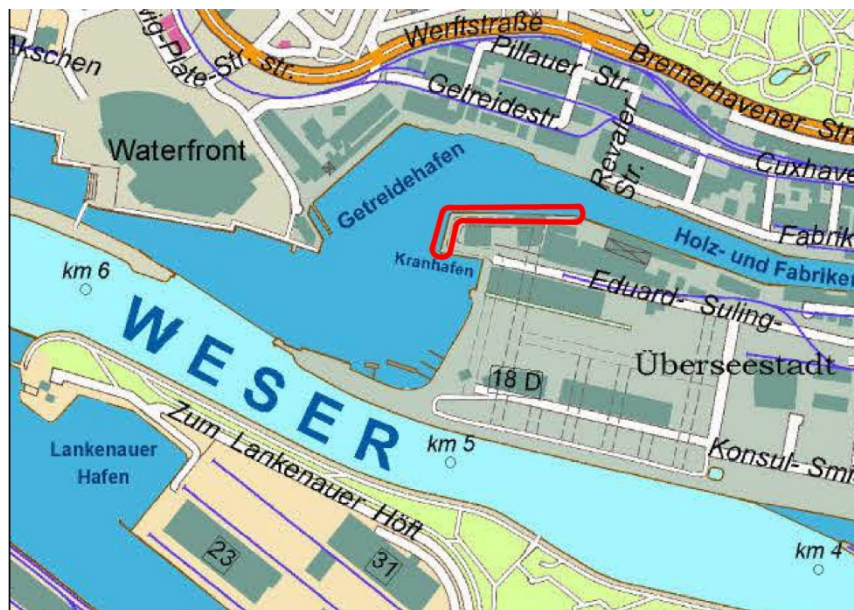


Hochwasserschutz Kühlhauskaje (Kajenabschnitt 535 - 536)

Nachweis der Bestandsspundwand

Genehmigungsstatik



Auftraggeber:

Wirtschaftsförderung Bremen

Stand:

12. April 2023

Hochwasserschutz Kühlhauskaje (Kajenabschnitt 535 - 536)

Nachweis der Bestandsspundwand

Genehmigungsstatik

Auftragnehmer:

Bremenports GmbH & Co. KG
Am Strom 2
27568 Bremerhaven

Auftraggeber:

Wirtschaftsförderung Bremen
Langenstraße 2-4
28195 Bremen

Bearbeitung:

Bastian Borchers

Revision: 00

Stand: 12. April 2023

Projektnummer / Dok-ID:

Revisionsseite

Revision	Datum	Von Seite	Bis Seite	Index	Bearbeiter	Grund
00	12. April 2023	1	206		Borchers	Ersterstellung

Aufgestellt, Bremerhaven, 12. April 2023

Bastian Borchers (SC 111-11)

E-Mail: bastian.borchers@bremenports.de Telefon: 0471 / 30901 - 229

Geprüft, Bremerhaven, 12. April 2023

Christian Pabst (SC 11)

E-Mail: christian.pabst@bremenports.de Telefon: 0471 / 30901 - 215

Inhaltsverzeichnis

Revisionsseite	3
Inhaltsverzeichnis	4
Abbildungsverzeichnis	8
Unterlagenverzeichnis	10
1 Vorbemerkungen	11
1.1 Allgemeines.....	11
1.2 Übersicht	12
1.3 Peilungen.....	17
1.4 Kolkbildung	19
2 Belastung	20
2.1 Wasserstände.....	20
2.1.1 Hafenwasserstände	20
2.1.2 Grundwasserstände.....	20
2.1.3 Bemessungswasserstände	23
2.1.3.1 Normaltide (BS 3a) und Extremer Niedrigwasserstand (BS 3b).....	23
2.1.3.2 Ablaufendes Hochwasser (BS 3c)	23
2.1.4 Umströmen der Spundwand	24
2.1.5 Ausfall der Spundwandentwässerung	24
2.2 Tiefgründung Winkelstützwand / Rampenbauwerk	25
2.3 Verkehrslasten	29
2.4 Pollerlasten	30
2.4.1 Kantenpoller	30
2.4.2 Nischenpoller	30
3 Baugrund.....	31
3.1 Bemessungsprofile.....	31
3.2 Berechnungsansatz „Erddruckumlagerung“	38
4 Restwanddicken und Abrostung	41
5 Teilsicherheitsbeiwerte	43
6 Spundwandberechnungen	44
6.1 Kühlhauskaje (Wendebecken) - Kajenabschnitt 535	44
6.1.1 Profil	47
6.1.2 Reduzierte Querschnittswerte.....	48

6.1.3	Allgemeine Berechnungsannahmen	49
6.1.4	Bemessungsprofil I - Wassertreppe	50
6.1.5	Bemessungsprofil I - Regelquerschnitt.....	51
6.1.5.1	Ergänzende Berechnungsannahmen	51
6.1.5.2	BS 3a – Normalfall	52
6.1.5.3	BS 3a – Normalfall - SLW 30 außendeichs.....	53
6.1.5.4	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	54
6.1.5.5	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	55
6.1.5.6	Zusammenfassung	56
6.1.6	Bemessungsprofil II	57
6.1.6.1	Ergänzende Berechnungsannahmen	57
6.1.6.2	BS 3a – Normalfall	58
6.1.6.3	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	59
6.1.6.4	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	60
6.1.6.5	Zusammenfassung	61
6.1.7	Bemessungsprofil III	62
6.1.7.1	Ergänzende Berechnungsannahmen	62
6.1.7.2	BS 3a – Normalfall	63
6.1.7.3	Zusammenfassung	64
6.2	Kühlhauskaje (Holzhafen) - Kajenabschnitt 536	65
6.2.1	Übersicht	65
6.2.2	Bestandsquerschnitt	66
6.2.3	Profil	68
6.2.4	Abrostung	69
6.2.5	Allgemeine Berechnungsannahmen	70
6.2.6	Bemessungsprofil III	71
6.2.6.1	Übersicht.....	71
6.2.6.2	Ergänzende Berechnungsannahmen	72
6.2.6.3	BS 3a – Normalfall	73
6.2.6.4	BS 3a – Normalfall - SLW 30 außendeichs.....	80
6.2.6.5	BS 3a – Normalfall - Nutzlast nur außendeichs	83
6.2.6.6	BS 3a – Normalfall – 60t Pollerzug auf +6,25 mNN	84
6.2.6.7	BS 3a – Normalfall – 10t Pollerzug auf +3,28 mNN	86
6.2.6.8	BS 3a – Normalfall – 10t Pollerzug auf +1,28 mNN	88
6.2.6.9	BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand.....	90
6.2.6.10	BS 3c – Abfließendes Hochwasser.....	95
6.2.6.11	Zusammenfassung	100
6.2.7	Bemessungsprofil IV	101
6.2.7.1	Übersicht	101
6.2.7.2	Ergänzende Berechnungsannahmen	102
6.2.7.3	BS 3a – Normalfall	105
6.2.7.4	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	107
6.2.7.5	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	109
6.2.7.6	Zusammenfassung	114
6.2.8	Bemessungsprofil V	115

6.2.8.1	Übersicht	115
6.2.8.2	Ergänzende Berechnungsannahmen	116
6.2.8.3	BS 3a – Normalfall	117
6.2.8.4	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	118
6.2.8.5	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	119
6.2.8.6	Zusammenfassung	120
6.2.9	Bemessungsprofil VI	121
6.2.9.1	Übersicht	121
6.2.9.2	Ergänzende Berechnungsannahmen	122
6.2.9.3	BS 3a – Normalfall	123
6.2.9.4	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	124
6.2.9.5	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	125
6.2.9.6	Zusammenfassung	126
6.2.10	Bemessungsprofil VII	127
6.2.10.1	Übersicht	127
6.2.10.2	Ergänzende Berechnungsannahmen	128
6.2.10.3	BS 3a – Normalfall	129
6.2.10.4	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	130
6.2.10.5	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	131
6.2.10.6	Zusammenfassung	132
6.2.11	Bemessungsprofil VIII	133
6.2.12	Bemessungsprofil IX	134
6.2.12.1	Übersicht	134
6.2.12.2	Ergänzende Berechnungsannahmen	135
6.2.12.3	Einwirkungen aus Rampenbauwerk	136
6.2.12.4	BS 3a – Normalfall	139
6.2.12.5	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	140
6.2.12.6	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	142
6.2.12.7	Zusammenfassung	144
6.2.13	Bemessungsprofil X	145
6.2.13.1	Übersicht	145
6.2.13.2	Ergänzende Berechnungsannahmen	146
6.2.13.3	Einwirkungen aus Rampenbauwerk	147
6.2.13.4	BS 3a – Normalfall	150
6.2.13.5	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	152
6.2.13.6	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	153
6.2.13.7	Zusammenfassung	156
6.2.14	Bemessungsprofil XI	157
6.2.14.1	Übersicht	157
6.2.14.2	Ergänzende Berechnungsannahmen	158
6.2.14.3	Einwirkungen aus Rampenbauwerk	159
6.2.14.4	BS 3a – Normalfall	163
6.2.14.5	BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand.....	164
6.2.14.6	BS 3c - Abfließendes Hochwasser	165
6.2.14.7	Zusammenfassung	167

6.3	Vergleichsrechnungen nach EAU 1990	168
6.3.1	Vorbemerkung	168
6.3.2	Einwirkung	168
6.3.3	Bodenkennwerte	169
6.3.4	Ergänzende Berechnungsannahmen	171
6.3.5	Bemessungsprofil BP III	172
6.3.5.1	Wasserstand Ausführungsstatik	172
6.3.5.2	Wasserstand Baugrundgutachten BS 3a	174
6.3.6	Bemessungsprofil BP X	176
6.3.6.1	Wasserstand Ausführungsstatik	176
6.3.6.2	Wasserstand Baugrundgutachten BS 3a	178
6.3.7	Bemessungsprofil „Sand“ (Ausführungsstatik)	180
6.3.8	Bemessungsprofil „Ton“ (Ausführungsstatik)	183
6.3.9	Zusammenfassung	186
7	Nachweis der Verankerung	187
8	Zusammenfassung	189
9	Erforderliche Maßnahmen	190
A	EDV-Ergebnisse	191
A.1	Bemessungsprofil III	191
A.2	Bemessungsprofil IV	193
A.3	Bemessungsprofil IX	195
A.4	Bemessungsprofil X	197
A.5	Bemessungsprofil XI	202

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 – Lage Kühlhauskaje (Auszug aus [U1])	12
Abbildung 2 – Planungsbereich Holz- und Fabrikenhafen – Kühlhauskaje / Kranhafenkaje ..	13
Abbildung 3 – Planungsbereich Kühlhauskaje / Kranhafenkaje [U2]	14
Abbildung 4 – HWS Kühlhauskaje – Schnitt 1-1 [U2]	15
Abbildung 5 – HWS Kühlhauskaje – Schnitt 3-3 [U2]	16
Abbildung 6 – Auszug Peilplan [U3]	17
Abbildung 7 – Auszug Peilplan [U4]	18
Abbildung 8 – Synthetische Tide [U8]	21
Abbildung 9 – Potentialermittlung infolge HHThw [U8]	21
Abbildung 10 – Grundwasserstände Kühlhauskaje - Westseite (Auszug aus [U8])	22
Abbildung 11 – Bemessungswasserstand BS 3a und BS 3b	23
Abbildung 12 – Pfahlmantelreibung als zweiseitig begrenzte Flächenlasten (Querschnitt) ...	26
Abbildung 13 – Pfahlmantelreibung als zweiseitig begrenzte Flächenlasten (Draufsicht)	27
Abbildung 14 – Lage der Baugrunderkundungen / Bemessungsprofile [U7]	31
Abbildung 15 – Bemessungsprofile I & II gemäß Baugrundgutachten [U7]	32
Abbildung 16 – Bemessungsprofile III & IV gemäß Baugrundgutachten [U7]	33
Abbildung 17 – Bemessungsprofile V & VI gemäß Baugrundgutachten [U7]	34
Abbildung 18 – Bemessungsprofile VII & VIII gemäß Baugrundgutachten [U7]	35
Abbildung 19 – Bemessungsprofile IX & X gemäß Baugrundgutachten [U7]	36
Abbildung 20 – Bemessungsprofil XI gemäß Baugrundgutachten [U7]	37
Abbildung 21 – Qualitative Verformung bei Auffüllung bis zur ersten Ankerlage	39
Abbildung 22 – Qualitative Verformung bei Auffüllung von erster Ankerlage bis GOK	39
Abbildung 23 – Qualitative Verformung bei Auffüllung und Vertiefung des Hafenbeckens	40
Abbildung 24 – Qualitative, behinderte Verformung	40
Abbildung 25 – Übersicht Restwanddickenmessungen	41
Abbildung 26 – Zusammenstellung der Korrosionsraten Berg / Tal	42
Abbildung 27 – Bemessungsprofile Kajenabschnitt 535 (Auszug aus [U7])	44
Abbildung 28 – Auszug Bestandsplan B 311-17	44
Abbildung 29 – Auszug Bestandsstatik B 311-34	45
Abbildung 30 – HWS Kühlhauskaje – Schnitt 1-1 [U2]	45
Abbildung 31 – Peilplan [U4] (kommentiert)	46
Abbildung 32 – Auszug Larssen Profiltafeln und Tabellen 1965 [U12]	47
Abbildung 33 – Lage Bemessungsprofil I - Regelquerschnitt [U7]	51
Abbildung 34 – Lage Bemessungsprofil II [U7]	57
Abbildung 35 – Lage Bemessungsprofil III [U7]	62
Abbildung 36 – Bemessungsprofile Kajenabschnitt 536 [U7]	65
Abbildung 37 – Regelquerschnitt - Station 125,00 - 156,74 [Bauwerksbuch]	66
Abbildung 38 – Auszug Bauwerksbuch	67
Abbildung 39 – Profilwerte Spundwand Larssen V (Auszug [U12])	68
Abbildung 40 – Lage Bemessungsprofil III [U7]	71
Abbildung 41 – Querschnitt Bemessungsprofil III	71
Abbildung 42 – Erddruckumlagerung nach DIN 4085:2002	75
Abbildung 43 – Lage Bemessungsprofil IV [U7]	101

Abbildung 44 – Querschnitt Bemessungsprofil IV	101
Abbildung 45 – Ermittlung des Erddruckgleitkeils aus erstem Berechnungslauf	103
Abbildung 46 – Lage Bemessungsprofil V [U7].....	115
Abbildung 47 – Querschnitt Bemessungsprofil V	115
Abbildung 48 – Lage Bemessungsprofil VI [U7].....	121
Abbildung 49 – Querschnitt Bemessungsprofil VI	121
Abbildung 50 – Lage Bemessungsprofil VII [U7].....	127
Abbildung 51 – Querschnitt Bemessungsprofil VII	127
Abbildung 52 – Lage Bemessungsprofil IX [U7].....	134
Abbildung 53 – Querschnitt Bemessungsprofil IX	134
Abbildung 54 – Mantelreibungsspannung am Bemessungsprofil BP IX.....	135
Abbildung 55 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3a.....	137
Abbildung 56 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3c	138
Abbildung 57 – Lage Bemessungsprofil X [U7].....	145
Abbildung 58 – Querschnitt Bemessungsprofil X	145
Abbildung 59 – Mantelreibungsspannung am Bemessungsprofil BP X.....	146
Abbildung 60 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3a.....	148
Abbildung 61 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3c	149
Abbildung 62 – Lage Bemessungsprofil XI [U7].....	157
Abbildung 63 – Querschnitt Bemessungsprofil XI	157
Abbildung 64 – Mantelreibungsspannung am Bemessungsprofil BP XI.....	158
Abbildung 65 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3a.....	160
Abbildung 66 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3c	162

Unterlagenverzeichnis

- [U1] bremenports - Übersichtsplan
Hafenanlagen in Bremen Stand 2011
- [U2] bremenports - Bauentwurf
Abschnitt 2b
Stand 2022
- [U3] bremenports - Peilplan vom 12.11.2021
Holz- und Fabrikenhafen
Doc Id 956688
- [U4] bremenports - Peilplan vom 30.11.2021
Getreidehafen
Doc Id 959062
- [U5] bremenports - Statische Berechnung
Hochwasserschutzwand Abschnitt 2b - Projekt km 0+678,3 bis 1+082,7
Stand 22.07.222
- [U6] UMTEC- Protokoll vom 16.11.2021
Festlegung der Bemessungsgrundlagen
- [U7] Rizkallah + Partner GmbH – Baugrunduntersuchungsbericht mit
Gründungsempfehlung vom 09.05.2016 in der Revision a vom 26.08.2016
Überseestadt Bremen – Holz- und Fabrikenhafen Südseite,
Vorhandene Kaje und neue Hochwasserschutzwand (HWS) am Kühlhaus;
Aktenzeichen: 1917-2015GU2
- [U8] Rizkallah + Partner GmbH – Untersuchungsbericht vom 01.11.2016
Überseestadt Bremen – Holz- und Fabrikenhafen Südseite;
Ermittlung der Wasserdruckverhältnisse nach Überflutung;
Aktenzeichen: 1917-2015GU4
- [U9] Rizkallah + Partner GmbH – Untersuchungsbericht vom 08.11.2016
Überseestadt Bremen – Holz- und Fabrikenhafen Südseite;
Ermittlung der Erddruck und Wasserdruckbelastung für den Belastungsfall
„Überflutung der Kaje“ nach dem Verfahren CULMAN;
Aktenzeichen: 1917-2015GU5
- [U10] Handt Consult - Bericht vom 30.05.2010
Holz- und Fabrikenhafen, Hochwasserschutzmaßnahmen Rest Überseestadt
- [U11] BITEK - Restwanddickenmessung
- [U12] Dortmund-Hörder Hüttenunion AG
Larssen Profiltafeln und Tabellen
Ausgabe 1965

1 Vorbemerkungen

1.1 Allgemeines

Im Generalplan Küstenschutz Niedersachsen/Bremen – Festland vom März 2007 wurden für den Bereich der Unterweser neue Sollhöhen für die Hochwasserschutzanlagen vorgegeben.

Der zu berücksichtigende Bemessungswasserstand wurde 2008 neu berechnet und die daraus resultierenden Bestickhöhen vom Senator für Umwelt Bau und Verkehr (SUBV) vorgegeben. Damit sind vereinheitlichte Bestickhöhen für zusammenhängende Uferabschnitte festgelegt.

Um die Forderungen einzuhalten, wurde ein Rahmenentwurf von der Inros-Lackner AG, Bremen für Teile der Überseestadt erstellt. Die neuen Bestickhöhen betragen zwischen NN + 8,00 m (Holz- und Fabrikenhafen) und NN + 8,40 m (Kranhafen, Getreidehafen). Mit dem Prüfvermerk vom 20.05.2011 wurde vom SUBV eine Vorzugsvariante für den „Rest Überseestadt“ festgelegt.

Die bremenports GmbH & Co.KG wurde daraufhin von der Wirtschaftsförderung Bremen (WfB) mit der Erarbeitung eines Bauentwurfes für den Bereich Kranhafenkaje und Kühlhauskaje beauftragt.

Für diesen Planungsbereich sind Entwürfe für die Unterabschnitte 2a (Bastion bis Kranhafenkaje) und 2b (nordwestliche Ecke Kühlhauskaje bis zum Anschluss an das Projektgebiet Holz- und Fabrikenhafen Süd) zu erarbeiten. Der Abschnitt 2a wurde bereits baulich umgesetzt.

Im Bereich der Kühlhauskaje sieht der Bauentwurf die Errichtung einer rückgelagerten, nicht hinterfüllten Winkelstützwand vor. Bedingung für die bauliche Umsetzung der Vorzugsvariante ist eine Restlebensdauer der bestehende Spundwand –als Teil der neuen Hochwasserschutzlinie- für 20 Jahre also bis ca. 2040.

Im Zuge der vorliegenden Statik wird die Restlebensdauer nachgewiesen. Der Nachweis der Restlebensdauer erfolgt unter Berücksichtigung der im Jahr 2019 (BITEK) gemessenen Restwanddicken der Spundwandprofile. Hierbei wurden mehrere Messpunkte an den Stellen mit der größten Wandbeanspruchung und im Wasserwechselbereich erfasst, von deren Mittelwert ausgegangen wird.

Im Zuge verschiedener Untersuchungen der vorhandenen Spundwanddrainagen im Bereich der Bremer Häfen hat sich außerdem gezeigt, dass die teilweise vorhandenen Spundwandentwässerungen nur eingeschränkt funktionieren und für den rechnerischen Nachweis nicht angesetzt werden können. Da die Bemessungswasserstände gemäß EAU für Spundwände ohne Spundwandentwässerung sehr konservativ sind, wurden ergänzende Pegelmessungen durchgeführt, um den Tideeinfluss auf den Grundwasserstand hinter der Spundwand zu ermitteln. Die hieraus gewonnen Erkenntnisse wurden in der vorliegenden Statik berücksichtigt.

Die Nachweisführung erfolgt gemäß Kapitel 8.1.10.4.4 der EAU 2020 durchgehend für die außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A) ehemals Lastfall 3.

1.2 Übersicht

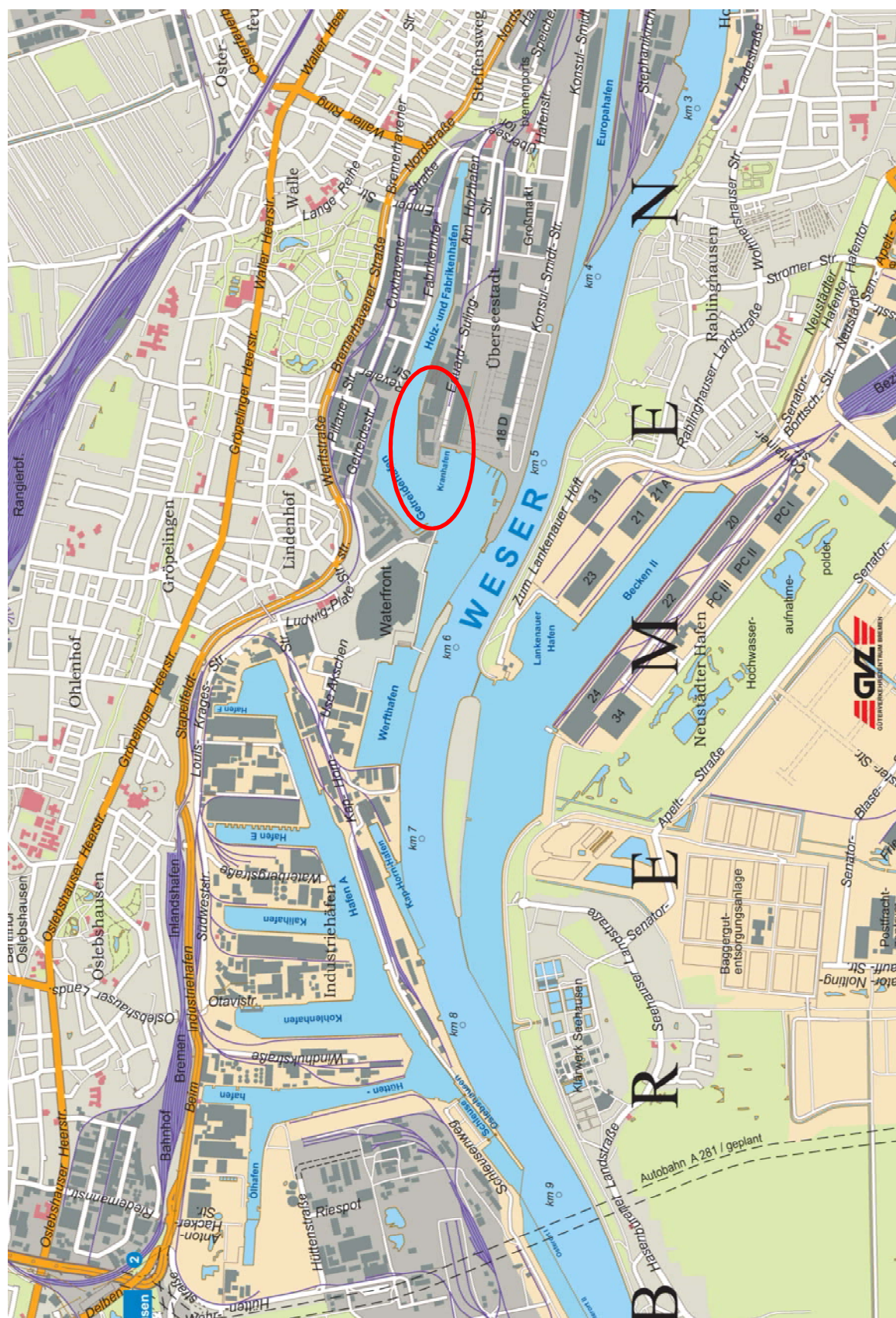
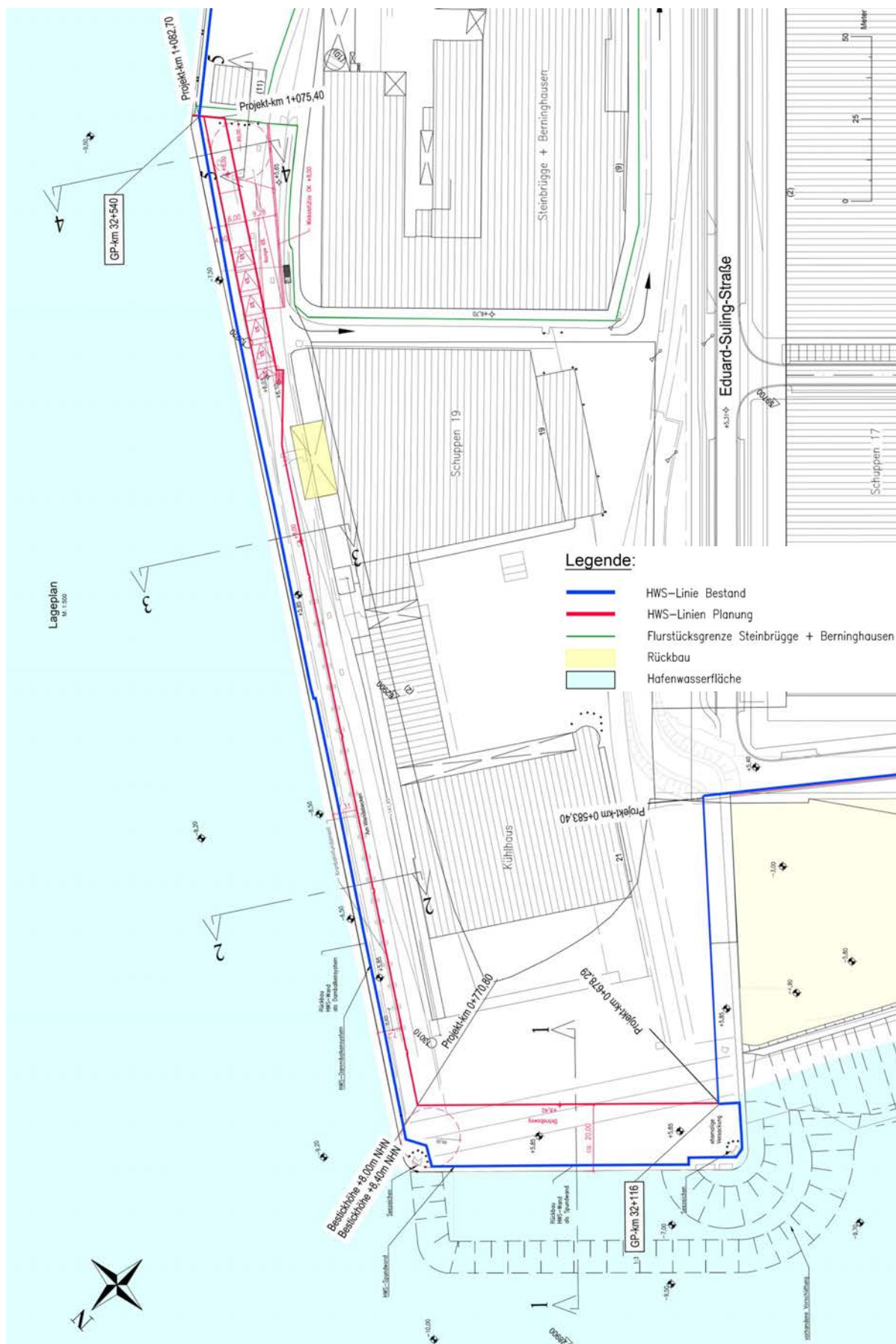
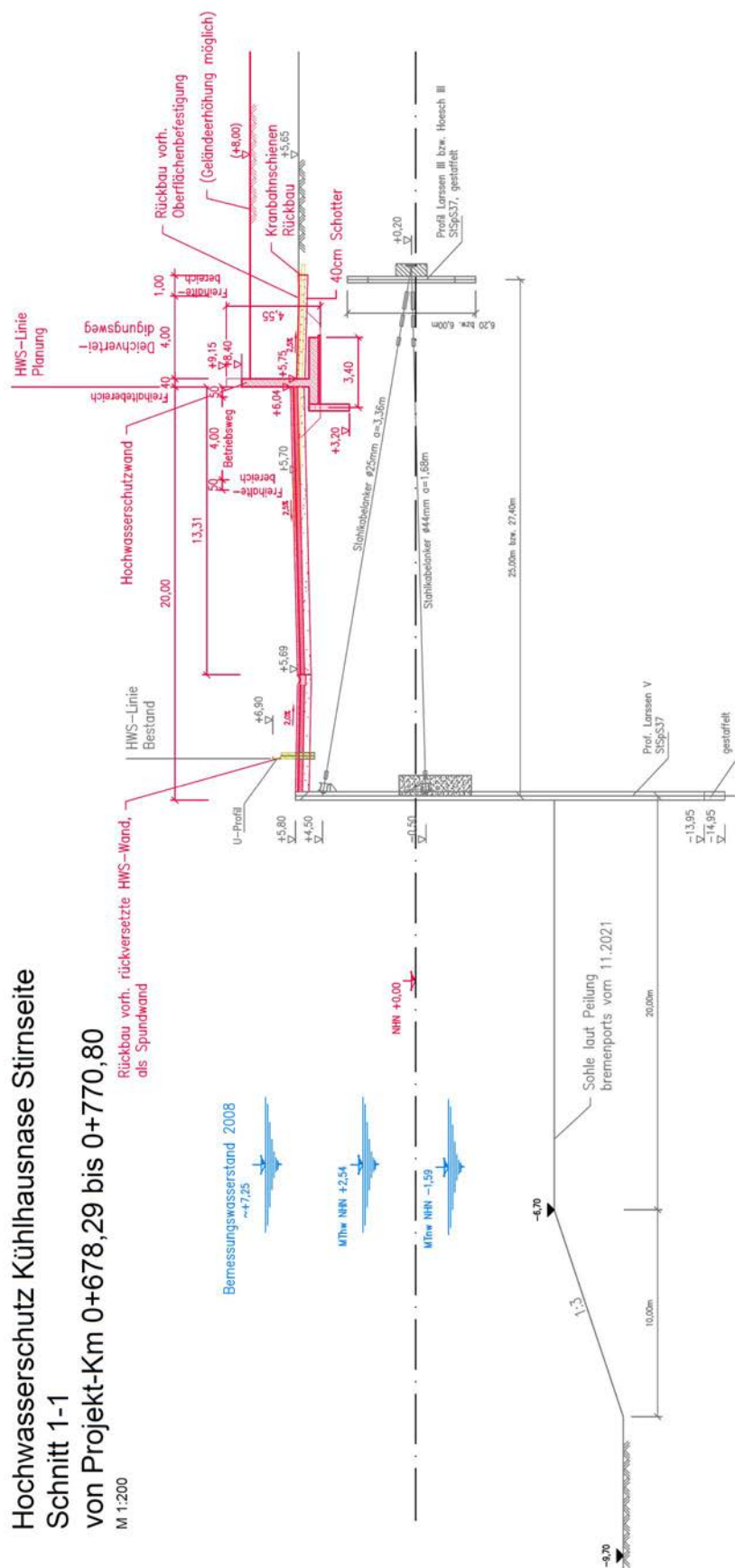


Abbildung 1 – Lage Kühlhauskaje (Auszug aus [U1])







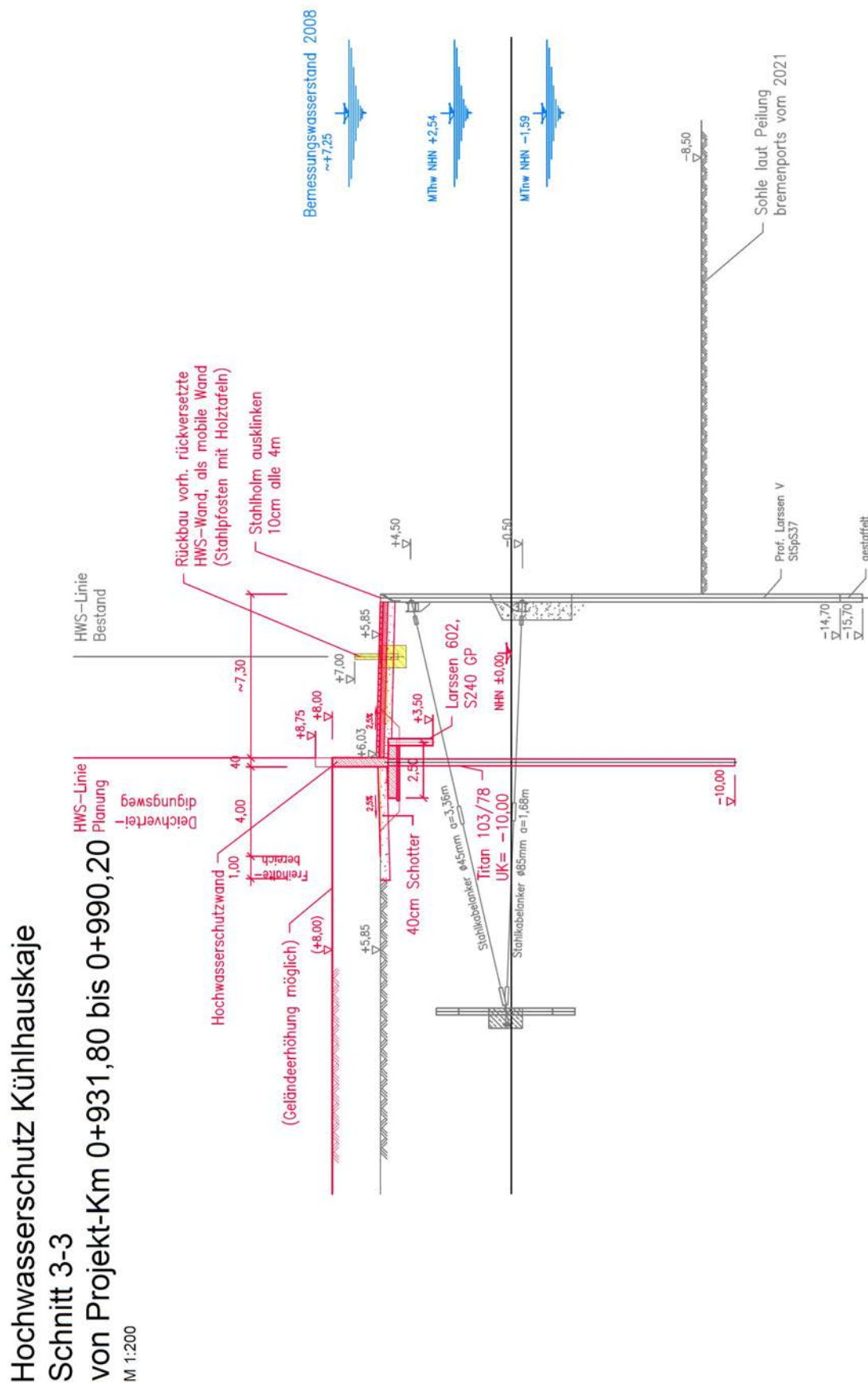


Abbildung 5 – HWS Kühlhauskaje – Schnitt 3-3 [U2]

1.3 Peilungen

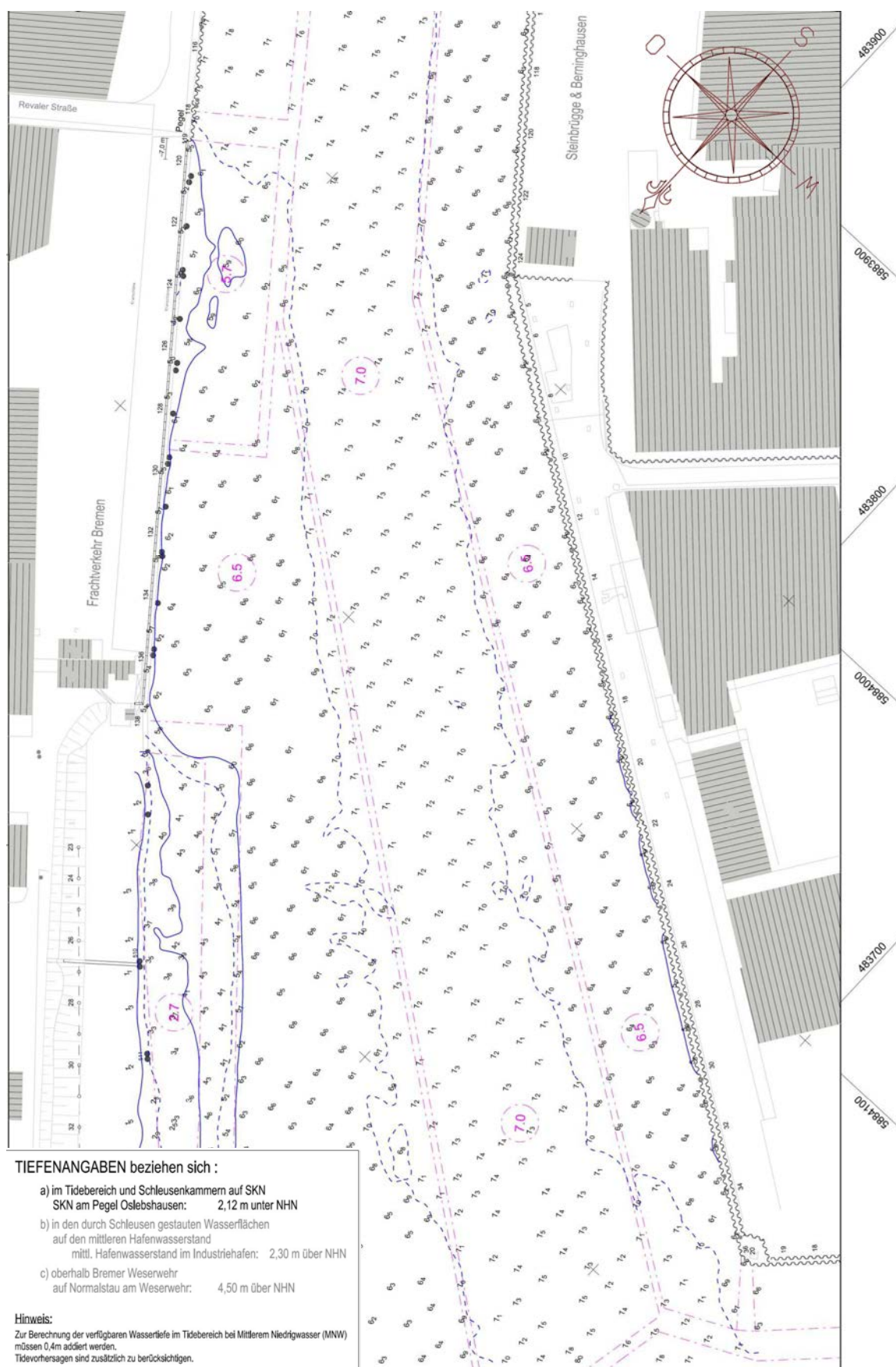


Abbildung 6 – Auszug Peilplan [U3]

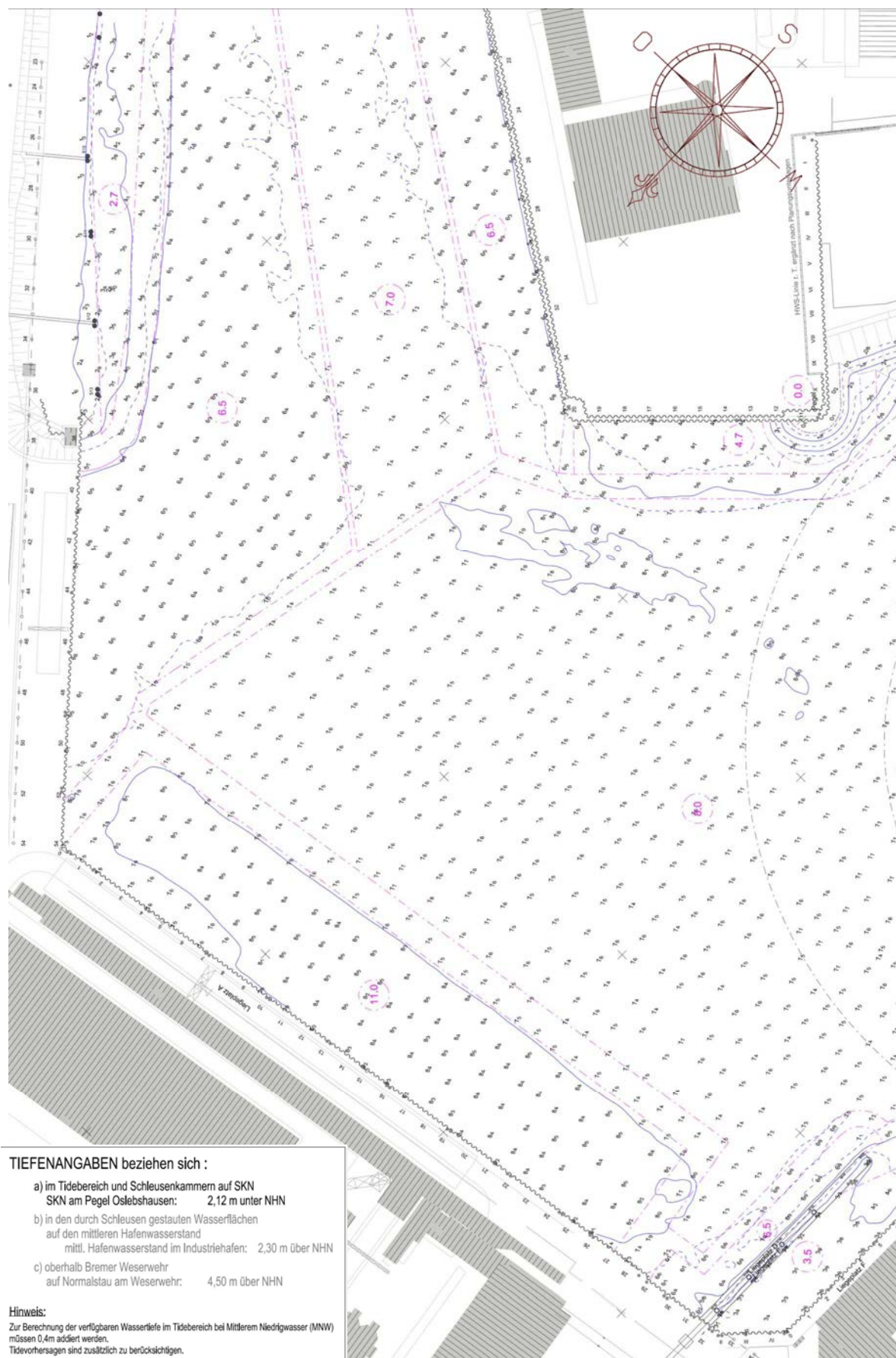


Abbildung 7 – Auszug Peilplan [U4]

1.4 Kolkbildung

In den Bremischen Häfen erfolgen regelmäßig Peilarbeiten. Auf die Berücksichtigung von möglicher Kolkbildung wird daher verzichtet.

2 Belastung

2.1 Wasserstände

2.1.1 Hafenwasserstände

Wasserstandsdaten WSA - Pegel Oslebshausen

MThw=	2,52 mNN
MTnw=	-1,62 mNN
MSpTnw=	-1,76 mNN
NNTnw=	-3,22 mNN

(Quelle: Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen)

2.1.2 Grundwasserstände

Für die Ermittlung der Grundwasserstände im Bereich der Kühlhauskaje wurden die Grundwasserstände an mehreren Bohrungen eingemessen und zusätzlich eine Grundwassermessstelle eingerichtet.

Gemäß Baugrundgutachten [U7] zeigen die Messungen beim Grundwasserpegel GWM 11 im Beobachtungszeitraum Wasserstände zwischen NN + 0,55 m und NN + 1,42 m. Der Wasserstand des Pegels GWM 11 reagiert gedämpft und zeitverzögert auf den langfristigen Tideverlauf.

Für das bemessungsrelevante Hochwasserereignis (Wasserstand 7,25 mNN) gibt es keine Tidekurve, so dass diese zuerst vom Baugrundgutachter abgeleitet werden musste. Hierfür wurde das Hochwasserereignis „Xaver“ herangezogen (Abbildung 8).

Anschließend wurde mit dieser „synthetischen Tide“ das Hochwasserereignis simuliert und die Grundwasserstände hinter der Spundwand ermittelt. (Abbildung 9). Hierbei hat sich gezeigt, dass der Grundwasserstand beim „Abfließenden Hochwasser“ vom Abstand zur Spundwand abhängig ist [U8] (Abbildung 10)

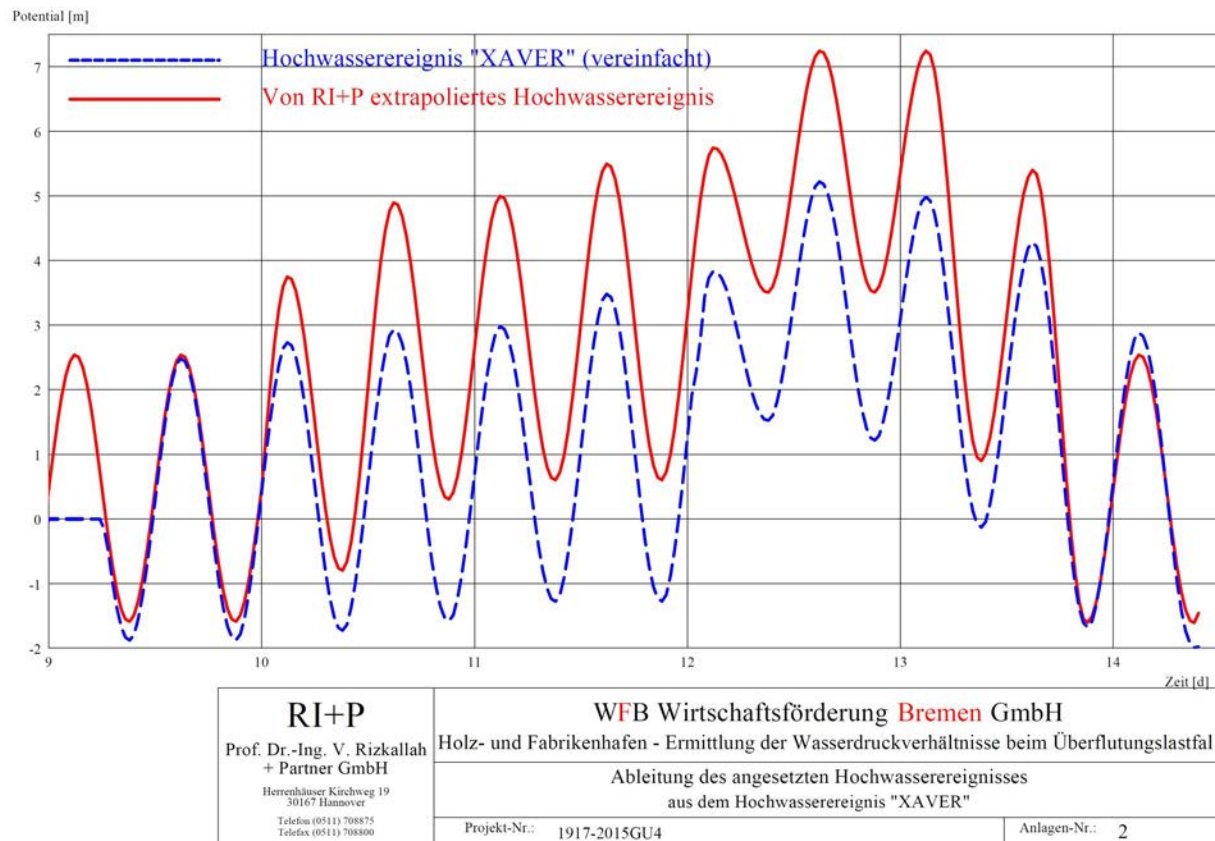


Abbildung 8 – Synthetische Tide [U8]

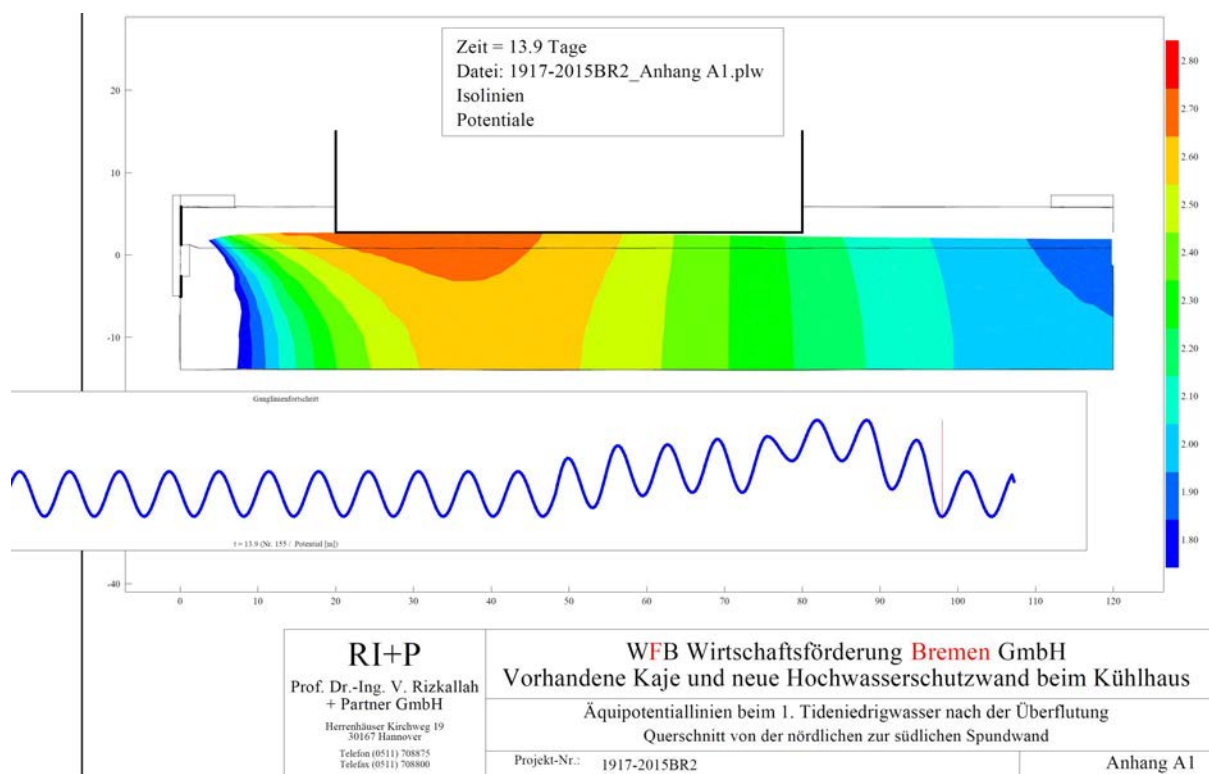


Abbildung 9 – Potentialermittlung infolge HHThw [U8]

Entfernung 10 m	Wasserstand auf NN + 2,1 m
Entfernung 20 m	Wasserstand auf NN + 2,5 m
Entfernung 30 m	Wasserstand auf NN + 2,7 m
Entfernung 40 m	Wasserstand auf NN + 2,7 m
Entfernung 50 m	Wasserstand auf NN + 2,6 m
Entfernung 60 m	Wasserstand auf NN + 2,5 m
Entfernung 70 m	Wasserstand auf NN + 2,3 m
Entfernung 80 m	Wasserstand auf NN + 2,2 m
Entfernung 90 m	Wasserstand auf NN + 2,1 m
Entfernung 100 m	Wasserstand auf NN + 2,1 m
Entfernung 110 m	Wasserstand auf NN + 2,1 m

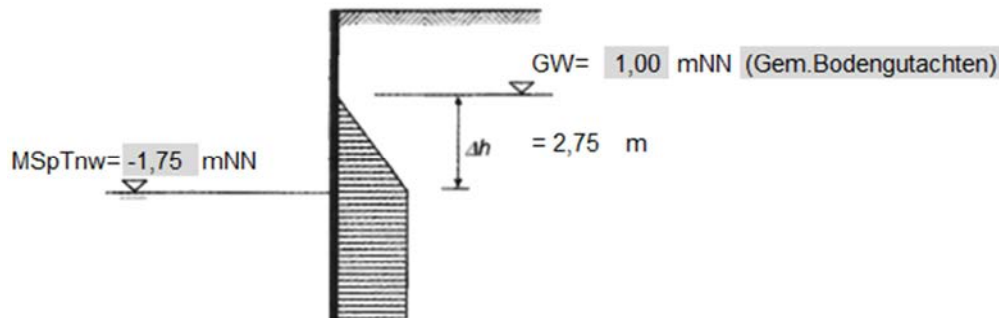
Abbildung 10 – Grundwasserstände Kühlhauskaje - Westseite (Auszug aus [U8])

2.1.3 Bemessungswasserstände

Auf der Grundlage der vorhandenen Ganglinien wurden die Bemessungswasserstände für die Bemessungssituationen 3a und 3b wie folgt festgelegt (vgl. [U7]):

2.1.3.1 Normaltide (BS 3a) und Extremer Niedrigwasserstand (BS 3b)

BS 3a - Normalfall



BS 3b - Abfließendes Niedrigwasser

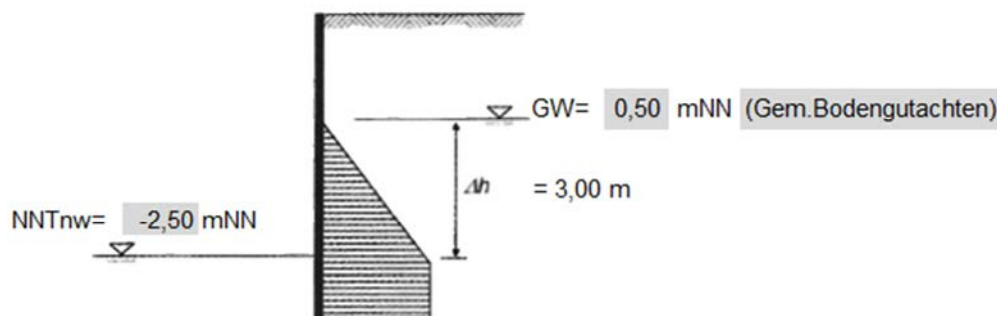


Abbildung 11 – Bemessungswasserstand BS 3a und BS 3b

2.1.3.2 Ablaufendes Hochwasser (BS 3c)

Für die statische Berechnung wurde das größte Potential -gemäß Aquipotentialliniennetz- am Gleitkeil als konstanter Bemessungswasserstand verwendet.

Der Ansatz des Bemessungswasserstands als konstanter Wasserstand ist für die Bemessung ungünstig. Die Durchlässigkeit der Spundwand wird hierbei nicht berücksichtigt. Neben dem zu erwartenden Gleitkeil wurde daher auch der auf den Gleitkeil wirkende Wasserdruck vom Baugrundgutachter ermittelt [U7] - [U9].

Die Differenz zwischen dem per Aquipotentialliniennetz und Cullmann-Verfahren ermittelten Wasserdruck sowie dem hydrostatische Wasserdruck des Bemessungswasserstands wird - sofern erforderlich- als stützender Zusatzdruck angesetzt.

2.1.4 Umströmen der Spundwand

Die Spundwände binden vollständig in dichtende Schichten (Geschiebelehm) ein. Ein Umströmen der Spundwand ist somit ausgeschlossen.

BP	OK Dichtung	UK Dichtung	Absetztiefe der Spundwand
BP I	-12,5 mNN	-23,5 mNN	-13,85 / -14,85 mNN
BP II	-13,0 mNN	-25,0 mNN	-13,85 / -14,85 mNN
BP III	-11,5 mNN	-24,0 mNN	-13,85 / -14,85 mNN
BP III	-11,5 mNN	-24,0 mNN	-14,70 / -15,70 mNN
BP IV	-11,0 mNN	-25,0 mNN	-14,70 / -15,70 mNN
BP V	-14,0 mNN	-30,0 mNN	-14,70 / -15,70 mNN
BP VI	-11,0 mNN	-15,0 mNN	-14,70 / -15,70 mNN
BP VII	-9,0 mNN	-15,0 mNN	-14,70 / -15,70 mNN
BP VIII	-9,0 mNN	-15,0 mNN	-14,70 / -15,70 mNN
BP IX	-7,0 mNN	-10,0 mNN	-14,70 / -15,70 mNN
BP X	-14,0 mNN	-19,5 mNN	-14,70 / -15,70 mNN
BP XI	-8,0 mNN	-15,0 mNN	-14,70 / -15,70 mNN

Ein Umströmen der Spundwand wird nicht betrachtet.

2.1.5 Ausfall der Spundwandentwässerung

Der Ausfall der Spundwandentwässerung wird nicht betrachtet. Die aktuelle Spundwandentwässerung ist primär für die Änderung des Grundwasserspiegels verantwortlich. Ein Umströmen der Spundwand findet nicht statt.

Bei einem Ausfall der Spundwandentwässerung könnte kein zusätzliches Wasser hinter die Spundwand gelangen. Die gewählten Bemessungswasserstände sind somit abdeckend.

2.2 Tiefgründung Winkelstützwand / Rampenbauwerk

Das Rampenbauwerk wird mittels zusätzlicher Bohrpfahlgründung tiefgegründet um eine Entkoppelung von der Bestandskaje zu erreichen. Für die Bemessung der Spundwand wird davon ausgegangen, dass die Bohrpfähle das Gewicht des Rampenbauwerkes ausschließlich über Mantelreibung abtragen.

Vereinfachend wird die Pfahlmantelreibung als zweiseitig begrenzte Linienlast in GGU-Retain eingegeben. Hierfür wird je ldfm Pfahl die Pfahlmantelreibung ermittelt und in eine Rechtecklast umgerechnet.

Die anzusetzende Flächenlast ergibt sich dann unter Berücksichtigung des Pfahlrasters (a_{Pfahl}), des Pfahldurchmessers (D_{Pfahl}) und einer Lastausbreitung (α) im Boden von rd. 30° wie folgt:

$$p_i = 1,0 \text{ m} \cdot U_{\text{Pfahl}} \cdot q_{s1k,i} / (b \cdot a_{\text{Pfahl}}) \quad \text{mit } b = 2 \cdot \sin(\alpha) \cdot 1,0 \text{ m} + D_{\text{Pfahl}}$$

Die Winkelstützwand wird ebenfalls von der bestehenden Kaje entkoppelt und über den Kranbahnbalken bzw. über die zusätzlichen Bohrpfähle gegründet. Aufgrund des geringen Eigengewichtes und des größeren Abstandes zur Spundwand wird sie in der Spundwandberechnung nicht weiter berücksichtigt.

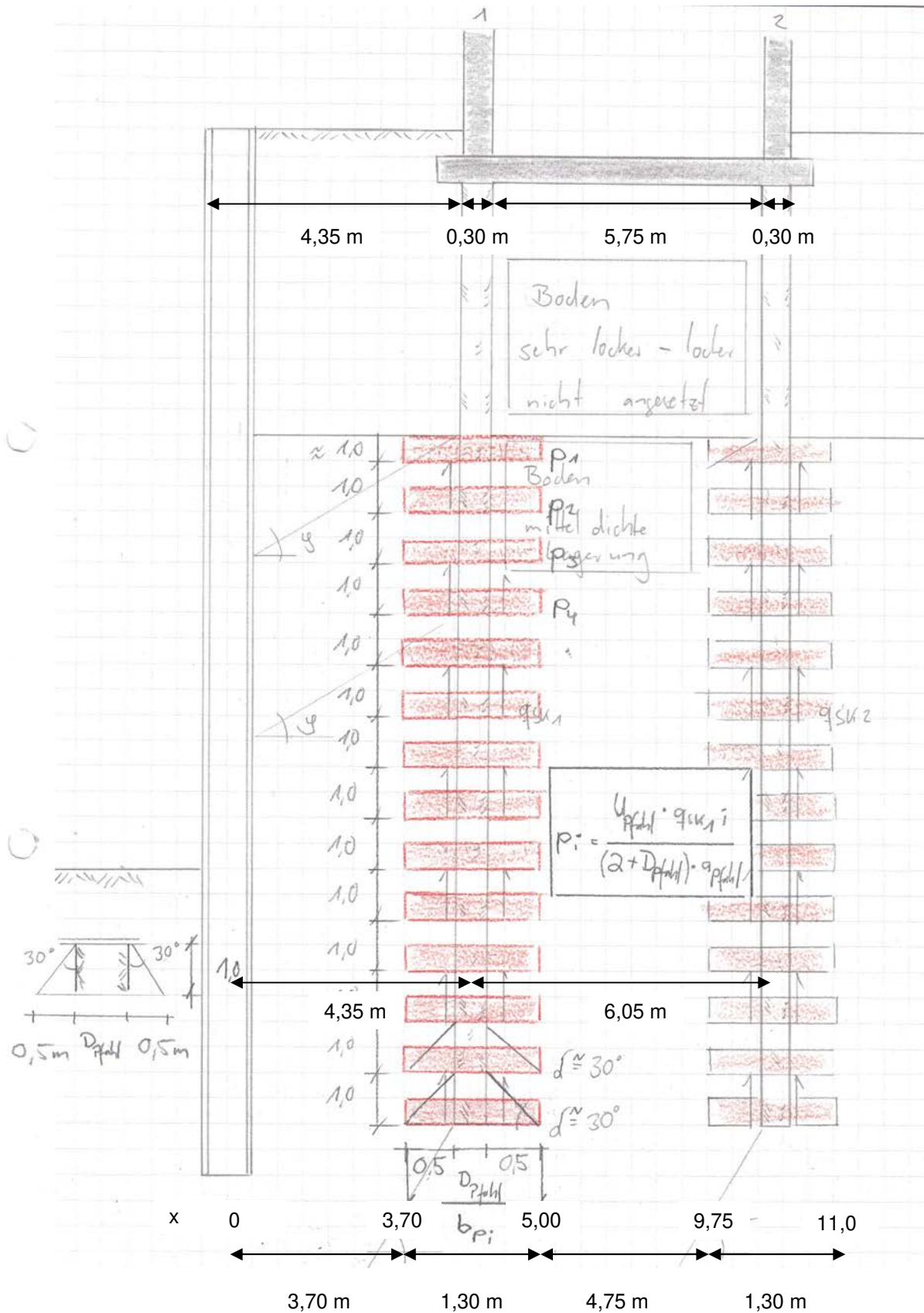


Abbildung 12 – Pfahlmantelreibung als zweiseitig begrenzte Flächenlasten (Querschnitt)

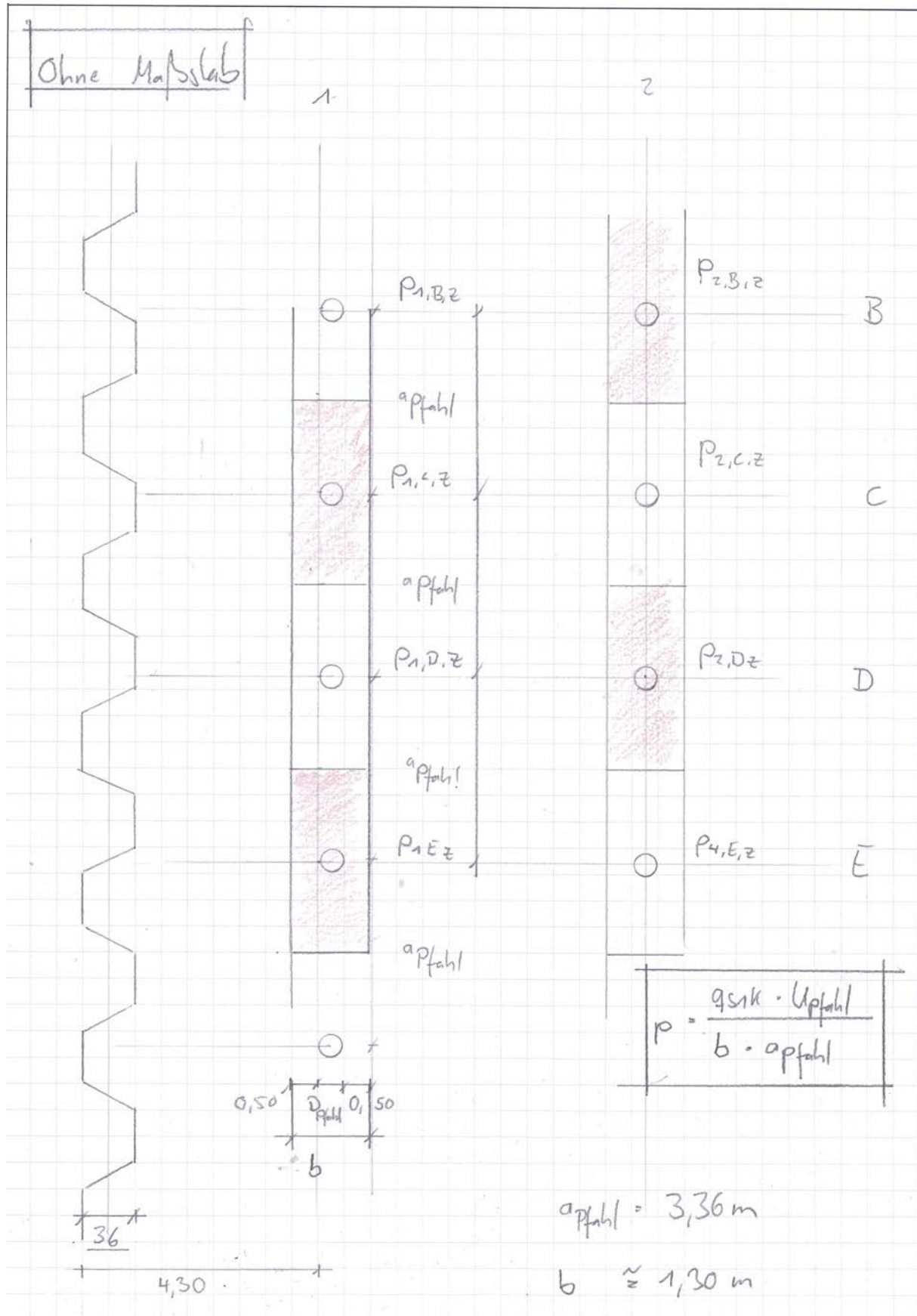
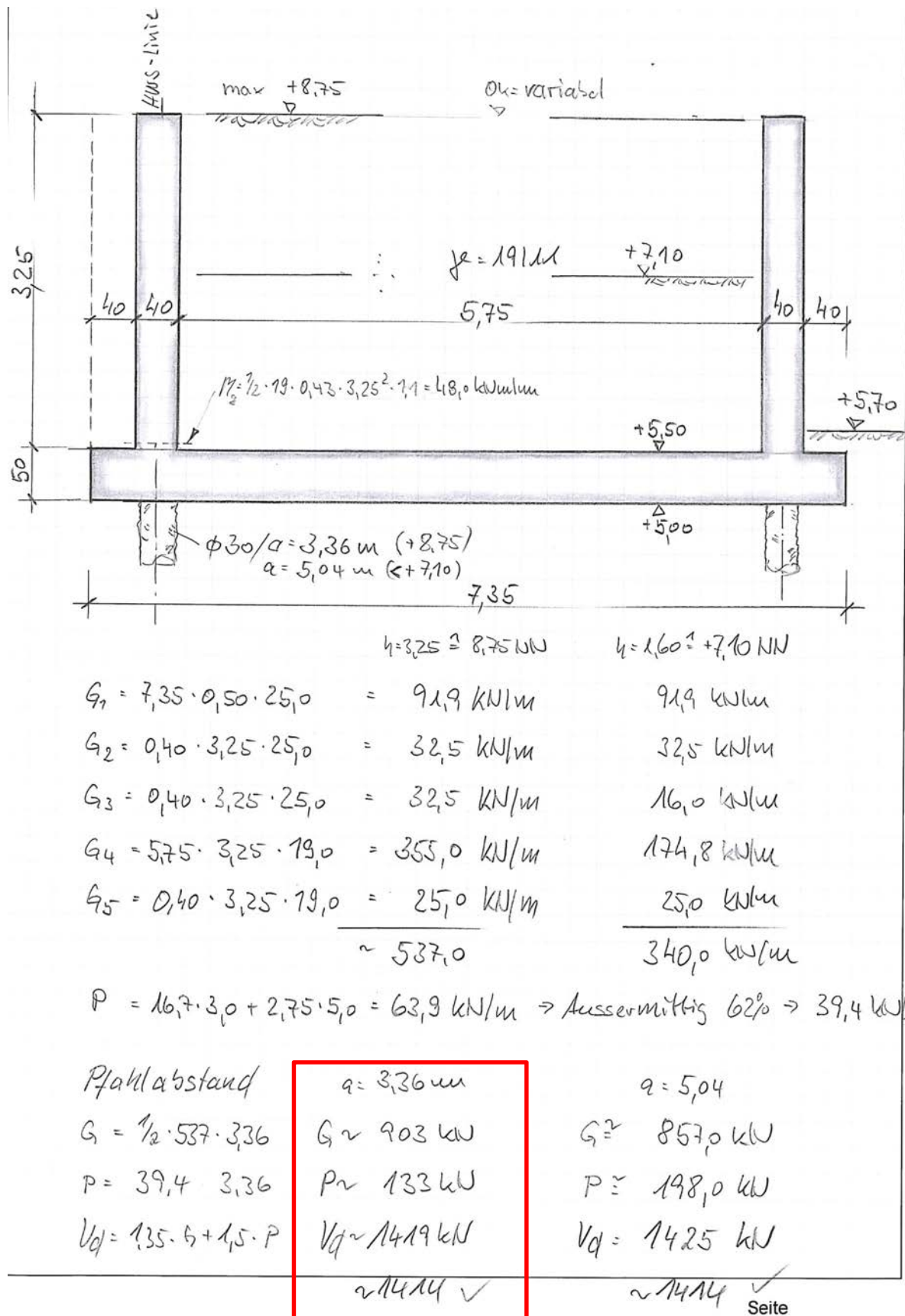


Abbildung 13 – Pfahlmantelreibung als zweiseitig begrenzte Flächenlasten (Draufsicht)

Die Pfahlkräfte ergeben sich gemäß [U5] wie folgt:



2.3 Verkehrslasten

Abweichend von der Ursprungsstatik wird eine reduzierte, veränderliche Belastung $q_{k,1}$ angesetzt. Diese ergibt sich je nach Bemessungssituation wie folgt:

Lastfall BS 3a „Normaltide“

Bereich Rampenbauwerk:

wasserseitigen Betriebsweg	$q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$
Rampenbauwerk	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ oder SLW 30 ($q_k = 16,7 \text{ kN/m}^2$).
landseitigen Deichverteidigungsweg	$q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$
Hinterland	$q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Übriger Bereich

wasserseitigen Betriebsweg	$q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$ oder SLW 30 ($q_k = 16,7 \text{ kN/m}^2$)
landseitigen Deichverteidigungsweg	$q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$ oder SLW 30 ($q_k = 16,7 \text{ kN/m}^2$)
Hinterland	$q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Lastfall BS 3b „Extremer Niedrigwasserstand“

wasserseitigen Betriebsweg	$q_k = 0,00 \text{ kN/m}^2$
landseitigen Deichverteidigungsweg	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ oder SLW 30 ($q_k = 16,7 \text{ kN/m}^2$)
Hinterland	$q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Lastfall BS 3c „Abfließendes Hochwasser“

wasserseitigen Betriebsweg	$q_k = 0,00 \text{ kN/m}^2$
landseitigen Deichverteidigungsweg	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ oder SLW 30 ($q_k = 16,7 \text{ kN/m}^2$)
Hinterland	$q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Fundamentlasten aus den Hallen sind nicht bekannt und aufgrund der Tiefgründung der Hallen nur wenig von Bedeutung. Genauere Angaben hierzu sind in den jeweiligen Kapiteln „Berechnungsannahmen“ im Kapitel 5 erläutert.

2.4 Pollerlasten

2.4.1 Kantenpoller

Laut Bestandsunterlagen sind im Bereich der Kühlhauskaje überwiegend 60-t Kantenpoller in einem Raster von 30 m verbaut. Diese wurden nachträglich noch um drei 30-t Poller ergänzt.

Die Einwirkungen aus Pollerzug verteilen sich auf rund 3,36 m und ergeben sich wie folgt:

30-t Poller:

Horizontallast	$H_{Ek} =$	300,00 kN
	$h_{Ek} = 300 / 3,36 =$	89,29 kN/m
Versatzmoment	$M_{Ek} = 300 * 0,40 =$	120,00 kNm
	$m_{Ek} = 120 * 0,40 =$	48,00 kNm

60-t Poller:

Horizontallast	$H_{Ek} =$	600,00 kN
	$h_{Ek} = 600 / 3,36 =$	178,57 kN/m
Versatzmoment	$M_{Ek} = 600 * 0,40 =$	240,00 kNm
	$m_{Ek} = 240 * 0,40 =$	96,00 kNm

2.4.2 Nischenpoller

Alle Nischenpoller im wurden für einen Pollerzug von 10 t (100 kN) ausgelegt und auf den folgenden Koten angeordnet:

+3,28 mNN

+1,28 mNN

Für den Nachweis der Biegespannung erfolgt die Lasteinleitung jeweils über zwei Doppelbohlen bzw. 4 Einzelbohlen.

$$p = 100 \text{ kN} / (4 * 0,42 \text{ m}) = 59,52 \text{ kN/m}$$

3 Baugrund

3.1 Bemessungsprofile

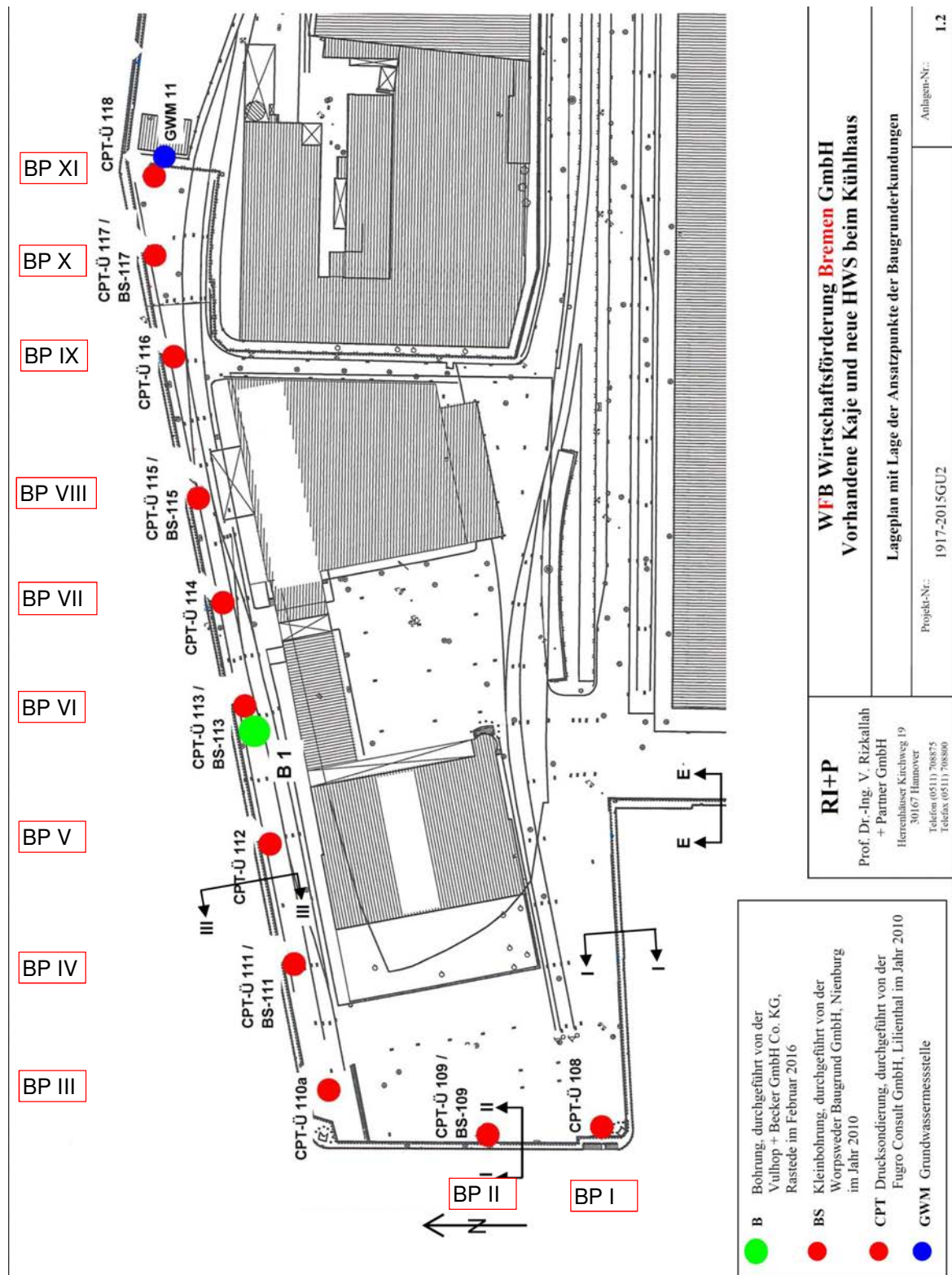
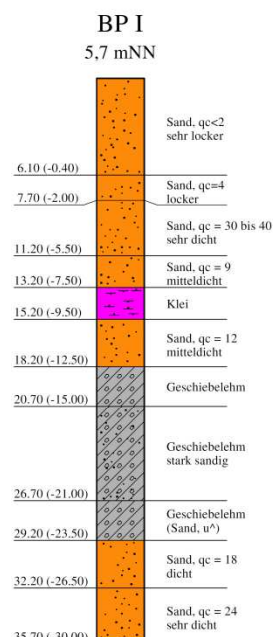


Abbildung 14 – Lage der Baugrunderkundungen / Bemessungsprofile [U7]

Gemäß Baugrundgutachten sollte als Gültigkeitsbereich das jeweils schlechtere von 2 benachbarten Bemessungsprofilen über 2/3 der Länge zugrunde gelegt werden.

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
-0.4	18,0 / 10,0	28,0	---	---	20	0	---
-2.0	18,0 / 10,0	32,5	---	---	40	25	---
-5.5	20,0 / 12,0	40,0	---	---	100	90	---
-7.5	19,0 / 11,0	35,0	---	---	50	40	---
-9.5	17,0 / 7,0	25,0	10	30	1	20	---
-12.5	19,0 / 11,0	35,0	---	---	60	50	5500
-15.0	20,0 / 10,0	30,0	8	100	15	50	2000
-21.0	21,0 / 11,0	31,0	5	140	20	60	2500
-23.5	21,0 / 11,0	32,5	5	180	30	70	3000
-26.5	20,0 / 12,0	37,5	---	---	80	70	6500
-30.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	100	80	7500

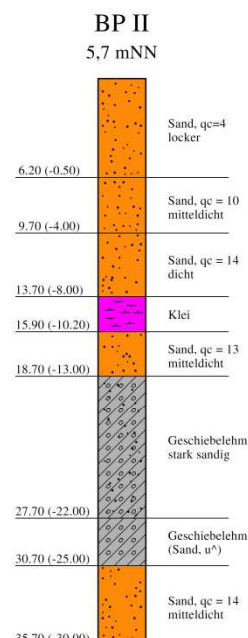
* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)



RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP I (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 108 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.1

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
-0.5	18,0 / 10,0	32,5	---	---	40	25	---
-4.0	20,0 / 12,0	37,5	---	---	70	60	---
-8.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	80	60	---
-10.2	17,0 / 7,0	25,0	10	45	1	30	---
-13.0	19,0 / 11,0	37,5	---	---	70	60	6000
-22.0	21,0 / 11,0	31,0	5	120	20	60	3000
-25.0	21,0 / 11,0	32,5	5	160	30	70	3500
-30.0	20,0 / 12,0	35,0	---	---	60	70	5000

* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)



RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP II (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 109 vom 27. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.2

Abbildung 15 – Bemessungsprofile I & II gemäß Baugrundgutachten [U7]

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
2.5	18,0 / 10,0	30	---	---	20	0	---
-2.5	18,0 / 10,0	32,5	---	---	25	25	---
-6.5	19,0 / 11,0	36,0	---	---	50	50	---
-11.5	20,0 / 12,0	38,0	---	---	80	80	---
-16.0	20,0 / 10,0	30,0	8	90	15	50	2500
-19.0	21,0 / 11,0	31,0	5	120	20	60	3500
-21.0	20,0 / 10,0	30,0	8	110	15	50	2500
-24.0	21,0 / 11,0	32,5	5	160	30	60	3000
-27.5	20,0 / 12,0	37,5	---	---	70	60	6500
-30.0	20,0 / 12,0	37,5	---	---	80	70	7000

* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)

RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP III (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 110 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11,3

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
2.7	18,0 / 10,0	30,0	---	---	20	0	---
1.7	19,0 / 11,0	32,5	---	---	40	50	---
-1.0	18,0 / 10,0	30,0	---	---	25	30	---
-3.5	19,0 / 11,0	33,0	---	---	30	40	4000
-4.5	20,0 / 12,0	37,5	---	---	60	60	5000
-8.5	20,0 / 12,0	41,0	---	---	90	80	6000
-11.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	70	70	5500
-21.0	20,0 / 10,0	30,0	8	110	15	50	3000
-25.0	21,0 / 11,0	32,5	5	160	30	70	4500
-30.0	20,0 / 12,0	37,5	---	---	80	70	6500

* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)

RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP IV (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 111 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11,4

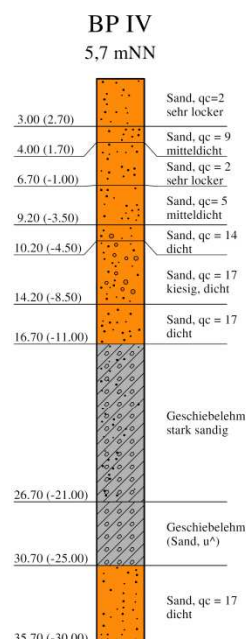
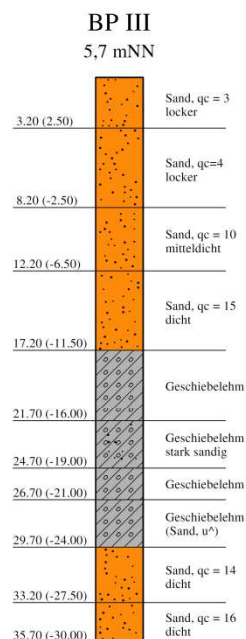
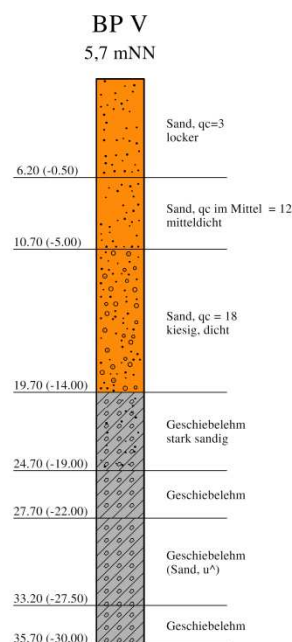


Abbildung 16 – Bemessungsprofile III & IV gemäß Baugrundgutachten [U7]

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m ³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m ²]
-0.5	18,0 / 10,0	30,0	---	---	20	0	---
-5.0	20,0 / 12,0	37,5	---	---	50	60	---
-14.0	20,0 / 12,0	40,0	---	---	90	80	6500
-19.0	21,0 / 11,0	31	5	100	20	60	3500
-22.0	20,0 / 10,0	30,0	8	110	15	50	2500
-27.5	21,0 / 11,0	32,5	5	160	30	70	4000
-30.0	21,0 / 11,0	31,0	5	140	25	60	3000

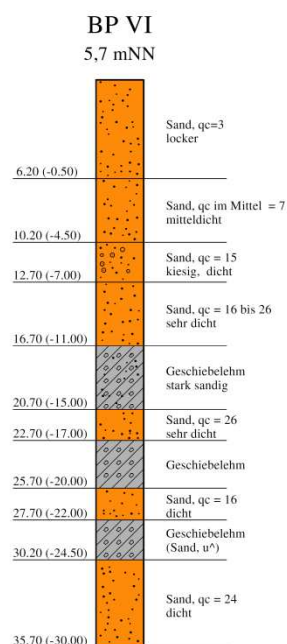
*(ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)



RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP V (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 112 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.5

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m ³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m ²]
-0.5	18,0 / 10,0	30,0	---	---	20	0	---
-4.5	19,0 / 11,0	35,0	---	---	40	50	---
-7.0	20,0 / 12,0	37,5	---	---	60	60	5500
-11.0	20,0 / 12,0	41	---	---	80	70	6000
-15.0	21,0 / 11,0	31	5	130	20	60	2500
-17.0	20,0 / 12,0	40,0	---	---	80	70	6500
-20.0	20,0 / 10,0	30,0	8	120	15	50	2500
-22.0	20,0 / 12,0	35,0	---	---	60	60	5500
-24.5	21,0 / 11,0	32,5	5	180	30	70	4000
-30.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	80	70	7000

*(ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)



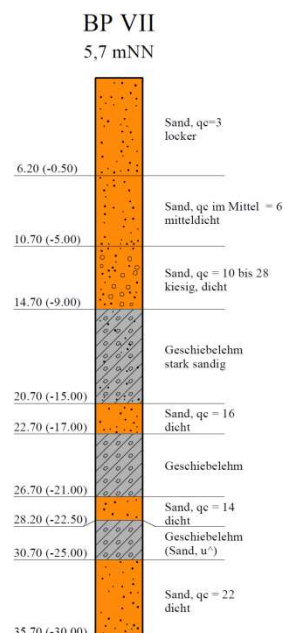
RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP VI (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 113 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.6

Abbildung 17 – Bemessungsprofile V & VI gemäß Baugrundgutachten [U7]

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
-0.5	18,0 / 10,0	30,0	---	---	20	0	---
-5.0	19,0 / 11,0	32,5	---	---	30	40	---
-9.0	20,0 / 12,0	41	---	---	70	60	5000
-15.0	21,0 / 11,0	31	5	110	20	60	3000
-17.0	19,0 / 11,0	37,5	---	---	60	70	5000
-21.0	20,0 / 10,0	30,0	8	100	15	50	2500
-22.5	20,0 / 12,0	35,0	---	---	50	60	5000
-25.0	21,0 / 11,0	32,5	5	180	30	70	4000
-30.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	80	70	7000

* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)

RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP VII (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 114 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.7a



Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
-0.5	18,0 / 10,0	31,5	---	---	20	0	---
-2.5	19,0 / 11,0	35,0	---	---	30	40	---
-5.0	20,0 / 12,0	37,5	---	---	70	60	5000
-9.0	20,0 / 12,0	40,0	---	---	70	70	6000
-15.0	21,0 / 11,0	31	5	110	20	60	3000
-17.0	19,0 / 11,0	37,5	---	---	60	70	5000
-21.0	20,0 / 10,0	30,0	8	100	15	50	2500
-22.5	20,0 / 12,0	35,0	---	---	50	60	5000
-25.0	21,0 / 11,0	32,5	5	180	30	70	4000
-30.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	80	70	6000

* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)

RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP VIII abgeleitet aus den Drucksondierungen CPT Ü 115 (oben) und aus CPT-Ü 114 (unten)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.8

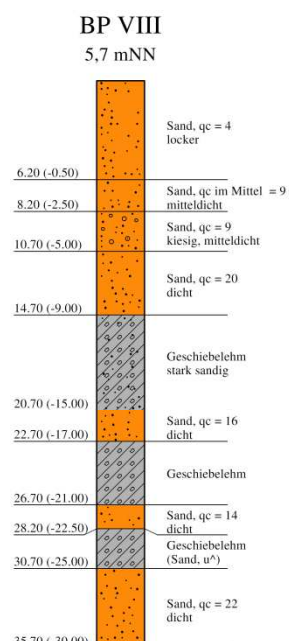
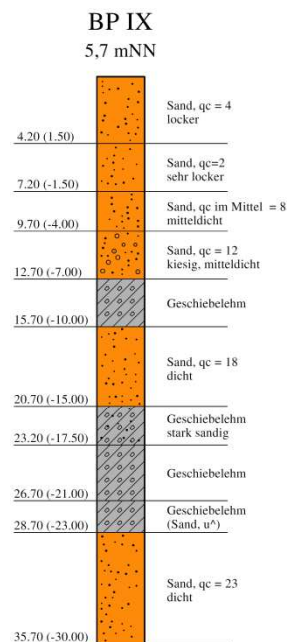


Abbildung 18 – Bemessungsprofile VII & VIII gemäß Baugrundgutachten [U7]

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
1.5	18,0 / 10,0	32,5	---	---	30	---	---
-1.5	18,0 / 10,0	30,0	---	---	20	---	---
-4.0	19,0 / 11,0	37,0	---	---	40	50	---
-7.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	70	60	5500
-10.0	20,0 / 10,0	30,0	8	90	15	60	2500
-15.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	80	70	6500
-17.5	21,0 / 11,0	31,0	5	170	20	60	3500
-21.0	20,0 / 10,0	30,0	8	120	15	50	2500
-23.0	21,0 / 11,0	32,5	5	180	30	70	4000
-30.0	20,0 / 12,0	39,0	---	---	80	70	7000

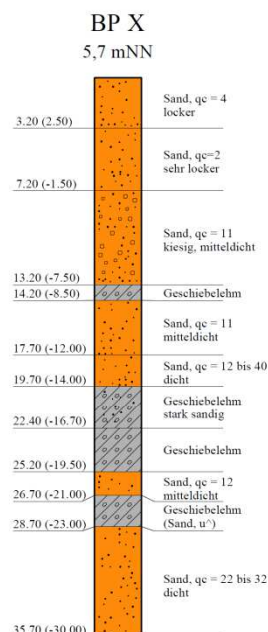
* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)



RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP IX (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 116 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.9

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	φ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
2.5	18,0 / 10,0	32,5	---	---	25	---	---
-1.5	18,0 / 10,0	30,0	---	---	20	---	---
-7.5	20,0 / 12,0	39,0	---	---	70	60	5500
-8.5	20,0 / 10,0	30,0	8	80	15	50	2000
-12.0	20,0 / 12,0	37,0	---	---	50	60	5500
-14.0	20,0 / 12,0	40	---	---	80	70	6500
-16.7	21,0 / 11,0	31,0	5	170	20	60	3500
-19.8	20,0 / 10,0	30,0	8	110	15	50	2500
-21.0	19,0 / 11,0	37,5	---	---	50	50	4500
-23.0	21,0 / 11,0	32,5	5	180	30	70	3500
-30.0	20,0 / 12,0	38,5	---	---	90	80	7000

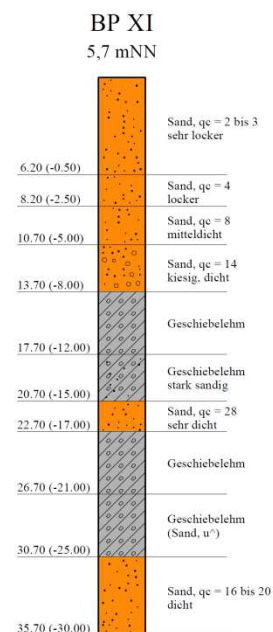
* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)



RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP X (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 117 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.10a

Abbildung 19 – Bemessungsprofile IX & X gemäß Baugrundgutachten [U7]

Charakteristische - Bodenkennwerte							
Tiefe [NN+m]	γ/γ' [kN/m³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$E_{s,k}$ [MN/m²]	$q_{s,k}$ [kN/m²]	$q_{b,k}^*$ [kN/m²]
-0.5	18,0 / 10,0	30,0	---	---	15	---	---
-2.5	18,0 / 10,0	31,5	---	---	20	---	---
-5.0	19,0 / 11,0	35,0	---	---	50	50	---
-8.0	20,0 / 12,0	40,0	---	---	80	70	6000
-12.0	20,0 / 10,0	30,0	8	100	15	50	2500
-15.0	21,0 / 11,0	31,0	5	160	20	60	3500
-17.0	20,0 / 12,0	40	---	---	80	70	7000
-21.0	20,0 / 10,0	30,0	8	110	15	50	2500
-25.0	21,0 / 11,0	32,5	5	180	30	70	4500
-30.0	20,0 / 12,0	37,5	---	---	90	70	6500



* (ansetzbar auf den 6fachen Stahlquerschnitt)

RI+P Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner GmbH Herrenhäuser Kirchweg 19 30167 Hannover Telefon (0511) 708875 Telefax (0511) 708800	WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH Vorhandene Kaje und neue HWS beim Kühlhaus	
	Bemessungsprofil BP XI (abgeleitet aus der Drucksondierung CPT-Ü 118 vom 28. April 2010)	
	Projekt-Nr.: 1917-2015GU2	Anlage: 11.11a

Abbildung 20 – Bemessungsprofil XI gemäß Baugrundgutachten [U7]

3.2 Berechnungsansatz „Erddruckumlagerung“

Die Spundwand der Kühlhauskaje wurde als hinterfüllte Wand mit nachträglich abgegrabener Hafensohle hergestellt. EAU oder EAB bieten für die vorhandene Bauwerksgeometrie allerdings keine Erddruckumlagerungsfiguren an.

Bei der Betrachtung des statischen Systems und unter Berücksichtigung des wahrscheinlichen Bauablaufes wurde aber deutlich, dass mit einer Erddruckumlagerung gerechnet werden kann.

Wie in Abbildung 21 angedeutet, resultiert aus der Auffüllung unterhalb der ersten Ankerlage (Material steht dauerhaft unter Auftrieb) nur ein sehr geringer Erddruck. Die Spundwandverformung ist somit vernachlässigbar.

Die Auffüllung oberhalb der ersten Ankerlage, steht nur noch teilweise unter Auftrieb. Mit zunehmender Auffüllung erhöhen sich somit Erddruck und rechnerische Spundwandverformung (vgl. Abbildung 22). Durch die anschließende Vertiefung des Hafenbeckens nimmt die Verformung noch weiter zu (vgl. Abbildung 23).

Tatsächlich wird sich die Spundwandverformung aber nicht in diesem Ausmaß ergeben. Stattdessen wird sich oberhalb der ersten Ankerlage ein Erdwiderstand einstellen, der die Spundwandverformung behindert. Die tatsächliche Spundwandverformung wird somit kleiner sein als die rechnerische Verformung (vgl. Abbildung 24).

Der Erdwiderstand wird in der folgenden Berechnung als stützender Krastrand modelliert. Der Ansatz führt rechnerisch zu einer höheren Ankerkraft. Dieses Rechenergebnis ist allerdings falsch, da der Erdwiderstand eine Reaktion ist und den Anker nicht belastet.

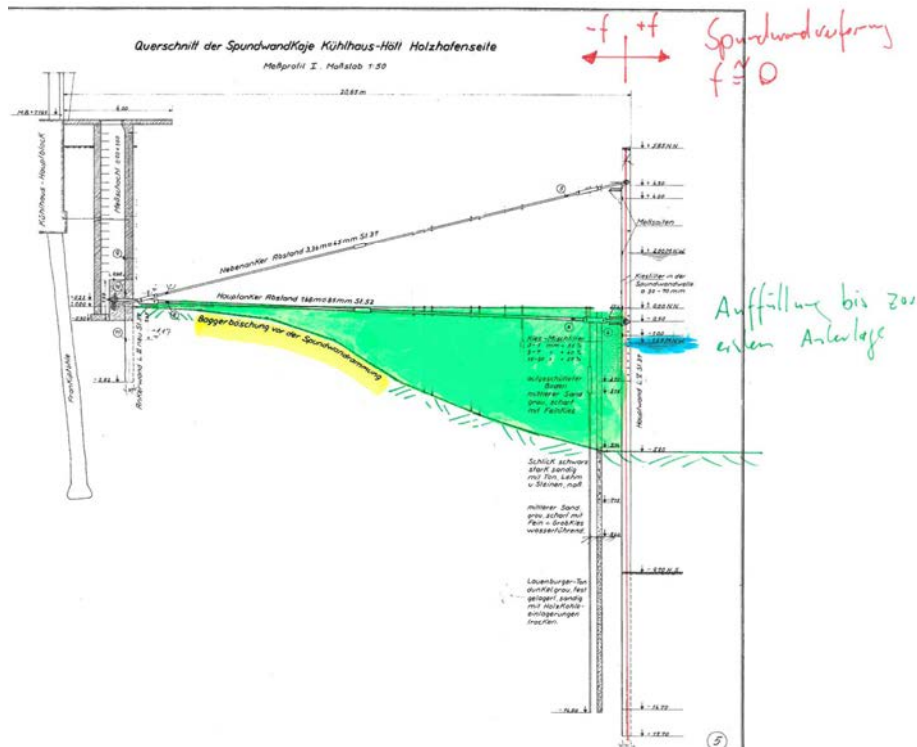


Abbildung 21 – Qualitative Verformung bei Auffüllung bis zur ersten Ankerlage

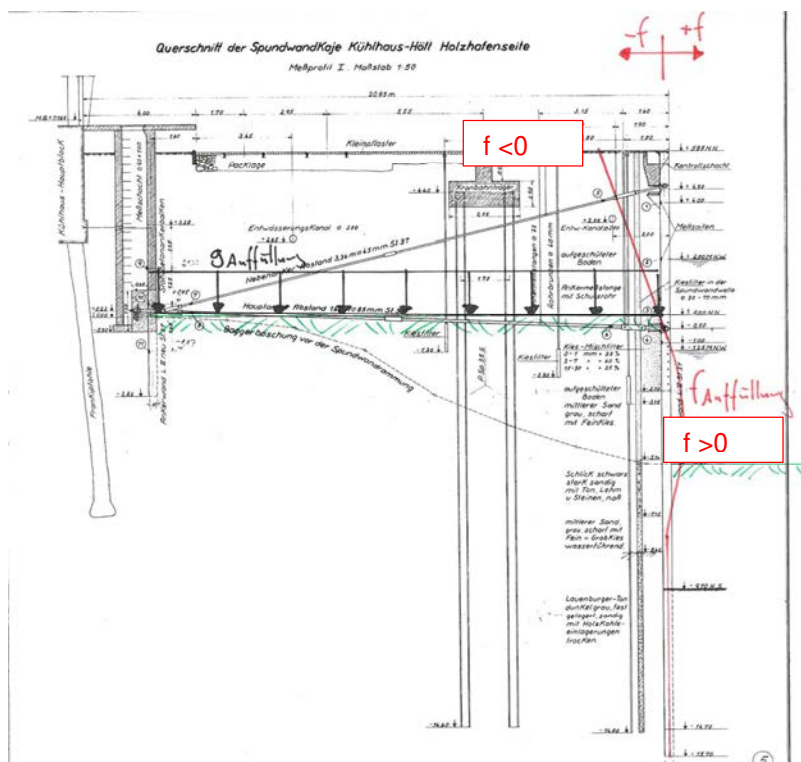


Abbildung 22 – Qualitative Verformung bei Auffüllung von erster Ankerlage bis GOK

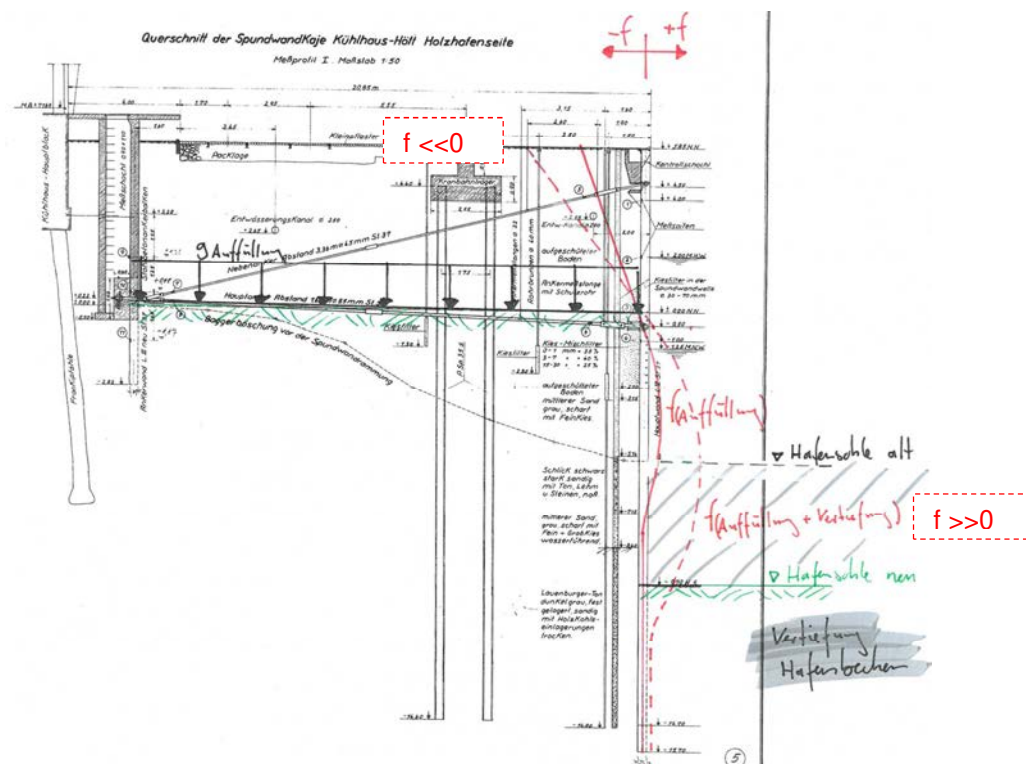


Abbildung 23 – Qualitative Verformung bei Auffüllung und Vertiefung des Hafenbeckens

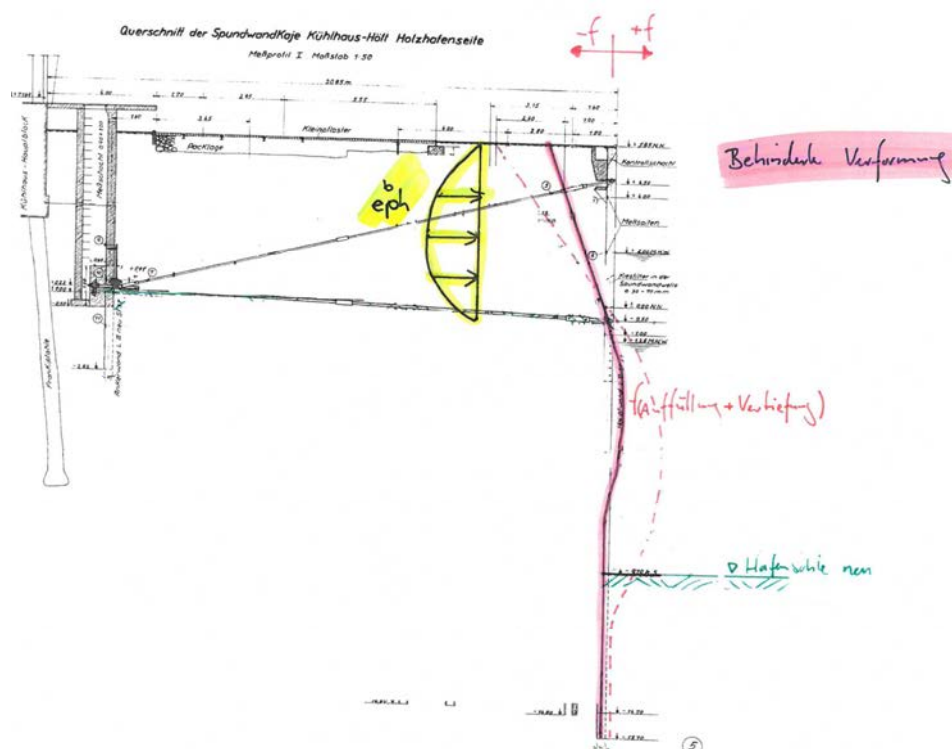


Abbildung 24 – Qualitative, behinderte Verformung

4 Restwanddicken und Abrostung

Die vorliegende statische Berechnung wurde unter Berücksichtigung von Restwanddickenmessungen der Firma Handt Consult (2010) [U10] und der Firma BITEK (2019) [U11] entnommen.



Abbildung 25 – Übersicht Restwanddickenmessungen

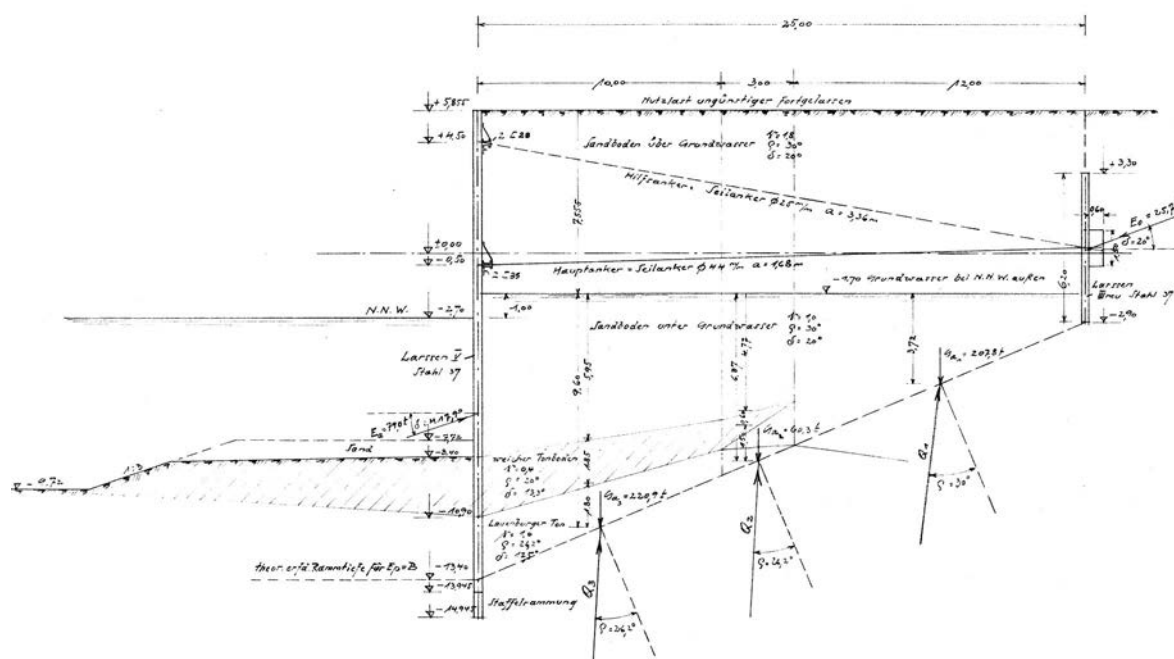


5 Teilsicherheitsbeiwerte

Gemäß EAU 2020; Abschnitt 8.1.10.4.4 können Kaje am Ende der Nutzungsdauer mit den Teilsicherheitsbeiwerte der außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A) nachgewiesen werden (globale Sicherheit $\eta = 1,10 - 1,32$).

		EAU 2020 bzw. EC7			Bremer Leitfaden BS-P / BS-T / BS-A
		BS-P	BS-T	BS-A	
Ständige Last	γ_G	1,35	1,20	1,00	1,10
Wasserdruck	$\gamma_{G,red}$	1,20	1,10	1,00	1,10
Veränderlich	γ_Q	1,50	1,30	1,00	1,10
Erdwiderstand	$\gamma_{R,e}$	1,40	1,30	1,20	1,05
Erdwiderstand	$\gamma_{R,e,red}$	1,20	1,15	1,10	1,05
Querschnittsnachweise	$\gamma_{M,0}$	1,00	1,00	1,00	1,10
Bei Stabilitätsversagen	$\gamma_{M,1}$	1,10	1,10	1,10	1,10
Globale Sicherheit	η	1,68 - 2,16	1,44 - 1,79	1,10 - 1,32	1,27

Massa 1: 100



Hochwasserschutz Kühlhausnase Stirnseite
Schnitt 1-1
von Projekt-Km 0+678,29 bis 0+770,80
M 1:200

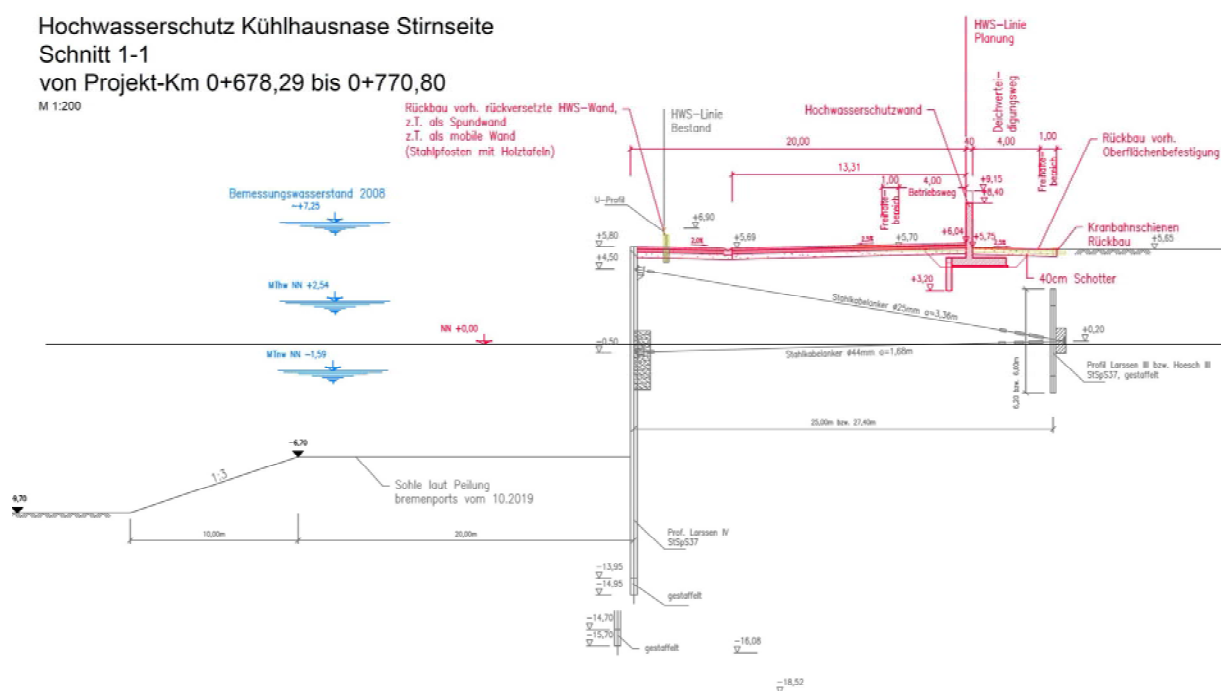


Abbildung 30 – HWS Kühlhauskaje – Schnitt 1-1 [U2]



6.1.1 Profil

Larsen-Profile

PROFILTADEL FÜR

Profil la neu,
II neu - VII

Profil 31

Profil 32

Profil	Gewicht		Abmessungen					Umfang		Querschnitt
	kg/lfdm. Bohle	kg/m³ Wand	b	h	t	r	Abwicklung	Stahl		
O 1	15,7	45	350	80	4,5	210	215	57		
la neu	35,6	89	400	220	7,5	225	260	113		
31	45	100	450	150	9,5	235	230	127		
32	55	122	450	250	10,5	190	250	156		
II neu	48,8	122	400	270	9,5	250	301	156		
III	62	155	400	247	14,2	250	285	198		
III neu	62	155	400	290	13	250	309	198		
IV neu	74	189	400	300	14,2	220	300	200		
V	100	238	420	360	20,5	260	330	303		
VI	111,8	260	420	420	22	240	368	320		
VII	142,6	310	460	460	26	295	370	394		
XI	43,5	150	287	49	14	190	215	191		

Union-Kanalprofile

UKD II	17	51	330	33	6	115	225	65
--------	----	----	-----	----	---	-----	-----	----

Union-Flachprofile

FL 9	54	135	400	86	9	280	215	172
FL 12	61	152	400	86	12	280	215	194

(Union-Flachprofile nur in St 45 lieferbar)

1) Für Lastfall 2.

Änderungen bleiben vorbehalten.

7

LARSSEN - STAHLWÄNDE

Profil 01

Profil XI

Stahlorte		St 37	St 45	Resisto	
Zulässige Spannung für Lastfall 1		1400		1600	2100
Zulässige Biegemomente für Lastfall 1 (je lfdm. Wand)					
Trägheitsmoment	Widerstandsmoment	Trägheitsmoment		I _{min}	I _{max}
		cm ⁴ /lfdm. Wand	cm ⁴ /lfdm. Wand		
560	140	3,13	2,0	2,2	—
6620	600	7,63	8,4	9,6	12,6
3450	460	5,21	6,4	7,6	9,7
10600	850	8,24	11,9	13,6	17,9
14850	1100	9,75	15,4	17,6	23,1
16670	1350	9,18	18,9	21,6	28,4
23200	1600	10,83	22,4	25,6	35,6
30400	2000	13,84	30,8	35,6	44,9
54000	3000	13,35	42,0	48,0	63,0
92400	4200	15,80	58,8	67,2	88,2
115000	5000	17,10	77,0	80,0	105,0
465	190	1,56	2,7	3,0	4,0
96	55	1,22	0,87	1,01	1,33

6.1.2 Reduzierte Querschnittswerte

Der Spannungsnachweis wird mit den reduzierten, korrodierten Querschnitten geführt. Hierfür werden die Querschnittswerte mit den für das Jahr 2040 erwarteten Blechdicke neu berechnet. Die Querschnittswerte ergeben sich wie folgt:

$$I_{2040} = I_{\text{neu}} \cdot t_{2040} / t_{\text{neu}}$$

$$W_{2040} = W_{\text{neu}} \cdot t_{2040} / t_{\text{neu}}$$

$$A_{2040} = A_{\text{neu}} \cdot t_{2040} / t_{\text{neu}}$$

Kaje: Kühlhauskaje - Holz-und Fabrikenhafen - Station 4 -36 (125-157)

Station:

Messstelle:

Nachweis für: 2040

Profil	Larssen V	$t_{\text{Berg,neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$\sigma_{\text{Rk}} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg,neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_{\text{M}} =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{\text{Rd}} =$	24,00 kN/cm ²

Querschnittswerte Steg - Interpolierte Abrostung am Anker (Querkraftnachweis)

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	S_{red} [mm]
2,50	0,025	2,250	10,25
-0,50	0,036	3,214	9,29
-1,70	0,040	3,600	8,90

Querschnittswerte Flansch

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	I_{red} [cm ⁴]	W_{red} [cm ³]
3,50	0,010	0,900	19,60	290	51.629	2.868
2,52	0,025	2,250	18,25	270	48.073	2.671
-1,70	0,040	3,600	16,90	250	44.517	2.473
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	48.073	2.671
-8,50	0,120	10,800	9,70	143	25.551	1.420

Querschnittswerte für Ermittlung von $N_{\text{pl,d}}$, $V_{\text{pl,d}}$, N_{cr} sowie den b/t-Nachweis

Querschnittsklassifizierung:

$$\varepsilon = (235 / 240)^{0,5} = 0,99$$

$$b/t_f = 260 / 16,90 = 15,38$$

$$(b/t_f) / \varepsilon = 15,38 / 0,99 = 15,54 < 37 \Rightarrow \text{Querschnittsklasse 2}$$

6.1.3 Allgemeine Berechnungsannahmen

- (1) Keine klassische Erddruckumlagerung
- (2) Profillänge von 20,70 m fest und Einspannung bestimmen
- (3) Baugrubensohle = ehemalige Hafensohle (-7,70 mNN)

6.1.4 Bemessungsprofil I - Wassertreppe

Die Spundwand in diesem Bereich wurde aus konstruktiven Gründen im Rahmen der Baumaßnahme „Weiche Kante / Waller Sand“ durch eine massive Vorschüttung bis +0,00 mNN verstärkt.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

6.1.5 Bemessungsprofil I - Regelquerschnitt

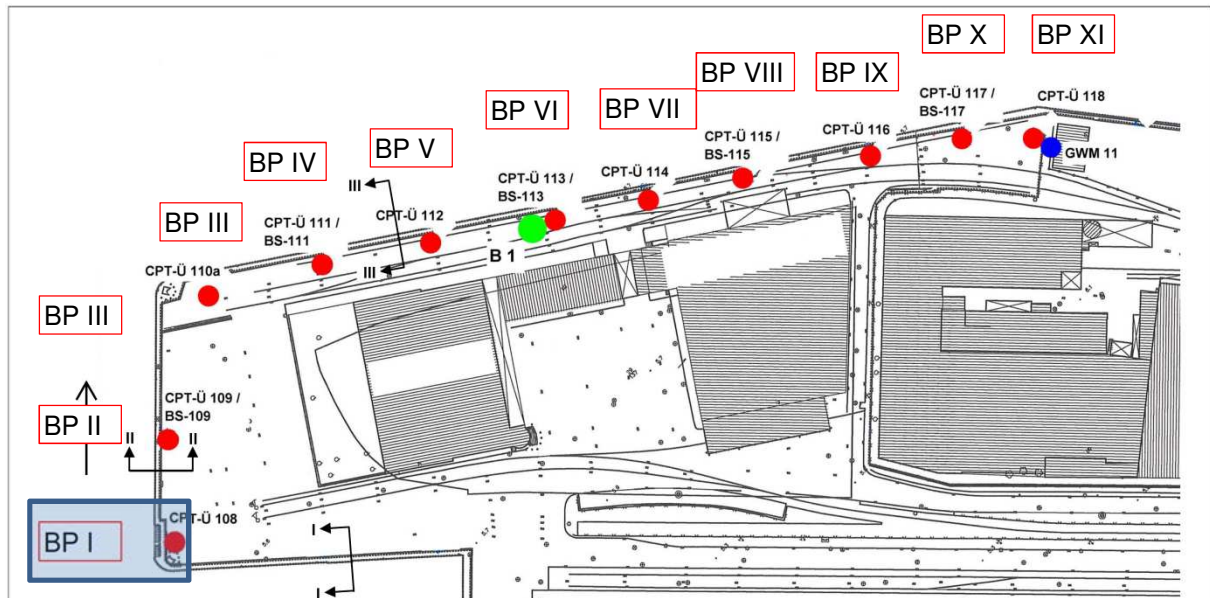
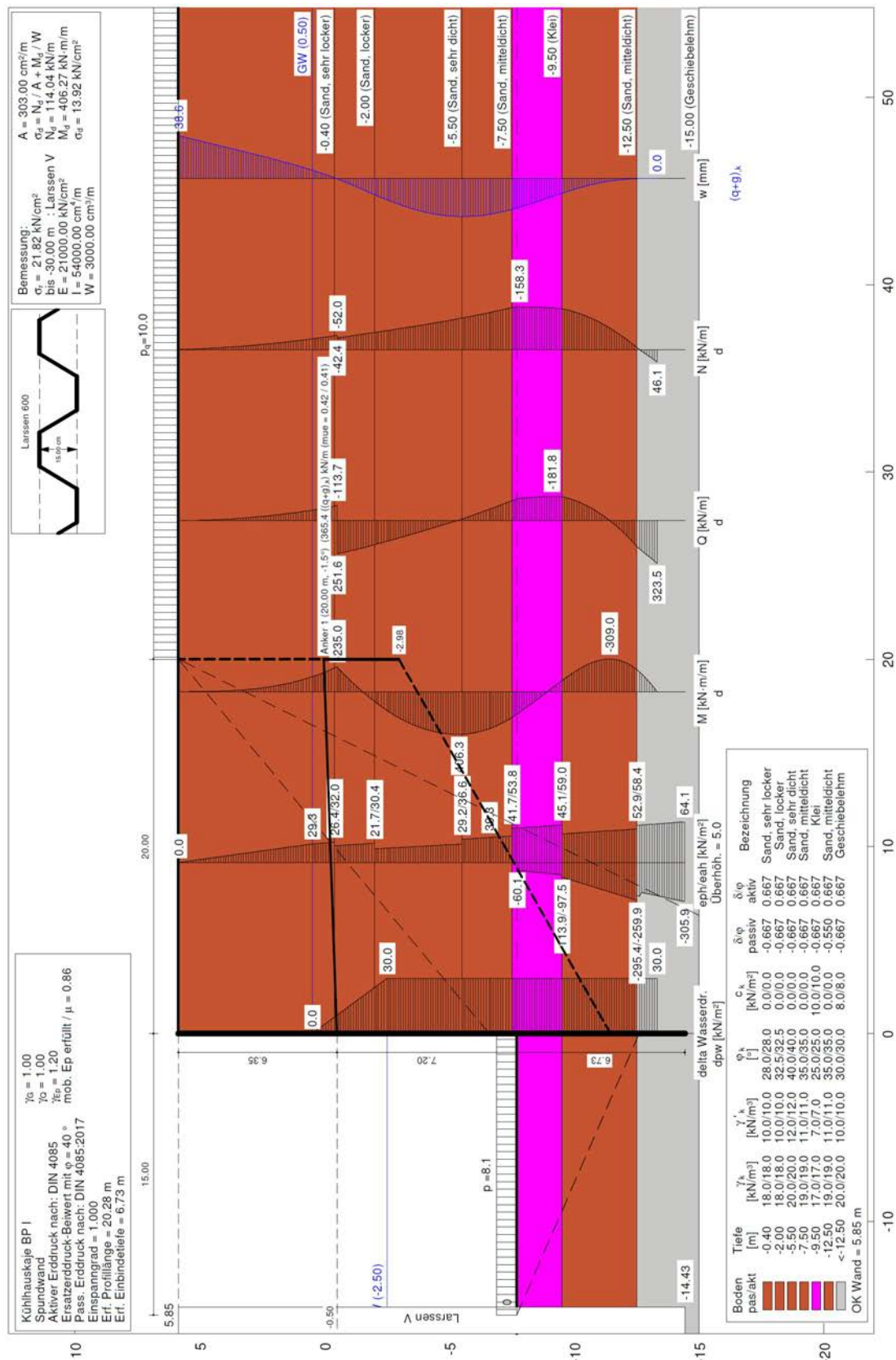


Abbildung 33 – Lage Bemessungsprofil I - Regelquerschnitt [U7]

6.1.5.1 Ergänzende Berechnungsannahmen

- Aktuelle Hafensohle auf ca. -6,80 mNN abfallend Richtung Getreidehafen (siehe Peilplan)
- Hafensohle bei Errichtung auf ca. -7,70 mNN
- Berücksichtigung der Verlandung durch vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite:
 $g_k = (7,70 \text{ mNN} - 6,80 \text{ mNN}) \times 9,00 \text{ kN/m}^2 = 8,10 \text{ kN/m}^2$.
- Auf den Ansatz des Erdruhedrucks im Bereich der der Verlandung wird verzichtet.
- Nachweis der Bemessungssituation BS 3c unter Berücksichtigung eines Bemessungswasserstand von +2,30 mNN (vgl. Abbildung 10) und -konservativ- ohne Berücksichtigung eines stützenden Zusatzdruckes.

6.1.5.4 BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand



Die Beanspruchungen sind gering. Keine weiteren Nachweise.

6.1.5.5 BS 3c - Abfließendes Hochwasser



Das maximale Feldmoment beträgt $M_{Ed,BPI} = 469 \text{ kNm/m}$ und liegt unter dem vom Bemessungsprofil BP III ($M_{Ed,BPIII} = 627 \text{ kNm/m}$). Keine weiteren Nachweise erforderlich.

6.1.5.6 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	240	52	9,44	0,39	363	110	14,00	0,58	364
BS 3a – Normalfall - SLW	343	64	13,45	0,56	348	132	13,52	0,56	428
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	235	52	9,25	0,39	407	115	15,67	0,65	365
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	262	50	10,28	0,43	469	103	17,94	0,75	436

Die rechnerische Auslastung am Bemessungsprofil BP I ist gering. Die geringe Auslastung ist auf die hochliegende Hafensohle von -7,0 mNN zurückzuführen.

6.1.6 Bemessungsprofil II

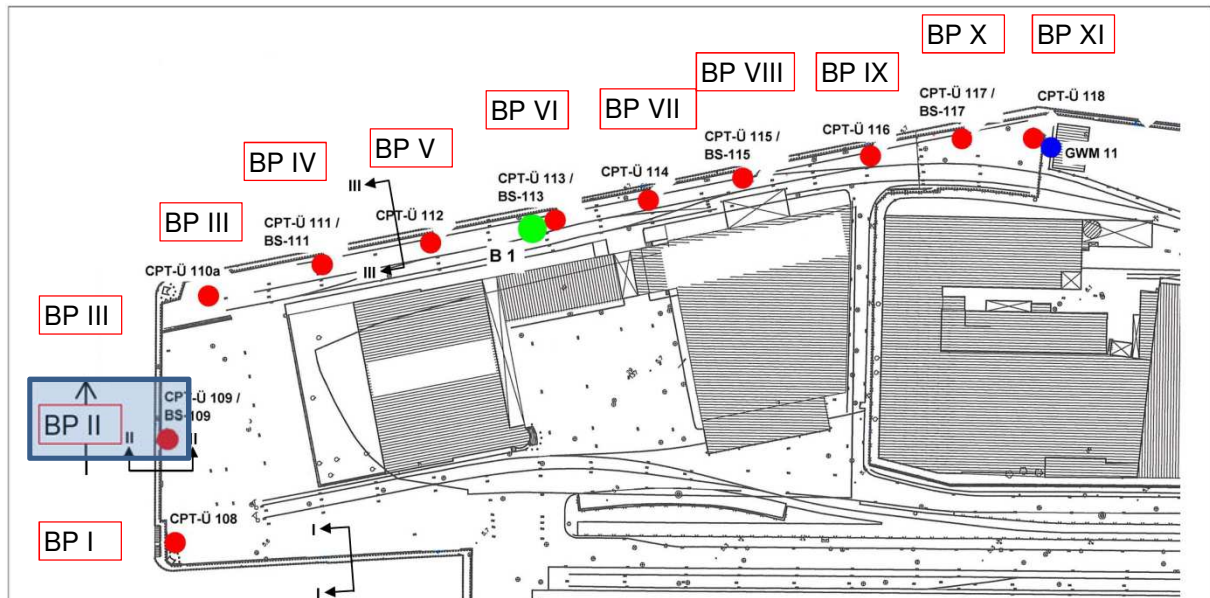
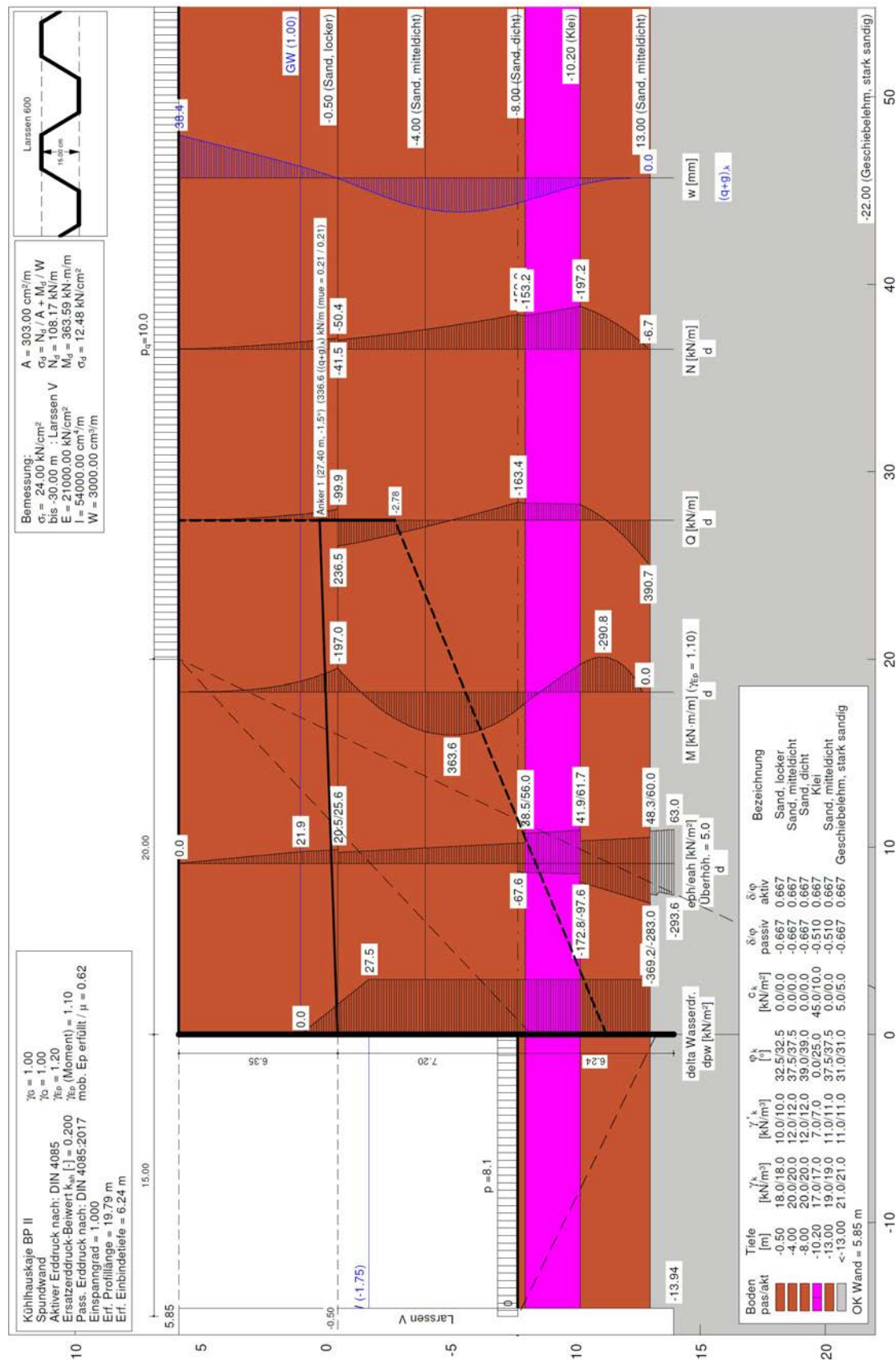


Abbildung 34 – Lage Bemessungsprofil II [U7]

6.1.6.1 Ergänzende Berechnungsannahmen

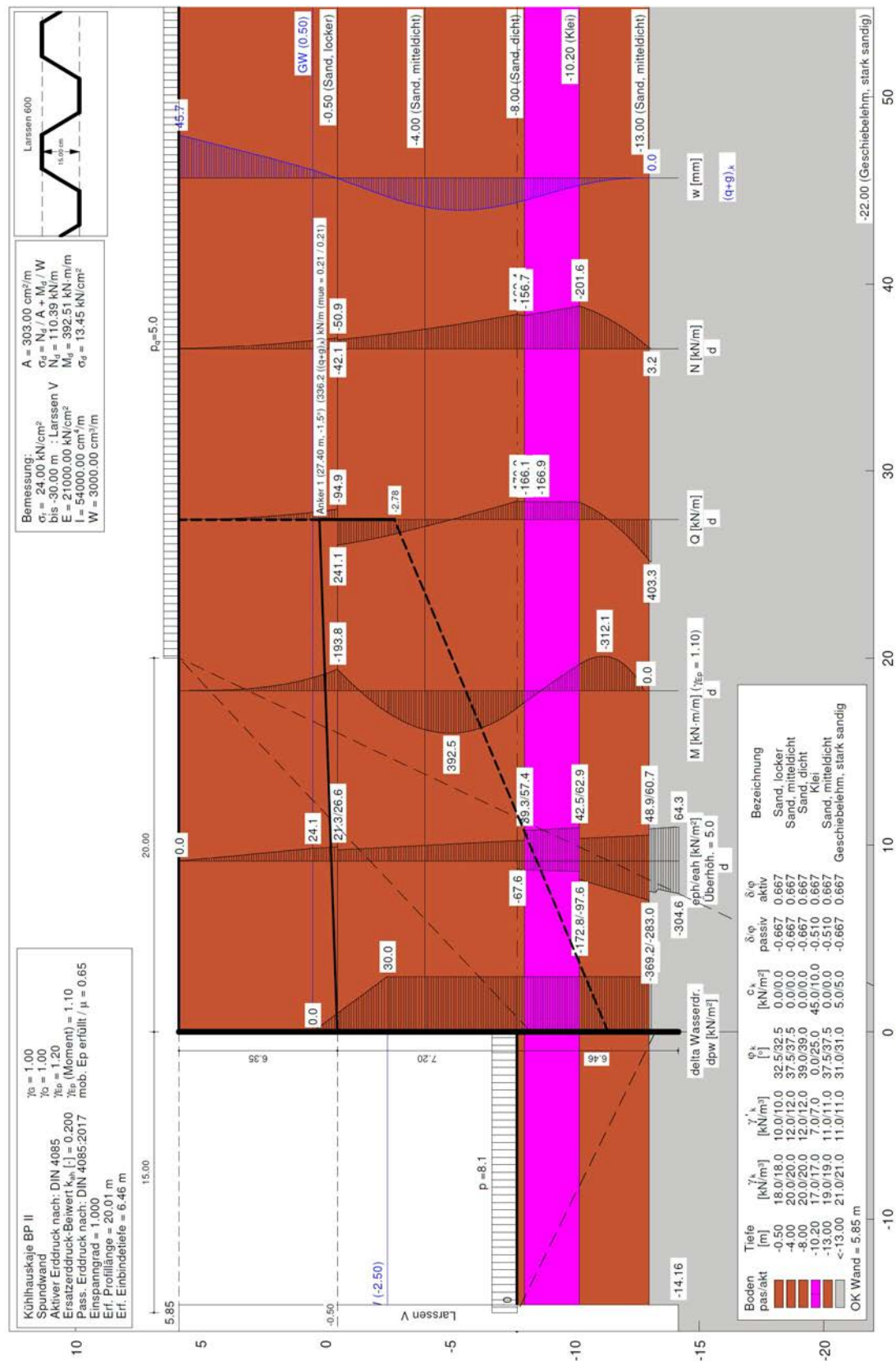
- Aktuelle Hafensohle auf ca. -6,80 mNN abfallend Richtung Getreidehafen (siehe Peilplan)
- Hafensohle bei Errichtung auf ca. -7,70 mNN
- Berücksichtigung der Verlandung durch vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite:
 $g_k = (7,70 \text{ mNN} - 6,80 \text{ mNN}) \times 9,00 \text{ kN/m}^2 = 8,10 \text{ kN/m}^2$.
- Auf den Ansatz des Erdruhedrucks im Bereich der der Verlandung wird verzichtet.
- Nachweis der Bemessungssituation BS 3c unter Berücksichtigung eines Bemessungswasserstand von +2,70 mNN (vgl. Abbildung 10) und -konservativ- ohne Berücksichtigung eines stützenden Zusatzdruckes.

6.1.6.2 BS 3a – Normalfall



Die Beanspruchungen sind gering. Keine weiteren Nachweise.

6.1.6.3 BS 3b - Extrem niedriger Wasserstand



Die Beanspruchungen sind gering. Keine weiteren Nachweise.

6.1.6.5 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	197	51	7,78	0,32	364	110	14,04	0,58	337
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	194	51	7,66	0,32	393	111	15,13	0,63	337
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	237	48	9,31	0,39	481	97	18,37	0,77	436

Die rechnerische Auslastung am Bemessungsprofil BP II ist gering. Die geringe Auslastung ist auf die hochliegende Hafensohle von -7,0 mNN zurückzuführen.

6.1.7 Bemessungsprofil III

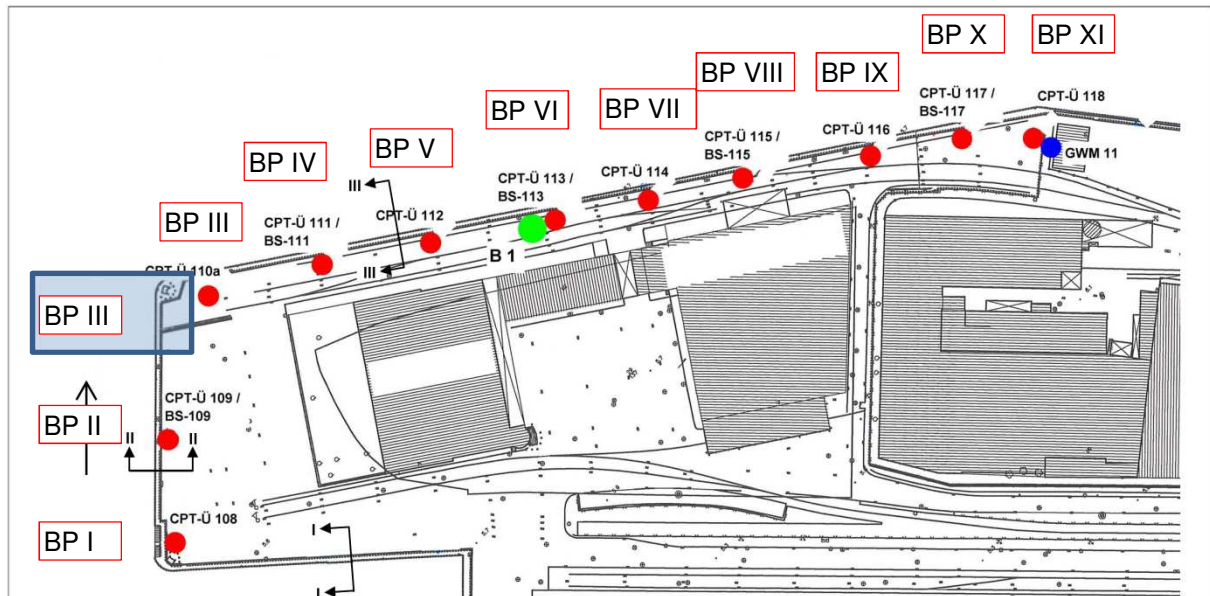


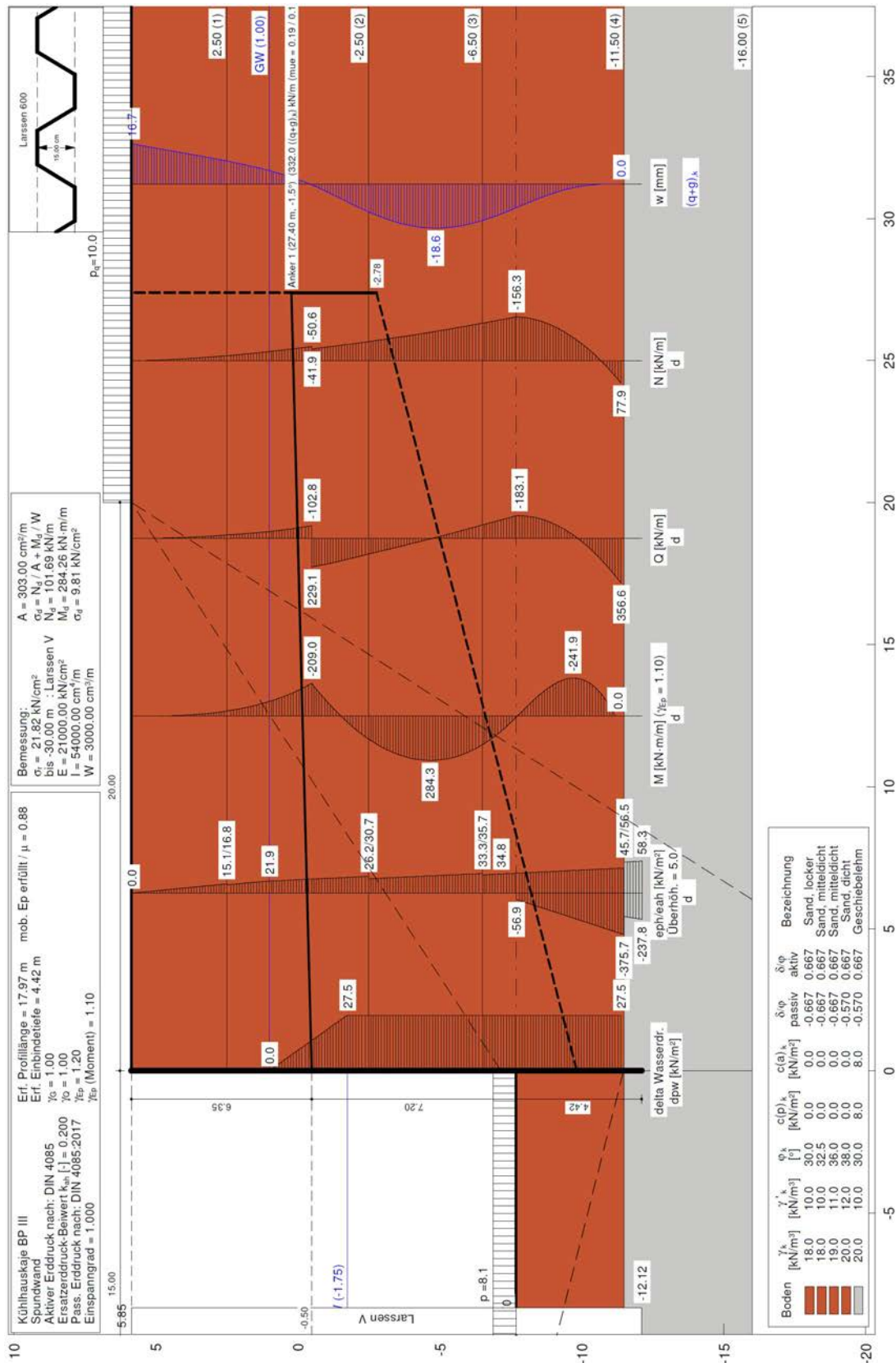
Abbildung 35 – Lage Bemessungsprofil III [U7]

6.1.7.1 Ergänzende Berechnungsannahmen

- Aktuelle Hafensohle auf ca. -6,80 mNN abfallend Richtung Getreidehafen (siehe Peilplan)
- Hafensohle bei Errichtung auf ca. -7,70 mNN
- Berücksichtigung der Verlandung mit einer Breite von 5 m durch vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite:

$$g_k = (7,70 \text{ mNN} - 6,80 \text{ mNN}) \times 9,00 \text{ kN/m}^2 = \underline{8,10 \text{ kN/m}^2}.$$
- Auf einen Ansatz des Erdruhedrucks im Bereich der Verlandung wird verzichtet.
- Nachweis der Bemessungssituation BS 3c unter Berücksichtigung eines Bemessungswasserstand von +2,70 mNN (vgl. Abbildung 10) und -konservativ- ohne Berücksichtigung eines stützenden Zusatzdruckes.

6.1.7.2 BS 3a – Normalfall



Die Beanspruchungen sind gering. Keine weiteren Nachweise.

6.1.7.3 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall BP I	240	52	9,44	0,39	363	110	14,00	0,58	364
BS 3a – Normalfall BP II	197	51	7,78	0,32	364	110	14,04	0,58	337
BS 3a – Normalfall BP III	210	51	8,28	0,35	285	102	11,05	0,46	332

Die rechnerische Auslastung am Bemessungsprofil BP III ist gering. . Die geringe Auslastung ist auf die hochliegende Hafensohle von -7,0 mNN zurückzuführen.

6.2 Kühlhauskaje (Holzhafen) - Kajenabschnitt 536

6.2.1 Übersicht

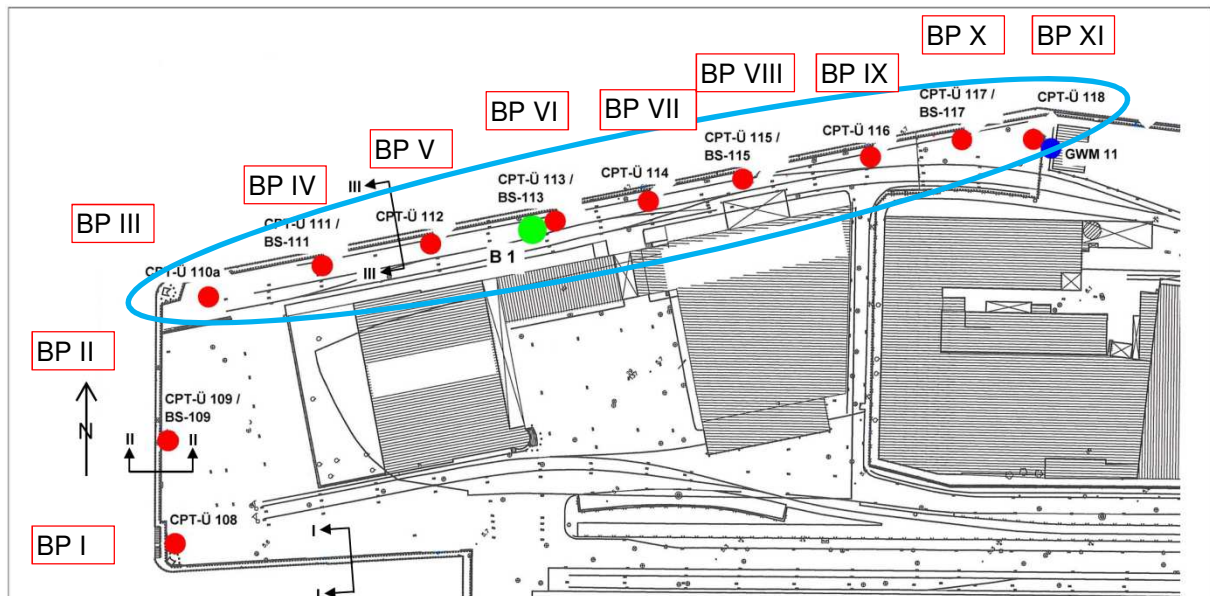


Abbildung 36 – Bemessungsprofile Kajenabschnitt 536 [U7]

6.2.2 Bestandsquerschnitt

Kühlhauskaje (Holzhafen) Stat.4-36 Baujahr 1950

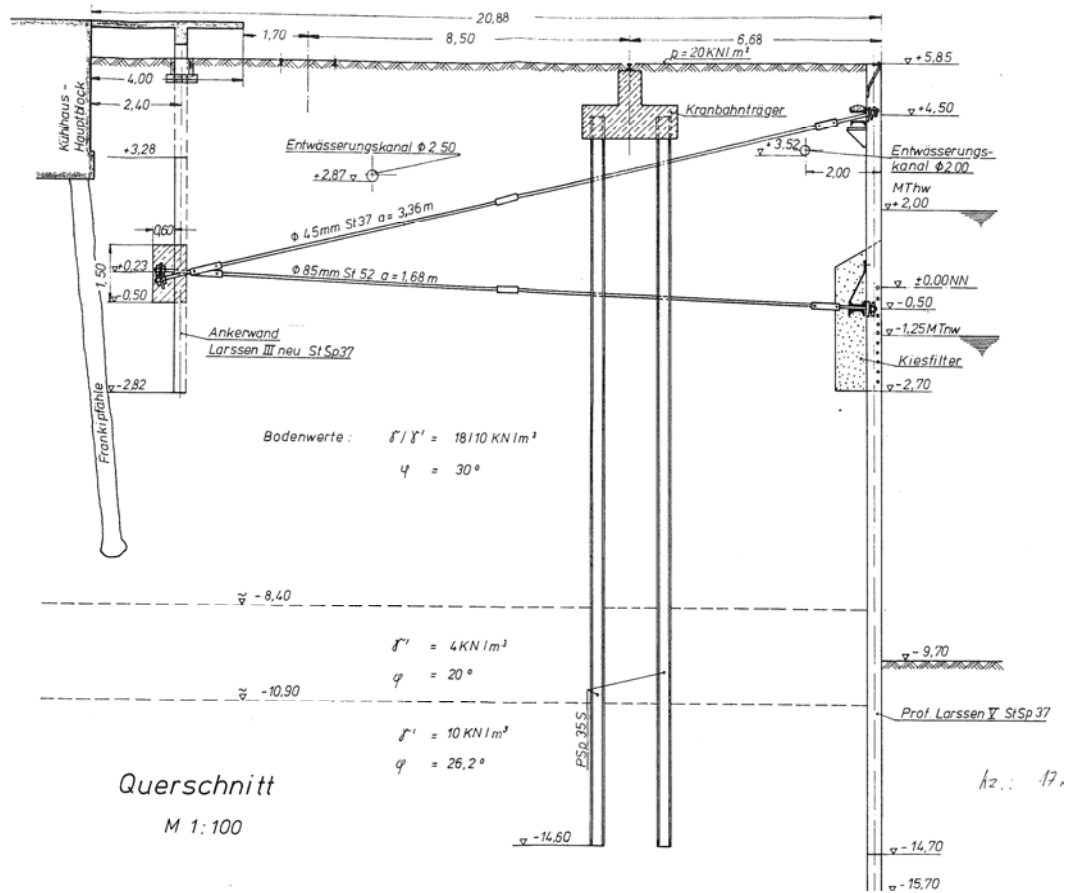
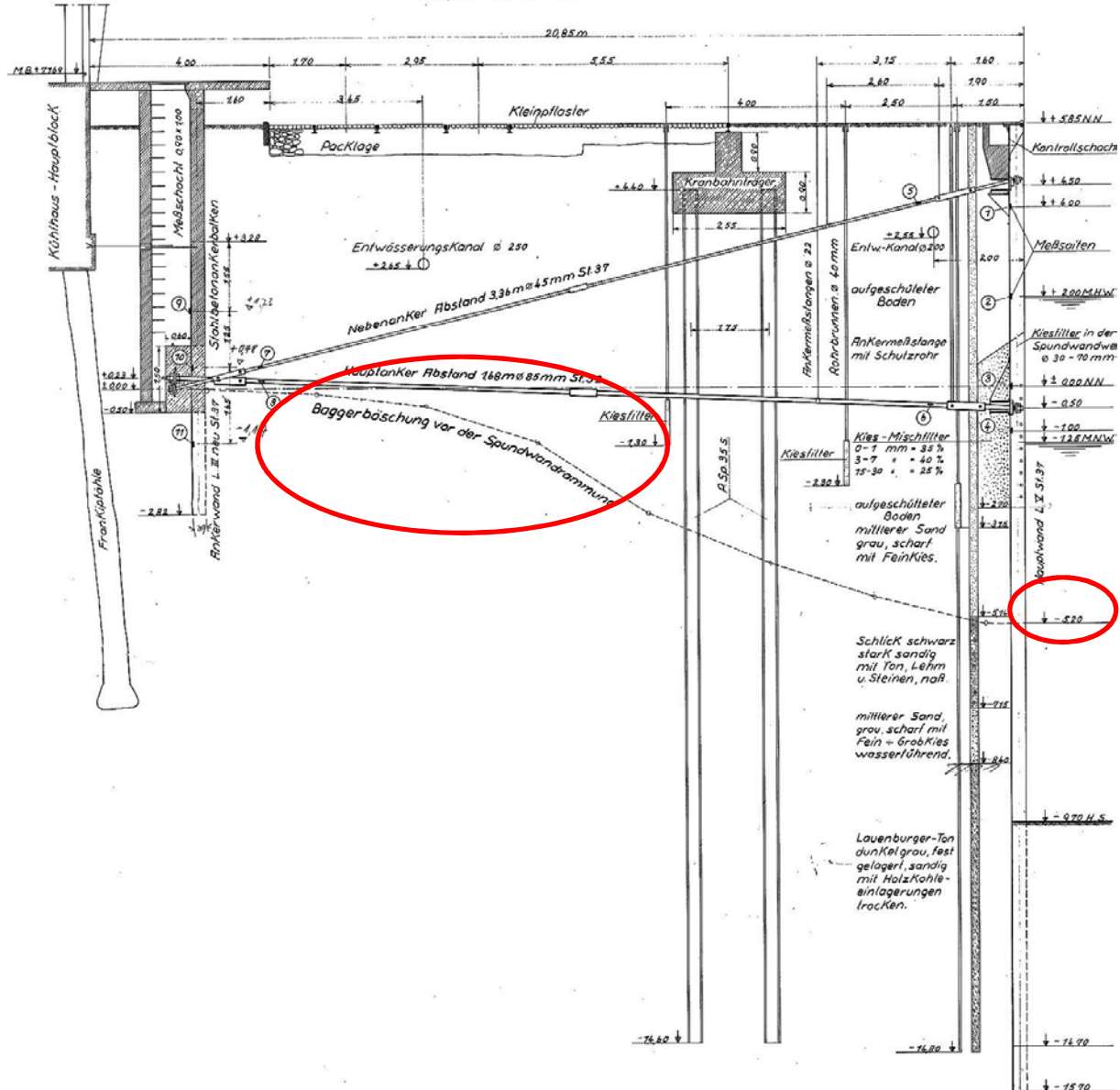


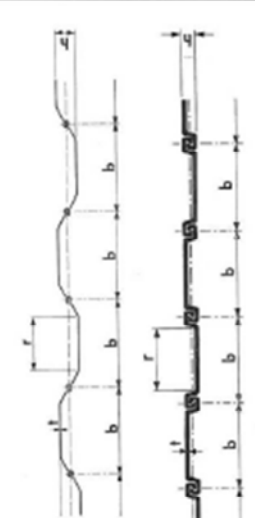
Abbildung 37 – Regelquerschnitt - Station 125,00 - 156,74 [Bauwerksbuch]

Querschnitt der Spundwandkaje Kühlhaus-Höft Holzhafeenseite

Meßprofil I, Maßstab 1:50



6.2.3 Profil

LARSSEN - STAHLWÄNDE									
		Stahlorte		St 37	St 45	Resisto			
		Zulässige Spannung für Lastfall 1		1400	1600	2100	kg/cm ²		
Profil	J	Widerstandsmoment cm ⁴ /lfdm. Wand	W	Trägheitshalbmesser f _{min}	Zulässige Biegemomente für Lastfall 1 (je lfdm. Wand)				Profil
					tm	tm	tm	tm	
01	500	140	140	3,13	2,0	2,2	—	—	01
Ie neu	6600	600	600	7,63	8,4	9,6	12,6	12,6	Ie neu
31	3450	460	460	5,21	6,4	7,6	9,7	9,7	31
32	10600	850	850	8,24	11,9	13,6	17,9	17,9	32
II neu	14850	1100	1100	9,75	15,4	17,6	23,1	23,1	II neu
III neu	16670	1350	1350	9,18	18,9	21,6	28,4	28,4	III neu
III neu	23200	1600	1600	10,83	22,4	25,6	33,6	33,6	III neu
IV neu	30400	2000	2000	12,84	28,8	32,0	41,0	41,0	IV neu
V	54000	3000	3000	13,35	42,0	48,0	63,0	63,0	V
VI	92400	4200	4200	15,80	58,8	67,2	88,2	88,2	VI
VII	115000	5000	5000	17,10	70,0	80,0	105,0	105,0	VII
XI	465	190	190	1,56	2,7	3,0	4,0	4,0	XI

96	55	1,22	0,87	1,01	1,33	UKD II
----	----	------	------	------	------	--------

500	120	1,21	Mindest-Schweißfestigkeit 180 N/mm ² , Höhere Werte (bis 300 N/mm ²) möglich.		FL 9
500	120	1,61			FL 12

Änderungen bleiben vorbehalten.

1) Für Lastfall 2.

PROFILTAPEL FÜR LARSSEN-PROFILE									
		Gewicht		Abmessungen				Querschnitt	
Profil		kg/lfdm. Bohle	kg/m ² Wand	b	h	t	r	Umfang	Stahl
01	15,7	45	350	80	4,5	210	215	57	57
Ie neu	35,6	89	400	220	7,5	225	260	113	113
31	45	100	450	150	9,5	255	230	127	127
32	55	122	450	250	10,5	190	250	156	156
II neu	48,8	122	400	270	9,5	250	301	156	156
III neu	62	155	400	247	14,2	250	285	198	198
III neu	62	155	400	290	13	250	309	198	198
IV neu	74	189	400	300	14,2	250	300	200	200
V	100	238	420	360	20,5	260	330	303	303
VI	123,8	280	420	440	22	260	368	320	320
VII	142,6	310	460	460	26	295	370	374	374
XI	43,5	150	287	49	14	190	215	191	191

UKD II	17	51	330	33	6	115	225	65
--------	----	----	-----	----	---	-----	-----	----

FL 9	54	135	400	86	9	260	215	172
FL 12	61	152	400	86	12	280	215	194

(Union-Flachprofile nur in St 45 lieferbar)

Abbildung 39 – Profilwerte Spundwand Larssen V (Auszug [U12])

6.2.4 Abrostung

Der Spannungsnachweis wird mit den reduzierten, korrodierten Querschnitten geführt. Hierfür werden die Querschnittswerte mit den für das Jahr 2040 erwarteten Blechdicke neu berechnet. Die Querschnittswerte ergeben sich wie folgt:

$$I_{2040} = I_{\text{neu}} \cdot t_{2040} / t_{\text{neu}}$$

$$W_{2040} = W_{\text{neu}} \cdot t_{2040} / t_{\text{neu}}$$

$$A_{2040} = A_{\text{neu}} \cdot t_{2040} / t_{\text{neu}}$$

Kaje: Kühlhauskaje - Holz-und Fabrikenhafen - Station 4 -36 (125-157)

Station:

Messstelle:

Nachweis für: 2040

Profil	Larssen V	$t_{\text{Berg,neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$\sigma_{\text{Rk}} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg,neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_{\text{M}} =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{\text{Rd}} =$	24,00 kN/cm ²

Querschnittswerte Steg - Interpolierte Abrostung am Anker (Querkraftnachweis)

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	s_{red} [mm]
2,50	0,025	2,250	10,25
-0,50	0,036	3,214	9,29
-1,70	0,040	3,600	8,90

Querschnittswerte Flansch

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	I_{red} [cm ⁴]	W_{red} [cm ³]
3,50	0,010	0,900	19,60	290	51.629	2.868
2,52	0,025	2,250	18,25	270	48.073	2.671
-1,70	0,040	3,600	16,90	250	44.517	2.473
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	48.073	2.671
-8,50	0,120	10,800	9,70	143	25.551	1.420

Querschnittswerte für Ermittlung von $N_{\text{pl,d}}$, $V_{\text{pl,d}}$, N_{cr} sowie den b/t-Nachweis

Querschnittsklassifizierung:

$$\varepsilon = (235 / 240)^{0,5} = 0,99$$

$$b/t_f = 260 / 16,90 = 15,38$$

$$(b/t_f) / \varepsilon = 15,38 / 0,99 = 15,54 < 37 \Rightarrow \text{Querschnittsklasse 2}$$

6.2.5 Allgemeine Berechnungsannahmen

- (1) Keine klassische Erddruckumlagerung
- (2) Ansatz einer Weg-Feder zur Berücksichtigung eines passiven Erddrucks bei positiven – von der Baugruben abgewandten - horizontalen Spundwandverformungen
- (3) Profillänge von 21,55 m fest und Einspannung bestimmen
- (4) Absetztiefe der Pfähle unterhalb der 2:1 Linie durch den Querkraftnullpunkt
- (5) Kein Ansatz von Pfahlmantelreibung auf die Spundwand
- (6) Baugrubensohle = ehemalige Hafensohle (-9,70 mNN)
- (7) Für den Kajenabschnitt 536 liegen keine Peilpläne aus der Errichtungszeit vor. Gemäß dem Jahrbuch HTG 1950 / 1951 wurden bei der Errichtung der Kaje allerdings In-Situ-Messungen durchgeführt, bei welchen die vorab berechneten Verformungen eingehalten wurden. Vor diesem Hintergrund muss davon ausgegangen werden, dass die in den Querschnittszeichnungen eingetragene Hafensohle von -9,70 mNN tatsächlich hergestellt wurde und sich der Erdwiderstand erst unterhalb dieser Sohle einstellen wird.
- (8) Gemäß Baugrundgutachten handelt es sich bei Böden unterhalb der Berechnungssohle durchgehend um mittelfeste bis feste Sande bzw. steife bis halb feste bindige Böden. Die Biegemomente werden daher mit dem reduzierten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{EP,red}$ nach EAU ermittelt.
- (9) Ankersteifigkeiten für Nachweise (Pollerzugs bis 30 t)

$$EA_{oben} = 21.000 * (3,14 * 4,50^2 / 4) / 3,36 = \underline{99.351 \text{ kN/m}}$$

$$EA_{unten} = 21.000 * (3,14 * 8,50^2 / 4) / 1,68 = \underline{708.953 \text{ kN/m}}$$

- (10) Ankersteifigkeiten für Nachweise des Pollerzugs von 60 t
Im Bereich der 60-t Poller wurden zwei zusätzliche 3 1/4 Zoll Anker eingebaut.

$$EA_{Poller} = 2 * 21.000 * (3,14 * 8,25^2 / 4) / 3,36 = 667.863 \text{ kN/m}$$

$$EA_{oben} = 21.000 * (3,14 * 4,50^2 / 4) / 3,36 = \underline{99.351 \text{ kN/m}}$$

$$\Sigma EA_{oben} = \underline{767.214 \text{ kN/m}}$$

$$EA_{unten} = 21.000 * (3,14 * 8,50^2 / 4) / 1,68 = \underline{708.953 \text{ kN/m}}$$

6.2.6 Bemessungsprofil III

6.2.6.1 Übersicht

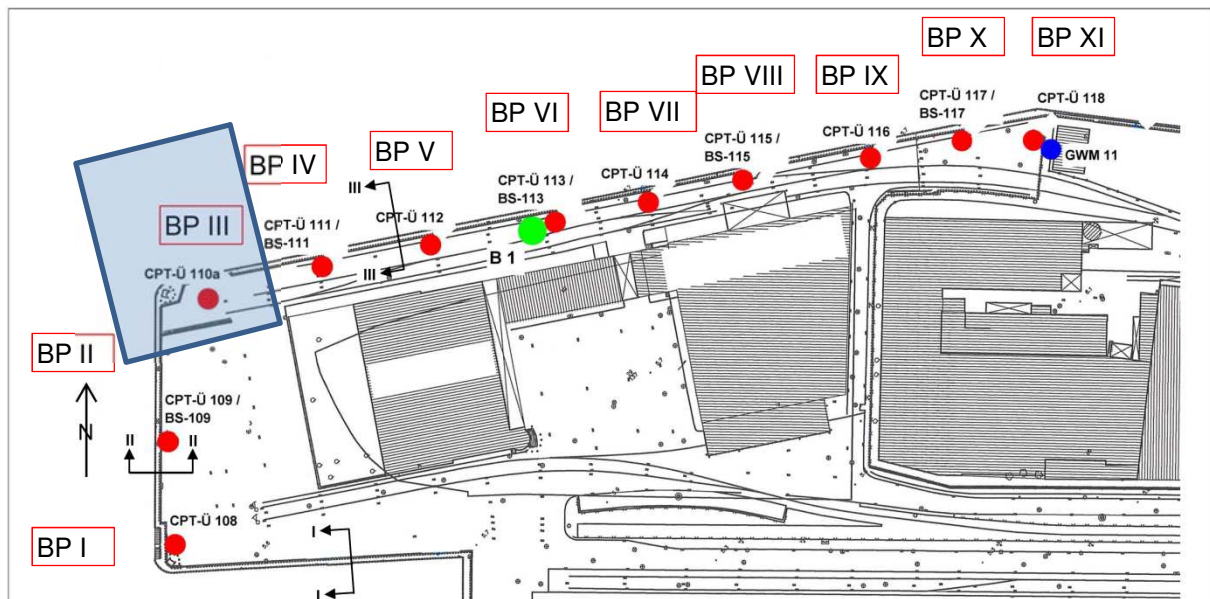


Abbildung 40 – Lage Bemessungsprofil III [U7]

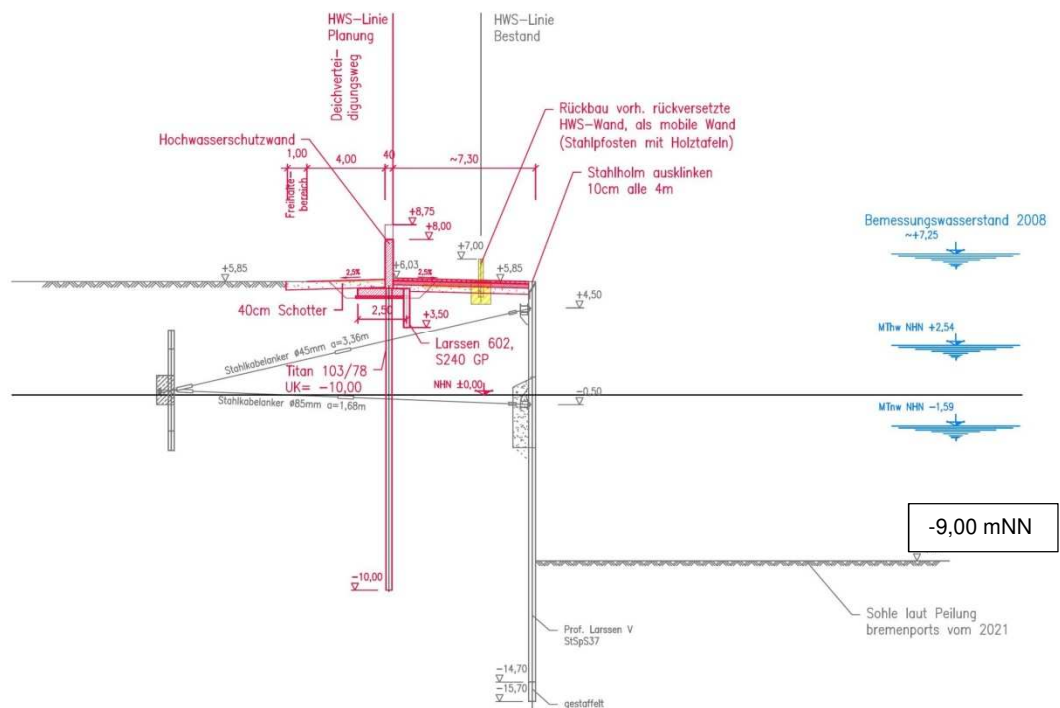


Abbildung 41 – Querschnitt Bemessungsprofil III

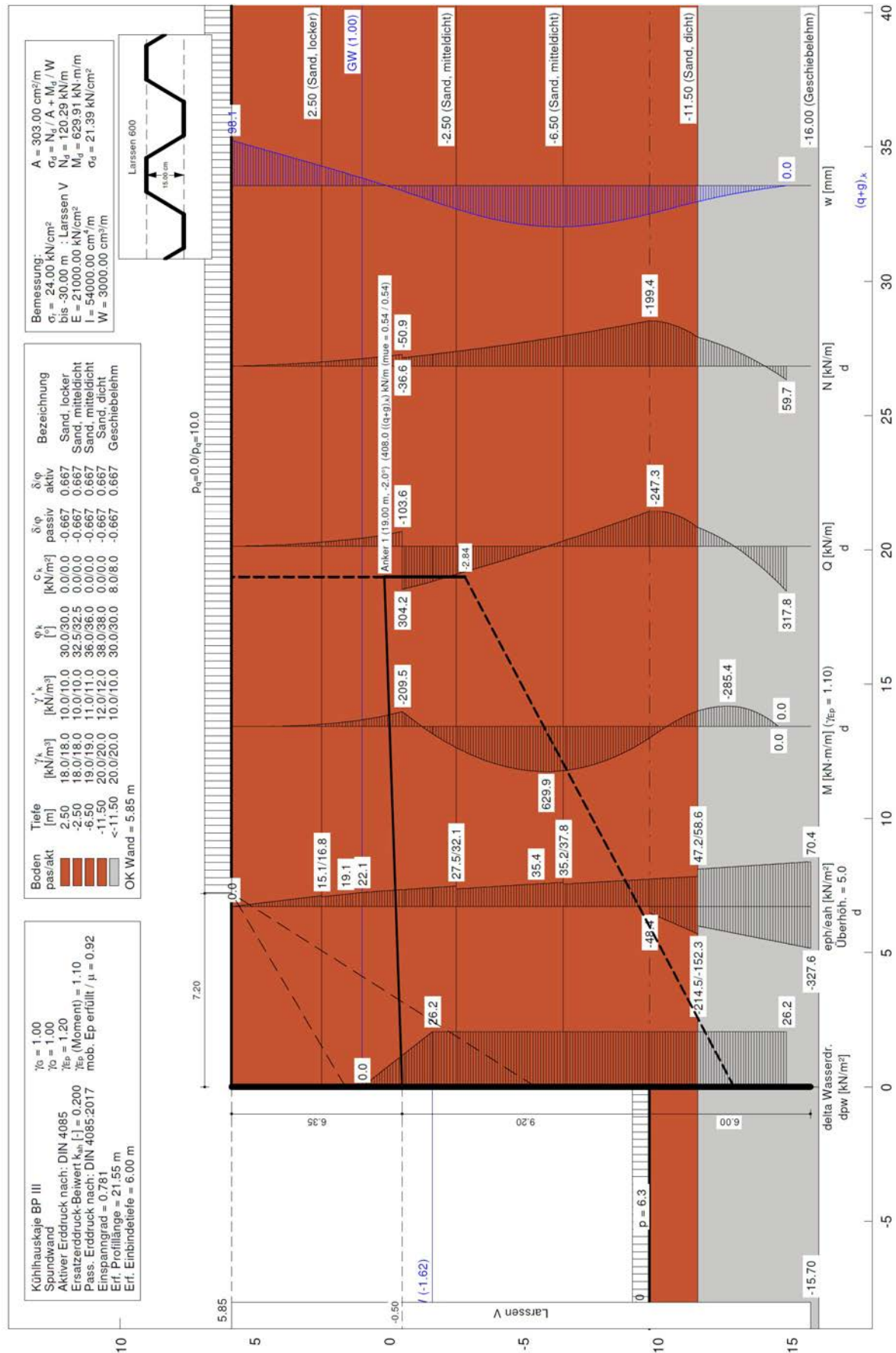
6.2.6.2 Ergänzende Berechnungsannahmen

- Maßgebend ist der Schnitt zum Holz- und Fabrikenhafen. Im Bereich des Wendebeckens wurde die planmäßige Hafensohle nicht hergestellt, bzw. eine massive Vorschüttung ausgeführt.
- Das Gewicht der Winkelstützwand wird über den Kranbahnbalken bzw. eine eigens hergestellte Tiefgründung abgetragen und in der Spundwandberechnung nicht weiter berücksichtigt.
- Aktuelle Hafensohle auf -9,00 mNN (siehe Peilplan)
- Berücksichtigung der Verlandung (vgl. Kapitel 6.2.5 Nr. (6)) durch vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite:
$$g_k = (9,70 \text{ mNN} - 9,00 \text{ mNN}) * 9,00 \text{ kN/m}^2 = \underline{6,30 \text{ kN/m}^2}$$

Auf einen Ansatz des Erdruhedrucks im Bereich der Verlandung wird verzichtet.

- Nachweis der Bemessungssituation BS 3c unter Verwendung des vom Baugrundgutachter -mittels Äquipotentialnetz und Cullmann-Verfahren- iterativ ermittelten Wasserdruck, durch Ansatz eines stützenden Zusatzdruckes. Der Zusatzdruck wird überschlägig aus ersten Berechnungsdurchläufen übernommen und anschließend verifiziert.

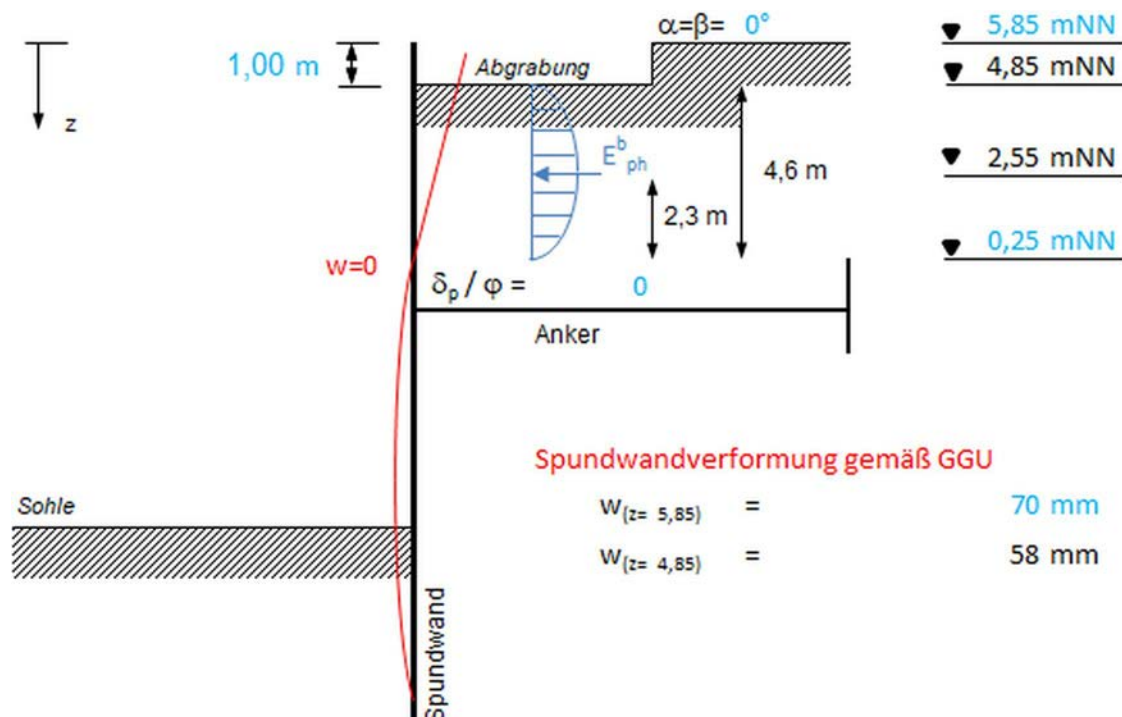
6.2.6.3 BS 3a – Normalfall



Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Für die Ermittlung des Erdwiderstands, oberhalb der Ankerlage wird eine um 1,00 m reduzierte Geländehöhe angesetzt um mögliche Abgrabungen zu berücksichtigen. Dieser Ansatz ist konservativ, da sowohl das Bodeneigengewicht der Abgrabung als auch die Verkehrslast oberhalb der Abgrabung in der Spundwandberechnung berücksichtigt werden.

Für die Ermittlung des Erdwiderstands wird der Wandreibungswinkel konservativ zu $\delta=0$ angesetzt. Bei einem herkömmlichen Ansatz von $\delta = 2/3\varphi'$ wäre der Erdwiderstand rund 70% höher.



Die Ermittlung des aktivierbaren Erdwiderstands oberhalb der Ankerlage erfolgt nach DIN 4085:2002 für eine Fußverdrehung.

		Parallelverschiebung	Fußpunktdrehung	Kopfpunktdrehung
passiver Erddruck	locker	$0,05 \leq s_p/h \leq 0,10$	$0,07 \leq s_p/h \leq 0,25$	$0,06 \leq s_p/h \leq 0,15$
	dicht	$0,03 \leq s_p/h \leq 0,06$	$0,05 \leq s_p/h \leq 0,10$	$0,05 \leq s_p/h \leq 0,06$
	Verteilung			
	Druck	e_{pgh}^a	$e_{pgh}^b = e_{pgh}^a/2$	$e_{pgh}^c = 0,5 e_{pgh}^a$
	Kraft	$E_{pgh} = 1/2 \gamma h^2 K_{pgh}$	$E_{pgh} = 2/3 E_{pgh}^a$	$E_{pgh} = E_{pgh}^a$

Abbildung 42 – Erddruckumlagerung nach DIN 4085:2002

Ermittlung Erdwiderstand infolge Parallelverschiebung der Wand - BS 3a

Schicht		z [mNN]	γ [kN/m³]	φ	k_{pgh}	e^a_{ph} [kN/m²]	$E^a_{ph,n}$ [kN/m]
Aufgrabung	OK	5,85					
	UK	4,85					
Sand, locker qc=3	OK	4,85	18	30,0	3,00	0,00	149,11
	UK	2,50	18	30,0	3,00	126,90	
Sand, locker qc=4	OK	2,50	18	32,5	3,32	140,54	278,09
	UK	1,00	18	32,5	3,32	230,25	
Sand, locker qc=4	OK	1,00	10	32,5	3,32	230,25	131,66
	UK	0,45	10	32,5	3,32	248,52	

Ermittlung Erdwiderstand infolge Fußdrehung der Wand - BS 3a

Parallelverschiebung	$E^a_{ph} = \Sigma E^a_{ph,n} =$	559 kN/m
Fußpunktverdrehung	$E^b_{ph} = 2/3 \cdot E^a_{ph} =$	373 kN/m

Ermittlung des aktivierbaren Erdwiderstands bei vorgegebener Wandbewegung- Lockerer Boden

Nachweis gemäß DIN EN 1997-1 Anhang C.2

Art der Wandbewegung		v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %	v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %
		Lockerer Boden	Dichter Boden
a)		7 (1,5) bis 25 (4,0)	5 (1,1) bis 10 (2,0)
b)		5 (0,9) bis 10 (1,5)	3 (0,5) bis 6 (1,0)
c)		6 (1,0) bis 15 (1,5)	5 (0,5) bis 6 (1,3)

Dabei ist

- v die Wandbewegung;
- v_p die Wandbewegung zur vollen Mobilisierung des passiven Erddrucks;
- h die Wandhöhe;
- σ_p der voll mobilisierte passive Erddruck.

Fall a) Kopfverschiebung / Fußpunktverdrehung

Bodenlagerung

Wandhöhe

Berechnete Wandbewegung

Lockerer Boden

$h = 4,60$ m

$v = 58$ mm

Voll mobilisierter, passiver Erddruck

50% passiver Erddruck

lockere Lagerung	feste Lagerung
$v_p/h = 25$	$v_p/h = 7$
$v_{0,5\sigma_p}/h = 4$	$v_{0,5\sigma_p}/h = 1,5$

Erforderlichen Wandbewegung bis E_p

Erforderlichen Wandbewegung bis $0,5 \cdot E_p$

$v_p = 1150$ mm	bis	322 mm
$v_{0,5\sigma_p} = 184$ mm	bis	69 mm

Eingangswerte für Diagramm

x-Wert bei $0,5 \cdot E_p$

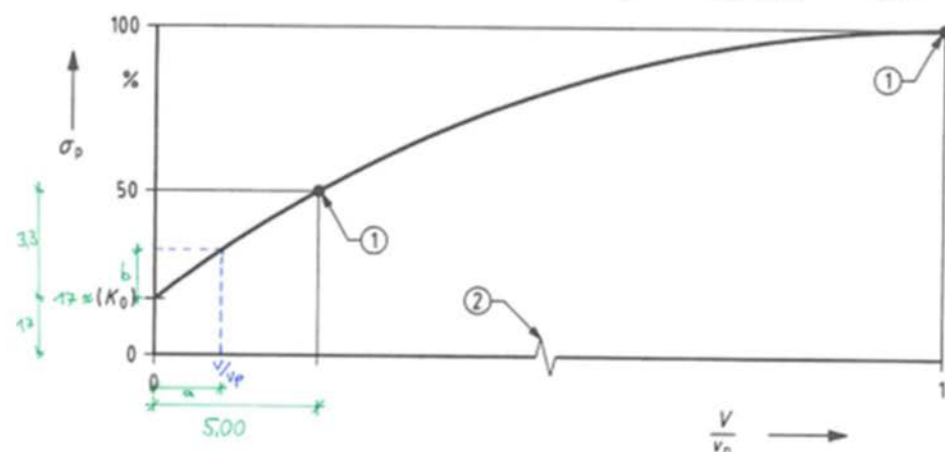
x-Wert bei berechneter Wandbewegung

$v_{0,5\sigma_p}/v_p = 0,16$	bis	0,21
$v/v_p = 0,05$	bis	0,18

Lineare Interpolation im Diagramm

$a = 1,58$ cm bis 4,20 cm

$b = 1,04$ cm bis 2,77 cm



Mobilisierbarer Erdwiderstand

σ_p 27 % bis 45 %

Durch die berechnete Verformung am Spundwandkopf können ca. 27 bis 45 % des passiven Erddrucks aktiviert werden.

BS-3a



Voller Erdwiderstand bei Fußdrehung (s.v)	$E_{ph}^b =$	373 kN		
Mobilisierbarer Erdwiderstand bei Fußdrehung	$E_{p,mob,k} =$	$0,27 * E_{ph}^b$	bis	$0,45 * E_{ph}^b$
	$E_{p,mob,k} =$	102 kN	bis	167 kN
Davon als Erddruck in GGU Retain enthalten	$e_{agh,d,o} =$	0,0 kN/m	$\gamma_g =$	1,0
	$e_{agh,d,u} =$	21,0 kN/m	$\gamma_{Ep} =$	1,1
	$h =$	5,3 m		
	$E_{agh,k} =$	55,65 kN/m		
	$E_{agh,d} =$	55,65 kN/m		

Oberer und unterer Grenzwert der ansetzbaren, stützenden Horizontalkraft ergeben sich zu:

min. $H_{g,d} = (102 - 56) / 1,10 =$	42 kN/m		
min. $H_{g,k} = 42,22 / 1,00$	38 kN/m	>	25 kN/m
max. $H_{g,d} = (167 - 56) / 1,10 =$	101 kN/m		
max. $H_{g,k} = 100,94 / 1,00$	92 kN/m	>	25 kN/m

Im Mittel (36% mobilisierbarer Erdwiderstand) ergibt sich die ansetzbare, stützende Horizontalkraft zu:

zul. $H_{g,d} = ((102 + 167) / 2) - 56) / 1,10 =$	72 kN/m
zul. $H_{g,k} = 71,58 / 1,00$	72 kN/m

Nachweis

vorh. $H_{g,k} =$	25 kN/m	<	zul. $H_{g,k} =$	71,58 kN/m
-------------------	---------	---	------------------	------------

Der Nachweis wurde erfüllt, die angesetzte Horizontallast kann durch den mobilisierbaren Erdwiderstand erzeugt werden.

Die zusätzlich angesetzte, stützende Querkraft kann durch den mobilisierbaren Erdwiderstand erzeugt werden.

Stabilitätsnachweise:

Nachweis Biegeknicken:

$$N_{cr} = E * I * \beta_D * \pi^2 / l^2 = 21.000 * 32.782 * 1,0 * 3,14^2 / 1012^2 = 6.628 \text{ kN}$$

Mit $l = 0,70 \times (-14,95 - (-0,50)) = 10,12 \text{ m}$ (eingespanntes Erdauflager)

$$N_{Ed,max} < 0,04 \times N_{cr}$$

$$N_{Ed,max} = 137 \text{ kN} \ll 0,04 \times N_{cr} = 0,04 * 6.627,55 = 265 \text{ kN}$$

Kein Nachweis auf Biegeknicken erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

$$V_{pl,Rd,Steg} = A_v \cdot f_y / ((3)^{0,5} \cdot \gamma_M) = 3.386 \cdot 240 / (3^{0,5} \cdot 1,0) \cdot 10^{-3} = 470 \text{ kN}$$

$$A_v = t_{w,red} \cdot (h - t_f) = 8,90 \cdot (360 - 20,5) = 3.386 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,Rd,Steg} / b_{Bohle} = 470 / 0,425 = 1.106 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,max} < 0,50 \times V_{pl,Rd}$$

$$V_{Ed,max} = 310 \text{ kN} < 0,50 \cdot 1.106 = 553 \text{ kN}$$

Keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Querschnittswerte

Profil	Larssen V	$t_{Berg,neu} =$	20,5 mm	$A_{neu} =$	303 cm ²	$f_{yk} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{Steg,neu} =$	12,5 mm	$I_{neu} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_M =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{neu} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{Rd} =$	24,00 kN/cm ²

Spannungsnachweis

$$\text{Nachweis: } \sigma_{Ed, 2040} = \frac{N_{Ed}}{A_{red, 2040}} + \frac{M_{Ed}}{W_{red, 2040}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \leq 1,00$$

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,Ed}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,Ed}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	51	286	0,19	11,01	11,21	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0,47 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 47 %

bei max M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,Ed}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,Ed}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	122	588	0,45	22,02	22,47	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0,94 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 94 %

Die Spannungsnachweise wurden erfüllt, gewisse Reserven sind noch im Ansatz des angesetzten Erdwiderstands im Kopfbereich vorhanden.

Eine Zusammenfassung über die nachgewiesenen Einwirkungskombinationen und deren Ausnutzung ist im Abschnitt 6.2.6.11 enthalten.

Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Bei gleicher, stützender Querkraft unterscheidet sich die Kopfverformung der Einwirkungskombination „Normalfall - SLW30 außendeichs“ (65 mm) nur geringfügig von der Kopfverformung der Einwirkungskombination „Normalfall“ (71 mm). Auf eine detaillierte Nachweisführung kann daher verzichtet werden.

Die zusätzlich angesetzte, stützende Querkraft kann durch den mobilisierbaren Erdwiderstand erzeugt werden.

Keine weiteren Nachweise.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering, keine weiteren Stabilitätsnachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Querschnittswerte

Profil	Larssen V	$t_{\text{Berg, neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$f_{yk} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg, neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_M =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{Rd} =$	24,00 kN/cm ²

Spannungsnachweis

$$\text{Nachweis: } \sigma_{\text{Ed, 2040}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{red, 2040}}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{red, 2040}}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \leq 1,00$$

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N, \text{Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M, \text{Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	56	310	0,21	11,94	12,15	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{Rd} = 0,51 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 51 %

bei max M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N, \text{Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M, \text{Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	129	580	0,48	21,72	22,20	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{Rd} = 0,92 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 92 %

Die Spannungsnachweise wurden erfüllt, gewisse Reserven sind noch im Ansatz des angesetzten Erdwiderstands im Kopfbereich vorhanden.

Eine Zusammenfassung über die nachgewiesenen Einwirkungskombinationen und deren Ausnutzung ist im Abschnitt 6.2.6.11 enthalten.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering, keine weiteren Stabilitätsnachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Die Spannungsnachweis ergeben sich zu:

Querschnittswerte

Profil	Larssen V	$t_{\text{Berg,neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$f_{yk} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg,neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_M =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{Rd} =$	24,00 kN/cm ²

Spannungsnachweis

Nachweis:	$\sigma_{Ed, 2040}$	$\frac{N_{Ed}}{A_{red, 2040}}$	+	$\frac{M_{Ed}}{W_{red, 2040}}$	=	$\frac{f_{yk}}{\gamma_M}$	$\leq 1,00$
-----------	---------------------	--------------------------------	---	--------------------------------	---	---------------------------	-------------

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,Ed}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,Ed}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	56	492	0,21	18,94	19,16	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0,80 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 80 %

bei max M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,Ed}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,Ed}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	181	519	0,67	19,43	20,10	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0,84 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 84 %

Nachweis erfüllt, die maximale Auslastung beträgt 84%. Bei gleichem Lastangriffspunkt, wird der 30 t Pollerzug nicht maßgebend.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Querschnittswerte

Profil	Larssen V	$t_{\text{Berg,neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$f_{yk} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg,neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_M =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{Rd} =$	24,00 kN/cm ²

Spannungsnachweis

$$\text{Nachweis: } \sigma_{\text{Ed, 2040}} \cdot \frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{red, 2040}}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{red, 2040}}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \leq 1,00$$

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,\text{Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,\text{Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	56	492	0,21	18,94	19,16	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{Rd} = 0,80 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 80 %

bei max M

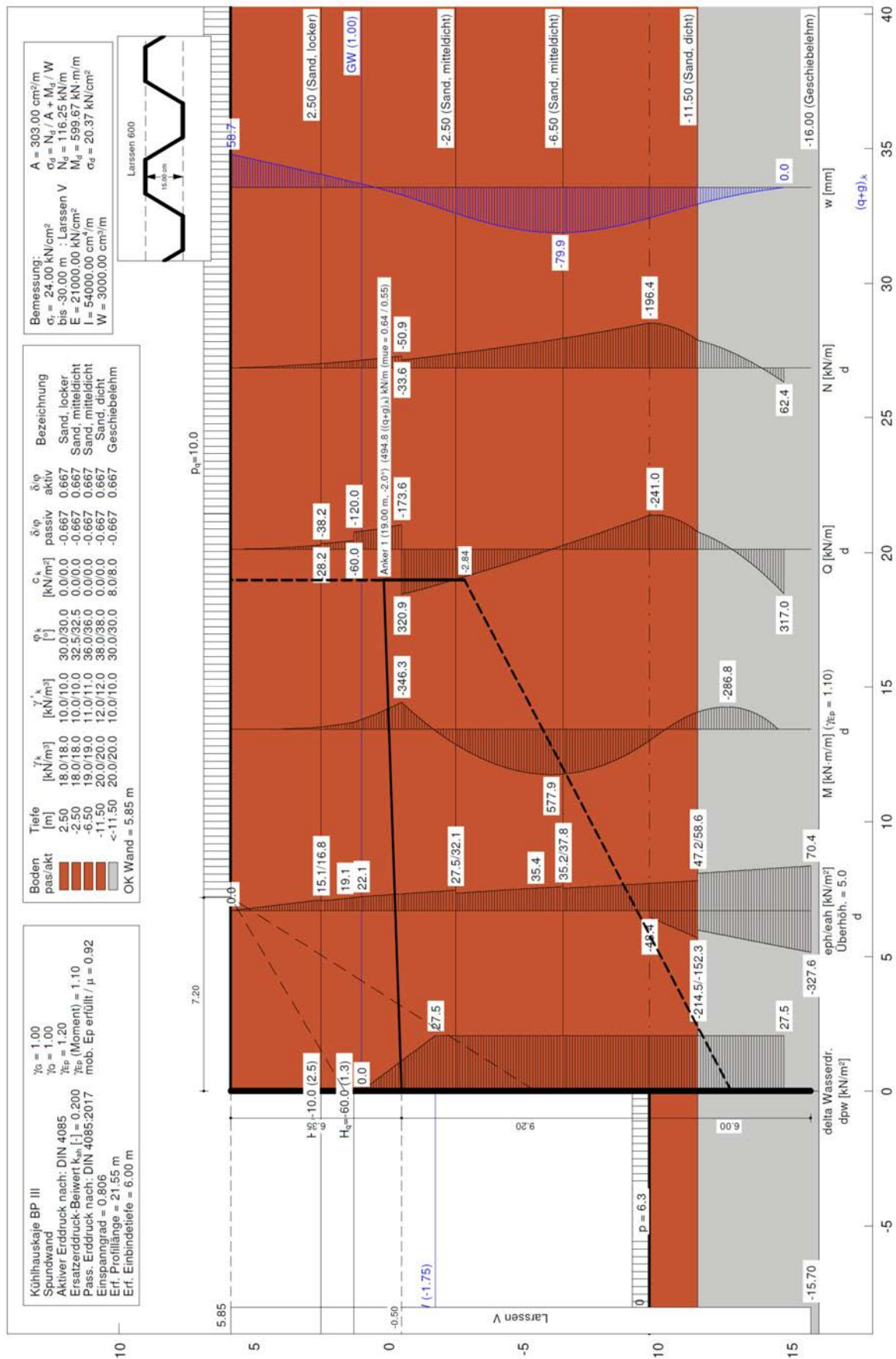
z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,\text{Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,\text{Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	116	517	0,43	19,36	19,79	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{Rd} = 0,82 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 82 %

Die maximale Auslastung beträgt 82%.

Das ausgeworfene Biegemoment von $M_{\text{Ed}} = 595$ kNm/m ist das ständige Bemessungsmoment ohne Pollerzug. Es wurde ohne Ansatz einer stützenden Querkraft ermittelt und muss daher nicht berücksichtigt werden.

6.2.6.8 BS 3a – Normalfall – 10t Pollerzug auf +1,28 mNN



Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Der angesetzte Krastrand ist gering. Keine weiteren Nachweise.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Die Einwirkungskombination ist wird nicht maßgebend, keine weiteren Nachweise.

Kühlhauskaje BP III

Spundwand
 Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
 Ersatzerdruk-Beiwert $k_{ah}[\cdot] = 0.200$
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2017
 Einspanngrad = 0.751
 Ert. Profillänge = 21.55 m
 Ert. Einbindetiefe = 6.00 m

$\gamma_{so} = 1.00$
 $\gamma_{so} = 1.00$
 $\gamma'_{sp} = 1.20$
 γ'_{ep} (Moment) = 1.10
 mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.93$

Bemessung:
 $A = 303.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\sigma_d = N_d / A + M_d / W$
 bis -30.00 m : Larssen V
 $E = 21000.00 \text{ kN/cm}^2$
 $I = 54000.00 \text{ cm}^4/\text{m}$
 $W = 3000.00 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $\sigma_d = 21.17 \text{ kN/cm}^2$

Tiefe [m]	γ'_{so} [kN/m³]	γ'_{sp} [kN/m³]	γ'_{ep} [kN/m³]	φ_k [°]	c_k [kN/m²]	$\delta\varphi$ passiv	$\delta\varphi$ aktiv	Bezeichnung
2.50	18.0/18.0	10.0/10.0	30.0/30.0	0.0/0.0	0.0/0.0	-0.667	0.667	Sand, locker
-2.50	18.0/18.0	10.0/10.0	32.5/32.5	0.0/0.0	0.0/0.0	-0.667	0.667	Sand, mitteldicht
-6.50	19.0/19.0	11.0/11.0	36.0/36.0	0.0/0.0	0.0/0.0	-0.667	0.667	Sand, dicht
-11.50	20.0/20.0	12.0/12.0	38.0/38.0	0.0/0.0	0.0/0.0	-0.667	0.667	Geschiebelehm
<-11.50	20.0/20.0	10.0/10.0	30.0/30.0	8.0/8.0	8.0/8.0	-0.667	0.667	

OK Wand = 5.85 m

$H_0 = 50.0 (3.1)$

$p = 6.3$

Larssen V

$i (-2.50)$

Anker 1 (19.00 m, -2.0') (485.1 ((q-g)) kN/m (mie = 0.63 / 0.63))

$P_a = 10.0$

delta Wasserdr.
 d_{pw} [kN/m²]

eph/eah [kN/m²]
 Überhöht = 5.0

M [kN-m/m] ($\gamma_{sp} = 1.10$)

Q [kN/m]

N [kN/m]

w [mm]
 $(q+g)_k$

GW (0.50)

2.50 (Sand, locker)

-2.50 (Sand, mitteldicht)

-6.50 (Sand, mitteldicht)

-11.50 (Sand, dicht)

-16.00 (Geschiebelehm)

Ermittlung des aktivierbaren Erdwiderstands bei vorgegebener Wandbewegung- Lockerer Boden

Nachweis gemäß DIN EN 1997-1 Anhang C.2

Art der Wandbewegung		v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %	v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %
		Lockerer Boden	Dichter Boden
a)		7 (1,5) bis 25 (4,0)	5 (1,1) bis 10 (2,0)
b)		5 (0,9) bis 10 (1,5)	3 (0,5) bis 6 (1,0)
c)		6 (1,0) bis 15 (1,5)	5 (0,5) bis 6 (1,3)

Dabei ist

- v die Wandbewegung;
- v_p die Wandbewegung zur vollen Mobilisierung des passiven Erddrucks;
- h die Wandhöhe;
- σ_p der voll mobilisierte passive Erddruck.

Fall a) Kopfverschiebung / Fußpunktverdrehung

Bodenlagerung

Wandhöhe

Berechnete Wandbewegung

Lockerer Boden

$h = 5,40$ m

$v = 51$ mm

Voll mobilisierter, passiver Erddruck

50% passiver Erddruck

lockere Lagerung	feste Lagerung
$v_p/h = 25$	$v_p/h = 7$
$v_{0,5\sigma_p}/h = 4$	$v_{0,5\sigma_p}/h = 1,5$

Erforderlichen Wandbewegung bis E_p

Erforderlichen Wandbewegung bis $0,5 \cdot E_p$

$v_p = 1350$ mm	bis	378 mm
$v_{0,5\sigma_p} = 216$ mm	bis	81 mm

Eingangswerte für Diagramm

x-Wert bei $0,5 \cdot E_p$

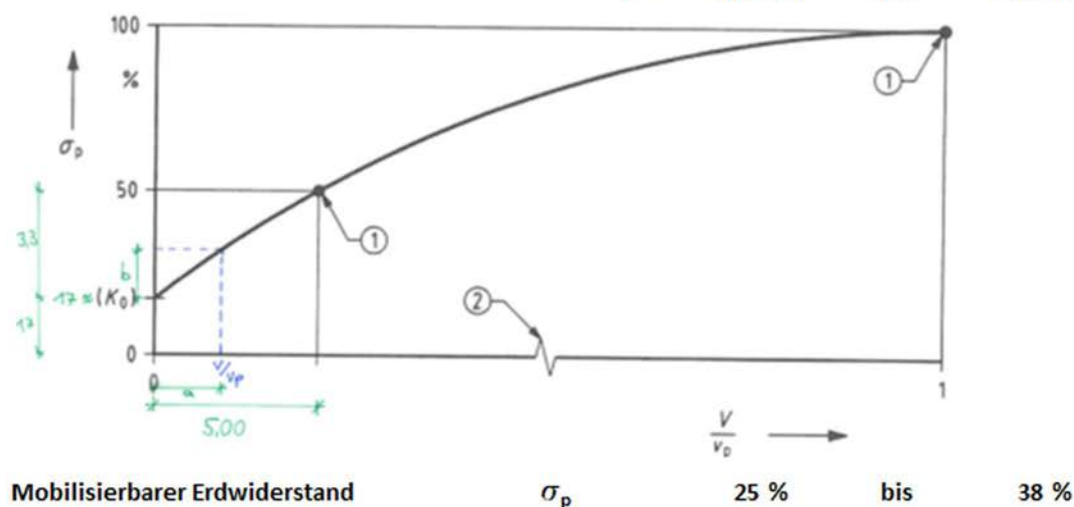
x-Wert bei berechneter Wandbewegung

$v_{0,5\sigma_p}/v_p = 0,16$	bis	0,21
$v/v_p = 0,04$	bis	0,13

Lineare Interpolation im Diagramm

$a = 1,18$ cm bis 3,15 cm

$b = 0,78$ cm bis 2,08 cm



BS-3b



Voller Erdwiderstand bei Fußdrehung (s.v)	$E_{ph}^b =$	608 kN		
Mobilisierbarer Erdwiderstand bei Fußdrehung	$E_{p,mob,k} =$	$0,25 * E_{ph}^b$	bis	$0,38 * E_{ph}^b$
	$E_{p,mob,k} =$	151 kN	bis	230 kN
Davon als Erddruck in GGU Retain enthalten	$e_{agh,d,o} =$	0,0 kN/m	$\gamma_g =$	1,0
	$e_{agh,d,u} =$	27,0 kN/m	$\gamma_{Ep} =$	1,2
	$h =$	5,4 m		
	$E_{agh,k} =$	72,90 kN/m		
	$E_{agh,d} =$	72,90 kN/m		

Oberer und unterer Grenzwert der ansetzbaren, stützenden Horizontalkraft ergeben sich zu:

$$\begin{aligned} \min. H_{g,d} &: (151 - 73) / 1,20 = 65 \text{ kN/m} \\ \min. H_{g,k} &= 64,89 / 1,00 = 54 \text{ kN/m} > 45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Der Krafttrand wird bereits durch den unteren Grenzwert abgedeckt

$$\begin{aligned} \max. H_{g,d} &: (230 - 73) / 1,20 = 131 \text{ kN/m} \\ \max. H_{g,k} &= 130,70 / 1,00 = 109 \text{ kN/m} > 45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Im Mittel (31% mobilisierbarer Erdwiderstand) ergibt sich die ansetzbare, stützende Horizontalkraft zu:

$$\begin{aligned} \text{zul. } H_{g,d} &= ((151 + 230) / 2) - 73) / 1,20 = 98 \text{ kN/m} \\ \text{zul. } H_{g,k} &= 97,79 / 1,00 = 98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nachweis

$$\text{vorh. } H_{g,k} = 45 \text{ kN/m} < \text{zul. } H_{g,k} = 97,79 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis wurde erfüllt, die angesetzte Horizontallast kann durch den mobilisierbaren Erdwiderstand erzeugt werden.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Kaje: Kühlhauskaje - Holz-und Fabrikenhafen - Station 4 -36 (125-157)

Station:

Messstelle:

Nachweis für: 2040

Querschnittswerte

Profil	Larssen V	$t_{\text{Berg,neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$f_{yk} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg,neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_M =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{Rd} =$	24,00 kN/cm ²

Spannungsnachweis

$$\text{Nachweis: } \sigma_{\text{Ed, 2040}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{red, 2040}}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{red, 2040}}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \leq 1,00$$

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,\text{Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,\text{Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	52	393	0,20	15,13	15,33	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{Rd} = 0,64 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 64 %

bei max M

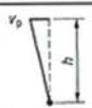
z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,\text{Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,\text{Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	129	619	0,48	23,18	23,66	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{Rd} = 0,99 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 99 %

Die maximale Auslastung beträgt 99%, gewisse Reserven sind noch im Ansatz des angesetzten Erdwiderstands im Kopfbereich vorhanden.

Ermittlung des aktivierbaren Erdwiderstands bei vorgegebener Wandbewegung- Lockerer Boden

Nachweis gemäß DIN EN 1997-1 Anhang C.2

Art der Wandbewegung	v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %	v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %
	Lockerer Boden	Dichter Boden
a) 	7 (1,5) bis 25 (4,0)	5 (1,1) bis 10 (2,0)
b) 	5 (0,9) bis 10 (1,5)	3 (0,5) bis 6 (1,0)
c) 	6 (1,0) bis 15 (1,5)	5 (0,5) bis 6 (1,3)

Dabei ist

- v die Wandbewegung;
- v_p die Wandbewegung zur vollen Mobilisierung des passiven Erddrucks;
- h die Wandhöhe;
- σ_p der voll mobilisierte passive Erddruck.

Fall a) Kopfverschiebung / Fußpunktverdrehung

Bodenlagerung

Wandhöhe

Berechnete Wandbewegung

Lockerer Boden

$h = 5,40$ m

$v = 58$ mm

Voll mobilisierter, passiver Erddruck

50% passiver Erddruck

lockere Lagerung	feste Lagerung
$v_p/h = 25$	$v_p/h = 7$
$v_{0,5\sigma_p}/h = 4$	$v_{0,5\sigma_p}/h = 1,5$

Erforderlichen Wandbewegung bis E_p

Erforderlichen Wandbewegung bis $0,5 \cdot E_p$

$v_p = 1350$ mm	bis	378 mm
$v_{0,5\sigma_p} = 216$ mm	bis	81 mm

Eingangswerte für Diagramm

x-Wert bei $0,5 \cdot E_p$

x-Wert bei berechneter Wandbewegung

$v_{0,5\sigma_p}/v_p = 0,16$	bis	0,21
$v/v_p = 0,04$	bis	0,15

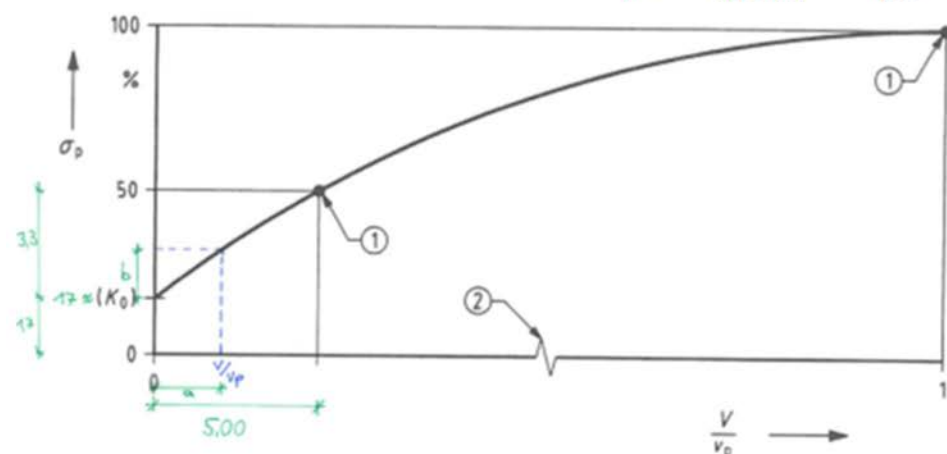
Lineare Interpolation im Diagramm

$a = 1,34$ cm

bis 3,58 cm

$b = 0,89$ cm

bis 2,36 cm



Mobilisierbarer Erdwiderstand

σ_p

26 %

bis

41 %

BS-3c



Voller Erdwiderstand bei Fußdrehung (s.v)	$E_{ph}^b =$	338 kN		
Mobilisierbarer Erdwiderstand bei Fußdrehung	$E_{p,mob,k} =$	$0,26 * E_{ph}^b$	bis	$0,41 * E_{ph}^b$
	$E_{p,mob,k} =$	87 kN	bis	137 kN
Davon als Erddruck in GGU Retain enthalten	$e_{agh,d,o} =$	0,0 kN/m	$\gamma_g =$	1,0
	$e_{agh,d,u} =$	21,0 kN/m	$\gamma_{Ep} =$	1,1
	$h =$	5,3 m		
	$E_{agh,k} =$	55,65 kN/m		
	$E_{agh,d} =$	55,65 kN/m		

Oberer und unterer Grenzwert der ansetzbaren, stützenden Horizontalkraft ergeben sich zu:

min. $H_{g,d} = (87 - 56) / 1,10 =$	29 kN/m	
min. $H_{g,k} = 28,88 / 1,00$	26 kN/m	< 47,5 kN/m
max. $H_{g,d} = (137 - 56) / 1,10 =$	74 kN/m	
max. $H_{g,k} = 74,26 / 1,00$	68 kN/m	> 47,5 kN/m

Im Mittel (33% mobilisierbarer Erdwiderstand) ergibt sich die ansetzbare, stützende Horizontalkraft zu:

zul. $H_{g,d} = ((87 + 137) / 2) - 56) / 1,10 =$	52 kN/m
zul. $H_{g,k} = 51,57 / 1,00$	52 kN/m

Nachweis

$$\text{vorh. } H_{g,k} = 47,5 \text{ kN/m} < \text{zul. } H_{g,k} = 51,57 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis wurde erfüllt, die angesetzte Horizontallast kann durch den mobilisierbaren Erdwiderstand erzeugt werden.

Nachweis des hydraulisch stützenden Zusatzdruckes

Äquipotentialnetz $E_{k,\text{Äquipotential}} = E_{ah} + W_k = 1.640 \text{ kN (vgl. A.1)}$

Konstantem Wasserstand mit Zusatzdruck $E_{k,\text{Hydrostatisch}} = E_{ah} + W_k - \Delta W_k = 1.649 \text{ kN}$

$E_{k,\text{Äquipotential}} = 1.640 \text{ kN} < E_{k,\text{Hydrostatisch}} = 1.649 \text{ kN (vgl. A.1)}$

Der angesetzte, entlastende Zusatzdruck wurde durch die Berechnungen mittels Äquipotentiaillinien bestätigt und kann angesetzt werden.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Messstelle:	Nachweis für: 2040				
Profil Larssen V	$t_{\text{Berg, neu}} = 20,5 \text{ mm}$	$A_{\text{neu}} = 303 \text{ cm}^2$	$\sigma_{\text{Rk}} = 24,00 \text{ kN/cm}^2$		
Stahl StSp37	$s_{\text{Steg, neu}} = 12,5 \text{ mm}$	$I_{\text{neu}} = 54.000 \text{ cm}^4$	$\gamma_{\text{M}} = 1,00$		
Baujahr 1950		$W_{\text{neu}} = 3.000 \text{ cm}^3$	$\sigma_{\text{Rd}} = 24,00 \text{ kN/cm}^2$		

Spannungsnachweis

$$\text{Nachweis: } \sigma_{\text{Ed, 2040}} \cdot \frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{red, 2040}}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{red, 2040}}} = \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{M}}} \leq 1,00$$

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{\text{N, Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{\text{M, Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	48	410	0,18	15,79	15,97	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{\text{Rd}} = 0,67 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 67 %

bei max M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{\text{N, Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{\text{M, Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	111	627	0,41	23,48	23,89	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{\text{Rd}} = 1,00 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 100 %

Die Spannungsnachweise wurden erfüllt, geringe Reserven sind noch im Ansatz (Wandreibungswinkel = 0°) des angesetzten Erdwiderstands im Kopfbereich vorhanden.

6.2.6.11 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall (ohne Krastrand)	210	51	8,28	0,35	630	121	24,04	1,00	408
BS 3a – Normalfall	286	51	11,21	0,47	588	122	22,47	0,94	439
BS 3a – Normalfall - SLW 30 außendeichs	310	56	12,15	0,51	580	129	22,20	0,92	456
BS 3a – Normalfall - Nutzlast nur außendeichs	264	57	10,38	0,43	569	116	21,74	0,91	426
BS 3a – Normalfall – 60t Pollerzug auf +6,25 mNN	474	102	18,64	0,78	519	181	20,10	0,84	444
BS 3a – Normalfall – 10t Pollerzug auf +3,28 mNN	492	58	19,17	0,80	517	133	19,85	0,83	524
BS 3a – Normalfall – 10t Pollerzug auf +1,28 mNN	347	51	13,56	0,56	578	123	22,10	0,92	482
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	387	58	15,12	0,63	625	128	23,88	0,99	485
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	438	48	17,05	0,71	627	112	23,89	1,00	526

Die maximale Auslastung in der „Einwirkungskombination BS 3a - Normalfall“ beträgt rund 94%, in den außergewöhnlichen Bemessungssituationen beträgt die maximale Ausnutzung im Bereich der Feldmomente 100%.

Es zeigt sich, dass die Einwirkungen auf dem wasserseitigen Betriebsweg das Stützmoment vergrößern und das Feldmoment reduzieren.

Einwirkungskombinationen unter Ansatz von Pollerzug werden -ungeachtet der Größe und Höhenlage- nicht maßgebend. Der Pollerzug bewirkt eine Vergrößerung des Stützmomentes und damit eine Reduktion des Feldmomentes.

6.2.7 Bemessungsprofil IV

6.2.7.1 Übersicht

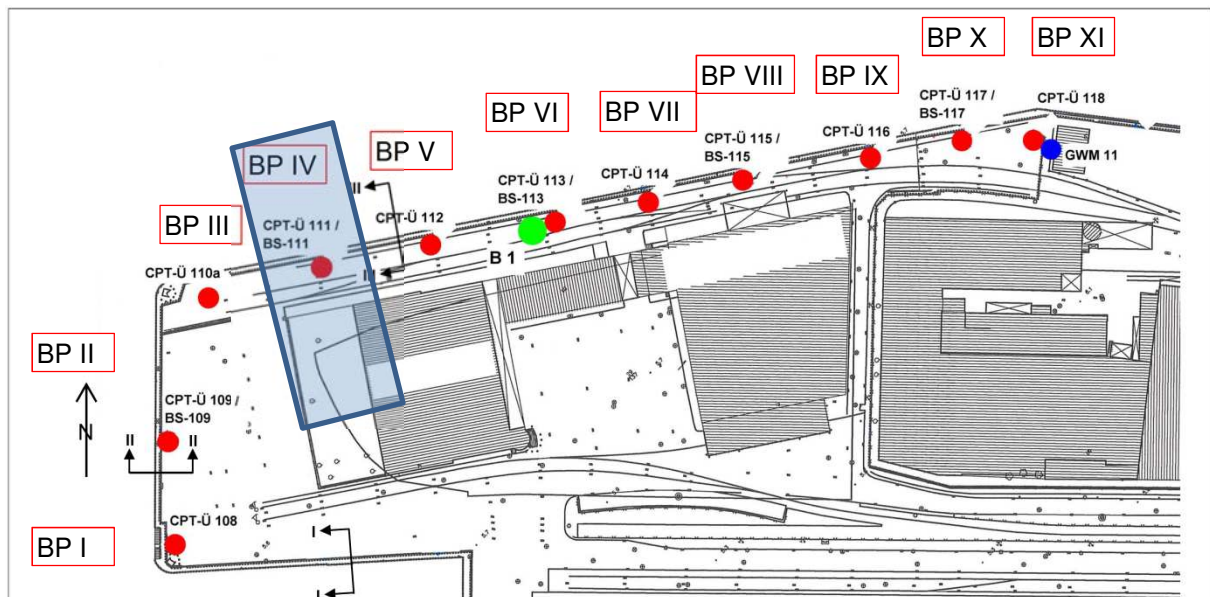


Abbildung 43 – Lage Bemessungsprofil IV [U7]

Hochwasserschutz Kühlhauskaje
 Schnitt 2-2
 von Projekt-Km 0+790,40 bis 0+931,80
 M 1:200

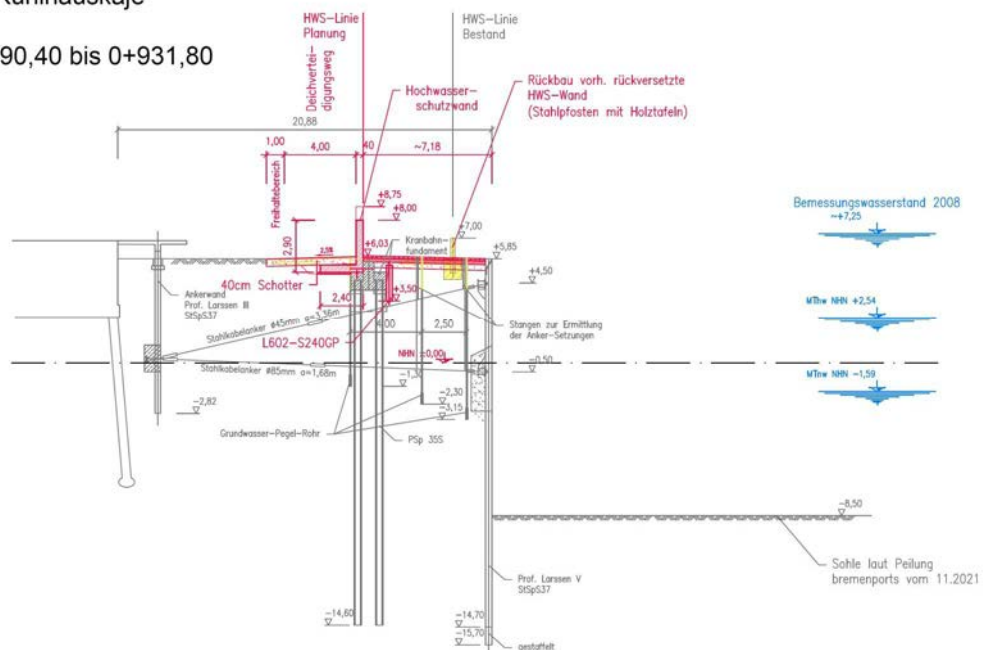


Abbildung 44 – Querschnitt Bemessungsprofil IV

6.2.7.2 Ergänzende Berechnungsannahmen

- Aktuelle Hafensohle auf -8,50 mNN (siehe Peilplan)
- Berücksichtigung der Verlandung (vgl. Kapitel 6.2.5 Nr. (6)) durch vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite:
$$g_k = (9,70 \text{ mNN} - 8,50 \text{ mNN}) * 9,00 \text{ kN/m}^2 = \underline{10,80 \text{ kN/m}^2}$$
- Auf einen Ansatz des Erdruhedrucks im Bereich der Verlandung wird verzichtet.
- Nachweis der Bemessungssituation BS 3c unter Verwendung des vom Baugrundgutachter -mittels Äquipotentialnetz und Cullmann-Verfahren- iterativ ermittelten Wasserdruck, durch Ansatz eines stützenden Zusatzdruckes. Der Zusatzdruck wird überschlägig aus dem ersten Berechnungsdurchlauf übernommen und später verifiziert.

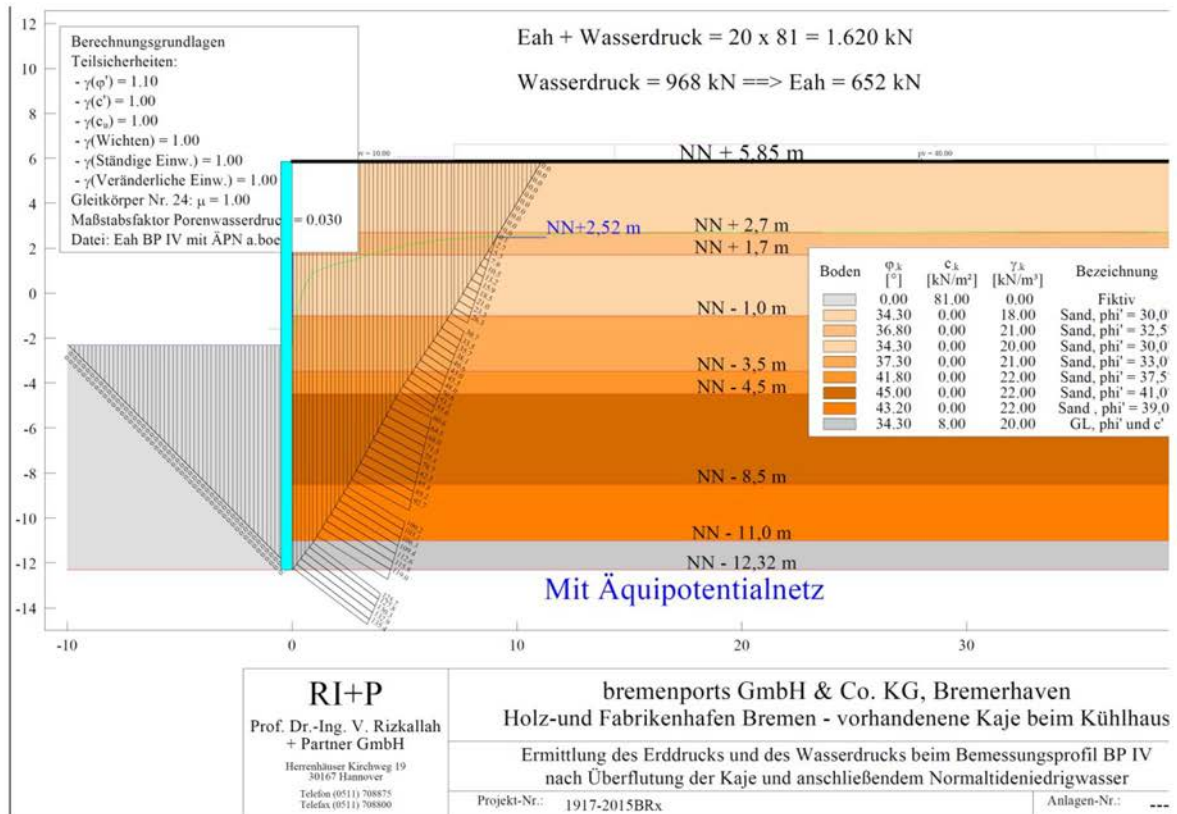


Abbildung 37 - Ermittlung des Erddruckgleitkeils

Die Differenz der unterschiedlichen Wasserdrücke ergibt sich am BPIV zu:

$$DW = W_{\text{Retain}} - W_{\text{RI+P}} = 1.100 - 968 = 132 \text{ kN}$$

$$W_{\text{Retain}} = 0,50 \times g \times h^2 = 0,50 \times 10 \times (-12,32 - 2,52)^2 = 1.101 \text{ kN}$$

Bei Ansatz eines konstanten Wasserspiegels ist der aktive Erddruck –im Vergleich zum abfallenden Wasserspiegel gemäß Äquipotentialliniennetz- etwas zu gering. Die Differenz des aktiven Erddrucks ergibt sich am BPIII zu:

$$DE_{\text{agh}} = 652 - 609 = 43 \text{ kN (siehe Anhang 7)}$$

Der in der Berechnung als stützend ansetzbare Zusatzdruck ergibt sich somit zu:

$$P = DW - DE_{\text{agh}} = (132 - 43) = 89 \text{ kN}$$

Anzusetzen als Rechtecklast:

$$P = h \times g$$

$$89 \text{ kN} = (-12,32 - 2,52) \times p \Rightarrow p \approx 6,00 \text{ kN/m}^2$$

Abbildung 45 – Ermittlung des Erddruckgleitkeils aus erstem Berechnungslauf

Anzusetzen als Rechtecklast bis zu Querkraftnullpunkt:

$$83 \text{ kN} = (-13,00 - 2,50) \times p \Rightarrow p \approx 5,35 \text{ kN/m}^2$$

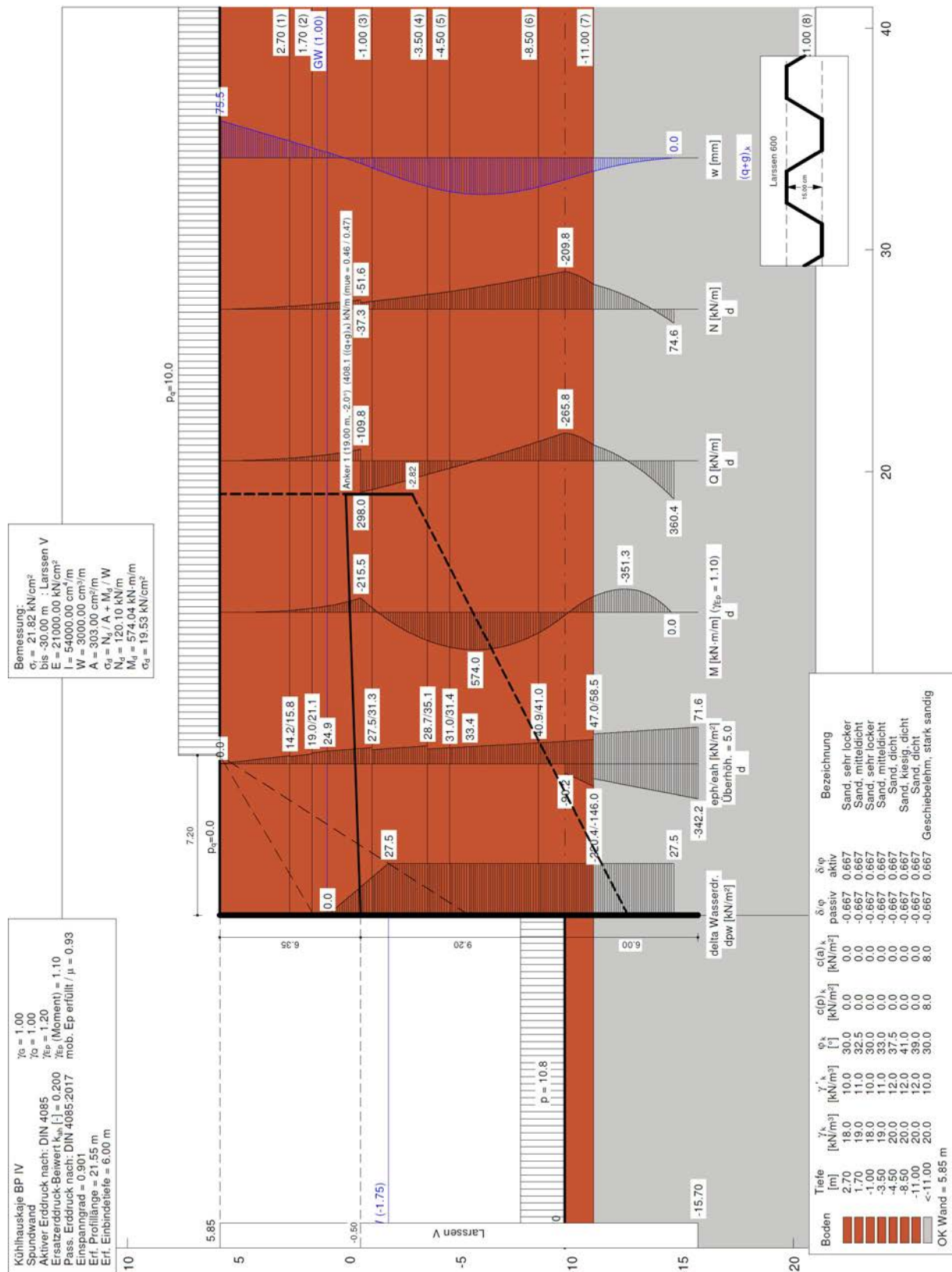
Anzusetzen als Rechtecklast:

$$P = h \times \gamma$$

$$\gamma = 89 / (-12,80 - 2,52) \Rightarrow \gamma \approx 5,81 \text{ kN/m}^2$$

Gewählt: $\gamma \approx 4,00 \text{ kN/m}^2$

6.2.7.3 BS 3a – Normalfall



Nachweis Krastrand

Der Nachweis für eine Normaltide erfolgt konservativ ohne Ansatz eines Krafrandes.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Profil	Larsen V	$t_{\text{Berg, neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$f_{yk} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg, neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_M =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{Rd} =$	24,00 kN/cm ²

Spannungsnachweis

Nachweis:	$\sigma_{Ed, 2040}$	$\frac{N_{Ed}}{A_{red, 2040}}$	+	$\frac{M_{Ed}}{W_{red, 2040}}$	=	$\frac{f_{yk}}{\gamma_M}$	$\leq 1,00$
-----------	---------------------	--------------------------------	---	--------------------------------	---	---------------------------	-------------

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N, Ed}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M, Ed}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	52	216	0,20	8,32	8,52	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0,35 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 35 %

bei max M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N, Ed}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M, Ed}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	121	574	0,45	21,49	21,94	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0,91 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 91 %

Die Spannungsnachweise wurden ohne Ansatz eines Krafrandes erfüllt.

Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Mit 30 kN/m wurde nur ein geringer Krastrand angesetzt, am Bemessungsprofil BP III konnte -bei schlechterem Boden- ein größerer Krastrand nachgewiesen werden.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Querschnittswerte

Profil	Larssen V	$t_{\text{Berg,neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$f_{yk} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg,neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_M =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{Rd} =$	24,00 kN/cm ²

Spannungsnachweis

Nachweis:	$\sigma_{Ed, 2040}$	$\frac{N_{Ed}}{A_{red, 2040}}$	+	$\frac{M_{Ed}}{W_{red, 2040}}$	=	$\frac{f_{yk}}{\gamma_M}$	$\leq 1,00$
-----------	---------------------	--------------------------------	---	--------------------------------	---	---------------------------	-------------

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,Ed}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,Ed}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	52	312	0,20	12,01	12,21	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0,51 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 51 %

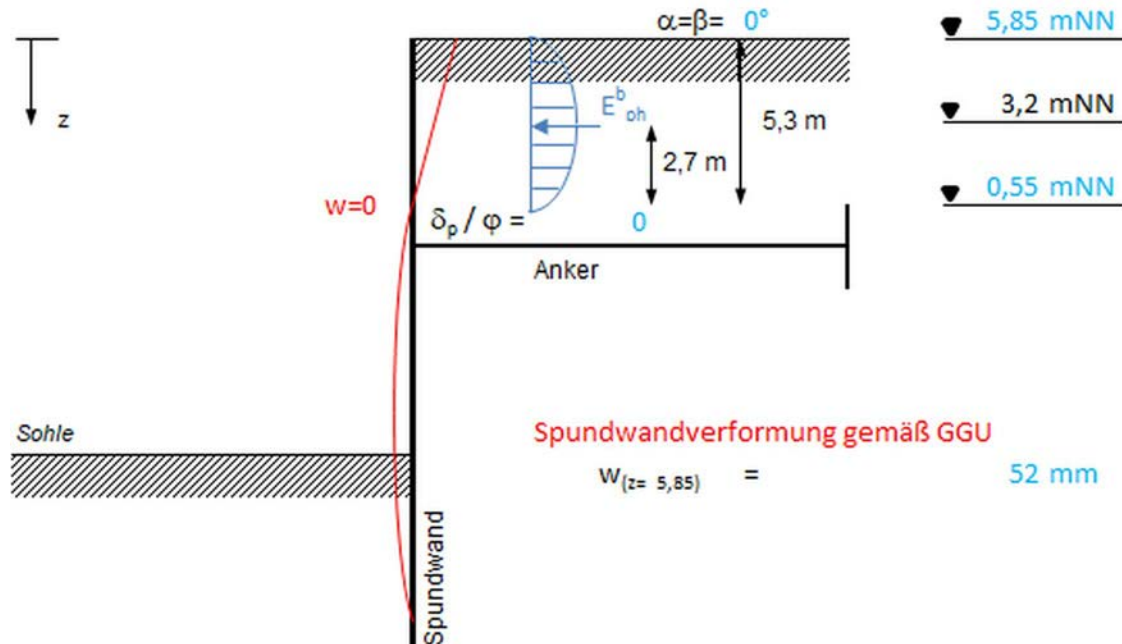
bei max M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,Ed}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M,Ed}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	126	602	0,47	22,54	23,01	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0,96 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 96 %

Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Für die Bemessungssituation BS3c wird auf den Ansatz einer Abgrabung verzichtet. Extreme Wasserstände entstehen ausschließlich während der Sturmflutzeit im Winterhalbjahr (01.10 - 30.04). Während dieser Zeit sind alle Arbeiten im Bereich der Hochwasserschutzlinie grundsätzlich untersagt.



Die Ermittlung des aktivierbaren Erdwiderstands oberhalb der Ankerlage erfolgt nach DIN 4085:2002 für eine Fußverdrehung. Für die Ermittlung des Erdwiderstands wird der Wandreibungswinkel konservativ zu $\delta=0$ angesetzt.

Schicht		z [mNN]	γ [kN/m³]	φ°	k_{pgh}	e_{ph}^a [kN/m²]	$E_{ph,n}^a$ [kN/m]
Aufgrabung	OK	5,85					
	UK	5,85					
Sand, sehr locker	OK	5,85	18	30,0	3,00	0,00	267,91
	UK	2,70	18	30,0	3,00	170,10	
Sand mitteldicht	OK	2,70	19	32,5	3,32	188,38	34,93
	UK	2,52	19	32,5	3,32	199,75	
Sand mitteldicht	OK	2,52	11	32,5	3,32	199,75	176,08
	UK	1,70	11	32,5	3,32	229,71	
Sand, sehr locker	OK	1,70	10	30,0	3,00	207,42	258,37
	UK	0,55	10	30,0	3,00	241,92	

Ermittlung Erdwiderstand infolge Fußdrehung der Wand - BS 3c

Parallelverschiebung	$E_{ph}^a = \Sigma E_{ph,n}^a =$	737 kN/m
Fußpunktverdrehung	$E_{ph}^b = 2/3 \cdot E_{ph}^a =$	492 kN/m

Ermittlung des aktivierbaren Erdwiderstands bei vorgegebener Wandbewegung- Lockerer Boden

Nachweis gemäß DIN EN 1997-1 Anhang C.2

Fall a) Kopfverschiebung / Fußpunktverdrehung

Bodenlagerung

Lockerer Boden

Wandhöhe

$h = 5,30 \text{ m}$

Berechnete Wandbewegung

$v = 52 \text{ mm}$

Voll mobilisierter, passiver Erddruck

50% passiver Erddruck

lockere Lagerung	feste Lagerung
$v_p/h = 25$	$v_p/h = 7$
$v_{0,5 \cdot p}/h = 4$	$v_{0,5 \cdot p}/h = 1,5$

Erforderlichen Wandbewegung bis E_p

Erforderlichen Wandbewegung bis $0,5 \cdot E_p$

$v_p = 1325 \text{ mm}$	bis	371 mm
$v_{0,5 \cdot p} = 212 \text{ mm}$	bis	$79,5 \text{ mm}$

Eingangswerte für Diagramm

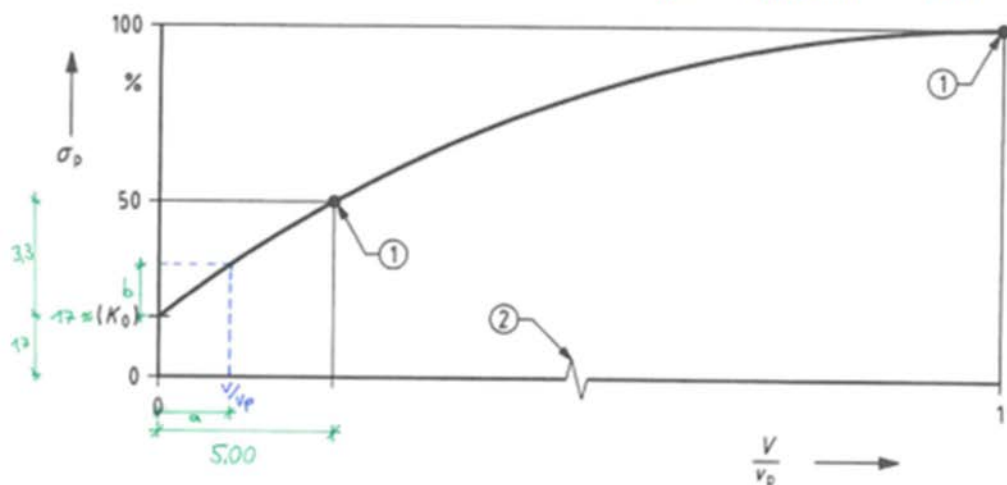
x-Wert bei $0,5 \cdot E_p$

x-Wert bei berechneter Wandbewegung

$v_{0,5 \cdot p}/v_p = 0,16$	bis	$0,21$
$v/v_p = 0,04$	bis	$0,14$

Lineare Interpolation im Diagramm

$a = 1,23 \text{ cm}$ bis $3,27 \text{ cm}$
 $b = 0,81 \text{ cm}$ bis $2,16 \text{ cm}$



Mobilisierbarer Erdwiderstand

σ_p 25 % bis 39 %

Durch die berechnete Verformung am Spundwandkopf können ca. 27 bis 45 % des passiven Erddrucks aktiviert werden. Der Nachweis ergibt sich wie folgt:

BS-3c



Voller Erdwiderstand bei Fußdrehung (s.v)	$E_{ph}^b =$	492 kN		
Mobilisierbarer Erdwiderstand bei Fußdrehung	$E_{p,mob,k} =$	$0,25 * E_{ph}^b$	bis	$0,39 * E_{ph}^b$
	$E_{p,mob,k} =$	123 kN	bis	190 kN
Davon als Erddruck in GGU Retain enthalten	$e_{agh,d,o} =$	0,0 kN/m	$\gamma_g =$	1
	$e_{agh,d,u} =$	23,0 kN/m	$\gamma_{Ep} =$	1,2
	$h =$	5,3 m		
	$E_{agh,k} =$	60,95 kN/m		
	$E_{agh,d} =$	60,95 kN/m		

Oberer und unterer Grenzwert der ansetzbaren, stützenden Horizontalkraft ergeben sich zu:

min. $H_{g,d} = (123 - 61)/1,20 =$	52 kN/m
min. $H_{g,k} = 52,00 / 1,00$	43 kN/m
max. $H_{g,d} = (190 - 61)/1,20 =$	107 kN/m
max. $H_{g,k} = 107,25 / 1,00$	89 kN/m

Im Mittel (32% mobilisierbarer Erdwiderstand) ergibt sich die ansetzbare, stützende Horizontalkraft zu:

zul. $H_{g,d} = ((123 + 190)/2) - 61)/1,20 =$	80 kN/m
zul. $H_{g,k} = 79,62 / 1,00$	80 kN/m

Nachweis

$$\text{vorh. } H_{g,k} = 60 \text{ kN/m} > \text{zul. } H_{g,k} = 79,62 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis wurde erfüllt, die angesetzte Horizontallast kann durch den mobilisierbaren Erdwiderstand erzeugt werden.

Nachweis des hydraulisch stützenden Zusatzdruckes

Äquipotentialnetz $E_{k,\text{Äquipotential}} = E_{ah} + W_k = 1.540 \text{ kN (vgl. A.2)}$

Konstantem Wasserstand mit Zusatzdruck $E_{k,\text{Hydrostatisch}} = E_{ah} + W_k - \Delta W_k = 1.634 \text{ kN (vgl. A.2)}$

$$E_{k,\text{Äquipotential}} = 1.540 \text{ kN} < E_{k,\text{Hydrostatisch}} = 1.634 \text{ kN}$$

Der angesetzte, entlastende Zusatzdruck wurde durch die Berechnungen mittels Äquipotentiaillinien bestätigt und kann angesetzt werden.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Spannungsnachweise:

Querschnittswerte

Profil	Larssen V	$t_{\text{Berg, neu}} =$	20,5 mm	$A_{\text{neu}} =$	303 cm ²	$f_{yk} =$	24,00 kN/cm ²
Stahl	StSp37	$s_{\text{Steg, neu}} =$	12,5 mm	$I_{\text{neu}} =$	54.000 cm ⁴	$\gamma_M =$	1,00
Baujahr	1950			$W_{\text{neu}} =$	3.000 cm ³	$\sigma_{Rd} =$	24,00 kN/cm ²

Spannungsnachweis

$$\text{Nachweis: } \sigma_{\text{Ed, 2040}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{red, 2040}}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{red, 2040}}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \leq 1,00$$

bei min M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N, \text{Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M, \text{Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
0,00	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-0,50	0,031	2,753	17,75	262	2.597	50	428	0,19	16,48	16,67	24,00
-1,70	0,044	3,960	16,54	244	2.420						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{Rd} = 0,69 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 69 %

bei max M

z [mNN]	Δt [mm/a]	Δt [mm]	t_{red} [mm]	A_{red} [cm ²]	W_{red} [cm ³]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N, \text{Ed}}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{M, \text{Ed}}$ [kN/cm ²]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	σ_{Rd} [kN/cm ²]
-4,20	0,025	2,250	18,25	270	2.671						
-6,05	0,025	2,250	18,25	270	2.671	114	621	0,42	23,25	23,67	24,00
-9,70	0,025	2,250	18,25	270	2.671						

Nachweis: $\sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{Rd} = 0,99 < 1,00 \rightarrow$ Nachweis erfüllt, die maximale Ausnutzung beträgt 99 %

Die maximale Auslastung beträgt 100%. Es sind noch Reserven im konservativen Ansatz der stützenden Horizontalkraft sowie des stützenden Zusatzdruckes vorhanden. Eine Zusammenfassung über die nachgewiesenen Einwirkungskombinationen und deren Ausnutzung ist im Abschnitt 8 enthalten.

6.2.7.6 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	216	52	8,52	0,35	574	121	21,94	0,91	409
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	312	52	12,21	0,51	602	126	23,01	0,96	455
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	428	50	16,67	0,69	621	114	23,67	0,99	549

Die maximale Auslastung in der „Einwirkungskombination BS 3a - Normalfall“ beträgt rund 91%, in den außergewöhnlichen Bemessungssituationen beträgt die maximale Ausnutzung im Bereich der Feldmomente rund 100%.

6.2.8 Bemessungsprofil V

6.2.8.1 Übersicht

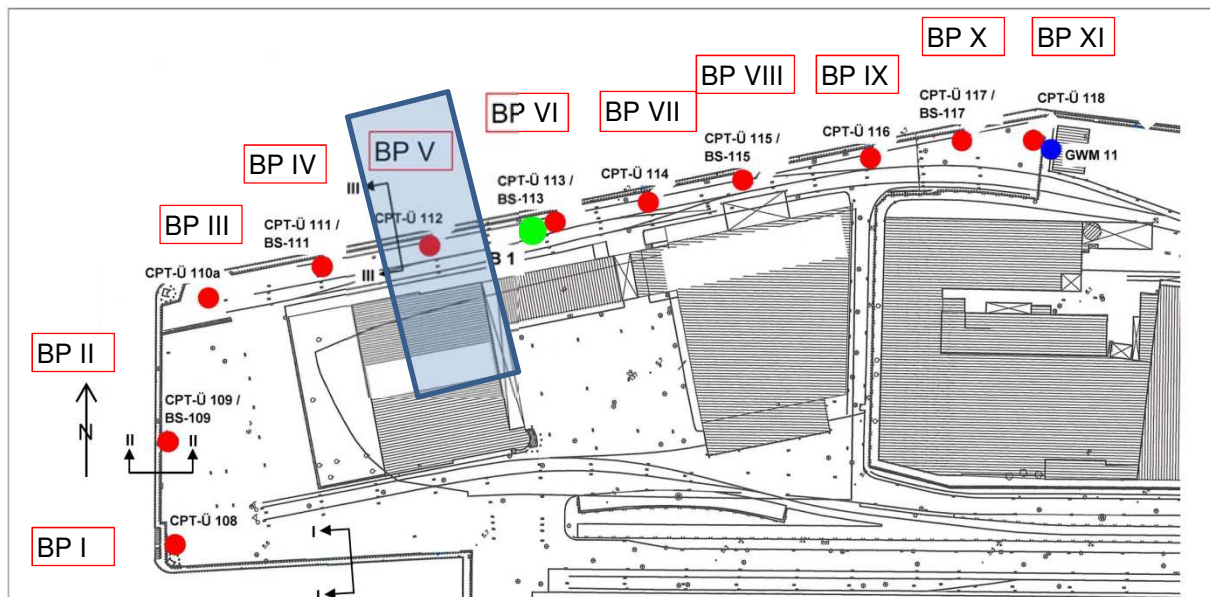


Abbildung 46 – Lage Bemessungsprofil V [U7]

Hochwasserschutz Kühlhauskaje
 Schnitt 2-2
 von Projekt-Km 0+790,40 bis 0+931,80
 M 1:200

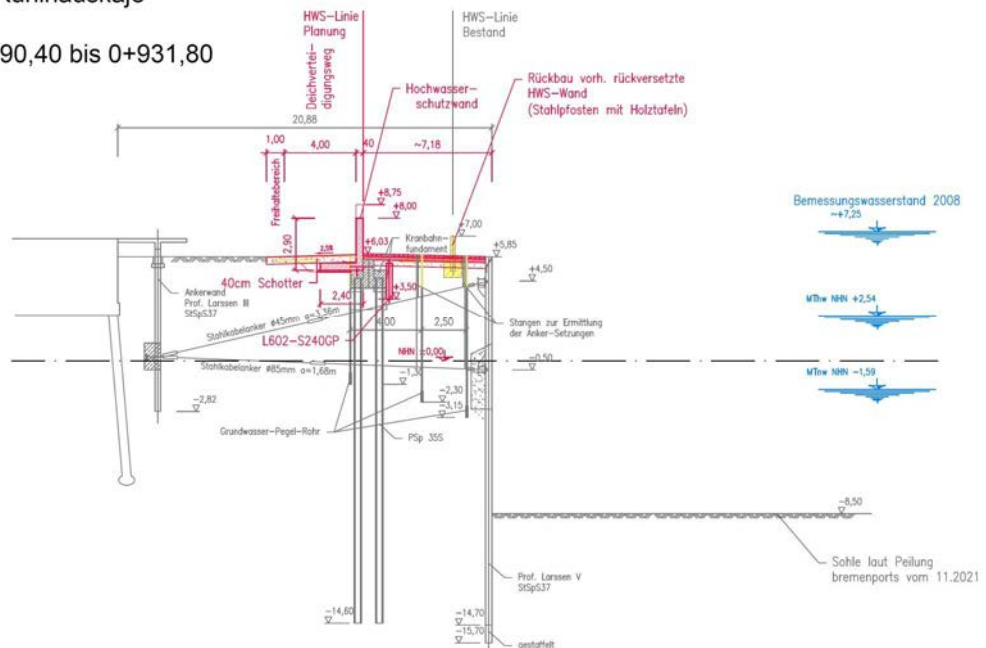
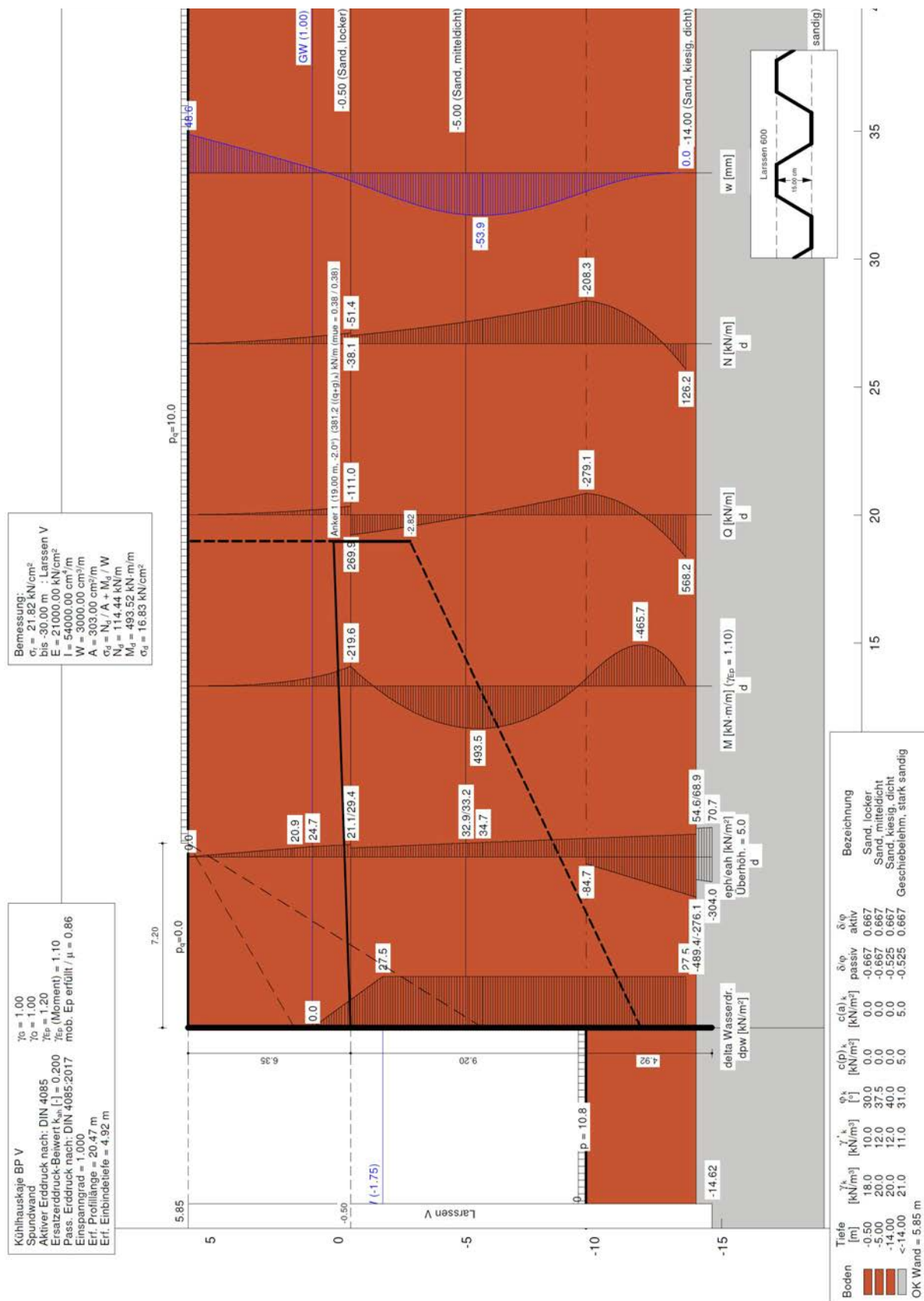


Abbildung 47 – Querschnitt Bemessungsprofil V

6.2.8.2 Ergänzende Berechnungsannahmen

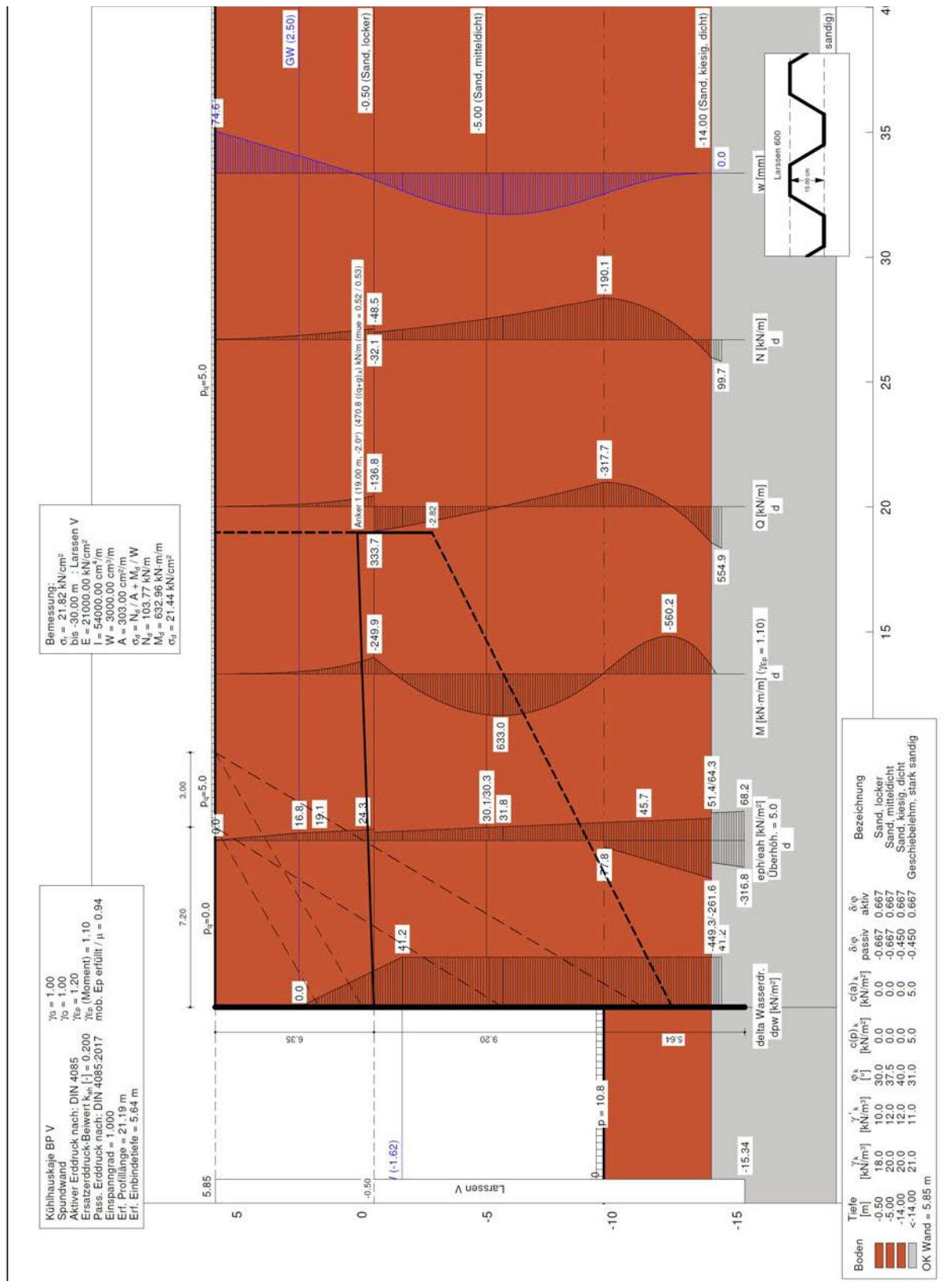
- Aktuelle Hafensohle auf -8,50 mNN (siehe Peilplan)
- Berücksichtigung der Verlandung (vgl. Kapitel 6.2.5 Nr. (6)) durch vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite:
$$g_k = (9,70 \text{ mNN} - 8,50 \text{ mNN}) \times 9,00 \text{ kN/m}^2 = \underline{10,80 \text{ kN/m}^2}$$
- Auf einen Ansatz des Erdruhedrucks im Bereich der Verlandung wird verzichtet.
- Kein Ansatz eines hydraulischen Zusatzdruckes

6.2.8.3 BS 3a – Normalfall



Das maximale Feldmoment beträgt $M_{Ed,BPV} = 494 \text{ kNm/m}$ und liegt unter dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 627 \text{ kNm/m}$. Keine weiteren Nachweise erforderlich.

6.2.8.5 BS 3c - Abfließendes Hochwasser



Das maximale Feldmoment beträgt $M_{Ed,BPV} = 633 \text{ kNm/m}$ und liegt unter somit nur leicht über dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 627 \text{ kNm/m}$. Aufgrund der konservativen

Lastansätze - keine Krastrand; kein hydraulischer Zusatzdruck- sind hier keine weiteren Nachweise erforderlich.

6.2.8.6 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	I/L [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	I/L [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	220	52	8,67	0,36	494	115	18,92	0,79	382
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	217	52	8,55	0,36	541	118	20,69	0,86	382
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	250	49	9,81	0,41	633	104	24,09	1,00	471

Am Bemessungsprofil BPV sind die rechnerischen Auslastung sowohl in der Einwirkungskombination BS 3a - Normalfall als auch in der Bemessungssituation BS 3b gering. In der Einwirkungskombination BS 3c liegt sie bei rund 100%. Es sind jedoch noch Reserven im Berechnungsansatz vorhanden, da auf den Ansatz eines Krastrandes sowie des entlastenden Zusatzdruckes verzichtet wurde.

6.2.9 Bemessungsprofil VI

6.2.9.1 Übersicht

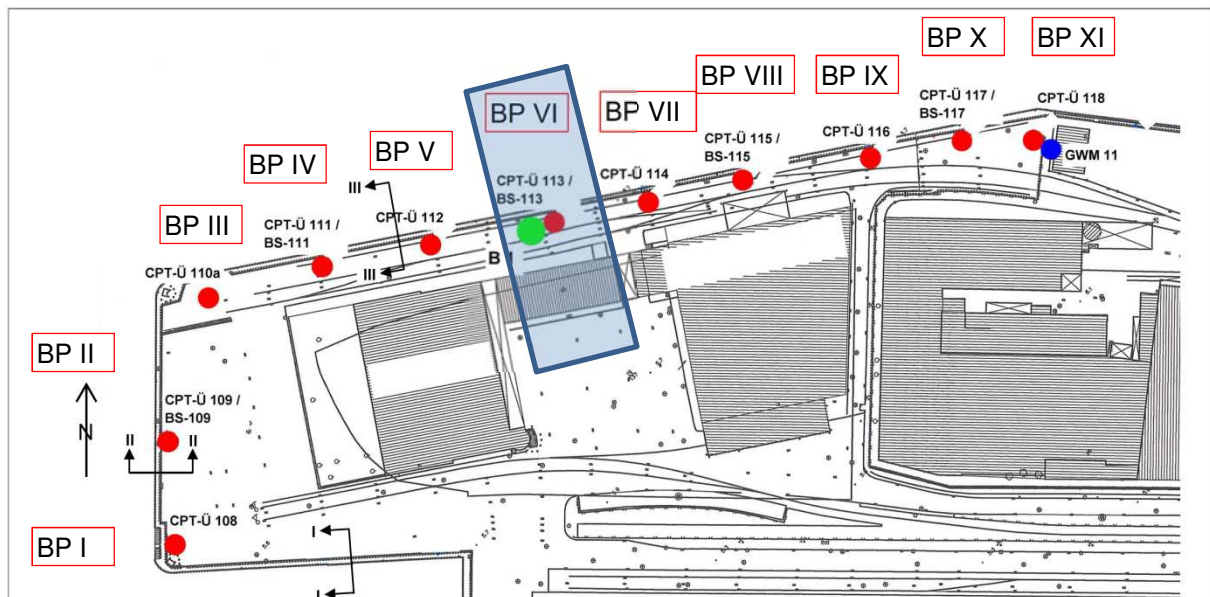


Abbildung 48 – Lage Bemessungsprofil VI [U7]

Hochwasserschutz Kühlhauskaje
 Schnitt 2-2
 von Projekt-Km 0+790,40 bis 0+931,80
 M 1:200

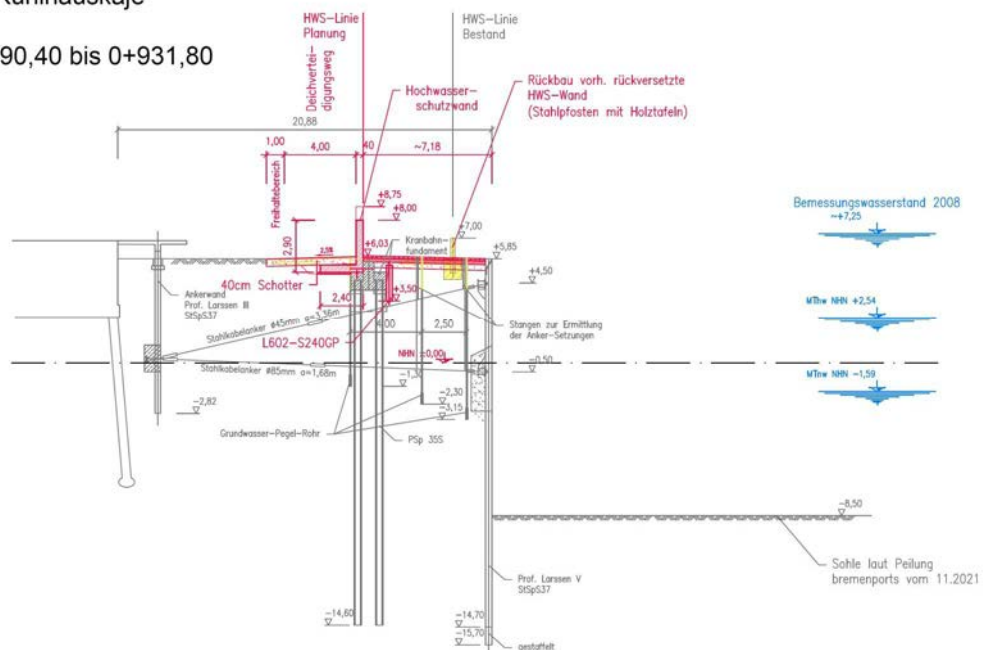
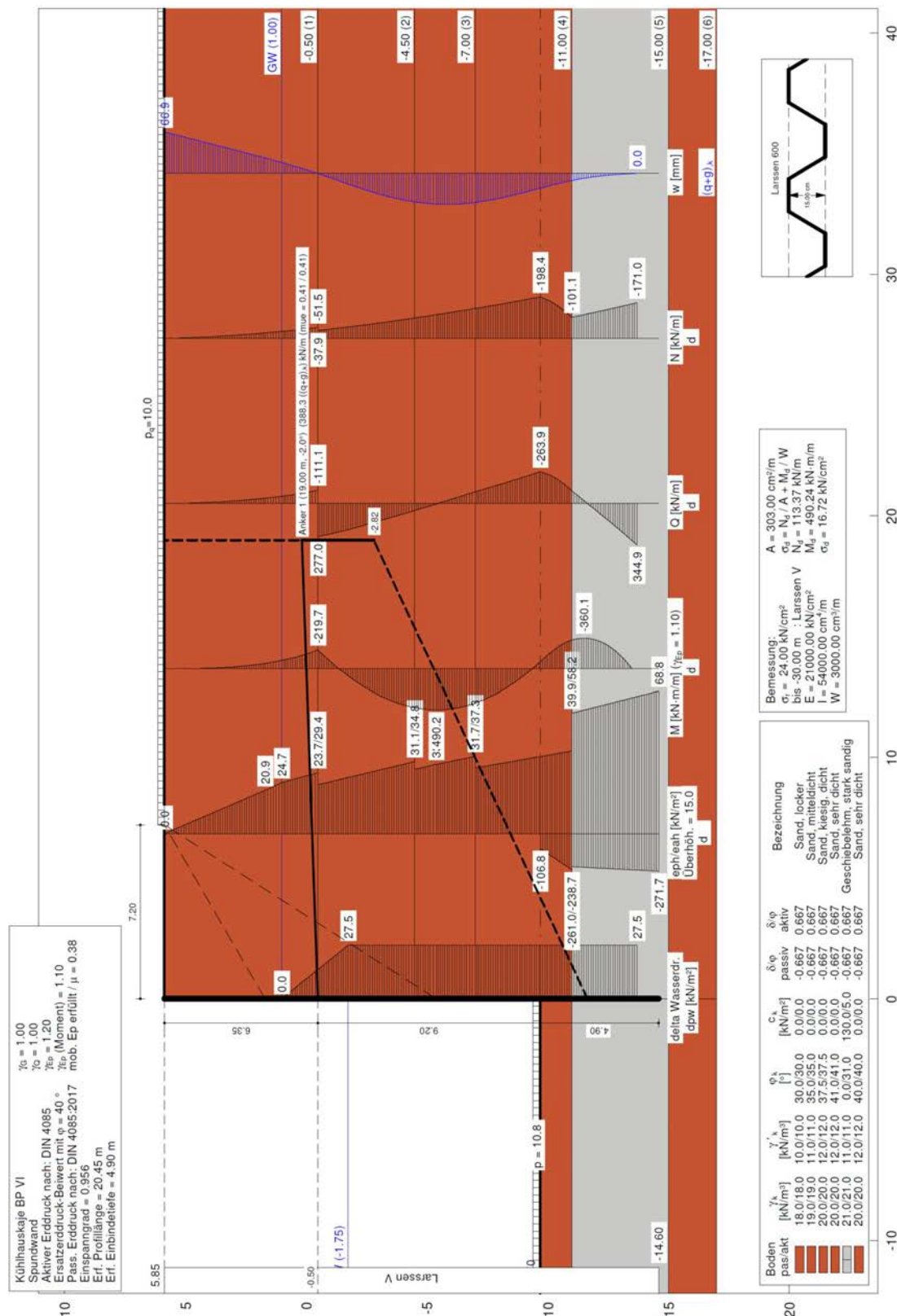


Abbildung 49 – Querschnitt Bemessungsprofil VI

6.2.9.2 Ergänzende Berechnungsannahmen

- Aktuelle Hafensohle auf -8,50 mNN (siehe Peilplan)
- Berücksichtigung der Verlandung (vgl. Kapitel 6.2.5 Nr. (6)) durch vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite:
$$g_k = (9,70 \text{ mNN} - 8,50 \text{ mNN}) \times 9,00 \text{ kN/m}^2 = \underline{10,80 \text{ kN/m}^2}$$
- Auf einen Ansatz des Erdruhedrucks im Bereich der Verlandung wird verzichtet.
- Ansatz der undränierten Scherfestigkeit auf der Seite des passiven Erddrucks
- Nachweis der Bemessungssituation BS 3c ohne Ansatz eines stützenden Zusatzdruckes.

6.2.9.3 BS 3a – Normalfall



Das maximale Feldmoment beträgt $M_{Ed,BPVI} = 491$ kNm/m und liegt unter dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 588$ kNm/m. Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Das maximale Feldmoment in der Bemessungssituation BS 3b beträgt $M_{Ed,BPVI} = 540 \text{ kNm/m}$ und liegt unter dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 625 \text{ kNm/m}$. Keine weiteren Nachweise erforderlich.

[illegible]

Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Mit 30 kN/m wurde nur ein geringer Krastrand angesetzt, am Bemessungsprofil BP III konnte -bei vergleichbarem Boden- ein größerer Krastrand nachgewiesen werden.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis des hydraulisch stützenden Zusatzdruckes

Die Spundwandberechnung wurde ohne entlastenden Zusatzdruck durchgeführt.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Querschnitts- und Stabilitätsnachweise

Das maximale Feldmoment in der Bemessungssituation BS 3c beträgt $M_{Ed,BPV} = 623 \text{ kNm/m}$ und liegt unter dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 627 \text{ kNm/m}$.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

6.2.9.6 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	220	52	8,67	0,36	491	114	18,81	0,78	389
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	217	52	8,55	0,36	540	116	20,65	0,86	391
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	347	49	13,55	0,56	623	105	23,72	0,99	525

Am Bemessungsprofil BPVI sind die rechnerischen Auslastung sowohl in der Einwirkungskombination BS 3a - Normalfall als auch in der Bemessungssituation BS 3b gering. In der Einwirkungskombination BS 3c liegt sie bei rund 100%. Es sind jedoch Reserven im Berechnungsansatz vorhanden, da auf den Ansatz des entlastenden Zusatzdruckes verzichtet wurde.

6.2.10 Bemessungsprofil VII

6.2.10.1 Übersicht

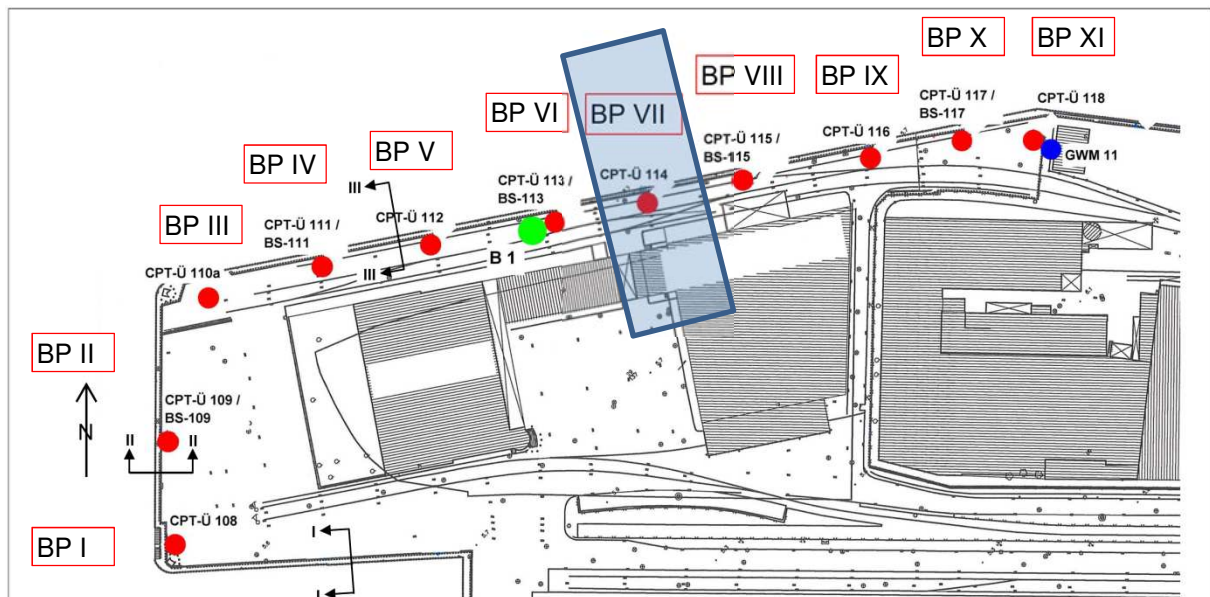


Abbildung 50 – Lage Bemessungsprofil VII [U7]

Hochwasserschutz Kühlhauskaje
 Schnitt 2-2
 von Projekt-Km 0+790,40 bis 0+931,80
 M 1:200

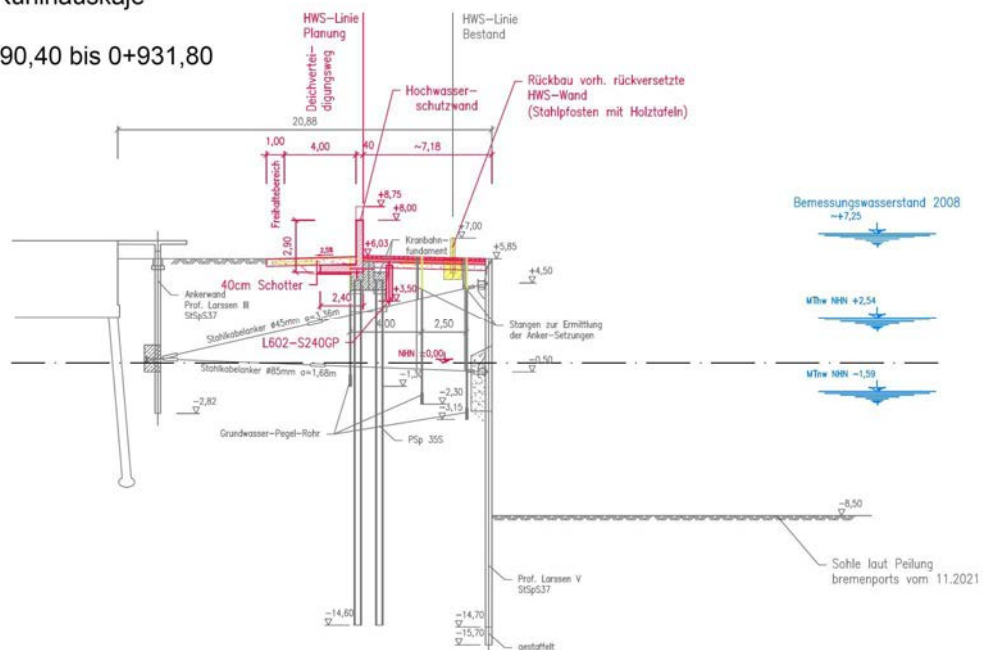
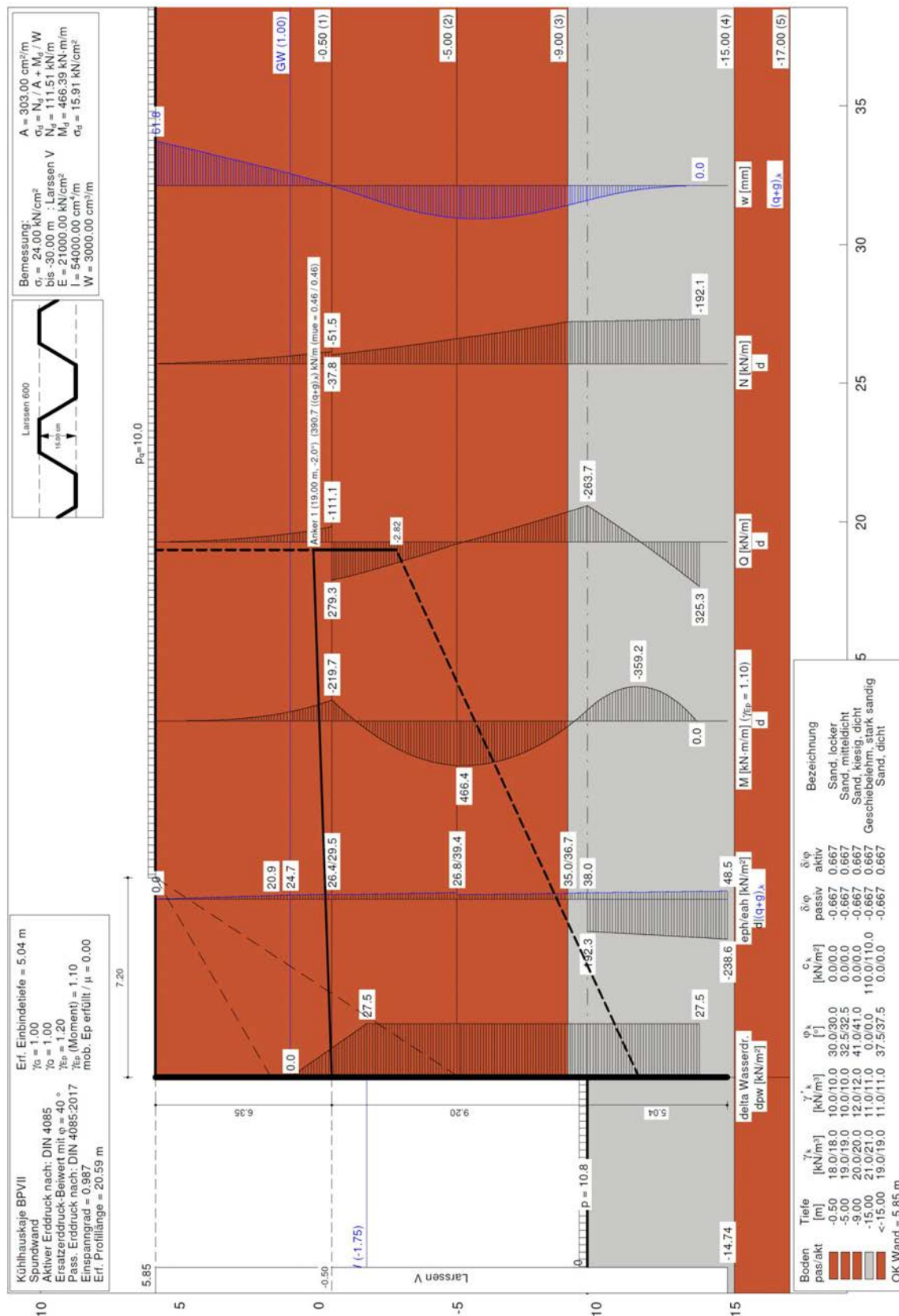


Abbildung 51 – Querschnitt Bemessungsprofil VII

6.2.10.2 Ergänzende Berechnungsannahmen

- Aktuelle Hafensohle auf -8,50 mNN (siehe Peilplan)
- Berücksichtigung der Verlandung (vgl. Kapitel 6.2.5 Nr. (6)) durch vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite:
$$g_k = (9,70 \text{ mNN} - 8,50 \text{ mNN}) \times 9,00 \text{ kN/m}^2 = \underline{10,80 \text{ kN/m}^2}$$
- Auf einen Ansatz des Erdruhedrucks im Bereich der Verlandung wird verzichtet.
- Nachweis der Bemessungssituation BS 3c ohne Ansatz eines stützenden Zusatzdruckes.



Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Mit 30 kN/m wurde nur ein geringer Krastrand angesetzt, am Bemessungsprofil BP III konnte -bei vergleichbarem Boden- ein größerer Krastrand nachgewiesen werden.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis des hydraulisch stützenden Zusatzdruckes

Die Spundwandberechnung wurde ohne entlastenden Zusatzdruck durchgeführt.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Querschnitts- und Stabilitätsnachweise

Das maximale Feldmoment in der Bemessungssituation BS 3c beträgt $M_{Ed,BPV} = 623 \text{ kNm/m}$ und liegt unter dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 627 \text{ kNm/m}$.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

6.2.10.6 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	I/L [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	I/L [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	220	52	8,67	0,36	467	112	17,90	0,75	391
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	217	52	8,55	0,36	537	116	20,54	0,86	399
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	347	49	13,55	0,56	614	105	23,38	0,97	532

Am Bemessungsprofil BPVII sind die rechnerischen Auslastung sowohl in der Einwirkungskombination BS 3a - Normalfall als auch in der Bemessungssituation BS 3b gering. In der Einwirkungskombination BS 3c liegt sie bei rund 100%. Es sind jedoch Reserven im Berechnungsansatz vorhanden, da auf den Ansatz eines Krastrandes sowie des entlastenden Zusatzdruckes verzichtet wurde.

6.2.11 Bemessungsprofil VIII

Der Baugrund von Bemessungsprofil VIII ist in weiten Teilen identisch zum Bemessungsprofil VII (vgl. Abbildung 18). Geringe Abweichung gibt es lediglich bei den Schichtgrenzen und Reibungswinkeln der oberen Sande. Diese Abweichungen sind vernachlässigbar.

Die Bodenkennwerte des Erdwiderlagers (Geschiebelehm) sind identisch zum Bemessungsprofil VII.

Keine weiteren Nachweise.

6.2.12 Bemessungsprofil IX

6.2.12.1 Übersicht

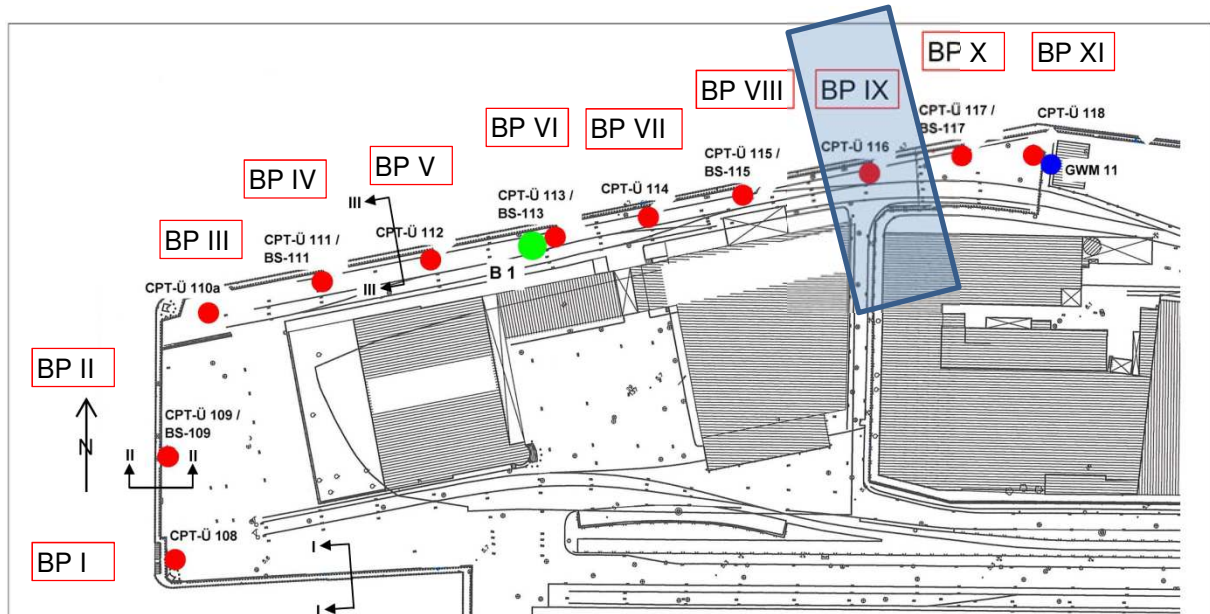


Abbildung 52 – Lage Bemessungsprofil IX [U7]

Hochwasserschutz Kühlhauskaje

Schnitt 4-4

Projekt-Km 1+070,63

M 1:200

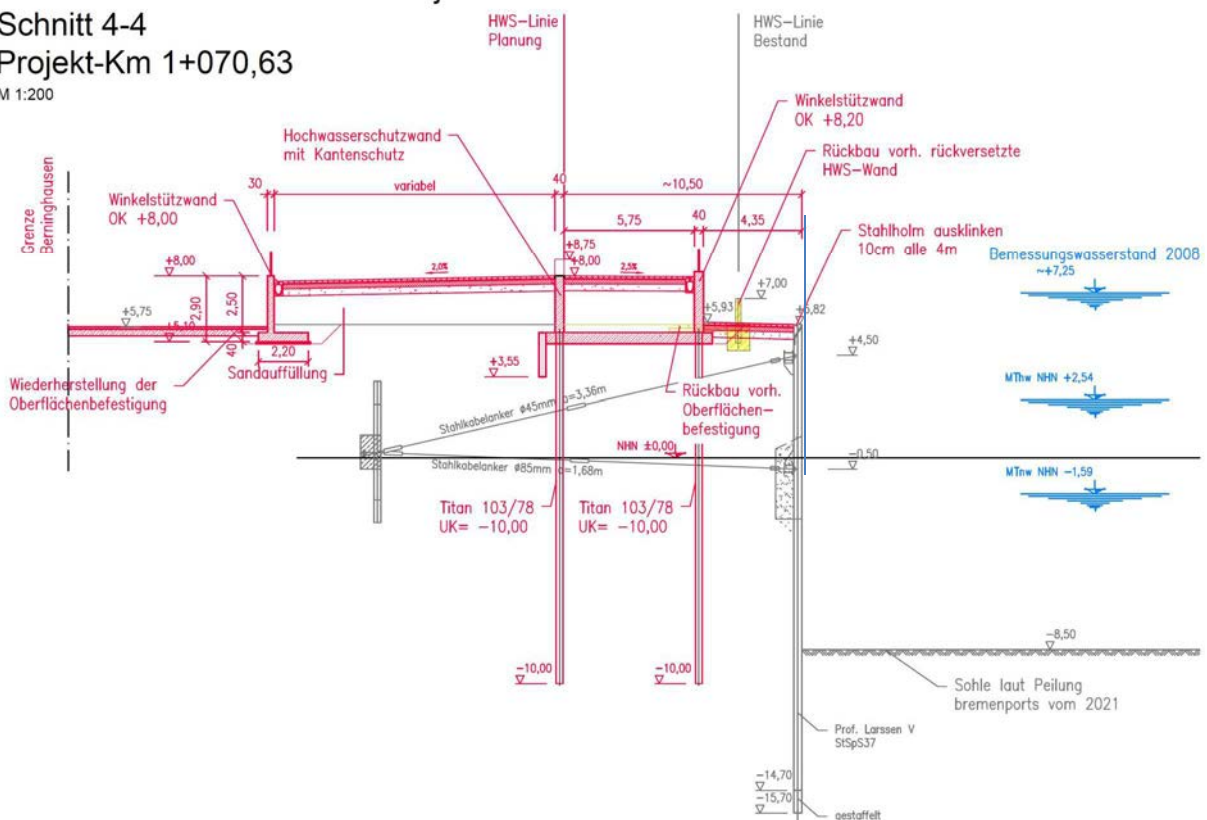


Abbildung 53 – Querschnitt Bemessungsprofil IX

6.2.12.2 Ergänzende Berechnungsannahmen

- Ehemalige Hafensohle = -9,70 mNN
- Aktuelle Hafensohle = -8,50 mNN
- Verlandung = 1,20 m; $\gamma' = 9,0 \text{ kN/m}^3$; $g_k = 1,20 \cdot 9 = 10,80 \text{ kN/m}^2$
 - o Berücksichtigung als vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite
 - o Keine Berücksichtigung als horizontaler Zusatzdruck (Erdruhedruck).

Im Geltungsbereich des BPIX wird das Rampenbauwerk teilweise tiefgegründet. Die angesetzten Mantelreibungsspannungen ergeben sich wie folgt:

Boden	Tiefe [m]	q_c [MN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$q_{b,k02}$ [MN/m ²]	$q_{b,k03}$ [MN/m ²]	$q_{b,k10}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [MN/m ²]	Bezeichnung
	1.50	4.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0000	Sand,locker
	-1.50	2.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0000	Sand,sehr locker
	-4.00	8.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.1965	Sand,mitteldicht
	-7.00	12.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.2485	Sand,kiesig,md
	-10.00	0.0	90.0	0.000	0.000	0.000	0.0900	Geschiebelehm
	-15.00	18.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.3017	Sand,dicht
	-17.50	0.0	170.0	0.000	0.000	0.000	0.1250	Geschiebelehm,sandig
	<-17.50	0.0	120.0	0.000	0.000	0.000	0.1050	Geschiebelehm

OK Gelände = 5.70 m

Abbildung 54 – Mantelreibungsspannung am Bemessungsprofil BP IX

6.2.12.3 Einwirkungen aus Rampenbauwerk

Umrechnen von Mantelreibungsspannungen in Streifenlasten						
<u>Geometrie</u>						
Durchmesser Pfahl			$D_{\text{pfahl}} =$	0,30 m		
Umfang Pfahl			$U_{\text{pfahl}} =$	0,94 m		
Pfahlraster			$a_{\text{Pfahl}} =$	3,36 m		
Abstand zur Spundwand			$a_{\text{SpW}} =$	4,35 m		
<u>Charakteristischer Mantelreibungswiderstand in den Schichten</u>						
i	Boden	OK	UK	$q_{s1,k}$	h	$Q_{\text{SK},i}$
[-]		[mNN]	[mNN]	[MN/m ²]	[m]	[kN]
1	Sand qc=4, locker	5,85	1,50	0,0000	4,35	0,00
2	Sand qc=2, sehr locker	1,50	-1,50	0,0000	3,00	0,00
3	Sand qc=8 mitteldicht	-1,50	-4,00	0,1965	2,50	462,99
4	Sand qc=12 kiesig dicht	-4,00	-7,00	0,2485	3,00	702,62
5	Geschiebelehm	-7,00	-10,00	0,0900	3,00	254,47
6	Sand qc=18 dicht	-10,00	-11,00	0,3017	1,00	284,35
					$\Sigma =$	1704,42
<u>Umrechnen in Streifenlasten</u>						
Vertikaler Abstand der Streifenlasten			$z =$	1,00 m	1,50 m	
Vertikaler Lastausbreitungswinkel			$\alpha =$	30°	30°	
Breite der Streifenlast			$b =$	1,30 m	1,80 m	
Lasteinleitungsfläche Mantelreibung			$A =$	4,37 m ²	6,05 m ²	
i	Boden	h	$Q_{\text{SK},i}$	$Q_{\text{SK},i}$	$q_{k,i}$	$q_{k,i}$
[-]		[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	Sand qc=4, locker	4,4	0	0,0	0,0	0,0
2	Sand qc=2, sehr locker	3,0	0	0,0	0,0	0,0
3	Sand qc=8 mitteldicht	2,5	463	185,2	42,4	45,9
4	Sand qc=12 kiesig dicht	3,0	703	234,2	53,6	58,1
5	Geschiebelehm	3,0	254	84,8	19,4	21,0
6	Sand qc=18 dicht	1,0	284	284,3	65,1	70,5
		$\Sigma =$	1.704			

fertig

vor

zurück

Abbruch

sortieren

Dreieckslast generieren

Im Grundriss begrenzte Lasten

Steuerparameter

0.00 ?

20 Lasten (zweiseitig) ändern

☒ Verkehrslasten nicht umlagern

Nr	p(v) [kN/m²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]	Verkehr
1	50.80	11.410	22.000	5.850	☐
2	0.00	50.000	51.000	0.000	☐
3	46.00	3.700	5.000	-3.000	☐
4	42.50	3.700	5.000	-4.000	☐
5	54.00	3.700	5.000	-5.000	☐
6	54.00	3.700	5.000	-6.000	☐
7	54.00	3.700	5.000	-7.000	☐
8	19.50	3.700	5.000	-8.000	☐
9	19.50	3.700	5.000	-9.000	☐
10	19.50	3.700	5.000	-10.000	☐
11	65.50	3.450	5.250	-11.000	☐
12	46.00	9.750	11.050	-3.000	☐
13	42.50	9.750	11.050	-4.000	☐
14	54.00	9.750	11.050	-5.000	☐
15	54.00	9.750	11.050	-6.000	☐
16	54.00	9.750	11.050	-7.000	☐
17	19.50	9.750	11.050	-8.000	☐
18	19.50	9.750	11.050	-9.000	☐
19	19.50	9.750	11.050	-10.000	☐
20	65.50	9.450	11.250	-11.000	☐

Vordere Pfahlachse

Hintere Pfahlachse

Abbildung 55 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3a

Der Ansatz des charakteristischen Mantelreibungswiderstands ist konservativ, da dieser nicht vollständig aktiviert wird. In der Bemessungssituation BS 3c wird stattdessen die tatsächlich wirksame Mantelreibungsspannung angesetzt. Diese wird über das Verhältnis der charakteristischen Einwirkungen zur zum Mantelreibungswiderstand Mantelreibungsspannung ermittelt.

Ermittlung der wirksamen Mantelreibungsspannung

Charakteristische Einwirkungen			$E_k =$	883 kN
Charakteristischer Mantelreibungswiderstand			$R_k =$	1.704 kN
Abminderungsfaktor			$\psi =$	0,52 -

i	Boden	h	$Q_{SK,i}$	$Q_{SK,i}$	$q_{k,i}$	$q_{k,i}$
[-]		[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	Sand $q_c=4$, locker	4,4	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Sand $q_c=2$, sehr locker	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	Sand $q_c=8$ mitteldicht	2,5	239,9	95,9	22,0	23,8
4	Sand $q_c=12$ kiesig dicht	3,0	364,0	121,3	27,8	30,1
5	Geschiebelehm	3,0	131,8	43,9	10,1	10,9
6	Sand $q_c=18$ dicht	1,0	147,3	147,3	33,7	36,5
		$\Sigma =$	883			

Lasten (zweiseitig begrenzt) X

fertig vor zurück Abbruch sortieren

Steuerparameter 0.00 ?

Dreieckslast generieren
Im Grundriss begrenzte Lasten

20 Lasten (zweiseitig) ändern
☒ Verkehrslasten nicht umlagern

Nr	p(v) [kN/m ²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]	Verkehr
1	50.80	11.410	22.000	5.850	┐
2	0.00	50.000	51.000	0.000	┐
3	33.00	3.700	5.000	-3.000	┐
4	21.50	3.700	5.000	-4.000	┐
5	27.00	3.700	5.000	-5.000	┐
6	27.00	3.700	5.000	-6.000	┐
7	27.00	3.700	5.000	-7.000	┐
8	10.00	3.700	5.000	-8.000	┐
9	10.00	3.700	5.000	-9.000	┐
10	10.00	3.700	5.000	-10.000	┐
11	33.00	3.450	5.250	-11.000	┐
12	33.00	9.750	11.050	-3.000	┐
13	21.50	9.750	11.050	-4.000	┐
14	27.00	9.750	11.050	-5.000	┐
15	27.00	9.750	11.050	-6.000	┐
16	27.00	9.750	11.050	-7.000	┐
17	10.00	9.750	11.050	-8.000	┐
18	1.00	9.750	11.050	-9.000	┐
19	10.00	9.750	11.050	-10.000	┐
20	33.00	9.450	11.250	-11.000	┐

Vordere Pfahlachse

Hintere Pfahlachse

Abbildung 56 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3c

Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Mit 35 kN/m wurde nur ein geringer Krastrand angesetzt, am Bemessungsprofil BP III konnte -bei vergleichbarem Boden- ein größerer Krastrand nachgewiesen werden.

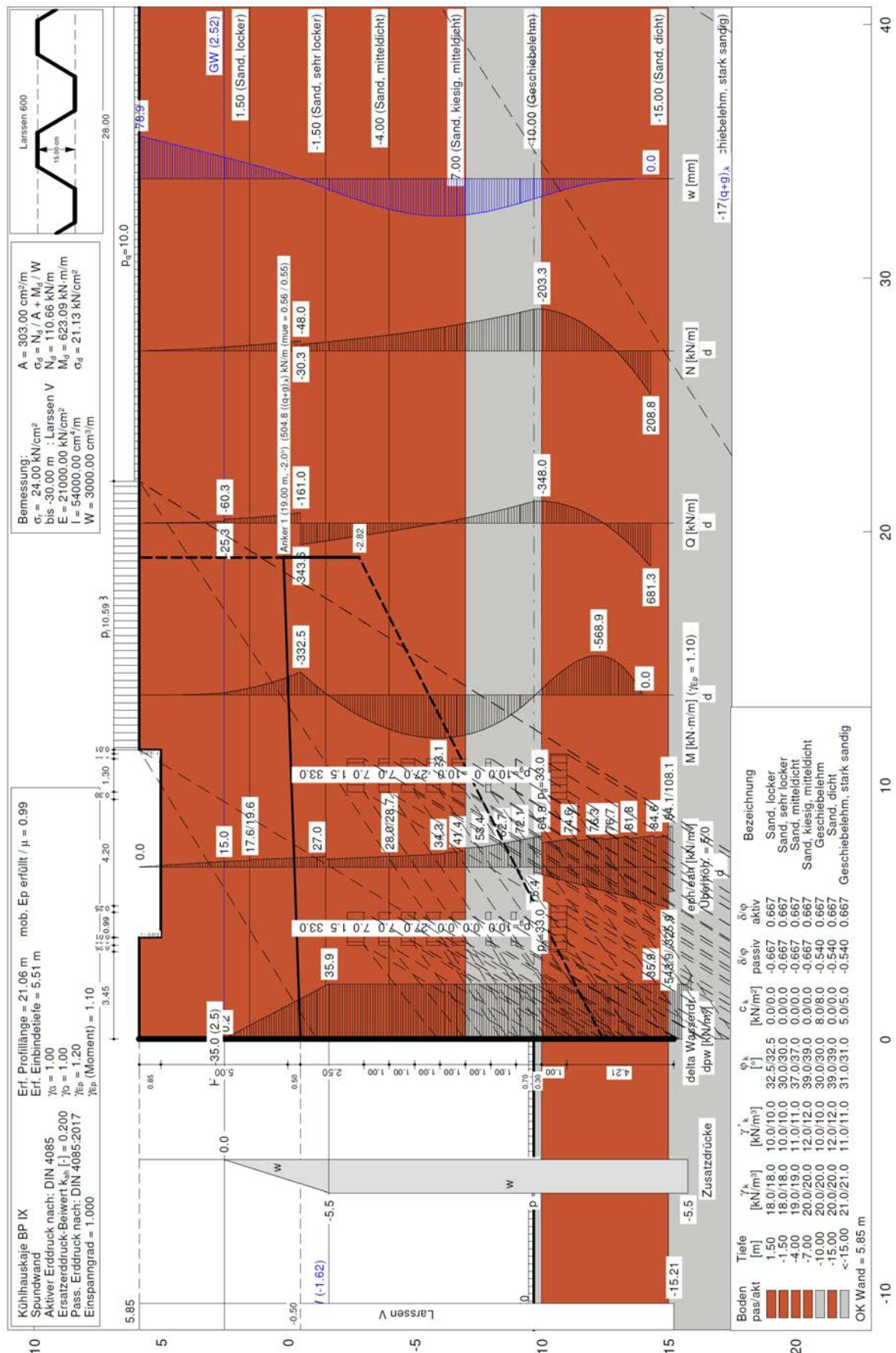
Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Querschnitts- und Stabilitätsnachweise

Das maximale Feldmoment beträgt $M_{Ed,BPIX} = 623 \text{ kNm/m}$ und liegt somit unter dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 625 \text{ kNm/m}$.

Keine erneute Nachweisführung erforderlich.

6.2.12.6 BS 3c - Abfließendes Hochwasser



Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Mit 30 kN/m wurde nur ein geringer Krastrand angesetzt, am Bemessungsprofil BP III konnte -bei vergleichbarem Boden- ein größerer Krastrand nachgewiesen werden.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis des hydraulisch stützenden Zusatzdruckes (vgl. A.3)

Äquipotentialnetz	$W_{k,\text{Äquipotential}} =$	$= 981 \text{ kN}$
	$E_{k,\text{Äquipotential}} = E_{ah} + W_k$	$= 1.460 \text{ kN}$
Konstanter Wasserstand mit Zusatzdruck	$W_{k,\text{hydrostatisch}} =$	$= 1.104 \text{ kN}$
	$E_{k,\text{Hydrostatisch}} = E_{ah} + W_k - \Delta W_k$	$= 1.675 \text{ kN}$

$$\Delta W_k = 71 \text{ kN/m} \ll W_{k,\text{hydrostatisch}} - W_{k,\text{Äquipotential}} = 1.104 - 981 = 152 \text{ kN} \checkmark$$
$$E_{k,\text{Äquipotential}} = 1.460 \text{ kN} < E_{k,\text{Hydrostatisch}} = 1.675 \text{ kN}$$

Der angesetzte, entlastende Zusatzdruck wurde durch die Berechnungen mittels Äquipotentiaillinien bestätigt und kann angesetzt werden.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Querschnitts- und Stabilitätsnachweise

Das maximale Feldmoment in der Bemessungssituation BS 3c beträgt $M_{Ed,BPIX} = 623 \text{ kNm/m}$ und entspricht annähernd dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 630 \text{ kNm/m}$.

Keine erneute Nachweisführung erforderlich.

6.2.12.7 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	I/L [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	I/L [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	202	51	7,97	0,33	530	114	20,27	0,84	386
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	304	52	11,90	0,50	598	125	22,85	0,95	451
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	333	49	13,01	0,54	623	111	23,74	0,99	505

Am Bemessungsprofil BPIX sind die rechnerischen Auslastung sowohl in der Einwirkungskombination BS 3a - Normalfall als auch in der Bemessungssituation BS 3b gering. In der Einwirkungskombination BS 3c liegt sie bei rund 100%. Es sind jedoch Reserven im Berechnungsansatz vorhanden, da auf den Ansatz eines Krafrandes sowie des entlastenden Zusatzdruckes verzichtet wurde.

6.2.13 Bemessungsprofil X

6.2.13.1 Übersicht

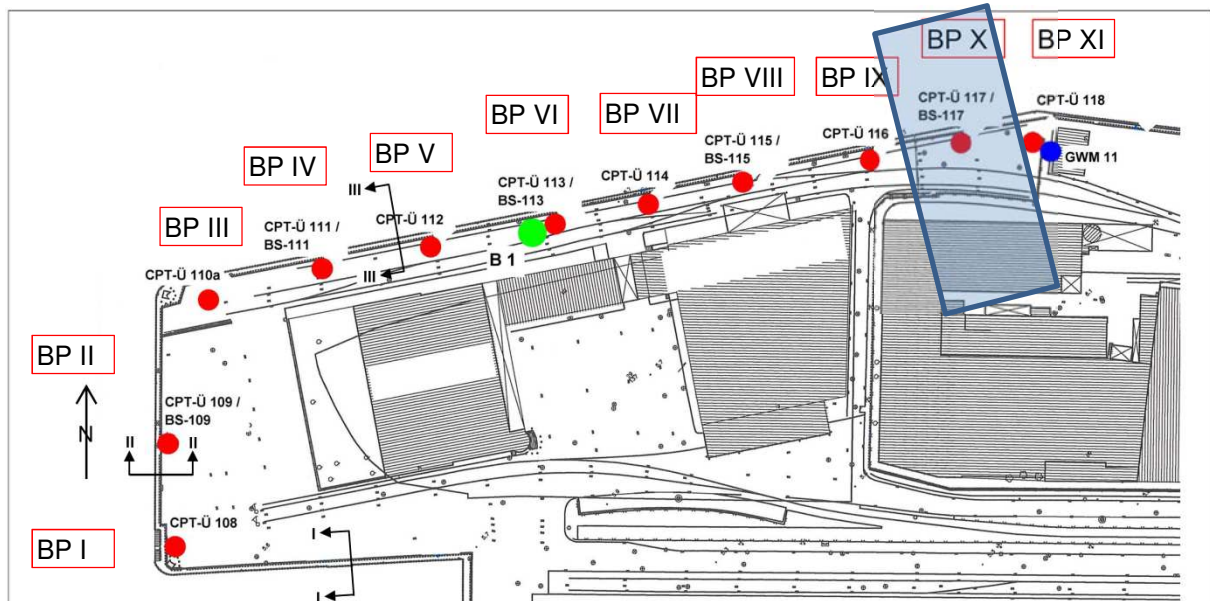


Abbildung 57 – Lage Bemessungsprofil X [U7]

Hochwasserschutz Kühlhauskaje Schnitt 4-4 Projekt-Km 1+070,63 M 1:200

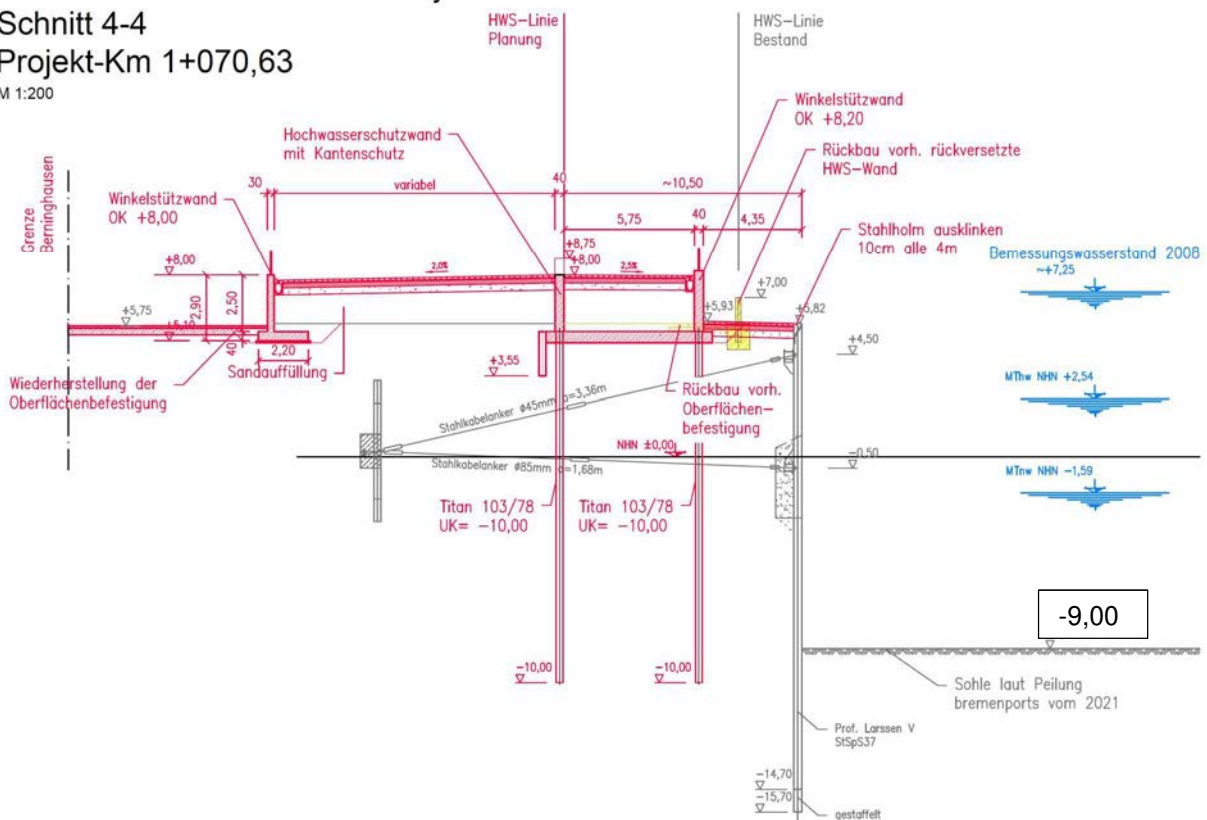


Abbildung 58 – Querschnitt Bemessungsprofil X

6.2.13.2 Ergänzende Berechnungsannahmen

Maßgebend für das Bemessungsprofil X ist die Station 5, diese liegt in der Nähe des Knickpunktes der Spundwand, wo sich über die Zeit -strömungsbedingt- ein Kolk gebildet. Peilpläne der letzten Monate zeigen, dass der Kolk stabil ist und nicht weiter zunimmt. Eine Verfüllung wird daher nicht eingeplant oder statisch berücksichtigt.

- Ehemalige Hafensohle = -9,70 mNN
- Aktuelle Hafensohle = -9,00 mNN
- Verlandung = 0,70 m; $\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$; $g_k = 0,70 \cdot 9 = 6,30 \text{ kN/m}^2$
 - o Berücksichtigung als vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite
 - o Keine Berücksichtigung als horizontaler Zusatzdruck (Erdruhedruck).

Im Geltungsbereich des BPX wird das Rampenbauwerk teilweise tiefgegründet. Die angesetzten Mantelreibungsspannungen ergeben sich wie folgt:

Boden	Tiefe [m]	q_c [MN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$q_{b,k02}$ [MN/m ²]	$q_{b,k03}$ [MN/m ²]	$q_{b,k10}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [MN/m ²]	Bezeichnung
	2.50	4.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0000	Sand,locker
	-1.50	2.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0000	Sand,sehr locker
	-7.50	11.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.2355	Sand,mitteldicht
	-8.50	0.0	80.0	0.000	0.000	0.000	0.0850	Geschiebelehm
	-12.00	11.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.2355	Sand,mitteldicht
	-14.00	12.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.2485	Sand,dicht
	-16.70	0.0	170.0	0.000	0.000	0.000	0.1250	Geschiebelehm,sandig
	<-16.70	0.0	110.0	0.000	0.000	0.000	0.1000	Geschiebelehm

OK Gelände = 5.70 m

Abbildung 59 – Mantelreibungsspannung am Bemessungsprofil BP X

6.2.13.3 Einwirkungen aus Rampenbauwerk

Umrechnen von Mantelreibungsspannungen in Streifenlasten						
<u>Geometrie</u>						
Durchmesser Pfahl			$D_{\text{pfahl}} =$	0,30 m		
Umfang Pfahl			$U_{\text{pfahl}} =$	0,94 m		
Pfahlraster			$a_{\text{Pfahl}} =$	3,36 m		
Abstand zur Spundwand			$a_{\text{SpW}} =$	4,35 m		
<u>Charakteristischer Mantelreibungswiderstand in den Schichten</u>						
i	Boden	OK	UK	$q_{s1,k}$	h	$Q_{SK,i}$
[-]		[mNN]	[mNN]	[MN/m ²]	[m]	[kN]
1	Sand qc=4, locker	5,85	2,50	0,0000	3,35	0,00
2	Sand qc=2, sehr locker	2,50	-1,50	0,0000	4,00	0,00
3	Sand qc=11 kiesig dicht	-1,50	-7,50	0,2355	6,00	1.331,72
4	Geschiebelehm	-7,50	-8,50	0,0850	1,00	80,11
5	Sand qc=11 mitteldicht	-8,50	-12,00	0,2355	3,50	776,84
					$\Sigma =$	2.188,67
<u>Umrechnen in Streifenlasten</u>						
Vertikaler Abstand der Streifenlasten			$z =$	1,00 m	1,50 m	
Vertikaler Lastausbreitungswinkel			$\alpha =$	30°	30°	
Breite der Streifenlast			$b =$	1,30 m	1,80 m	
Lasteinleitungsfläche Mantelreibung			$A =$	4,37 m ²	6,05 m ²	
i	Boden	h	$Q_{SK,i}$	$Q_{SK,i}$	$q_{k,i}$	$q_{k,i}$
[-]		[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	Sand qc=4, locker	3,4	0	0,0	0,0	0,0
2	Sand qc=2, sehr locker	4,0	0	0,0	0,0	0,0
3	Sand qc=11 kiesig dicht	6,0	1.332	222,0	50,8	55,0
4	Geschiebelehm	1,0	80	80,1	18,3	19,9
5	Sand qc=11 mitteldicht	3,5	777	222,0	50,8	55,0
		$\Sigma =$	2.189			

fertig

vor

zurück

Abbruch

sortieren

Dreieckslast generieren

Im Grundriss begrenzte Lasten

Steuerparameter

0.00 ?

20 Lasten (zweiseitig) ändern

☒ Verkehrslasten nicht umlagern

Nr	p(v) [kN/m²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]	Verkehr
1	50.80	11.410	22.000	5.850	☐
2	0.00	50.000	51.000	0.000	☐
3	51.00	3.700	5.000	-3.500	☐
4	51.00	3.700	5.000	-4.500	☐
5	51.00	3.700	5.000	-5.500	☐
6	51.00	3.700	5.000	-6.500	☐
7	51.00	3.700	5.000	-7.500	☐
8	18.50	3.700	5.000	-8.500	☐
9	51.00	3.700	5.000	-9.500	☐
10	51.00	3.700	5.000	-10.500	☐
11	55.00	3.450	5.250	-12.000	☐
12	51.00	9.750	11.050	-3.500	☐
13	51.00	9.750	11.050	-4.500	☐
14	51.00	9.750	11.050	-5.500	☐
15	51.00	9.750	11.050	-6.500	☐
16	51.00	9.750	11.050	-7.500	☐
17	18.50	9.750	11.050	-8.500	☐
18	51.00	9.750	11.050	-9.500	☐
19	51.00	9.750	11.050	-10.500	☐
20	55.00	9.450	11.250	-12.000	☐

Vordere Pfahlachse

Hintere Pfahlachse

Abbildung 60 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3a

Der Ansatz des charakteristischen Mantelreibungswiderstands ist konservativ, da dieser nicht vollständig aktiviert wird. In der Bemessungssituation BS 3c wird stattdessen die tatsächlich wirksame Mantelreibungsspannung angesetzt. Diese wird über das Verhältnis der charakteristischen Einwirkungen zur zum Mantelreibungswiderstand Mantelreibungsspannung ermittelt.

Ermittlung der wirksamen Mantelreibungsspannung						
Charakteristische Einwirkungen				$E_k =$	1.036	kN
Charakteristischer Mantelreibungswiderstand				$R_k =$	2.189	kN
Abminderungsfaktor				$\psi =$	0,47	-
i	Boden	h	$Q_{SK,i}$	$Q_{SK,i}$	$q_{k,i}$	$q_{k,i}$
[-]		[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	Sand $q_c=4$, locker	3,4	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Sand $q_c=2$, sehr locker	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	Sand $q_c=11$ kiesig dicht	6,0	630,4	105,1	24,1	26,1
4	Geschiebelehm	1,0	37,9	37,9	8,7	9,4
5	Sand $q_c=11$ mitteldicht	3,5	367,7	105,1	24,1	26,1
		$\Sigma =$	1.036			

fertig

vor

zurück

Abbruch

sortieren

Steuerparameter

0.00

?

Dreieckslast generieren

Im Grundriss begrenzte Lasten

20 Lasten (zweiseitig) ändern

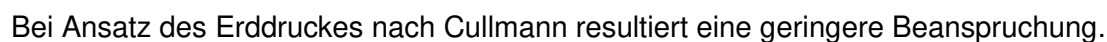
☒ Verkehrslasten nicht umlagern

Nr	p(v) [kN/m ²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]	Verkehr
1	50.80	11.410	22.000	5.850	┌
2	0.00	50.000	51.000	0.000	┌
3	24.50	3.700	5.000	-3.500	┌
4	24.50	3.700	5.000	-4.500	┌
5	24.50	3.700	5.000	-5.500	┌
6	24.50	3.700	5.000	-6.500	┌
7	24.50	3.700	5.000	-7.500	┌
8	9.00	3.700	5.000	-8.500	┌
9	24.50	3.700	5.000	-9.500	┌
10	24.50	3.700	5.000	-10.500	┌
11	26.50	3.450	5.250	-12.000	┌
12	24.50	9.750	11.050	-3.500	┌
13	24.50	9.750	11.050	-4.500	┌
14	24.50	9.750	11.050	-5.500	┌
15	24.50	9.750	11.050	-6.500	┌
16	24.50	9.750	11.050	-7.500	┌
17	9.00	9.750	11.050	-8.500	┌
18	24.50	9.750	11.050	-9.500	┌
19	24.50	9.750	11.050	-10.500	┌
20	26.50	9.450	11.250	-12.000	┌

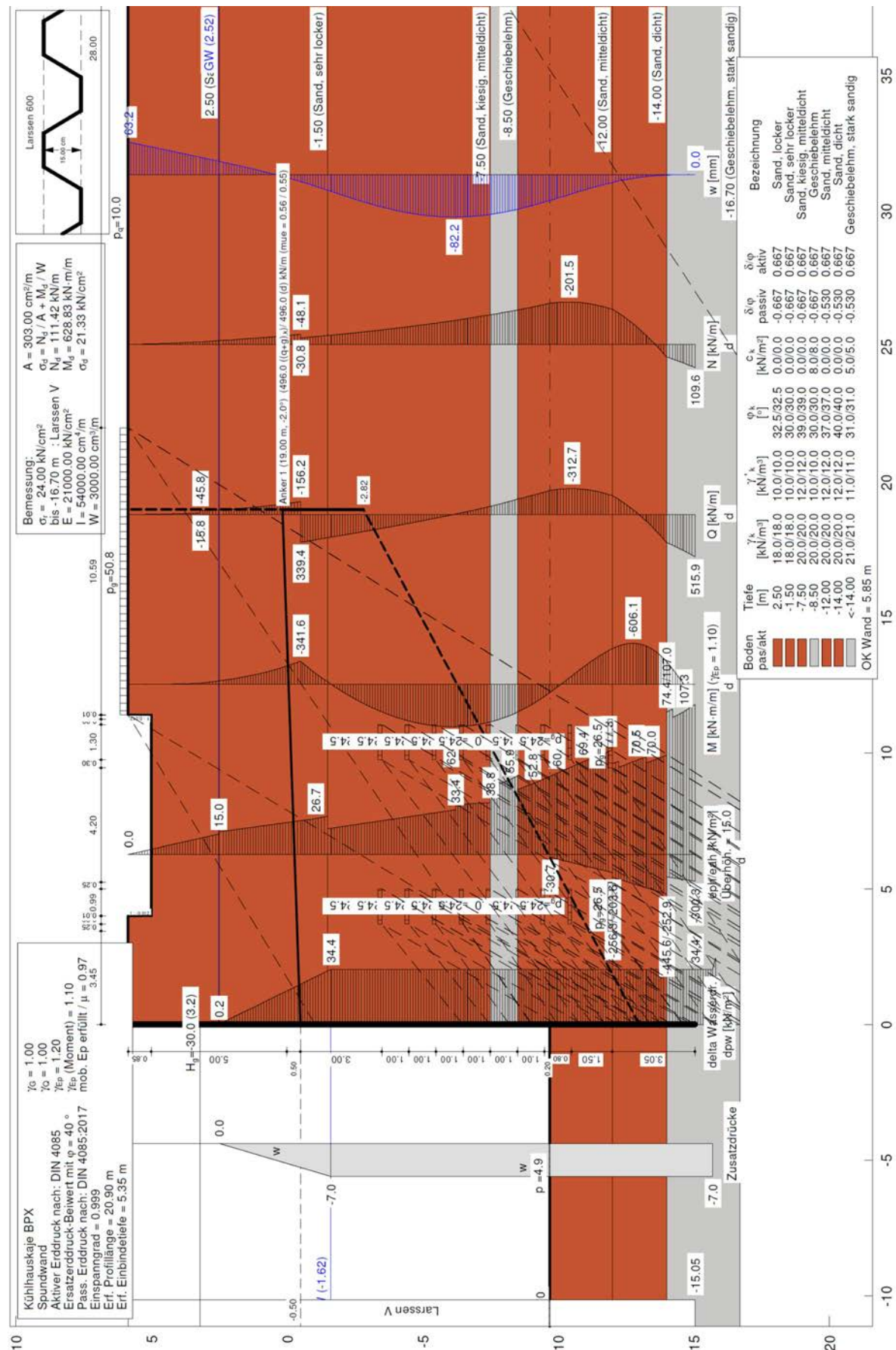
Vordere Pfahlachse

Hintere Pfahlachse

Abbildung 61 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3c



6.2.13.6 BS 3c - Abfließendes Hochwasser



Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Mit 30 kN/m wurde nur ein geringer Krastrand angesetzt, am Bemessungsprofil BP III konnte -bei vergleichbarem Boden- ein größerer Krastrand nachgewiesen werden.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis des hydraulisch stützenden Zusatzdruckes (vgl. 0)

Äquipotentialnetz	$W_{k,\text{Äquipotential}} =$	=1.050 kN
	$E_{k,\text{Äquipotential}} = E_{ah} + W_k$	=1.560 kN
Konstanter Wasserstand mit Zusatzdruck	$W_{k,\text{hydrostatisch}} =$	=1.202 kN
	$E_{k,\text{Hydrostatisch}} = E_{ah} + W_k - \Delta W_k$	=1.740 kN

$$\Delta W_k = 94 \text{ kN/m} \ll W_{k,\text{hydrostatisch}} - W_{k,\text{Äquipotential}} = 1.202 - 1.050 = 152 \text{ kN} \checkmark$$

$$E_{k,\text{Äquipotential}} = 1.540 \text{ kN} < E_{k,\text{Hydrostatisch}} = 1.740 \text{ kN}$$

Der angesetzte, entlastende Zusatzdruck wurde durch die Berechnungen mittels Äquipotentiaillinien bestätigt und kann angesetzt werden.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

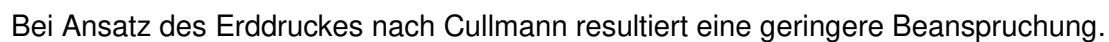
Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Querschnitts- und Stabilitätsnachweise

Das maximale Feldmoment in der Bemessungssituation BS 3c beträgt $M_{Ed,BPXI} = 629 \text{ kNm/m}$ und entspricht annähernd dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed,BPIII} = 627 \text{ kNm/m}$.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.



6.2.13.7 Zusammenfassung

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	μ [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	297	51	11,63	0,48	585	121	22,35	0,93	454
BS 3a – Normalfall - Cullmann	294	50	11,51	0,48	628	126	23,98	1,00	439
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	315	52	12,33	0,51	623	125	23,79	0,99	451
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand - Cullmann	312	51	12,21	0,51	590	121	22,54	0,94	438
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	342	49	13,36	0,56	629	112	23,97	1,00	496
BS 3c – Abfließendes Hochwasser - Cullmann	339	48	13,24	0,55	595	105	22,67	0,94	483

Am Bemessungsprofil BPX beträgt die rechnerische Auslastung bei allen Einwirkungskombinationen rund 100%. Geringe Reserven sind noch im Ansatz der des stützenden Zusatzdruckes, des hydrostatischen Zusatzdruckes sowie des Erddruckansatzes enthalten.

6.2.14 Bemessungsprofil XI

6.2.14.1 Übersicht

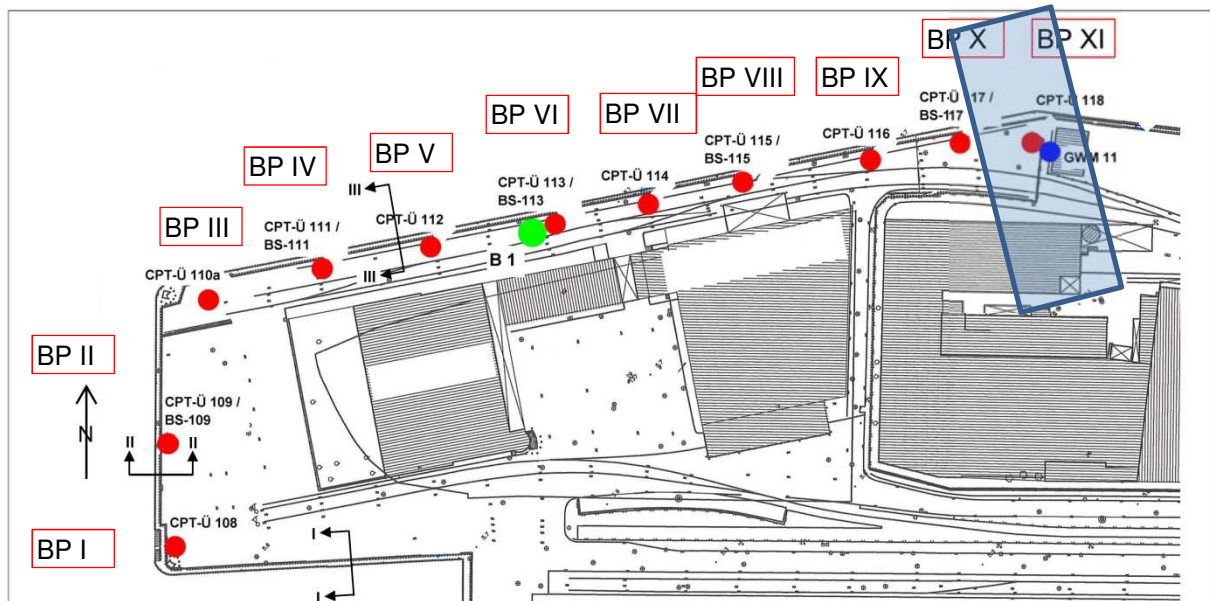


Abbildung 62 – Lage Bemessungsprofil XI [U7]

Hochwasserschutz Kühlhauskaje Schnitt 4-4 Projekt-Km 1+070,63 M 1:200

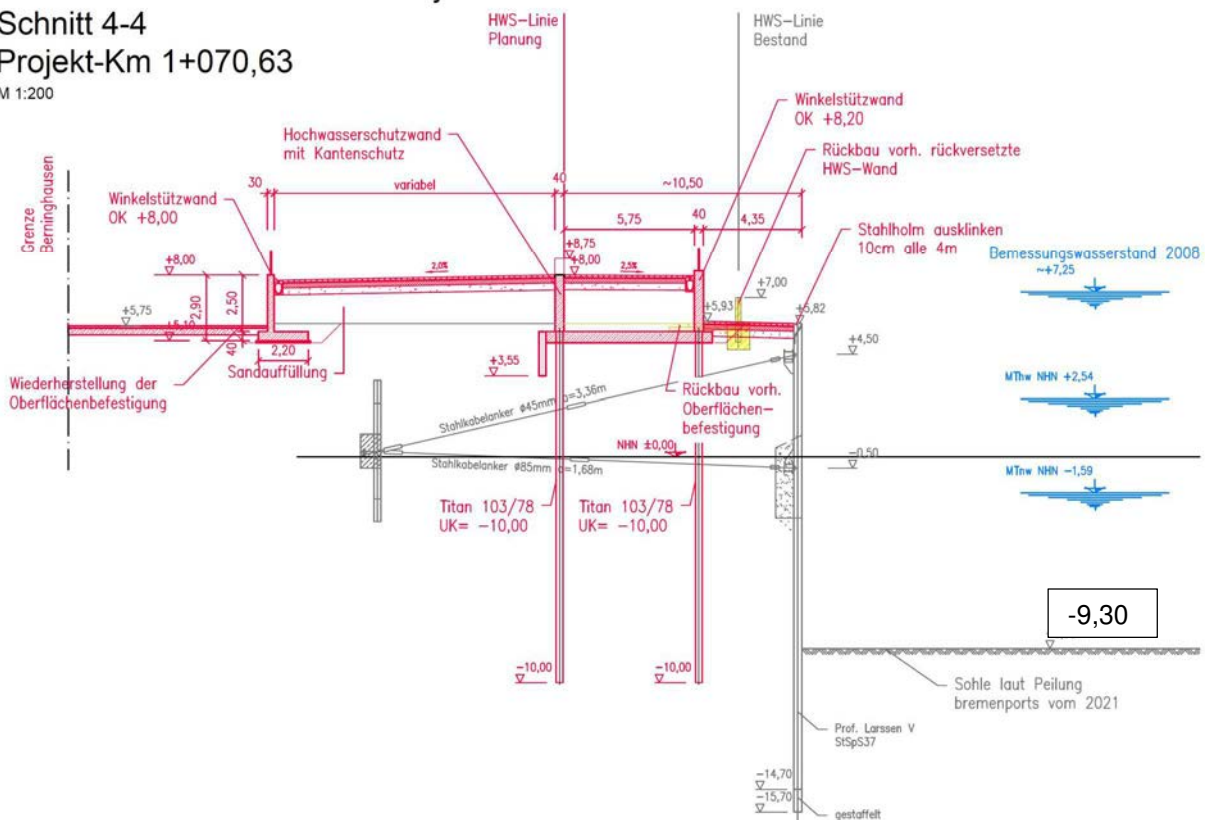


Abbildung 63 – Querschnitt Bemessungsprofil XI

6.2.14.2 Ergänzende Berechnungsannahmen

Das Bemessungsprofil XI liegt im Bereich des Knickpunktes der Spundwand. In diesem Bereich hat sich über die Zeit -strömungsbedingt- ein Kolk gebildet. Peilpläne der letzten Monate zeigen, dass der Kolk stabil ist und nicht weiter zunimmt. Eine Verfüllung wird daher nicht eingeplant oder statisch berücksichtigt.

- Ehemalige Hafensohle = -9,70 mNN
- Aktuelle Hafensohle = -9,30 mNN
- Verlandung = 0,40 m; $\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$; $g_k = 0,40 \cdot 9 = 3,60 \text{ kN/m}^2$
 - o Berücksichtigung als vertikale Flächenlast auf Erdwiderstandsseite
 - o Keine Berücksichtigung als horizontaler Zusatzdruck (Erdruchedruck).

Im Geltungsbereich des BPXI wird das Rampenbauwerk teilweise tiefgegründet. Die angesetzten Mantelreibungsspannungen ergeben sich wie folgt:

Boden	Tiefe [m]	q_c [MN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$q_{b,k02}$ [MN/m ²]	$q_{b,k03}$ [MN/m ²]	$q_{b,k10}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [MN/m ²]	Bezeichnung
	-0.50	2.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0000	Sand, sehr locker
	-2.50	4.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0000	Sand, locker
	-5.00	8.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.1965	Sand, mitteldicht
	-8.00	14.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.2745	Sand, kiesig, dicht
	-12.00	0.0	100.0	0.000	0.000	0.000	0.0950	Geschiebelehm
	-15.00	0.0	160.0	0.000	0.000	0.000	0.1225	Geschiebelehm, sandig
	-17.00	28.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.3350	Sand, sehr dicht
	<-17.00	0.0	110.0	0.000	0.000	0.000	0.1000	Geschiebelehm

OK Gelände = 5.70 m

Abbildung 64 – Mantelreibungsspannung am Bemessungsprofil BP XI

6.2.14.3 Einwirkungen aus Rampenbauwerk

Eingabe von Pfahlmantelreibung als Streifenlast						
<u>Geometrie</u>						
Durchmesser Pfahl			$D_{\text{pfahl}} =$	0,30 m		
Umfang Pfahl			$U_{\text{pfahl}} =$	0,94 m		
Pfahlraster			$a_{\text{pfahl}} =$	3,36 m		
Abstand zur Spundwand			$a_{\text{SpW}} =$	4,35 m		
<u>Maximale, charakteristische Pfahlmantelreibung in den Schichten</u>						
i	Boden	OK	UK	$q_{s1,k}$	h	$Q_{SK,i}$
[-]		[mNN]	[mNN]	[MN/m ²]	[m]	[kN]
1	Sand $q_c=2$, sehr locker	5,85	-0,50	0,0000	6,35	0,00
2	Sand $q_c=4$, locker	-0,50	-2,50	0,0000	2,00	0,00
3	Sand $q_c=8$ mitteldicht	-2,50	-5,00	0,1965	2,50	462,99
4	Sand $q_c=14$, kiesig dicht	-5,00	-8,00	0,2745	3,00	776,13
5	Geschiebelehm	-8,00	-12,00	0,0950	4,00	358,14
6	Geschiebelehm stark sandig	-12,00	-15,00	0,1225	3,00	346,36
7	Sand $q_c=28$ sehr dicht	-15,00	-17,00	0,0000	2,00	0,00
8	Geschiebelehm	-17,00	-21,00	0,0000	4,00	0,00
9	Geschiebelehm (Sand,u')	-21,00	-25,00	0,0000	4,00	0,00
10	Sand $q_c=18$, dicht	-25,00	-30,00	0,0000	5,00	0,00
11		-30,00	-100,00	0,0000	70,00	0,00
					$\Sigma =$	1943,62
<u>Umrechnen in Streifenlasten</u>						
Vertikaler Abstand der Streifenlasten			$z =$	1,00 m	1,50 m	
Vertikaler Lastausbreitungswinkel			$\alpha =$	30°	30°	
Breite der Streifenlast			$b =$	1,30 m	1,80 m	
Lasteinleitungsgläche Pfahlmantelreibung			$A =$	4,37 m ²	6,05 m ²	
i	Boden	h	$Q_{SK,i}$	$Q_{SK,i}$	$q_{k,i}$	$q_{k,i}$
[-]		[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	Sand $q_c=2$, sehr locker	6,4	0	0,0	0,0	0,0
2	Sand $q_c=4$, locker	2,0	0	0,0	0,0	0,0
3	Sand $q_c=8$ mitteldicht	2,5	463	185,2	42,4	45,9
4	Sand $q_c=14$, kiesig dicht	3,0	776	258,7	59,2	64,2
5	Geschiebelehm	4,0	358	89,5	20,5	22,2
6	Geschiebelehm stark sandig	3,0	346	115,5	26,4	28,6
7	Sand $q_c=28$ sehr dicht	2,0	0	0,0	0,0	0,0
8	Geschiebelehm	4,0	0	0,0	0,0	0,0
9	Geschiebelehm (Sand,u')	4,0	0	0,0	0,0	0,0
10	Sand $q_c=18$, dicht	5,0	0	0,0	0,0	0,0
11						
		$\Sigma =$	1.944			

Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend, wird für die Bemessungssituation BS 3a die volle, charakteristische Pfahlmantelreibung als Einwirkung angesetzt.

fertig

vor

zurück

Abbruch

sortieren

Dreieckslast generieren

Im Grundriss begrenzte Lasten

25 Lasten (zweiseitig) ändern

☒ Verkehrslasten nicht umlagern

Steuerparameter

0.00 ?

Nr	p(v) [kN/m²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]	Verkehr
1	50.80	11.410	22.000	5.850	☐
2	46.00	3.450	5.250	-4.000	☐
3	42.50	3.700	5.000	-5.000	☐
4	59.50	3.700	5.000	-6.000	☐
5	59.50	3.700	5.000	-7.000	☐
6	59.50	3.700	5.000	-8.000	☐
7	20.50	3.700	5.000	-9.000	☐
8	20.50	3.700	5.000	-10.000	☐
9	20.50	3.700	5.000	-11.000	☐
10	20.50	3.700	5.000	-12.000	☐
11	26.50	3.700	5.000	-13.000	☐
12	26.50	3.700	5.000	-14.000	☐
13	26.50	3.700	5.000	-15.000	☐
14	46.00	9.450	11.250	-4.000	☐
15	42.50	9.750	11.050	-5.000	☐
16	59.50	9.750	11.050	-6.000	☐
17	59.50	9.750	11.050	-7.000	☐
18	59.50	9.750	11.050	-8.000	☐
19	20.50	9.750	11.050	-9.000	☐
20	20.50	9.750	11.050	-10.000	☐
21	20.50	9.750	11.050	-11.000	☐
22	20.50	9.750	11.050	-12.000	☐
23	26.50	9.750	11.050	-13.000	☐
24	26.50	9.750	11.050	-14.000	☐
25	26.50	9.750	11.050	-15.000	☐

Vordere Pfahlachse

Hintere Pfahlachse

Abbildung 65 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3a

Der Ansatz des charakteristischen Mantelreibungswiderstands ist konservativ, da dieser nicht vollständig aktiviert wird. In den Bemessungssituation BS-A wird stattdessen die tatsächlich wirksame Mantelreibungsspannung angesetzt. Diese wird über das Verhältnis der charakteristischen Einwirkungen zum Mantelreibungswiderstand ermittelt.

Ermittlung der wirksamen Mantelreibungsspannung						
Charakteristische Einwirkungen			$E_k =$		1.036 kN	
Charakteristischer Mantelreibungswiderstand			$R_k =$		1.944 kN	
Abminderungsfaktor			$\psi =$		0,53 -	
i	Boden	h	$Q_{sk,i}$	$Q_{sk,i}$	$q_{k,i}$	$q_{k,i}$
[-]		[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	Sand $q_c=2$, sehr locker	6,4	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Sand $q_c=4$, locker	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	Sand $q_c=8$ mitteldicht	2,5	246,8	98,7	22,6	24,5
4	Sand $q_c=14$, kiesig dicht	3,0	413,7	137,9	31,6	34,2
5	Geschiebelehm	4,0	190,9	47,7	10,9	11,8
6	Geschiebelehm stark sandig	3,0	184,6	61,5	14,1	15,3
7	Sand $q_c=28$ sehr dicht	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	Geschiebelehm	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	Geschiebelehm (Sand, u')	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	Sand $q_c=18$, dicht	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11						
		$\Sigma =$	1.036			

Lasten (zweiseitig begrenzt) X

☒ Verkehrslasten nicht umlagern

Steuerparameter

Nr	p(v) [kN/m²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]	Verkehr
1	50.80	11.410	22.000	5.850	┌
2	25.00	3.450	5.250	-4.000	┌
3	23.00	3.700	5.000	-5.000	┌
4	32.00	3.700	5.000	-6.000	┌
5	32.00	3.700	5.000	-7.000	┌
6	32.00	3.700	5.000	-8.000	┌
7	11.00	3.700	5.000	-9.000	┌
8	11.00	3.700	5.000	-10.000	┌
9	11.00	3.700	5.000	-11.000	┌
10	11.00	3.700	5.000	-12.000	┌
11	25.00	3.700	5.000	-13.000	┌
12	15.00	3.700	5.000	-14.000	┌
13	15.00	3.700	5.000	-15.000	┌
14	25.00	9.450	11.250	-4.000	┌
15	23.00	9.750	11.050	-5.000	┌
16	32.00	9.750	11.050	-6.000	┌
17	32.00	9.750	11.050	-7.000	┌
18	32.00	9.750	11.050	-8.000	┌
19	11.00	9.750	11.050	-9.000	┌
20	11.00	9.750	11.050	-10.000	┌
21	11.00	9.750	11.050	-11.000	┌
22	11.00	9.750	11.050	-12.000	┌
23	15.00	9.750	11.050	-13.000	┌
24	15.00	9.750	11.050	-14.000	┌
25	15.00	9.750	11.050	-15.000	┌

Vordere Pfahlachse

Hintere Pfahlachse

Abbildung 66 – Eingabe der Tiefgründung als Streifenlast BS3c

Nachweis aktivierbarer Erdwiderstand im Kopfbereich

Mit 30 kN/m wurde nur ein geringer Krastrand angesetzt, am Bemessungsprofil BP III konnte -bei vergleichbarem Boden- ein größerer Krastrand nachgewiesen werden.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis des hydraulisch stützenden Zusatzdruckes

Äquipotentialnetz $E_{k,\text{Äquipotential}} = E_{ah} + W_k = 1.620 \text{ kN (vgl. A.5)}$

Konstantem Wasserstand mit Zusatzdruck $E_{k,\text{Hydrostatisch}} = E_{ah} + W_k - \Delta W_k = 1.628 \text{ kN (vgl. A.5)}$

$E_{k,\text{Äquipotential}} = 1.620 \text{ kN} < E_{k,\text{Hydrostatisch}} = 1.628 \text{ kN (vgl. A.5)}$

Der angesetzte, entlastende Zusatzdruck wurde durch die Berechnungen mittels Äquipotentiaallinien bestätigt und kann angesetzt werden.

Stabilitätsnachweise:

Die Normalkraft ist gering. Kein weiteren Nachweise erforderlich.

Nachweis Normalkraft-Interaktion:

Die Normalkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-N-Interaktion erforderlich.

Nachweis Querkraft-Interaktion:

Die Querkraft ist gering, keine Berücksichtigung der M-V-Interaktion erforderlich.

Querschnitts- und Stabilitätsnachweise

Das maximale Feldmoment in der Bemessungssituation BS 3c beträgt $M_{Ed, BPXI} = 598 \text{ kNm/m}$ und liegt unter dem vom Bemessungsprofil BP III $M_{Ed, BPIII} = 627 \text{ kNm/m}$.

Keine weiteren Nachweise erforderlich.

Eine Zusammenfassung über die nachgewiesenen Einwirkungskombinationen und deren Ausnutzung ist im Abschnitt 6.2.14.7 enthalten.

6.2.14.7 Zusammenfassung

Am Bemessungsprofil XI wurden die unten aufgeführten Einwirkungskombinationen nachgewiesen.

Einwirkungskombination	Min. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	jL [-]	Max. M_{Ed} [kNm/m]	zug. N_{Ed} [kN/m]	σ_{Ed} [kN/cm ²]	jL [-]	Ankerkraft [kN/m]
BS 3a – Normalfall	314	52	12,29	0,51	628	126	23,98	1,00	457
BS 3b – Extrem niedriger Wasserstand	311	52	12,17	0,51	581	124	22,21	0,93	455
BS 3c – Abfließendes Hochwasser	341	49	13,32	0,55	598	111	22,80	0,95	507

Am Bemessungsprofil BPXI maßgebend ist Einwirkungskombinationen BS 3a - Normalfall mit einer Ausnutzung von rund 100%. Die Einwirkungskombinationen BS 3b und BS 3c weisen eine Ausnutzung von rund 95% auf.

Am Bemessungsprofil X konnte außerdem gezeigt werden, dass weitere geringe Reserven im gewählten Berechnungsansatz des aktiven Erddrucks enthalten sind.

Einwirkungskombinationen unter Ansatz von Pollerzug werden -ungeachtet der Größe und Höhenlage- nicht maßgebend. Der Pollerzug bewirkt eine Vergrößerung des Stützmomentes und damit eine Reduktion des Feldmomentes.

6.3 Vergleichsrechnungen nach EAU 1990

6.3.1 Vorbemerkung

In der Ausführungsstatik wurden der Kajenabschnitt 536 der Kühlhauskaje als einfach verankerte Spundwand ($l=21,55$ m) mit kurzer Ankerwand ($l=6,0$ m) und einer tiefliegenden Spundwandentwässerung nachgewiesen. Die Bemessungssohle liegt auf rd. $-9,72$ mNN.

In der Ausführungsstatik gab es außerdem Vergleichsrechnungen mit einer zusätzlich Sohlvertiefung auf $-10,72$ mNN. Die zugehörigen Nachweise konnten aber nur unter Annahme einer einwandfreien Funktion der Spundwandentwässerung erbracht werden. Im Hinblick auf die Bestandsunterlagen kann davon ausgegangen werden, dass eine entsprechende Sohlvertiefung nicht hergestellt wurde.

Es wurden zwei Bemessungsprofile ausgewiesen, welche sich hauptsächlich im Boden unterhalb der Baggersohle unterscheiden (Ton bzw. Sand) .

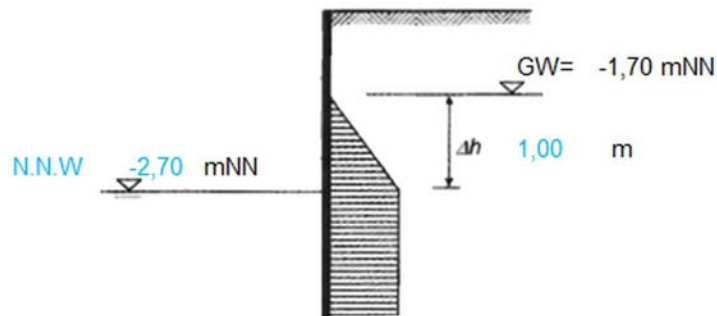
Der Kajenabschnitt 535 wurde als Verlängerung des Kajenabschnittes 536 konzipiert und mit dem gleichem statischem System nachgewiesen. Abweichen gibt es lediglich in der Profillänge von $20,80$ m statt $21,55$ m.

Entsprechend dem Bremer Leitfaden erfolgen Vergleichsrechnungen mit den neuen Bemessungsprofilen (Abschnitt 3.1) nach EAU 1990. Anschließend werden die Ergebnisse vergleichend gegenüber gestellt.

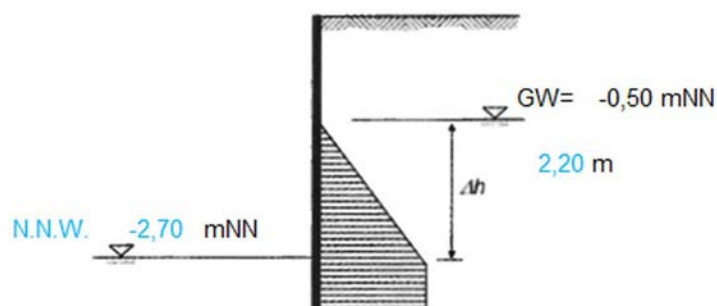
6.3.2 Einwirkung

Die Kaje wurde für eine flächige Nutzlast von 20kN/m^2 mit einem Außenwasserstand von $-2,70$ mNN und einer einschränkt wirksamen Spundwandentwässerung mit einem innenliegenden GW von $-0,50$ mNN nachgewiesen. Katastrophenlastfälle oder Hochwasserereignisse wurden nicht betrachtet.

Einwandfrei funktionierende Spundwandentwässerung



Bedingt wirksame Spundwandentwässerung



6.3.3 Bodenkennwerte

Für den Nachweis nach EAU 1990 müssen die „neuen“ Bodenkennwerte (φ'_k / c'_k und $c_{u,k}$) auf die alte Norm (cal φ' / cal c' und cal c_u) umgerechnet werden. Die Umrechnung erfolgt nach den folgenden Beziehungen:

$$c_{u,k} = 1,3 \times \text{cal } c_u$$

$$c'_k = 1,3 \times \text{cal } c'$$

$$\tan \varphi'_k = 1,1 \times \text{cal } \tan \varphi'$$

Für die maßgebenden Bemessungsprofile BP III ($\approx$ BP „Ton“) bzw. BP X ($\approx$ BP „Sand“) ergeben sich die anzusetzenden Bodenparameter somit wie folgt:

Bemessungsprofil Erdwiderstand / Erddruck

Schrittweite 0,5 m

BP III											BP III										
γ	γ'	$\Delta\gamma'$	γ'_{mod}	cal	φ'	cal	c'	cal	c_u	E_{sk}	γ	γ'	$\Delta\gamma'$	γ'_{mod}	cal	φ'	cal	c'	cal	c_u	E_{sk}
[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]
6.0	GOK										6.0	GOK									6.0
6.0	Sand, qc=3 locker										6.0	Sand, qc=3 locker									5.0
																					4.0
																					3.0
2.5	Sand, qc=3 locker	18	10			10	27.7	0	0	20	2.5	Sand, qc=3 locker	18	10		10	27.7	0	0	20	2.0
2.5	Sand qc=4 locker	###	###	###	###	###	###	###	###	###	2.5	Sand qc=4 locker	###	###	###	###	###	###	###	###	2.0
																					1.0
																					0.0
																					-1.0
																					-2.0
-2.5	Sand qc=4 locker	18	10			10	30.1	0	0	25	-2.5	Sand qc=4 locker	18	10		10	30.1	0	0	25	-3.0
-2.5	Sand, qc=10 mitte	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-2.5	Sand, qc=10 mitte	###	###	###	###	###	###	###	###	-3.0
																					-4.0
																					-5.0
																					-6.0
-6.5	Sand, qc=10 mitte	19	11			11	33.4	0	0	50	-6.5	Sand, qc=10 mitte	19	11		11	33.4	0	0	50	-7.0
-6.5	Sand, qc=15 dicht	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-6.5	Sand, qc=15 dicht	###	###	###	###	###	###	###	###	-8.0
																					-9.0
																					-10.0
▽ -10.0 Sohle																					
-10.0	Sand, qc=15 dicht	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-10.0	Sand, qc=15 dicht	###	###	###	###	###	###	###	###	-11.0
-11.5	Sand, qc=15 dicht	20.0	12.0		12.0	35.4	0	0	80	15	-11.5	Sand, qc=15 dicht	20	12		12	35.4	0	0	80	-12.0
-11.5	Geschiebelehm	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-11.5	Geschiebelehm	###	###	###	###	###	###	###	###	-13.0
																					-14.0
																					-15.0
▽ -16.0 Geschiebelehm											▽ -16.0 Geschiebelehm										
-16.0		###	###	###	###	###	###	###	###	###	-16.0		###	###	###	###	###	###	###	###	-16.0

Bemessungsprofil Erdwiderstand / Erddruck

Schrittweite 0,5 m

BP X											BP X											
γ	γ'	$\Delta\gamma'$	γ'_{mod}	cal	φ'	cal	c'	cal	c_u	E_{sk}	γ	γ'	$\Delta\gamma'$	γ'_{mod}	cal	φ'	cal	c'	cal	c_u	E_{sk}	
[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	
6.0	GOK										6.0	GOK									6.0	
6.0	Sand qc=4 locker										6.0	Sand qc=4 locker									5.0	
																					4.0	
																					3.0	
2.5	Sand qc=4 locker	18	10			10	30.1	0	0	25	2.5	Sand qc=4 locker	18	10		10	30.1	0	0	25	2.0	
2.5	Sand qc=2 sehr lo	###	###	###	###	###	###	###	###	###	2.5	Sand qc=2 sehr lo	###	###	###	###	###	###	###	###	###	1.0
																					0.0	
																					-1.0	
-1.5	Sand qc=2 sehr lo	18	10			10	27.7	0	0	20	-1.5	Sand qc=2 sehr lo	18	10		10	27.7	0	0	20	-2.0	
-1.5	Sand qc=11 kiesig	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-1.5	Sand qc=11 kiesig	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-3.0
																					-4.0	
																					-5.0	
																					-6.0	
																					-7.0	
-7.5	Sand qc=11 kiesig	20	12			12	36.4	0	0	70	-7.5	Sand qc=11 kiesig	20	12		12	36.4	0	0	70	-8.0	
-7.5	Geschiebelehm	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-7.5	Geschiebelehm	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-9.0
-8.5	Geschiebelehm	20	10			10	27.7	6.15	61.5	15	-8.5	Geschiebelehm	20	10		10	27.7	6.15	61.5	15	-9.0	
-8.5	Sand qc=11 mittel	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-8.5	Sand qc=11 mittel	###	###	###	###	###	###	###	###	###	-10.0
																					-11.0	
																					-12.0	
																					-13.0	
																					-14.0	
																					-15.0	
																					-16.0	
																					-17.0	
																					-18.0	
																					-19.0	
																					-20.0	
																					-21.0	
																					-22.0	
																					-23.0	
																					-24.0	
																					-25.0	
																					-26.0	
																					-27.0	
																					-28.0	
																					-29.0	
																					-30.0	
																					-31.0	
																					-32.0	
																					-33.0	
																					-34.0	
																					-35.0	
																					-36.0	
																					-37.0	
																					-38.0	
																					-39.0	
																					-40.0	
																					-41.0	
																					-42.0	
																					-43.0	
																					-44.0	
																					-45.0	
																					-46.0	
																					-47.0	
																					-48.0	
																					-49.0	
																					-50.0	
																					-51.0	
																					-52.0	
																					-53.0	
																					-54.0	
																					-55.0	
																					-56.0	
																					-57.0	
																					-58.0	
																					-59.0	
																					-60.0	
																					-61.0	
																					-62.0	
																					-63.0	
																					-64.0	
																					-65.0	
																					-66.0	
																					-67.0	
																					-68.0	
																					-69.0	
																					-70.0	
																					-71.0	
																					-72.0	
																					-73.0	
																					-74.0	
																					-75.0	
																					-76.0	
																					-77.0	
																					-78.0	
																					-79.0	
																					-80.0	
																					-81.0	
																					-82.0	
																					-83.0	
																					-84.0	
																					-85.0	
																					-86.0	
																					-87.0	
																					-88.0	
																					-89.0	
																					-90.0	
																					-91.0	
																					-92.0	
																					-93.0	
																					-94.0	
																					-95.0	
																					-96.0	
																					-97.0	
																					-98.0	
																					-99.0	
																					-100.0	

6.3.4 Ergänzende Berechnungsannahmen

Längenzuschlag bei Einspannung



Ermittlung Längenzuschlag Δx bei
teilweiser oder voller Einspannung

Längenzuschlag mit %-Wert

$dt = \text{Längenzuschlag [\%]} \cdot (u + x)$

Längenzuschlag [%] i.a. 20 %

☐ Längenzuschlag Δx mit %-Wert verwenden

Längenzuschlag [%]:

Längenzuschlag mit Formel

$dt = Ch / eph(\phi, \Delta p)$

$\Delta p / \phi$ i.a. 0.333

☒ Längenzuschlag Δx mit Formel berechnen

$\Delta p / \phi$ [-]:

☒ Erddruckbeiwerte nach Streck

☒ ϕ auf Höhe theoretischen Fußpunkt ermitteln

☒ Mindestwert nach EAU 2012 8.2.9 verwenden

☒ Aktivbermen berücksichtigen

OK

Abbruch

Ergebnisvergleich GGU „BPIII“ vs Urstatik „BP Ton“

$$M_{\text{Feld,GGU}} = 599 \text{ kNm/m} > M_{\text{Feld,Urstatik}} = 411 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 599 / 411 = 1,46 \checkmark$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 200 \text{ kNm/m} > \sigma_{\text{Urstatik}} = 137 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 200 / 137 = 1,46 \checkmark$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 200 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF1}} = 160 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 200 / 160 = 1,25 \checkmark$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 200 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF2}} = 185 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 200 / 185 = 1,08 \checkmark$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 200 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{zul,LF3}} = 210 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 200 / 210 = 0,95 \checkmark$$

$$M_{\text{Stütz,GGU}} = 348 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{Feld,Urstatik}} = 336 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 348 / 336 = 1,04 \checkmark$$

$$a_{\text{H,GGU}} = 493 \text{ kN/m} \approx a_{\text{H,Urstatik}} = 462 \text{ kN/m} \Rightarrow \eta = 493 / 462 = 1,07 \checkmark$$

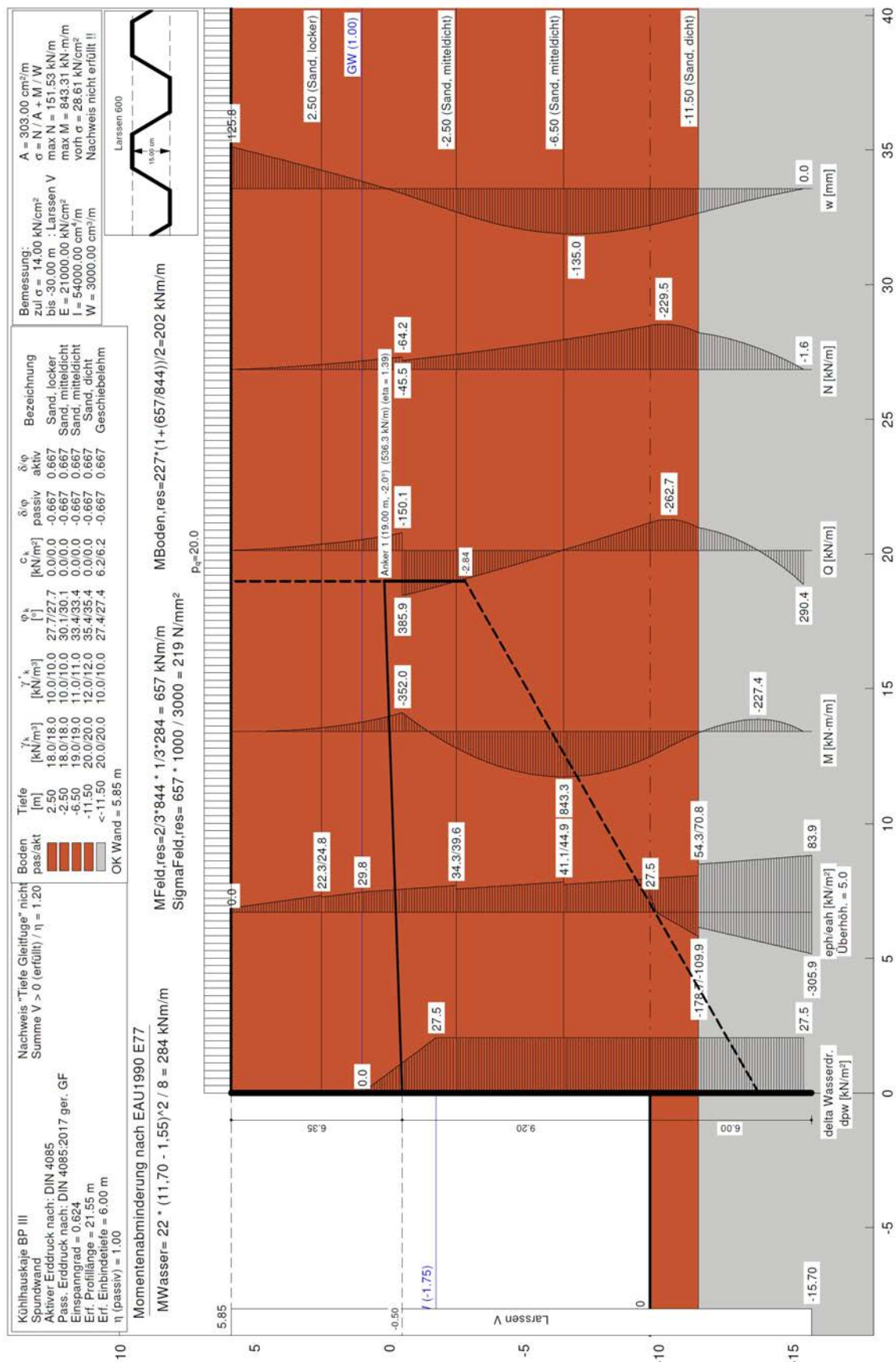
$$A_{\text{H,GGU}} = 829 \text{ kN} \approx A_{\text{H,Urstatik}} = 776 \text{ kN} \Rightarrow \eta = 829 / 776 = 1,07 \checkmark$$

Nachweis Tiefe Gleitfuge

$$ETA_{\text{GGU}} = 1,62 \approx ETA_{\text{Urstatik}} = 1,60 \checkmark$$

Es zeigt sich, dass das Feldmoment mit dem statischen System der Ausführungsstatik zu gering ermittelt wurde. Das Stützmoment und die Auflagerkraft stimmen hingegen gut mit der Vergleichsrechnung überein.

6.3.5.2 Wasserstand Baugrundgutachten BS 3a



Spannungsnachweise

$$M_{\text{Feld,GGU}} = 657 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 219 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF1}} = 160 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 219 / 160 = 1,37 \text{ ✗}$$

$$M_{\text{Stütz,GGU}} = 352 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{Feld,Urstatik}} = 336 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 352 / 336 = 1,05 \text{ ✓}$$

$$a_{\text{H,GGU}} = 536 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{H,GGU}} = 901 \text{ kN} > A_{\text{zul}} = 55,96 \cdot 16 = 896 \text{ kN} \Rightarrow \eta = 896 / 901 = 0,99 < 1,00 \text{ ✗}$$

Nachweis Tiefe Gleitfuge

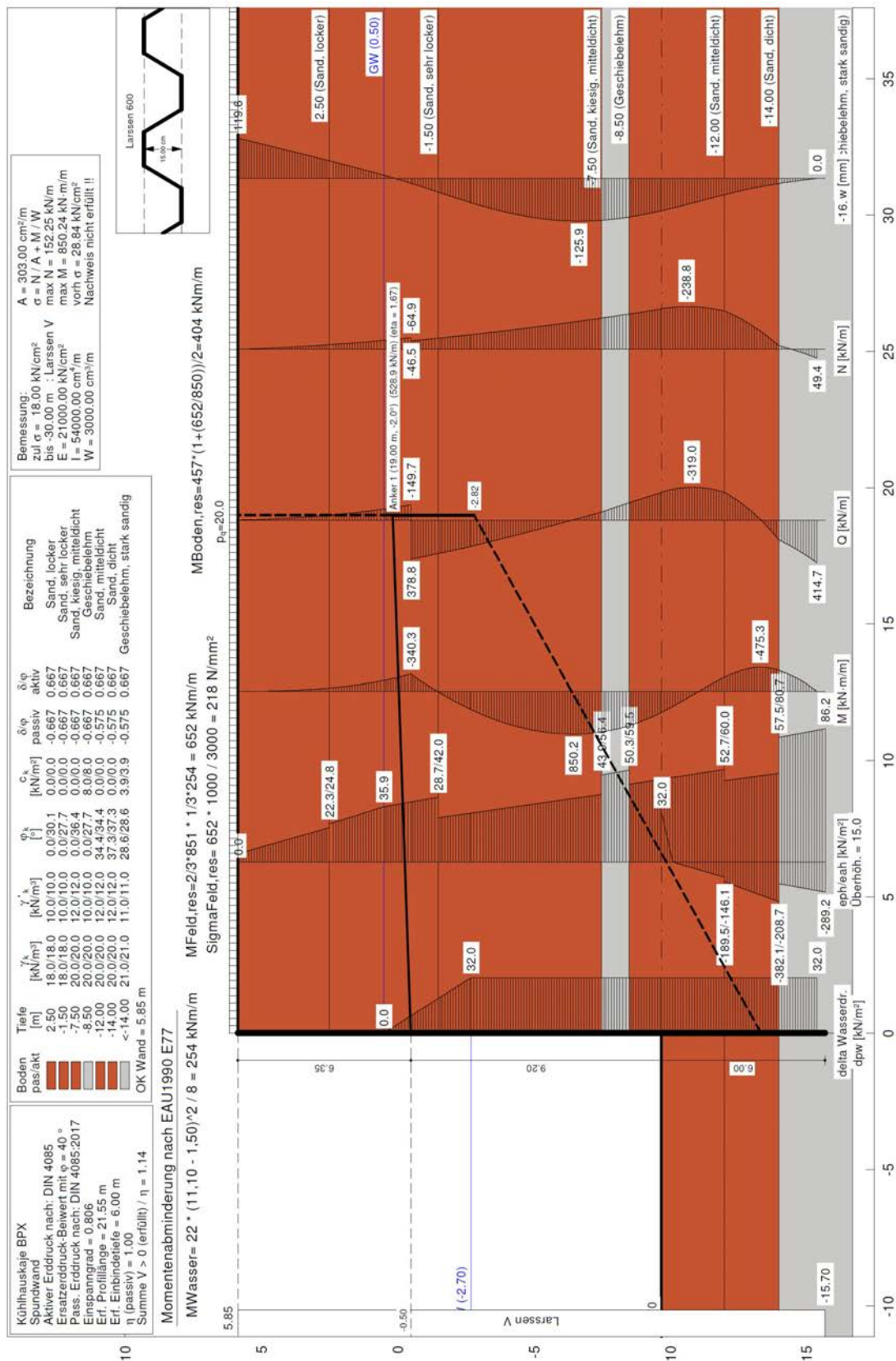
$$ETA_{\text{GGU}} = 1,39 < 1,50 \text{ kN ✗}$$

Bei einer Nachweisführung mit den Grundwasserständen gemäß Baugrundgutachten (hier BS3a) treten ebenfalls erhebliche Spannungsüberschreitungen im Bereich des Feldmomentes auf. Auch der Nachweis der tiefen Gleitfuge kann nicht geführt werden.

Es zeigen sich allerdings auch große, landwärts gerichtete Kopfverformungen (126 mm), die so nicht zu erwarten sind. Durch den Ansatz einer „Erddruckumlagerung“ analog Abschnitt 3.2 könnte man sich der Realität weiter annähern.

6.3.6 Bemessungsprofil BP X

6.3.6.1 Wasserstand Ausführungsstatik



Ergebnisvergleich

$$M_{\text{Feld,GGU}} = 652 \text{ kNm/m} > M_{\text{Feld,Urstatik}} = 453 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 652 / 453 = 1,44$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 218 \text{ kNm/m} > \sigma_{\text{Urstatik}} = 151 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 218 / 151 = 1,44$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 218 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF1}} = 160 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 218 / 160 = 1,36$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 218 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF2}} = 185 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 218 / 185 = 1,18$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 218 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF3}} = 210 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 218 / 210 = 1,04$$

$$M_{\text{Stütz,GGU}} = 341 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{Feld,Urstatik}} = 332 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 341 / 332 = 1,03$$

$$a_{\text{H,GGU}} = 529 \text{ kN/m} \approx a_{\text{H,Urstatik}} = 483 \text{ kN/m} \Rightarrow \eta = 529 / 483 = 1,10$$

$$A_{\text{H,GGU}} = 889 \text{ kN} > A_{\text{H,Urstatik}} = 811 \text{ kN} \Rightarrow \eta = 889 / 811 = 1,10$$

Nachweis Tiefe Gleitfuge

$$\text{ETA}_{\text{GGU}} = 1,67 > \text{ETA}_{\text{Urstatik}} = 1,52 \checkmark$$

Analog zum Bemessungsprofil BPIII zeigt sich, dass das Feldmoment mit dem statischen System der Ausführungsstatik zu gering ermittelt wurde. Das Stützmoment und die Auflagerkraft stimmen erneut gut mit der Vergleichsrechnung überein.

Spannungsnachweise

$$M_{\text{Feld,GGU}} = 565 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 189 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF1}} = 160 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 160 / 189 = 0,85 < 1 \text{ ✗}$$

$$M_{\text{Stütz,GGU}} = 343 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{Feld,Urstatik}} = 336 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 115 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{zul,LF1}} = 160 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 160 / 115 = 1,39 > 1 \text{ ✓}$$

$$a_{\text{H,GGU}} = 512 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{H,GGU}} = 860 \text{ kN} > A_{\text{zul}} = 55,96 \cdot 16 = 896 \text{ kN} \Rightarrow \eta = 896 / 861 = 1,04 > 1 \text{ ✓}$$

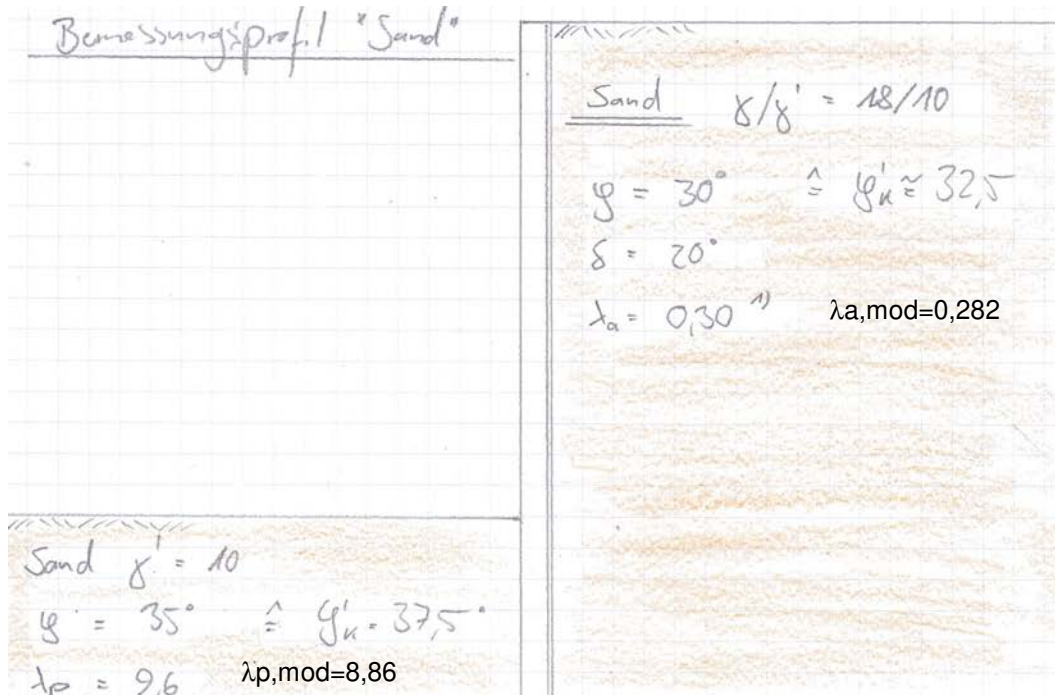
Nachweis Tiefe Gleitfuge

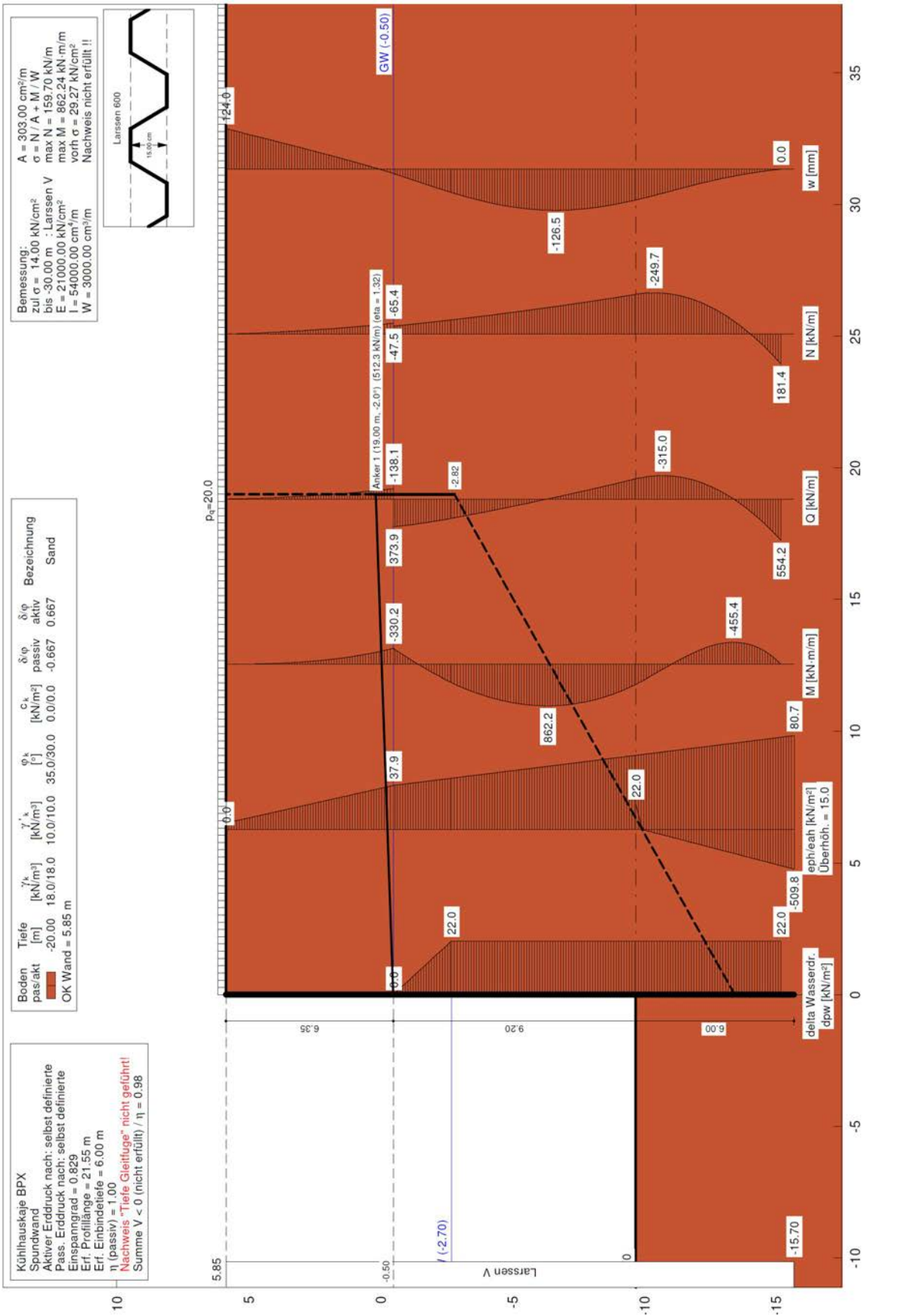
$$ETA_{\text{GGU}} = 1,70 > 1,50 \text{ kN ✓}$$

Bei einer Nachweisführung mit den Grundwasserständen gemäß Baugrundgutachten (hier BS3a) treten ebenfalls Spannungsüberschreitungen im Bereich des Feldmomentes auf. Abweichend zum BP III kann der Nachweis der tiefen Gleitfuge geführt werden.

Es zeigen sich auch wieder große, landwärts gerichtete Kopfverformungen, die so nicht zu erwarten sind.

6.3.7 Bemessungsprofil „Sand“ (Ausführungsstatik)





Ergebnisvergleich

$$M_{\text{Feld,GGU}} = 862 \text{ kNm/m} > M_{\text{Feld,Urstatik}} = 453 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 862 / 453 = 1,94$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 293 \text{ kNm/m} > \sigma_{\text{Urstatik}} = 151 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 293 / 151 = 1,94$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 293 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF1}} = 160 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 293 / 160 = 1,83$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 293 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF2}} = 185 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 293 / 185 = 1,58$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 293 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF3}} = 210 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 293 / 210 = 1,40$$

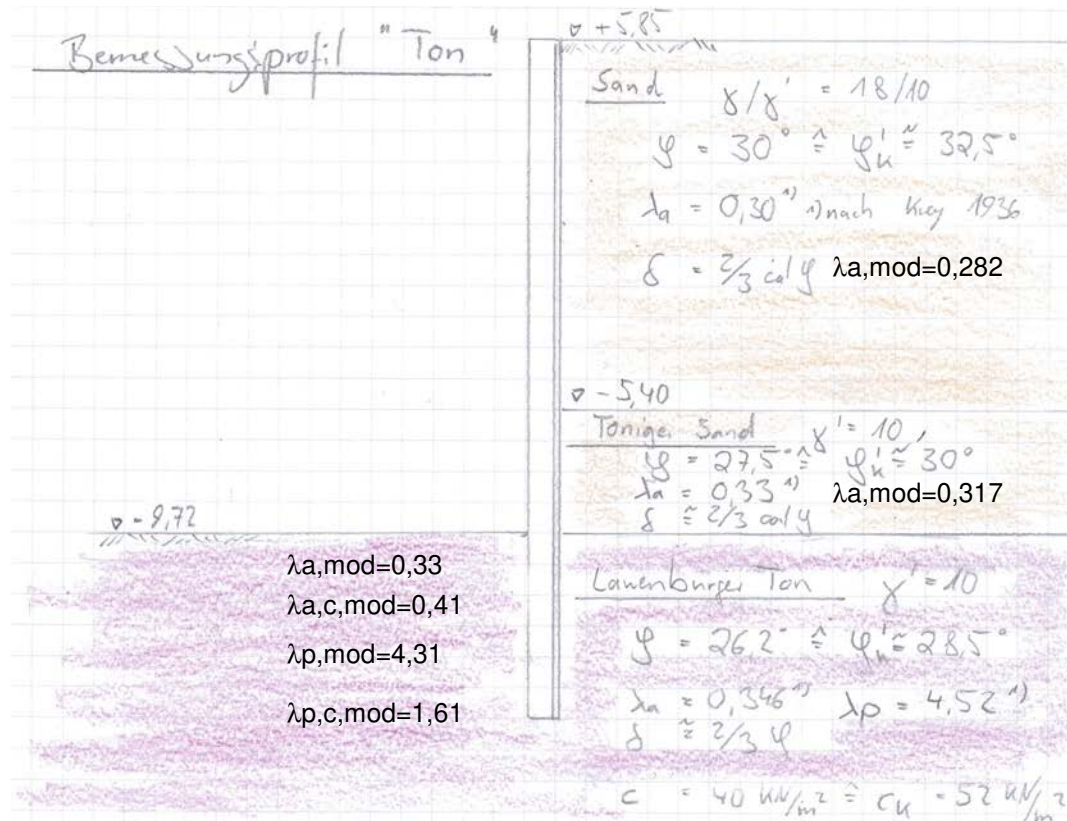
$$M_{\text{Stütz,GGU}} = 331 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{Feld,Urstatik}} = 332 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 331 / 332 = 1,00$$

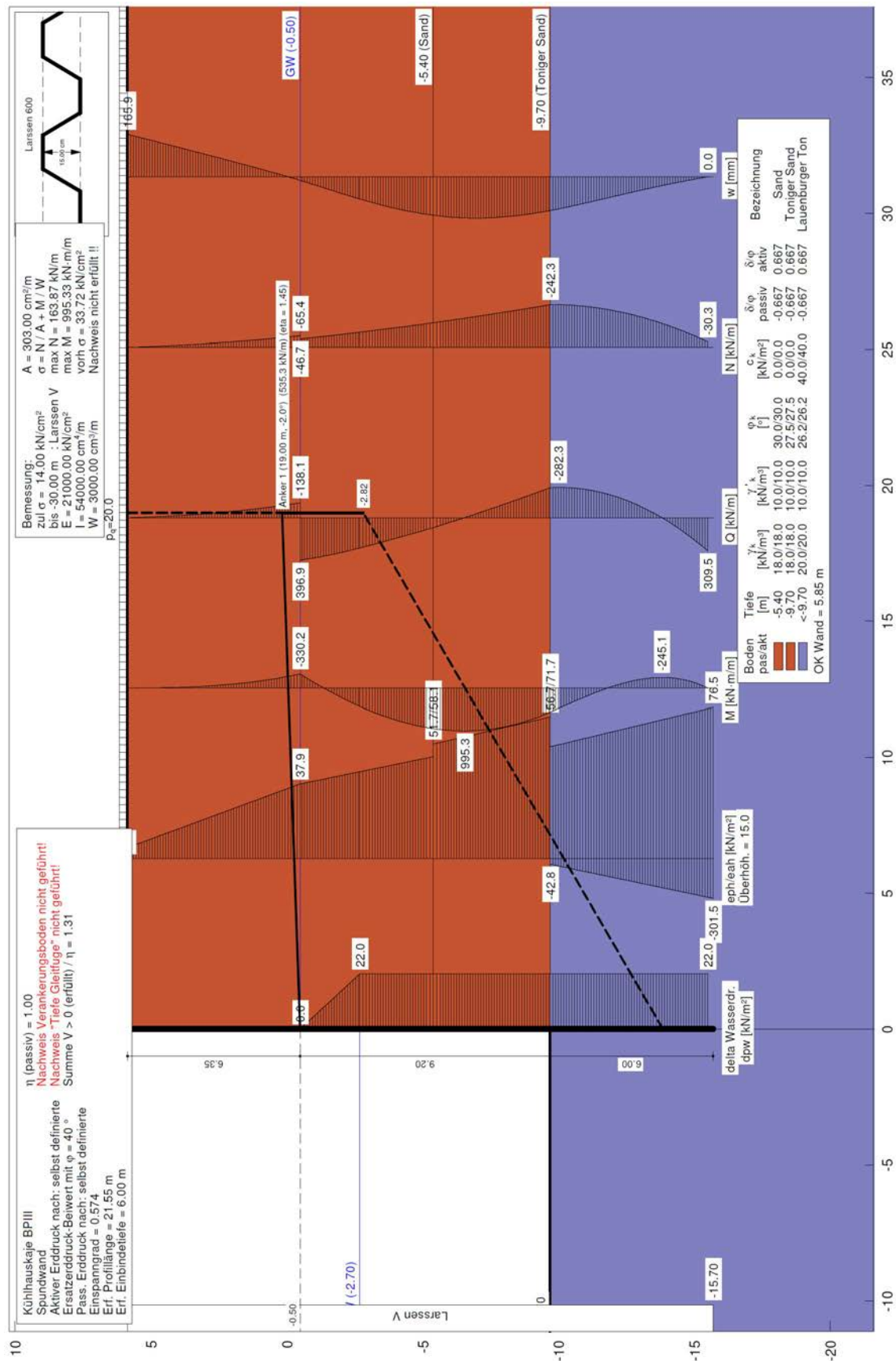
$$a_{\text{H,GGU}} = 512 \text{ kN/m} \approx a_{\text{H,Urstatik}} = 483 \text{ kN/m} \Rightarrow \eta = 512 / 483 = 1,06$$

$$A_{\text{H,GGU}} = 861 \text{ kN} > A_{\text{H,Urstatik}} = 811 \text{ kN} \Rightarrow \eta = 861 / 811 = 1,06$$

Es zeigt sich, dass das Feldmoment in der Ausführungsstatik zu gering ermittelt wurde. Das Stützmoment stimmt hingegen gut mit der Vergleichsrechnung überein.

6.3.8 Bemessungsprofil „Ton“ (Ausführungsstatik)





Ergebnisvergleich

$$M_{\text{Feld,GGU}} = 995 \text{ kNm/m} > M_{\text{Feld,Urstatik}} = 411 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 995 / 411 = 2,42$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 337 \text{ kNm/m} > \sigma_{\text{Urstatik}} = 137 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 337 / 137 = 2,46$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 337 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF1}} = 160 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 337 / 160 = 2,11$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 337 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{\text{zul,LF2}} = 185 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 337 / 185 = 1,82$$

$$\sigma_{\text{GGU}} = 337 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{zul,LF3}} = 210 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 337 / 210 = 1,60$$

$$M_{\text{Stütz,GGU}} = 331 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{Feld,Urstatik}} = 336 \text{ kNm/m} \Rightarrow \eta = 331 / 336 = 0,99$$

$$a_{\text{H,GGU}} = 535 \text{ kN/m} > a_{\text{H,Urstatik}} = 462 \text{ kN/m} \Rightarrow \eta = 535 / 462 = 1,16$$

$$A_{\text{H,GGU}} = 899 \text{ kN} > A_{\text{H,Urstatik}} = 776 \text{ kN} \Rightarrow \eta = 899 / 776 = 1,16$$

Es zeigt sich, dass Feldmoment und Auflagerkraft mit dem statischen System der Ausführungsstatik zu gering ermittelt wurde. Das Stützmoment stimmt hingegen gut mit der Vergleichsrechnung überein.

6.3.9 Zusammenfassung

Die durchgeführten Vergleichsrechnungen nach EAU 1990 haben Abweichungen zur Ausführungsstatik ergeben. So unterschieden sich die Feldmomente um rund 50% voneinander. Gute Übereinstimmungen haben sich allerdings im Bereich des oberen Stützmomentes sowie der Auflagerkräfte ergeben.

Ergänzend wurden daher noch zwei Nachrechnungen mit den Erddruckbeiwerten der Ausführungsstatik durchgeführt. Auch hier zeigten sich Abweichungen (295 %) zu den Feldmomenten der Ausführungsstatik.

Sowohl Kajenabschnitt 535 als auch Kajenabschnitt 536 waren bei den bisherigen Bauwerksinspektionen allerdings unauffällig.

Somit wird deutlich, dass eine einfache Systemeingabe der vorliegenden Kajengeometrie die Wirklichkeit nur unzureichend abbildet. Dies wird insbesondere bei den errechneten, landeinwärts gerichteten Kopfverformungen deutlich. Der für die Nachweisführung gewählte Ansatz der „Erddruckumlagerung“ berücksichtigt diesen Umstand.

7 Nachweis der Verankerung

Der Nachweis der Verankerung wird vereinfacht über einen Vergleich der Ankerkräfte geführt.

Bemessungsprofil	BS3a	BS3b	BS3c		
	$a_{H,d}$ [kN/m]	$a_{H,d}$ [kN/m]	$a_{H,d}$ [kN/m]	Kraftrand [kN/m]	$a_{H,red,d}$ [kN/m]
BP I	364	365	436	0	436
BPII	337	337	436	0	436
BPIII	456	485	526	47,5	478,5
BPIV	409	455	549	50	499
BPV	382	382	471	0	471
BPVI	389	391	525	30	495
BPVII	391	399	532	30	502
BPVIII	391	399	532	30	502
BPIX	386	451	505	35	470
BPX	454	451	483	30	453
BPXI	457	455	507	30	477
max	457	485	549	50	502

Die maximale Ankerlast gemäß Ausführungsstatik beträgt:

$$a_{H,Urstatik} = 483 \text{ kN/m}$$

Die „Überschreitung“ der Ankerkräfte für geotechnische Nachweise beträgt rund $502 / 483 = 1,04$, die Überschreitung ist gering. Aufgrund der geringen Überschreitung sowie des reduzierten Sicherheitsniveaus zum Ende der Lebensdauer sind keine weiteren geotechnischen Nachweise erforderlich.

Anmerkung:

Bei dem Kraftrand handelt es sich um eine Reaktionskraft (Erdwiderstand) die nicht im Boden verankert werden muss. Für geotechnische Nachweise darf eine -um den Kraftrand-reduzierte Ankerkraft angesetzt werden.

Bemessung von Anker und Gurtung gemäß Ausführungsstatik:

$$A_{H,d} = 549 \cdot 1,68 = 922,32 \text{ kN}$$

Schaft:

$$A = 3,14 \cdot 8,5^2 / 4 = 56,72 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 922,32 / 56,72 \cdot 10 = 162,60 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

Bemessung der Gurtung

Gewählt:	2x	U-Profil	U400	S	240	J0
----------	----	----------	------	---	-----	----

Belastung

Ankerkraft	$N_{Ed} =$	923 kN	$\Rightarrow$	$A_{H,k} =$	922 kN
			$\Rightarrow$	$A_{V,k} =$	-32 kN
	$n_{Ed} =$	549 kN	$\Rightarrow$	$a_{H,d} =$	549 kN
			$\Rightarrow$	$a_{V,d} =$	-19 kN
	$n_{Ek} =$	407 kN	$\Rightarrow$	$a_{H,k} =$	407 kN
			$\Rightarrow$	$a_{V,k} =$	-14 kN

Geometrie

Profil	U400
Profilhöhe = Gurtbreite	$h =$ 400 mm
Streckgrenze	$f_{yk} =$ 240
Elastisches Widerstandsmoment	$W_y =$ 1020 * 2 = 2040 cm ³
Elastisches Widerstandsmoment	$W_z =$ 102 * 2 = 204 cm ³
Abstand der Konsolen	$b =$ 0,84 m

Lastzusammenstellung in Vertikalrichtung

aus Gurtung	$g_{k,1} =$ 1,35 * 0,72 * 2 =	1,94 kN/m
aus Ankerkraft	$g_{k,2} =$	14,20 kN/m
aus Bodenaufkast*	$g_{k,3} =$ 19 * 1 + 11 * 3 =	0 kN/m ²

**) bei gleichmäßiger Setzungen - bspw. im Bereich von Ankertafel- wird die Bodenaufkast nicht angesetzt.*

aus Erddruck	$e_{agv,k} =$	0 kN/m
bezogen auf die 1-fache Gurtbreite	$\Sigma g_k =$ 0 * 1 * 400 / 1000 + 1,94 + 14,20 + 0 =	16,14 kN/m

aus Nutzlast*	$q_k =$	20,00 kN/m ²
---------------	---------	-------------------------

**) bei gleichmäßiger Setzungen - bspw. im Bereich von Ankertafel- wird die Nutzlast nicht angesetzt.*

aus Erddruck	$e_{apv,k} =$	0 kN/m
bezogen auf die 1-fache Gurtbreite	$\Sigma q_k =$ 20 * 1 * 400 / 1000 + 0 =	8,00 kN/m

$$g_k + q_k = 16,14 + 8,00 = 24,14 \text{ kN/m}$$

$$g_d + q_d = 1,35 * 16,14 + 1,50 * 8,00 = 33,79 \text{ kN/m}$$

Schnittgrößenermittlung

$M_{Ed,z} =$ 1 / 10 * 549 * 1,68 ²	=	154,97 kNm
$M_{Ed,y} =$ 1 / 10 * 34 * 0,84 ²	=	2,98 kNm
$V_{Ed,y} =$ 1 / 2 * 549 * 1,68	=	461,22 kN
$V_{Ed,z} =$ 1 / 2 * 34 * 0,84	=	14,19 kN

Nachweis

$\sigma_{Ed} = M_{Ed,z} / W_y \pm M_{Ed,y} / W_z$		
$\sigma_{Ed} =$ 75,97 $\pm$ 14,61	=	90,58 N/mm ²
$\sigma_{Ed} =$ 90,58 N/mm ²	<	218,18 N/mm ²
$\mu =$ 0,42	-	

Der Nachweis wurde erfüllt. Die maximale Ausnutzung beträgt 42%

8 Zusammenfassung

In der vorliegenden Statik wurden die Kajenabschnitte 535 und 536 (Kühlhauskaje) unter Berücksichtigung aktueller Restwanddickenmessungen, Bemessungswasserstände und Peilpläne nachgewiesen.

Im Rahmen erster Berechnungen hatte sich gezeigt, dass die Kaje nicht ohne weiteres nachzuweisen ist. Für die vorliegende statische Berechnung wurden daher die ursprünglichen Flächenlasten entsprechend der aktuellen und zukünftigen Nutzung reduziert (vgl. Abschnitt 2.3). Eine Geländeauffüllung hinter der Winkelstützwand –außerhalb des Rampenbauwerkes- wurde nicht berücksichtigt und bedarf einer statischen Neubewertung.

Die Poller wurden bei der Bemessung berücksichtigt und müssen nicht demontiert werden.

Die Nachweisführung erfolgt gemäß Kapitel 8.1.10.4.4 der EAU 2020 durchgehend für die außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A) ehemals Lastfall 3. Hierbei zeigte sich die im Folgenden dargestellten, unerwartet hohen Ausnutzungen der Spundwand.

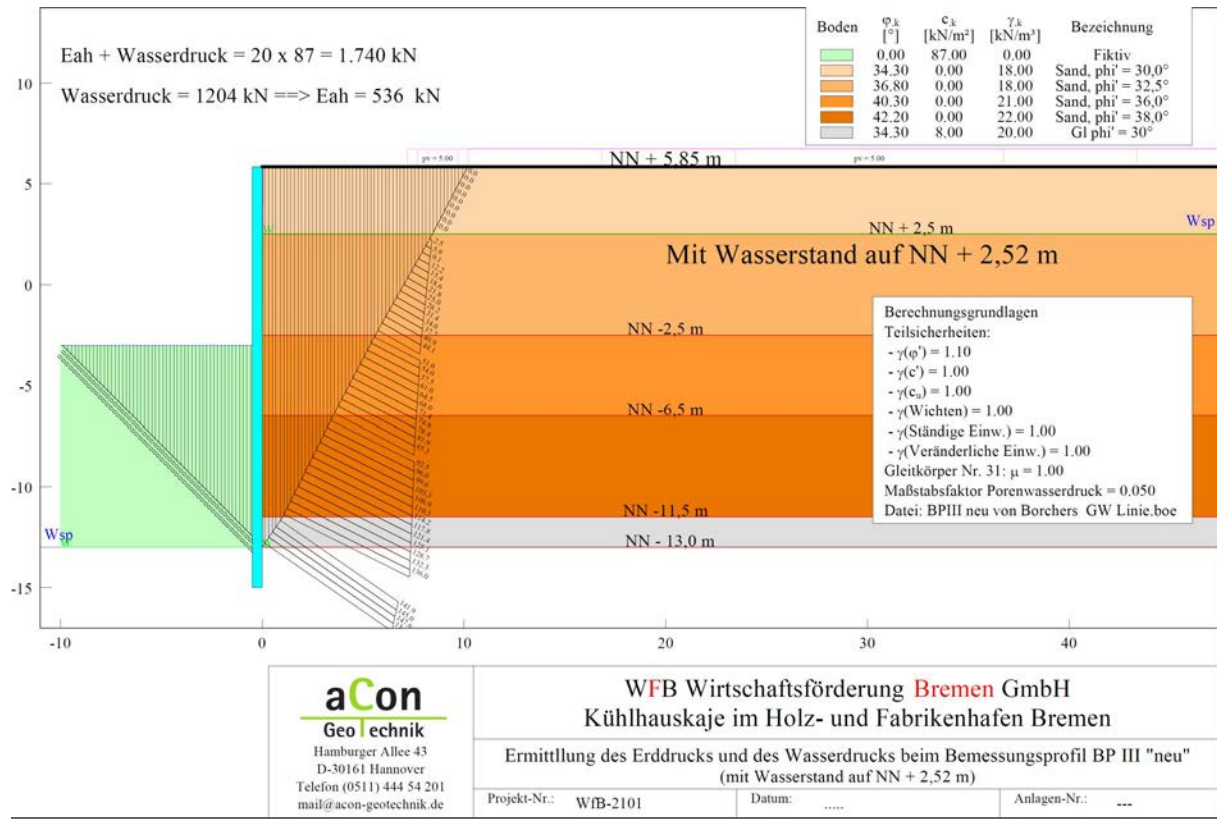
	Bemessungsprofil	BS 3a	BS 3b	BS 3c	Abschnitt	Anmerkung:
Getreide- hafen	BP I	0,58	0,65	0,75	6.1.5.6	Kajenabschnitt 535
	BP II	0,58	0,63	0,77	6.1.6.5	
	BP III	0,58	0,58	0,46	6.1.7.3	
Holzhafen	BP III	0,94	0,99	1,00	6.2.6.11	Kajenabschnitt 536
	BP IV	0,91	0,96	0,99	6.2.7.6	
	BP V	0,79	0,86	1,00	6.2.8.6	
	BP VI	0,78	0,86	0,99	6.2.9.6	
	BP VII	0,75	0,86	0,97	6.2.10.6	
	BP VIII	0,75	0,86	0,97	6.2.11	
	BP IX	0,84	0,95	0,99	6.2.12.7	
	BP X	1,00	0,99	1,00	6.2.13.7	
	BP XI	1,00	0,93	0,95	6.2.14.7	

Vor dem Hintergrund der hohen Ausnutzung der Spundwand erfolgte zusätzlich eine Vergleichsrechnung der Ausführungsstatik unter Verwendung der EAU 1990 (globales Sicherheitskonzept, vgl. Abschnitt 6.3).

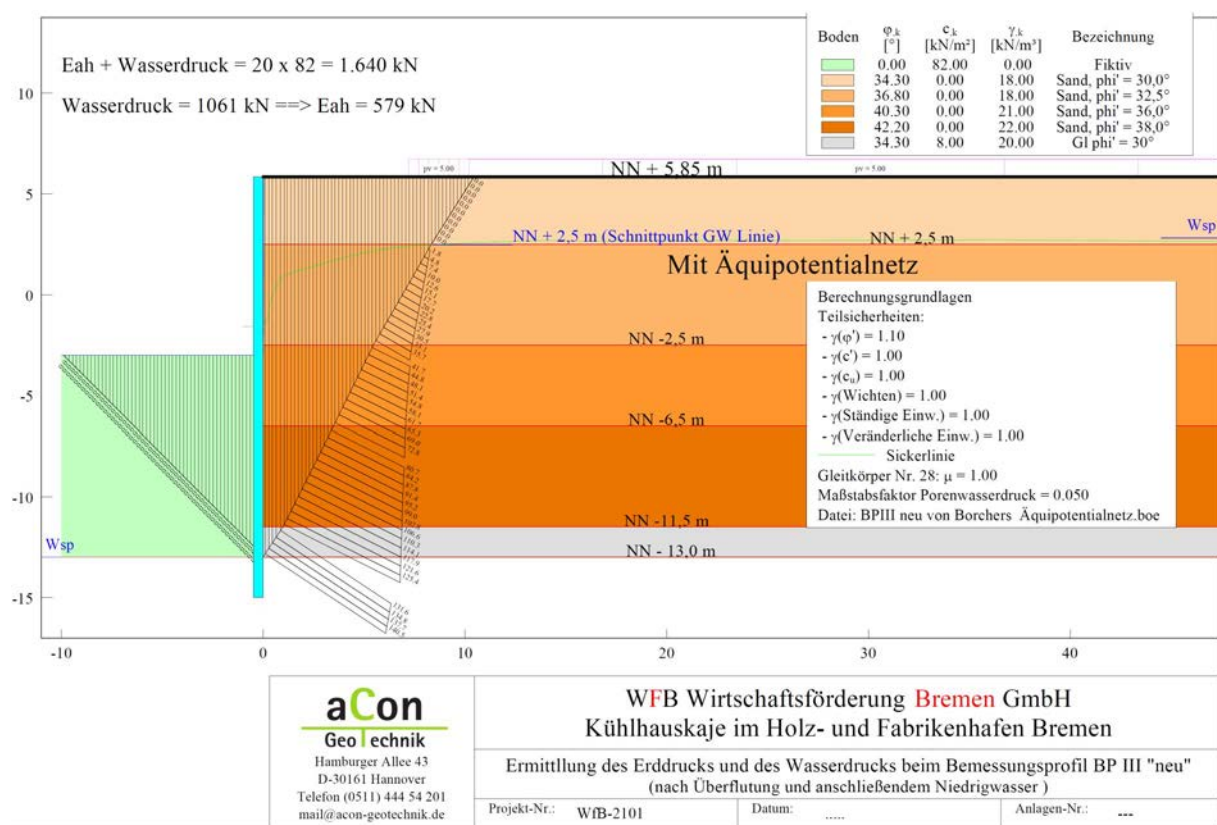
9 Erforderliche Maßnahmen

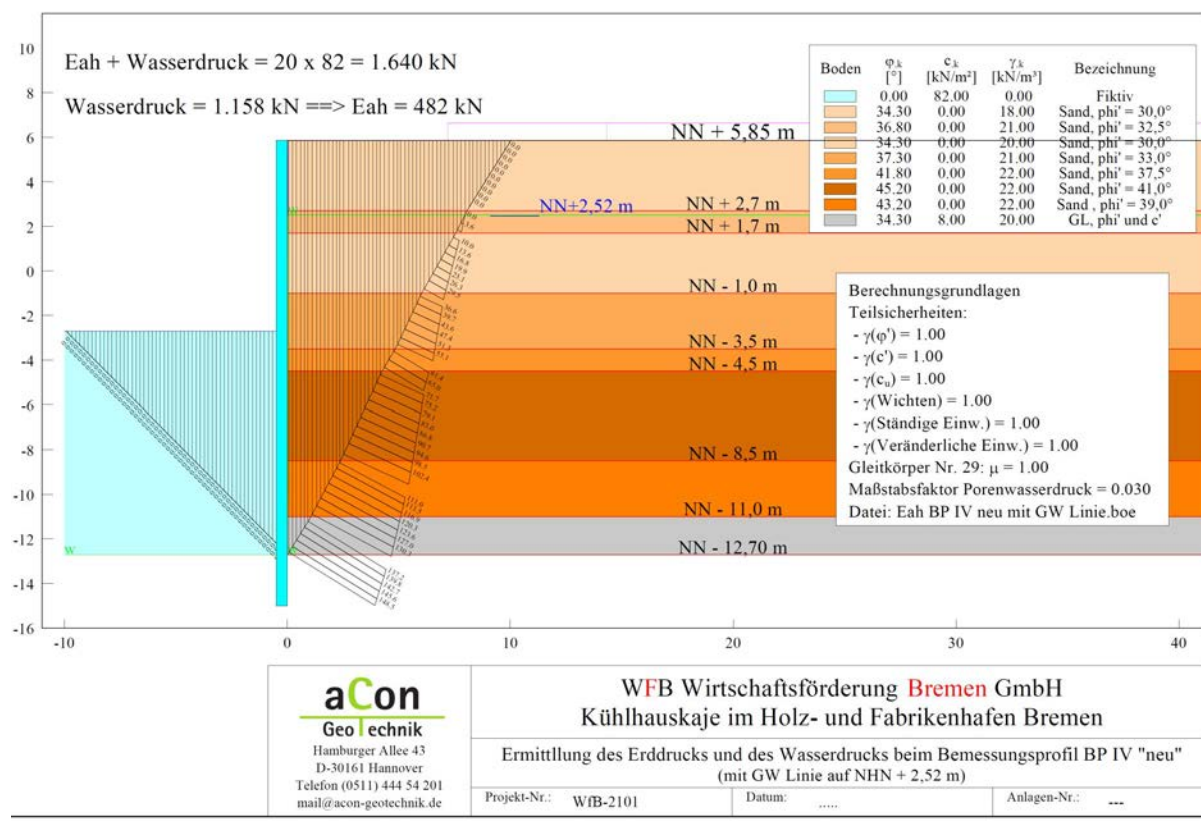
Zur Gewährleistung der -vom Baugrundgutachter angesetzten- Dichtheit von 10^{-6} im Bereich der bei HHThw überschwemmte Fläche sind entsprechende Maßnahmen zu treffen. Soll von der angesetzten Dichtheit abgewichen werden, ist eine erneute Nachweisführung erforderlich

In der statischen Berechnung wurde der in den Peilplänen dargestellte Sohlverlauf herangezogen. Die Kolke bei Projekt-km 0+770,80 sowie bei 1+082,7 wurden ebenfalls statisch berücksichtigt, eine Verfüllung ist aus statischer Sicht somit nicht erforderlich. Es wird allerdings empfohlen die Kolke im Rahme der Ausführung konstruktiv zu verfüllen.

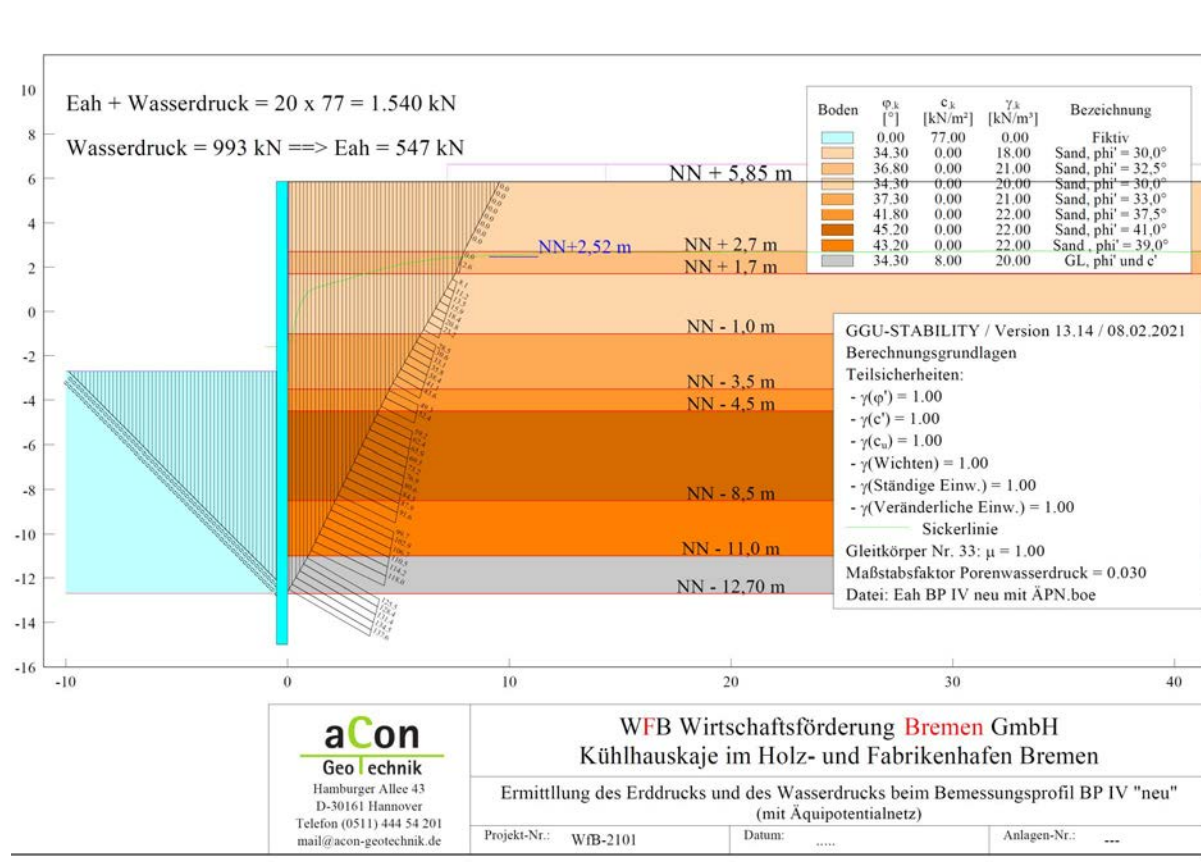


$$E_{k,Cullmann} = 1.740 \text{ kN} \approx E_{k,GGU} = 1.204 + 5.32 = 1.736 \text{ kN} \checkmark$$





$E_{k,Cullmann} = 1.640 \text{ kN} \approx E_{k,GGU} = 1158 + 527 = 1685 \text{ kN} \checkmark$



A.3 Bemessungsprofil IX

Auswertung Erddruckordinaten GGU-Retain

Kaje: Kühlhauskaje

Bemessungsprofil: BP IX - Auswertung Erddruckordinaten

Aktive Erddruckordinaten ($[g+q], k$) + Zusatzdrücken

Höhenkote		$e_{a[g+q],k}$		$E_{a[g+q],k,n}$
oben	unten	oben	unten	
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m]
5,85	4,75	0,00	4,96	2,73
4,75	3,85	4,96	9,02	6,29
3,85	2,85	9,02	13,53	11,28
2,85	2,52	13,53	15,02	4,71
2,52	2,50	15,02	15,07	0,30
2,50	1,85	15,07	16,70	10,33
1,85	1,50	16,70	17,58	6,00
1,50	0,75	19,59	21,69	15,48
0,75	-0,27	21,69	24,53	23,50
-0,27	-0,50	24,53	25,18	5,79
-0,50	-1,15	25,18	26,98	16,82
-1,15	-1,27	26,98	27,47	3,32
-1,27	-1,50	27,47	28,41	6,51
-1,50	-1,62	20,86	21,23	2,53
-1,62	-2,25	21,23	23,22	14,00
-2,25	-3,25	23,22	26,37	24,80
-3,25	-4,00	26,37	28,74	20,67
-4,00	-4,25	28,03	28,85	7,11
-4,25	-5,25	28,85	32,12	30,48
-5,25	-5,92	32,12	34,32	22,32
-5,92	-6,21	34,32	35,87	10,21
-6,21	-6,22	35,91	38,90	0,15
-6,22	-6,67	38,94	41,36	18,31
-6,67	-7,00	41,36	41,94	13,45
-7,00	-7,00	41,94	41,96	0,17
-7,00	-7,25	51,23	52,22	12,98
-7,25	-7,55	52,22	53,42	16,00
-7,55	-7,71	53,42	54,79	8,44
-7,71	-8,24	54,79	60,65	30,65
-8,24	-8,42	60,65	62,67	11,22
-8,42	-8,71	62,67	66,36	18,19
-8,71	-9,14	66,36	72,08	29,83
-9,14	-9,20	72,08	73,00	4,42
-9,20	-9,70	73,00	79,22	38,28
-9,70	-9,72	79,22	79,52	1,90
-9,72	-10,00	79,52	83,20	22,45
-10,00	-10,06	64,83	65,42	3,84
-10,06	-10,19	65,42	66,55	8,71
-10,19	-10,69	66,55	71,03	34,19
-10,69	-11,06	71,03	74,55	27,00
-11,06	-11,17	74,55	75,39	8,02
-11,17	-11,38	75,39	77,07	16,24
-11,38	-11,38	77,07	70,51	0,37
-11,38	-11,59	70,51	72,16	14,98
-11,59	-11,69	72,16	72,95	6,82
-11,69	-12,06	72,95	76,28	27,68
-12,06	-12,15	76,28	76,97	7,05
-12,15	-12,43	76,97	79,05	21,61
-12,43	-12,43	79,05	74,79	0,38
-12,43	-12,69	74,79	76,69	19,31
-12,69	-12,75	76,69	77,20	4,77
-12,75	-13,00	77,20	78,97	19,21
-13,00	-13,06	78,97	79,46	4,99

Aktiver Erddruck

Querkraftnullpunkt lt. GGU Retain -12,34 mNN

Erddruck bis z= -12,2 mNN = 627 kN/m

Erddruck bis z= -12,4 mNN = 648 kN/m

$E_{a[g+q],k} = 641,31$ kN/m

Zugehöriger, aktiver Wasserdruck

GW= 2,52 mNN

Querkraftnullpunkt -12,34 mNN

$W_k = (2,5 - -12,3)^2 \cdot 10 / 2 = 1104,10$ kN/m

Stützender Zusatzdruck

$\Delta w_k = 5,50$ kN/m²

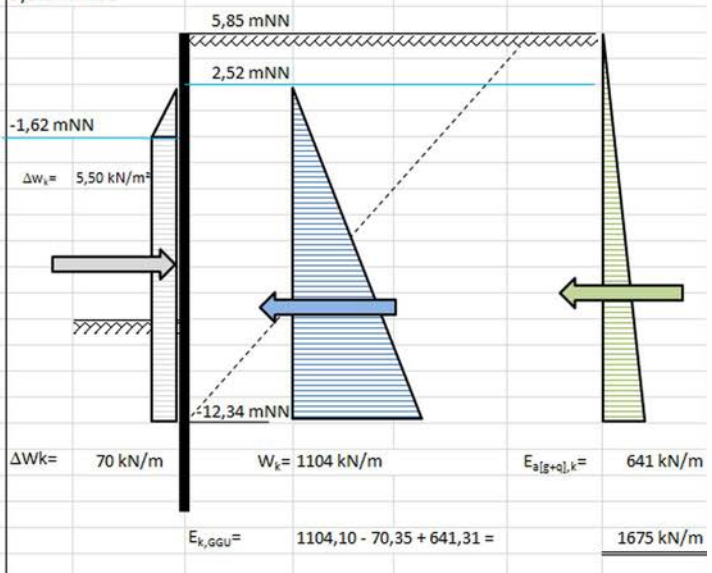
HW= -1,62 mNN

GW= 2,52 mNN

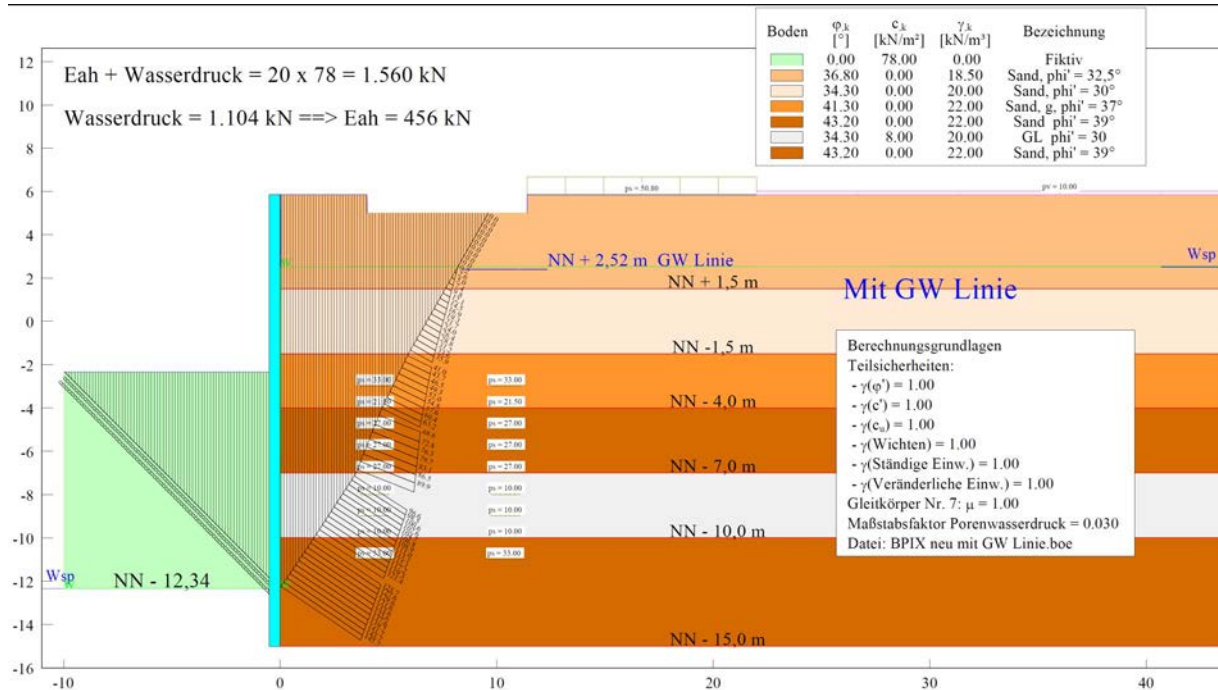
Querkraftnullpunkt -12,34 mNN

$\Delta W_k = 5,50 \cdot (2,52 - -1,62) / 2 + (-1,62 - -12,34) \cdot 5,50 = 70,35$ kN/m

Systemskizze



$$\Delta W_k = 71 \text{ kN/m} \ll W_{k,\text{hydrostatisch}} - W_{k,\text{Äquipotential}} = 1.104 - 981 = 123 \text{ kN} \checkmark$$



aCon
 Geo|technik
 Hamburger Allee 43
 D-30161 Hannover
 Telefon (0511) 444 54 201
 mail@acon-geotechnik.de

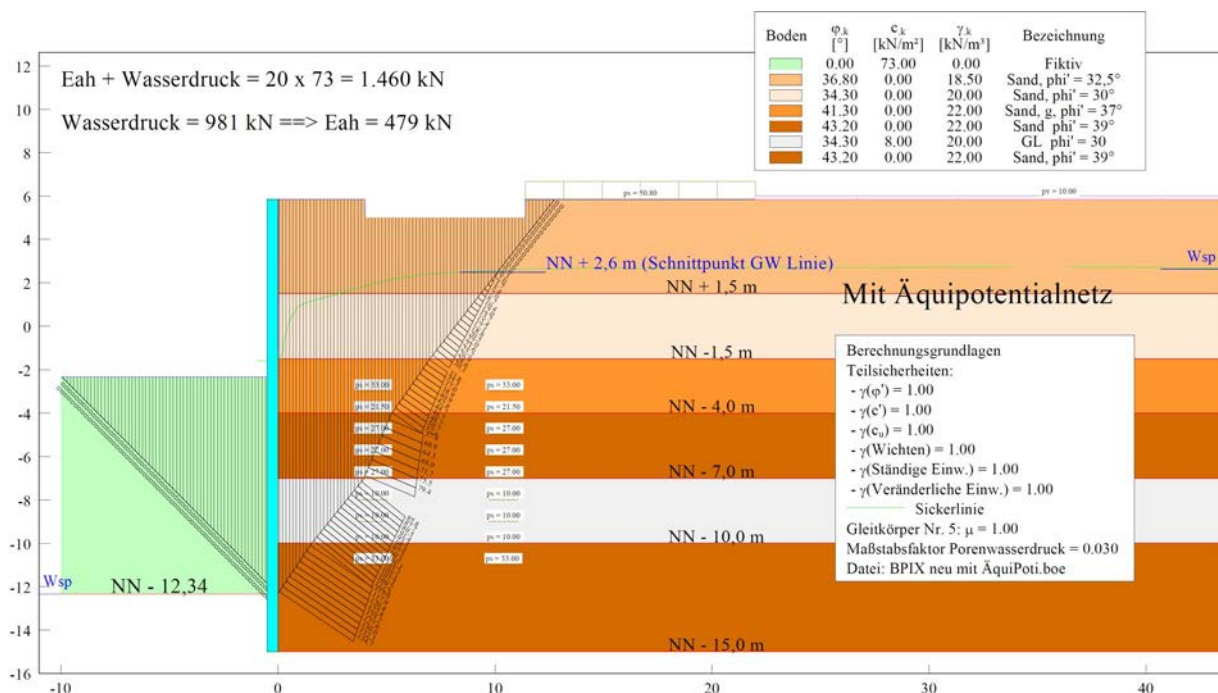
WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH
 Kühlhauskaje im Holz- und Fabrikenhafen Bremen

Ermittlung des Erddrucks und des Wasserdrucks beim Bemessungsprofil BP IX "neu"
 (nach Überflutung und anschließendem Niedrigwasser)

Projekt-Nr.: WfB-2101

Datum:

Anlagen-Nr.:



aCon
 Geo|technik
 Hamburger Allee 43
 D-30161 Hannover
 Telefon (0511) 444 54 201
 mail@acon-geotechnik.de

WFB Wirtschaftsförderung Bremen GmbH
 Kühlhauskaje im Holz- und Fabrikenhafen Bremen

Ermittlung des Erddrucks und des Wasserdrucks beim Bemessungsprofil BP IX "neu"
 (nach Überflutung und anschließendem Niedrigwasser)

Projekt-Nr.: WfB-2101

Datum:

Anlagen-Nr.:

A.4 Bemessungsprofil X

Auswertung Erddruckordinaten GGU-Retain

Kaje: Kühlhauskaje

Bemessungsprofil: BP X - Auswertung Erddruckordinaten

Aktive Erddruckordinaten ([g+q],k) + Zusatzdrücken

Höhenkote		$e_{a[g+q],k}$		$E_{a[g+q],k,n}$
oben	unten	oben	unten	
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m]
5,85	4,75	0,00	4,96	2,73
4,75	3,85	4,96	9,02	6,29
3,85	3,20	9,02	11,95	6,82
3,20	2,85	11,95	13,53	4,46
2,85	2,52	13,53	15,02	4,71
2,52	2,50	15,02	15,07	0,30
2,50	1,85	16,80	18,62	11,51
1,85	0,75	18,62	21,69	22,17
0,75	-0,27	21,69	24,53	23,50
-0,27	-0,50	24,53	25,18	5,79
-0,50	-1,05	25,18	26,72	14,33
-1,05	-1,27	26,72	27,58	5,84
-1,27	-1,50	27,58	28,50	6,53
-1,50	-1,62	19,09	19,45	2,31
-1,62	-2,25	19,45	21,36	12,86
-2,25	-3,25	21,36	24,40	22,88
-3,25	-4,25	24,40	27,43	25,91
-4,25	-5,25	27,43	30,46	28,94
-5,25	-6,05	30,46	32,89	25,34
-6,05	-6,21	32,89	33,38	5,40
-6,21	-6,50	33,38	37,10	9,98
-6,50	-6,67	37,10	37,87	6,64
-6,67	-7,27	37,87	38,53	22,61
-7,27	-7,50	38,53	38,79	8,93
-7,50	-7,55	38,79	50,72	2,60
-7,55	-8,21	50,72	55,94	34,99
-8,21	-8,50	55,94	58,79	16,64
-8,50	-9,01	48,57	52,43	25,55
-9,01	-9,05	52,43	52,79	2,42
-9,05	-9,25	52,79	54,58	10,63
-9,25	-9,70	54,58	58,65	25,47
-9,70	-9,95	58,65	60,93	15,13
-9,95	-9,98	60,93	61,16	1,83
-9,98	-10,19	61,16	63,02	12,98
-10,19	-10,40	63,02	64,87	13,36
-10,40	-10,82	64,87	68,59	27,96
-10,82	-10,91	68,59	69,40	5,93
-10,91	-11,19	69,40	71,68	20,24
-11,19	-11,29	71,68	72,44	6,85
-11,29	-11,75	72,44	76,36	34,37
-11,75	-11,86	76,36	77,34	8,38
-11,86	-12,00	77,34	78,42	10,98
-12,00	-12,23	68,28	69,79	15,67
-12,23	-12,32	69,79	65,45	0,34
-12,32	-12,32	65,45	66,05	5,85
-12,32	-12,76	66,05	69,51	29,62
-12,76	-12,87	69,51	70,48	8,05
-12,87	-13,13	70,48	72,32	18,06

Aktiver Erddruck

Querkraftnullpunkt lt. GGU Retain -12,98 mNN

Erddruck bis z= -12,9 mNN = 623 kN/m

Erddruck bis z= -13,1 mNN = 641 kN/m

$E_{a[g+q],k} = 630,26 \text{ kN/m}$

Zugehöriger, aktiver Wasserdruck

GW= 2,52 mNN

Querkraftnullpunkt -12,98 mNN

$W_k = (2,5 - -13,0)^2 \cdot 10 / 2 = 1201,25 \text{ kN/m}$

Stützender Zusatzdruck

$\Delta w_k = 7,00 \text{ kN/m}^2$

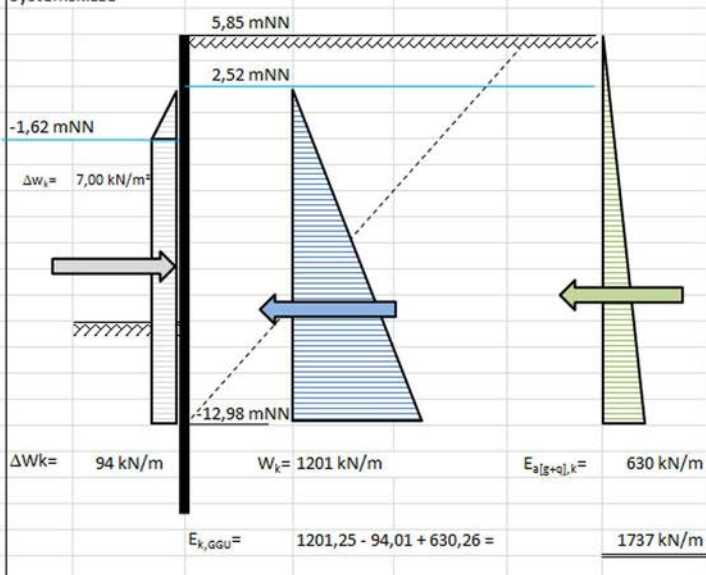
HW= -1,62 mNN

GW= 2,52 mNN

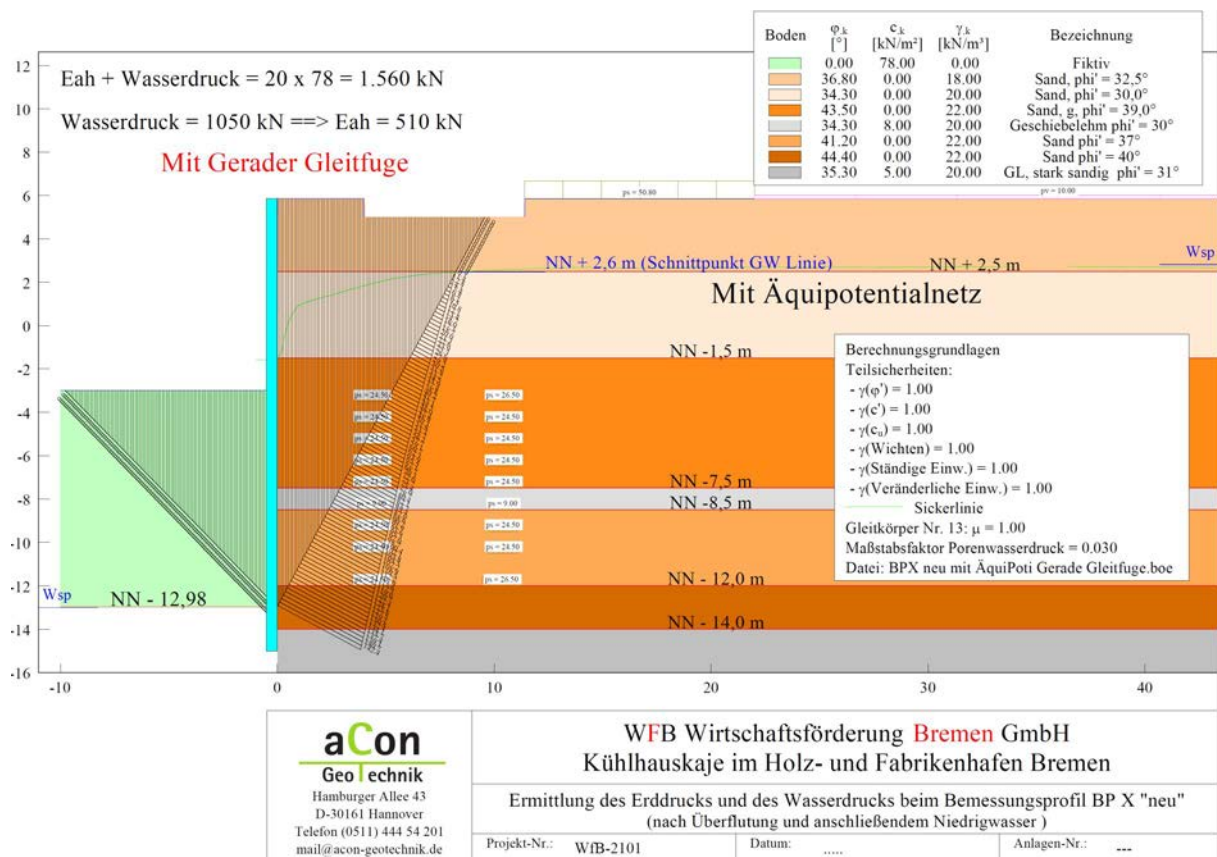
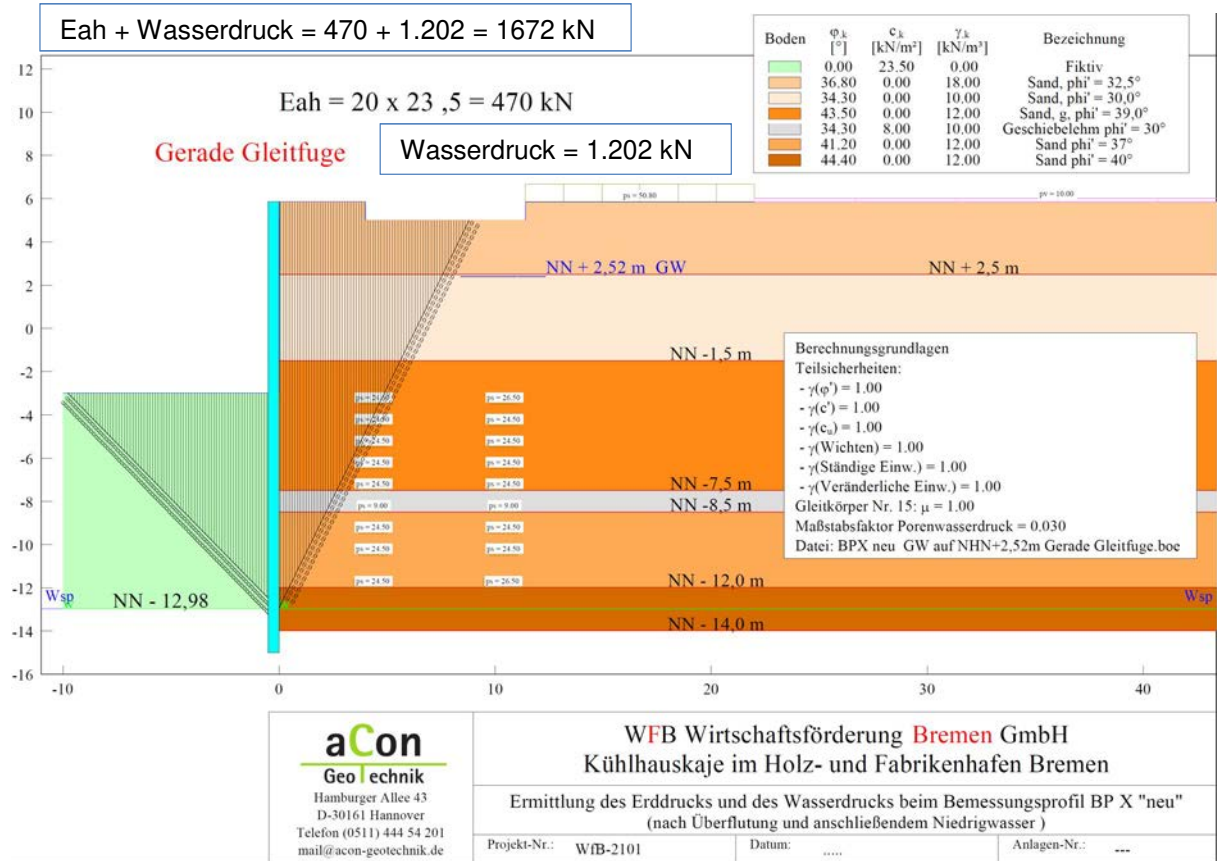
Querkraftnullpunkt -12,98 mNN

$\Delta W_k = 7,00 \cdot (2,52 - -1,62) / 2 + (-1,62 - -12,98) \cdot 7,00 = 94,01 \text{ kN/m}$

Systemskizze



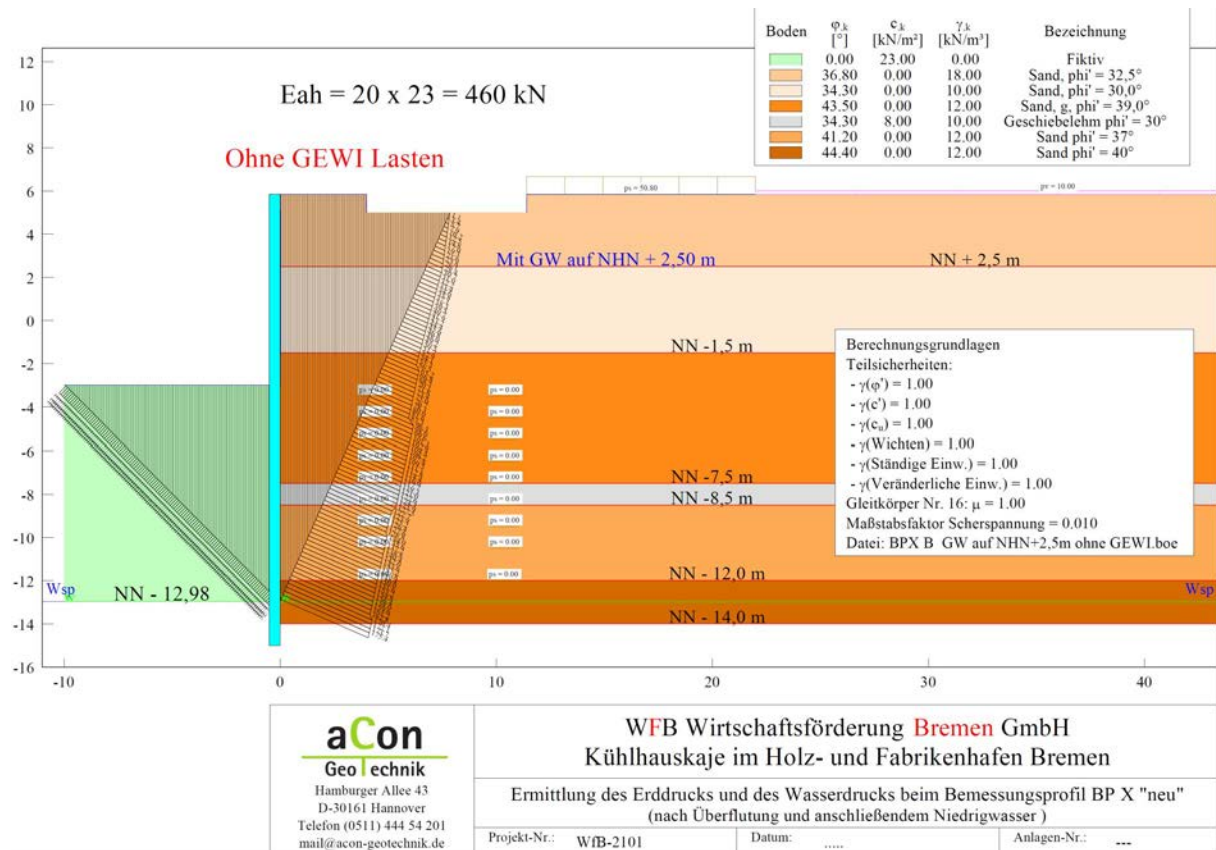
$$\Delta W_k = 74 \text{ kN/m} \ll W_{k,\text{hydrostatisch}} - W_{k,\text{Äquipotential}} = 1.202 - 1.050 = 152 \text{ kN} \checkmark$$

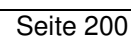


Anmerkungen:

Der mittels GGU Retain -nach DIN 4085- berechnete aktive Erddruck liegt ca. 160 kN ($E_{k,Cullmann} = 470 \text{ kN} < E_{k,GGU} = 631 \text{ kN}$) über dem mittels des Cullman-Verfahrens Ermittelten. Dies ist den unterschiedlichen Berechnungsansätzen geschuldet. Das Cullmann-Verfahren berücksichtigt ausschließlichen Vertikallasten die auf bzw. im Bodengleitkeil stehen, während die DIN 4085 auch Vertikallasten hinter dem Gleitkeil berücksichtigt. Der Ansatz nach DIN 4085 liegt somit auf der sicheren Seite.

Zu Vergleich:





Auswertung Erddruckordinaten GGU-Retain

Kaje: Kühlhauskaje

Bemessungsprofil: BP X - Auswertung Erddruckordinaten_Ohne Rampe

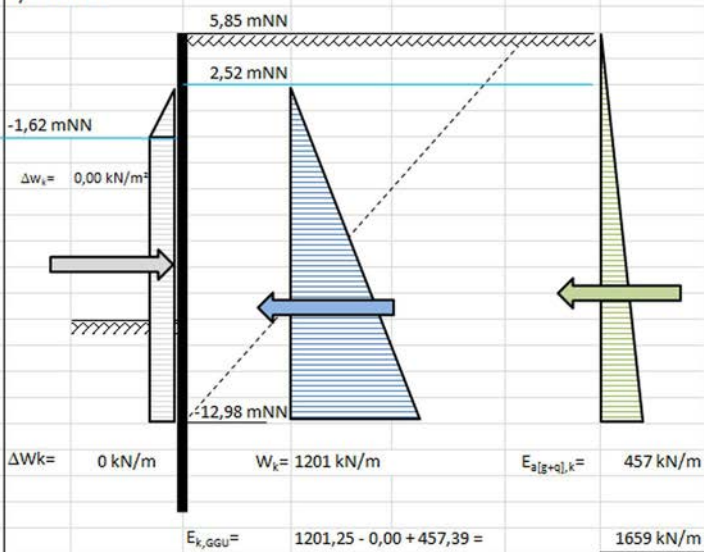
Aktive Erddruckordinaten $([g+q],k)$ + Zusatzdrücken

Höhenkote		$e_{a[g+q],k}$		$E_{a[g+q],k,n}$
oben	unten	oben	unten	
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]
5,85	5,00	0,00	0,00	0,00
5,00	5,00	0,00	0,00	0,00
5,00	4,75	0,00	4,96	0,62
4,75	3,85	4,96	9,02	6,29
3,85	3,20	9,02	11,95	6,82
3,20	2,85	11,95	13,53	4,46
2,85	2,52	13,53	15,02	4,71
2,52	2,50	15,02	15,07	0,30
2,50	1,85	16,80	18,62	11,51
1,85	0,75	18,62	21,69	22,17
0,75	-0,27	21,69	24,53	23,50
-0,27	-0,50	24,53	25,18	5,79
-0,50	-1,06	25,18	26,74	14,49
-1,06	-1,27	26,74	23,05	5,20
-1,27	-1,50	23,05	23,70	5,45
-1,50	-1,62	15,87	16,14	1,92
-1,62	-2,25	16,14	17,56	10,62
-2,25	-3,25	17,56	19,80	18,68
-3,25	-4,25	19,80	22,05	20,92
-4,25	-5,25	22,05	24,29	23,17
-5,25	-6,05	24,29	26,09	20,15
-6,05	-6,25	26,09	26,54	5,26
-6,25	-7,27	26,54	28,82	28,15
-7,27	-7,50	28,82	29,34	6,78
-7,50	-8,27	36,44	38,59	28,77
-8,27	-8,50	38,59	39,24	9,07
-8,50	-9,25	34,22	36,06	26,35
-9,25	-9,70	36,06	37,17	16,48
-9,70	-10,00	37,17	37,91	11,26
-10,00	-10,20	37,91	38,40	7,63
-10,20	-11,20	38,40	40,86	39,63
-11,20	-12,00	40,86	42,83	33,47
-12,00	-12,20	37,29	37,72	7,50
-12,20	-13,20	37,72	39,87	38,79
-13,20	-14,00	39,87	41,58	32,58
-14,00	-14,19	57,80	58,37	11,27
-14,19	-14,58	58,37	59,52	22,93
-14,58	-15,70	59,52	62,80	68,32
-15,70	-16,70	62,80	65,75	64,28

Aktiver Erddruck

Querkraftnullpunkt lt. GGU Retain	-12,98 mNN
Erddruck bis z= -12,2 mNN	= 427 kN/m
Erddruck bis z= -13,2 mNN	= 466 kN/m
$E_{a[g+q],k} =$	457,39 kN/m
Zugehöriger, aktiver Wasserdruck	
GW=	2,52 mNN
Querkraftnullpunkt	-12,98 mNN
$W_k = (2,5 - -13,0)^2 \cdot 10 / 2 =$	1201,25 kN/m
Stützender Zusatzdruck	
$\Delta w_k =$	0,00 kN/m ²
HW=	-1,62 mNN
GW=	2,52 mNN
Querkraftnullpunkt	-12,98 mNN
$\Delta W_k = 0,00 \cdot (2,52 - -1,62) / 2 + (-1,62 - -12,98) \cdot 0,00 =$	0,00 kN/m

Systemskizze



$$E_{k,Cullmann} = 470 \text{ kN} \approx E_{k,GGU} = 457 \text{ kN} \checkmark$$

A.5 Bemessungsprofil XI

Auswertung Erddruckordinaten GGU-Retain

Kaje: Kühlhauskaje

Bemessungsprofil: BP XI - Auswertung Erddruckordinaten mit Ansatz der Pfahllasten

Aktive Erddruckordinaten ([g+q],k) + Zusatzdrücken

Höhenkote		$e_{a[g+q],k}$		$E_{a[g+q],k,n}$
oben	unten	oben	unten	
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m]
5,85	4,75	0,00	5,53	3,04
4,75	3,85	5,53	10,06	7,01
3,85	2,85	10,06	15,09	12,57
2,85	2,70	15,09	15,84	2,32
2,70	2,52	15,84	16,75	2,93
2,52	1,85	16,75	18,62	11,85
1,85	0,75	18,62	21,69	22,17
0,75	-0,27	21,69	24,53	23,50
-0,27	-0,50	24,53	25,18	5,79
-0,50	-0,75	23,60	24,26	6,03
-0,75	-1,24	24,26	26,13	12,39
-1,24	-1,62	26,13	27,56	10,09
-1,62	-2,27	27,56	30,01	18,62
-2,27	-2,50	30,01	30,90	7,10
-2,50	-3,25	26,48	29,10	20,84
-3,25	-4,25	29,10	32,58	30,84
-4,25	-5,00	32,58	35,19	25,41
-5,00	-5,26	28,00	28,78	7,47
-5,26	-5,49	28,78	29,44	6,58
-5,49	-5,85	29,48	33,24	11,32
-5,85	-6,25	33,24	34,40	13,39
-6,25	-6,44	34,40	34,97	6,63
-6,44	-6,70	34,97	34,93	9,09
-6,70	-7,23	34,93	35,61	18,94
-7,23	-7,32	35,61	35,71	2,96
-7,32	-8,00	35,71	38,69	25,41
-8,00	-8,07	53,16	53,65	3,85
-8,07	-8,25	53,65	55,21	9,47
-8,25	-8,34	55,21	56,07	5,34
-8,34	-8,76	56,07	59,86	24,23
-8,76	-9,25	59,86	65,69	30,70
-9,25	-9,45	65,69	68,06	13,31
-9,45	-9,70	68,06	71,76	17,62
-9,70	-9,84	71,76	73,79	10,48
-9,84	-10,14	73,79	77,26	22,05
-10,14	-10,24	77,26	78,83	8,43
-10,24	-10,57	78,83	83,52	26,22
-10,57	-11,11	83,52	91,77	47,33
-11,11	-11,14	91,77	92,16	2,67
-11,14	-11,24	92,16	93,67	9,94
-11,24	-11,57	93,67	98,19	30,89
-11,57	-11,90	98,19	103,10	33,52
-11,90	-12,00	103,10	104,31	10,58
-12,00	-12,02	102,46	102,64	1,64
-12,02	-12,14	102,64	103,96	13,02
-12,14	-12,26	103,96	105,33	12,66
-12,26	-12,52	105,33	108,41	27,25
-12,52	-12,71	108,41	103,99	19,97
-12,71	-12,98	103,99	106,58	28,74
-12,98	-13,05	106,58	107,32	7,70

Aktiver Erddruck

Querkraftnullpunkt lt. GGU Retain -12,76 mNN

Erddruck bis z= -12,7 mNN = 705 kN/m

Erddruck bis z= -13,0 mNN = 734 kN/m

$E_{a[g+q],k} = 711,12 \text{ kN/m}$

Zugehöriger, aktiver Wasserdruck

GW= 2,52 mNN

Querkraftnullpunkt -12,76 mNN

$W_k = (2,5 - -12,8)^2 \cdot 10 / 2 = 1167,39 \text{ kN/m}$

Stützender Zusatzdruck

$\Delta w_k = 5,50 \text{ kN/m}^2$

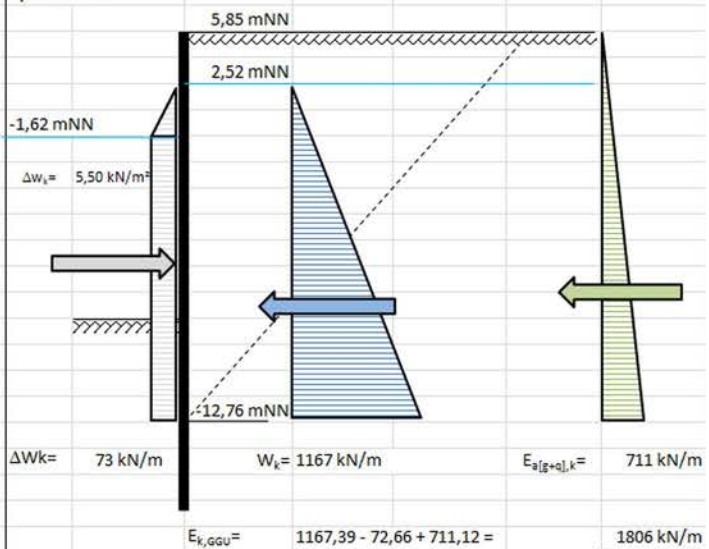
HW= -1,62 mNN

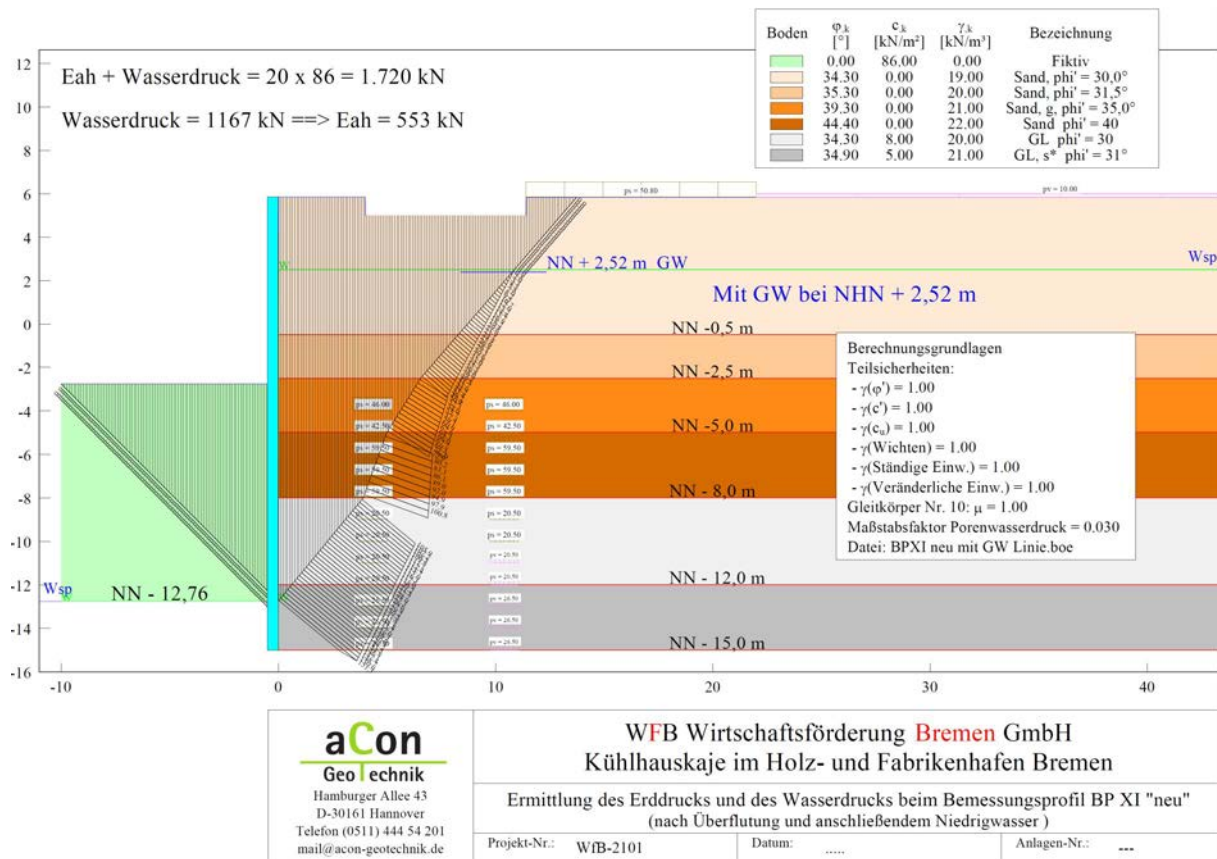
GW= 2,52 mNN

Querkraftnullpunkt -12,76 mNN

$\Delta W_k = 5,50 \cdot (2,52 - -1,62) / 2 + (-1,62 - -12,76) \cdot 5,50 = 72,66 \text{ kN/m}$

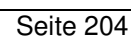
Systemskizze





$$E_{k,Cullmann} = 1.720 \text{ kN} < E_{k,GGU} = 1.168 + 712 = 1880 \text{ kN} \checkmark$$

Die in GGU Retain enthaltene Gesambelastung liegt rund 160 kN über der mit dem Cullman-Verfahren ermittelten Belastung.



Auswertung Erddruckordinaten GGU-Retain

Kaje: Kühlhauskaje

Bemessungsprofil: BP XI - Auswertung Erddruckordinaten_2 ohne Ansatz der Pfahllasten

Aktive Erddruckordinaten $([g+q],k)$ + Zusatzdrücken

Höhenkote		$e_{a[g+q],k}$		$E_{a[g+q],k,n}$
oben	unten	oben	unten	
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]
5,85	4,75	0,00	5,53	3,04
4,75	3,85	5,53	10,06	7,01
3,85	2,85	10,06	15,09	12,57
2,85	2,70	15,09	15,84	2,32
2,70	2,52	15,84	16,75	2,93
2,52	1,85	16,75	18,62	11,85
1,85	0,75	18,62	21,69	22,17
0,75	-0,27	21,69	24,53	23,50
-0,27	-0,50	24,53	25,18	5,79
-0,50	-1,24	23,60	25,55	18,28
-1,24	-1,62	25,55	26,53	9,79
-1,62	-2,27	26,53	28,22	17,71
-2,27	-2,50	28,22	28,83	6,65
-2,50	-3,25	24,72	26,57	19,23
-3,25	-4,25	26,57	29,04	27,80
-4,25	-5,00	29,04	30,89	22,47
-5,00	-5,26	24,58	25,14	6,54
-5,26	-5,49	25,14	25,63	5,74
-5,49	-5,65	25,67	28,70	4,38
-5,65	-6,25	28,70	29,98	17,49
-6,25	-6,44	29,98	30,39	5,77
-6,44	-7,23	30,39	29,63	23,92
-7,23	-7,32	29,63	29,55	2,46
-7,32	-8,00	29,55	31,01	20,68
-8,00	-8,25	41,14	41,96	10,22
-8,25	-8,34	41,96	42,28	4,04
-8,34	-9,25	42,28	45,44	39,82
-9,25	-9,70	45,44	47,00	20,80
-9,70	-10,20	47,00	48,46	23,87
-10,20	-11,20	48,46	51,38	49,92
-11,20	-12,00	51,38	53,71	42,03
-12,00	-12,20	54,00	54,62	10,86
-12,20	-13,00	54,62	57,06	44,67
-13,00	-13,21	57,06	57,69	11,76
-13,21	-14,23	57,69	60,83	60,74
-14,23	-14,54	60,83	61,77	18,88
-14,54	-15,00	61,77	63,18	28,86
-15,00	-30,00	45,17	78,49	927,47

Aktiver Erddruck

Querkraftnullpunkt lt. GGU Retain -12,76 mNN

Erddruck bis z= -12,2 mNN = 502 kN/m

Erddruck bis z= -13,0 mNN = 546 kN/m

$E_{a[g+q],k} = 532,92 \text{ kN/m}$

Zugehöriger, aktiver Wasserdruck

GW= 2,52 mNN

Querkraftnullpunkt -12,76 mNN

$W_k = (2,5 - -12,8)^2 \cdot 10 / 2 = 1167,39 \text{ kN/m}$

Stützender Zusatzdruck

$\Delta w_k = 5,50 \text{ kN/m}^2$

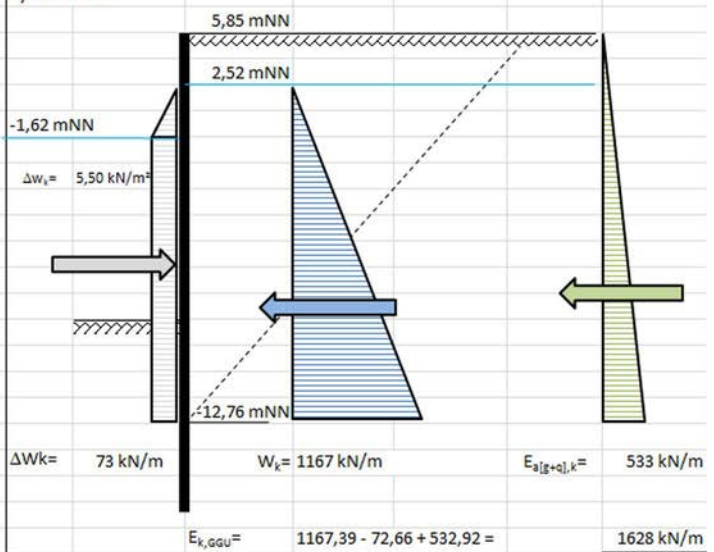
HW= -1,62 mNN

GW= 2,52 mNN

Querkraftnullpunkt -12,76 mNN

$\Delta W_k = 5,50 \cdot (2,52 - -1,62) / 2 + (-1,62 - -12,76) \cdot 5,50 = 72,66 \text{ kN/m}$

Systemskizze



Abzüglich der Belastungen aus den Pfählen (20 kN/m vgl. 0) ergibt sich der Nachweis zu:

$$E_{k,Cullmann} = 1.620 \text{ kN} - 20 \text{ kN} = 1.600 \text{ kN} < E_{k,GGU} = 1.168 + 533 = 1700 \text{ kN} \checkmark$$

