN-1,8 m) ergibt sich aus der erkundeten Baugrundsichtung.

Im Schnitt 21 wird außendeichs das Profil BS 21A angesetzt und binnendeichs das Profil BS 21B.

3.4.3 GELÄNDE

Vom vorliegenden Aufmaß aus wird der Geländeverlauf binnenseits mit einer Neigung von 1 : 3 bis NN+1,5 m und außendeichs mit einer Neigung von 1 : 4 bis NN+0,0 m verlängert.

3.4.4 NACHWEIS DER SPUNDWAND

3.4.4.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P

Die Wichteänderung infolge Umströmung wird entlang der Spundwand bis zur binnenseitigen GOK bei NN+6,5 m berechnet:

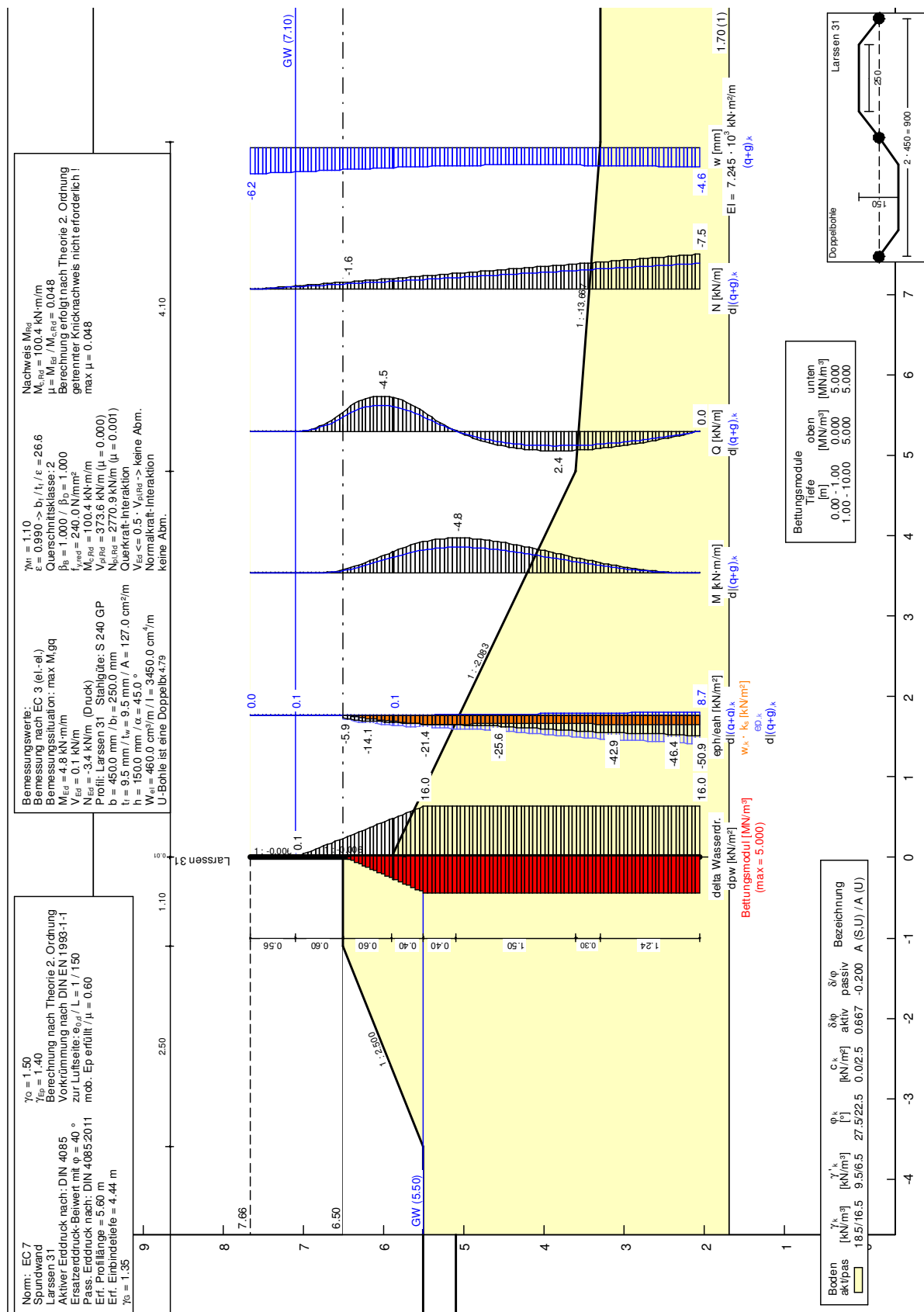
$$\Delta \gamma_a' = 0,7 \times 0,6 / (3,73 + \sqrt{(3,73 \times 4,33)}) \times 10 = 0,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,1 - 6,5 = 0,6 \text{ m}$$

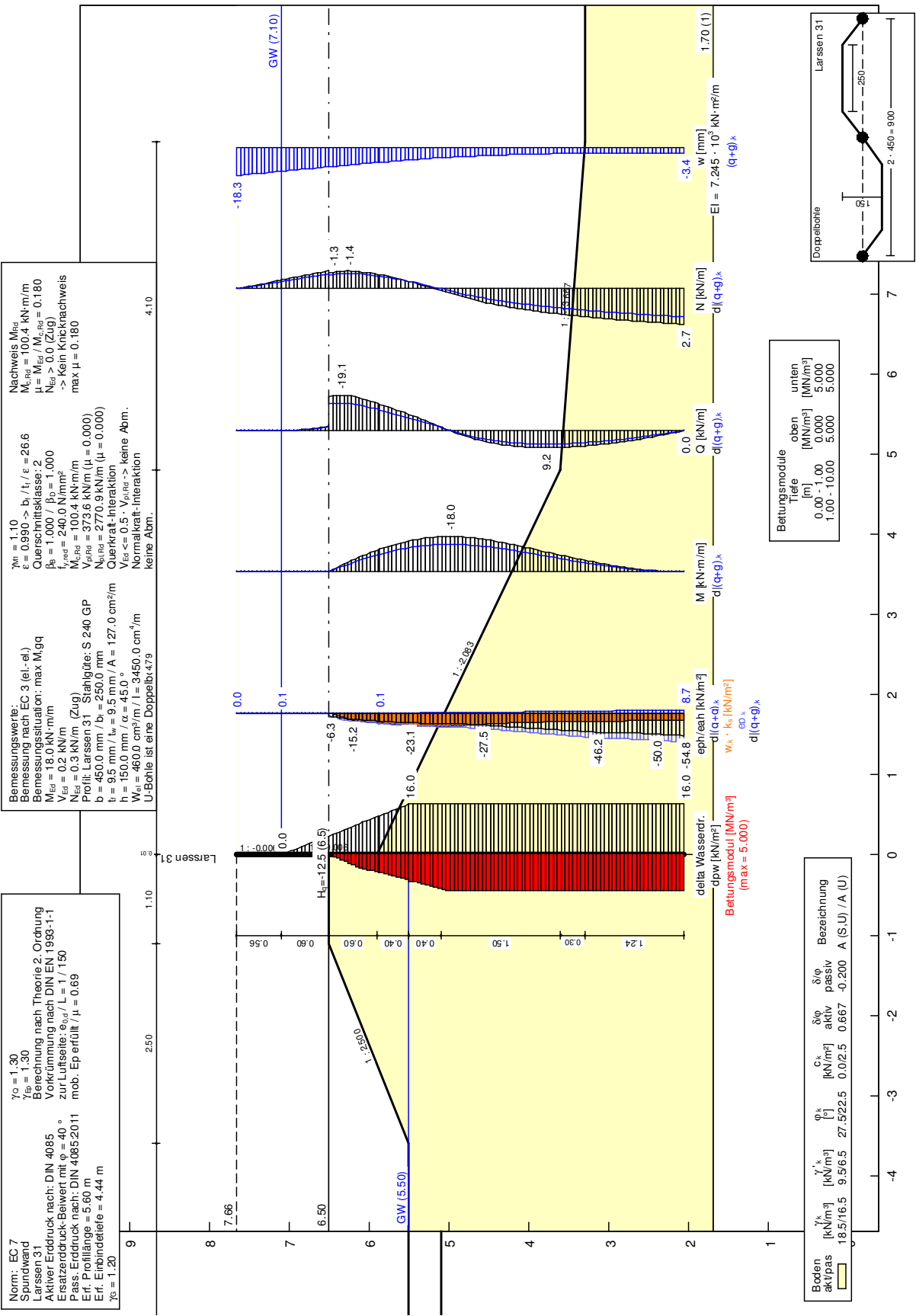
$$h_{so} = 5,9 - 2,17 = 3,73 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 2,17 = 4,33 \text{ m}$$

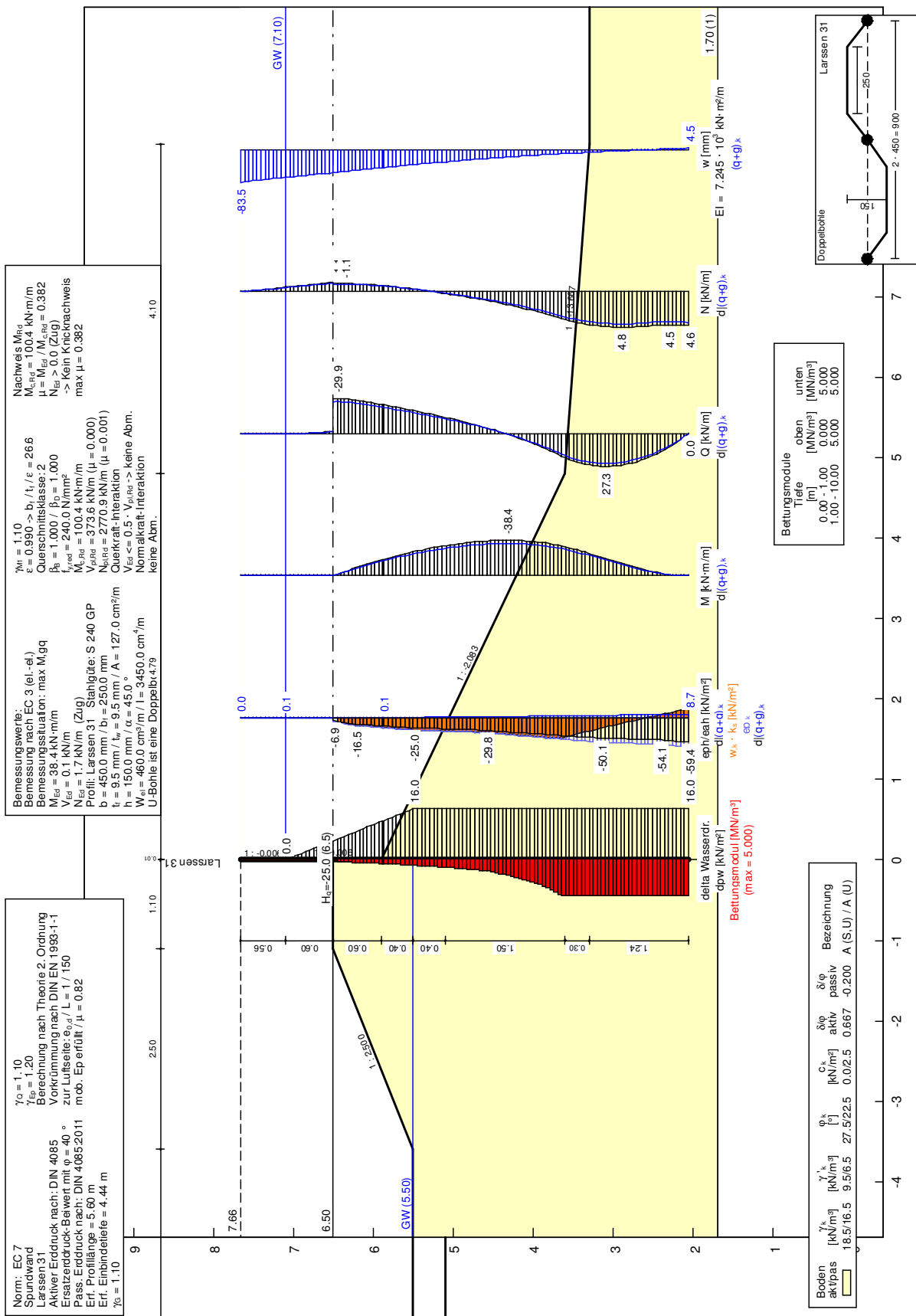
$$\Delta \gamma_p' = -0,7 \times 0,6 / (4,33 + \sqrt{(3,73 \times 4,33)}) \times 10 = -0,5 \text{ kN/m}^3$$



3.4.4.2 LFK 2 – HOCHWASSER + 0,5 WELLE – BS-T

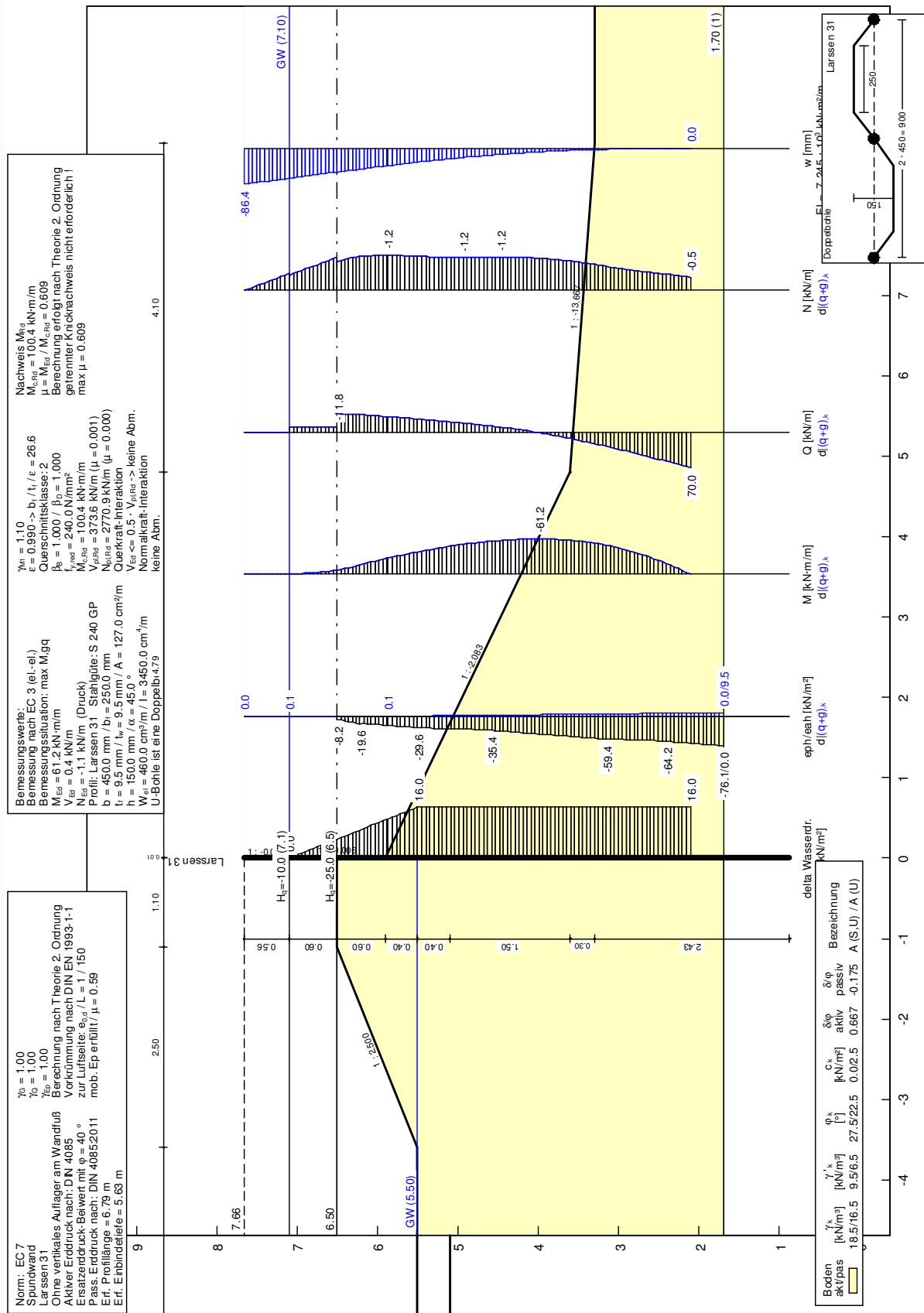


3.4.4.3 LFK 3 – HOCHWASSER + WELLE – BS-A



3.4.4.4 LFK 4 – HOCHWASSER + WELLE + TREIBGUT – BS-E

Der Nachweis der gebetteten Spundwand mit vorgegebener Fußtiefe konnte nicht geführt werden. Es wird eine theoretische Spundwandlänge berechnet.



Spundwand

=====

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 7.66 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 6.50 m

Grundwasserstand (rechts) = 7.10 m

Grundwasserstand (links) = 5.50 m

Wasserdruck auf "0.0" gesetzt, wenn zur Erdseite gerichtet.

Berechnung nach Theorie 2. Ordnung

Knicknachweis nach DIN EN 1993-1-1:

Vorkrümmung nach Tabelle 5.1: $e_{0,d} / L = 1 / 150$

Vorkrümmung zur Luftseite

Lineare Vorkrümmung vom Wandfuß bis zum Wandkopf

Teilsicherheiten

 $\gamma(G) = 1.00$ $\gamma(Q) = 1.00$ $\gamma(E_p) = 1.00$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Bermen auf der Aktivseite

Nr.	x1	x2	dh	a	x	y	Auflast	Verkehr
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]
1	0.00	0.00	-0.56	0.00	0.00	0.57	0.00	nein
2	0.00	0.01	-1.20	-0.56	0.57	1.22	0.00	nein
3	0.01	4.80	-2.30	0.00	0.02	9.78	0.00	nein
4	4.80	8.90	-0.30	-0.35	7.22	6.17	0.00	nein

Der Einfluss von Aktivbermen auf den aktiven Erddruck wird gemäß den Beziehungen in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" berechnet.

Bermen auf der Passivseite

Nr.	x1	x2	dh	Auflast
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
1	-1.10	-3.60	-1.00	0.00
2	-8.40	-9.60	-0.40	0.00

Der Einfluss von Passivbermen auf den passiven Erddruck wird in Analogie zu den Beziehungen in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" für Aktivbermen berechnet.

Flächenlast $p = 0.00 \text{ kN/m}^2$ als Verkehrslast

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)

Horizontalkräfte (nach rechts positiv)

Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe	M, g, k	M, q, k	H, g, k	H, q, k	V, g, k	V, q, k
[-]	[m]	[kN·m/m]	[kN·m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	7.10	0.00	0.00	0.00	-10.00	0.00	0.00
2	6.50	0.00	0.00	0.00	-25.00	0.00	0.00

Art des Fußlagers:

Profillänge automatisch

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:

 $E_{ph,d} = 185.55 \text{ kN/m}$ ($E_{pv,d} = -12.77 \text{ kN/m}$)Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = $B_{h,d} / E_{ph,d} = 1.000$ $B_{h(g+q),d} = 185.55 \text{ kN/m}$ $B_{h,g,d} = 93.82 \text{ kN/m}$ $B_{h,q,d} = 91.74 \text{ kN/m}$

Ersatzkräfte Ch (Blum)
 Ch,k = 70.00 kN/m
 Ch,g,k = 11.81 kN/m
 Ch,q,k = 58.19 kN/m
 Ch,w,k = 15.93 kN/m

Bodenkennwerte							
Schicht	UK	gam,k	gam',k	phi,k	c,k	d(a)/phi	
akt/pas	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[-]	
1	1.70	18.50/16.50	9.50/ 6.50	27.50/22.50	0.00/ 2.50	0.667	

-0.175

Aktive Erddruckbeiwerte
 Ersatzerddruck-Beiwert mit $\phi = 40^\circ$
 Ersatzerddruck-Beiwert kah wird angewendet, wenn Kohäsion < 0.0 .
 Ersatzerddruck-Beiwert kah wird nur auf ständige Lasten angewendet.
 bestimmt nach: DIN 4085
 (Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	kagh	kach	phi,k	delta	theta	kagh (40°)
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	1.70	0.311	0.980	27.500	18.34	54.50	0.179

Aktive Erddruckordinaten ([g+q],k)

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	
7.660	7.100	0.000	0.058	0.00	0.00
7.100	7.090	0.058	0.030	0.00	0.10
7.090	6.647	0.030	0.054	0.10	4.53
6.647	6.500	0.054	0.062	4.53	6.00
6.500	6.218	0.061	0.076	6.00	8.82
6.218	5.884	0.076	0.094	8.82	12.16
5.884	5.868	0.094	0.084	12.16	12.32
5.868	5.658	0.083	0.558	12.32	14.42
5.658	5.500	0.558	0.914	14.42	16.00
5.500	4.629	0.914	2.882	16.00	16.00
4.629	4.578	2.882	2.998	16.00	16.00
4.578	3.987	2.998	4.331	16.00	16.00
3.987	3.643	4.331	5.108	16.00	16.00
3.643	3.102	5.108	6.330	16.00	16.00
3.102	2.657	6.330	7.336	16.00	16.00
2.657	2.360	7.336	8.007	16.00	16.00
2.360	2.106	8.007	8.581	16.00	16.00
2.106	1.700	8.581	9.498	16.00	16.00

Passive Erddruckbeiwerte

bestimmt nach: DIN 4085:2011

(Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	kpgh	kpch	phi,k	delta	theta
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]
1	1.70	2.452	3.262	22.500	-3.94	30.46

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.00

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von	bis	oben	unten
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]
6.65	6.50	0.00	0.00
6.50	6.22	-8.16	-19.56
6.22	5.88	-19.56	-23.55
5.88	5.87	-23.55	-23.82
5.87	5.66	-23.82	-27.14
5.66	5.50	-27.14	-29.63
5.50	4.63	-29.63	-35.05
4.63	4.58	-35.05	-35.37
4.58	3.99	-35.37	-46.05
3.99	3.64	-46.05	-51.54
3.64	3.10	-51.54	-59.07
3.10	2.66	-59.07	-62.35
2.66	2.36	-62.35	-65.62
2.36	2.11	-65.62	-69.67
2.11	1.70	-69.67	-76.14

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]

7.66	0.0	0.0	0.0
7.10	-0.6	0.0	0.0
7.10	-0.5	-10.0	0.0
7.09	-0.5	-10.0	-0.1
6.65	-1.0	-11.1	-4.7
6.50	-1.2	-11.8	-6.4
6.50	-1.0	-36.8	-6.4
6.22	-1.2	-35.0	-16.6
5.88	-1.2	-31.4	-27.7
5.87	-1.2	-31.2	-28.2
5.66	-1.2	-28.6	-34.5
5.50	-1.2	-26.6	-38.9
4.63	-1.2	-13.6	-56.6
4.58	-1.2	-12.7	-57.3
3.99	-1.1	0.4	-61.2
3.64	-1.0	10.4	-59.3
3.10	-0.8	29.3	-48.8
2.66	-0.7	46.6	-31.9
2.36	-0.6	58.7	-16.3
2.11	-0.5	70.0	0.0

Schnittgrößen (q, k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
7.66	0.0	0.0	0.0
7.10	-0.1	0.0	0.0
7.10	0.0	-10.0	0.0
7.09	0.0	-10.0	-0.1
6.65	-0.1	-10.0	-4.5
6.50	-0.1	-10.0	-6.0
6.50	0.1	-35.0	-6.0
6.22	-0.3	-33.0	-15.6
5.88	-0.5	-29.5	-26.1
5.87	-0.5	-29.3	-26.6
5.66	-0.7	-26.6	-32.5
5.50	-0.8	-24.4	-36.5
4.63	-1.2	-10.2	-51.8
4.58	-1.2	-9.3	-52.3
3.99	-1.3	2.9	-54.3
3.64	-1.2	11.3	-51.9
3.10	-1.0	26.5	-41.8
2.66	-0.8	40.1	-27.0
2.36	-0.6	49.6	-13.7
2.11	-0.4	58.2	0.0

Schnittgrößen (w, k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
7.66	0.0	0.0	0.0
7.10	-0.1	0.0	0.0
7.09	-0.1	0.0	0.0
6.65	-0.1	-1.0	-0.2
6.50	-0.1	-1.8	-0.4
6.22	-0.4	-2.1	-0.9
5.88	-0.6	-2.5	-1.7
5.87	-0.6	-2.5	-1.7
5.66	-0.7	-2.9	-2.3
5.50	-0.8	-3.3	-2.8
4.63	-1.0	-4.7	-6.5
4.58	-1.1	-4.7	-6.7
3.99	-1.1	-3.2	-9.2
3.64	-1.0	-1.2	-9.9
3.10	-0.8	3.6	-9.4
2.66	-0.5	8.6	-6.7
2.36	-0.3	12.3	-3.6
2.11	-0.1	15.9	0.0

Schnittgrößen (g, k - w, k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
7.66	0.0	0.0	0.0
7.10	-0.4	0.0	0.0
7.09	-0.4	0.0	0.0
6.65	-0.8	0.0	0.0
6.50	-0.9	0.0	0.0
6.22	-0.5	0.2	0.0
5.88	-0.1	0.6	0.1
5.87	-0.1	0.7	0.1

5.66	0.2	0.9	0.3
5.50	0.4	1.1	0.5
4.63	1.0	1.3	1.6
4.58	1.1	1.3	1.7
3.99	1.2	0.7	2.3
3.64	1.2	0.2	2.5
3.10	1.0	-0.9	2.4
2.66	0.6	-2.1	1.7
2.36	0.3	-3.2	0.9
2.11	0.0	-4.1	0.0

Weggrößen ([g+q],k)

berechnet mit EI = 7.245E+3 kN·m²/m

Tiefe [m]	w [mm]
7.66	-86.4
7.10	-72.2
7.09	-71.9
6.65	-60.7
6.50	-57.0
6.22	-49.9
5.88	-41.8
5.87	-41.4
5.66	-36.6
5.50	-33.0
4.63	-16.3
4.58	-15.5
3.99	-7.7
3.64	-4.5
3.10	-1.3
2.66	-0.2
2.36	0.0
2.11	0.0

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]

phi,[g+q],k: 0.00000000

Theoretischer Fußpunkt = 2.106 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max M,gq

M,Ed = 61.2 kN·m/m

V,Ed = 0.4 kN/m

N,Ed = -1.1 kN/m (Druck)

Profil: Larssen 31 Stahlgüte: S 240 GP

b = 450.0 mm / b,f = 250.0 mm

t,f = 9.5 mm / t,w = 9.5 mm / A = 127.0 cm²/m

h = 150.0 mm / alpha = 45.0 °

W,el = 460.0 cm³/m / I = 3450.0 cm⁴/m

U-Bohle ist eine Doppelbohle

gam,M1 = 1.10

epsilon = 0.990 -> b,f / t,f / epsilon = 26.6

Querschnittsklasse: 2

beta,B = 1.000 / beta,D = 1.000

fy,red = 240.0 N/mm²

Mc,Rd = 100.4 kN·m/m

Vpl,Rd = 373.6 kN/m (μ = 0.001)

Npl,Rd = 2770.9 kN/m (μ = 0.000)

Querkraft-Interaktion

V,Ed <= 0.5 · Vpl,Rd -> keine Abm.

Normalkraft-Interaktion

keine Abm.

Nachweis M,Rd

Mc,Rd = 100.4 kN·m/m

μ = M,Ed / Mc,Rd = 0.609

Berechnung erfolgt nach Theorie 2. Ordnung

getrennter Knicknachweis nicht erforderlich !

max μ = 0.609

max M,d = 61.2 kN·m/m (Tiefe = 3.99 m)

Zugehörige Werte: N,d = -1.1 kN/m; Q,d = 0.4 kN/m; w,k = 7.7 mm

max Q,d = 70.0 kN·m/m (Tiefe = 2.11 m)

Zugehörige Werte: N,d = -0.5 kN/m; M,d = 0.0 kN·m/m; w,k = 0.0 mm

max N,d = 1.2 kN/m (Tiefe = 5.88 m)

Zugehörige Werte: Q,d = -31.4 kN/m; M,d = -27.7 kN·m/m; w,k = 41.8 mm

max w,k = 86.4 mm (Tiefe = 7.66 m)
 Zugehörige Werte: N,d = 0.0 kN/m; Q,d = 0.0 kN/m; M,d = 0.0 kN·m/m

Längenzuschlag dx über Formel bestimmt

Ersatzkräfte Ch (Blum)

Ch,g,k = 11.81

Ch,q,k = 58.19

Ch,w,k = 15.93

dt = Ch,d · gamma(Ep) / eph(phi, delta),k

Ch,d = 0.5 · ([Ch,g,k - Ch,w,k]) · gamma,w + Ch,q,k · gamma,q + Ch,w,k · gamma,w

gamma,w = 1.00

Ch,d = 35.00 kN/m

eph(phi, delta),k = kpgh · sigma_{z,k} + kpch · c,k = 22.35 + 5.96 = 28.32 kN/m²

kpgh (Streck) = 1.971

sigma_{z,k} = 11.34 kN/m²

phi,k = 27.5 °

deltap/phi,k = 0.333

kpch (Streck) = 2.384

c,k = 2.5 kN/m²

dt = 1.24 m

Mindesteinbindetiefe nach EAU 2012 8.2.9 berücksichtigt.

Theoretische Einbindetiefe t₁ = 4.39 m

Einbindetiefe t_g = 5.63 m

Profillänge = 6.79 m

Nachweis Summe V

Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße
 nach unten gerichtet ist.

Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands

Bedingung: G,k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 · Ch,k · tan(delta(C)) >= (B_{v,k} - 0.5 · Ch,k) ·

tan(delta(p))

G,k = 6.77 kN/m

P_{v,k} = 0.00 kN/m

E_{av,k} = 5.43 kN/m (E_{ah,k} = 16.39 kN/m)

Ch,k = 70.00 kN/m

B_{v,k} = -12.97 kN/m

delta(p) [°] = -3.9

delta(C) [°] = 9.2

Summe V,k = 7.28 kN/m (Druck)

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit

Nachweis mit Bemessungsgrößen

Ch,d · tan(delta(C)) (Q_{g,k} + B_{v,k} - 0.5 · Ch,k · tan(delta(p))) / gamma(P) >= P_{v,d} + E_{av,d} + G_d + 0.5 ·

(Q_{g,k} = Druckkraft infolge Mantelreibung und Spitzendruck)

(Mantelreibung nur unterhalb des rechnerischen Fußpunktes)

gamma(P) i.a. = 1.40

P_{v,d} = 0.00 kN/m

E_{av,d} = 5.43 kN/m

G_d = 6.77 kN/m

Ch,d = 70.00 kN/m

Folgender Nachweis ist zu erbringen:

(Q_{g,k} + 12.97 - 2.41) / gamma(P) >= 17.84

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Ausnutzungsgrad Hydraulischer Grundbruch = 0.25

gamma(Gewicht) = 0.95

gamma(Strömungskraft) = 1.35

UK Schicht = 1.70

Nachweis Auftriebssicherheit nicht erforderlich !

3.4.4.5 LFK 5 – BORDVOLL – BS-A

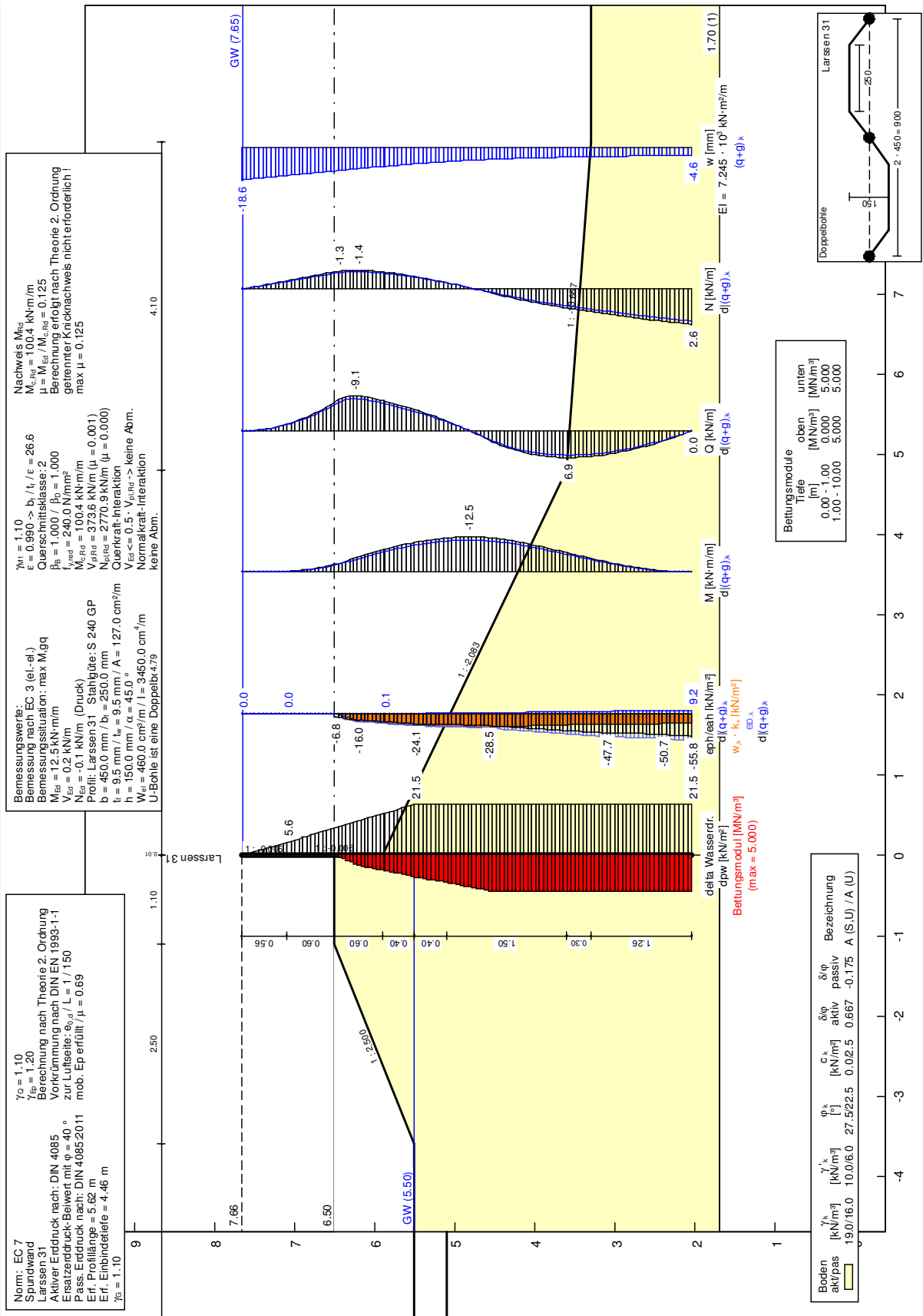
$$\Delta y_a' = 0,7 \times 1,16 / (3,73 + \sqrt{(3,73 \times 4,33)}) \times 10 = 1,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,66 - 6,5 = 1,16 \text{ m}$$

$$h_{so} = 5,9 - 2,17 = 3,73 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 2,17 = 4,33 \text{ m}$$

$$\Delta y_p' = -0,7 \times 1,16 / (4,33 + \sqrt{(3,73 \times 4,33)}) \times 10 = -1,0 \text{ kN/m}^3$$



3.4.4.6 MINDESTSTEINBINDETIEFE DER HWS-WAND

Strömungsweg im Boden soll gemäß E 165 mindestens das 4-Fache der Differenz zwischen dem Bemessungswasserstand und der landseitigen Geländeoberkante (unabhängig vom tatsächlichen Binnenwasserstand) sein.

LFK1-4:

$$l = 5,9 - 2,06 + 6,5 - 2,06 = 8,3 \text{ m} > 4 \times (7,1 - 6,5) = 2,4 \text{ m}$$

LFK5:

$$l = 5,9 - 2,06 + 6,5 - 2,06 = 8,3 \text{ m} > 4 \times (7,66 - 6,5) = 4,64 \text{ m}$$

3.4.4.7 ZUSAMMENFASSUNG

Der Spannungsnachweis der Spundwand ist sicher erfüllt.

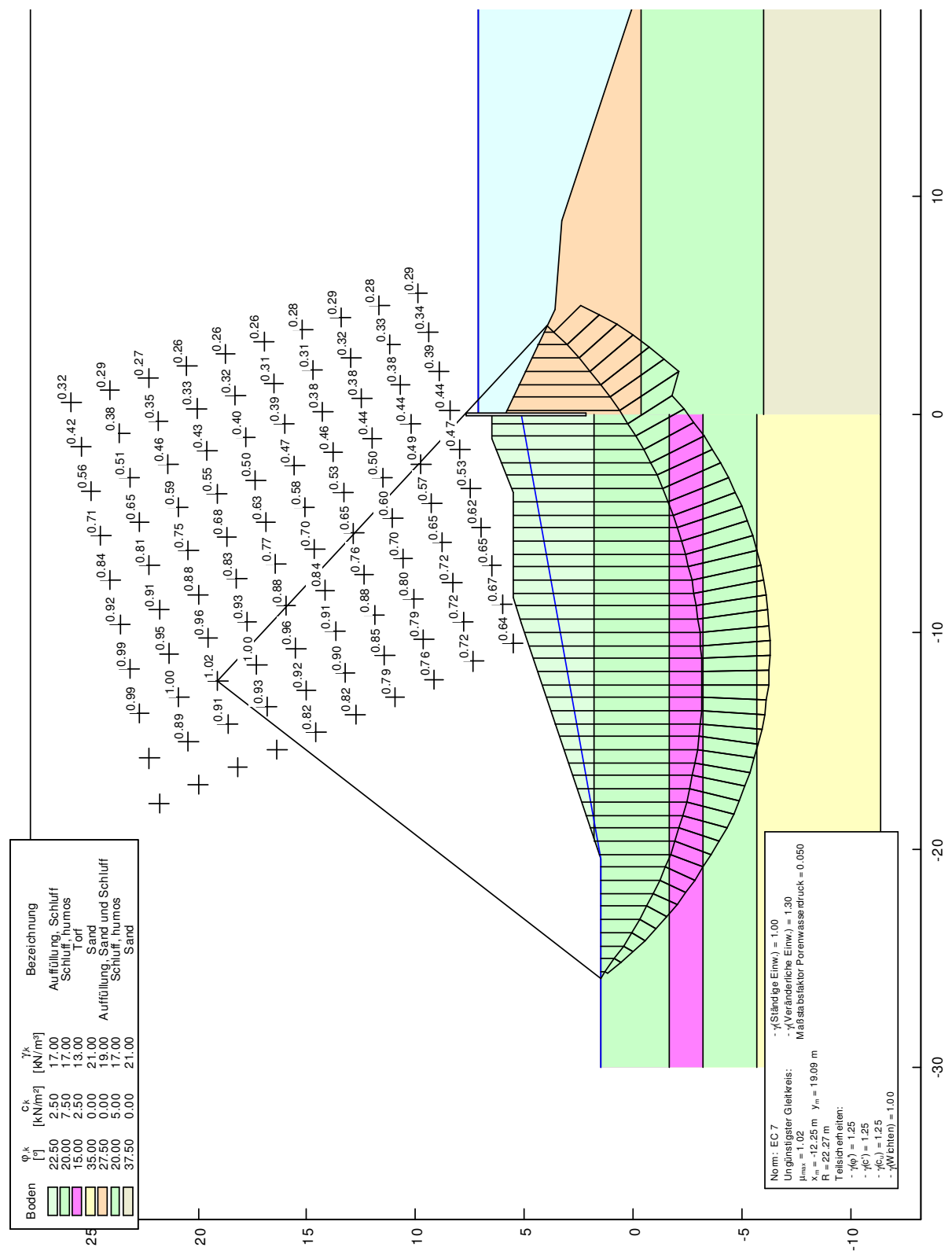
Das horizontale Gleichgewicht wurde in der LFK 4 nicht erfüllt. Ggf. kann über eine Diskussion des Lastansatzes der Nachweis für den Querschnitt dennoch erbracht werden.

Die abzutragende Vertikallast ist vernachlässigbar klein.

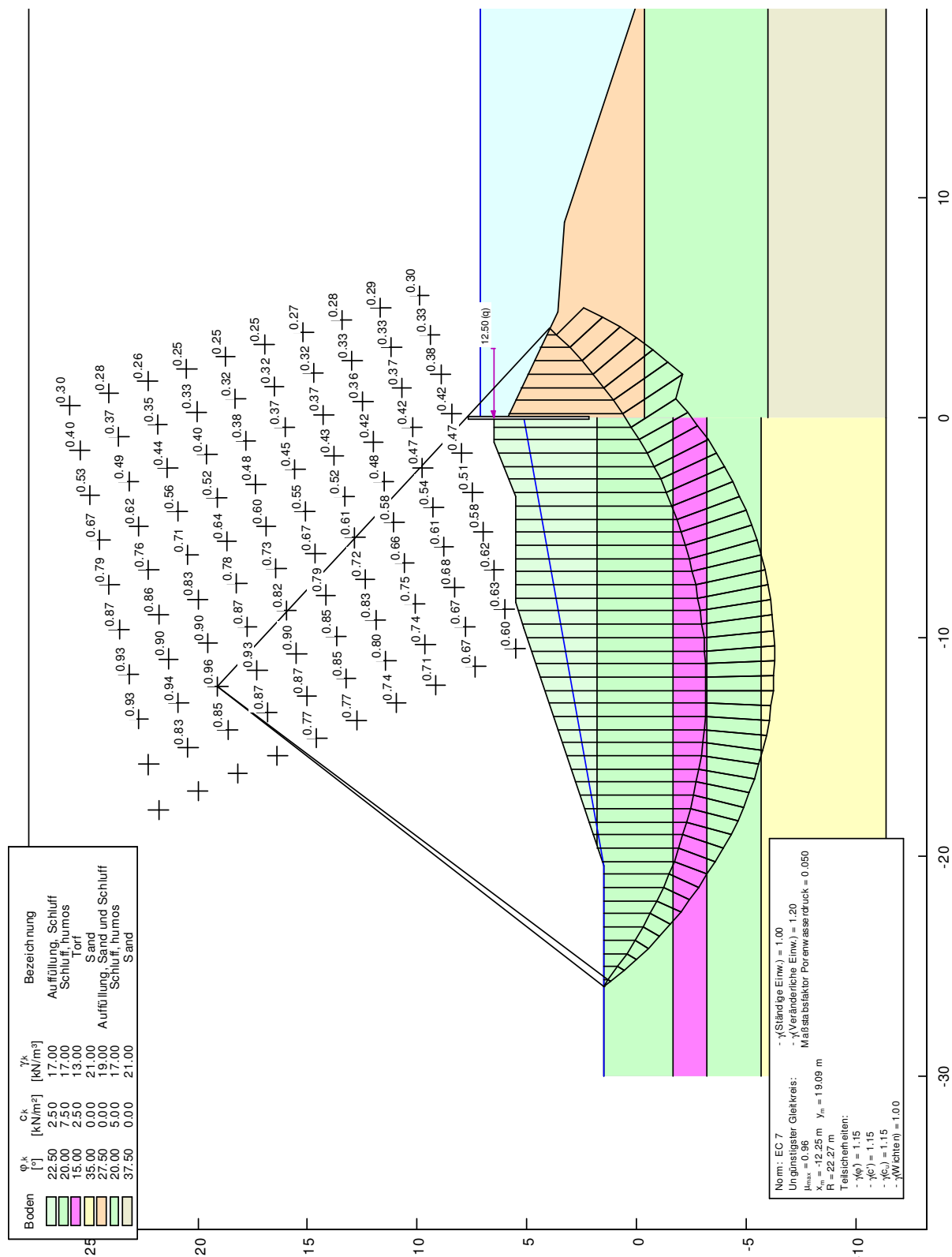
3.4.5 GELÄNDEBRUCH

Es wird nur der hydrostatische Wasserdruck angesetzt.

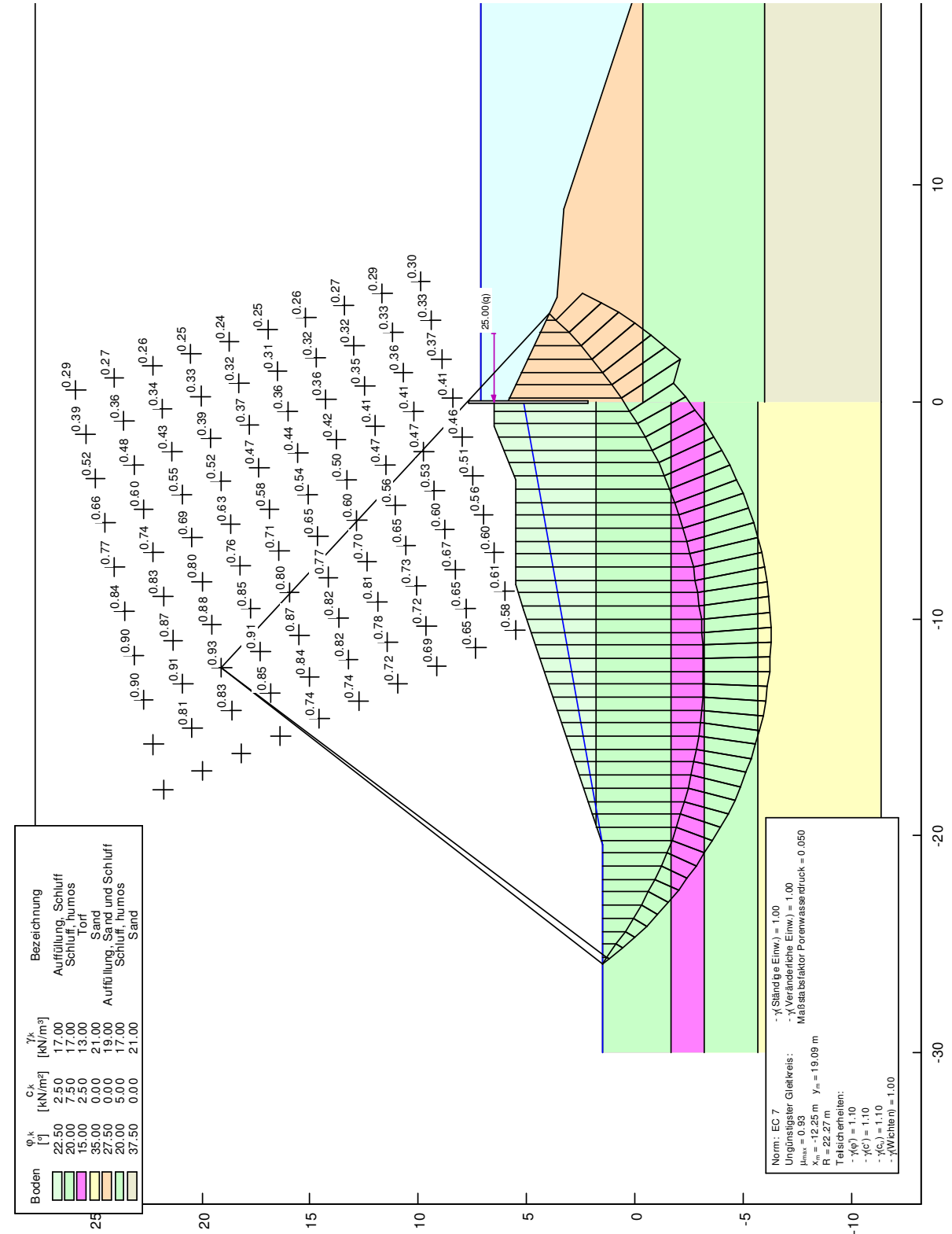
3.4.5.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P



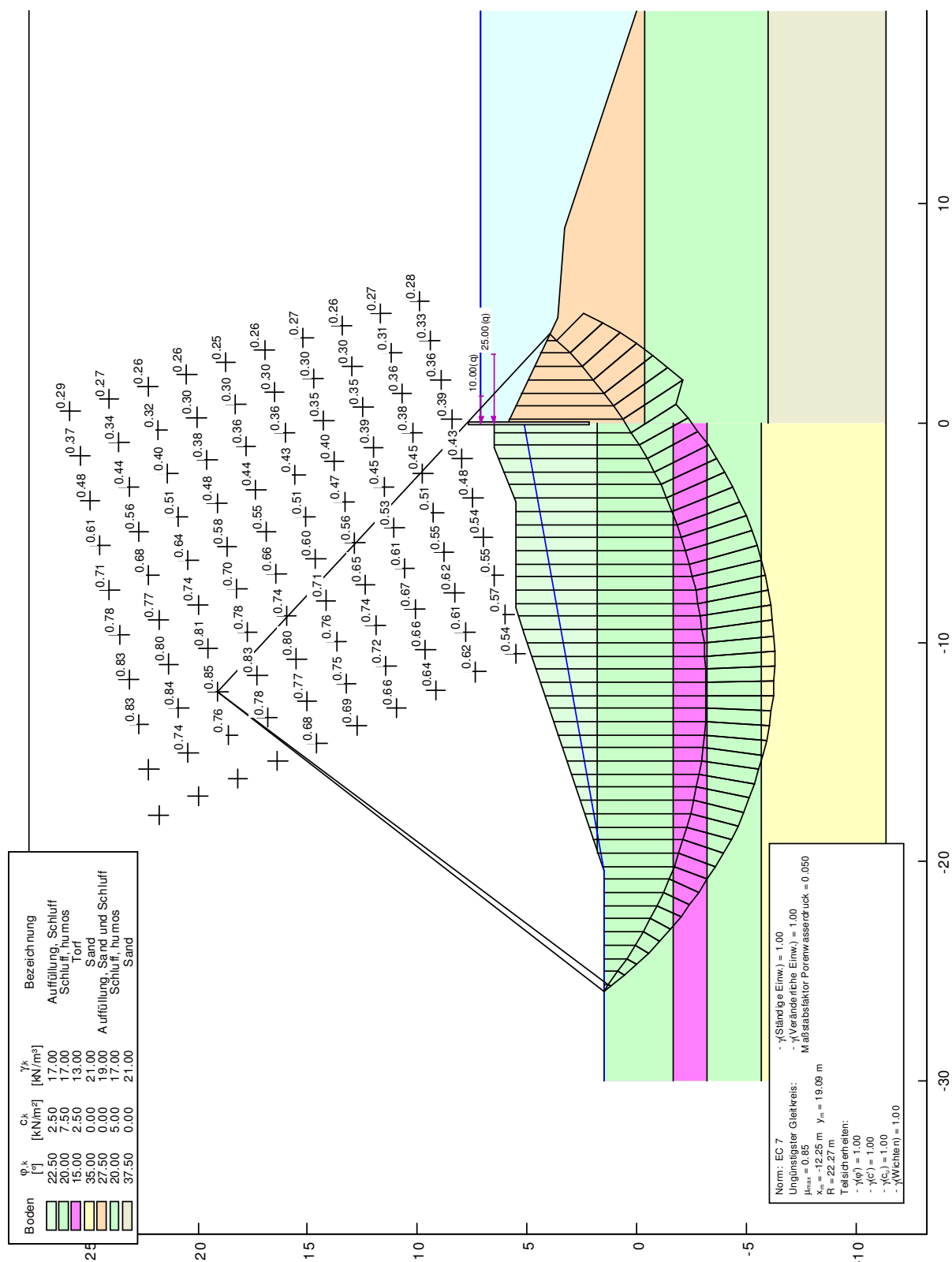
3.4.5.2 LFK 2 – HOCHWASSER + 0,5 WELLE – BS-T



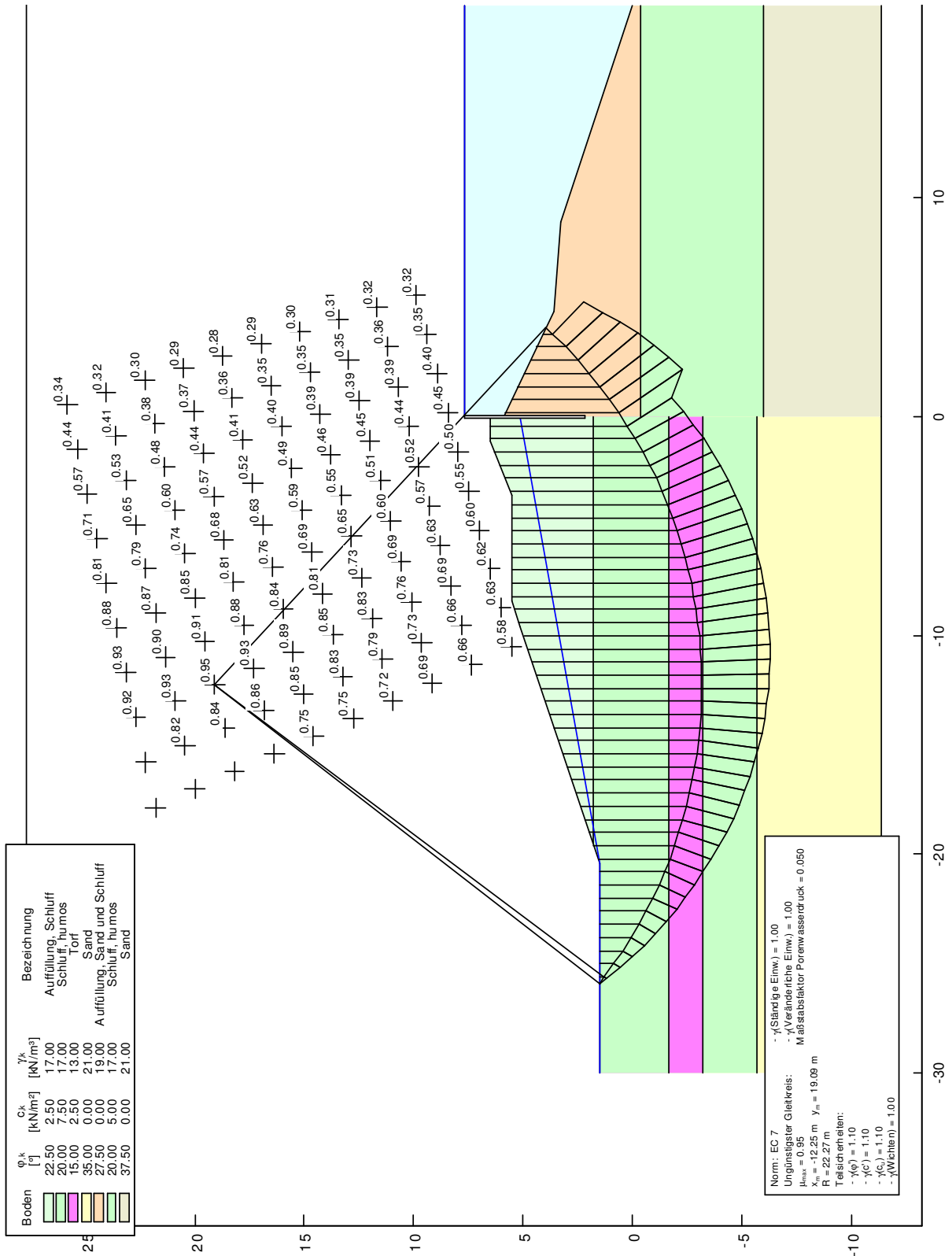
3.4.5.3 LFK 3 – HOCHWASSER + WELLE – BS-A



3.4.5.4 LFK 4 – HOCHWASSER + WELLE + TREIBGUT – BS-E



3.4.5.5 LFK 5 – BORDVOLL – BS-A



3.4.5.6 ZUSAMMENFASSUNG

Die Geländebruchsicherheit ist in allen Lastfallkombinationen am Limit. In LFK1 beträgt die Überschreitung der zulässigen Ausnutzung 2%.

Es liegt kein Potentialliniennetz vor, welches wahrscheinlich eine weitere Erhöhung des Ausnutzungsgrades bewirken würde.

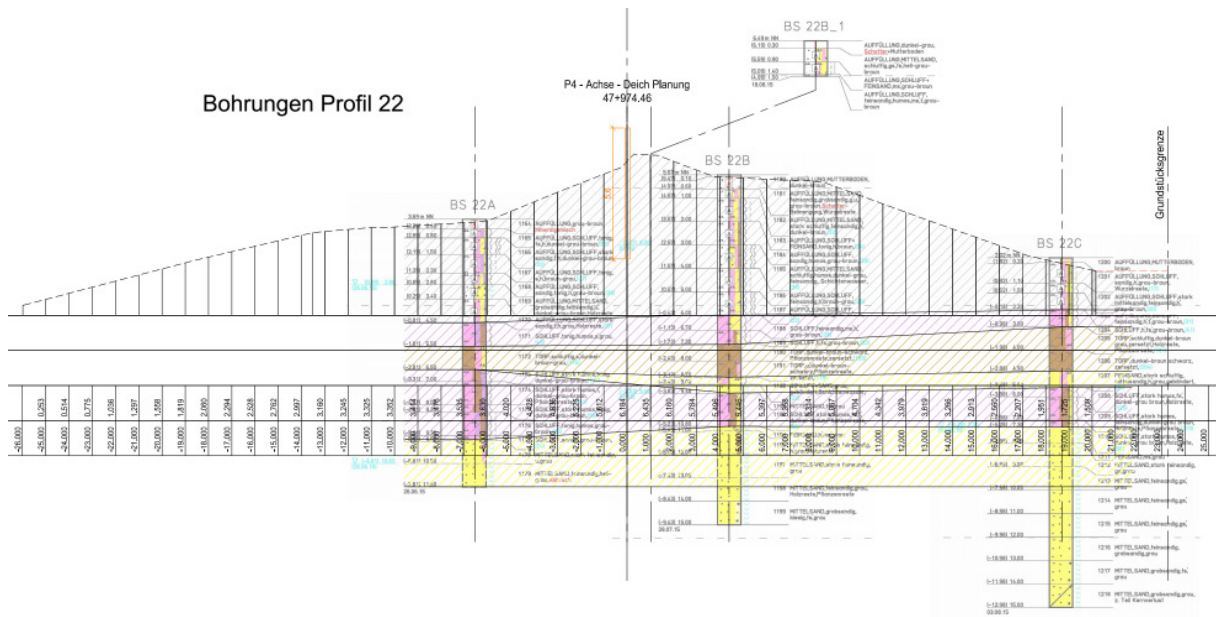
3.4.6 ZUSAMMENFASSUNG

Für Schnitt 21 wurde die Standsicherheit im Hochwasserlastfall (NN+7,1 m) untersucht.

Die Spundwand ist nicht standsicher.

Die Geländebruchsicherheit ist nicht gegeben.

3.5 SCHNITT 22 BEI 47+974,46



Gemäß Aufmaß [3] gelten für die Spundwand folgende Angaben:

OK Spundwand = ca. NN+7,7 m

$$L_{\text{vorhanden}} = 5,60 \text{ m}$$

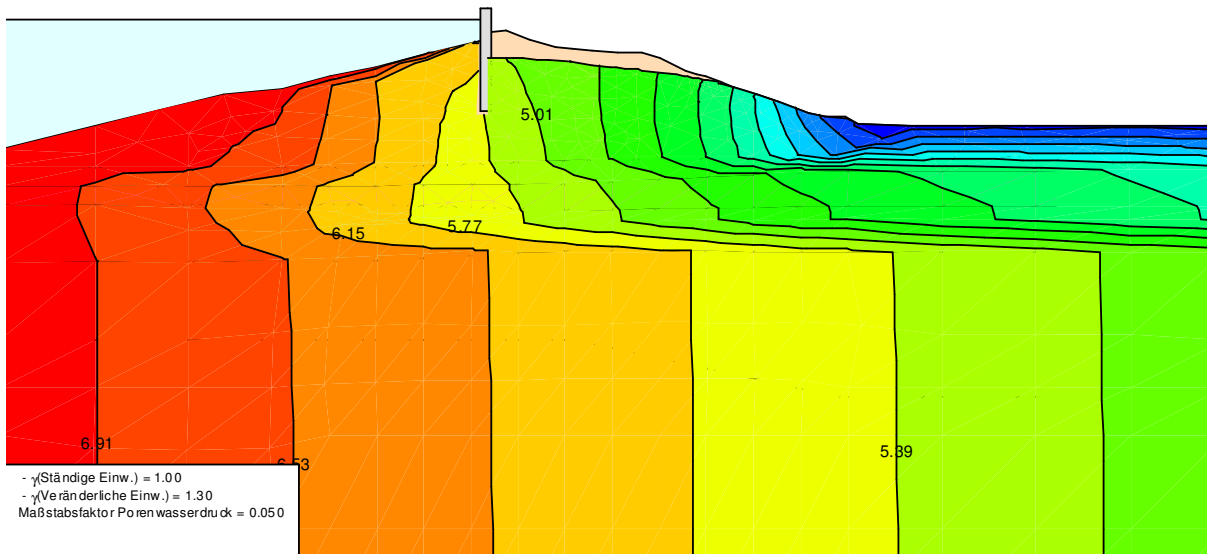
Profil Larssen 31 in S240 GP

Die Schnittgeometrie ist sehr ähnlich zu Schnitt 21. Es werden nur die dort maßgebenden Lastfallkombinationen betrachtet.

3.5.1 WASSERDRUCK

Der Wasserdruck wird über ein Potentialliniennetz vom Grundbaulabor Bremen vorgegeben. Das Potentialliniennetz wurde für den stationären Fall ermittelt.

Das Netz wurde wesenstetig mit einer 1:4-Böschung modelliert statt einer 1:2,5-Böschung gemäß Aufmaß.



Spundwandberechnung

Der binnenseitige Grundwasserstand wird aus dem Netz abgelesen zu NN+5,0 m.

Geländebruchberechnung

Das Potentialliniennetz wird über eine Softwareschnittstelle eingelesen.

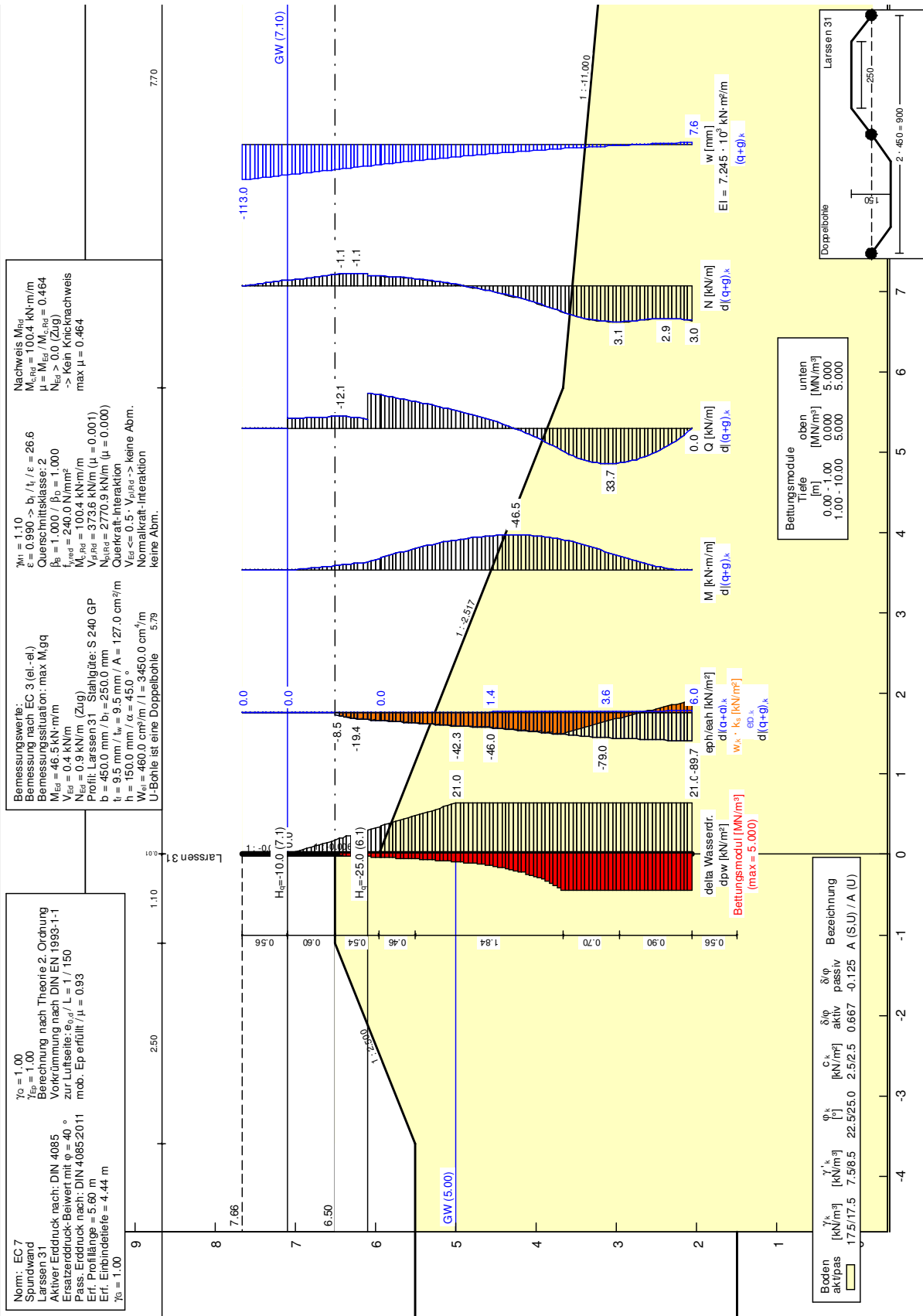
3.5.2 BAUGRUND

Die Spundwand wird mit Profil BS 22A auf der Aktivseite und BS 22B auf der Passivseite berechnet.

Der Geländebruch wird außendeichs mit Profil BS 22A, im Bereich der Deichkrone mit Profil BS 22B und binnendeichs mit Profil BS 22C berechnet.

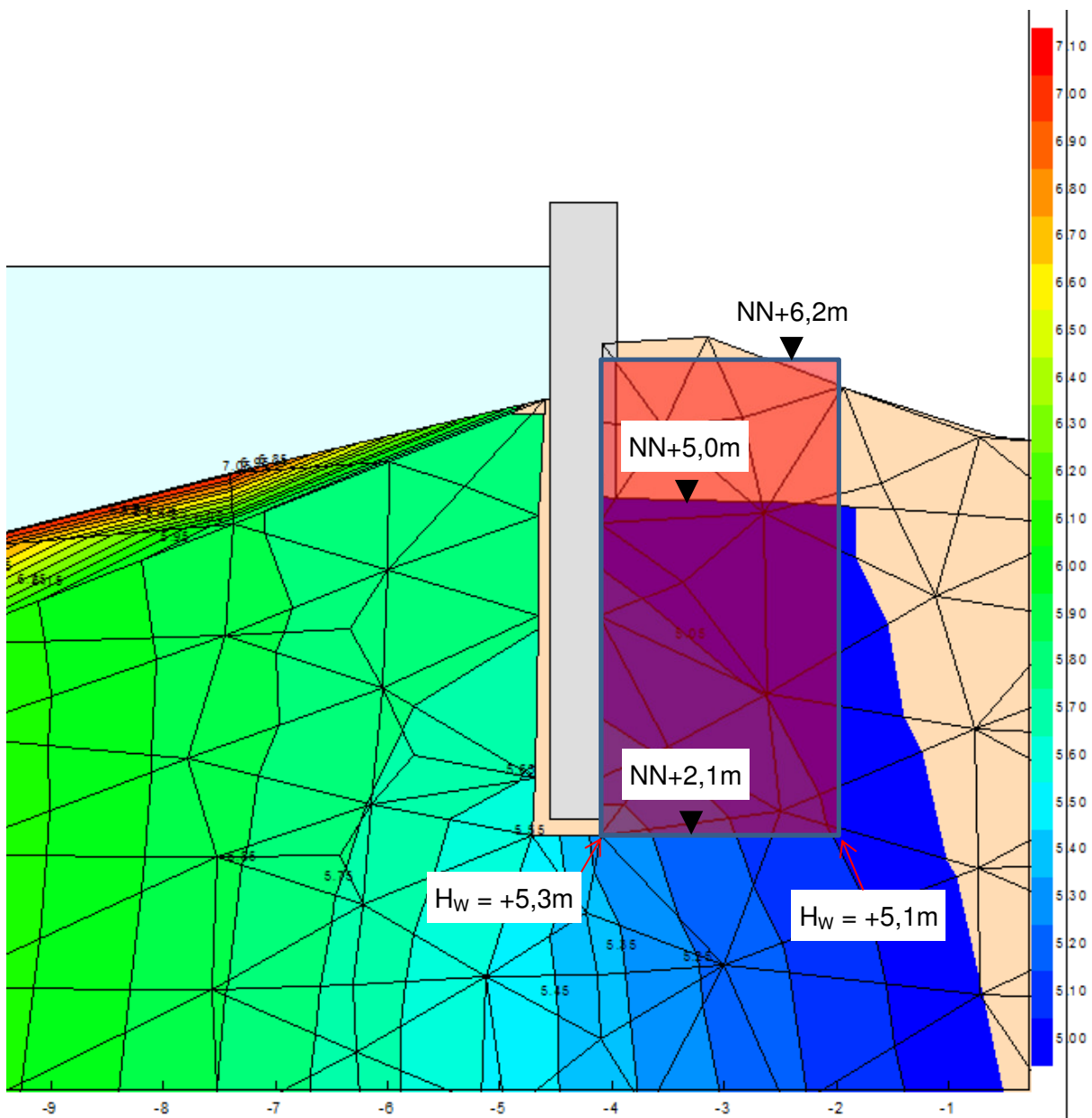
3.5.3 NACHWEIS DER SPUNDWAND

3.5.3.1 LFK 4 – HOCHWASSER + WELLE + TREIBGUT – BS-E



3.5.3.2 HYDRAULISCHER GRUNDBRUCH

Der Nachweis des hydraulischen Grundbruchs ist aufgrund der fast nicht vorhandenen aufwärtsgerichteten Strömung problemlos möglich.



Nachweis gemäß E115

$$d = 6,2 - 2,1 = 4,1 \text{ m}$$

$$F_{s,k}' = 10 \times ((5,3 + 5,1) / 2 - 5,0) \times 4,1 / 2 = 4,1 \text{ kN/m}$$

$$G_k' = (1,2 \times 18 + 2,9 \times 9) \times 4,1 / 2 = 97,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nachweis: } 4,1 \times 1,45 = 6 \text{ kN/m} \leq 97,8 \times 0,9 = 88 \text{ kN/m}$$

3.5.3.3 ZUSAMMENFASSUNG

Der Spannungsnachweis der Spundwand ist sicher erfüllt.

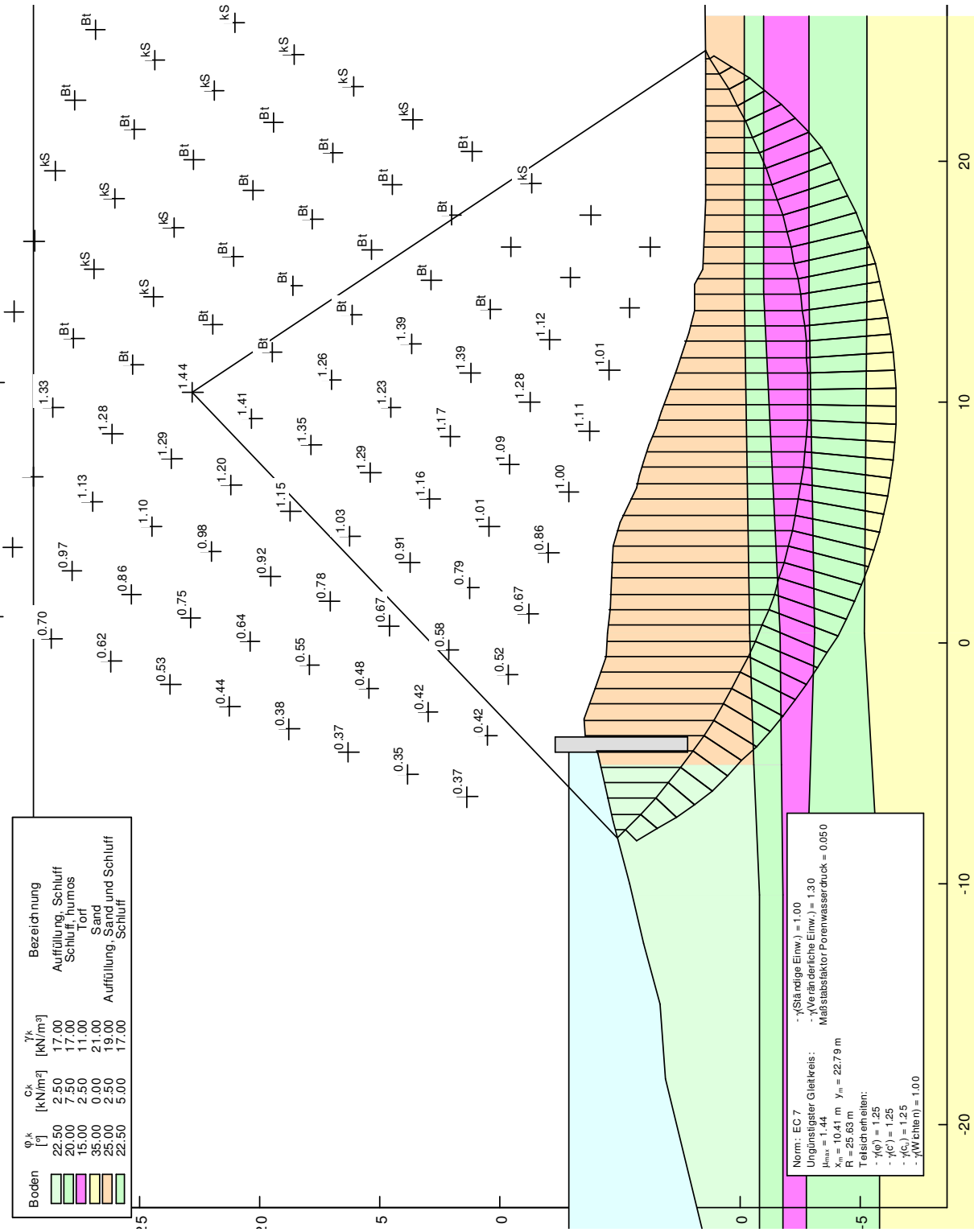
Die Wandlänge wurde vorgegeben und das horizontale Gleichgewicht ist erfüllt. Die Ausnutzung des Erdwiderstands ist sehr hoch und es sind kaum noch Tragsicherheitsreserven vorhanden.

Der hydraulische Grundbruch ist erfüllt.

Die abzutragende Vertikallast ist vernachlässigbar klein.

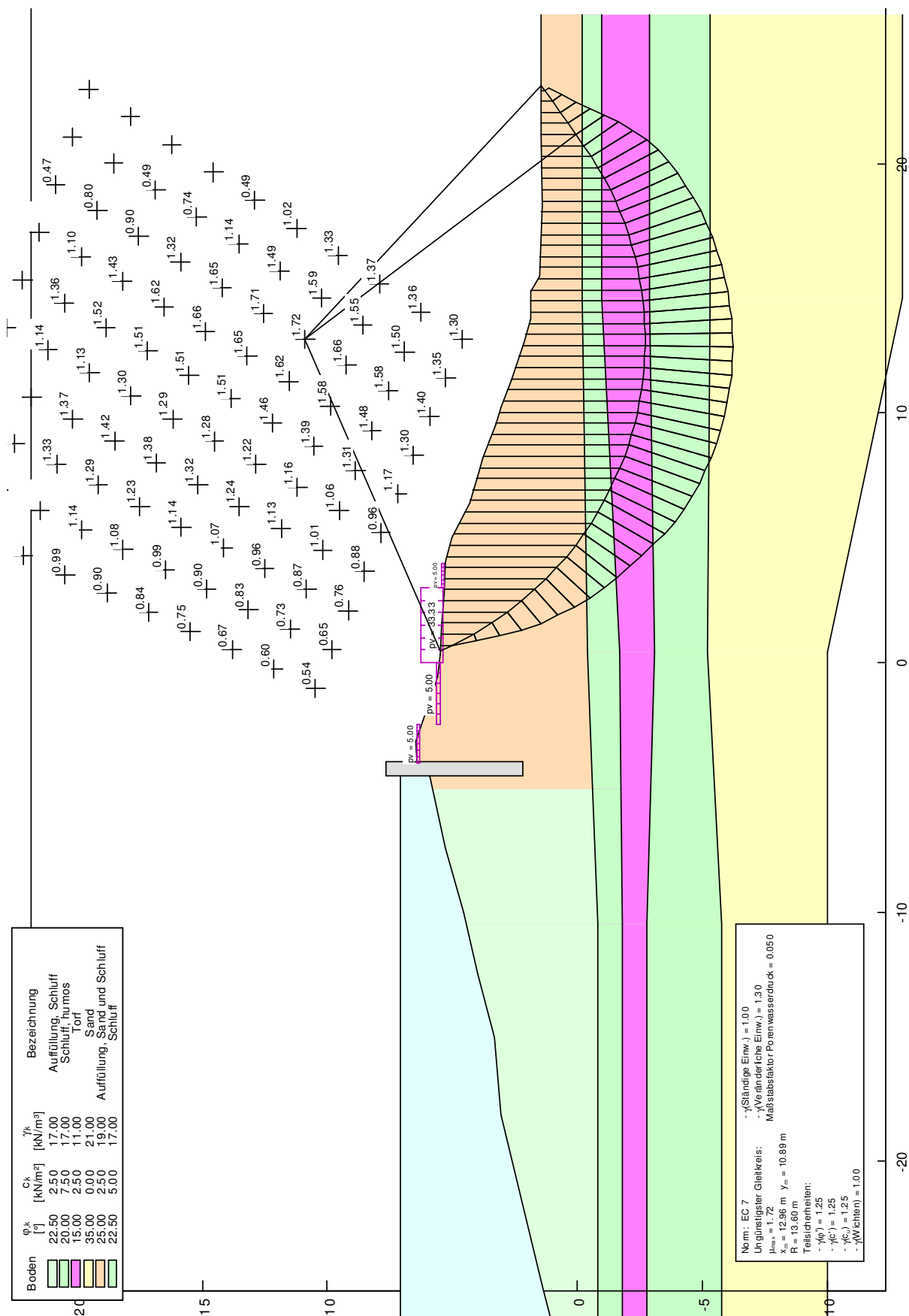
3.5.4 GELÄNDEBRUCH

3.5.4.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P



3.5.4.2 LFK – VERKEHR AUF BINNENBÖSCHUNG – BS-P

Zusätzlich wird das Potentialliniennetz die Binnenböschung mit Verkehrslast $p = 33,3 \text{ kN/m}^2$ auf 3 m berechnet.

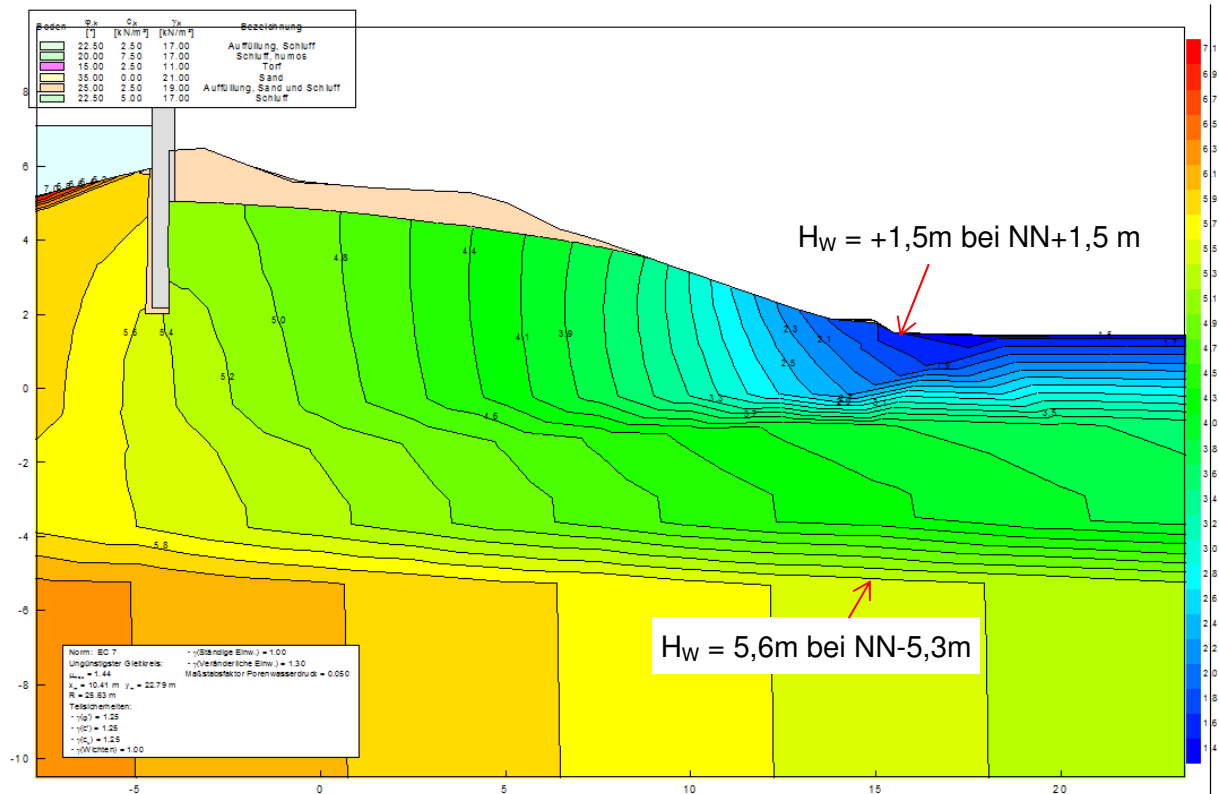


Die Böschung ist nicht standsicher, wobei die Größe der Verkehrslast das Ergebnis kaum beeinflusst, sondern der ungünstige Wasserdruck das Ergebnis deutlich negativ beeinflusst. (Die Ergebnisse lassen erwarten, dass die Standsicherheit der Böschung auch ohne Auftrieb im Grenzbereich liegen wird oder sogar nicht nachgewiesen werden kann.)

3.5.4.3 ZUSAMMENFASSUNG

Die Geländebruchsicherheit ist deutlich nicht erfüllt.

3.5.5 NACHWEIS DES AUFSCHWIMMENS



Nachweis gemäß E115

$$Y_{wi} \times Y_H \leq Y' \times Y_{G, \text{stb}}$$

BS/DS 22C

Tiefe von [mNN]	Tiefe bis [mNN]	Bodenart	Wichte γ_k / γ'_k [kN/m³]	Reibungswinkel ϕ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m²]
GOK	- 0,2	Auffüllung, Schluff und Sand	18/9	25,0	2,5
	- 0,2	Schluff, humos	17/7	20,0	7,5
	- 1,0	Torf	11/1	15,0	2,5
	- 2,9	Schluff, humos	17/7	20,0	7,5
	- 5,3	Sand	19/11	35,0	0

$$\Delta H_W = 5,4 - 1,5 = 3,9 \text{ m}$$

$$\gamma_{wi} = 3,9 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 / (1,5 \text{ m} - -5,3 \text{ m}) = 5,7 \text{ kN/m}^3$$

$$g' = (1,5 - -0,2) \times 9 + (-0,2 - -1,0) \times 7 + (-1,0 - -2,9) \times 1 + (-2,9 - -5,3) \times 7 = 39,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma' = 39,6 \text{ kN/m}^2 / (1,5 \text{ m} - -5,3 \text{ m}) = 5,8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Nachweis: } 5,7 \times 1,45 = 8,3 \text{ kN/m} \leq 5,8 \times 0,9 = 5,2 \text{ kN/m} \quad \text{nicht erfüllt}$$

3.5.6 NACHWEIS DER EROSION

Die Sickerlinie tritt in der binnenseitigen Deichböschung aus.

Gemäß DWA-M 507-1 gilt:

Erosionserscheinungen infolge oberflächigen Abfließens von Sickerwasser aus der Hangquelle können durch hinreichend flach geneigte Böschungen oder durch Oberflächenfilter verhindert werden. In der Regel reicht hier eine gut unterhaltene Grasdecke als Erosionsschutz aus (vgl. Abschnitt 6.5.2). Erfahrungsgemäß ist eine (bewachsene) Böschung mit einer Neigung von 1 : 3 bei Sand und von 1 : 4 bei Schluff ohne besondere Schutzmaßnahmen (z. B. Deckwerk) als erosionsfest anzusehen.

Ein Auflastdrän, der ca. 0,5 m über den Austrittspunkt der Sickerlinie zu führen wäre, würde weitere Sicherheit bringen.

3.5.7 ZUSAMMENFASSUNG

Für Schnitt 22 konnte die Standsicherheit der Spundwand erbracht werden. Es sind jedoch kaum noch Tragsicherheitsreserven vorhanden.

Die Geländebruchsicherheit ist nicht gegeben.

Die Aufschwimmsicherheit ist nicht gegeben.

3.6 SCHNITT 23 BEI 47+809,74

Es werden folgende Angaben verwendet:

OK Spundwand	= NN+7,6 m
L _{vorhanden}	= 5,60 m
Profil	Larssen 31 in S240 GP

Gemäß [2] gelten für die Spundwand bei 47+819,596 also in ca. 10 m Entfernung folgende Angaben, die als nicht korrekt angesehen werden:

OK Spundwand	= NN+7,42 m
L _{vorhanden}	= 5,60 m
Profil	Larssen 25 in S240 GP

3.6.1 WASSERDRUCK

Spundwandberechnung

Der Innenwasserstand wird auf NN+5,7 m angesetzt und damit auf Höhe der ersten Berme. Ausgehend vom Spundwandfuß trifft die Gleitfläche des Erdwiderstands ($\vartheta = 45 - \varphi'/2 = 33,75^\circ$), in der der Wasserdruck anzusetzen ist, auf die vorbenannte Berme.

Die Wichteänderung infolge Umströmung wird entlang der Spundwand bis zur binnenseitigen GOK bei NN+6,5 m berechnet:

$$\Delta\gamma_a' = 0,7 \times 0,6 / (4,18 + \sqrt{(4,18 \times 4,68)}) \times 10 = 0,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,1 - 6,5 = 0,6 \text{ m}$$

$$h_{so} = 6,0 - 1,82 = 4,18 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 1,82 = 4,68 \text{ m}$$

$$\Delta\gamma_p' = -0,7 \times 0,6 / (4,68 + \sqrt{(4,18 \times 4,68)}) \times 10 = -0,5 \text{ kN/m}^3$$

Geländebruchberechnung

Das Innenwasserstand wird im Binnenland auf Geländehöhe angesetzt. Von dort ausgehend zur Berme vor der Spundwand hin wird ein Anstieg unter 1:4 auf NN+6,65 m angenommen.

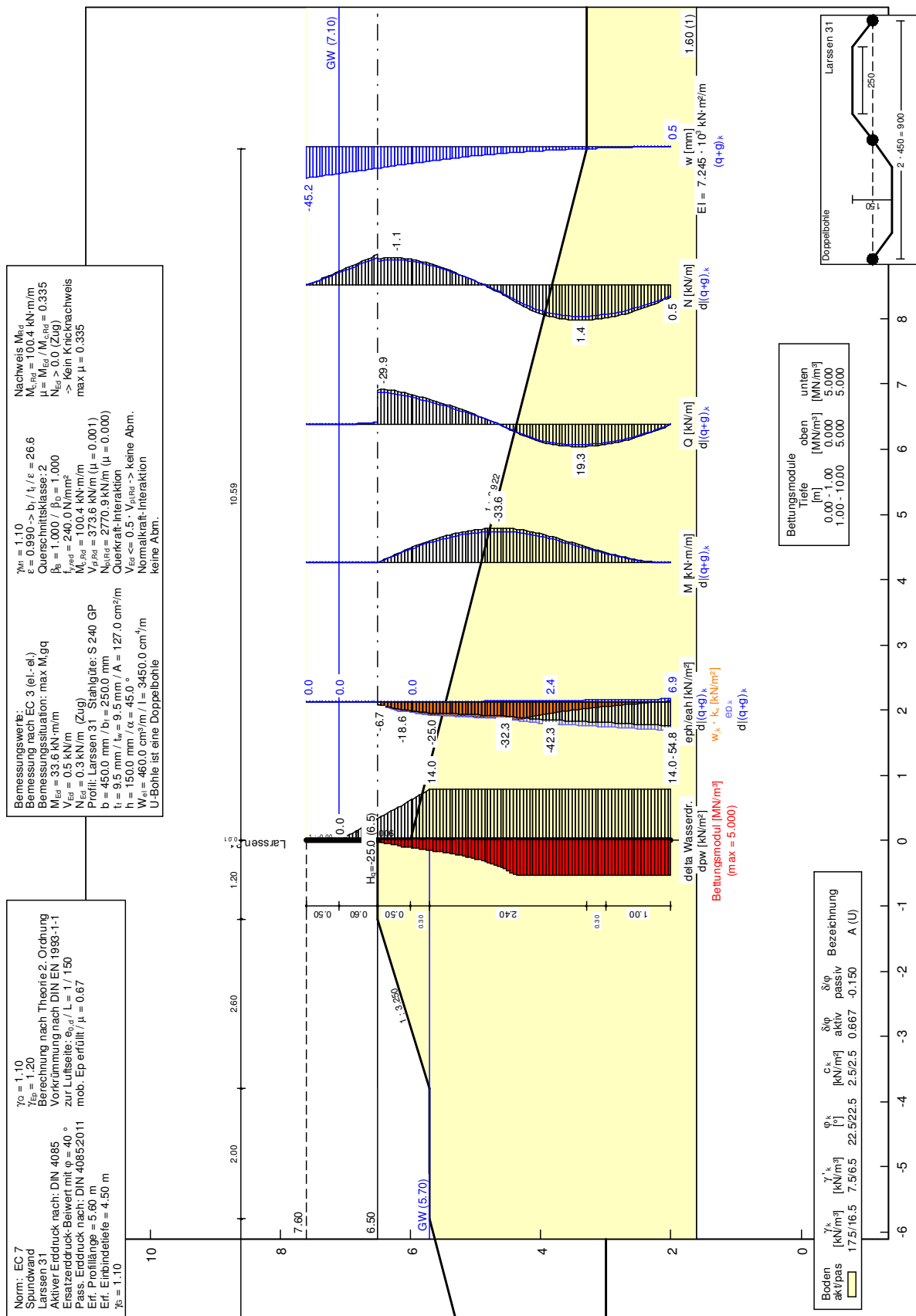
3.6.2 BAUGRUND

Die Spundwand wird mit Profil BS 23B berechnet.

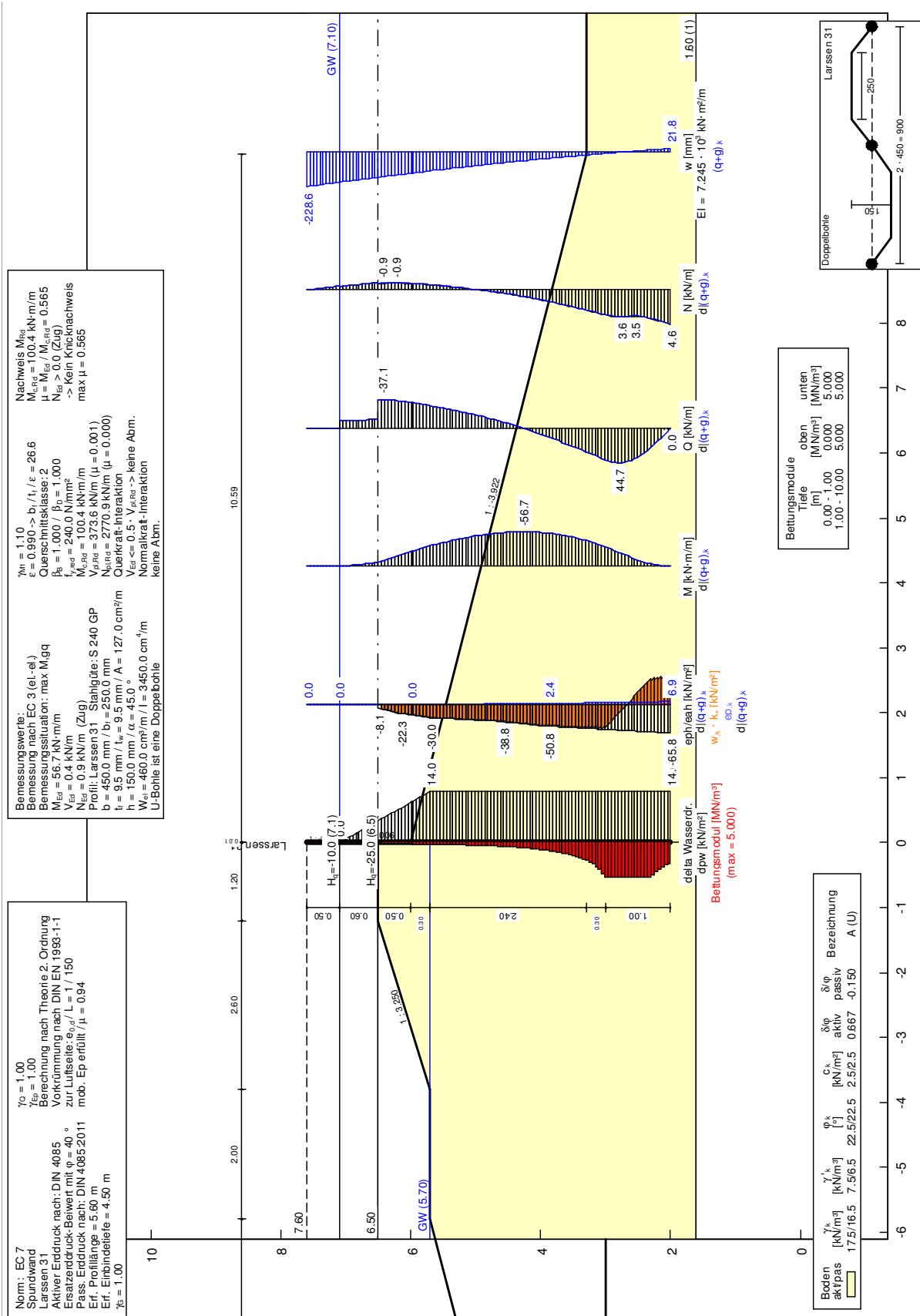
Der Geländebruch wird außendeichs mit Profil BS 23A, mittig und binnenseits mit Profil BS 23B.

3.6.3 NACHWEIS DER SPUNDWAND

3.6.3.1 LFK 3 – HOCHWASSER + WELLE – BS-A



3.6.3.2 LFK 4 – HOCHWASSER + WELLE + TREIBGUT – BS-E



3.6.3.3 MINDESTSTEINBINDETIEFE DER HWS-WAND

Strömungsweg im Boden soll gemäß E 165 mindestens das 4-Fache der Differenz zwischen dem Bemessungswasserstand und der landseitigen Geländeoberkante (unabhängig vom tatsächlichen Binnenwasserstand) sein.

$$l = 6,0 - 1,82 + 6,5 - 1,82 = 8,86 \text{ m} > 4 \times (7,1 - 6,5) = 2,4 \text{ m}$$

3.6.3.4 ZUSAMMENFASSUNG

Der Spannungsnachweis der Spundwand ist sicher erfüllt.

Die Wandlänge wurde vorgegeben und das horizontale Gleichgewicht ist erfüllt.

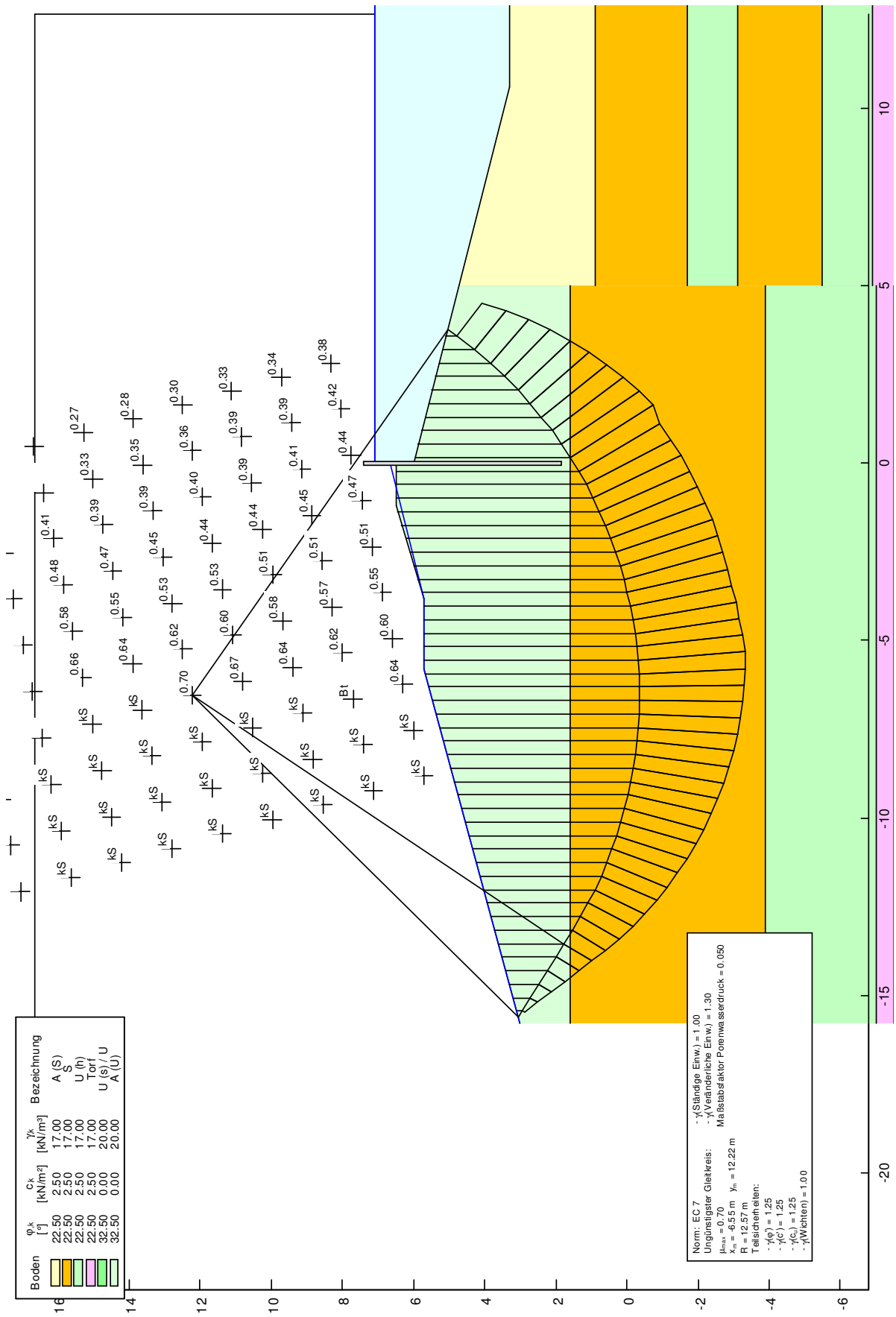
Die abzutragende Vertikallast ist vernachlässigbar klein.

Aus der Ausnutzung des Erdwiderstands und der Darstellung der Verformung ist ersichtlich, dass LFK4 am höchsten ausgenutzt und damit das geringste Sicherheitsniveau bietet. Es sind kaum noch Tragsicherheitsreserven vorhanden.

3.6.4 GELÄNDEBRUCH

Es wird nur der hydrostatische Wasserdruck angesetzt.

3.6.4.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P



3.6.4.2 ZUSAMMENFASSUNG

Die Geländebruchsicherheit ist in der untersuchten Lastfallkombination (LFK 1 ist generell maßgebend) gegeben.

Es liegt kein Potentialliniennetz vor, welches wahrscheinlich eine Erhöhung des (derzeit geringen) Ausnutzungsgrades bewirken würde.

3.6.5 ZUSAMMENFASSUNG

Für Schnitt 23 konnte die Standsicherheit der Spundwand erbracht werden. Es sind jedoch kaum noch Tragsicherheitsreserven vorhanden.

Die Geländebruchsicherheit ist gegeben.

3.7 SCHNITT 23/2 BEI 47+809,74

Gemäß [2] gelten für die Spundwand bei 47+806,952 also in ca. 3 m Entfernung folgende Angaben:

OK Spundwand	= NN+7,66 m
L _{vorhanden}	= 4,50 m
Profil	Larssen 31 in S240 GP

3.7.1 WASSERDRUCK

Spundwandberechnung

Der Innenwasserstand wird auf NN+5,7 m angesetzt und damit auf Höhe der ersten Berme. Ausgehend vom Spundwandfuß trifft die Gleitfläche des Erdwiderstands ($\vartheta = 45 - \varphi'/2 = 33,75^\circ$), in der der Wasserdruck anzusetzen ist, auf die vorgenannte Berme.

Geländebruchberechnung

Der Innenwasserstand wird im Binnenland auf Geländehöhe angesetzt. Von dort ausgehend zur Berme vor der Spundwand hin wird ein Anstieg unter 1:4 auf NN+6,65 m angenommen.

3.7.2 BAUGRUND

Die Spundwand wird mit Profil BS 23B berechnet.

Der Geländebruch wird außendeichs mit Profil BS 23A, mittig und binnenseits mit Profil BS 23B.

3.7.3 NACHWEIS DER SPUNDWAND

3.7.3.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P

Die Wichteänderung infolge Umströmung wird entlang der Spundwand bis zur binnenseitigen GOK bei NN+6,5 m berechnet:

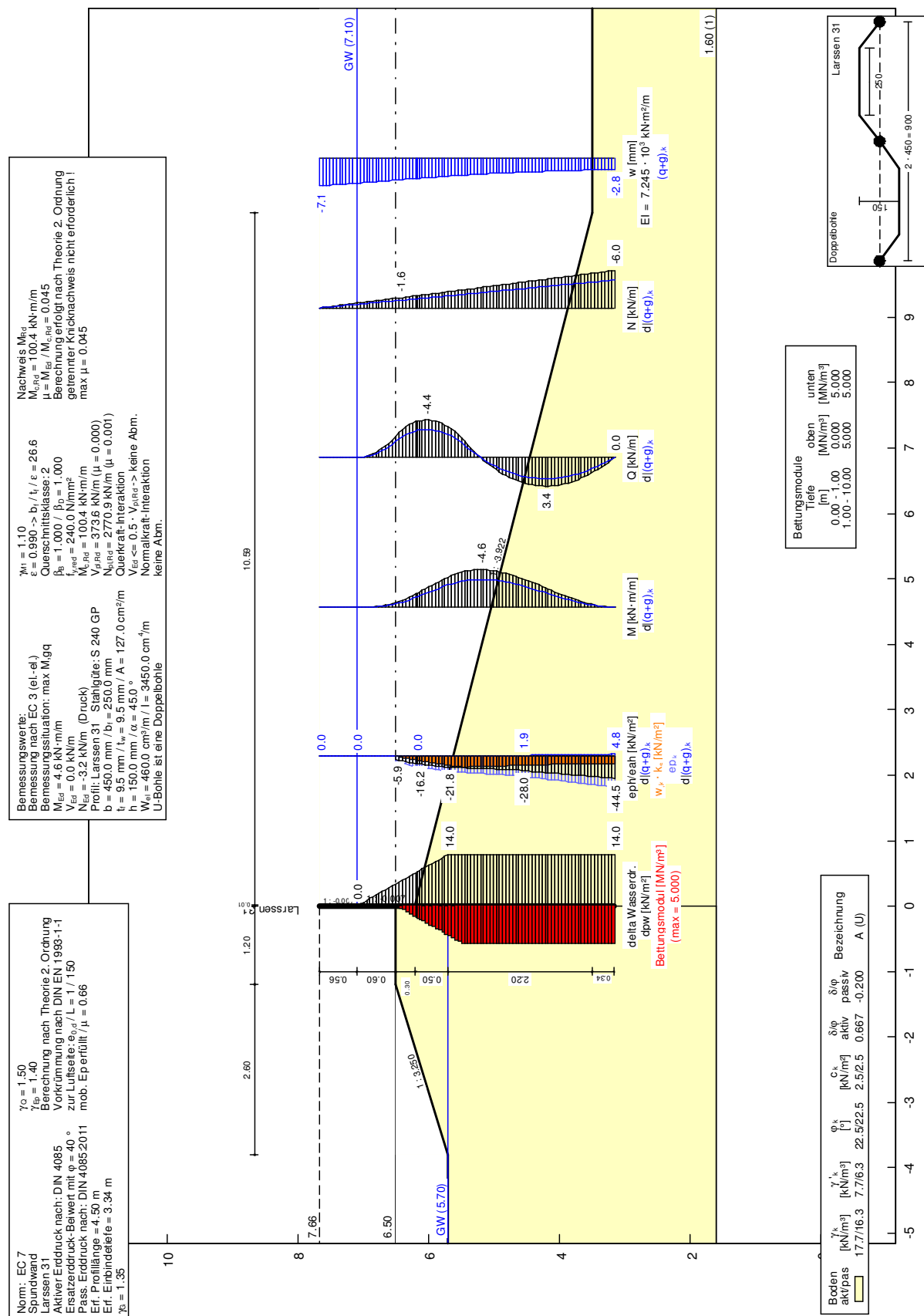
$$\Delta\gamma_a' = 0,7 \times 0,6 / (2,84 + \sqrt{(2,84 \times 3,34)}) \times 10 = 0,7 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,1 - 6,5 = 0,6 \text{ m}$$

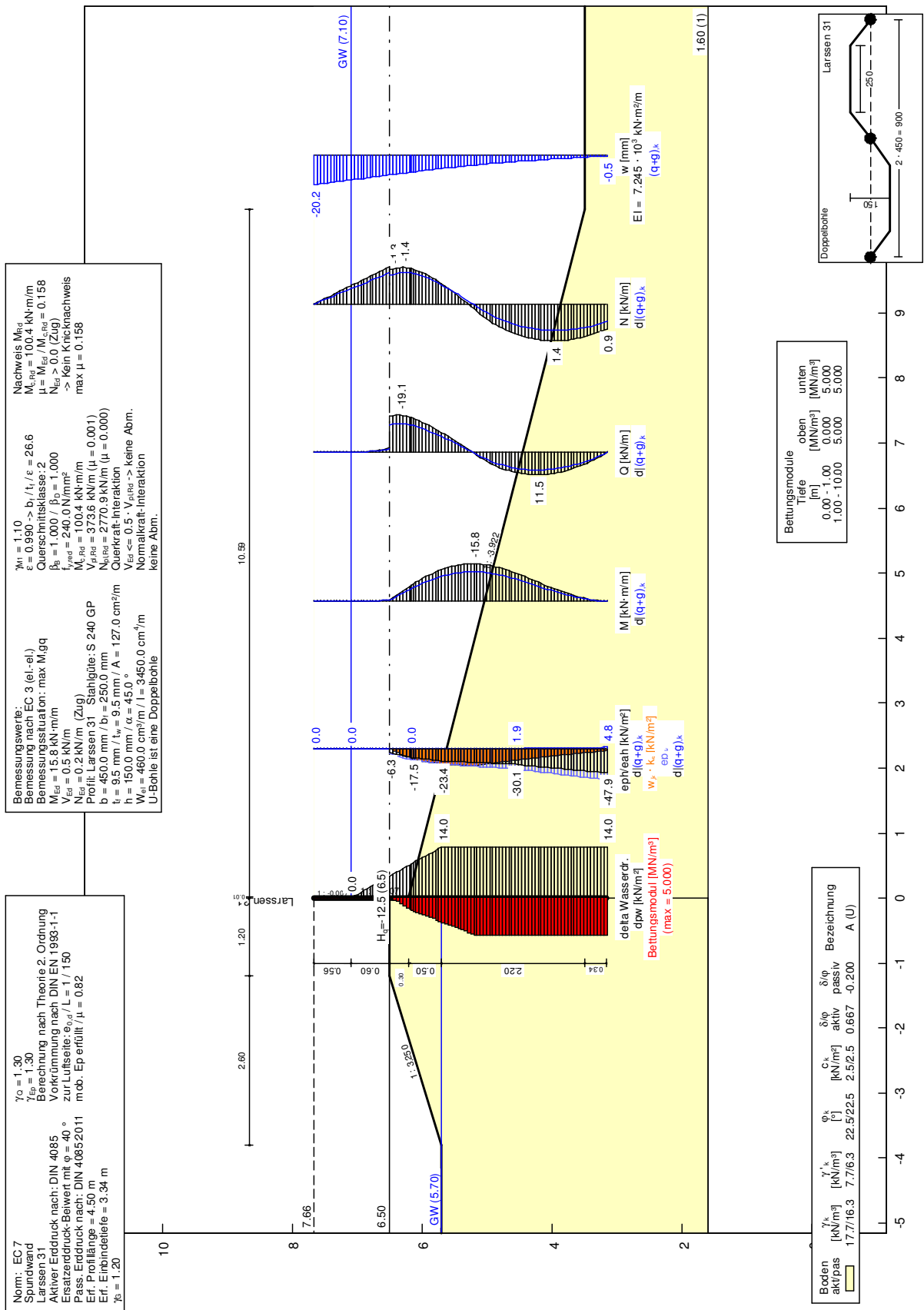
$$h_{so} = 6,0 - 3,16 = 2,84 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 3,16 = 3,34 \text{ m}$$

$$\Delta\gamma_p' = -0,7 \times 0,6 / (3,34 + \sqrt{(2,84 \times 3,34)}) \times 10 = -0,7 \text{ kN/m}^3$$

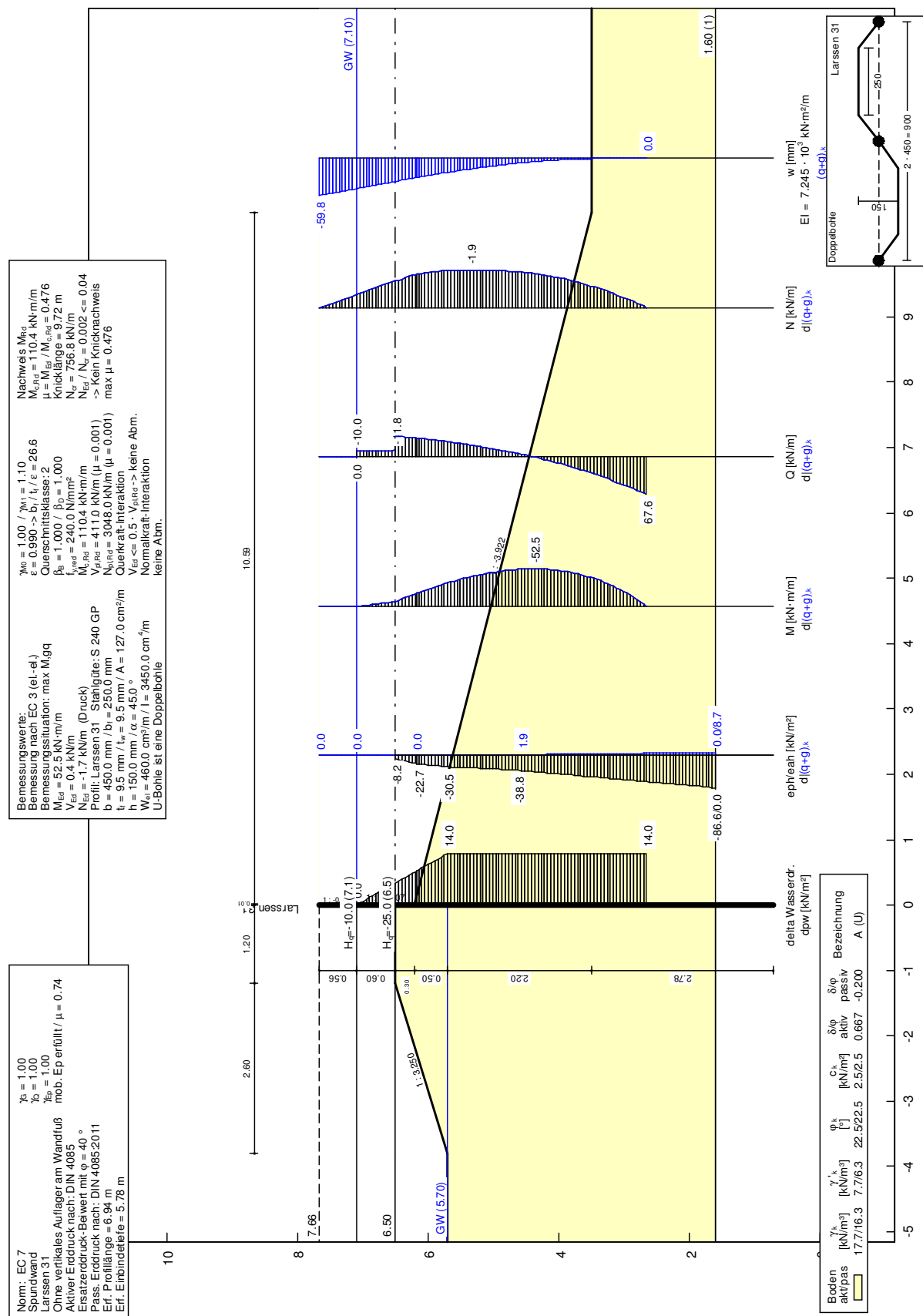


3.7.3.2 LFK 2 – HOCHWASSER + 0,5 WELLE – BS-T



3.7.3.4 LFK 4 – HOCHWASSER + WELLE + TREIBGUT – BS-E

Der Nachweis der gebetteten Spundwand mit vorgegebener Fußtiefe konnte nicht geführt werden. Es wird eine theoretische Spundwandlänge berechnet.



3.7.3.5 LFK 5 – BORDVOLL – BS-A

Die Wichteänderung infolge Umströmung wird entlang der Spundwand bis zur binnenseitigen GOK bei NN+6,5 m berechnet:

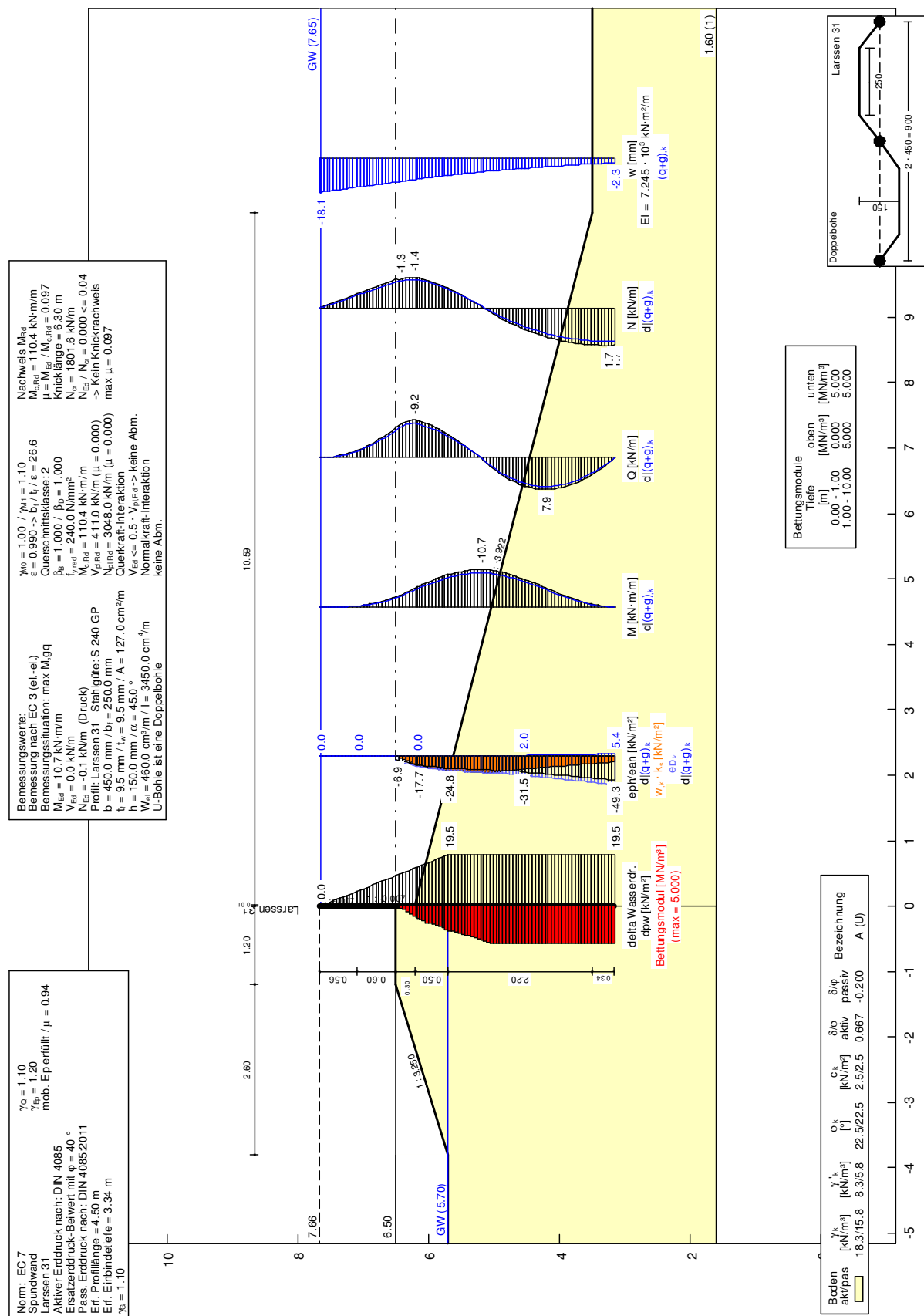
$$\Delta\gamma_a' = 0,7 \times 1,1 / (2,84 + \sqrt{(2,84 \times 3,34)}) \times 10 = 1,3 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta h = 7,6 - 6,5 = 1,1 \text{ m}$$

$$h_{so} = 6,0 - 3,16 = 2,84 \text{ m}$$

$$h_{su} = 6,5 - 3,16 = 3,34 \text{ m}$$

$$\Delta\gamma_p' = -0,7 \times 1,1 / (3,34 + \sqrt{(2,84 \times 3,34)}) \times 10 = -1,2 \text{ kN/m}^3$$



3.7.3.6 MINDESTEINBINDETIEFE DER HWS-WAND

Strömungsweg im Boden soll gemäß E 165 mindestens das 4-Fache der Differenz zwischen dem Bemessungswasserstand und der landseitigen Geländeoberkante (unabhängig vom tatsächlichen Binnenwasserstand) sein.

LFK1-4:

$$l = 6,0 - 3,16 + 6,5 - 3,16 = 6,18 \text{ m} > 4 \times (7,1 - 6,5) = 2,4 \text{ m}$$

LFK5:

$$l = 6,0 - 3,16 + 6,5 - 3,16 = 6,18 \text{ m} > 4 \times (7,6 - 6,5) = 4,4 \text{ m}$$

3.7.3.7 ZUSAMMENFASSUNG

Der Spannungsnachweis der Spundwand ist sicher erfüllt.

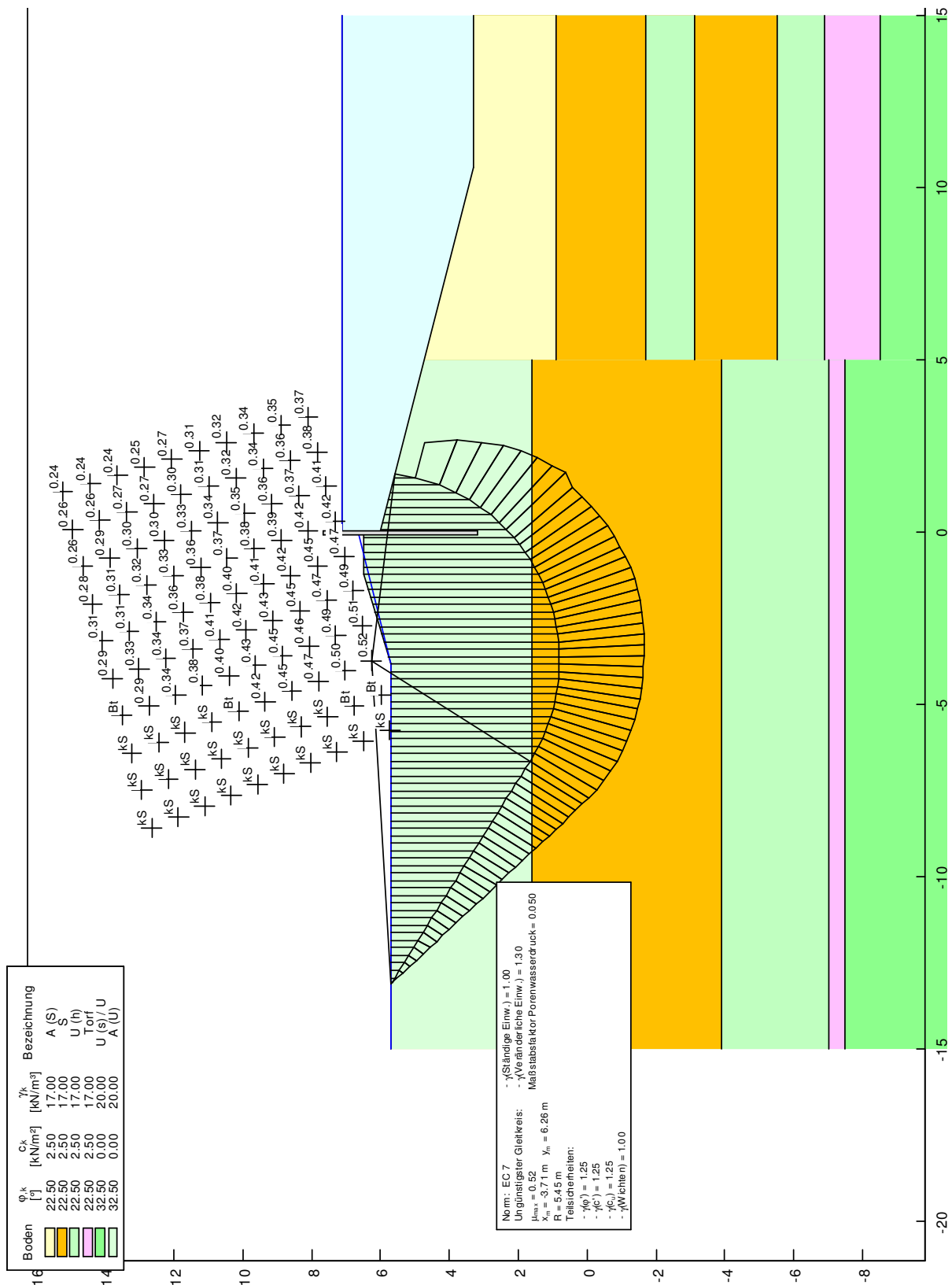
Das horizontale Gleichgewicht wurde in den LFK3 und 4 nicht erfüllt.

Die abzutragende Vertikallast ist vernachlässigbar klein.

3.7.4 GELÄNDEBRUCH

Es wird nur der hydrostatische Wasserdruck angesetzt.

3.7.4.1 LFK 1 – HOCHWASSER – BS-P



3.7.4.2 ZUSAMMENFASSUNG

Die Geländebruchsicherheit ist in der untersuchten Lastfallkombination (LFK 1 ist generell maßgebend) gegeben.

Es liegt kein Potentialliniennetz vor, welches wahrscheinlich eine Erhöhung des (derzeit geringen) Ausnutzungsgrades bewirken würde.

3.7.5 ZUSAMMENFASSUNG

Für Schnitt 23-2 konnte die Standsicherheit der Spundwand nicht in allen LFK erbracht werden.

Die Geländebruchsicherheit ist gegeben.

4 NACHWEIS ZUR SICHERHEIT GEGEN MATERIALTRANSPORT

Die Auffüllungen des Abschnitts 9 werden auf ihre Sicherheit gegen Materialtransport untersucht.

Gemäß BAW – MSD Abschnitt 5.6 ist bei Erdstoffen mit $d_{10} < 0,002$ nicht mit Materialtransport zu rechnen.

Böden mit unstetigen Körnungslinien (Ausfallkörnungen) sind hinsichtlich Suffosion besonders gefährdet. Böden, die eines der folgenden Kriterien erfüllen, gelten ohne besonderen Nachweis als suffosionssicher (Sicherheit von $\eta = 1,5$):

- $U \approx 1$,
- $U < 10$ und eine Körnungslinie, die in halblogarithmischer Darstellung einer Geraden entspricht,
- $I_D > 0,6$ bei $U > 10$ und eine Körnungslinie, die in halblogarithmischer Darstellung einer Geraden entspricht, mit $I_D = (e_{\max} - e_n) / (e_{\max} - e_{\min})$, oder
- $U < 8$ und stetige Körnungslinie.

Die Kornverteilungen sind in Anlage 3.1.10 des Baugrundgutachtens dargestellt.

$$U = C_U = d_{60} / d_{10}$$

Nr	Bohrung	d_{10}	d_{60}	U	Körnungslinie	
943	18A	0,19	0,39	2,1	Gerade, stetig	ok
947	18A	0,31	0,63	2,0	Gerade, stetig	ok
985	19A	<0,002				ok
986	19A	<0,002*				ok
1041	20A	0,32	0,63	2,0	Gerade, stetig	ok
1063	20B	<0,002				ok
1069	20B	?	0,4		nicht auswertbar**	?
1104	21A	?	0,33		nicht auswertbar**	?
1124	21B	<0,002				ok
1147	21D	0,21	0,52	2,5	Gerade, stetig	ok
1185	22B	?	0,25		nicht auswertbar**	?
1223	23A	?	0,23		nicht auswertbar**	?
1241	23B	?	0,38		nicht auswertbar**	?
1246	23B	?	0,2		nicht auswertbar**	?
1285	24B	0,085	?		nicht auswertbar**	?
1287	24B	?	0,22		nicht auswertbar**	?
1309	24C	0,14	0,5	3,6	Gerade, stetig	ok
1312	24C	?	0,14		nicht auswertbar**	?

*Annahme, Kornverteilungskurve nicht vollständig

**Kornverteilungskurve nicht vollständig

Alle auswertbaren Böden sind sicher gegen Materialtransport.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Anmerkungen zu den Berechnungsannahmen

- Die Geländehöhen wurden gemäß Aufmaß angesetzt. Es erfolgten keine Abzüge für Erosion, Setzungen oder ähnliches.
- Als Belastung wurden 50 cm hohe Wellen gemäß BHFU angesetzt. Sollte eine Reduzierung der Wellenhöhe auf 40 cm möglich sein, so kann eine 67% geringere Wellenlast in der Nachweisführung verwendet werden (LFK2-4).
- Wellenlast und Treibgutstoß wurden in einer Lastfallkombination zusammengefasst (LFK4).
- Sunklastfälle sind gemäß Aufgabenstellung nicht abgefragt. Wasserdruckansätze liegen hierfür derzeit nicht vor.

Es wurden folgende Sturmflut-Lastfallkombinationen berechnet:

LFK 1	Hochwasser	BS-P
LFK 2	Hochwasser + 0,5 Welle	BS-T
LFK 3	Hochwasser + Welle	BS-A
LFK 4	Hochwasser + Welle + Treibgut	BS-E
LFK 5	Bordvoll	BS-A

Folgende Berechnungsergebnisse wurden ermittelt:

Schnitt	Wasserdruck	Nachweis der Spundwand	Nachweis des Geländebruchs	Aufschwimmen
18	hydrostatisch	standsicher*	mit Reserve standsicher**	N/A
19	stationäres Potentialliniennetz	LFK3 und 4 sind nicht standsicher	nicht standsicher	nicht standsicher
21	hydrostatisch	LFK4 ist nicht standsicher	geringe Überschreitung der Standsicherheit**	N/A
22	stationäres Potentialliniennetz	standsicher*	nicht standsicher	nicht standsicher
23	hydrostatisch	standsicher*	mit Reserve standsicher**	N/A
23-2	hydrostatisch	LFK3 und 4 sind nicht standsicher	mit Reserve standsicher**	N/A

*Die als standsicher bezeichneten Spundwände sind am Limit der nachweisbaren Tragfähigkeit.

**Es wird erwartet, dass die Standsicherheit bei Ansatz eines Potentialliniennetzes deutlich geringer ausfällt.

Die Binnenböschung wurde im Schnitt 22 betrachtet und es konnte keine Standsicherheit nachgewiesen werden.

Für den Nachweis des Geländebruchs in der LFK5 (Bordvoll) liegt kein Potentialliniennetz vor.

Die Auffüllungen des Abschnitts 9 wurden auf ihre Sicherheit gegen Materialtransport untersucht. Alle auswertbaren Böden sind sicher gegen Materialtransport.

Die Sickerlinie tritt in der binnenseitigen Deichböschung aus, was bei flachen bewachsenen Böschungen kein generelles Problem darstellt. Ein Auflastdrän, der ca. 0,5 m über den Austrittspunkt der Sickerlinie zu führen wäre, würde weitere Sicherheit bringen.

Weiteres Vorgehen

Für den Nachweis der Spundwände sollte hinterfragt werden, ob es möglich ist, mit etwas geringeren Wellenhöhen und ohne Kombination von Treibgutstoß und Wellenlast zu rechnen.

Es wird empfohlen zu versuchen, die Nachweise des Geländebruchs und gegen Aufschwimmen mit geringeren Wasserdruckansätzen aus einer instationären Ermittlung zu führen.