



Geotechnische Stellungnahme Nr. 2

Hochwasserschutz Günztal Hochwasserrückhaltebecken Frechenrieden

bearbeitet im Auftrag der
Dr.-Ing. Koch Bauplanung GmbH
Beethovenstraße 13
87435 Kempten

Bauherr:
Freistaat Bayern
vertreten durch das
Wasserwirtschaftsamt Kempten
Rottachstraße 15
87439 Kempten

Betzigau, den 02.06.2020

Projektnummer: 181106



Inhalt

- 1 Vorgang und Veranlassung
- 2 Bestehende Verhältnisse
- 3 Geohydraulische Untersuchungen
- 4 Bauwasserhaltung Durchlassbauwerk
- 5 Erdstatische und geohydraulische Untersuchungen
- 6 Zusammenfassung, Empfehlungen

Anlagen

- 1 Bestandsplan**
 - 1.1 Übersichtslageplan mit Dammstandort M 1:25.000
 - 1.2 Lageplan mit Erkundungspunkten M 1:1.000
- 2 Geohydraulische Untersuchungen**
 - 2.1 Lagepläne
 - 2.1.1 Geologische Karte mit Finite-Elemente-Netz M 1:10.000
 - 2.1.2 Lageplan mit Isohypsen des GwDruckspiegels bei $HQ_{100+Klima}$ M 1:1.000
 - 2.1.3 Lageplan mit Isohypsen des GwDruckspiegels bei Kronenstau M 1:1.000
 - 2.1.4 Lageplan mit Isohypsen des GwDruckspiegels bei Teilausfall M 1:1.000
 - 2.1.5 Lageplan mit Isohypsen des GwDruckspiegels bei Totalausfall M 1:1.000
 - 2.2 Schnitte
 - 2.2.1 Geohydraulischer Schnitt Station 0+700 M 1:100
 - 2.2.2 Geohydraulischer Schnitt Durchlassbauwerk M 1:100
- 3 Vordimensionierung Bauwasserhaltung Durchlassbauwerk**
 - 3.1 Lageplan mit Absenkbrunnen und abgesenktem GwDruckspiegel M 1:500
 - 3.2 Vorschlag Brunnenausbau M.d.H. 1:100
- 4 Erdstatische Untersuchungen**
 - 4.0.1-11 Berechnungsgrundlagen gemäß DIN 1054,
Wasserdurchlässigkeit in Abhängigkeit von der Sättigung
 - 4.1.1-2 Berechnungsquerschnitte der Stationen 0+700 und 0+200
 - 4.2.1-20 Geohydraulische Betrachtungen stationär und instationär
 - 4.3.1-3 Auftrieb und hydraulischer Grundbruch
 - 4.4.1-8 Suffosion und Fugenerosion, geotextiler Filter
 - 4.5.1-16 Ergebnisse von Böschungs- und Geländebruchberechnungen
 - 4.6.1-10 Betrachtungen zum Gleiten
 - 4.7.1-3 Setzungen



4.8.1-2 Prinzipskizzen Dammkörper

Unterlagen

- [U1] DR. EBEL & CO. INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK UND WASSERWIRTSCHAFT MBH, Betzigau:
- Geotechnischer Untersuchungsbericht AZ 181106: Staatliche Wasserwirtschaft, Hochwasserschutz Günz, Hochwasserrückhaltebecken Frechenrieden; 17.06.2019
 - Prinzipskizze Station 0+700; per Email am 05.09.2019
 - Prinzipskizze Station 0+200; per Email am 05.09.2019
 - Vergleich Wasserstandpotenziale ohne und mit Filterteppich; Vergleich zu fassender und abzuleitender Wassermengen; per Email am 09.09.2019
 - Geotechnische Stellungnahme Nr. 1, AZ 181106: Staatliche Wasserwirtschaft, Hochwasserschutz Günz, Hochwasserrückhaltebecken Frechenrieden; 22.11.2019
 - Hydrogeologisches Gutachten AZ 140210: Staatliche Wasserwirtschaft; Neubau Gewässer 3. Ordnung, Hochwasserschutz Günztal, Hochwasserrückhaltebecken Eldern, Untersuchung der Grundwasserbeeinflussung (Grundwasserströmungsmodell); 21.11.2016
 - Hydrogeologische Stellungnahme Nr. 1, AZ 140210-2: Staatliche Wasserwirtschaft; Neubau Gewässer 3. Ordnung, Hochwasserschutz Günztal, Hochwasserrückhaltebecken Eldern, Drosselbauwerk Westliche Günz, Sohldruckentspannung; 16.11.2017
- [U2] Planungsgemeinschaft Dr.-ING. KOCH BAUPLANUNG GMBH, Kempten, FICHTNER WATER & TRANSPORTATION, Freiburg:
- Lageplan mit Dammstandort, Durchlassbauwerk und verlegter Schwelk; per Email am 19.08.2019 und 05.05.2020
 - Lageplan mit Stationierung; per Email am 23.08.2019
 - Höhenpläne Dammachsen; per Email am 04.05.2020
 - Längsschnitt Durchlassbauwerk M 1:100; Vorabzug vom 07.11.2019
 - Lageplan Durchlassbauwerk M 1:100; Vorabzug vom 07.11.2019
 - Regelquerschnitt Damm, Station 0+700; per Email am 04.05.2020
 - Zusammenstellung Einstauwerte; per Email am 14.04.2020
- [U3] WASSERWIRTSCHAFTSAMT KEMPTEN:
- HWS Günztal; HRB Frechenrieden, Steuerungskonzept; per Email am 18.09.2019
 - Wasserspiegellagen der Schwelk bei Drosselabfluss 2 m³/s und Abfluss 4,5 m³/s; per Email am 05.05.2020
 - Einstaufläche HQ_{100+Klima}; per Email am 05.05.2020
 - Ein- und Abstauzeiten; Email vom 05.05.2020



- [U4] LANDESAMT FÜR UMWELT, GESUNDHEIT UND VERBRAUCHERSCHUTZ BRANDENBURG (2011): Fachbeiträge des LUGV Heft Nr. 117: Hydrogeologische Gutachten zur Neufestsetzung von Wasserschutzgebieten im Land Brandenburg, Hinweise zur Erstellung
- [U5] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, Karlsruhe:
- Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), 2011
 - Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB), 2013
 - Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG), 1993 (02.2018 noch aktuell)
 - Technische Lieferbedingungen für Geotextilien (TLG 2018)
- [U6] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG, ABTEILUNG WASSERSTRABEN, SCHIFFFAHRT (2015): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen . Wasserbau (ZTV-W) für Erdarbeiten (Leistungsbereich 205), BAW-Bibliothek, Ilmenau
- [U7] BUSCH, K.-F., LUCKNER, L. & TIEMER, K.: 1993): Geohydraulik, 3. Aufl., Berlin (Borntraeger-Verlag)
- [U8] DAVIDENKOFF, R. (1964): Deiche und Erddämme, Düsseldorf (Werner-Verlag)
- [U9] DAVIDENKOFF, R. (1970): Unterläufigkeit von Stauwerken, Düsseldorf (Werner-Verlag)
- [U10] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V., Berlin (2012): Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen – EBGeo, 2. Aufl.
- [U11] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG, Berlin:
- DIN 1054: Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, 12/2010 mit Änderungen/Ergänzungen A1 (08.2012) und A2 (11.2015)
 - DIN 4084; Baugrund – Geländebruchberechnungen, 01/2009
 - DIN 19700-11; Stauanlagen, Teil 11: Talsperren, 07/2004
 - DIN 19712: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern, 01/2013
 - DIN EN 1997-1; Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1:Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013, 03/2014
- [U12] KAST, K. (1985): Spreizsicherheit von Böschungen bei geneigtem Gelände und Durchströmung; Bauingenieur, 60. Jahrgang, S. 519-522
- [U13] FGsv-Verlag, Köln:
- Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln (MBB), FGsv Nr. 551, Ausgabe 2004
 - Merkblatt zur Herstellung, Wirkungsweise und Anwendung von Mischbindemitteln, Ausgabe 2012



- c) Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau, ZTV SoB-StB 04, Ausgabe 2004, Fassung 2007, FGSV-Nr. 698

[U14] BAYERISCHES LANDESAMT FÜR UMWELT, Augsburg:

- a) Stellungnahme vom 24.03.2020
- b) Geologische Karte von Bayern 1:25000, abgerufen am 05.05.2020 unter https://www.umweltatlas.bayern.de/mapapps/resources/apps/lfu_geologie_ftz
- c) Hydrogeologische Karte von Bayern, mittlere Grundwasserneubildungsrate aus Niederschlag (1971-2000), abgerufen am 05.05.2020 unter https://www.umweltatlas.bayern.de/mapapps/resources/apps/lfu_geologie_ftz

[U15] DVGW (2016): Technische Regel – Arbeitsblatt DVGW W 107, Aufbau und Anwendung numerischer Grundwassermodelle in Wassergewinnungsgebieten; Bonn

[U16] FACHSEKTION HYDROGEOLOGIE IN DER DEUTSCHEN GEOLOGISCHEN GESELLSCHAFT [Hrsg.] (2002: Hydrogeologische Modelle. Ein Leitfaden mit Fallbeispielen; Hannover

[U17] CHAPMAN, T.G. (1957): Two-Dimensional Groundwater Flow through a Bank with Vertical Faces; zitiert in HERTH, W. & ARNDTS, E. (1994): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. – 3. Aufl., 357 S.; Berlin (Ernst-Verlag).

1 Vorgang und Veranlassung

Der Freistaat Bayern, vertreten durch das Wasserwirtschaftsamt Kempten, beabsichtigt im Rahmen der Gesamtmaßnahme „Hochwasserschutz Günz“ die Drosselung der Hochwasserabflüsse der Schwelk nordwestlich von Markt Rettenbach, Landkreis Unterallgäu. Zu diesem Zweck soll im Hauptschluss zur Schwelk ein Hochwasserrückhaltebecken (HRB) eingerichtet werden, das durch den Bau eines quer zum Tal verlaufenden, etwa 850 m langen und bis zu etwa 7 m hohen Erddamms entsteht. Die Schwelk soll abschnittsweise verlegt und zu einem Durchlassbauwerk geleitet werden, über das Hochwasserabflüsse auf ein erträgliches Maß von 2 m³/s gedrosselt werden. Optional soll ein Drosselabfluss von 4,5 m³/s möglich sein.

Das Wasserwirtschaftsamt Kempten beauftragte über die Planungsgemeinschaft Dr.-Ing. Koch / FICHTNER die Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH, Betzigau, mit den geotechnischen Beratungen zu diesem Bauvorhaben. Es sind erdstatische und geohydraulische Untersuchungen zur Findung standsicherer, gebrauchstauglicher und dabei wirtschaftlicher Lösungen anzustellen. Einen weiteren Aspekt bilden die Auswirkungen auf das Grundwasserregime im Nahbereich, die der Beckenbetrieb mit sich bringen wird und die durch entsprechende Planungen zu beherrschen sind.

Die Untergrund- und Grundwasserverhältnisse im Bereich des geplanten Beckenstandorts sind im Geotechnischen Untersuchungsbericht [U1a] dargestellt. Die Stellungnahme Nr. 1 [U1e] hat die Ergebnisse erdstatischer und geohydraulischer Untersuchungen zum Inhalt und mündet in bereits im Zuge der Bearbeitung mit den Projektbeteiligten abgestimmte Lösungsvorschläge. Darüber hinaus wird die bauzeitliche Wasserhaltung für das Durchlassbauwerk behandelt.



Die hydrologischen Eingangsdaten haben sich geändert, was einen Anstieg der planmäßigen Einstauhöhe im Becken, mithin eine Umplanung der Damngeometrie zur Folge hat. Das Wasserwirtschaftsamt Kempten beauftragte über die Planungsgemeinschaft Dr.-Ing. Koch / FICHTNER die Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH, Betzigau, mit erdstatischen und geohydraulischen Untersuchungen, die auf den erfolgten Umplanungen gründen. Die nachfolgend abgedruckte Stellungnahme Nr. 2 hat die Ergebnisse dieser Untersuchungen zum Inhalt und schreibt die Stellungnahme [U1e] fort. Es werden dabei in [U14a] formulierte Aspekte aufgegriffen.

2 Bestehende Verhältnisse

Die bestehenden Verhältnisse sind in [U1a] beschrieben und werden im Folgenden in gekürzter Form wiedergegeben.

Geomorphologische Situation

Das geplante Hochwasserrückhaltebecken soll durch die Absperrung eines rund 800 m breiten, flach nach Norden abfallenden Tälchens entstehen, das lateral durch sog. Riedel begrenzt wird. Die Schwelk fließt als wenige Meter breiter Bach in Mäandern auf der orographisch rechten Talseite und ist nur etwa 1-1,5 m in das Urgelände eingeschnitten. Der Talboden wird von künstlichen Gräben durchzogen, die Vernässungszonen drainieren. Das Gelände wird land- und forstwirtschaftlich genutzt.

Geologische Situation

Der tiefere geologische Untergrund wird von der tertiären Oberen Süßwassermolasse aufgebaut, die als Wechselfolge aus Sanden und Mergeln zu beschreiben ist. Die Obere Süßwassermolasse steht an den Rändern des Tälchens oberflächennah an und taucht von hier aus unter den Talgrund ab, wo flächig und bis in Tiefen von 4,5 m der Talkies lagert. Der Talkies wird von Aueablagerungen und – vertretungsweise – von künstlichen Auffüllungen verhüllt. Diese Deckschichten reichen in der Regel bis in Tiefen zwischen 0,4 m und 0,7 m.

Grundwassersituation

Der flächig im Untergrund anstehende Talkies bildet den Hauptgrundwasserleiter. Es handelt sich dabei um einen stark durchlässigen Aquifer, der in die wasserhemmende Obere Süßwassermolasse eingetieft ist und größere Grundwassermengen als Begleitstrom zur Schwelk in nördliche Richtung ableitet. Die Schwelk selbst ist mit ihrem Gewässerbett in den Talkies eingeschnitten und steht in intensivem Austausch mit dem Grundwasser. Der Grundwasserleiter ist in der Regel (fast) vollständig wassergesättigt. Der Grundwasserspiegel ist bei mittleren Verhältnissen schwach unter den wasserhemmenden Deckschichten eingespannt, die permanent einen Grundwasserzufluss von unten erfahren. Hieraus resultiert die bestehende Feuchtigkeit der Wiesenflächen.

Weitere Grundwasserleiter bilden Sandlagen in der Molasse. Nach den Ergebnissen der Beobachtungen in der Grundwasserstandsmessstelle GWM2/19 erwarten wir das Wasserstandspro-



tenzial in der Molasse etwa auf dem Niveau des Grundwasserspiegels im Talkies. Unterschiede in den Wasserstandspotenzialen zwischen Tertiär und Quartär haben einen Austausch zwischen den beiden Grundwassersystemen zur Folge.

Aquiferparameter

Zur Erstabschätzung des im Hauptgrundwasserleiter vorherrschenden Durchlässigkeitsbeiwerts k_f liegen die Ergebnisse von Kurzpumpversuchen (Klarpumpen, tw. Stufenpumpversuche) in den Messstellen GWM2-5/19 sowie von Siebanalysen an Bodenproben vor. Die Auswertungen sind in [U1a] dokumentiert und beziehen sich jeweils auf das unmittelbare Umfeld der Messstellen.

Bei den mehrstufigen Pumpversuchen zeigt sich mit gesteigerter Pumprate eine Zunahme des ermittelten k_f -Wertes, was auf abnehmende Eintrittsverluste hindeutet. In der Zusammenschau ergibt sich aus den vorliegenden Ergebnissen der Feldversuche ein durchschnittlicher Durchlässigkeitsbeiwert (arithmetisches Mittel aus den Auswertungen nach DAHLHAUS und PAAVEL/BIESKE) für den Talkies von $k_f = 4 \cdot 10^{-4}$ m/s. Dieser Wert liegt nach unserer Einschätzung jedoch um etwa eine Zehnerpotenz niedriger als in der Realität (s.u.).

Die Molasse weist nach den Ergebnissen einer Bauwasserhaltung für das Hochwasserrückhaltebecken Eldern (s. [U1g]) einen mittleren horizontalen Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s auf.

Grundwasserbilanz

Der in Anlage 2.1.1 dargestellte Untersuchungsbereich weist natürliche, geohydraulisch wirksame Ränder auf. Daneben lassen sich die folgenden inneren und äußeren Randbedingungen festlegen:

- (1) Zu- und Abstrom im Grundwasserbegleitstrom der Schwelk;
- (2) Grundwasserneubildung aus dem Niederschlag als flächige Zuspeisung;
- (3) Austausch von Grundwasser und Oberflächenwasser der Schwelk;
- (4) Grundwasseraustausch mit dem tertiären Grundwassersystem.

Zu (1)

Der Zustrombereich (Südrand des in Anlage 2.1.1 dargestellten Untersuchungsbereichs) weist eine Breite von etwa 450 m auf; die mittlere Grundwassermächtigkeit schätzen wir, abgeleitet aus Wasserstandsbeobachtungen im Bereich des geplanten Dammstandorts mit 3 m ab. Bei einem mittleren k_f -Wert von $5 \cdot 10^{-3}$ m/s für den Talgrundwasserleiter (s.o.) und einem mittleren Grundwassergefälle i von 0,009 (s. [U1a], Anlage 1.3) errechnet sich nach dem Gesetz von DARCY

$$Q = k_f \times F \times i;$$

mit: Q = Grundwasserzufluss in m^3/s ;

F = Querschnittsfläche des grundwassererfüllten Terrassenkieses in m^2 ;

i = hydraulisches Gefälle, dimensionslos;



der **Zustrom** Q zu

$$Q \approx 60 \text{ l/s.}$$

Geht man davon aus, dass am Nordrand des in Anlage 2.1.1 dargestellten Untersuchungsbereichs in etwa die gleiche Wassermenge abfließt, reduziert sich die Grundwassermächtigkeit bei einer Breite des Abstroms von etwa 700 m und ansonsten gleichen Eingangsgrößen auf im Mittel rund 2 m.

Zu (2)

Die Hydrogeologische Karte von Bayern [U14c] weist für den Untersuchungsraum eine mittlere Grundwasserneubildungsrate aus dem Niederschlag von größenordnungsmäßig 200-300 mm/a (6-12 l/(s · km²)) aus. Aufgrund der vorherrschend gespannten Grundwasserverhältnisse schätzen wir die Grundwasserneubildung aus dem Gebietsniederschlag mit höchstens 5 l/(s · km²) am unteren Ende des Spektrums ein, woraus bei einer Flächengröße von etwa 0,8 km² eine **gebietseigene Grundwasserneubildung** aus dem Niederschlag von

$$\text{GwNb} \approx 4 \text{ l/s}$$

resultiert.

Zu (3)

Nach vorliegenden Wasserspiegelbeobachtungen stehen Schwelk und Grundwasser im hydraulischen Kontakt. Tributäre der Schwelk sind in der gebietseigenen Grundwasserneubildung unter Punkt (2) berücksichtigt.

Zu (4)

Den Grundwasseraustausch mit dem tertiären Grundwassersystem schätzen wir aufgrund einer Standrohrspiegelhöhe, die kaum von der des Talgrundwasserleiters abweicht, gering ein.

Fazit

Wechselwirkungen zwischen Grundwasser und Schwelk spielen für den Grundwasserhaushalt im Untersuchungsraum die zentrale Rolle; die Grundwasserneubildung aus dem gebietseigenen Niederschlag sowie Wechselwirkungen mit dem tertiären Grundwassersystem treten in den Hintergrund.

3 Geohydraulische Untersuchungen

Der Beckenbetrieb wird temporär Auswirkungen auf das Grundwasserregime mit sich bringen, die zu beherrschen sind. Als Grundlage für die entsprechenden Planungen wurde für die Talebene der Schwelk ein dreidimensionales, numerisch-mathematisches Rechenmodell nach der Methode der Finiten Elemente aufgestellt. Bei der eingesetzten Software handelt es sich um das Programm FEFLOW 5.2 (Fa. WASY-DHI, Berlin). Das Rechenmodell baut auf dem zuvor erläuterten Hydrogeologischen Modell auf.



3.1 Geometrien und Diskretisierung

Das Finite-Elemente-Netz besteht aus dreieckigen Prismen. Daraus ergibt sich für die horizontale Diskretisierung eine Dreiecksvermaschung, bei der modellrelevante Geometrien wie

- Ränder des Grundwassersystems,
- bestehende Wechselwirkungen mit der Schwelk und dem bestehenden Grabensystem,
- geplante Einbauten in Zusammenhang mit dem Hochwasserrückhaltedamm (binnenseitige Sohldruckentspannung, dauerhafte Spundwand am Drosselbauwerk etc.) und
- Teilverlegung der Schwelk

berücksichtigt sind. Das Modellgebiet weist eine Größe von etwa 75 ha auf.

Die Diskretisierung in vertikaler Richtung orientiert sich am Mehrschichtaufbau des Grundwassersystems sowie an der Tiefenlage der geplanten Einbauten (verbleibende Spundwand im Durchlassbauwerk). Eine modelltechnisch definierte Schicht wird durch eine Elementlage repräsentiert und nach oben und unten durch Knotenebenen begrenzt. Die vertikale Diskretisierung des Untersuchungsraums erfolgte in sieben Knotenebenen mit sechs dazwischen liegenden Elementlagen.

Das für den Betrachtungsraum diskretisierte Finite-Elemente-Netz besteht aus 31.902 Elementen und 19.355 Knoten.

Knotenebene 1: *Geländeoberfläche (Digitales Geländemodell)*

Elementlage 1: Deckschichten

Knotenebene 2: Deckschichtenbasis (Ø: Geländeoberkante (GOK) – 0,5 m)

Elementlage 2: Talkies

Knotenebene 3: Basis Drosselbauwerk (Ø: GOK – 3,0 m, s. [U2d])

Elementlage 3: Talkies

Knotenebene 4: Unterkante Talkies + 0,2 m (buffer slice)

Elementlage 4: Talkies

Knotenebene 5: Unterkante Talkies (aus Aufschlussdaten [U1a] Ø: GOK – 4,0 m)

Elementlage 5: Obere Süßwassermolasse

Knotenebene 6: buffer slice (angesetzt bei 645 m ü. NHN).

Elementlage 6: Obere Süßwassermolasse

Knotenebene 7: Modellbasis (angesetzt bei 640 m ü. NHN).



Rand- und Nebenbedingungen

Die Berechnung eines Grundwasserströmungsmodells erfordert die Definition von Randbedingungen, die an Knotenpunkten angesetzt werden. Je nach der gewünschten Simulation erfolgt ihre Definition an einzelnen Knoten, in Knotenreihen oder in „Knotenteppichen“. Es wurden die folgenden Randbedingungen definiert:

- Knotenebene 1: Randbedingungen dritter Art als Knotenreihen für den Wasserspiegel der Schwelk;
- Knotenebenen 2 bis 5: Randbedingungen erster Art als Knotenreihe für den südlichen und nördlichen Modellrand;

Sofern keine Randbedingungen formuliert sind, werden die Begrenzungen des Modellnetzes als undurchlässig angenommen (Spezialfall der Randbedingung zweiter Art).

3.2 überschlägige Kalibrierung

Das Grundwasserströmungsmodell wurde auf eine am 19.09.2019 durchgeführte Stichtagsmessung stationär kalibriert. Die Grundwasserstände an diesem Tag spiegeln ein mittleres Wasserstandsniveau wider.

- Knotenebene 1: Randbedingungen dritter Art als Knotenreihen für den Wasserspiegel der Schwelk; im Wesentlichen aus dem Digitalen Geländemodell abgeschätzt.
- Knotenebenen 2 bis 5: Randbedingungen erster Art als Knotenreihe für den südlichen und nördlichen Modellrand.

Ansätze:

- südlicher Modellrand: $h = 659.5$ m ü. NHN, ;
- nördlicher Modellrand: $h = 650.5$ m ü. NHN.

Sofern keine Randbedingungen formuliert sind, werden die Begrenzungen des Modellnetzes als undurchlässig angenommen (Spezialfall der Randbedingung zweiter Art).

Kalibrierungsgrößen bei den Materialkonstanten waren die Durchlässigkeitsbeiwerte k_f [m/s] sowie die Leakage-Koeffizienten J [d⁻¹]. Über die Leakage-Koeffizienten wird der Austausch zwischen Oberflächengewässern und Grundwasser quantifiziert.

Die Grundwasserneubildung A_u aus dem Niederschlag spielt bilanziell eine untergeordnete Rolle und wurde nicht angesetzt.

Eine instationäre Kalibrierung ist nicht erforderlich, da die Prognoseberechnungen für den stationären Strömungszustand durchgeführt werden.



Ergebnisse Wasserspiegellagen

Bei folgenden Parameterverteilungen kam es zu einer ausreichend guten Übereinstimmung gemessener und rechnerisch ermittelter Standrohrspiegelhöhen:

Tabelle 1: Geohydraulische Rechenwerte (Bestand)

		Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]		Leakagefaktor J [d ⁻¹]	
		$k_{f(x)}$	$k_{f(z)}$	J_{in}	J_{out}
Elementlage 1	Deckschichten ¹⁾ Talkies (Gewässersohlen)	$1 \cdot 10^{-5}$ $5 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-5}$ $5 \cdot 10^{-4}$	– 0,4	– 1,6
Elementlage 2	Talkies	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	–	–
Elementlage 3	Talkies	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	–	–
Elementlage 4	Talkies	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	–	–
Elementlage 5	Molasse ¹⁾	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	–	–
Elementlage 6	Molasse ¹⁾	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	–	–

¹⁾ kein Ergebnis der Kalibrierung

Die gemessenen Standrohrspiegelhöhen wurden mit den berechneten Potenzialen in Tabelle 2 verglichen.

Tabelle 2: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Potenziale,
 Stichtagsmessung 19.09.2019

Messstelle	Standrohrspiegelhöhe gemessen [m ü. NHN]	Potenzial berechnet [m ü. NHN]	Differenz berechnet-gemessen [m]
GWM3/19	655.79	655.91	0,12
Brunnen B1	654.13	654.19	0,06
GWM4/19	653.96	653.97	0,01
GWM5/19	655.70	655.69	-0,01

Als objektives Gütemaß der Kalibrierung sollte gemäß [U4] die Standardabweichung zwischen gemessenen und berechneten Grundwasserständen, bezogen auf die maximale Wasserstands-differenz innerhalb des Modellgebietes, verwendet werden. Dieses Maß sollte nach [U4] unter 5 % liegen. Im vorliegenden Fall errechnet sich das Gütemaß des Modells zu 4,7 %, womit das Grundwasserströmungsmodell auch nach objektiven Gesichtspunkten ausreichend gut kalibriert ist. Der modellinterne Bilanzfehler liegt bei $\ll 1$ %.

Sensitivität

Im Rahmen der Kalibrierung wurde festgestellt, dass der Durchlässigkeitsbeiwert die sensitivere Größe dargestellt. Setzt man beispielsweise den aus den Ergebnissen der Feldversuche gemittelten Durchlässigkeitsbeiwert (arithmetisches Mittel aus den Auswertungen nach



DAHLHAUS und PAAVEL/BIESKE) für den Talkies zugrunde (s.o.), so errechnen sich die in Tabelle 3 aufgelisteten Standrohrspiegelhöhen.

Tabelle 3: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Potenziale, Stichtagsmessung 19.09.2019, K_{th} -Wert Talkies $2 \cdot 10^{-4}$ m/s

Messstelle	Standrohrspiegelhöhe gemessen [m ü. NHN]	Potenzial berechnet [m ü. NHN]	Differenz berechnet-gemessen [m]
GWM3/19	655.79	656.06	0,27
Brunnen B1	654.13	654.02	-0,11
GWM4/19	653.96	653.81	-0,15
GWM5/19	655.70	655.68	-0,02

Die Standardabweichung zwischen gemessenen und berechneten Grundwasserständen, bezogen auf die maximale Wasserstandsdiﬀerenz innerhalb des Modellgebietes, überschreitet bei Ansatz des aus den Ergebnissen der Feldversuche gemittelten Durchlässigkeitsbeiwertes mit 11,4 % das in [U4] empfohlene Maß von 5 % deutlich.

3.3 Einsatz des Grundwasserströmungsmodells

3.3.1 Allgemeines

Der Beckenbetrieb wird Auswirkungen auf das Grundwasserregime mit sich bringen, die durch entsprechende Planungen zu beherrschen sind. Es sind auf der Grundlage dreidimensionaler, stationärer und im Sinne eines Prinzipmodells ausgeführter Grundwasserströmungsberechnungen gebrauchstaugliche Lösungen zur Beherrschung des Grundwasserandrangs im Einstaufall zu entwickeln.

3.3.2 Planungen

Die Planungen sehen Folgendes vor:

- (1) Neubau eines Hochwasserrückhaltedamms als homogenen Erddamm, mit Austausch der Deckschichten und Ersatz durch Dammstützkörpermaterial,
- (2) Bau eines Drosselbauwerks zur schadlosen Ableitung von $2 \text{ m}^3/\text{s}$ Oberflächenwasser, beckenseitig bleiben Spundwände der temporären, wasserdichten Baugrubenumschließung im Untergrund;
- (3) abschnittsweise Verlegung der Schwelk.

3.3.3 Untersuchte Zustände, Berechnungsgrundlagen

Das Modellgebiet ist in Anlage 1.1 dargestellt und weist eine Größe von $0,22 \text{ km}^2$ auf. Seine Umgrenzung resultiert aus den bestehenden Untergrund- und Grundwasserhältnissen.



Die Festlegung der nachfolgend aufgelisteten Szenarien erfolgte in Abstimmung mit den Projektbeteiligten.

Wasserstände

- (1) HQ_{100+Klima} Becken: 661.40 m ü. NHN;
- (2) Kronenstau Becken: 662.28 m ü. NHN;
- (3) jeweils Wasserspiegellagen Schwelk bei Drosselabfluss $Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$, aus [U3b];
- (4) jeweils Wasserspiegellagen Schwelk bei Abfluss $Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{s}$, aus [U3b].

Sohldruckentspannung

Filterteppich unter der Luftseite des Damms als Randbedingung erster Art (Zielwasserspiegel auf der Grundlage von [U2e] festgelegt) auf der Knotenebene 3. Nebenbedingung $Q_{\max} = 0$. Der Filterteppich ersetzt die wasserhemmenden Deckschichten.

Geohydraulische Rechenwerte

In nachfolgender Tabelle sind die für die betrachteten Planungszustände angesetzten geohydraulischen Rechenwerte zusammengestellt.

Tabelle 4: Geohydraulische Rechenwerte (Planung)

		Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]		Leakagefaktor J [d ⁻¹]	
		$k_{f(x)}$	$k_{f(z)}$	J_{in}	J_{out}
Elementlage 1	Deckschichten	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	0,02	0,02
	Bodenersatz Dammsstützkörper	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$	0,02	0,02
	Talkies (Gewässersohlen)	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	0,4	1,6
	Schwelk neu (Planung)	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	0,4	1,6
	Verfüllung Schwelk alt (Planung)	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	0,02	0,02
	DLBW (Planung)	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	–	–
	Arbeitsraum DLBW (Planung)	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$	–	–
	Filterteppich	$1 \cdot 10^{-1}$	$1 \cdot 10^{-1}$	–	–
Elementlage 2	Talkies	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	0,02	0,02
	DLBW (Planung)	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	–	–
	Arbeitsraum DLBW (Planung)	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$	–	–
Elementlage 3	Talkies	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	0,02	0,02
	Spundwand DLBW (Planung)	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	–	–
Elementlage 4	Talkies	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	–	–
	Spundwand DLBW (Planung)	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	–	–
Elementlage 5	Molasse	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-6}$	–	–
Elementlage 6	Molasse	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-6}$	–	–



3.3.4 Berechnungsergebnisse

Planmäßiges Stauziel 661.40 m ü. NHN (HQ_{100+Klima})

Die für die Drosselabflüsse der Schwelk von 2,0 m³/s bzw. 4,5 m³/s errechneten Isohypsen des Grundwasserdruckspiegels sind in Anlage 2.1.2 dargestellt. Aus dem zugehörigen Schnitt, Anlage 2.2.1, wird die Absenkung des Grundwasserdruckspiegels auf der Dammluftseite um mehr als 1,6 m ersichtlich.

In Tabelle 5 werden die zu erwartenden Standrohrspiegelhöhen an ausgewählten Punkten direkt miteinander verglichen.

Tabelle 5: Vergleich Wasserstandpotenziale bei HQ_{100+Klima}

Punkt	Gelände- niveau [m ü. NHN]	GwPotenzial ohne Sohldruckent- spannung [m ü. NHN]	GwPotenzial mit Sohldruckentspannung [m ü. NHN]	
			2,0	4,5
Schwelkabfluss UW [m ³ /s]		2,0	2,0	4,5
Stauraumseite				
GWM3/19	656.88	659.41	658.52	658.52
GWM5/19	656.95	658.65	657.39	657.39
Durchlassbauwerk				
Pkt. Süd ¹⁾		657.53	655.83	655.83
Pkt. Mitte ²⁾		657.08	655.21	655.22
Pkt. Nord ³⁾		656.54	654.67	654.68
Luftseite				
GWM4/19	654.73	655.80	654.33	654.36

¹⁾ R 43 78 425; H 53 14 093;

²⁾ R 43 78 428; H 53 14 109;

³⁾ R 43 78 433; H 53 14 131;

Zur Sohldruckentspannung sind die in Tabelle 6 aufgelisteten Wassermengen zu fassen und abzuleiten.



Tabelle 6: Vergleich zu fassender und abzuleitender Wassermengen, stationär

	Altarm Schwelk [l/s]	Graben 1 [l/s]	Graben 2 [l/s]	Graben 3 [l/s]	gesamt [l/s]
Dosselabfluss 2,0 m ³ /s	55	33	38	31	157
Dosselabfluss 4,5 m ³ /s	56	35	39	32	162

Die Prüfung der Plausibilität erfolgte nach der empirischen Formel von CHAPMAN (s. [U17]), mit der die Wassermenge, die einem unvollkommenen Sickerschlitze bei Beckenstau unter gespannten Bedingungen zufließt, mit rund 70 l/s ermittelt wurde. Diese Fußdrainage berücksichtigt noch nicht die flächige Absenkung des Grundwasserdruckspiegels über den Filterteppich, so dass nach unserer Einschätzung die in Tabelle 6 aufgelisteten Einzelwerte plausibel erscheinen.

Im Stauraum selbst ist nach den Ergebnissen der geohydraulischen Berechnungen bei stationärem Einstau eine Sickerrate von jeweils rund 220 l/s zu erwarten.

Außergewöhnliches Stauniveau 662.78 m ü. NHN (Kronenstau)

Die für die Drosselabflüsse der Schwelk von 2,0 m³/s bzw. 4,5 m³/s errechneten Isohypsen des Grundwasserdruckspiegels sind in Anlage 2.1.3 dargestellt.

In Tabelle 7 werden die zu erwartenden Standrohrspiegelhöhen an ausgewählten Punkten direkt miteinander verglichen.

Tabelle 7: Vergleich Wasserstandpotenziale bei Kronenstau

Punkt	Gelände- niveau [m ü. NHN]	GwPotenzial ohne Sohldruckent- spannung [m ü. NHN]	GwPotenzial mit Sohldruckentspannung [m ü. NHN]	
			2,0	4,5
Stauraumseite				
GWM3/19	656.88	660.50	659.28	659.28
GWM5/19	656.95	659.65	657.81	657.81
Durchlassbauwerk				
Pkt. Süd ¹⁾		658.34	656.05	656.05
Pkt. Mitte ²⁾		657.81	655.31	655.31
Pkt. Nord ³⁾		657.19	654.68	654.69



Luftseite				
GWM4/19	654.73	656.36	654.34	654.38

¹⁾ R 43 78 425; H 53 14 093;

²⁾ R 43 78 428; H 53 14 109;

³⁾ R 43 78 433; H 53 14 131;

Zur Sohldruckentspannung sind die in Tabelle 8 aufgelisteten Wassermengen zu fassen und abzuleiten.

Tabelle 8: Vergleich zu fassender und abzuleitender Wassermengen, stationär

	Altarm Schwelk [l/s]	Graben 1 [l/s]	Graben 2 [l/s]	Graben 3 [l/s]	gesamt [l/s]
Dosselabfluss 2,0 m ³ /s	71	43	53	50	217
Dosselabfluss 4,5 m ³ /s	73	45	54	50	222

Im Stauraum selbst ist nach den Ergebnissen der geohydraulischen Berechnungen bei stationärem Einstau eine Sickerrate von jeweils rund 270 l/s zu erwarten.

Teilausfall der Sohldruckentspannung bei Drosselabfluss 2 m³/s

Zur Simulation eines Teilausfalls der Drainage wurden folgende Eingangsparameter angepasst:

- (1) Konvertierung der Randbedingung erster Art auf Knotenebene 3 (Filterteppich) in die Randbedingung dritter Art zur Simulation der gestörten Exfiltration.
- (2) Iterative Quantifizierung der Störung über den Leakage-Koeffizienten auf Elementlage 3 bis die zu fassenden und abzuleitenden Wassermengen auf etwa die Hälfte reduziert war.

Der errechnete Isohypsenplan des Grundwasserdruckspiegels ist in Anlage 2.1.4 dargestellt. Darüber hinaus ist der abgesenkte Grundwasserdruckspiegel im Schnitt, Anlage 2.2.1, zusammen abgebildet.

In Tabelle 9 werden die für den Teilausfall um etwa 50 % berechneten Standrohrspiegelhöhen an ausgewählten Punkten direkt miteinander verglichen. Der betrachtete Drosselabfluss der Schwelk liegt bei 2 m³/s.



Tabelle 9: Vergleich Wasserstandpotenziale bei Teilausfall

Punkt	Gelände- niveau [m ü. NHN]	GwPotenzial ohne Sohldruckentspannung [m ü. NHN]		GwPotenzial mit Teilausfall [m ü. NHN]	
Stauziel HRB [m ü. NHN]		661.40	662.78	661.40	662.78
Stauraumseite					
GWM3/19	656.88	659.41	660.50	658.97	659.89
GWM5/19	656.95	658.65	659.65	657.96	658.64
Durchlassbauwerk					
Pkt. Süd ¹⁾		657.53	658.34	656.72	657.21
Pkt. Mitte ²⁾		657.08	657.81	656.18	656.58
Pkt. Nord ³⁾		656.54	657.19	655.61	655.90
Luftseite					
GWM4/19	654.73	655.80	656.36	655.02	655.27

¹⁾ R 43 78 425; H 53 14 093;

²⁾ R 43 78 428; H 53 14 109;

³⁾ R 43 78 433; H 53 14 131;

3.3.5 Zusammenfassende Bewertung

Die durchgeführten geohydraulischen Prognoseberechnungen wurden für den stationären Strömungszustand durchgeführt und bilden damit jeweils den „worst-case“-Fall ab. Sie zeigen, dass

- (1) mit einem Filterteppich der Sohldruck auf der Luftseite des Damms auf ein erträgliches Maß abgesenkt werden kann,
- (2) Fußdrainage und Filterteppich gleichwertig sind und
- (3) die abzuleitenden Grundwassermengen in einer gut beherrschbaren Größenordnung liegen.

Erforderliches Gefälle des Filterteppichs

Der Filterteppich weist eine Gesamtlänge von rund 600 m auf und muss imstande sein, o.g. Wassermengen zu fassen. Dies bedeutet, dass bei Kronenstau durchschnittlich etwa 0,35 l/s pro laufenden Meter Wasser anfallen, das gesichert abgeleitet werden muss. Nach dem Gesetz von DARCY in Kombination mit der Anforderung zur Kontinuität

$$Q = k_f \times F \times i;$$



mit: Q = Grundwasserzufluss in m^3/s ;
 F = Querschnittsfläche des Filterteppichs in m^2 ;
 i = hydraulisches Gefälle, dimensionslos;
 k_f = Durchlässigkeitsbeiwert $0,1 \text{ m/s}$;

errechnen sich bei einer geplanten Mächtigkeit des Filterteppichs von $0,8 \text{ m}$ die Querschnittsfläche F zu $0,8 \text{ m}^2/\text{m}$ und der erforderliche hydraulische Gradient zu

$$i = Q \times k_f^{-1} \times F^{-1} = 0,2 \text{ m}^3/\text{s} \times 600^{-1} \times 0,1^{-1} \text{ s/m} \times 0,8^{-1} \text{ m}^{-2} = 0,0042;$$

Unter Berücksichtigung des durch den Damm zutretenden Sickerwassers ist eine Querneigung der Sohlfläche von mindestens 5 Promille sicherzustellen.

4 Bauwasserhaltung Durchlassbauwerk

Grundlagen

Das Durchlassbauwerk ist als Betonbauwerk mit einer Gesamtbreite von knapp 20 m und zwei Durchlassfeldern geplant. Beide, durch einen Mittelpfeiler voneinander getrennte Felder werden mit regelbaren Schützen ausgestattet. Auf der Unterwasserseite des Durchlassbauwerks ist die Anordnung eines Tosbeckens vorgesehen. Randlich wird das Bauwerk gegen den Erddamm mit Flügelmauern begrenzt. Die Gesamtlänge des Bauwerks wird etwa 50 m betragen.

Gemäß Anlage 2.2.2 soll die Gründung des Massivbauwerks im Grenzbereich zwischen quartärem Talkies und tertiärer Oberer Süßwassermolasse erfolgen. Es ist eine Baugrube erforderlich, die mit einem wasserdichten Verbau (Spundwand) umschlossen werden soll. Das planmäßige Aushubniveau liegt etwa $3\text{-}4 \text{ m}$ unter Urgelände.

Es soll eine rechteckige Spundwandumschließung hergestellt werden, die etwa 2 m von der eigentlichen Baugrube abgerückt liegt. Im Einlaufbereich wird die Spundwand dauerhaft verbleiben und dementsprechend an das geplante Betonbauwerk anschließen. Hier ist eine Bodenplatte vorgesehen, die an die umschließende Spundwand anbindet.

Für die Herstellung des Drosselbauwerks wird eine Bauwasserhaltung erforderlich. Die Baugrubenumschließung ist in die Obere Süßwassermolasse einzubinden, so dass Zutritte aus dem Hauptgrundwasserleiter Talkies weitestgehend ausgesperrt werden.

Die hydrogeologischen Erkundungen haben gezeigt, dass neben dem quartären Talkies auch die tertiäre Obere Süßwassermolasse grundwasserführend ist. Es handelt sich dabei um eine Wechselfolge aus Sanden und Mergeln, die sich gegenseitig vertreten. Molassesande sind vollständig wassergesättigt. Das Grundwasser ist eingespannt und drückt von unten her gegen wasserhemmende Böden bzw. hat direkten Anschluss an den quartären Talkies. Das herrschende Druckspiegelniveau in der Molasse entspricht nach den Ergebnissen der Wasserstandsbeobachtungen in der Grundwassermessstelle GWM2/19, die im Molassesand ausgefiltert ist, in etwa dem des im Talkies frei entwickelten Grundwasserspiegels.



Zur Gewährleistung der hydraulischen Grundbruchsicherheit der Baugrubensohle ist die Entspannung des Grundwasserdruckspiegels in der Molasse mit Schwerkraftbrunnen erforderlich, die innerhalb der Baugrubenumschließung angeordnet sein sollen. Der abgesenkte Grundwasser(druck)spiegel muss mindestens etwa 0,5 m unter der Baugrubensohle liegen.

Die Brunnen können, wenn ausreichende Auftriebssicherheit durch das Bauwerks- und Baugrubenverfüllgewicht vorhanden ist, außer Betrieb genommen werden.

Die Auftriebssicherheit muss zu jedem Zeitpunkt gewährleistet sein. Dies bedarf eines erhöhten Beobachtungs- und Steuerungsbedarfs im Rahmen der Baubegleitung.

Berechnungen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der geohydraulischer Berechnungen mit dem FEFLOW wiedergegeben, die sich auf das tertiäre Grundwasserstockwerk konzentrieren. Es wurden folgende Anpassungen des bestehenden, zuvor bereits erläuterten Grundwassermodells vorgenommen.

- Absenkziel Baugrubensohle: 652.0 m ü. NHN;
- Absenkziel Tosbecken: 651.0 m ü. NHN;
- Grundwasserdruckspiegel, nicht abgesenkt: 655.0 m ü. NHN für HQ₁₋₂ abgeschätzt.

Die Berechnungen wurden für den stationären Strömungszustand durchgeführt.

In der Anlage 3.1 sind die Ergebnisse geohydraulischer Berechnungen als Isohypsenplan der Druckspiegeloberfläche dargestellt. Die Koordinaten der betrachteten Brunnenstandorte sind in nachfolgender Tabelle aufgelistet. Es handelt sich um insgesamt sechs gleichzeitig betriebene Vertikalfilterbrunnen, die in gleichmäßigen Abständen innerhalb der Spundwandumschließung angeordnet sind.

Tabelle 10: Gauß-Krüger-Koordinaten der Entnahmebrunnen

	Rechtswert	Hochwert
Brunnen 1	43 78 418,3	53 14 142,2
Brunnen 2	43 78 445,5	53 14 138,2
Brunnen 3	43 78 416,2	53 14 118,8
Brunnen 4	43 78 441,4	53 14 115,0
Brunnen 5	43 78 413,4	53 14 095,0
Brunnen 6	43 78 436,1	53 14 091,2

Die sechs Entnahmebrunnen wurden als Randbedingung (RB) zweiter Art mit $Q = 500 \text{ m}^3/\text{d}$ und Nebenbedingungen (NB) erster Art mit $h_{\min} = 645.0 \text{ m ü. NHN}$ (Brunnen 1 und 2) und $h_{\min} = 646.5 \text{ m ü. NHN}$ (Brunnen 3 bis 6) auf der Knotenebene 6 simuliert.



Zur Kontrolle des eingehaltenen Absenkziels wurden modellintern Beobachtungspunkte eingeführt, deren Lage in Tabelle 11 aufgelistet ist.

Tabelle 11: Gauß-Krüger-Koordinaten der Beobachtungspunkte Baugrubensohle

lfd. Pkt.-Nr.	Rechtswert	Hochwert
1	43 78 425	53 14 093
2	43 78 428	53 14 109
3	43 78 433	53 14 131

Berechnungsergebnisse

In der Anlage 3.1 sind die Ergebnisse der geohydraulischen Berechnungen dargestellt. Diese zeigen um die Brunnen jeweils steile Absenktrichter, die dem niedrigen Durchlässigkeitsbeiwert in der Molasse geschuldet sind. Es wurden folgende Förderraten ermittelt:

Brunnen Br. 1	2,4 m ³ /h;	Brunnen Br. 2	2,4 m ³ /h;
Brunnen Br. 3	2,0 m ³ /h;	Brunnen Br. 4	1,8 m ³ /h;
Brunnen Br. 5	1,8 m ³ /h;	Brunnen Br. 6	1,6 m ³ /h;

Die genannten Förderraten führen an den Beobachtungspunkten zu folgenden Standrohrspiegelhöhen:

Punkt-Nr. 1	651.69 m ü. NHN,
Punkt-Nr. 2	651.28 m ü. NHN,
Punkt-Nr. 3	651.04 m ü. NHN.

Die ermittelten Standrohrspiegelhöhen liegen im Bereich des angestrebten Absenkziels.

Brunnenbau

Überschlägige Berechnungen zum Brunnenfassungsvermögen nach SICHARDT (1928) erbringen einen erforderlichen Mindestbrunnendurchmesser von 300 mm. Der von uns vorgeschlagene Brunnenausbauplan mit dem üblichen Verrohrungsdurchmesser 324 mm ist in Anlage 3.2 wiedergegeben. Der tatsächliche Brunnenausbau (Tiefenlage des Filterrohrs) ist für jeden Brunnen getrennt anhand des jeweils vorgefundenen Bohrprofils festzulegen.

Die Bohrarbeiten sind verrohrt und zur Gewährleistung der Auftriebssicherheit in der Bohrlochsohle unter Auflast durchzuführen. Mit der Tiefe wird eine Erhöhung der Suspensionsdichte (beispielsweise mit Schwerspat) erforderlich. Ein Konzept zum Nachweis der Auftriebssicherheit in der Bohrlochsohle ist vor Durchführung der Arbeiten vom Auftragnehmer zu erbringen und dem Auftraggeber zur Prüfung vorzulegen.

Ggf. wird es aus bohrtechnischen Gründen erforderlich sein, mit einem größeren Bohrdurchmesser (z.B. 420 mm) zu beginnen und auf den geplanten Enddurchmesser zu teleskopieren.



Die Brunnen und Messstellen sind vor Inbetriebnahme klarzupumpen und zu entwickeln. Darüber hinaus ist an jedem Brunnen mit einem Pumpversuch die Leistungsfähigkeit nachzuweisen.

Der Brunnenbau ist durch einen erfahrenen Geologen / Geotechniker zu begleiten. Dies bedarf eines erhöhten Beobachtungs- und Steuerungsbedarfs im Rahmen der Baubegleitung.

Monitoring- und Havariekonzept

Das Erreichen des Absenkziels ist über die Grundwasserstandsmessstelle GWM2/19 nachzuweisen. Sollte diese Messstelle aufgrund ihrer Lage rückgebaut werden müssen, so ist noch vor Beginn des Aushubs Ersatz zu schaffen. Die Fördermenge jedes Brunnens ist kontinuierlich oder mit regelmäßigen Einzelmessungen zu erfassen.

Die Auftriebssicherheit muss überall und zu jedem Zeitpunkt gewährleistet sein.

Die Alarmierung bei Überschreitung des Absenkziels kann über automatisch aufzeichnende Druckaufnehmer mit Datenlogger erfolgen, der die Überschreitung eines vorab festzulegenden Grundwasserstands per Datenfernübertragung meldet (z.B. System GPRS Datenlogger Typ 255 der Fa. HT Hydrotechnik GmbH Obergünzburg).

Voraussetzung ist ein verlässlich arbeitendes Mobilfunknetz.

Die geohydraulischen Berechnungen wurden für bordvollen Abfluss der Schwelk durchgeführt.

Vakuum- und Restwasserhaltung

In schluffigen Fein- bis Mittelsanden, die in der Baugrubensohle zutage treten können, ist Porenwasser großteils als Kapillar- und Haftwasser gebunden. Es besteht eine Liquefaktionswilligkeit, die eine Entwässerung oberflächennaher Sande der Oberen Süßwassermolasse erforderlich macht. Die Festigkeit der oberflächennahen Abschnitte wird dadurch erhalten.

Zur ausreichenden Entwässerung des Bodens wird voraussichtlich eine Vakuumunterstützung mit Lanzen erforderlich. Die Reichweite der Grundwasserabsenkung einer einzelnen Lanze sowie die Geschwindigkeit der Entwässerung lassen sich derzeit nicht abschätzen. Es ist im Vorfeld abzuklären, ob zum Einbringen der Vakuumlansen Zusatzmaßnahmen wie zum Beispiel Vorbohren notwendig sind.

Die Restwasserhaltung in der Baugrube kann über eine Ringdrainage erfolgen. Das gefasste Wasser ist Pumpensämpfen zuzuleiten. Sollte das gewünschte Absenkziel der Schwerkraftentwässerung nicht erreicht werden, so können zusätzlich zu den Vertikalfilterbrunnen die Pumpensämpfe in der Baugrubensohle tiefer gelegt und als Schachtbrunnen genutzt werden.

Weiteres

Das im Rahmen der Bauwasserhaltung geförderte Wasser ist über einen Absetzcontainer zu führen und nach erfolgter Neutralisation in die Schwelk einzuleiten.

Der Brunnenbau sowie der Betrieb und die Ableitung des geförderten Grundwassers bedürfen weiterer Planungen sowie einer wasserrechtlichen Behandlung. Die Ergiebigkeit der Brunnen ist in Leistungspumpversuchen nachzuweisen.



Auswirkungen auf die Rechte Dritter sind nicht zu erkennen.

Wir empfehlen, vor Baugrubenaushub einen Probetrieb der Schwerkraftentwässerung durchzuführen.

5 Erdstatische und geohydraulische Untersuchungen

5.1 Planungen und Grundlagen

5.1.1 Dammkörper

Für die Stationsbereiche 0+200 sowie 0+700 wurden erdstatistische und geohydraulische Betrachtungen ausgeführt. Der Dammquerschnitt mit der Baugrundsituation im Talgrund ist in der Anlage 2.2.1 dargestellt. Die Dammkrone ist befahrbar und mit einer Gesamtbreite von 5 m geplant. Die Böschungsneigungen des Stützkörpers liegen wasserseitig bei 1:2,4 und luftseitig bei 1:2,5. An der Luftseite erfolgen Anschüttungen vornehmlich mit geringer scherfesten Erdstoffen mit Böschungsneigungen um 1:3,35 bis 1:3,5.

Die Dammkronenmitte liegt auf einem Höhenniveau von 662,78 m+NHN (für die Standsicherheitsbetrachtungen wird die Kronenhöhe auf 662,8 m+NHN aufgerundet) und damit im Bereich um 6÷7 m über Geländeneiveau. Luft- und wasserseitig wird am Dammfuß ein befahrbarer Begleitweg mit einer Breite einschließlich Banketten um 6÷6,5 m geplant. Die Trassenhöhen der Begleitwege liegen bis ca. einen Meter über benachbartem Geländeneiveau.

Auf dem Fahrweg der Dammkrone wird eine Ersatzflächenlast für einen Schwerlastwagen SLW30 auf einer Breite von 3 m berücksichtigt. Gemäß den Angaben in Abschnitt 4 wird im luftseitigen Dammbereich eine Flächendränage, die Anschluss an den wasserdurchlässigen Untergrund hat, berücksichtigt. Die Flächendränage mündet in einen Dränagestrang.

Es ist ein homogener Dammstützkörper geplant. Für die nachfolgenden Betrachtungen wird der Aufbau des Dammes mit schluffigem Kies/Sand (Bodengruppen GU÷GU* nach DIN 18196 mit einem Feinkornanteil im Bereich um 10÷20 Massen-%) oder auch mit feinkörnigen Erdstoffen (Bodengruppen GU*, GT*, SU* nach DIN 18196) betrachtet.

Die Dammaufstandsfläche wird zur Verbesserung der Untergrundfestigkeit (insbesondere im Bereich der bindigen Deckschicht) mit hydraulischem Bindemittel stabilisiert.

5.1.2 Baugrund

Die Baugrundverhältnisse werden in idealisierter Form, wie in den Anlagen 2.2.1-2 dargestellt, berücksichtigt. Unter dem Oberboden stehen bindige Deckschichten in Form von Auffüllungen und untergeordnet auch Aueablagerungen an. In der Talebene folgt unter den Deckschichten verbreitet der gut wasserdurchlässige Talkies in einer Schichtmächtigkeit um 2÷3 m. Darunter folgt zur Tiefe der Grundwasserstauer in Form von Molasse (größtenteils Molassemergel mit eingeschalteten Sandsteinlagen und Molassesand). Zu den Talrändern dünnt die Schichtmächtigkeit des Talkieses aus und wird dann vollständig durch die Molasse vertreten. Bei Station 0+200 ruht der Dammkörper auf bindigen Molassedeckschichten. Im Bereich des darunter



anstehenden Molassemergels sind im Einstaufall wasserdruckführende Schichtlagen aus Molassesand einzukalkulieren, s. BK1/19.

5.1.3 Grundwasser

Im Zuge der Stauraumbewirtschaftung ist davon auszugehen, dass der Talkies und die Deckschichten wassergesättigt sind und durchströmt werden. Luftseitig des Dammes wird für die Betrachtungen ein geländegleicher Grundwasserstand angesetzt. Bei den Einstausituationen werden die aus dem geohydraulischen Modell (s. Angaben in Abschnitt 4) entwickelten Standrohrspiegelhöhen zur Luftseite hin berücksichtigt.

5.1.4 Wasserspiegel, Absunk, Einstauzeit

Das Niveau des Vollstaus (Z_v , nachfolgend auch als HQ_{100} -Einstau bezeichnet) liegt bei 661,40 m+NHN. Das maximal zu erwartende Stauniveau Z_k liegt bei 662,8 m+NHN (Kronenstau). Es ist ferner davon auszugehen, dass der Einstau über mehrere Tage andauern kann und unter Berücksichtigung von Vorbefüllungen des Stauraums und Niederschlagseinsickerungen dann annähernd stationäre Strömungsverhältnisse im Dammkörper und im Baugrund vorherrschen.

Für instationäre Betrachtungen werden in Anlehnung an die mit [U3d] gemachten Angaben folgende Stauzeiten bei Z_v berücksichtigt:

- Aufstau bis Z_v : 48 h,
- Einstau bei Z_v : 48 h,
- Teilabstau um ca. 70 % innerhalb von 48 h von Z_v (661,4 m+NHN) bei Station 0+700 auf 657,8 m+NHN mit einem ΔH von 3,6 m bzw. bei Station 0+200 auf 659,0 m+NHN mit einem ΔH von 2,4 m. Die mittlere Absunkgeschwindigkeit liegt damit im Bereich um $v_a \approx 1 \div 2 \cdot 10^{-5}$ m/s. Im Vergleich mit dem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Dammkörpermaterials ist annähernd von raschen Absunkverhältnissen auszugehen ($v_a \geq k_f$).



5.1.5 Boden- und Materialkennwerte

Ergänzend zu den in Tabelle 4 der [U1a] angegebenen bodenmechanischen Kenngrößen werden in nachfolgender Tabelle 11 weitere Kennwerte berücksichtigt. Bei den Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten zu den Dränagen werden etwaige „Alterungseffekte“ berücksichtigt.

Tabelle 11: *Bodenkennwerte (charakteristische Kennwerte)*

	Wichte (feucht/u. Auftrieb) γ/γ_k' (kN/m ³)	Reibungswinkel φ'_k (°)	Kohäsion c_k' (kN/m ²)	Steifemodul $E_{s,k}$ (MN/m ²)	Poren- anteil n	Wasserdurch- lässigkeit (m/s)	
						k_x	k_y
Dammkörper aus GU÷GU* ¹⁾ -Material	20/10	30	1	20	0,15	2·10 ⁻⁵	1·10 ⁻⁵
Dammkörper fein- körnig ²⁾	19 / 9	25	2	10	0,1	1·10 ⁻⁷	5·10 ⁻⁸
bindige Deckschichten	17 / 7	20	1	2	0,1	1·10 ⁻⁵	1·10 ⁻⁵
Talkies	21/12	35	0	50	0,2	5·10 ⁻³	5·10 ⁻⁴
stabilisierte Aufstandsfläche	19 / 9	22,5	10	20	0,1	1·10 ⁻⁶	1·10 ⁻⁶
Dränaget Teppich ³⁾ Dränagestrang ³⁾	18 / 10	40	0	20	0,2	1·10 ⁻²	1·10 ⁻²
Vorschüttung	17 / 7	20	1	3	0,2	5·10 ⁻⁶	5·10 ⁻⁶
Molassemergel	21 / 11	27,5	5	50	0,1	1·10 ⁻⁸	1·10 ⁻⁸
Molassesand	20 / 10	35	0	50	0,15	3·10 ⁻⁵	3·10 ⁻⁵
Diamikt	20 / 10	25	3	10	0,1	1·10 ⁻⁸	1·10 ⁻⁸
Wegeunterbau	20 / 10	37,5	0	30	0,2	1·10 ⁻³	1·10 ⁻³
Molassedeckschicht	20 / 10	20	2	5	0,1	1·10 ⁻⁷	1·10 ⁻⁷

1) Bodengruppen GU und GU* gemäß DIN 18196, Feinanteil < 0,063 mm um 10÷20 Massen-%

2) Bodengruppen GU*, GT* und SU* gemäß DIN 18196

3) gebrochener und gewaschener Kies

5.1.6 Bauwerksklasse und Geotechnische Kategorie

Der Dammkörper wird vorwiegend auf geringer tragfähigem Baugrund (bindige Deckschichten, bereichsweise mächtige Auffüllungen) errichtet. Zur Verbesserung der Standfestigkeit und der Gebrauchstauglichkeit werden Zusatzmaßnahmen erforderlich. Gemäß Abschnitt 12.1.2 in [U11a] erfolgt damit eine Einordnung in die Geotechnische Kategorie 3. Bauwerke dieser Kategorie erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit. Darüber hinaus sind zusätzliche Untersuchungen sowie vertiefte geotechnische Kenntnisse und Erfahrungen erforderlich.



5.1.7 Berechnungsquerschnitte

In den Anlagen 4.1.1÷2 sind die Berechnungsquerschnitte in idealisierter Form wiedergegeben. Dabei wurden auch ungünstigere Randbedingungen berücksichtigt. Auf der Dammkrone wird eine Verkehrslast von 17 kN/m² berücksichtigt.

5.1.8 Berechnungsmodell

Für die nachfolgenden Berechnungen werden das Damm- und das Baugrundmodell in idealisierter Form zugrunde gelegt. Je nach der Fragestellung werden die Baugrundverhältnisse auf die Seite der ungünstigen Wirkungen gestellt.

Insgesamt werden die Berechnungen nach dem Teilsicherheitskonzept gemäß [U11a] durchgeführt. In den Anlagen 4.0.1-10 sind die Bemessungssituationen und die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 [U11a] sowie die Lastfallkombinationen im Stauanlagenbau [U11c] zusammengestellt. Zum besseren Verständnis sind in den Anlagen auch noch die Benennungen nach dem Teilsicherheitskonzept der DIN 1054 mit Stand 2008 aufgeführt. Für den Ansatz von Wasserdrücken werden die beobachteten, daneben aber auch höhere Grund- und Sickerwasserstände berücksichtigt. Es werden die Bemessungswerte der Beanspruchung/Einwirkung (Ed) und des Widerstands (Rd) ermittelt.

Eine standsichere Konstruktion muss dabei folgende Ungleichung erfüllen:

$$E_d - R_d \leq 0$$

Bei den hier vorgenommenen Berechnungen wird der Ausnutzungsgrad μ betrachtet, welcher wie folgt definiert ist:

$$\mu = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0$$

Für $\mu \leq 1,0$ ist die Konstruktion standsicher für den jeweils betrachteten Lastfall nachgewiesen; für größere μ -Werte nicht mehr, wobei Werte größer 1 nicht automatisch den Versagenszustand darstellen (Anm.: Es besteht hohe Verwechslungsgefahr mit dem globalen Sicherheitskonzept der „alten“ DIN 1054, Stand 11.1976).

Es wird eine ständige Bemessungssituation BS-P nach DIN 1054 für den Vollstau Z_v (661,40 m+NHN) sowie für den Wasserspiegelabsenk ausgehend von diesem Stauniveau angesetzt, s. Anlagen 4.0.1÷10. Für den bordvollen Einstau Z_k (662,8 m+NHN) wird die außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A berücksichtigt.

5.1.9 Konstruktionsmittel zur Erlangung ausreichender Standsicherheit

Für den Bereich der Dammaufstandsfläche sollen Stabilisierungsmaßnahmen vorgenommen werden. Dabei ist die dichtende Funktion der bindigen Deckschichten zu erhalten. Nur im Bereich des Filterteppichs und des Drainagestrangs wird die bindige Deckschicht durch wasserdurchlässige Erdstoffe ersetzt.



Die Stabilisierung wird durch Einmischen von hydraulisch wirkendem Bindemittel in die Deckschichten in einer Stärke um $0,4 \div 0,5$ erreicht. Durch die Bindemittelzugabe werden die Festigkeitswerte Steifemodul und der Scherparameter Kohäsion deutlich gesteigert.

Weiterhin wird die Einbaubarkeit eines ansonsten zu feuchten Erdstoffs deutlich verbessert bzw. erst ermöglicht.

Durch die Stabilisierung wird zudem ein gutes Verdichtungswiderlager für den weiteren Dammaufbau geschaffen werden. Die Merkblätter zur Bodenstabilisierung [U13a] und [U13b] sind zu beachten. Für diese Arbeiten werden leistungsfähige Gerätschaften (Bodenfräse mit Frästiefen bis 0,5 m, geländegängiger Bindemittelstreuer, ggf. Wasserdosiereinrichtung) erforderlich.

5.2 Ergebnisse der geohydraulischen und erdstatischen Berechnungen

5.2.1 Geohydraulische Betrachtungen

Die geohydraulischen Berechnungen wurden für den stationären und für den instationären Strömungszustand ausgeführt. Für die zweidimensionalen, vertikal-ebenen Simulationen wurde ein Finite-Elemente-Programm der Fa. GGU, Braunschweig, verwendet. Es wird ein vergleichsweise engmaschiges Dreieck-Elemente-Netz eingesetzt, um eine hinreichende Systemgenauigkeit zu erreichen. Es gilt das Gesetz nach DARCY mit laminarer Strömung; das Potenzialfeld \bar{u} ist quellen- und senkenfrei mit $\text{div grad } \bar{u} = 0$.

Für die Modellbetrachtung wird der ungünstige Fall eines vorgesättigten Baugrunds angesetzt. Die Veränderlichkeit des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad des durchströmten Körpers wurde über erdstoffspezifische Sättigungsfunktionen $k_{(u)}$ berücksichtigt. Die Entwicklung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts in Abhängigkeit von der Saugspannung ist in Anlage 4.0.11 für unterschiedliche Erdstoffarten angegeben.

Die sich im Zuge des Einstaus entwickelnden Sohlwasserdrücke werden den Ergebnissen aus Abschn. 3 (Geohydraulische Untersuchungen) entnommen.

5.2.1.1 Stationäre geohydraulische Betrachtungen

Station 0+200

Volleinstau 661,4 m+NNH (Z_v)

GU÷GU*-Material

Die Sickerlinie wird gesichert im Dammkörper gehalten, die abzuführende Wassermenge liegt rechnerisch bei $3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, s. Anlage 4.2.1. Durch die Sohldruckentspannung treten keine ungünstigen Druckpotenziale in der Molassesandschicht am luftseitigen Dammfuß auf.

GT*, GU*, SU*-Material

Mit der Druckentspannung in den oberflächennahen Molassesanden wird auch bei einem mit feinkörnigen Erdstoffen aufgebauten Dammkörper die Sickerlinie gesichert im Damm gehalten, s. Anlage 4.2.2. Die abzuführende Sickerwassermenge liegt bei $5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$.



Kronenstau 662,8 m+NHN (Z_k)

GU÷GU*-Material

Die Sickerlinie verbleibt im Dammkörper, wandert im Vergleich zu den Ergebnissen in Anlage 4.2.1 weiter in Richtung Luftseite, s. Anlage 4.2.3. Die abzuführende Wassermenge liegt unter Berücksichtigung der vertikalen Sohldruckentspannung bei $5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$.

GT*, GU*, SU*-Material

Auch in dieser Situation wird die Sickerlinie im Dammkörper gehalten, s. Anlage 4.2.4. Unter Berücksichtigung der vertikalen Sohldruckentspannung liegt die abzuführende Wassermenge um $6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$.

Station 0+700

Die abzuführenden Sickerwassermengen sind den Angaben in Abschn. 3 zu entnehmen.

Volleinstau 661,4 m+NHN (Z_v)

GU÷GU*-Material

Das Äquipotenzialliniennetz ist in Anlage 4.2.5 dargestellt. Die Sickerlinie wird, beeinflusst durch die Druckentspannung in den Talkiesen, vergleichsweise flach im Dammsstützkörper gehalten, s. Anlage 4.2.5.

GT*, GU*, SU*-Material

Die Sickerlinie verläuft gegenüber zuvor deutlich "steiler" im Dammkörper, ansonsten werden gleichartig günstige Bedingungen nachgewiesen, s. Anlage 4.2.6.

Kronenstau 662,8 m+NHN (Z_k)

Auch in dieser Situation wird die Sickerlinie unabhängig vom Dammbaustoff (schluffiger Kies/Sand oder feinkörniges Material) in beiden Fällen sicher weit im Dammkörper gehalten, s. Anlagen 4.2.7÷8.

5.2.1.2 Instationäre geohydraulische Betrachtungen

Betrachtet wird die Situation bei Vollstau ($Z_v = 661,4 \text{ m+NHN}$) unter Berücksichtigung der Auf-, Ein- und Abstauzeiten gemäß Abschn. 5.1.4. Wie zuvor werden die rechnerischen Untersuchungen am Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand und aus feinkörnigen Erdstoffen ausgeführt. Die Berechnungsergebnisse sind in den Anlagen 4.2.9÷20 zusammengestellt.

Bei Vergleich mit den Ergebnissen der stationären Berechnungen zeigt sich, dass die Dammdurchsickerung bei Weitem noch nicht voll entwickelt ist. Im Zuge des Absunks verbleibt im Dammkörper ein unterschiedlich ausgeprägter „Sickerwasserberg“, der sich mindernd auf die wasserseitige Standsicherheit auswirkt.

5.2.1.3 Auftrieb und hydraulischer Grundbruch

Beim hydraulischen Grundbruch wird der Fall untersucht, bei dem ein unter Auftrieb stehendes Bodenelement gegen die Vertikale (also von „unten“ nach „oben“) durchströmt wird. Ohne Strömungswirkung bleiben die Bodenteilchen in der Lage unverändert, das Bodenelement steht dann nur unter Auftrieb. Mit zunehmender Strömungskraftwirkung (Erhöhung des hydraulischen



Gradienten) verliert das Bodenelement an Eigengewicht und wird bei großer Strömungskraftwirkung in der Lage verschoben. Der Baugrund wird in diesem Bereich entfestigt und kann sogar gewichtslos werden (hydraulischer Grundbruch). Infolge hydraulischen Grundbruchs kann es rasch zur Zerstörung des Dammwiderlagers und im Extremfall zum vollständigen Bauwerksversagen (Dammbruch) kommen.

Mit einer hydraulischen Grundbruch- und Auftriebsgefahr ist ggf. nördlich des binnenseitigen Begleitweges zu rechnen. Der Bereich zwischen Dammstützkörper und binnenseitigem Fahrweg wird durch die ständig vorhandene Auflast (luftseitige Auffüllung und Dammfußweg) ausreichend gesichert. Betrachtet wird das Sohldruckpotential, das auf die Unterseite der bindigen Deckschicht wirkt.

Station 0+200

Die Geländeoberkante liegt bei ca. 656,6 m+NHN. Die bindige Deckschicht weist hier gemäß dem Baugrundaufschluss GWM1/19 eine Stärke um 1,6 m auf. Problematisch ist in diesem Bereich der Umstand, dass wasserdurchlässige Molassesande von gering wasserdurchlässigem Molassemergel überdeckt werden. Nicht auszuschließen ist, dass diese Molassesandschicht von der Stauraumseite bis auf die Luftseite des Dammkörpers durchgängig vorliegt und mit dem Wasserstand im Stauraum korrespondiert. Bei Einstau können höhere Sohlwasserdrücke in dieser wasserführenden Schicht nicht ausgeschlossen werden.

Es wurde mit dem zugehörigen geohydraulischen Modell (s. Anlagen 4.2.1÷4) berechnet, welcher binnenseitige Druck sich in den Molassesanden einstellen kann, wenn eine Sohldruckentspannung erst in einem größeren Abstand (hier um 50 m) zum Dammfuß erfolgt. Das Druckpotenzial errechnet sich zu ca. 658,75 m+NHN, s. Anlage 4.3.2. Für ein derartiges Druckpotenzial von 658,75 m+NHN ist in der permanenten Bemessungssituation (BS-P) eine Überdeckung von mindestens 3,3 m Stärke (Molassemergel und Molassedeckschichten) erforderlich, Anlage 4.3.3, um ausreichende Sicherheitsverhältnisse zu gewährleisten.

Liegt die druckwasserführende Molassesandschicht tiefer, ist ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und gegen Auftrieb gegeben.

Station 0+700

Die Geländeoberkante liegt bei ca. 655,5 m+NHN. Die bindige Deckschicht weist hier eine Stärke um 0,6 m auf, s. Anlage 2.2.1. Das Druckpotenzial unter Berücksichtigung eines voll funktionierenden Dränagetepichs liegt am luftseitigen Dammfuß bereits auf Geländeneiveau, s. Anlage 2.2.1. Der Ausnutzungsgrad liegt damit weit unter 1,0 (BS-P) und damit auf der „sicheren“ Seite.

Bei Teilausfall des Dränagetepichs hingegen liegen gerade keine standsicheren Verhältnisse mehr vor, der Sohldruck liegt bei 656,1 m+NHN, s. Anlage 2.2.1, und damit über dem höchst zulässigen Druckwert von 655,82 m+NHN (BS-A), s. Anlage 4.3.1.

5.2.1.4 Innere Suffosion, Fugenerosion, geotextiler Filter

Unter der Inneren Erosion versteht man die Umlagerung und den Transport fast aller Erdstoffteilchen infolge Sickerwasserströmung. Bei der Inneren Suffosion wird nur das Feinkorn im Porenraum umgelagert und transportiert, ohne dass die Bodenstruktur zunächst zerstört wird.



Erosion und Suffosion können bei Durch- und/oder Unterströmung von Erddammbauwerken zum Versagen des Bauwerks führen. In Anlage 4.4.1 sind die Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche zur Bestimmung der Korngrößenverteilungen von Talkies und von Molassesand aus [U1a] zusammengestellt. Die nachfolgenden Betrachtungen werden auf der Basis dieser Korngrößenverteilungen ausgeführt.

Innere Suffosion

Zunächst wurde die Gefahr von Suffosion auf der Basis geometrischer Kriterien nach dem Verfahren von KENNEY & LAU [U5b] abgeschätzt. Der Talkies ist als suffosionsgefährdet einzustufen, s. Anlagen 4.4.2÷3. Der Molassesand ist hingegen nicht suffosionsgefährdet, s. Anlage 4.4.4.

Der maximal zulässige hydraulische Gradient für eine ausreichende Suffosionssicherheit des Talkieses wurde nach dem Teilsicherheitskonzept der DIN 1054 [U11a] berechnet. Es wird die Bemessungssituation BS-P berücksichtigt. Der geringste zulässige hydraulische Gradient errechnet sich zu einem Wert um 0,56, s. Anlage 4.4.8. Aus dem Gefälle des Druckspiegelverlaufs gemäß Anlage 2.2.1 lässt sich ein Potenzialgradient um 0,02 im Talkies ableiten. Suffosionssicherheit für den Talkies ist somit gegeben.

Für den Molassesand wird für die Situation BS-P der maximal zulässige hydraulische Gradient mit einem Wert von 0,18 errechnet, s. Anlage 4.4.8. Aus dem Strömungsbild der Anlage 4.2.1÷2 ist ein hydraulischer Gradient im Molassesand um 0,1 abzuleiten. Auch hier liegt ausreichende Suffosionssicherheit vor.

Fugenerosion

Nachfolgend wird abgeschätzt, ob es unter sehr ungünstigen Randbedingungen (Kronenstau, Teilausfall der Sohldruckentspannung, Aufbruch der Deckschicht am luftseitigen Dammfuß) unter dem Dammkörper zu einer Fugenerosion im Grenzbereich zwischen bindiger Deckschicht und darunter anstehendem wasserdurchlässigen Erdstoff (Talkies bzw. Molassesand) kommen kann. Hierzu wurden Untersuchungen gemäß [U5b] für BS-P angestellt.

In beiden Fällen liegt der Ausnutzungsgrad bei unter 1, s. Anlagen 4.4.5÷6. Fugenerosion tritt auch bei den hier sehr ungünstig gewählten Randbedingungen nicht auf.

Geotextiler Filter

Es wurde untersucht, mit welchem geotextilen Filter hier ausreichende Filterstabilität zwischen Untergrund und Drainagekörper erreicht werden kann. Die Untersuchungen wurden gemäß [U5d] mit dem Bodentypverfahren gemäß TLG (Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und Geotextil verwandte Produkte an Wasserstraßen) ausgeführt.

In Anlage 4.4.7 sind die Korngrößenverteilungen gemäß Anlage 4.4.1 den Grenzbereichen der Bodentypen A, B und C nach TLG 2018 gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass die Korngrößenverteilungen im Bereich der genannten Bodentypen liegen. Ein Geotextil, das auf die vorgenannten Bodentypen gemäß TLG erfolgreich geprüft wurde, ist als filterstabil gegenüber den Grenzbereichen der untersuchten Bodentypen anzusehen. Es empfiehlt sich der Einbau eines dementsprechenden Wasserbauvlieses.



5.2.2 Böschungs- und Geländebruchsicherheit

Die Berechnungen wurden nach DIN 4084 mit kreisförmig gekrümmten Bruchfiguren unter Berücksichtigung von aktiven und passiven ebenen Bruchflächen durchgeführt. Der Wasserdruck auf den Bruchkörper wird hydrostatisch und horizontal wirkend berücksichtigt. Der Porenwasserdruck u auf die Bruchfugen wird mit der örtlichen Druckhöhe h_s (vertikaler Abstand der Sickerlinie zur Gleitfuge in der betrachteten Berechnungslamelle) mit $u = h_s \cdot \gamma_w$ angesetzt.

Die Lage der Gleitkreise wird derart variiert, dass sowohl die örtliche als auch die Gesamtstandsicherheit betrachtet sind.

Nachfolgend werden die Ergebnisse von Berechnungen für einen Dammaufbau mit schluffigem Kies/Sand (Bodengruppen GU/GU* nach DIN 18196) und feinkörnigen bindigen Erdstoffen (Bodengruppen GU*, GT* und SU* gemäß DIN 18196) erläutert.

5.2.2.1 Station 0+200

Luftseite

HQ₁₀₀-Einstau (Z_v bei 661,4 m+NHN)

Sowohl bei Dammaufbau aus schluffigem Kies/Sand als auch aus feinkörnigem Erdstoff liegen die μ_{\max} -Werte im Bereich um 0,75÷0,77 (BS-P), s. Anlagen 4.5.1÷2.

Kronenstau (Z_k bei 662,8 m+NHN)

Wie zuvor wird bei Dammaufbau mit beiden Erdbaustoffen ein μ_{\max} -Wert im zulässigen Bereich um 0,7 (BS-A) errechnet, s. Anlagen 4.5.3÷4.

Teilausfall der Drainage

Der Sickerwasserstand im Dammkörper und der Sohlwasserdruck unter und luftseitig des Dammkörpers werden ansteigen. Für die in den Anlagen 4.5.13÷14 ungünstig abgeschätzten Sickerlinienlagen bei Dammaufbau als schluffigem Kies/Sand bzw. aus feinkörnigen Erdstoffen ergibt sich bei BS-A der μ_{\max} -Wert zu 0,85 bzw. 0,91.

Wasserseite

Es wird der Fall eines raschen Wasserspiegelabsinks bis zu einem Resteinstauniveau um 659 m+NHN berücksichtigt.

Sowohl bei Dammbau mit schluffigem Kies/Sand als auch mit feinkörnigem Erdstoff werden μ_{\max} -Werte um 0,9 (BS-P) bestimmt, s. Anlagen 4.5.9÷10.

5.2.2.2 Station 0+700

Luftseite

HQ₁₀₀-Einstau (Z_v bei 661,4 m+NHN)

Bei Dammaufbau mit schluffigem Kies/Sand und mit feinkörnigen Erdstoffen liegt der ungünstigste Gleitkreis jeweils im Bereich der binnenseitigen Vorschüttung; der μ_{\max} -Wert (maximaler Ausnutzungsgrad) liegt bei 0,78 (BS-P), s. Anlage 4.5.5÷6



Kronenstau (Z_k bei 662,8 m+NHN)

Bei Dammaufbau aus schluffigem Kies/Sand bzw. aus feinkörnigem Material wird μ_{\max} mit 0,69 (BS-A) errechnet, s. Anlage 4.5.7÷8.

Teilausfall der Dränage

Der Sickerwasserstand im Dammkörper und der Sohlwasserdruck unter und luftseitig des Dammkörpers werden ansteigen. Für die in den Anlagen 4.5.15÷16 ungünstig abgeschätzten Sickerlinienlagen bei Dammaufbau als schluffigem Kies/Sand bzw. aus feinkörnigen Erdstoffen ergibt sich μ_{\max} im Bereich des Dammkörpers zu jeweils 0,89 (BS-A). Am luftseitigen Wegrand zeigen sich in dieser Situation Instabilitäten mit $\mu > 1$. Diese hohen Ausnutzungsgrade sind auf nicht ausreichende Sicherheiten bzgl. Auftrieb und hydraulischen Grundbruch zurückzuführen, s. Abschn. 5.2.1.3.

Wasserseite

Es wird der Fall eines raschen Wasserspiegelabsunks bis zu einem Resteinstauniveau um 597,8 m+NHN berücksichtigt.

Sowohl bei Dammaufbau mit schluffigem Kies/Sand als auch mit feinkörnigem Erdstoff werden μ_{\max} -Werte von unter 1 (BS-P) bestimmt, s. Anlagen 4.5.11÷12.

5.2.3 Gleiten

Es wurden ebene Bruchflächen nach JANBU bei Vollstau (Z_v) und bei Kronenstau (Z_k) betrachtet. Für die Berechnungen wurden der Dammkörper und die unterlagernden Baugrundsichten als kohäsionslos angesetzt. Verkehrslasten werden nur berücksichtigt, insofern sich diese negativ auf die Standsicherheit auswirken.

Der Variationsbereich der untersuchten Bruchfugen ist in Anlage 4.6.1 bzw. 4.6.6 zusammengestellt.

Station 0+200

Unabhängig vom verwendeten Erdbaustoff für den Dammkörper und von Vollstau Z_v (BS-P) bzw. Kronenstau Z_k (BS-A) werden maximale Ausnutzungsgrade von deutlich unter 1 errechnet, s. Anlagen 4.6.2÷5.

Station 0+700

Wie zuvor werden unabhängig vom verwendeten Erdbaustoff für den Dammkörper und von Vollstau Z_v (BS-P) bzw. Kronenstau Z_k (BS-A) maximale Ausnutzungsgrade von deutlich unter 1 errechnet, s. Anlagen 4.6.7÷10.

5.2.4 Spreizwirkung am Dammfuß

Spreizwirkungen im unteren und äußeren Bereich des Dammstützkörpers treten wegen der am Dammfuß vorgelagerten Begleitwege nicht auf.

5.2.5 Setzungen

Die Baugrundverformungen wurden unter Berücksichtigung der statischen Belastung aus dem Dammkörper und aus dem Drosselbauwerk in idealisierter Form ermittelt.



Der Dammkörper wird als Linienbauwerk mit einer Länge von 200 m und einer Breite um 35 m modelliert. Die statische Sohldruckspannung liegt bei Dammhöhen im Bereich um 6,5 m sowie einer Wichte von 20 kN/m³ im Bereich von 130 kN/m². Die Grenztiefe wird auf einen üblichen 20 %-Wert gesetzt (*Anm.: der zugehörige Tiefenbereich liegt in den Baugrundsichten, aus denen bei statischer Belastung nur untergeordnete Vertikalverformungen resultieren*).

Station 0+200

Der Dammkörper wird auf den stabilisieren bindigen Deckschichten abgesetzt. Die Vertikalverformungen im Baugrund sind im Bereich um 9,5 cm abzuschätzen, s. Anlage 4.7.2.

Station 0+700

Der Dammkörper wird auf den stabilisieren bindigen Deckschichten abgesetzt. Die Vertikalverformungen im Baugrund sind im Bereich um 5,9 cm abzuschätzen, s. Anlage 4.7.1

Für die Dammkörper sind auch bei guter Verdichtung Eigensetzungen in der Größenordnung von ca. 1÷2 % der Bauhöhe einzurechnen.

Drosselbauwerk

Die Gründung des Betonbauwerks erfolgt im Übergang vom Talkies zu den unterlagernden vorwiegend bindigen Schichten der gut tragfähigen Molasse. Zwischengeschaltet ist eine ca. 0,5 m starke Schicht aus steif bis halbfest konsistenten Stausedimenten. Die Bauwerksabmessungen werden mit einer Breite um 15 m und einer Länge um 50 m simuliert; die mittlere Sohldruckspannung wird mit 200 kN/m² abgeschätzt. Vertikalverformungen sind in einer Größenordnung um 3,5 cm abzuschätzen, s. Anlage 4.7.3. Der zugehörige Bettungsmodul $k_s = \sigma/s$ liegt in einer Größenordnung um 5,7 MN/m³.

6 Weitergehende Empfehlungen und Zusammenfassung

Weitergehende Empfehlungen

In den Anlagen 4.8.1÷2 sind in Prinzipskizzen die wesentlichen Anforderungsmerkmale zur standsicheren Ausbildung des Dammkörpers wiedergegeben. Die folgenden Aspekte sind im Zuge der weiteren Planungen zu beachten:

- Die unter dem Oberboden anstehende bindige Deckschicht ist mit hydraulischem Mischbindemittel zu stabilisieren. Die dichtende Funktion ist bis auf die Bereiche mit den Dammdränagen zu erhalten. Vorbehaltlich einer Eignungsprüfung kann voraussichtlich ein Bindemittel aus gleichen Anteilen Zement und Weißfeinkalk in einer Dosierung um 3÷4 Massen-% eingesetzt werden. Der benötigte Zeitraum für eine vollständige Eignungsprüfung gemäß [U13a] und [U13b] beträgt in der Regel vier bis sechs Wochen. Für den Bereich der stabilisierten Dammaufstandsfläche sind dauerhaft die Festigkeitswerte gemäß Tabelle 11 einzuhalten.

Die Einmischung erfolgt mit einer leistungsstarken, geländegängigen Bodenfräse. Die Stabilisierungsarbeiten bedürfen einer besonderen Sachkunde und sind nur von dafür qualifizierten Fachfirmen auszuführen.

Nach Verdichtung und kurzer Abbindezeit wird damit ein ausreichend tragfähiges Verdich-



tungswiderlager für den weiteren Dammaufbau und für den unmittelbar benachbarten Wegeaufbau geschaffen.

- Die Stabilisierungsmaßnahmen finden u.a. im Nahbereich zu einem Fließgewässer statt. Es ist sicherzustellen, dass durch den Bindemittleinsatz keine Umweltbeeinträchtigungen auftreten.
- Das Erdplanum in den bindigen Deckschichten reagiert auf Durchfeuchtung bzw. Austrocknung mit rascher Entfestigung. Die Stabilisierungsarbeiten und die anschließende Überdeckung mit Dammbaustoff sowie die Verdichtung sind unmittelbar nach Freilegung des Erdplanums auszuführen.
- Der Dammkörper kann aus schluffigem Kies/Sand (Bodengruppen GU und GU* nach DIN 18196, Feinkornanteil im Bereich von 10÷20 Massen-%) aufgebaut werden. Alternativ kann der Damm auch aus feinkörnigen Erdstoffen (Bodengruppen GU*, GT*, SU* nach DIN 18196) erstellt werden. Insbesondere bei den feinkörnigen Erdstoffen aber auch bei dem schluffigen Kies/Sand kann es infolge zu starker Durchfeuchtung an der Einbaustelle (z.B. im Zuge von Regenereignissen) erforderlich werden, Mischbindemittel einzufräsen. Somit werden rasch Voraussetzungen geschaffen, den durchnässten Erdstoff derart einbaufähig zu machen, dass eine ausreichende Verdichtung sichergestellt werden kann. Die Bindemittelart und die erforderliche Dosierung sind über eine Eignungsprüfung festzulegen.
- Der Dammkörper wird in Schüttlagenstärken von nicht mehr als 40 cm aufgebaut. Der Verdichtungsgrad ist mit mindestens 98 % der einfachen Proctordichte nachzuweisen. Es müssen die in Tabelle 11 benannten bodenmechanischen Eigenschaften nachgewiesen werden.

Um sicherzustellen, dass zumindest größere Dammabschnitte aus gleichartigen Erdstoffen aufgebaut werden, sind eine ausreichend verfügbare Lagerstättenmasse sowie die Produktqualität nachzuweisen. Ein lagenweiser Wechsel unterschiedlicher Erdstoffe (sog. "Sandwich-Bauweise") ist abzulehnen.

- Die luftseitige Anschüttung zur Geländemodellierung muss sich kraftschlüssig mit dem Dammstützkörper verzahnen können. Beispielsweise sind hier Abtreppungen vorzusehen. Der Dammstützkörper wird gegenüber der überlagernden Anschüttung voraussichtlich geringer wasserdurchlässig sein. Sickerwässer aus den Auffüllungen können nicht ausreichend zur Tiefe versickern, sondern werden an der Grenzschicht Auffüllungen/Dammstützkörper abfließen. Damit können insbesondere im Zuge von stärkeren Niederschlägen Erosionserscheinungen und Destabilisierungen der Anschüttung entstehen. Es wird empfohlen, hier eine dränierende Zwischenschicht z.B. in Form von gebrochenem Fein- bis Mittelkies einzubauen.
- Die Oberbodenandeckung ist mit dem Dammstützkörper gut zu verzahnen, um sog. "Tapetenrutschungen" zu vermeiden.



- Die Dammfußdränagen sind aus gebrochenem und gewaschenem Kies (Körnung 8/16 mm) aufzubauen. Zum umgebenden Erdreich ist Filterstabilität sicherzustellen. Hier ist ein Wasserbauvlies einzusetzen, das die Bodentypen A, B und C nach TLG abfiltern kann. Material- und Produktbeständigkeit muss nachweislich mindestens 100 Jahre betragen. Die Funktionssicherheit der Dränagen muss dauerhaft sichergestellt sein. Es sind Kontrollsysteme (z.B. Sammelschächte, befahrbare und spülbare Dränagestränge etc.) zu installieren.
- Für den Dränageteppich ist ein hydraulischer Anschluss an den Talkies sicherzustellen. Die Dicke der Filterschicht ist mit ca. 0,8 m sicherzustellen.
- Bei Station 0+200 sind die in geringer Tiefe anstehenden Molassesande vom beim Einstau entstehenden Sohlwasserdruck zu entspannen. Liegen die Molassesande in einem Tiefenbereich von mehr als 3,3 m unter binnenseitigem Geländeniveau kann auf eine Entspannung verzichtet werden.
Für den voraussichtlich abschnittsweisen Einbau der Druckentspannung wird der Einsatz eines Verbaus erforderlich. DIN 4124 ist zu beachten. Es ist sicherzustellen, dass beim Ziehen des Verbaus die geotextile Filterschicht lagestabil im Baugrund verbleibt.
- Unter Berücksichtigung von langfristig eintretenden Eigen- und Untergrundverformungen ist der Dammkörper vorsorglich um ca. 10 cm höher herzustellen (ein Teil der Vertikalverformungen wird bereits im Zuge des Dammbaus eintreten).
- Auf dem stabilisierten Erdplanum für den Wegebau ist ein Verformungsmodul E_{v2} von mindestens 45 MN/m² nachzuweisen.
- Der wasserseitige Begleitweg soll als Baustraße genutzt werden, ist also wohl mit als Erstes herzustellen. In diesem Bereich muss die Bodenstabilisierung vorgezogen werden. Auf dem Erdplanum kann eine wasserdurchlässige Schottertragschicht mit einer „Opferschicht“ für den Baustellenverkehr aufgebracht werden. Eine filterstabile Trennung von Wegeunterbau zum stabilisierten Untergrund wird nicht erforderlich (der feinkörnige Erdstoff besitzt ausreichende Kohäsion). Später ist zum benachbart aufzubauenden Dammkörper (bindiges Material ohne Stabilisierung) zur Wahrung ausreichender Filterstabilität ein Wasserbauvlies anzuordnen.
- Auf der Nordseite ist der Wegeunterbau im Bereich mit kiesigem Untergrund wasserdurchlässig auszubilden, um ausreichende Dränagewirkung dauerhaft gewährleisten zu können (z.B. auch bei Teilausfall der anderen Dränageelemente). Die Dränage ist zu den umgebenden bindigen Erdstoffen filterstabil aufzubauen (Wasserbauvlies).
- Die freigelegte Dammaufstandsfläche ist durch einen Sachverständigen für Geotechnik abnehmen zu lassen. Die Verdichtung des eingebauten Materials sowie deren bodenmechanische Eigenschaften sind überprüfen zu lassen. Die Regelungen in der ZTV-W (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau, Leistungsbereich 205, Erdarbeiten) sind einzuhalten. Es ist ein Qualitätssicherungsplan zu entwickeln.



Zusammenfassung

Die durchgeführten erdstatischen und geohydraulischen Betrachtungen zeigen, dass eine Gründung des Damms mit bereichsweise unterschiedlichen Zusatzmaßnahmen wie Sohldruckentspannung, Stabilisierung der Dammaufstandsfläche den Regeln der Technik entsprechend standsicher möglich ist.

Der Funktionstüchtigkeit der Dränagen, die zusätzlich für Sohldruckentspannungen unter und binnenseitig des Dammbauwerks sorgen, kommt eine besondere Bedeutung zu und ist dauerhaft sicherzustellen.

Ein 50%iger Teilausfall der luftseitigen Sohldruckentspannung kann kleinräumige Erosionserscheinungen am Dammfuß zur Folge haben. Binnenseitig des luftseitigen Begleitweges und am Wegrand selbst kann es in diesem Zusammenhang zu bevorzugten Wasseraustritten im Zuge von Aufbruchserscheinungen kommen. Die Dammstandsicherheit ist dadurch nachweislich nicht gefährdet.

Eine Untergrundabdichtung wird nicht erforderlich. Damit treten keine negativen Auswirkungen im Stauraum (z.B. Vernässungen) bei Normalabfluss der Schwelk auf.

Die Empfehlungen zum Dammbau sind bei den weitergehenden Planungen zu berücksichtigen.

Anm.:

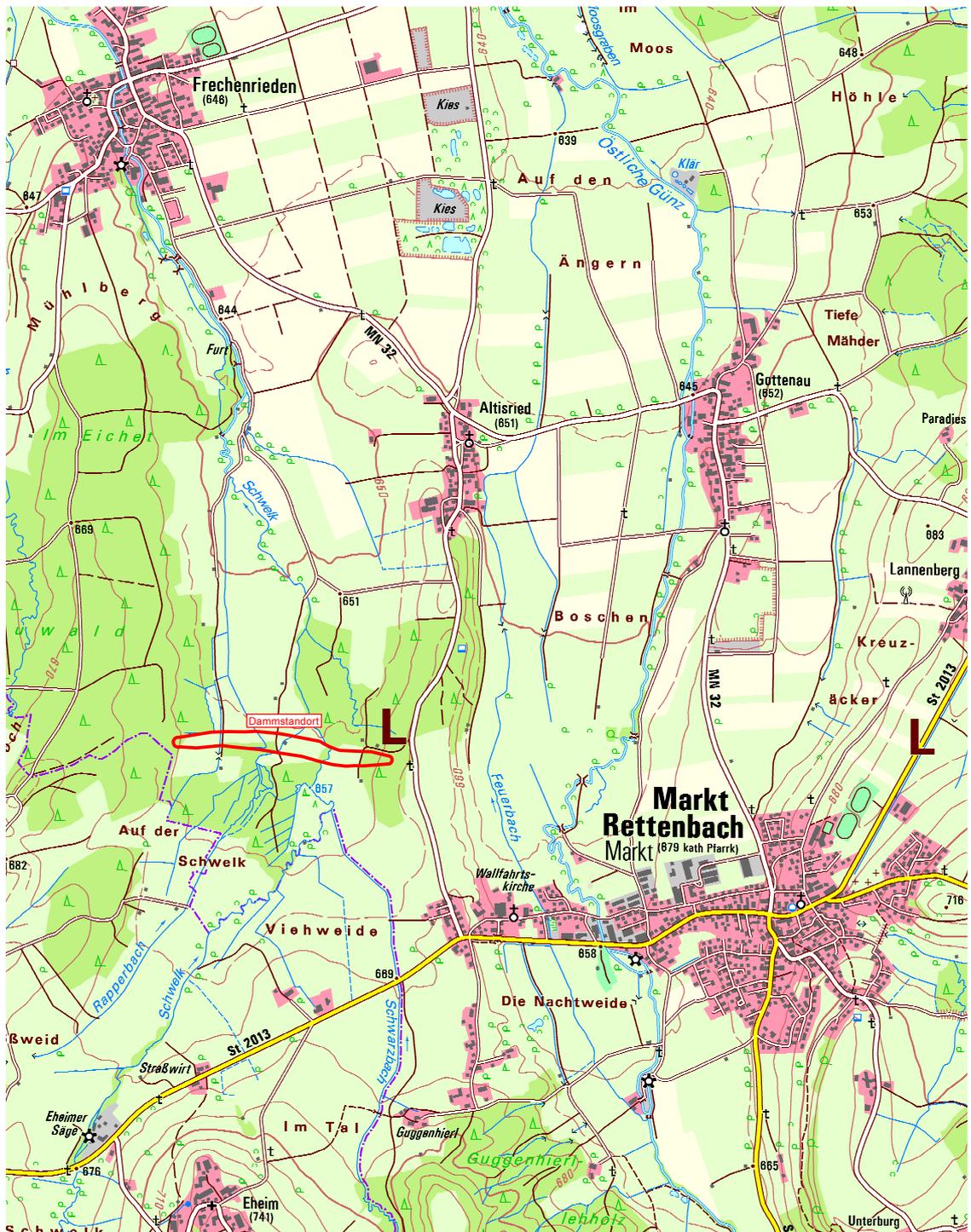
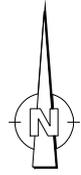
Es obliegt den vor Ort mit der Umsetzung der Baumaßnahme verantwortlich tätigen Fachkräften, die hier aufgeführten Angaben und Empfehlungen zu prüfen und den technischen Regeln entsprechend umzusetzen, auszuführen und durch einen geotechnischen Sachverständigen prüfen oder abnehmen zu lassen. Sofern im Zuge des Erdbaus die Baugrundverhältnisse gegenüber den Erwartungen abweichen oder sich Unklarheiten ergeben, ist in jedem Falle ein Sachverständiger für Geotechnik zu Rate zu ziehen.

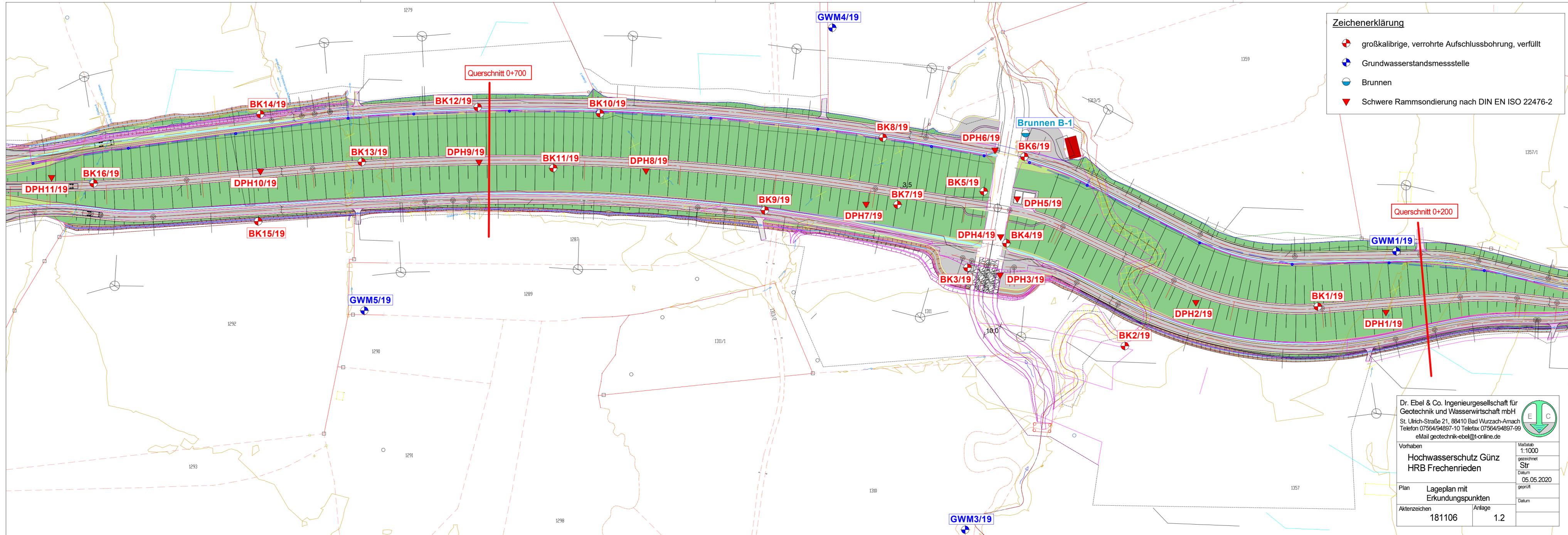
Projektbearbeitung: Dipl.-Geol. Dr. Michael Strohmenger (Geohydraulik)
Dr.-Ing. Olaf Düser (Erdstatik)

Dr. Ebel & Co. GmbH



Übersichtslageplan mit Dammstandort M 1:25.000





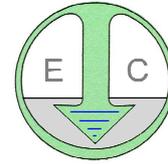
- Zeichenerklärung**
-  großkalibrige, verrohrte Aufschlussbohrung, verfüllt
 -  Grundwasserstandsmessstelle
 -  Brunnen
 -  Schwere Rammsondierung nach DIN EN ISO 22476-2

Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH
 St. Ulrich-Straße 21, 88410 Bad Wurzach-Amach
 Telefon 07564/94897-10 Telefax 07564/94897-99
 eMail geotechnik-ebel@t-online.de

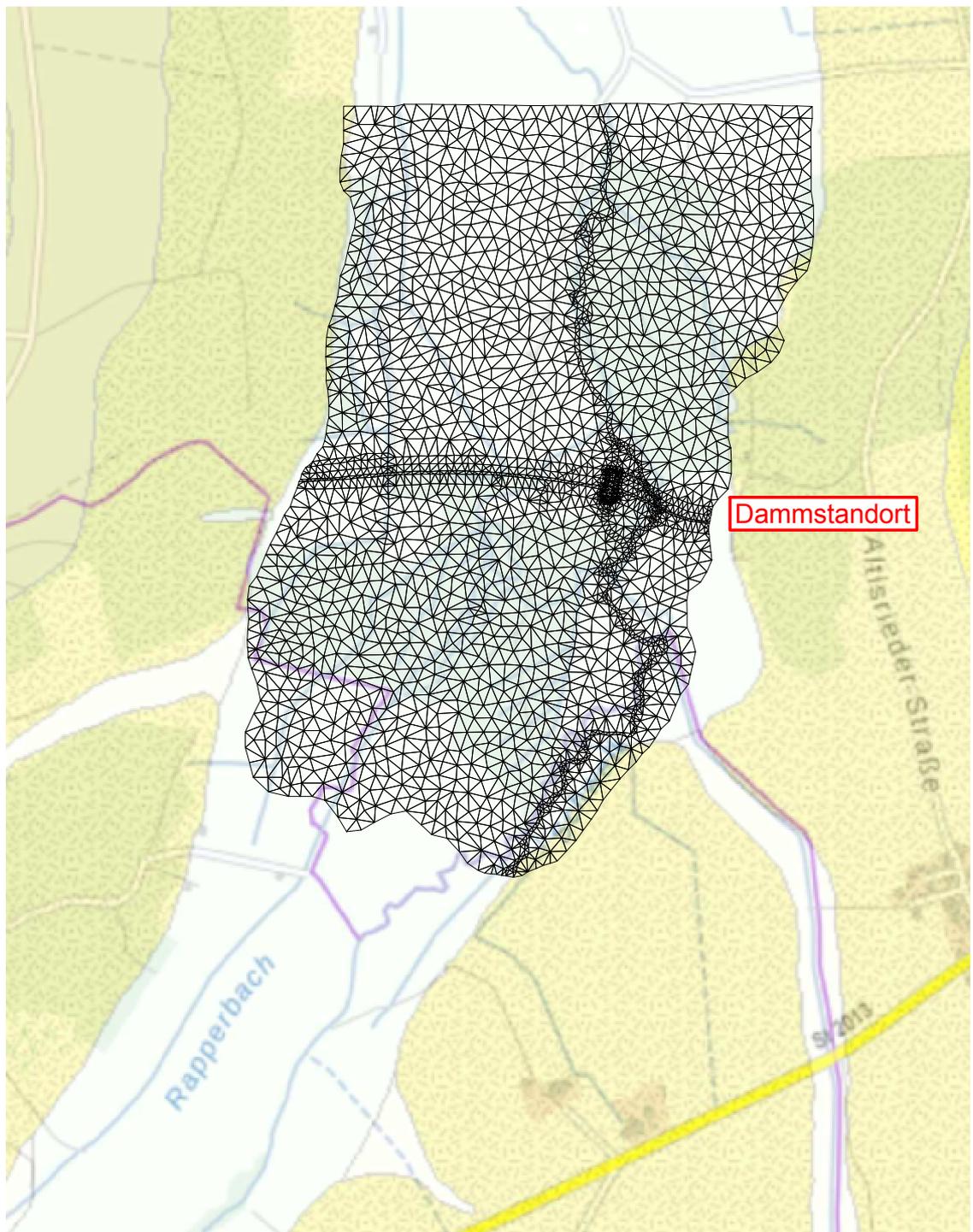
Vorhaben
**Hochwasserschutz Günz
 HRB Frechenrieden**

Plan Lageplan mit Erkundungspunkten
 Aktenzeichen 181106 Anlage 1.2

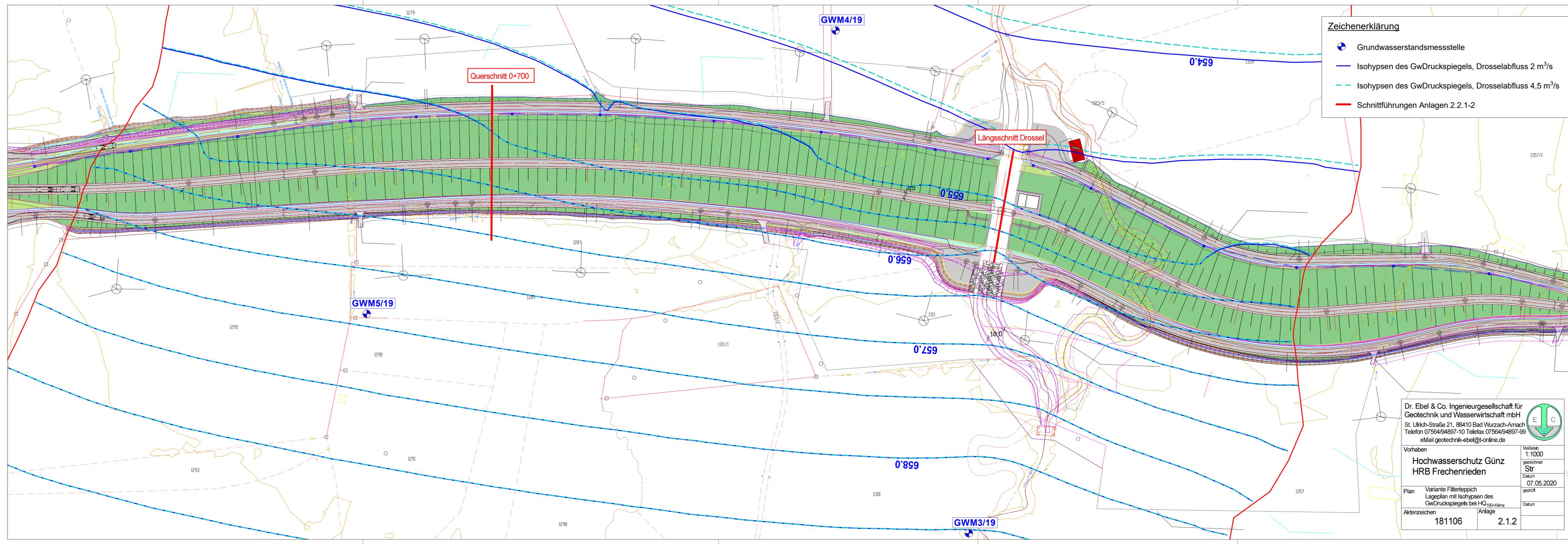
Maßstab 1:1000
 gezeichnet Str
 Datum 05.05.2020
 geprüft
 Datum



Geologische Karte mit Finite-Elemente-Netz M 1:10.000



Grundlage: Digitale Geologische Karte 1:25.000, Stand 05/2020



Zeichenerklärung

- Grundwasserstandsmessstelle
- Isohypsen des GwDruckspiegels, Drosselabfluss 2 m³/s
- Isohypsen des GwDruckspiegels, Drosselabfluss 4,5 m³/s
- Schnittführungen Anlagen 2.2.1-2

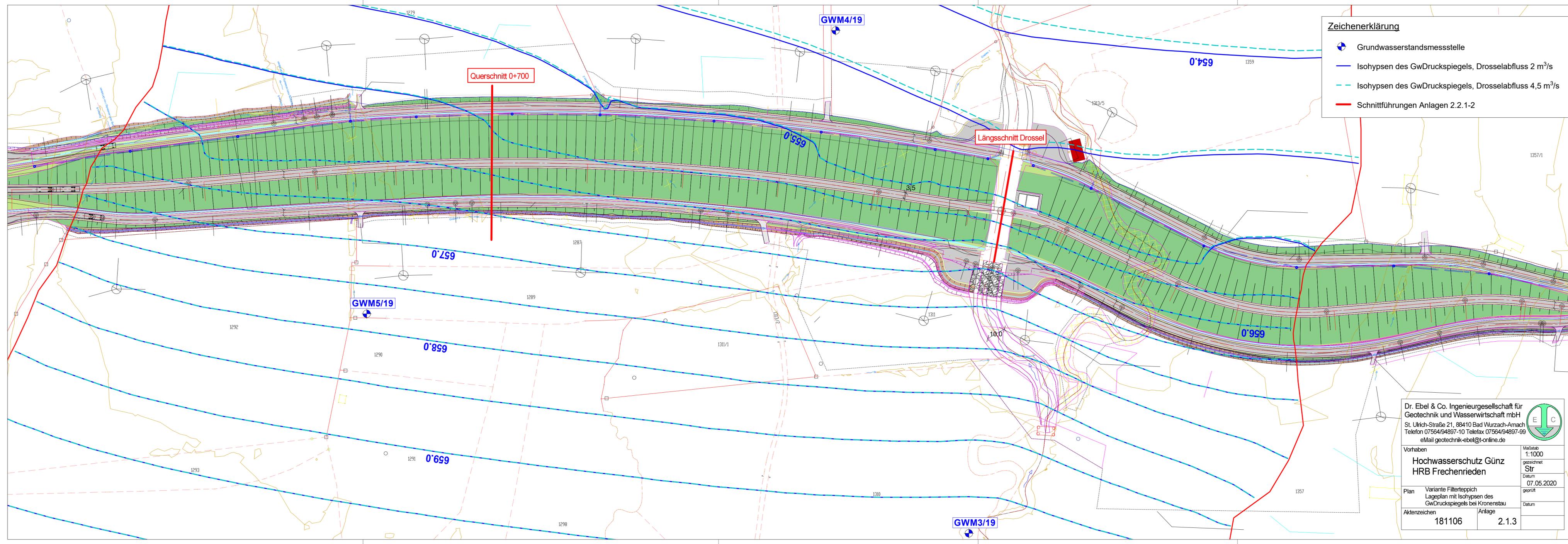
Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH
 St. Ulrich-Straße 21, 88410 Bad Wurzach-Arnach
 Telefon 07564/94897-10 Telefax 07564/94897-99
 eMail geotechnik-ebel@t-online.de

Vorhaben
**Hochwasserschutz Günz
 HRB Frechenrieden**

Plan Variante Filterteppich
 Lageplan mit Isohypsen des GwDruckspiegels bei HQ₁₀₀-Klima

Aktenzeichen 181106 Anlage 2.1.2

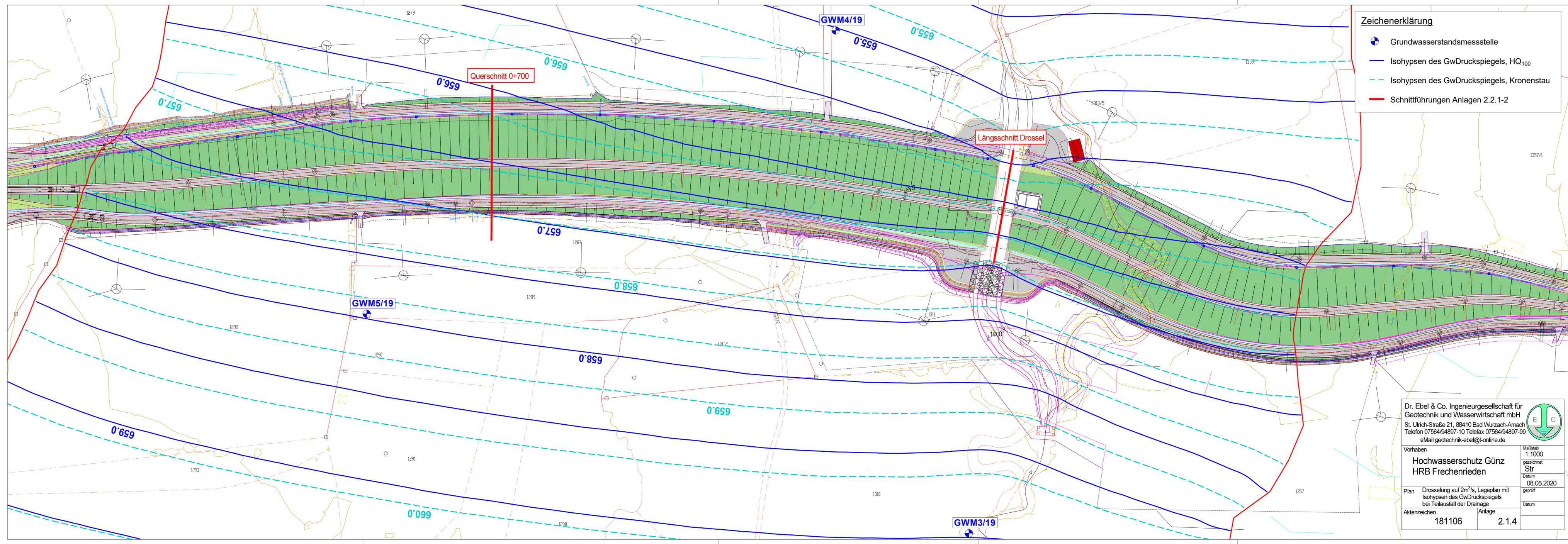
Maßstab 1:1000
 gezeichnet Str
 Datum 07.05.2020
 geprüft
 Datum



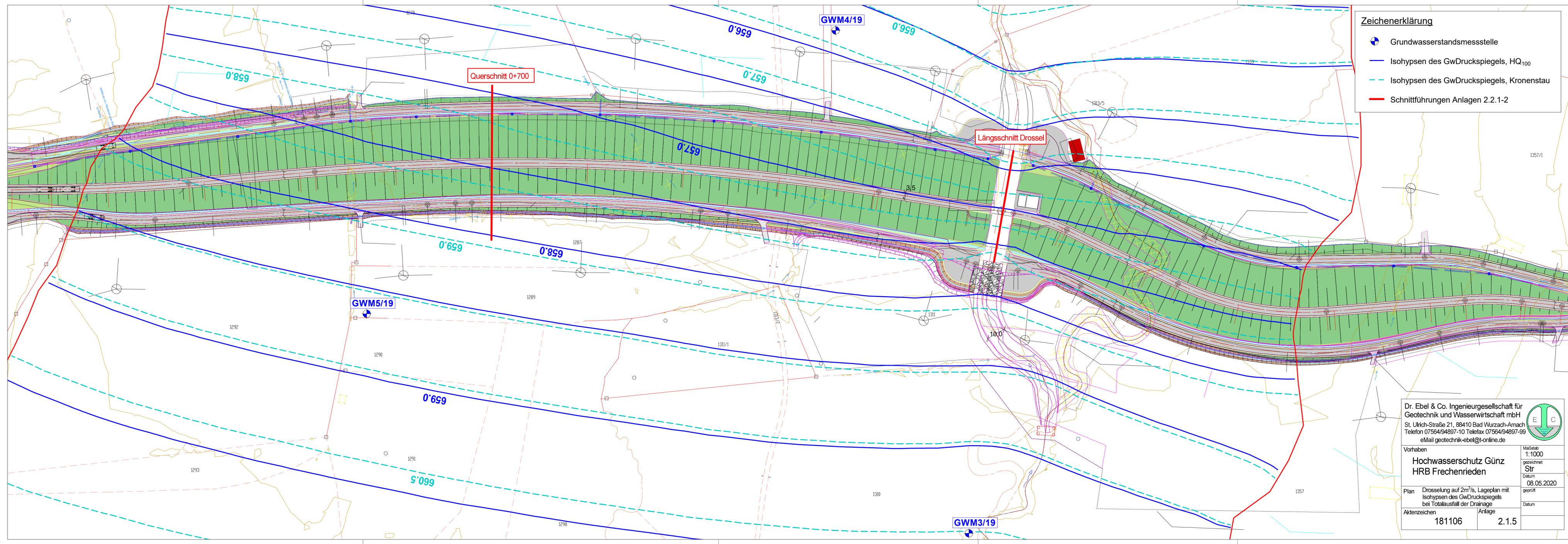
Zeichenerklärung

- Grundwasserstandsmessstelle
- Isohypsen des GwDruckspiegels, Drosselabfluss 2 m³/s
- Isohypsen des GwDruckspiegels, Drosselabfluss 4,5 m³/s
- Schnittführungen Anlagen 2.2.1-2

Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH St. Ulrich-Straße 21, 88410 Bad Wurzach-Amach Telefon 07564/94897-10 Telefax 07564/94897-99 eMail geotechnik-ebel@t-online.de		
Vorhaben Hochwasserschutz Günz HRB Frechenrieden		
Plan Variante Filterteppich Lageplan mit Isohypsen des GwDruckspiegels bei Kronenstau	Aktenzeichen 181106	Maßstab 1:1000 gezeichnet Str Datum 07.05.2020 geprüft Datum
Anlage 2.1.3		



Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH St. Ulrich-Straße 21, 88410 Bad Wurzach-Arnach Telefon 07564/94897-10 Telefax 07564/94897-99 eMail geotechnik-ebel@t-online.de		
Vorhaben Hochwasserschutz Günz HRB Frechenrieden		
Plan Drosselung auf 2m ³ /s, Lageplan mit Isohypsen des GwDruckspiegels bei Teilausfall der Drainage	Maßstab 1:1000 gezeichnet Str Datum 08.05.2020 geprüft Datum	
Aktenzeichen 181106	Anlage 2.1.4	



Zeichenerklärung

- Grundwasserstandsmessstelle
- Isohypsen des GwDruckspiegels, HQ₁₀₀
- Isohypsen des GwDruckspiegels, Kronenstau
- Schnittführungen Anlagen 2.2.1-2

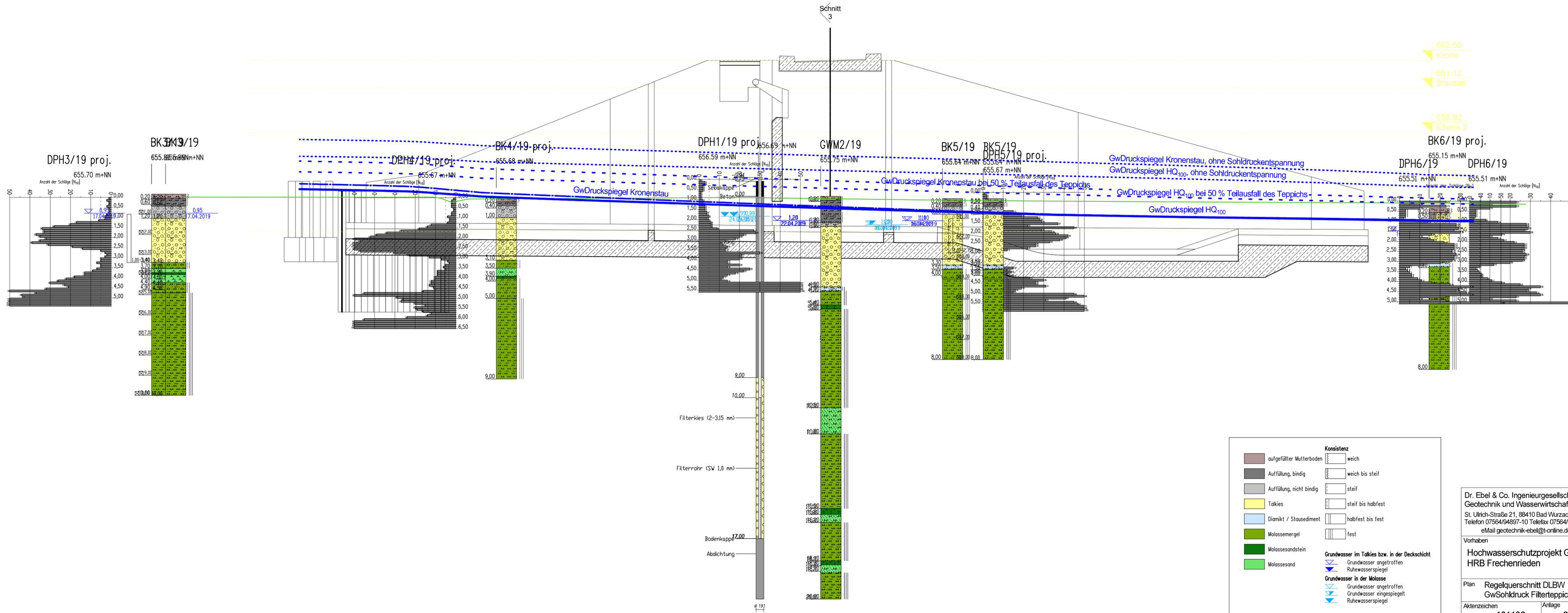
Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH
 St. Ulrich-Straße 21, 88410 Bad Wurzach-Arnach
 Telefon 07564/94897-10 Telefax 07564/94897-99
 eMail geotechnik-ebel@t-online.de

Vorhaben
**Hochwasserschutz Günz
 HRB Frechenrieden**

Plan Drosselung auf 2m³/s, Lageplan mit Isohypsen des GwDruckspiegels bei Totalausfall der Drainage

Aktenzeichen 181106 Anlage 2.1.5

Maßstab 1:1000
 gezeichnet Str
 Datum 08.05.2020
 geprüft
 Datum



Konsistenz			
	aufgefüllter Mutterboden		weich
	Auffüllung, bindig		weich bis steif
	Auffüllung, nicht bindig		steif
	Talkies		steif bis halbfest
	Diamikt / Stausediment		halbfest bis fest
	Molassemergel		fest
	Molassesandstein		
	Molassesand		

Grundwasser im Talkies bzw. in der Deckschicht	
	Grundwasser angetroffen
	Ruhwasserspiegel

Grundwasser in der Molasse	
	Grundwasser angetroffen
	Grundwasser eingespiegelt
	Ruhwasserspiegel

Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH
 St. Ulrich-Straße 21, 88410 Bad Wurzach-Arnach
 Telefon 07564/94897-10 Telefax 07564/94897-99
 eMail geotechnik-ebel@t-online.de

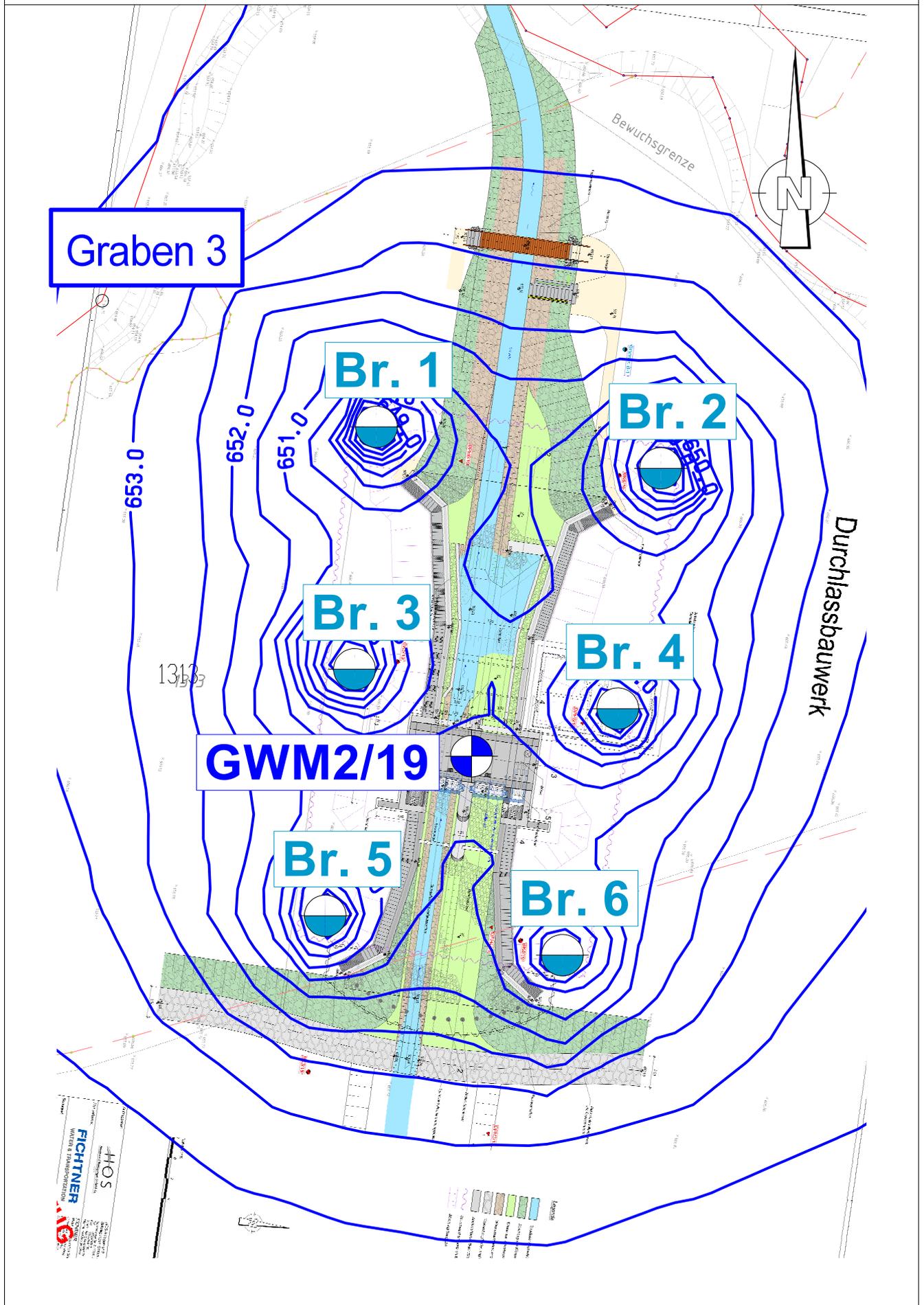
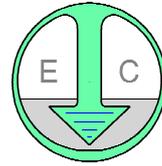
Vorhaben: Hochwasserschutzprojekt Günz HRB Frechenrieden

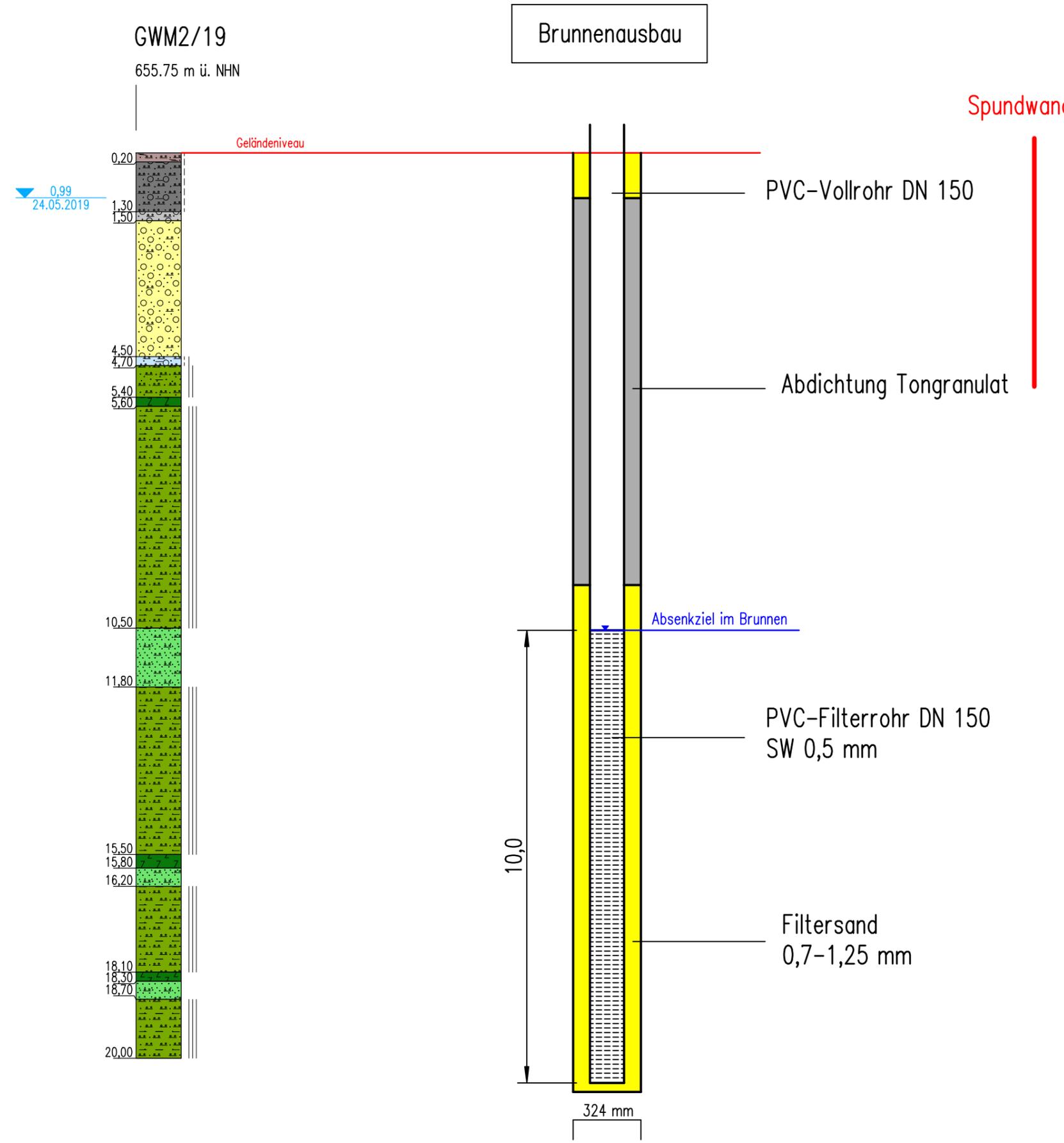
Plan: Regelquerschnitt DLBW GwSohldruck Filterteppich

Aktenzeichen: 181106

Anlage: 2.2.2

Maßstab: 1:100
 gezeichnet: Str
 Datum: 11.05.2020
 geprüft: Datum





	aufgefüllter Mutterboden
	Auffüllung, bindig
	Auffüllung, nicht bindig
	Talkies
	Diamikt
	Molassemergel
	Molassesandstein
	Molassesand
Konsistenz	
	steif
	steif bis halbfest
	halbfest bis fest
	fest
Grundwasser in der Molasse	
	Ruhwasserspiegel

Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH St. Ulrich-Straße 21, 88410 Bad Wurzach-Arnach Telefon 07564/94897-10 Telefax 07564/94897-99 eMail geotechnik-ebel@t-online.de		
Vorhaben HRB Frechenrieden Sohldruckentspannung Durchlassbauwerk	Maßstab der Höhe 1:100 gezeichnet Str Datum 01.10.2019	
Plan Bohrprofil GWM2/19 Ausbauvorschlag Brunnen		geprüft Datum
Aktenzeichen 181106	Anlage 3.2	

Bemessungssituationen nach DIN 1054, aktueller Stand 12.2010 mit Änderung DIN 1054/A2 vom November 2015

1 Bemessungssituationen

BS-P: Den ständigen Situationen (Persistent situations), die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen, wird die Bemessungssituation BS-P zugeordnet. Hierbei werden ständige und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen berücksichtigt.

BS-T: Den vorübergehenden Situationen (Transient situations), die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen (Bauzustand, Reparatur, Hochwassereinwirkung etc.) wird die Bemessungssituation BS-T zugeordnet.

BS-A: Den außergewöhnlichen Situationen (Accidental situations), die sich auf außergewöhnliche Bedingungen des Tragwerks oder seiner Umgebung beziehen, z.B. auf Feuer oder Brand, Explosion, Anprall, extremes Hochwasser oder Ankerausfall, wird die Bemessungssituation BS-A zugeordnet. Hierbei werden in der Regel neben jeweils einer außergewöhnlichen Einwirkung ständige und regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen wie bei den Bemessungssituationen BS-P und BS-T berücksichtigt. Eine außergewöhnliche Situation ist auch dann gegeben, wenn gleichzeitig mehrere voneinander unabhängige seltene Einwirkungen, z.B. ungewöhnlich große und planmäßig einmalige Einwirkungen, zu berücksichtigen sind.

BS-E: Der Situation infolge Erdbeben wird die Bemessungssituation BS-E zugeordnet.

Bisherige Bezeichnungen gemäß DIN 1054 (Stand 10.2008)

Einwirkungskombinationen

Regel-Kombination EK 1

Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen

Seltene Kombination EK 2

Außer den Einwirkungen der EK 1 seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen

Außergewöhnliche Kombination EK 3

Außer den Einwirkungen der EK 1 eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung, insbesondere bei Erdbeben, Katastrophen oder Unfällen

2 Sicherheitsklassen bei Widerständen

SK 1: Auf die Funktionszeit des Bauwerkes angelegte Zustände.

SK 2: Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerkes und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben Bauwerken

SK 3: Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände

3 Lastfälle

Lastfall 1 (ständige Bemessungssituation):

EK 1 in Verbindung mit Zustand der SK 1

Lastfall 2 (vorübergehende Bemessungssituation):

EK 2 in Verbindung mit Zustand der SK 1 oder EK 1 in Verbindung mit Zustand der SK 2

Lastfall 3 (außergewöhnliche Bemessungssituation):

EK 3 in Verbindung mit Zustand SK 2 oder EK 2 in Verbindung mit Zustand der SK 3

**Einwirkungen und Bemessungssituationen bei Deichen
gemäß DIN 19712, Stand 01.2013
Tabelle 5**

Einwirkungen	Bemessungssituation						
		BS-P		BS-T	BS-A		
		Hochwasserzustand	Bau- und Revisionszustand		Besondere Belastungen und Situationen		
		P.1	P.2	T.1	A.1	A.2	A.3
Ständige	Eigenlasten und Auflasten	x	x	x	x	x	x
	Verkehrslasten	x	x	x	x	x	x
	Beanspruchungen durch BHW	x				x	
Veränderliche	Beanspruchungen durch aus BHW fallenden Wasserspiegel		x				
	Beanspruchungen durch Bau HW			x			x
Außergewöhnliche	Beanspruchungen durch Wasserstand „bordvoll“				x		
	Beanspruchungen infolge Versagen von Dichtungen bzw. Dräns					x	x

**Lastfallkombinationen im Staudammbau
gemäß DIN 19700-11, Stand 07.2004**

Einwirkungen		Lastfälle (Einwirkungskombinationen)							
		1		2				3	
		1.1	1.2 ^a	2.1	2.2	2.3	2.4 ^c	3.1	3.2
Gruppe 1	Eigenlast	X	X	X	X	X	X	X	X
	Verkehrs- und Auflast	X	X	X	X	X	X	X	X
	Wasserdruck und Strömungskraft bei Volleinstau	X				X	X ^d		X ^d
Gruppe 2	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 (Z _{H1})			X					
	schnellstmögliche Wasserspiegelabsenkung				X ^b				
	außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände					X			
	Betriebserdbeben						X		
Gruppe 3	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2 (Z _{H2}), sofern Z _{H2} > Z _{H1}							X	
	Bemessungserdbeben								X

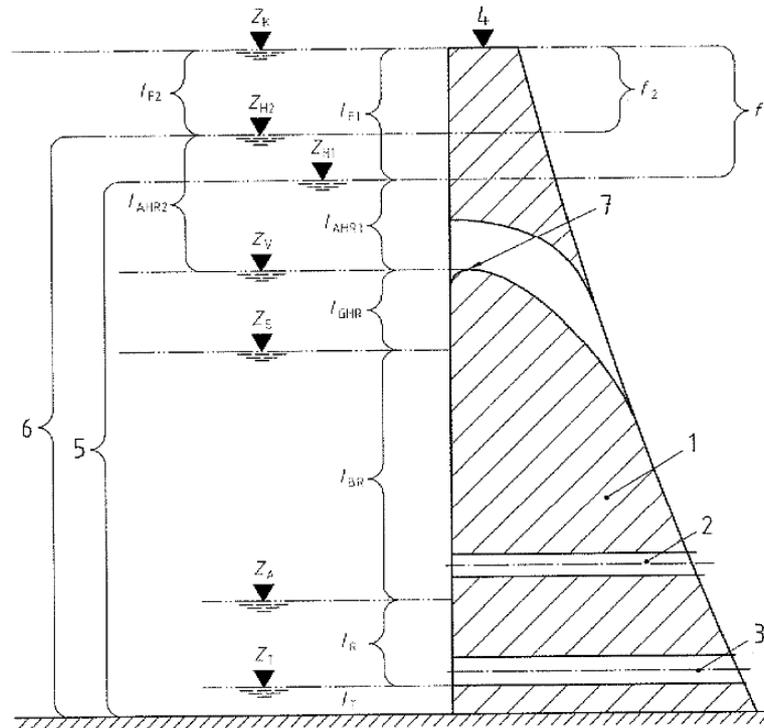
- ^a Bau- und Konsolidierungszustände bis zum ersten Einstau sowie Zustand „leeres Becken“
- ^b Beginnend vom Vollstau
- ^c Lastfall nur für Gebrauchstauglichkeitsnachweis
- ^d Es darf der Wasserdruck und Strömungskraft bei Stauziel Z_s angesetzt werden

Z_{H1} Hochwasserstauziel 1 infolge BHQ1 im Hochwasserbemessungsfall 1

Z_{H2} Hochwasserstauziel 2 infolge BHQ2 im Hochwasserbemessungsfall 2

Z_s Stauziel (bei Hochwasserrückhaltebecken Dauerstauziel Z_D)

**Stauräume und Stauziele,
Erläuterungen zu den Bezeichnungen gemäß DIN 19700-10, 07.2004**



Legende

1	Absperrbauwerk	Z _V	Vollstau
2	Betriebsauslass	Z _S	Stauziel
3	Grundablass	Z _A	Absenktziel
4	Kronenhöhe	Z _T	Tiefstes Absenktziel
5	Gesamtstauraum im Hochwasserbemessungsfall 1	I _{F2}	Freiraum im Hochwasserbemessungsfall 2
6	Gesamtstauraum im Hochwasserbemessungsfall 2	I _{F1}	Freiraum im Hochwasserbemessungsfall 1
7	Überfallkrone oder Oberkante Verschluss der Hochwasserentlastungsanlage	I _{AHR2}	Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum im Hochwasserbemessungsfall 2
f ₁	Freibord im Hochwasserbemessungsfall 1	I _{AHR1}	Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum im Hochwasserbemessungsfall 1
f ₂	Freibord im Hochwasserbemessungsfall 2	I _{GHR}	Gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum
Z _K	Kronenstau	I _{BR}	Betriebsraum
Z _{H2}	Hochwasserstauziel im Hochwasserbemessungsfall 2	I _R	Reserveraum
Z _{H1}	Hochwasserstauziel im Hochwasserbemessungsfall 1	I _T	Totraum

**Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_F^{1)}$ bzw. $\gamma_E^{2)}$ für Einwirkungen und Beanspruchungen
- DIN 1054, Stand 11.2015, Tabelle A.2.1 –**

Einwirkungen bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,45	1,45	1,25
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,90	1,90	1,45
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	$\gamma_{G,E0}$	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens Verlusts der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen ^a	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck				
^b nur in Sonderfällen nach Abschn. 7.6.3.1 (2), DIN EN 1997-1				

- 1) Der Begriff γ_F ist Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall der Einwirkungen F bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte
- 2) Der Beiwert γ_E ist Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall der Beanspruchungen E bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte

$$E_d = \gamma \cdot E_K$$

Mit:	E_K :	Charakteristische Beanspruchung
	γ :	Teilsicherheitsbeiwert γ_F bzw. γ_E gemäß o.a. Tabelle
	E_d :	Bemessungswert der Beanspruchung

Anmerkungen

- 1) Abweichend von DIN EN 1990 (Grundlagen der Tragwerksplanung) sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q für Beanspruchungen aus ständigen und ungünstigen veränderlichen Einwirkungen für die Bemessungssituation BS-A von $\gamma_G = \gamma_Q = 1,00$ auf $\gamma_G = \gamma_Q = 1,10$ angehoben worden, um das bisher bewährte Sicherheitsniveau beizubehalten
- 2) Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G,E0}$ sind gegenüber den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G herabgesetzt worden, weil der Erdruchdruck bereits bei geringen Entspannungsbewegungen auf einen geringen Erddruck, im Grenzfall auf den wesentlich kleineren aktiven Erddruck absinkt
- 3) In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

**Teilsicherheitsbeiwerte γ_M^3 für gotechnische Kenngrößen
- DIN 1054, Stand 11.2015, Tabelle A.2.2 -**

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<u>HYD und UPL:</u>				
<u>Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen</u>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00
<u>GEO-2:</u>				
<u>Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund</u>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00
<u>GEO-3:</u>				
<u>Grenzzustand des Versagens durch Verlust des Gesamtstandsicherheit</u>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,25	1,15	1,10

Anmerkung: In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN 1990 (Grundlagen der Tragwerksplanung) keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt

³⁾ Der Beiwert γ_M ist ein Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte

**Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_R^{4)}$ für Widerstände
- DIN 1054, Stand 11.2015, Tabelle A.2.3 -**

Widerstand	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<u>STR und GEO-2:</u>				
<u>Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen</u>				
<i>Bodenwiderstände</i>				
Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
<i>Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen</i>				
Fußwiderstand	γ_b	1,10	1,10	1,10
Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	1,10	1,10	1,10
Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,10	1,10	1,10
Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
<i>Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten</i>				
Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	1,40	1,40	1,40
Zugpfähle (nur in Ausnahmefällen)	$\gamma_{s,t}$	1,50	1,50	1,50
<i>Herausziehwiderstände</i>				
Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	1,40	1,30	1,20
Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	1,10	1,10	1,10
Flexible Bewehrungselemente	γ_a	1,40	1,30	1,20
<u>GEO-3:</u>				
<u>Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit</u>				
<i>Scherfestigkeit: siehe Tabelle A.2.2</i>				
<i>Herausziehwiderstände Siehe STR und GEO-2</i>				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_\phi, \gamma_{\phi u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_c, \gamma_{c u}$	1,25	1,15	1,10
<i>Herausziehwiderstände</i>				
Boden- und Felsnägel, Ankerzugpfähle	γ_N, γ_Z	1,40	1,30	1,20
Verpresskörper von Verpressankern	γ_A	1,10	1,10	1,10
Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,40	1,30	1,20

4) Der Beiwert γ_R ist ein Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall des Widerstands bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte

$$R_d = \frac{R_K}{\gamma_R}$$

Mit:

R_K : Charakteristischer Bauteilwiderstand

γ_R : Teilsicherheitsbeiwert gemäß o.a. Tabelle

R_d : Bemessungswert für den Widerstand

Anmerkungen:

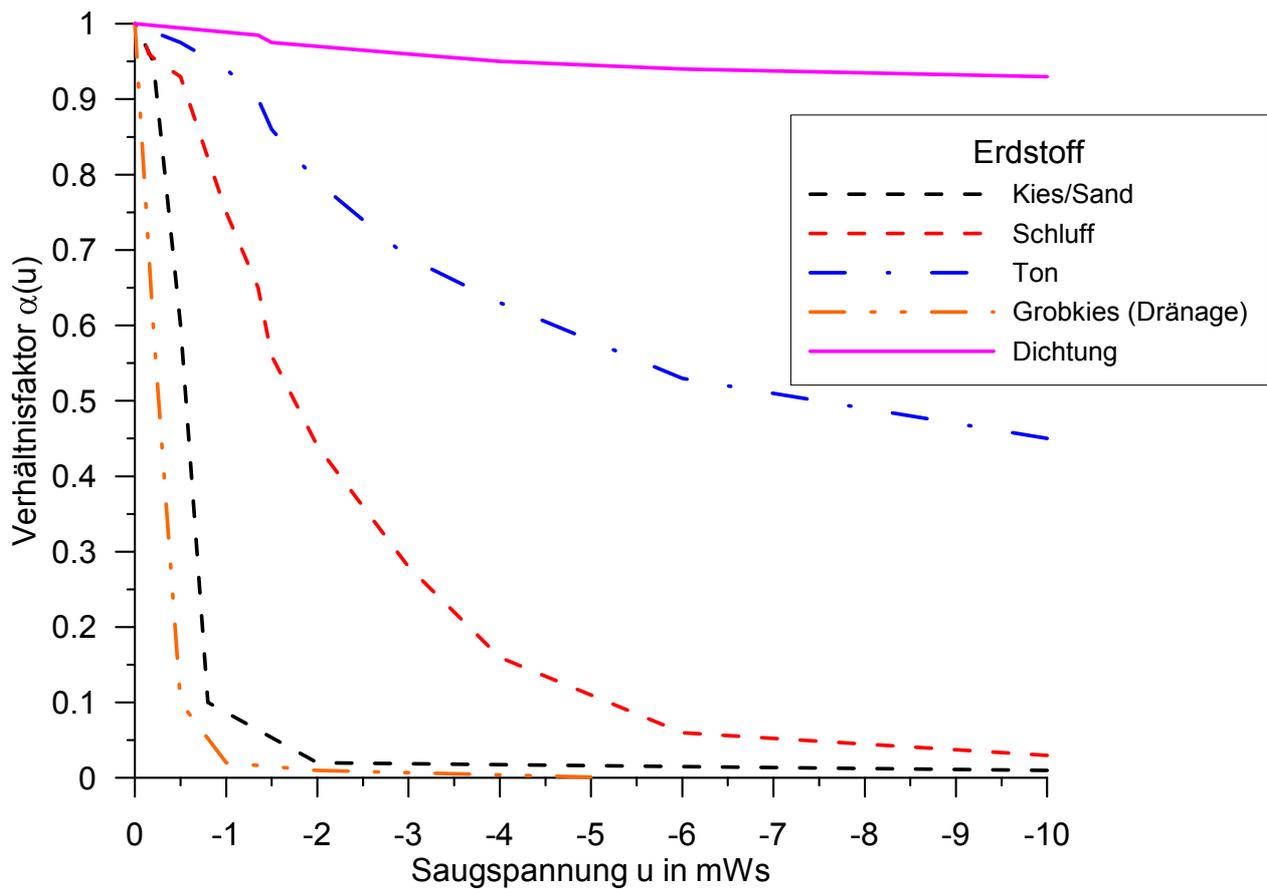
- 1) Der Teilsicherheitsbeiwert für den Mantelwiderstand des Stahlzugglieds aus Spannstahl und Betonstahl ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 in DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau) mit $\gamma_M = 1,15$ angegeben
- 2) Der Teilsicherheitsbeiwert für den Mantelwiderstand von flexiblen Bewehrungselementen ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 in EBGEO (Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen, 2. Aufl., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2010) angegeben
- 3) In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 (Grundlagen der Tragwerksplanung) keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

**Teilsicherheitsbeiwerte γ_H zu Bestimmung der Sicherheit gegen Materialtransport
- DIN 19712, Stand 01.2013, Tabelle 6 -**

Hydraulisches Kriterium	Teilsicherheitsbeiwerte			
	Einwirkungen $\gamma_{H,vorh}$			Widerstände $\gamma_{H,krit}$
	BS-P	BS-T	BS-A	
Kontakterosion	1,35	1,2	1,1	1,1
Suffosion	1,35	1,2	1,1	1,5
Erosionsgrundbruch	1,35	1,2	1,1	1,1

Entwicklung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts $k(u)$ in der ungesättigten Bodenzone abhängig von der Saugspannung u

$$k(u) = \alpha(u) \cdot k_{10}$$



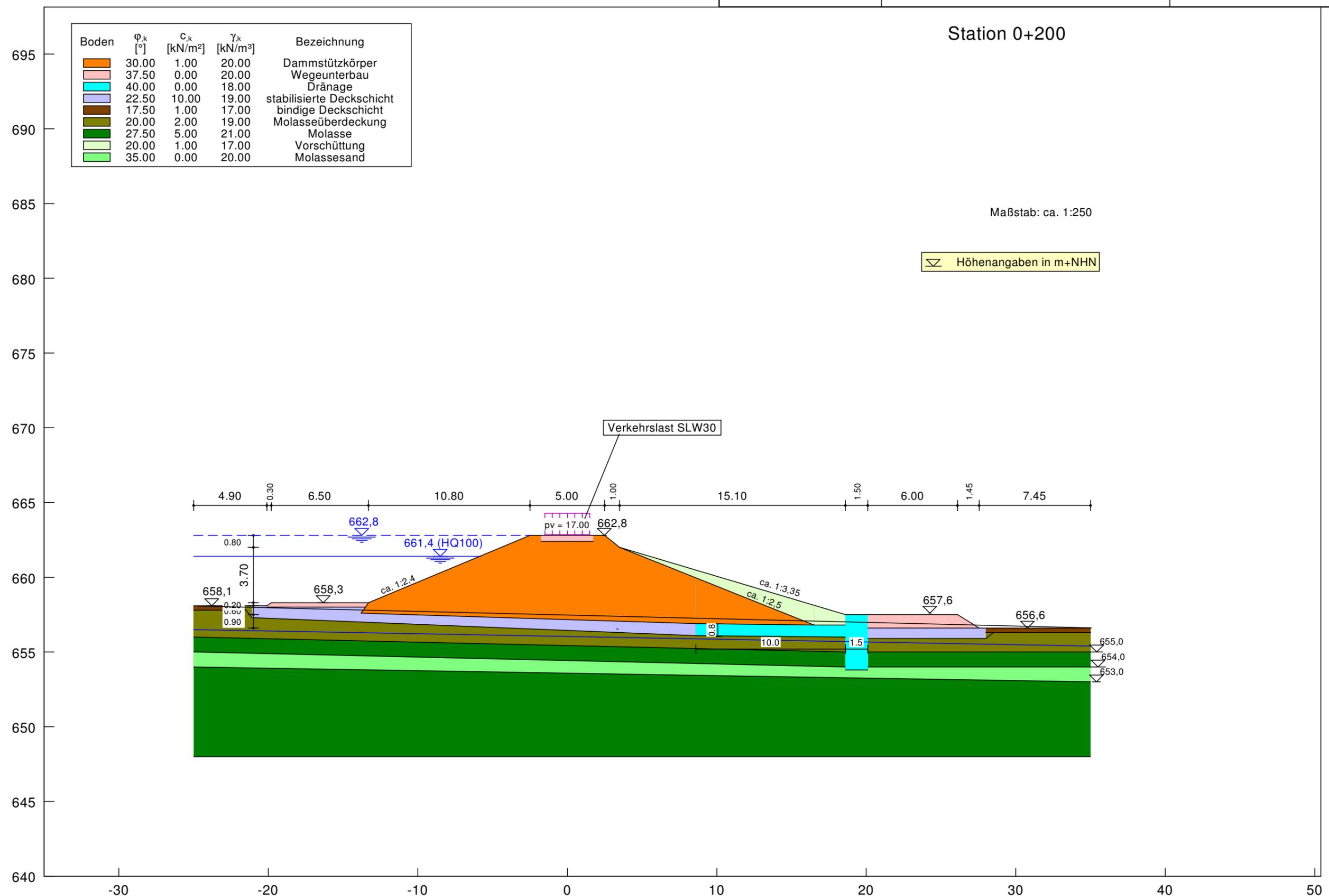
Berechnungsquerschnitt

Station 0+200

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	30.00	1.00	20.00	Dammstützkörper
	37.50	0.00	20.00	Wegeunterbau
	40.00	0.00	18.00	Dränage
	22.50	10.00	19.00	stabilisierte Deckschicht
	17.50	1.00	17.00	bindige Deckschicht
	20.00	2.00	19.00	Molasseüberdeckung
	27.50	5.00	21.00	Molasse
	20.00	1.00	17.00	Vorschüttung
	35.00	0.00	20.00	Molassesand

Maßstab: ca. 1:250

∇ Höhenangaben in m+NNH

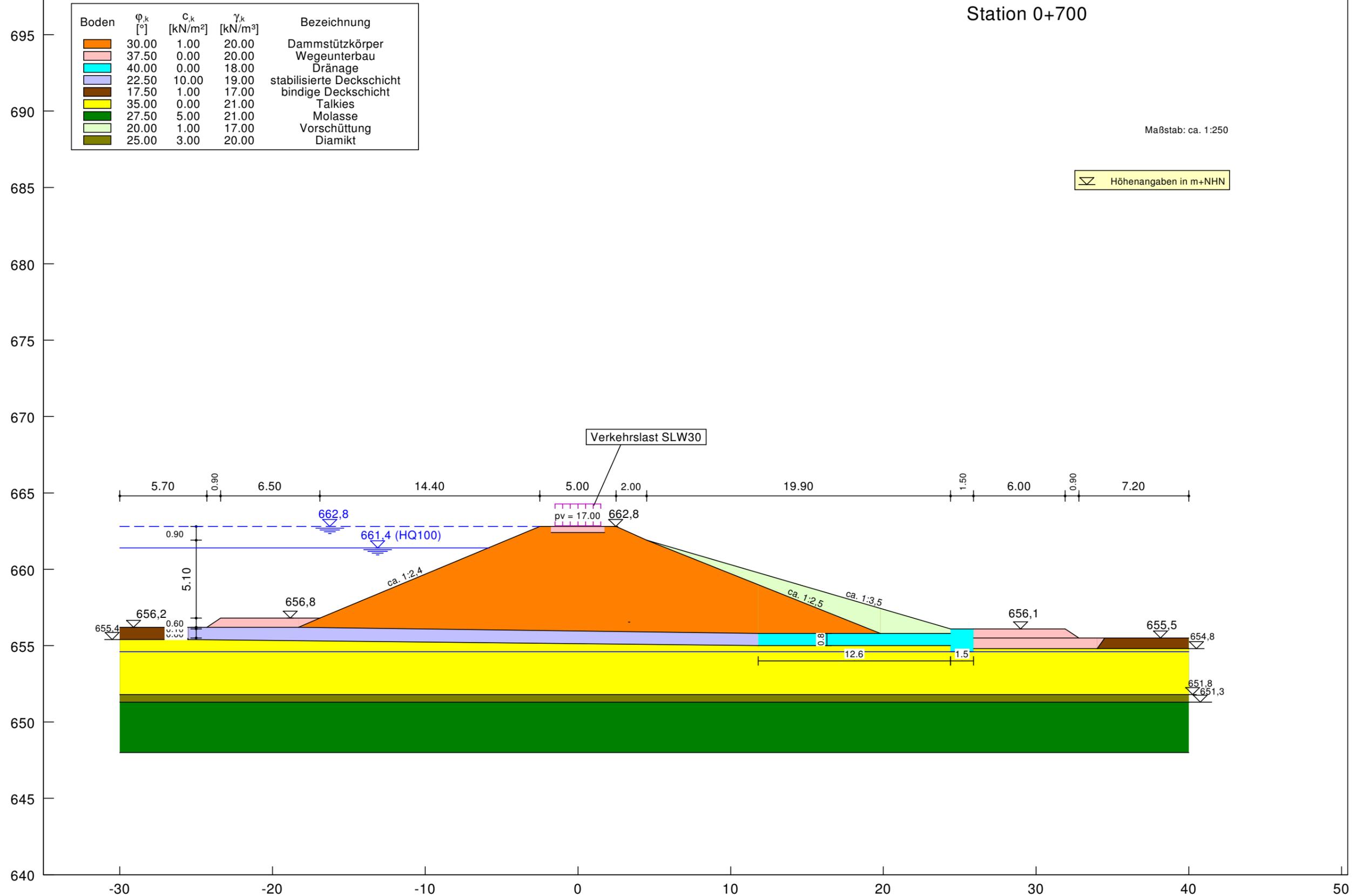


Berechnungsquerschnitt

Station 0+700

Maßstab: ca. 1:250

▽ Höhenangaben in m+NHN



Geohydraulik, stationär

Station 0+200

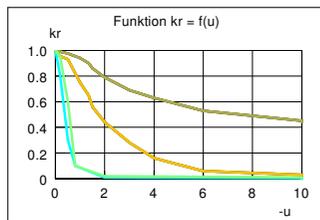
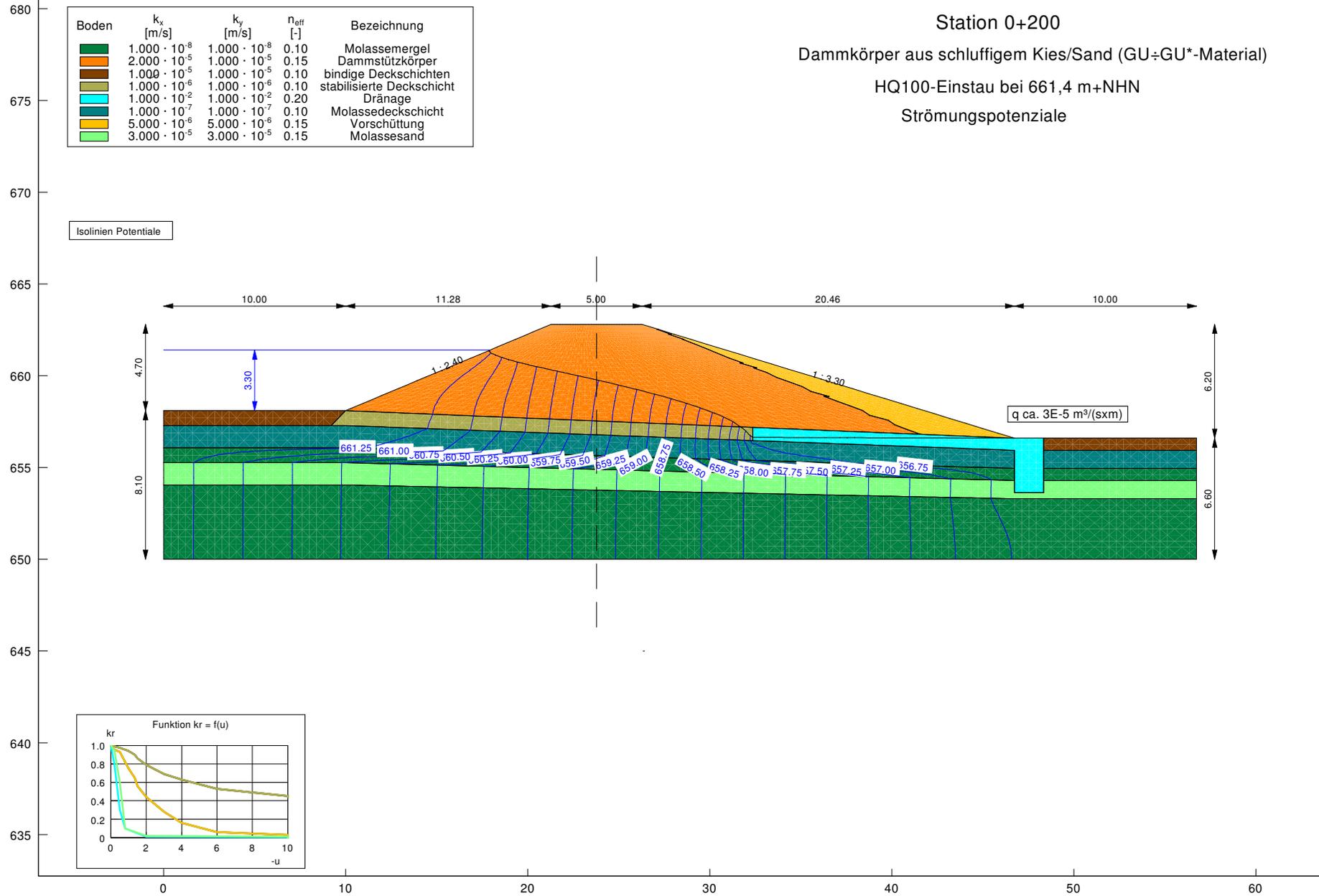
Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

HQ100-Einstau bei 661,4 m+NNH

Strömungspotenziale

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Molassemergel
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	bindige Deckschichten
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	Molassedeckschicht
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Vorschüttung
	$3.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Molassesand

Isolinien Potentiale



Geohydraulik, stationär

Station 0+200

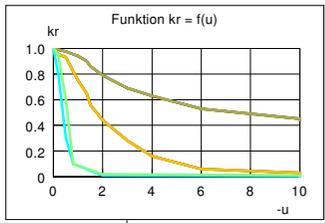
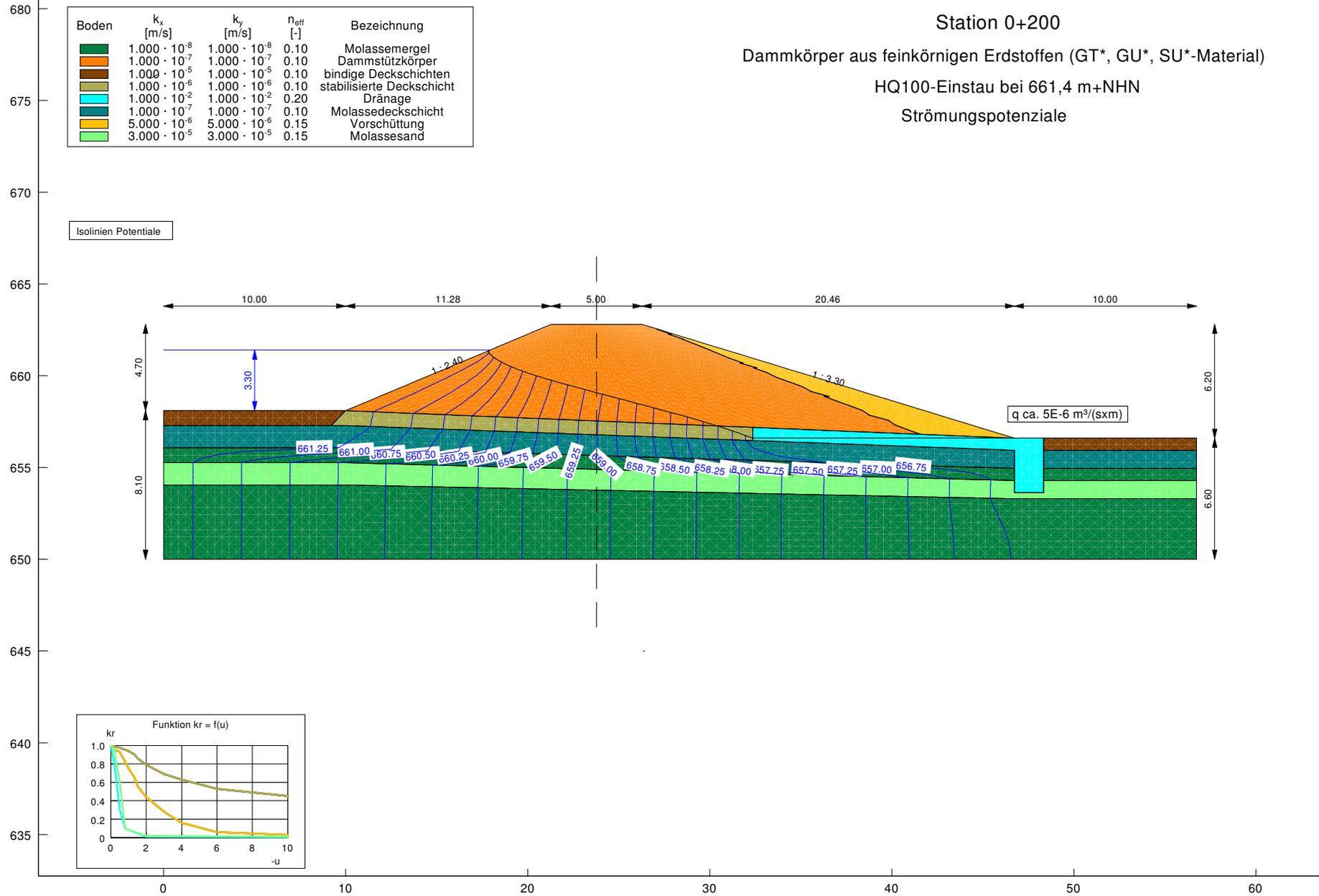
Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GT*, GU*, SU*-Material)

HQ100-Einstau bei 661,4 m+NNH

Strömungspotenziale

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Molassemergel
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	bindige Deckschichten
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	Molassedeckschicht
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Verschüttung
	$3.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Molassesand

Isolinien Potentiale



Geohydraulik, stationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.2.3

Station 0+200

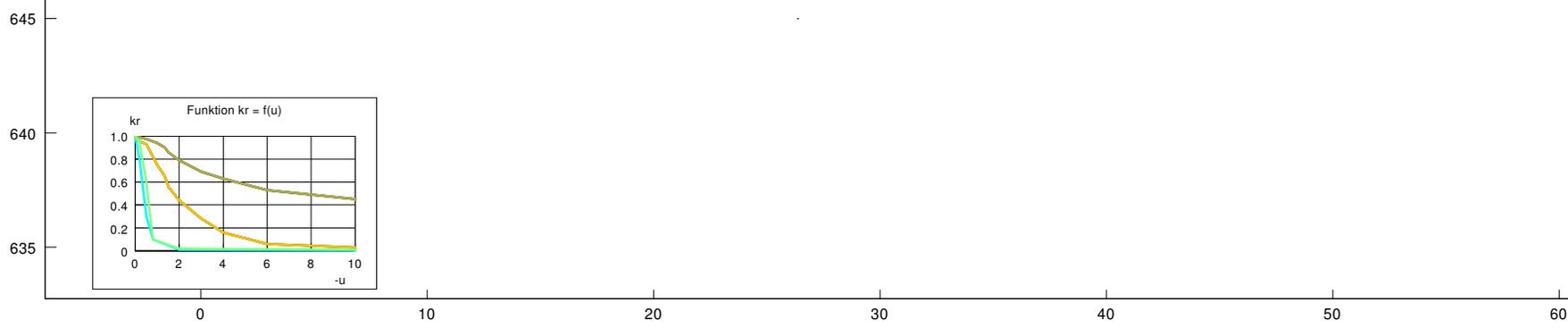
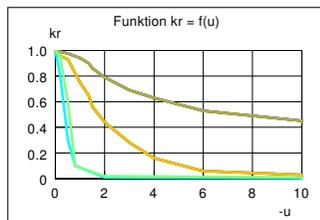
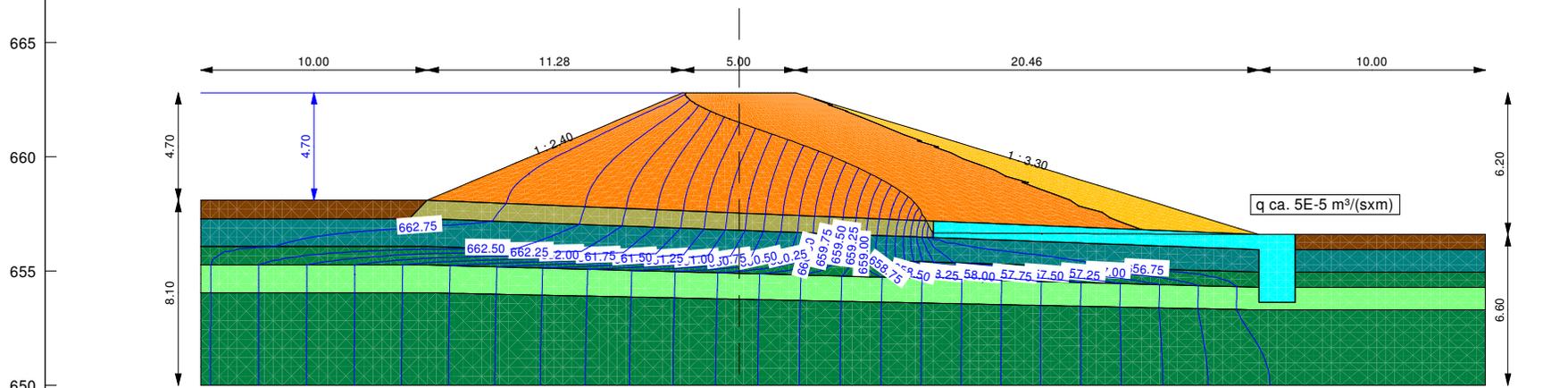
Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

Kronenstau bei 662,8 m+NHN

Strömungspotenziale

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Molassemergel
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	bindige Deckschichten
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	Molassedeckschicht
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Verschüttung
	$3.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Molassesand

Isolinien Potentiale



Geohydraulik, stationär

Station 0+200

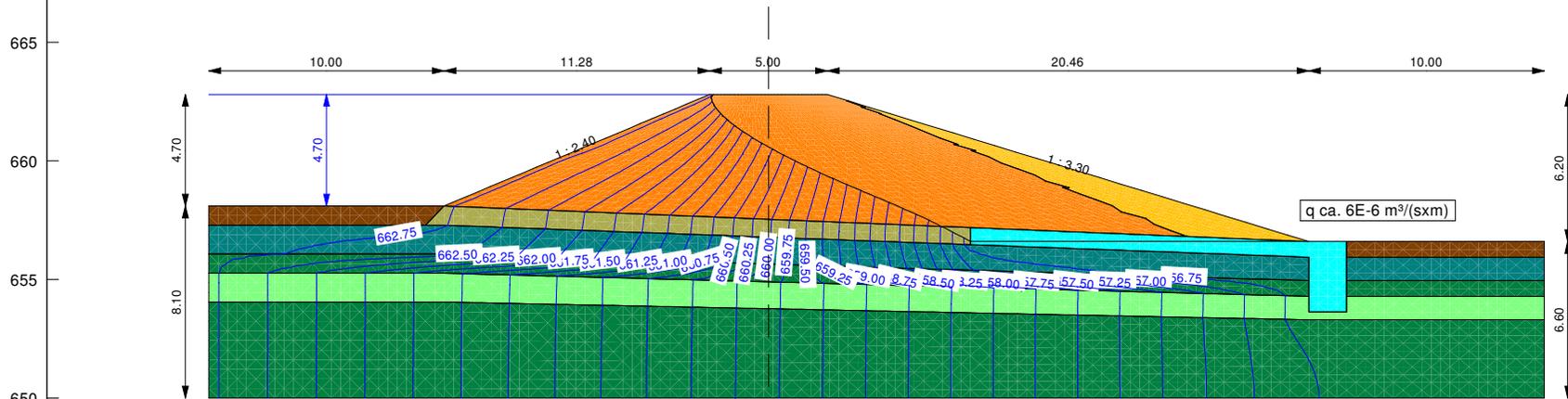
Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GT*, GU*, SU*-Material)

Kronenstau bei 662,8 m+NHN

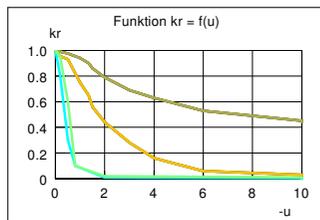
Strömungspotenziale

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Molassemergel
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	bindige Deckschichten
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	Molassedeckschicht
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Verschüttung
	$3.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Molassesand

Isolinien Potentiale



q ca. $6E-6 \text{ m}^3/(\text{sxm})$



635

640

645

650

655

660

665

670

675

680

0

10

20

30

40

50

60

Geohydraulik, stationär

Station 0+700

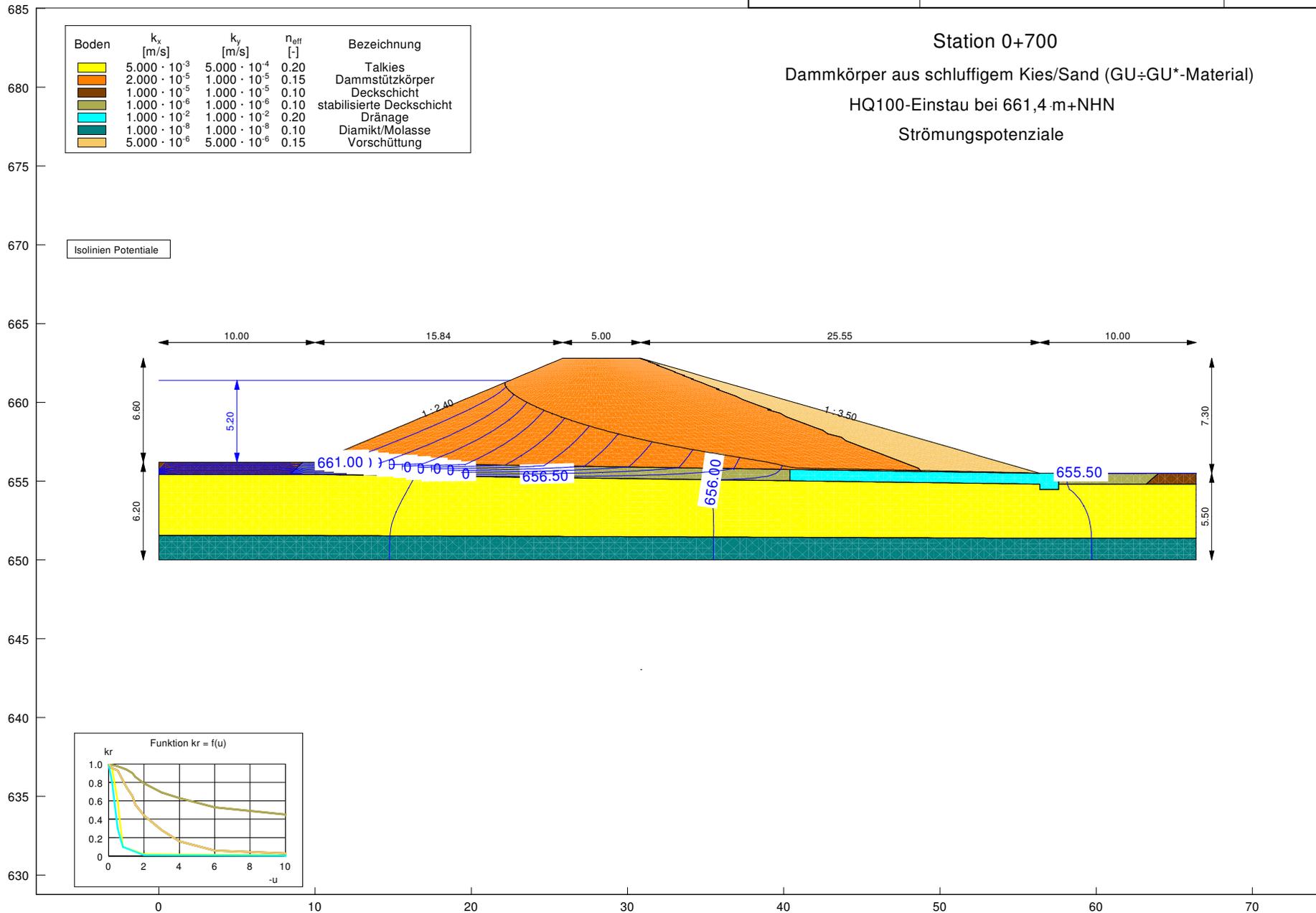
Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU±GU*-Material)

HQ100-Einstau bei 661,4 m+NNH

Strömungspotenziale

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Talkies
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Diamikt/Molasse
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Vorschüttung

Isolinien Potentiale



Geohydraulik, stationär

Station 0+700

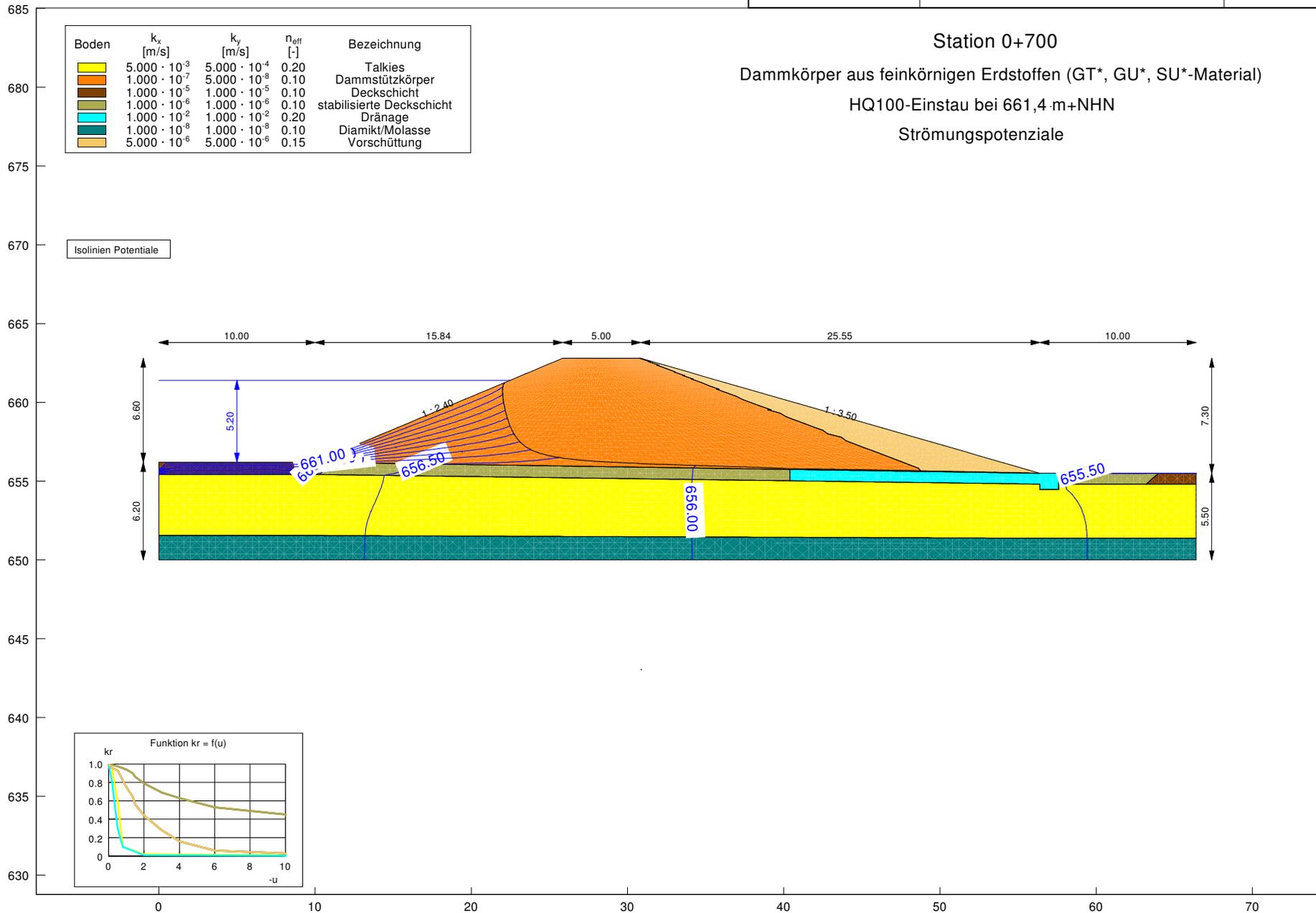
Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GT*, GU*, SU*-Material)

HQ100-Einstau bei 661,4 m+NNH

Strömungspotenziale

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Talkies
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$5.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Diamikt/Molasse
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Vorschüttung

Isolinien Potentiale



Geohydraulik, stationär

Station 0+700

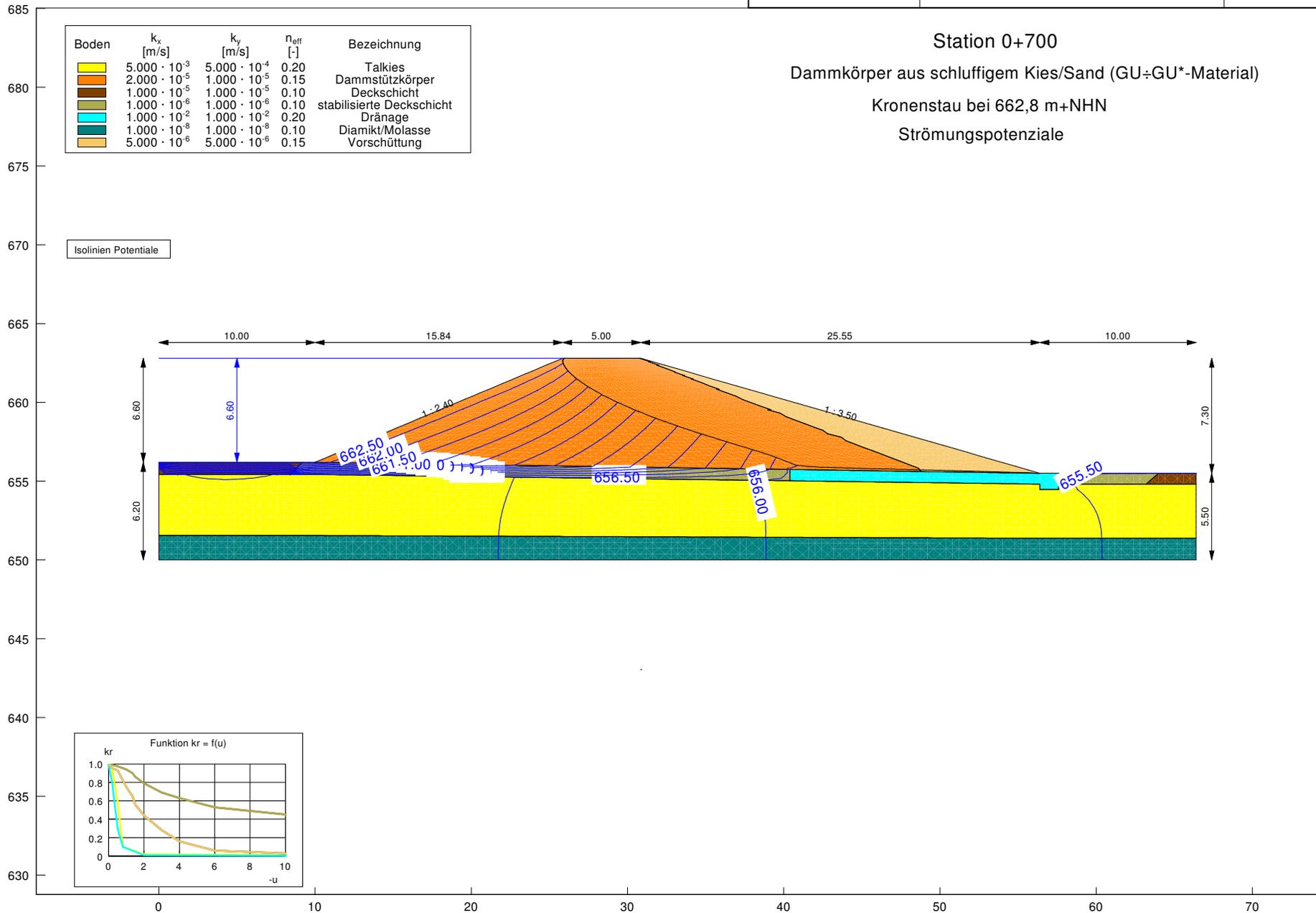
Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

Kronenstau bei 662,8 m+NHN

Strömungspotenziale

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Talkies
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Diamikt/Molasse
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Vorschüttung

Isolinien Potentiale



Geohydraulik, stationär

Station 0+700

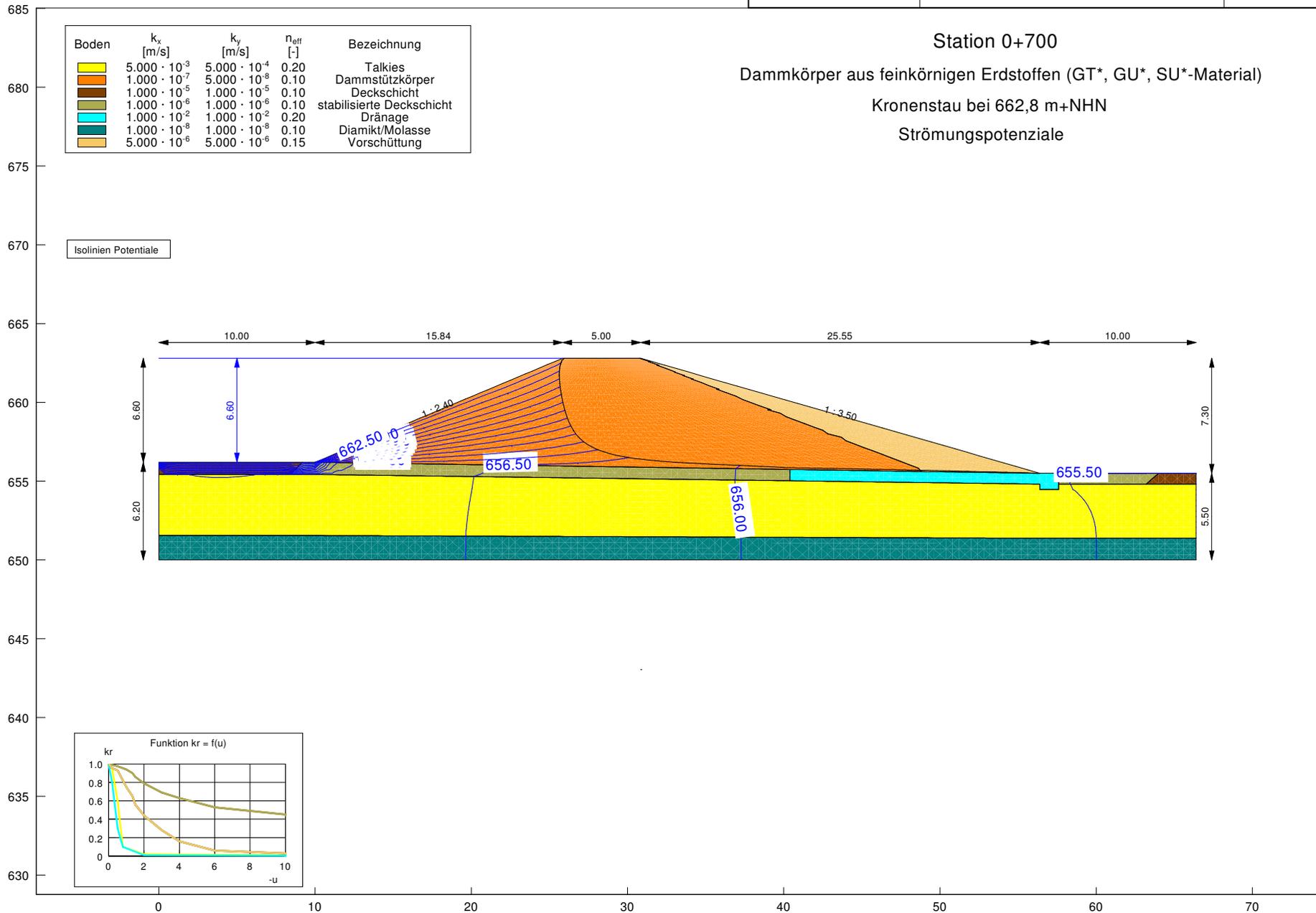
Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GT*, GU*, SU*-Material)

Kronenstau bei 662,8 m+NHN

Strömungspotenziale

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Talkies
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$5.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Diamikt/Molasse
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Vorschüttung

Isolinien Potentiale



Geohydraulik, instationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.2.9

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
[Dark Green]	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassemergel
[Orange]	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.500 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
[Brown]	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	bindige Deckschichten
[Light Green]	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	stabilisierte Deckschicht
[Cyan]	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Dränage
[Dark Blue]	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassedeckschicht
[Yellow]	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Vorschüttung
[Light Blue]	$3.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassesand

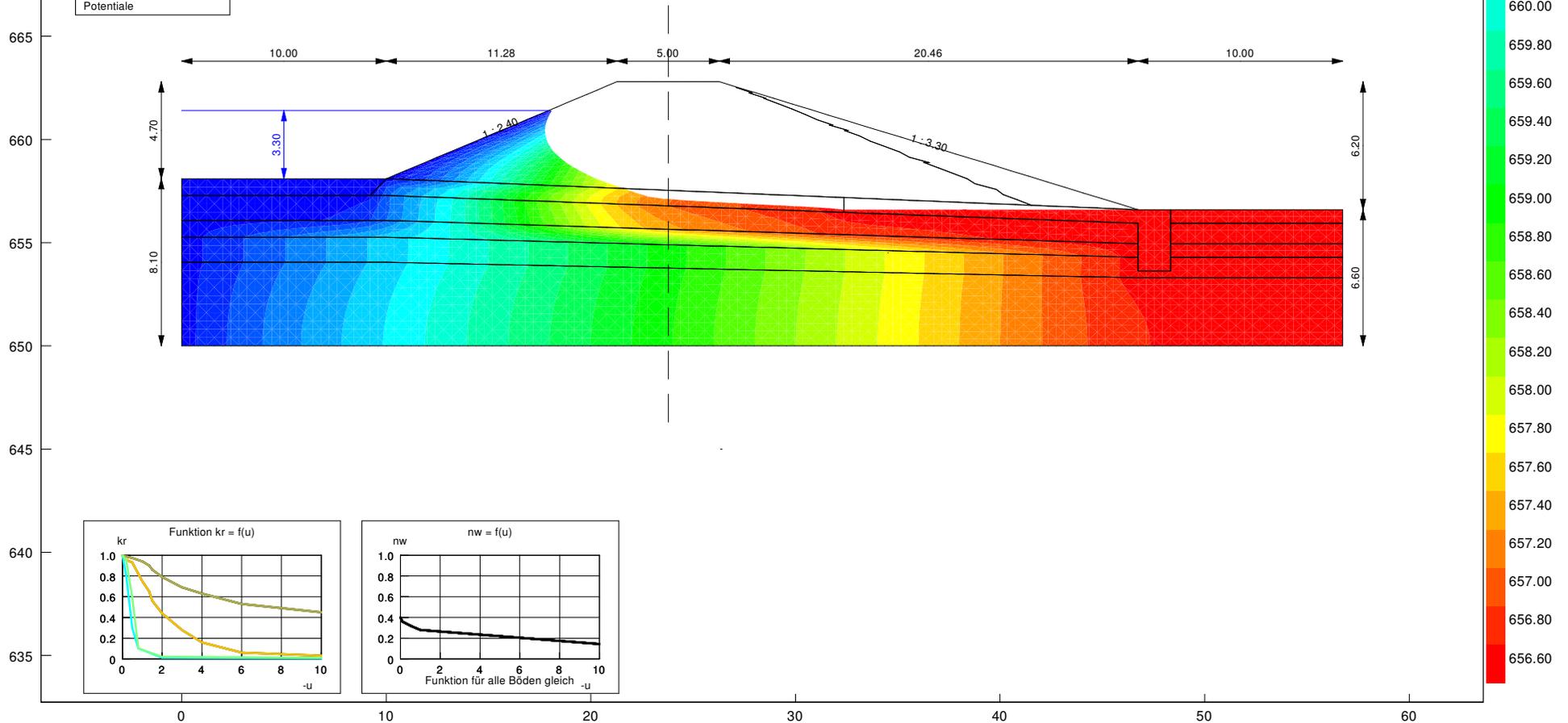
Station 0+200

Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

HQ100-Einstau bei 661,4 m+NHN

Einstauniveau nach 48 h Aufstau gerade erreicht

Zeit = 172800.0 Sekunden
Isolinien
Potentiale

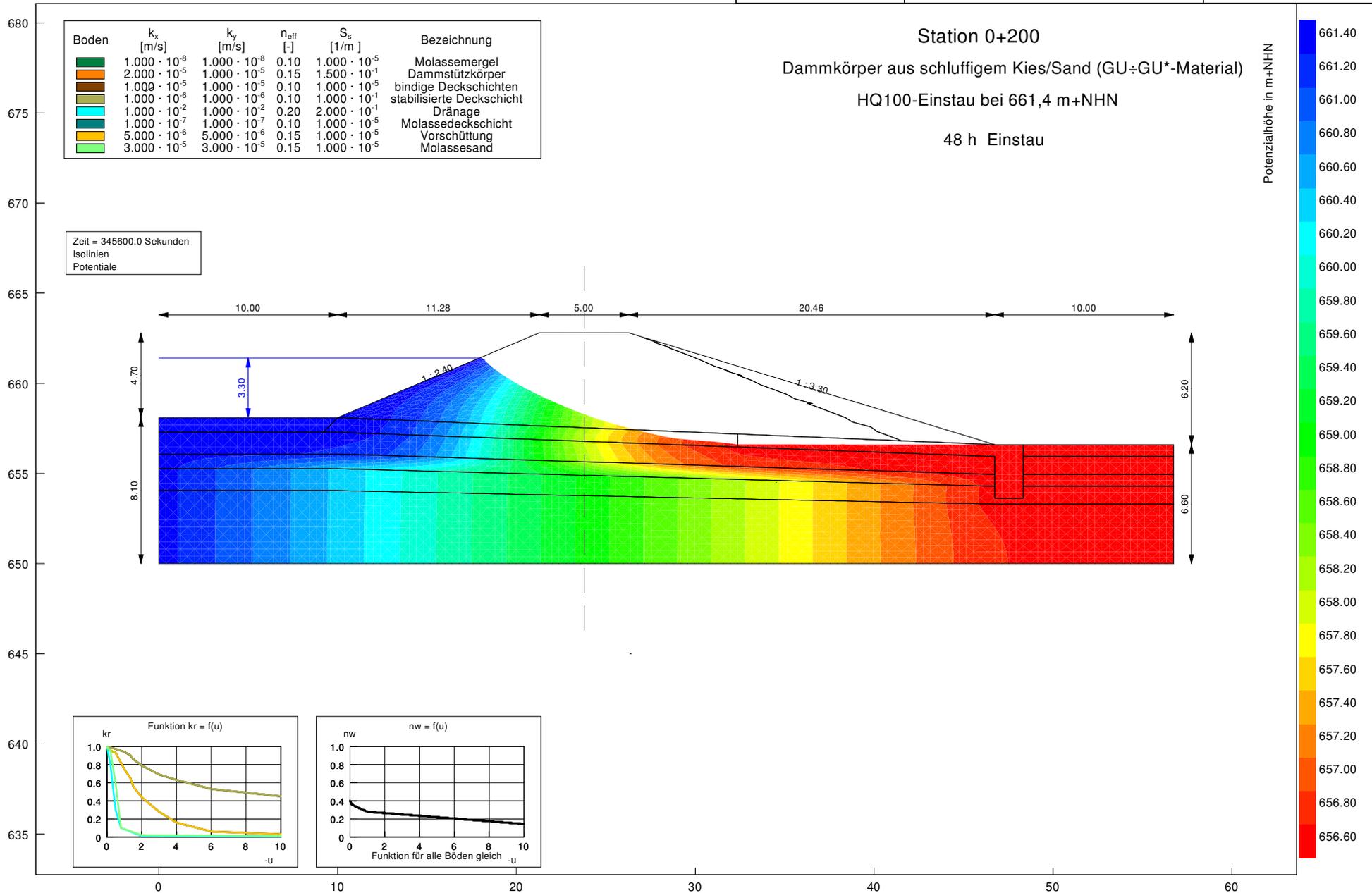


Geohydraulik, instationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.2.10



Geohydraulik, instationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzgau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.2.11

Station 0+200

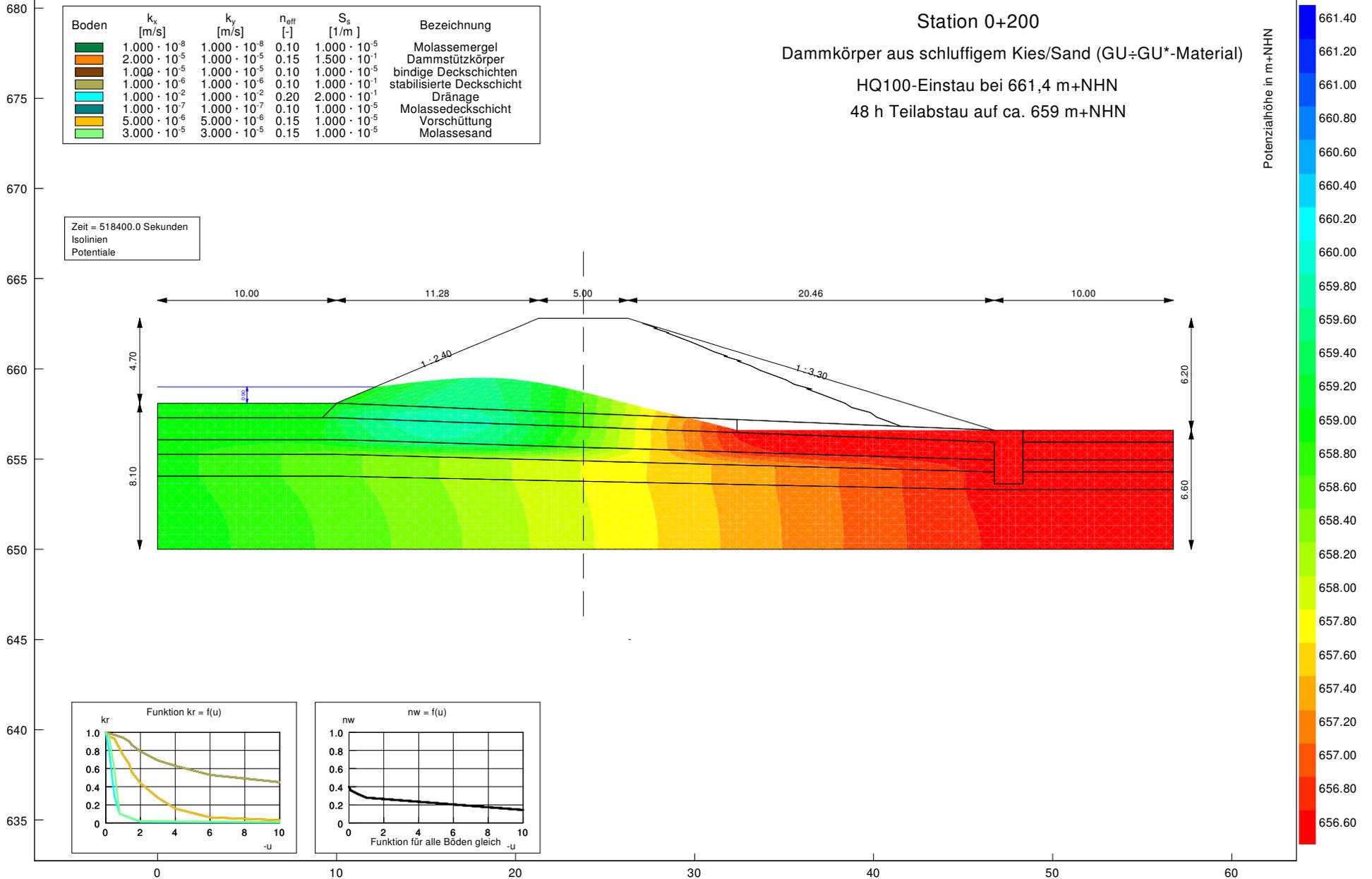
Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

HQ100-Einstau bei 661,4 m+NHN

48 h Teilabstau auf ca. 659 m+NHN

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
[Dark Green]	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassemergel
[Orange]	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.500 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
[Brown]	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	bindige Deckschichten
[Light Green]	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	stabilisierte Deckschicht
[Cyan]	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Dränage
[Dark Blue]	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassedeckschicht
[Yellow]	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Vorschüttung
[Light Green]	$3.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassesand

Zeit = 518400.0 Sekunden
Isolinien
Potentiale

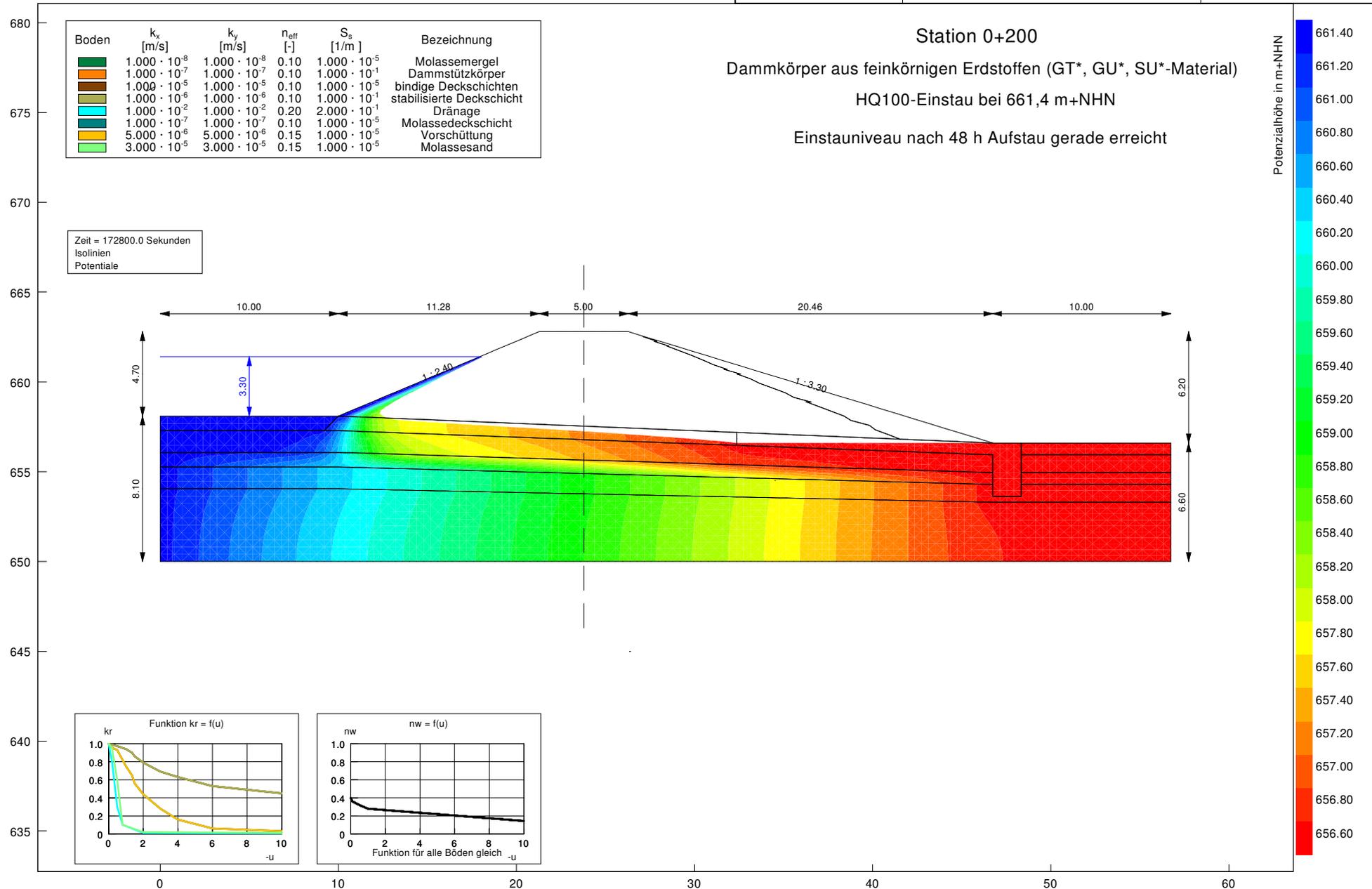


Geohydraulik, instationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzgau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

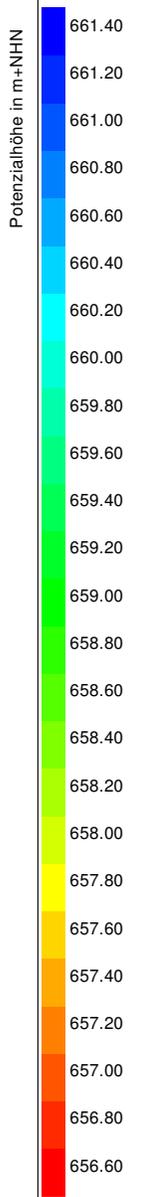
AZ 181106
Anlage 4.2.12



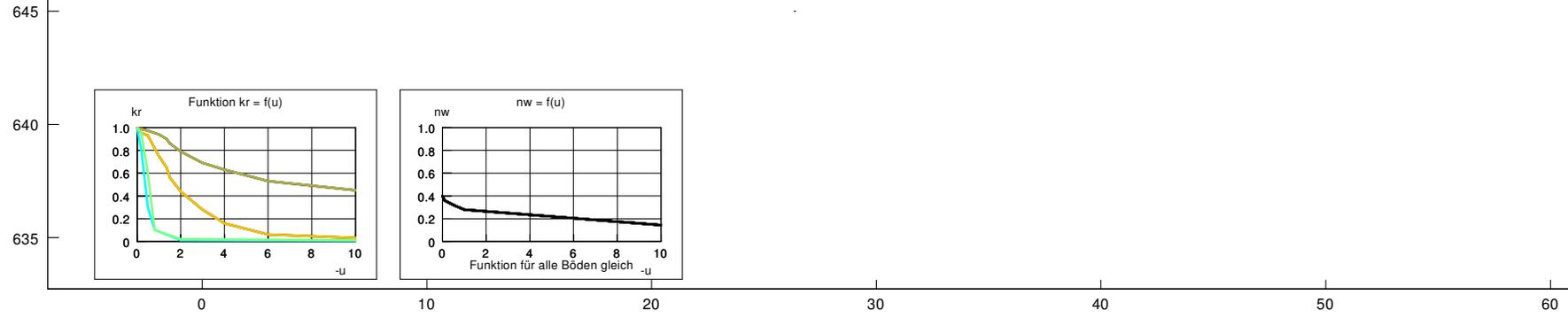
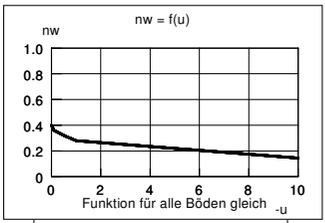
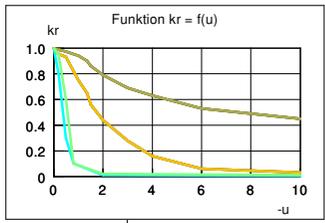
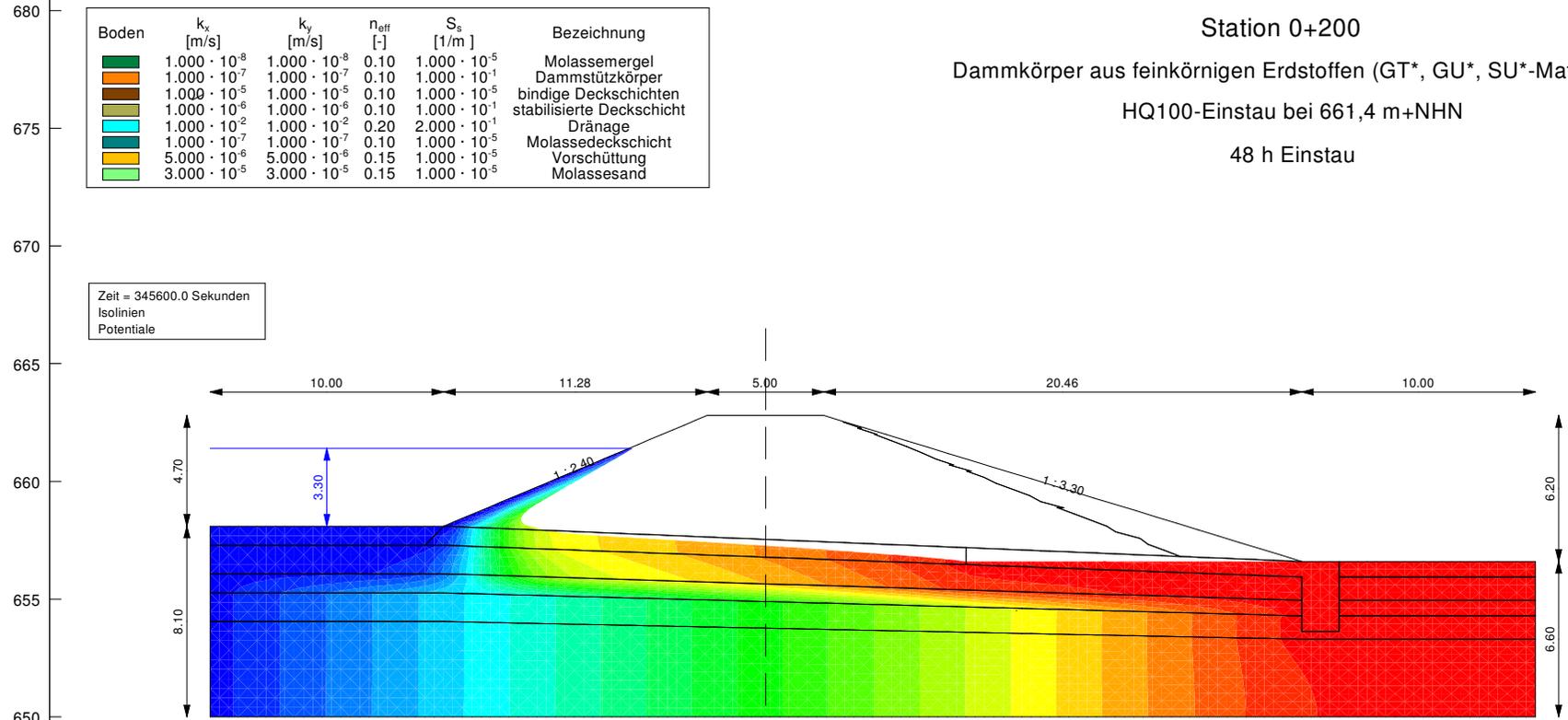
Geohydraulik, instationär

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
[Dark Green]	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassemergel
[Orange]	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
[Brown]	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	bindige Deckschichten
[Light Green]	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	stabilisierte Deckschicht
[Cyan]	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Dränage
[Dark Blue]	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassedeckschicht
[Yellow]	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Vorschüttung
[Light Blue]	$3.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Molassesand

Station 0+200
 Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GT*, GU*, SU*-Material)
 HQ100-Einstau bei 661,4 m+NHN
 48 h Einstau



Zeit = 345600.0 Sekunden
 Isolines
 Potentiale

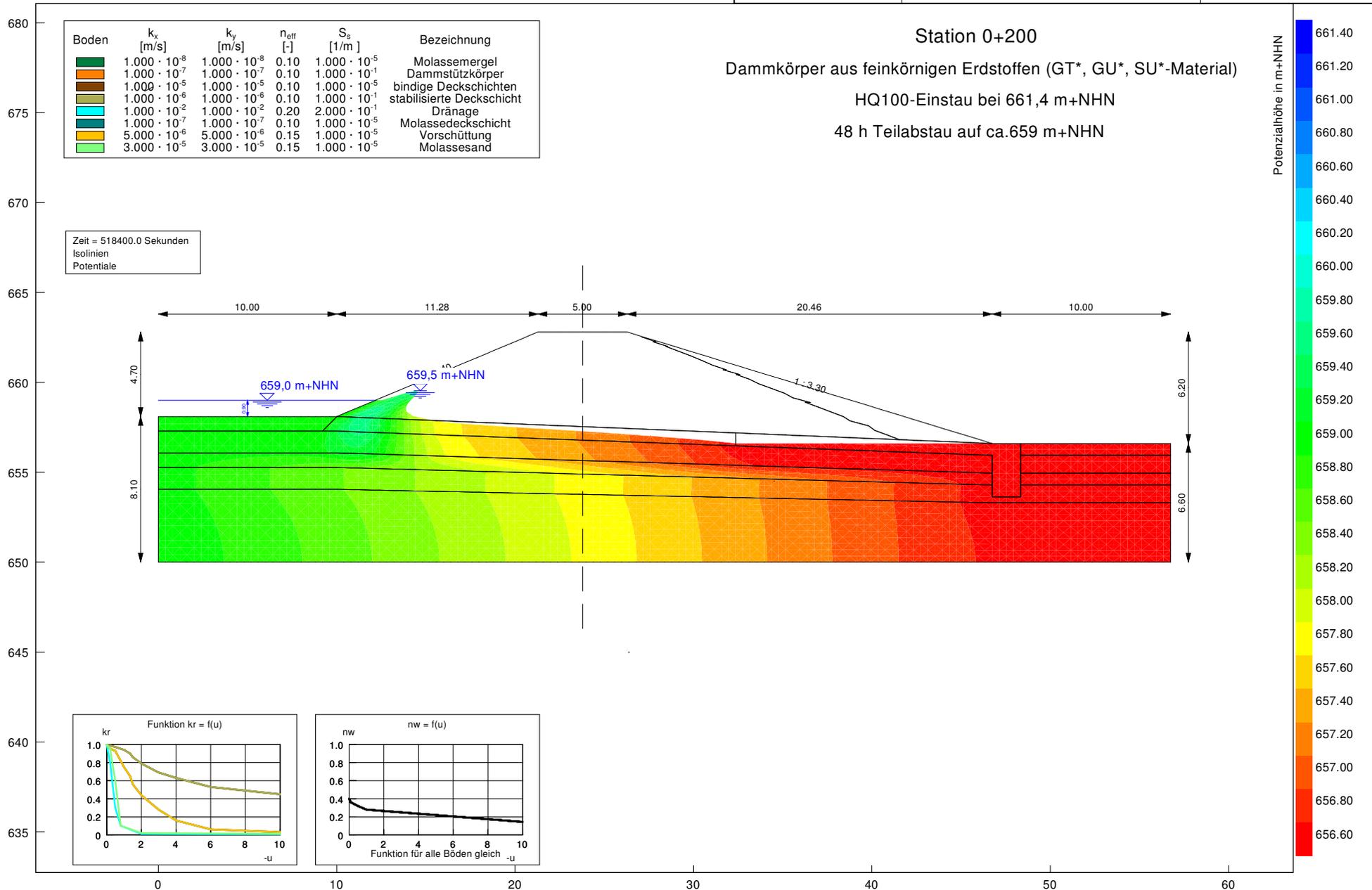


Geohydraulik, instationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzgau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.2.14



Geohydraulik, instationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.2.15

Station 0+700

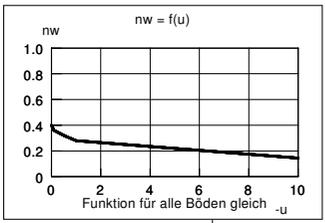
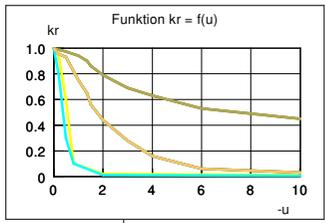
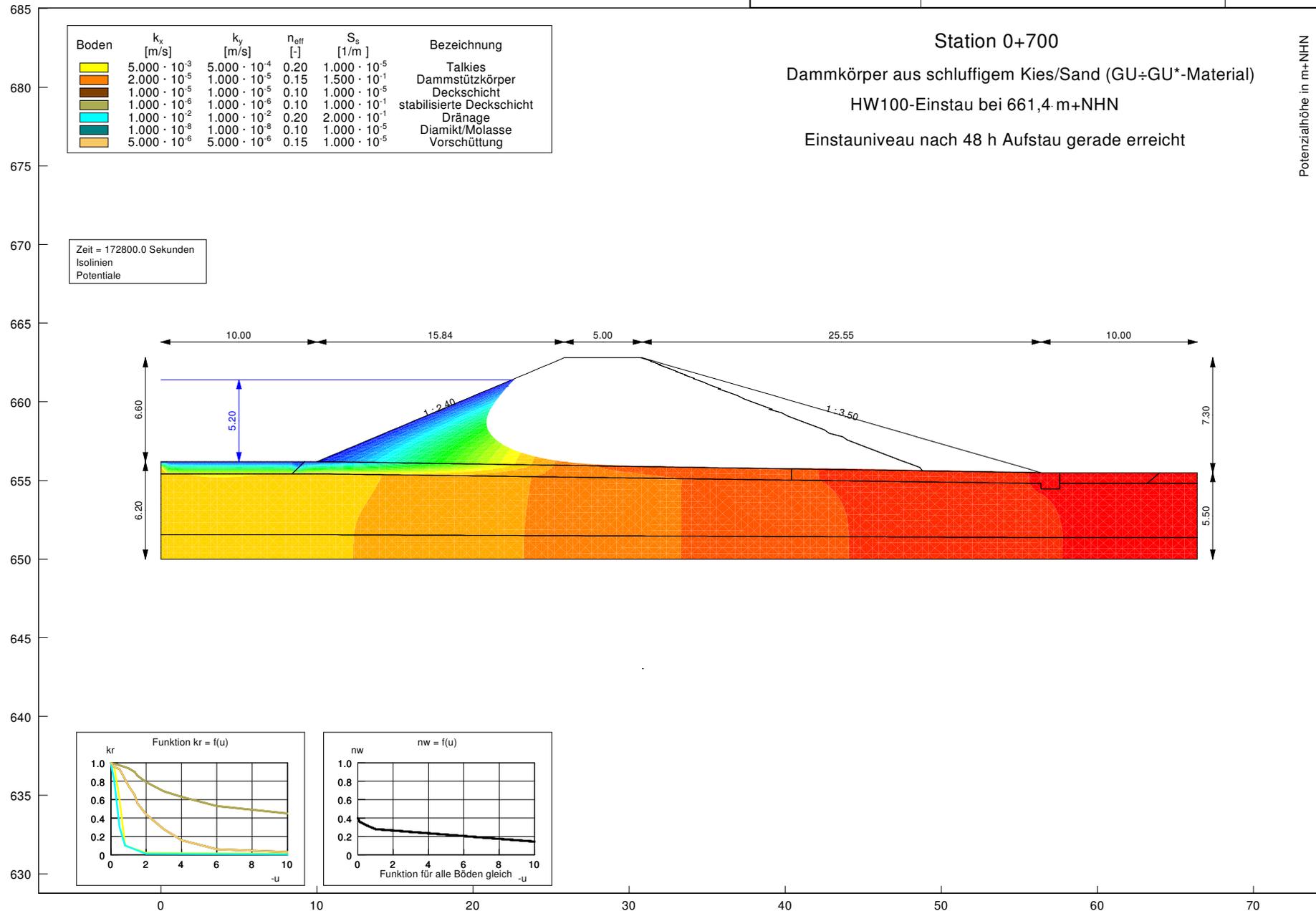
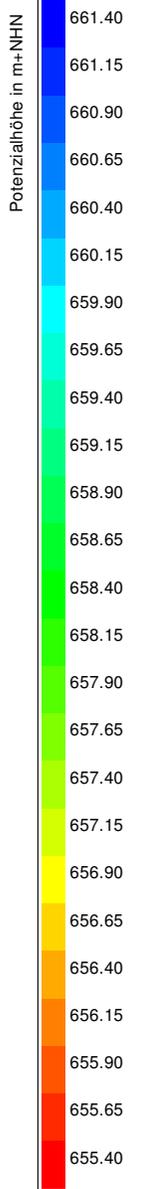
Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU-GU*-Material)

HW100-Einstau bei 661,4 m+NHN

Einstauniveau nach 48 h Aufstau gerade erreicht

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Talkies
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.500 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Diamikt/Molasse
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Vorschüttung

Zeit = 172800.0 Sekunden
Isolinien
Potentiale

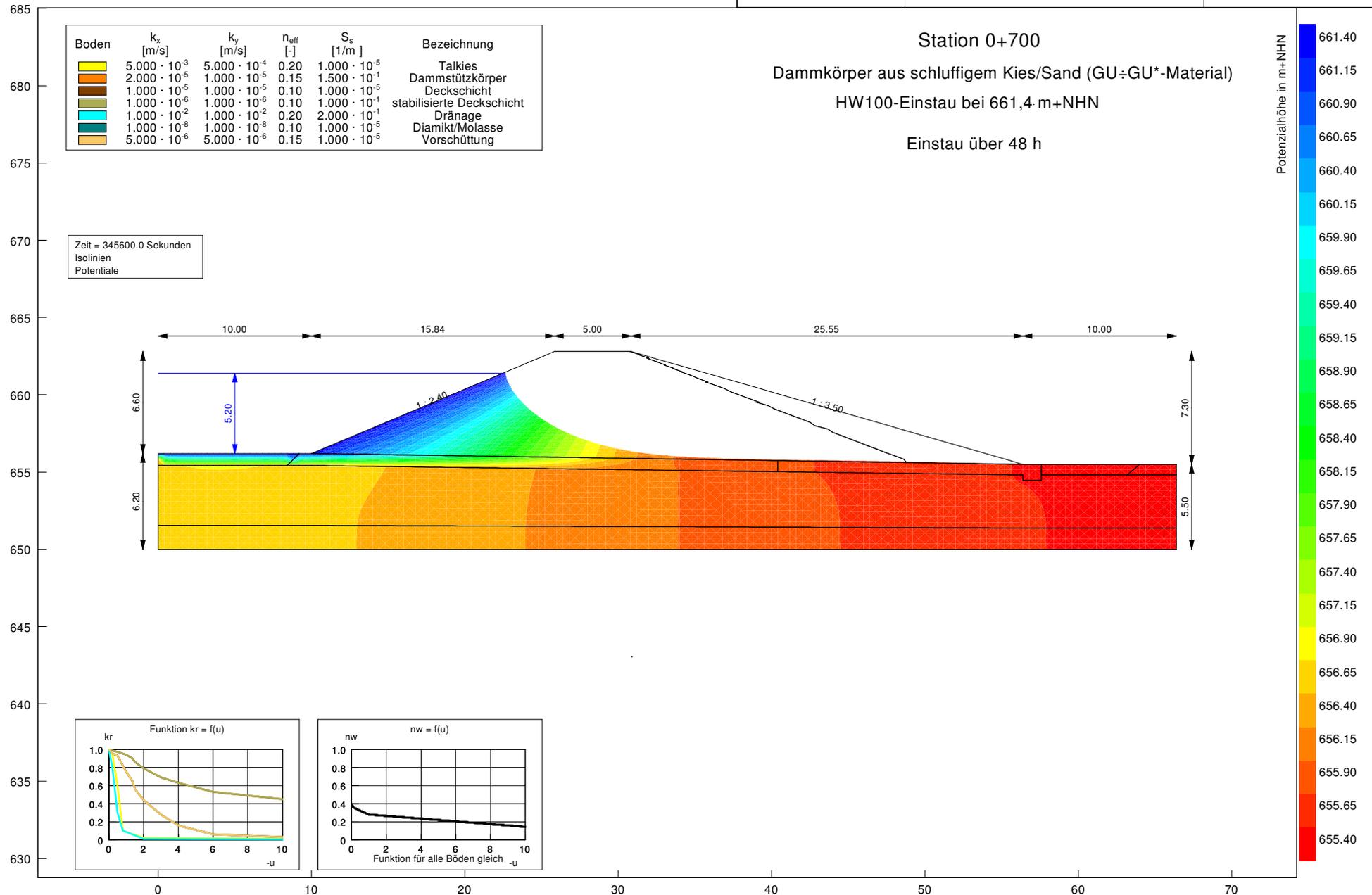


Geohydraulik, instationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.2.16



Geohydraulik, instationär

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.2.17

Station 0+700

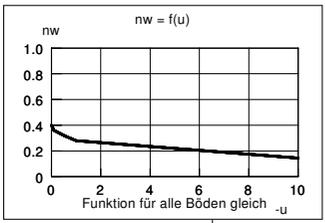
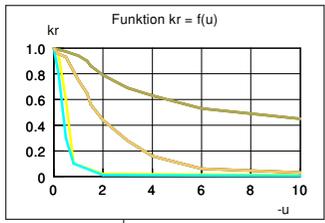
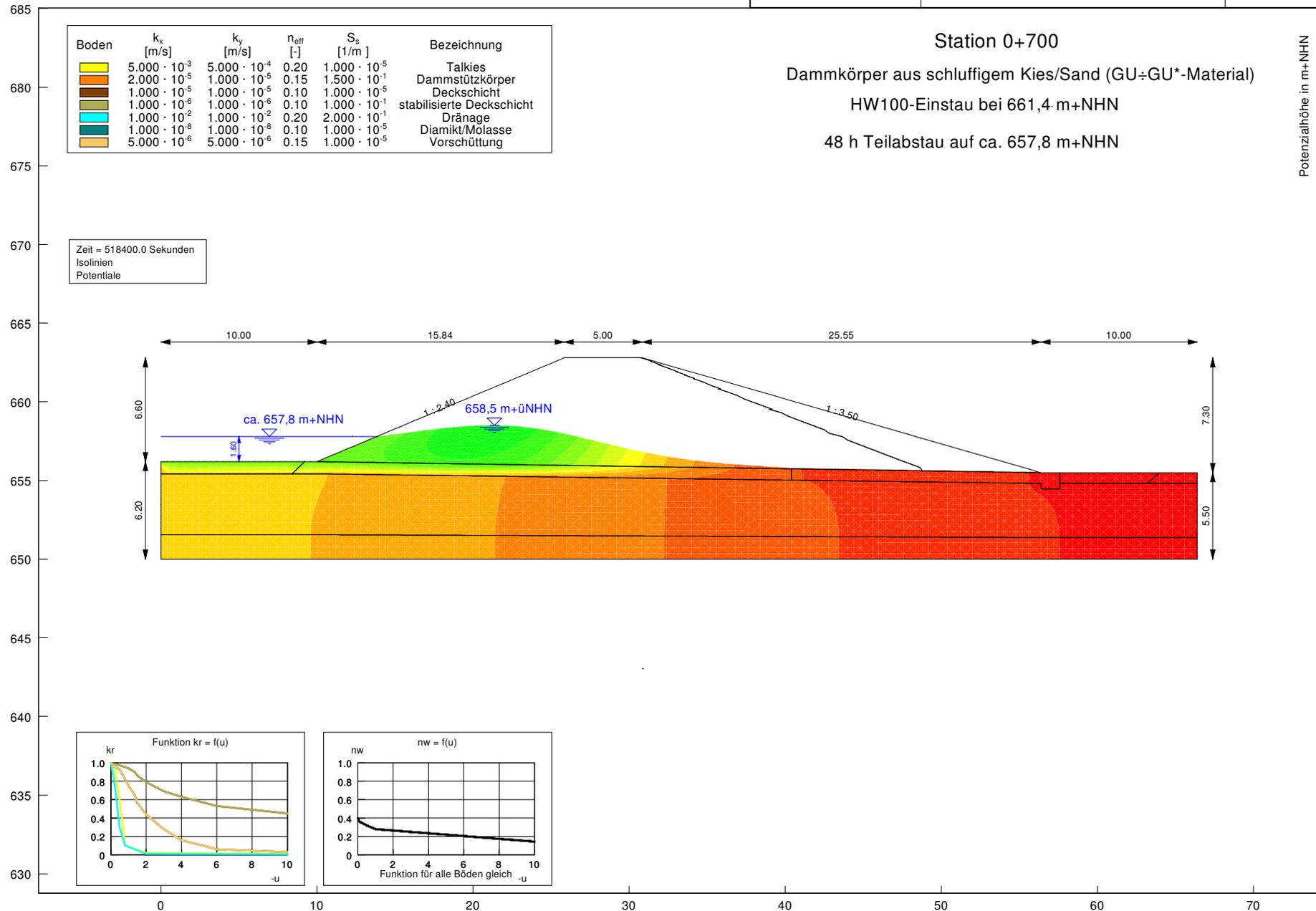
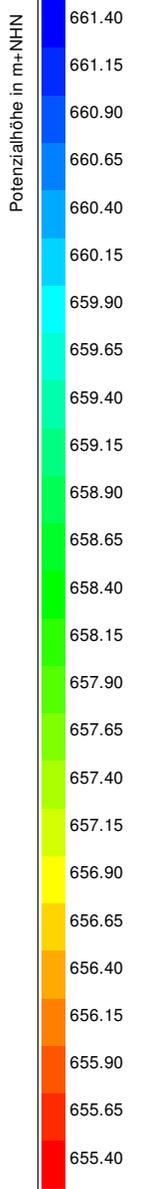
Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU-GU*-Material)

HW100-Einstau bei 661,4 m+NHN

48 h Teilabstau auf ca. 657,8 m+NHN

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
[Yellow]	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Talkies
[Orange]	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.500 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
[Brown]	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Deckschicht
[Green]	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	stabilisierte Deckschicht
[Cyan]	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Dränage
[Dark Green]	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Diamikt/Molasse
[Light Green]	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Vorschüttung

Zeit = 518400.0 Sekunden
Isolinien
Potentiale



Geohydraulik, instationär

Station 0+700

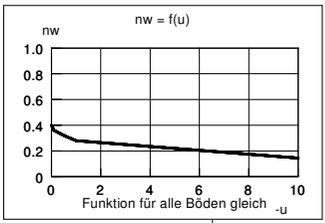
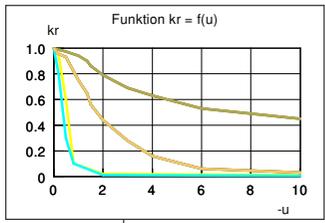
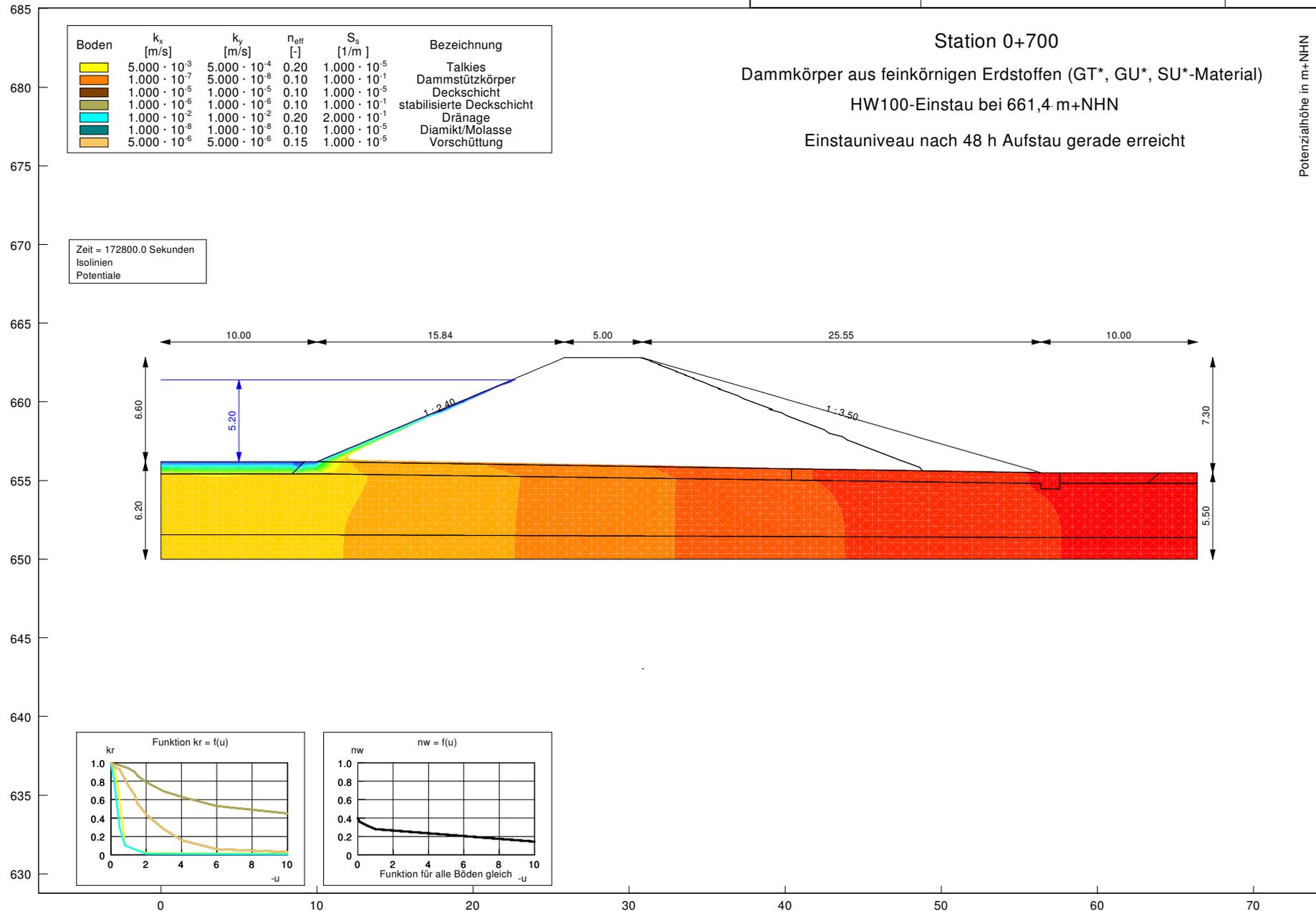
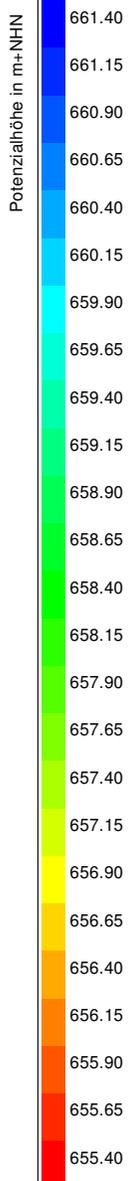
Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GT*, GU*, SU*-Material)

HW100-Einstau bei 661,4 m+NHN

Einstauniveau nach 48 h Aufstau gerade erreicht

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
[Yellow]	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Talkies
[Orange]	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$5.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
[Brown]	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Deckschicht
[Green]	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	stabilisierte Deckschicht
[Cyan]	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Dränage
[Dark Green]	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Diamikt/Molasse
[Light Green]	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Vorschüttung

Zeit = 172800.0 Sekunden
Isolinien
Potentiale



Geohydraulik, instationär

Station 0+700

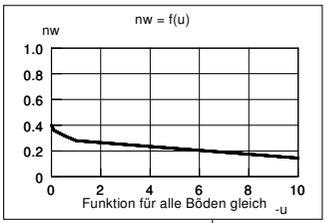
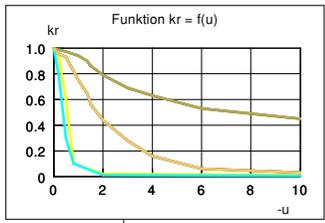
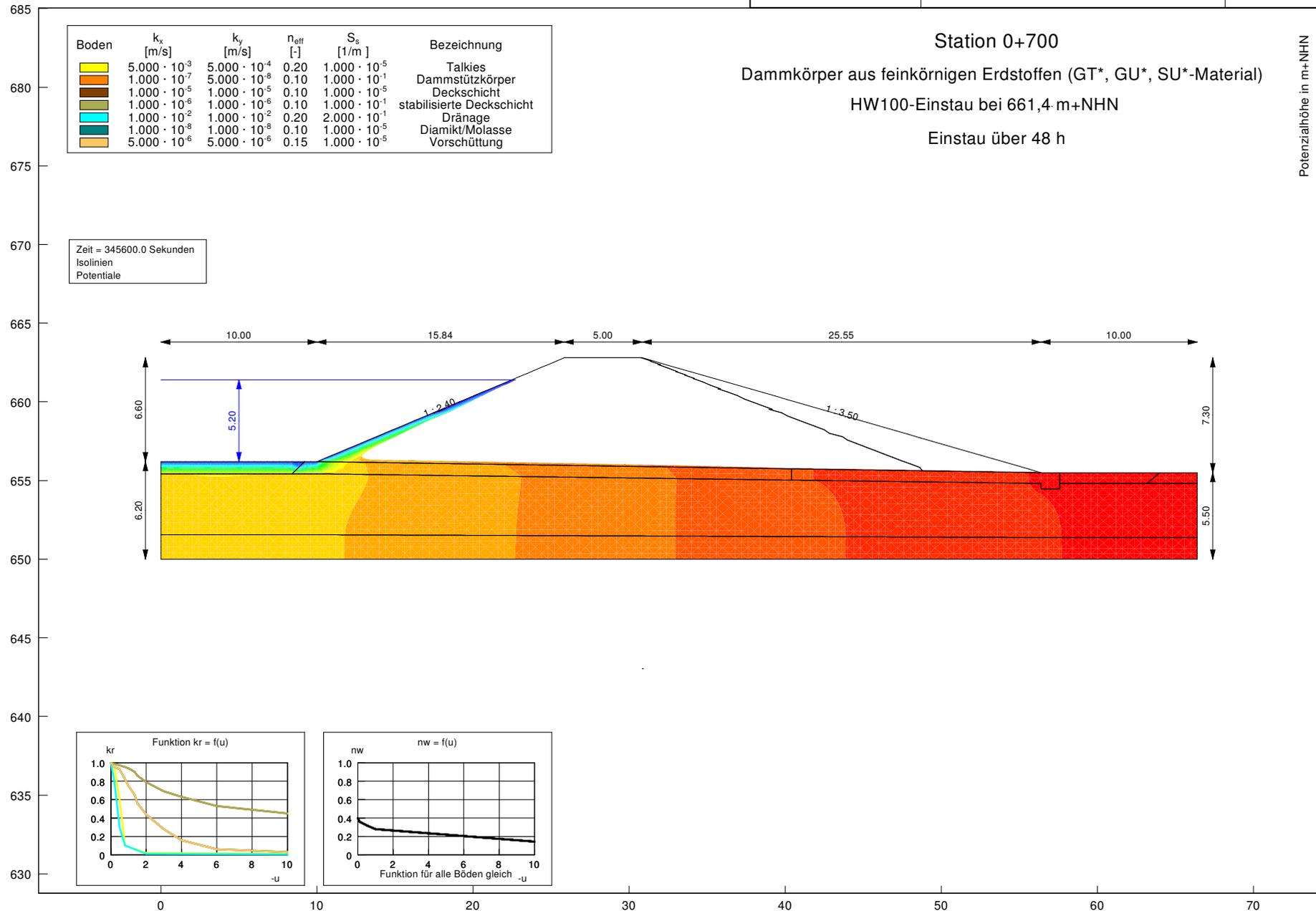
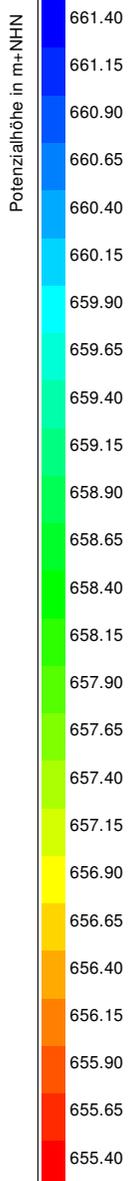
Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GT*, GU*, SU*-Material)

HW100-Einstau bei 661,4 m+NHN

Einstau über 48 h

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Talkies
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$5.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Diamikt/Molasse
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Vorschüttung

Zeit = 345600.0 Sekunden
Isolinien
Potentiale



Geohydraulik, instationär

Station 0+700

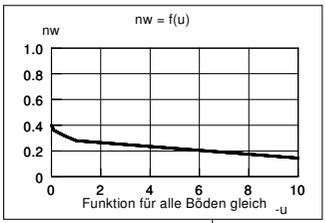
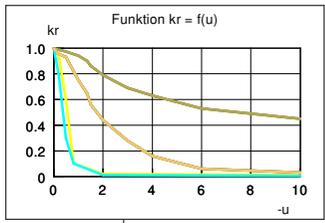
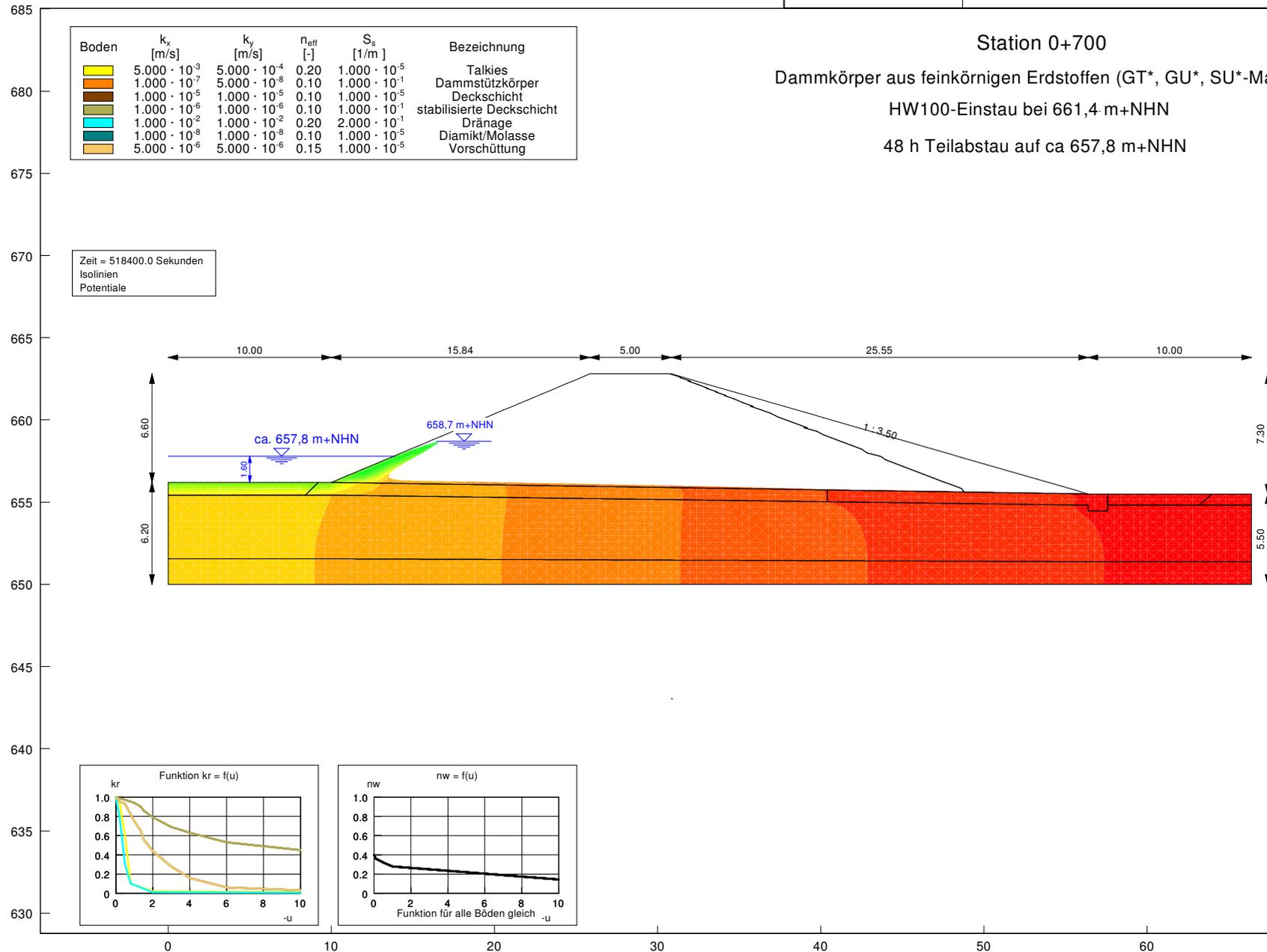
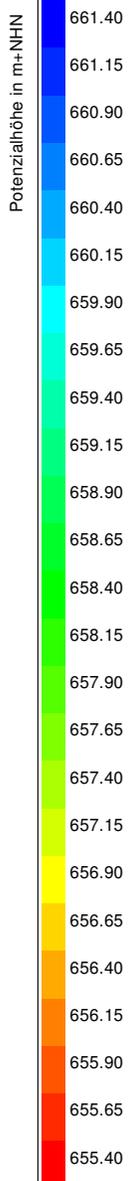
Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GT*, GU*, SU*-Material)

HW100-Einstau bei 661,4 m+NHN

48 h Teilabstau auf ca 657,8 m+NHN

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Talkies
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$5.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-1}$	stabilisierte Deckschicht
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Dränage
	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Diamikt/Molasse
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-5}$	Vorschüttung

Zeit = 518400.0 Sekunden
 Isolinien
 Potentiale



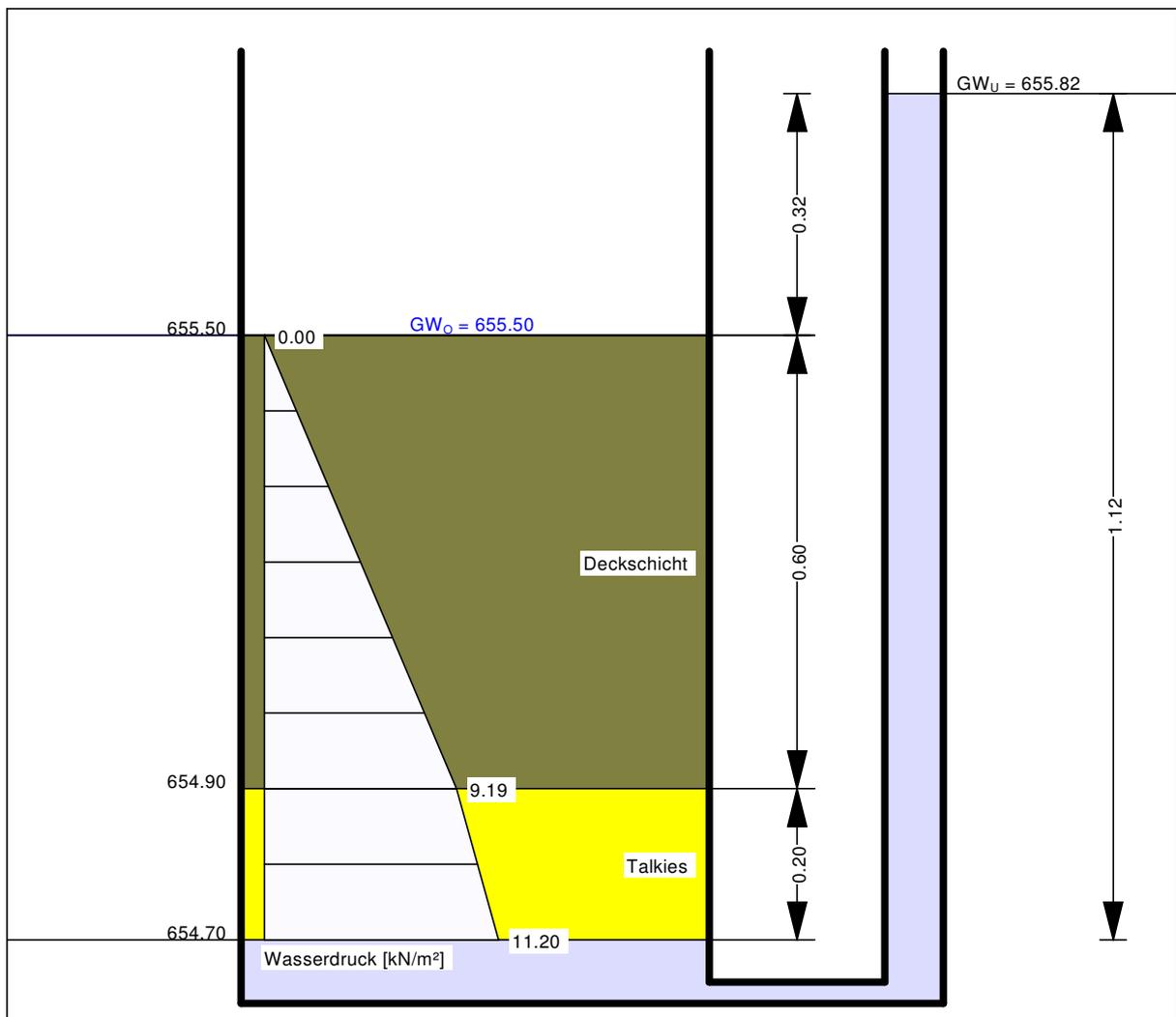
Regelquerschnitt 0+700

Bereich luftseitig des Dammfußwegs,max. zul. Sohlbruck

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-A

Norm: EC 7
Teilsicherheiten:
 $\gamma_{G,dst} = 1.000$
 $\gamma_{G,stb} = 0.950$
 $\gamma_H = 1.250$

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	k [m/s]	Bezeichnung
	17.00	7.00	$1.0 \cdot 10^{-5}$	Deckschicht
	21.00	12.00	$1.0 \cdot 10^{-3}$	Talkies



Auftriebssicherheit
Ausnutzungsgrad $\mu = 0.948$
bei = 654.900 m
Gewicht = 10.200 kN/m²
 $\gamma_{G,stb} = \gamma$ (Gewicht) = 0.950
PW-Druck = 9.189 kN/m²
 $\gamma_{G,dst} = \gamma$ (PW-Druck) = 1.000
 $\mu = 1.000 \cdot 9.189 / (0.950 \cdot 10.200)$

Hydraulische Grundbruchsicherheit
Ausnutzungsgrad $\mu = 0.999$
bei = 654.900 m
Gewicht = 4.200 kN/m²
 $\gamma_{G,stb} = \gamma$ (Gewicht) = 0.950
Strömungskraft = 3.189 kN/m²
 $\gamma_H = \gamma$ (Strömungskraft) = 1.250
 $\mu = 1.250 \cdot 3.189 / (0.950 \cdot 4.200)$

Geohydraulik, stationär

Station 0+200

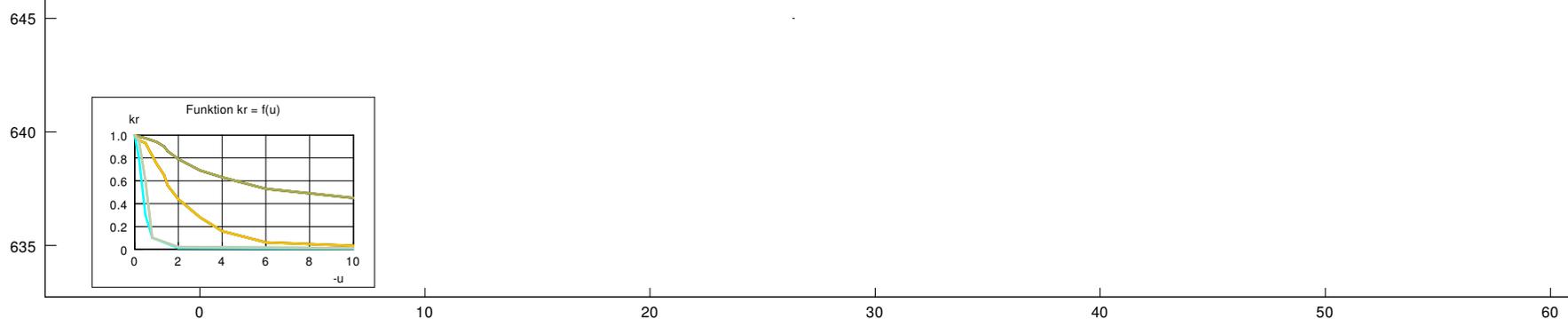
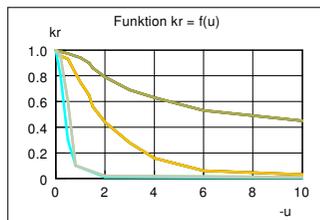
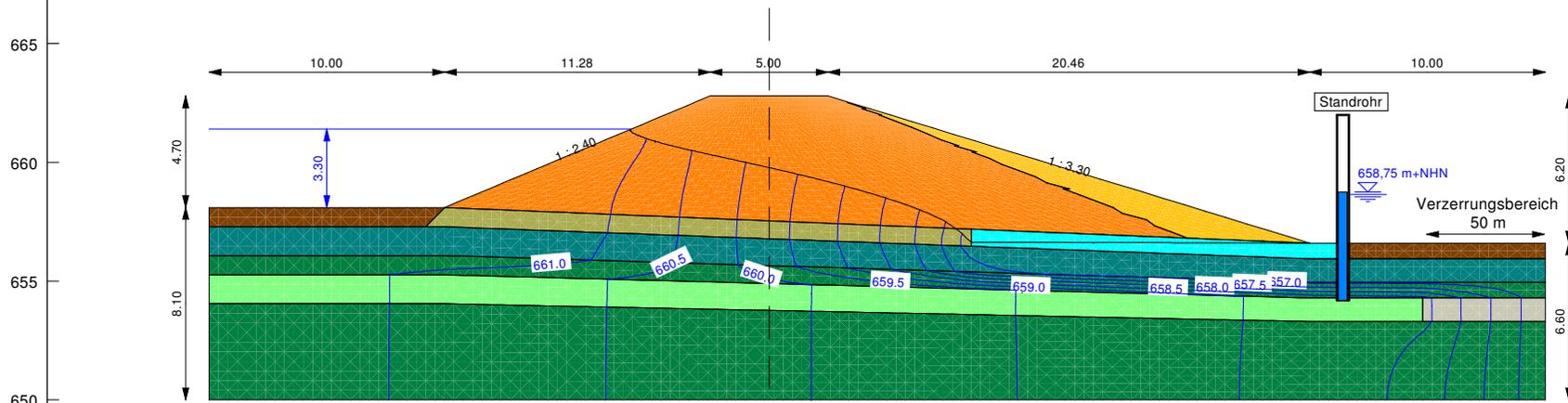
Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

HQ100-Einstau bei 661,4 m+NHN

Abschätzung des Sahlwasserdrucks ohne direkte Entspannung

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
[Green]	$1.000 \cdot 10^{-8}$	$1.000 \cdot 10^{-8}$	0.10	Molassemergel
[Orange]	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
[Brown]	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.10	bindige Deckschichten
[Light Green]	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.10	stabilisierte Deckschicht
[Cyan]	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.20	Dränage
[Dark Green]	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.10	Molassedeckschicht
[Yellow]	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Vorschüttung
[Light Green]	$3.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Molassesand
[Grey]	$3.000 \cdot 10^{-6}$	$3.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Verzerrungsbereich Molassesand

Isolinien Potentiale



Regelquerschnitt 0+200

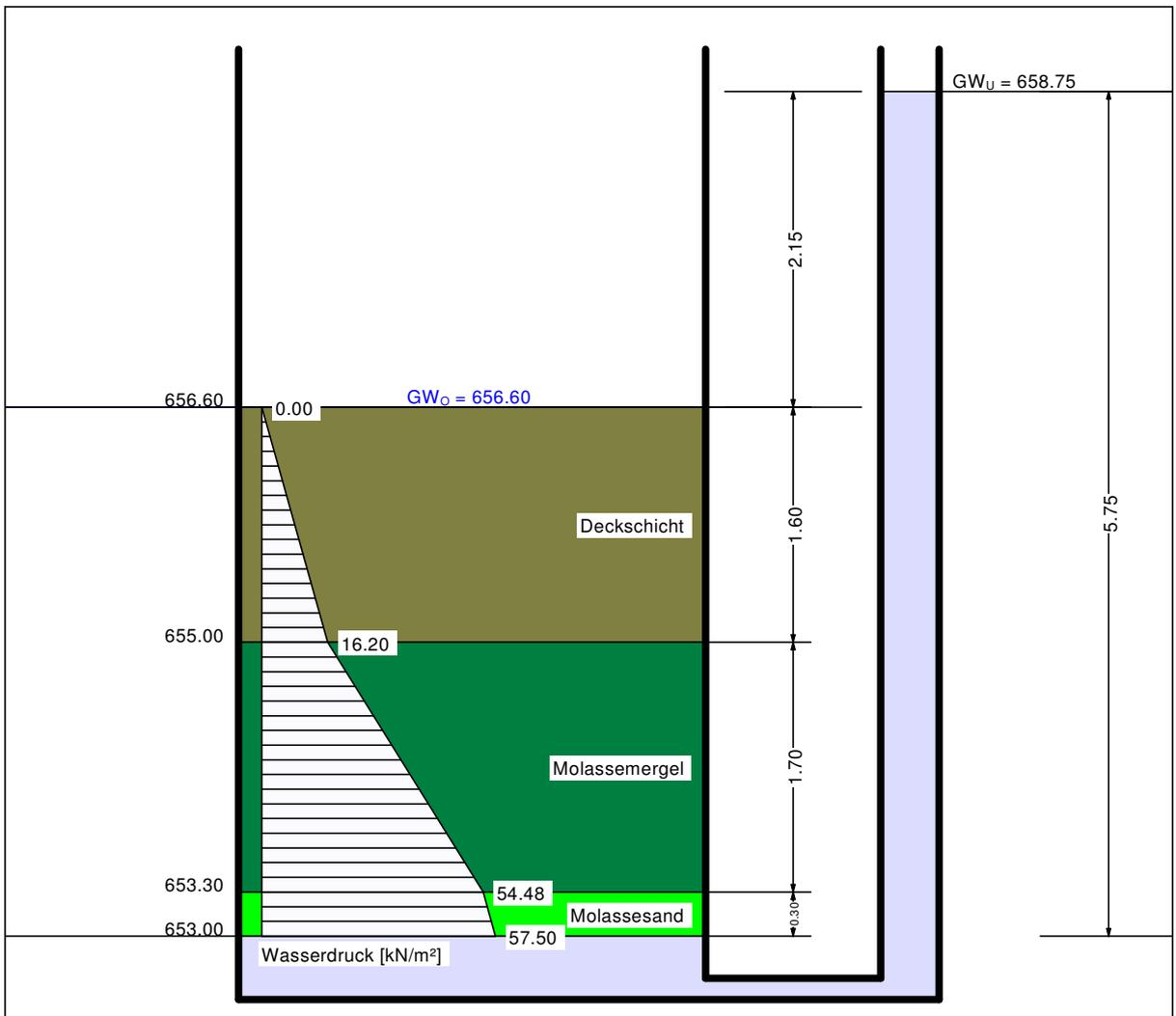
Bereich luftseitig des Dammfußwegs

Minimal erforderliche Einbindetiefe für eine Sohldruckentspannung

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Norm: EC 7
 Teilsicherheiten:
 $\gamma_{G,dst} = 1.050$
 $\gamma_{G,stb} = 0.950$
 $\gamma_H = 1.450$

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	k [m/s]	Bezeichnung
	18.00	8.00	$1.0 \cdot 10^{-5}$	Deckschicht
	21.00	12.00	$1.0 \cdot 10^{-7}$	Molassemergel
	20.00	10.00	$2.0 \cdot 10^{-5}$	Molassesand



Auftriebssicherheit
 Ausnutzungsgrad $\mu = 0.91$
 bei = 653.300 m
 Gewicht = 66.200 kN/m²
 $\gamma_{G,stb} = \gamma$ (Gewicht) = 0.950
 PW-Druck = 54.481 kN/m²
 $\gamma_{G,dst} = \gamma$ (PW-Druck) = 1.050
 $\mu = 1.050 \cdot 54.481 / (0.950 \cdot 66.200)$

Hydraulische Grundbruchsicherheit
 Ausnutzungsgrad $\mu = 0.99$
 bei = 653.300 m
 Gewicht = 33.200 kN/m²
 $\gamma_{G,stb} = \gamma$ (Gewicht) = 0.950
 Strömungskraft = 21.481 kN/m²
 $\gamma_H = \gamma$ (Strömungskraft) = 1.450
 $\mu = 1.450 \cdot 21.481 / (0.950 \cdot 33.200)$

Dr. Ebel & Co.

Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH
Bad Wurzach - Arnach

Bearbeiter:

Datum:

Körnungslinie nach DIN 18123

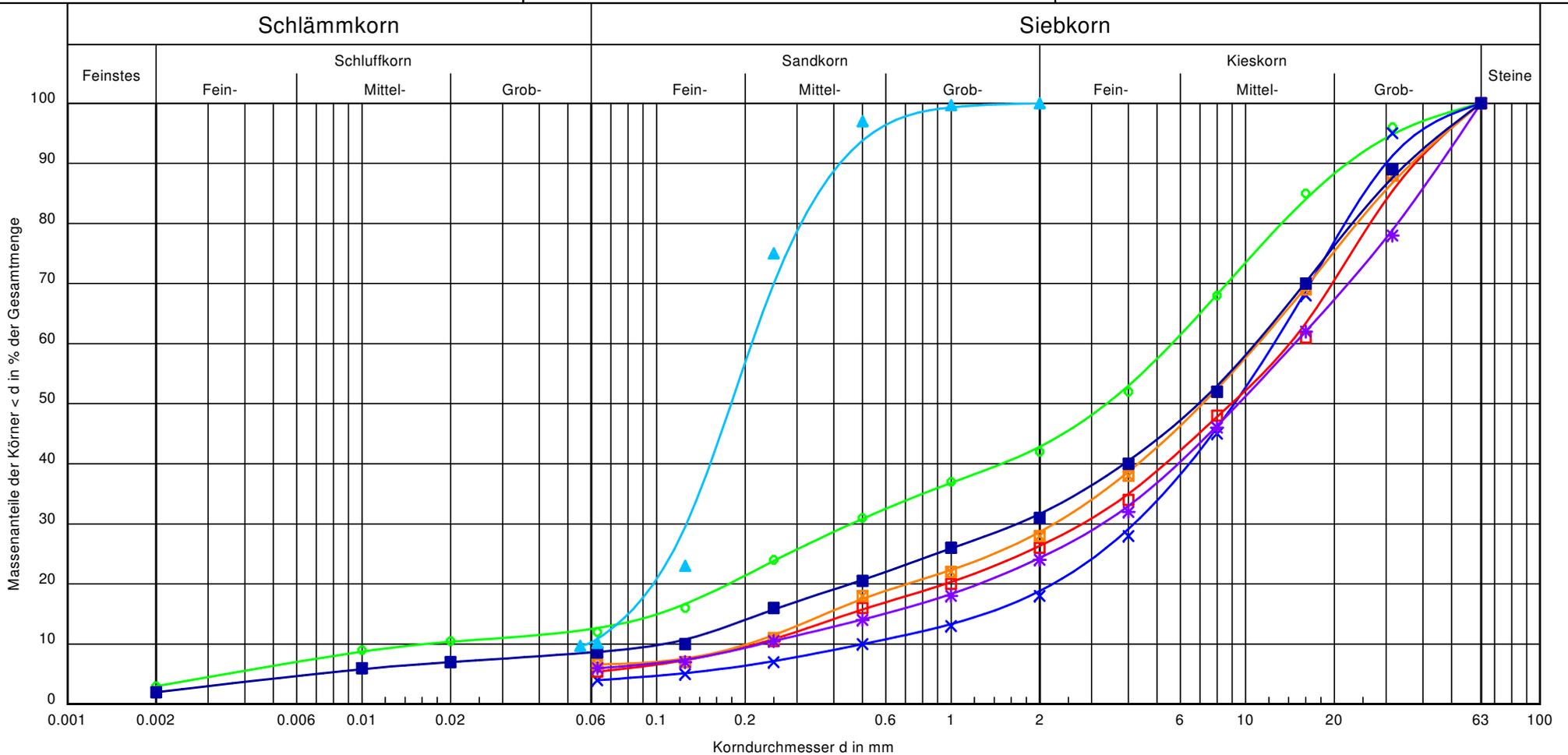
HWS Güz
HRB Frechenrieden

Prüfungsnummer:

Probe entnommen am:

Art der Entnahme: gestört

Arbeitsweise: Sieb- und Schlämmanalyse



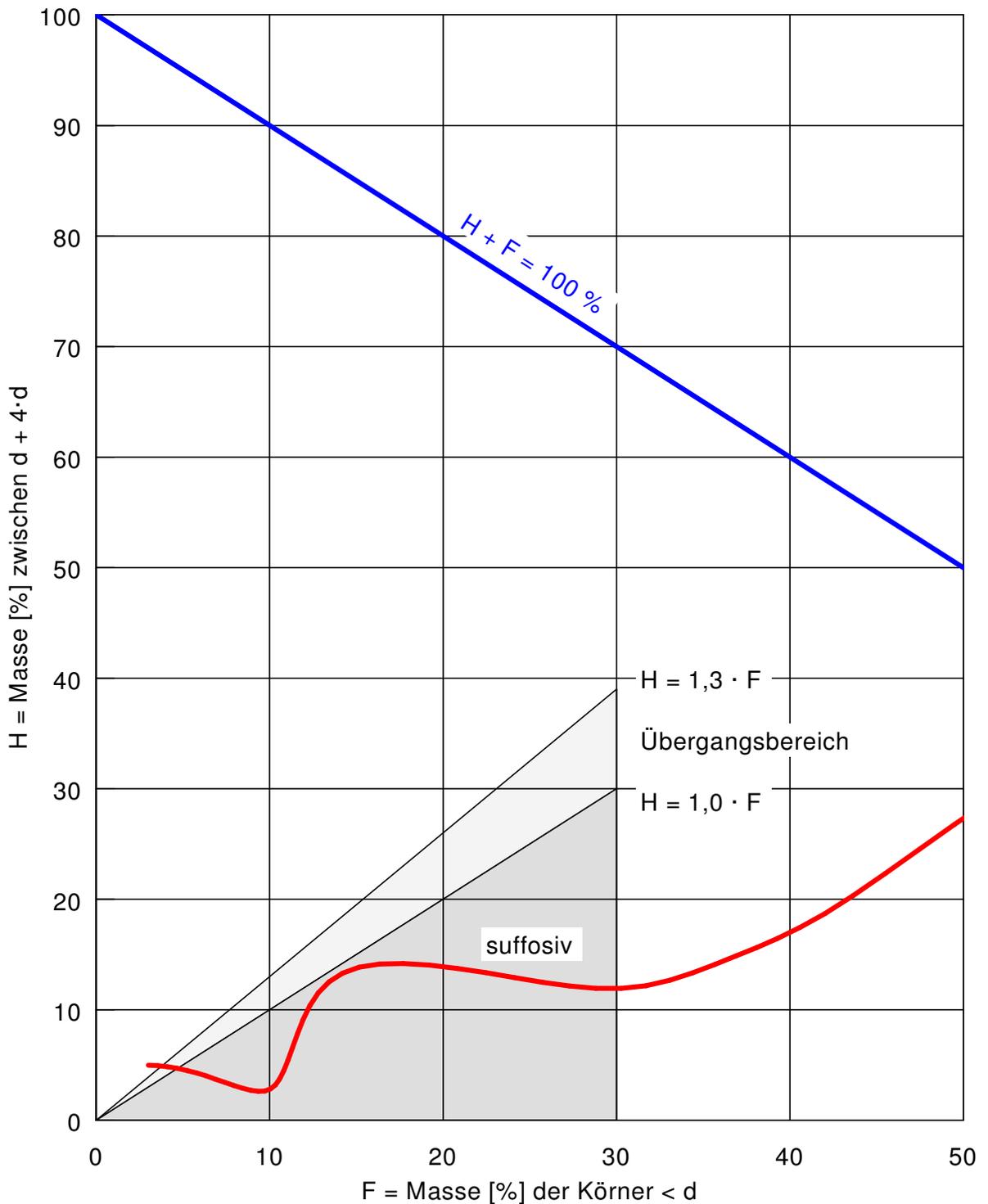
Bodenart:	G, u', fs', ms', gs'	G, gs'	G, fs', ms', gs'	G, u', ms', gs'	G, u', ms', gs'	G, u', fs', ms', gs'	fS, m \bar{s} , u'
Tiefe:	1,3÷2 m	1,5÷3 m	1,0÷2,8 m	1,0÷4,0 m	2÷3 m	0,5÷2,4 m	11 m
k [m/s] (Beyer, abgeschätzt):	$1.6 \cdot 10^{-6}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$	$2.9 \cdot 10^{-4}$	$2.5 \cdot 10^{-4}$	$3.1 \cdot 10^{-4}$	$6.7 \cdot 10^{-5}$	$3.0 \cdot 10^{-5}$
Entnahmestelle:	BK2/19	BK4/19	BK7/19	BK9/19	MP BK11÷12/19	BK14/19	GW2/19
U/Cc	343.0/2.3	25.0/2.8	64.6/2.5	54.3/2.2	64.7/3.2	101.9/2.5	3.6/1.3
T/U/S/G [%]:	-/12.7/30.2/57.2	-/4.0/14.8/81.2	-/5.4/20.9/73.7	-/6.6/22.1/71.3	-/6.0/18.3/75.7	-/8.7/23.0/68.3	-/10.9/89.1/-
Signatur	○—○	×—×	□—□	⊠—⊠	*—*	■—■	▲—▲
Frostempfindlichkeit	F2	F1	F2	F2	F2	F2	F1

Bemerkungen:
Laboregebnisse von Talkies
und Molassesand
BauGrund Süd, Bad Wurzach

Bericht:
181106
Anlage:
4.4.1

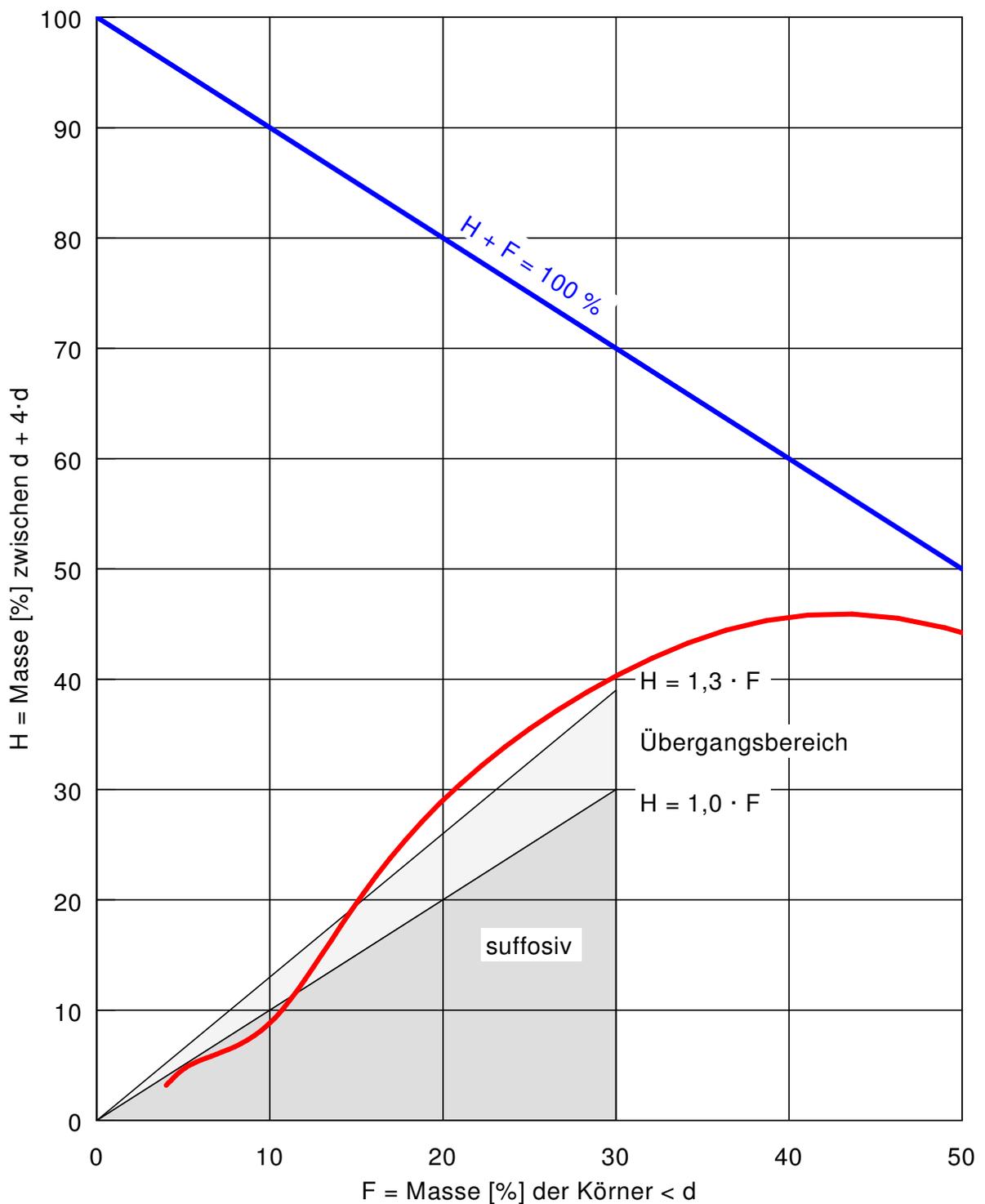
Dammunterströmung
Betrachtung nach KENNEY / LAU
Geometrische Untersuchungen zur Suffosion
Korngrößenverteilung Talkies aus BK2/19, Tiefe 1,3÷2,0 m

Verfahren: Kenney / Lau
 $Cu_{\text{grob}} < 3$
Noch keine Prüfung



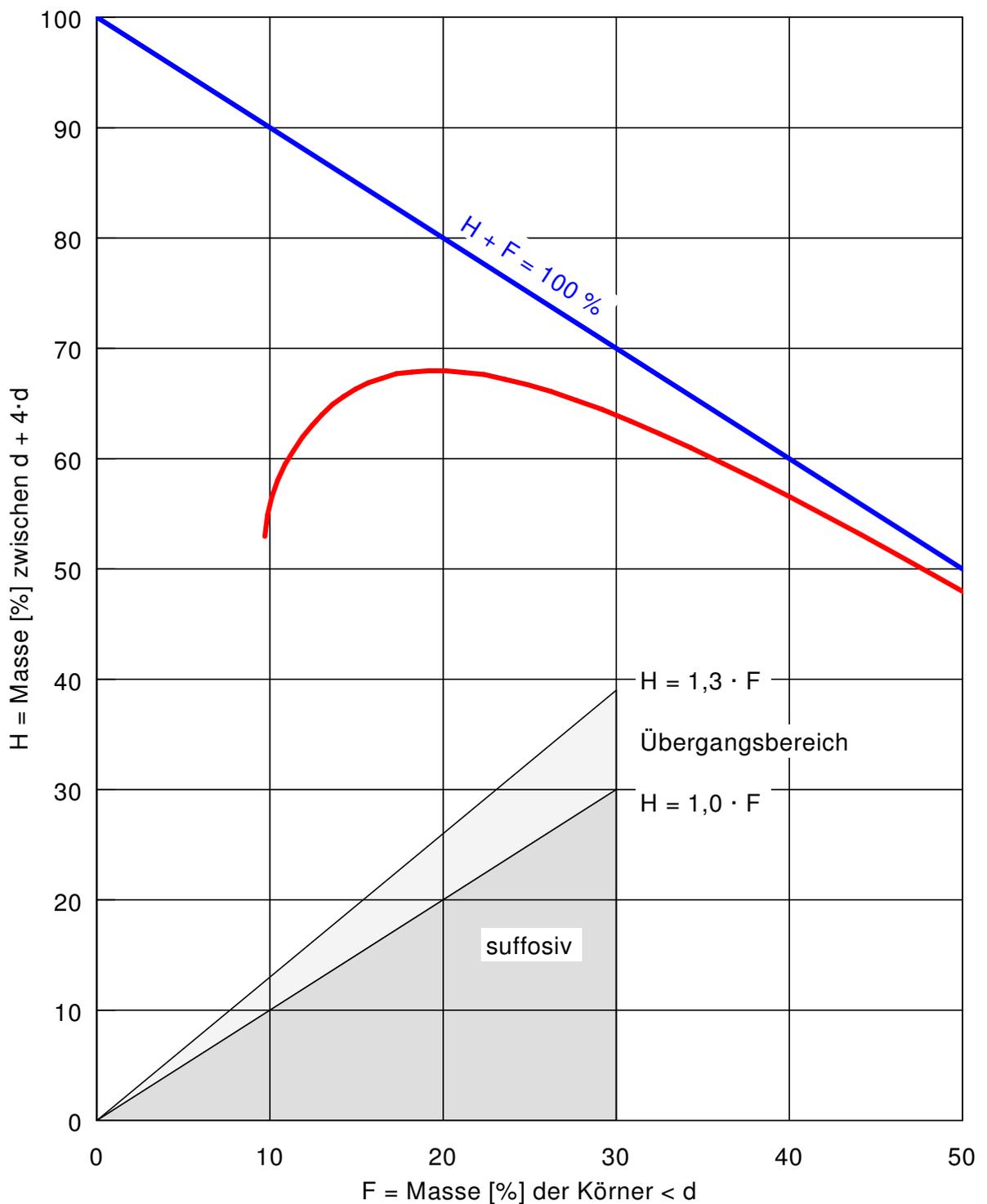
Dammunterströmung
Betrachtung nach KENNEY / LAU
Geometrische Untersuchungen zur Suffosion
Korngrößenverteilung Talkies aus BK4/19, Tiefe 1,5÷3,0 m

Verfahren: Kenney / Lau
 $Cu_{\text{grob}} < 3$
Boden ist suffosiv



Dammunterströmung
Betrachtung nach KENNEY / LAU
Geometrische Untersuchungen zur Suffosion
Korngrößenverteilung Molassesand aus GWM2/19, Tiefe 11 m

Verfahren: Kenney / Lau
 $Cu_{\text{grob}} < 3$
Boden ist nicht suffosiv



Fugenerosion

Station 0+700

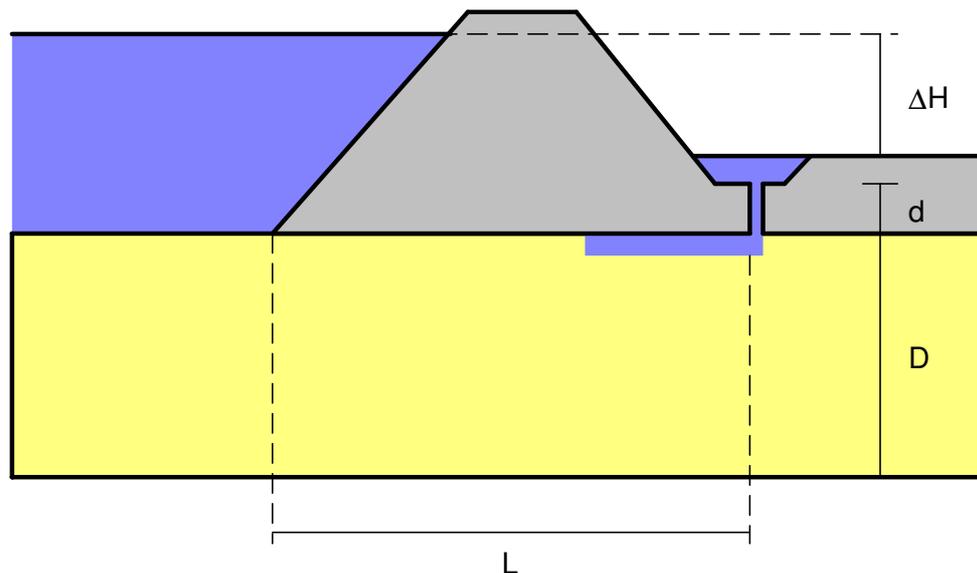
Schichtgrenze Talkies zur Deckschicht bzw. zur Dammsohle

Volleinstau bei 662,8 m+NHN

Sohlaufbruch binnenseitig des luftseitigen Dammfußwegs

Material: Talkies aus BK2/19, 1,3÷2,0 m

Grundmodell



Fugenerosion an Schichtgrenzen

$\Delta H = 7.30 \text{ m}$

Länge des Sickerwegs $L = 35.00 \text{ m}$

Dicke durchströmte Schicht $D = 4.00 \text{ m}$

Vertikale Länge Aufbruchkanal $d = 0.60 \text{ m}$

Korndichte unter Auftrieb $\rho_s = 1.65 \text{ g/cm}^3$

$d_{70} = 8.000 \text{ mm} = 0.008000 \text{ m}$

Durchlässigkeit $k = 5.00 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Rollwiderstandswinkel $\theta = 35.00^\circ$

Schleppkraftkoeffizient $\eta = 0.25$

$\Delta H_c = \alpha \cdot c \cdot \gamma_p / \gamma_w \cdot \tan \theta \cdot (0,68 - 0,10 \cdot \ln c) \cdot L$

$\alpha = (D/L)^x = 1.838$ mit $x = 0,28 / [(D/L)^{2,8} - 1]$

$c = \eta \cdot d_{70} \cdot [1 / (1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k \cdot L)]^{1/3} = 0.697$

$\Delta H_c = 37.099 \text{ m}$

$\Delta H_c / \gamma_{Hc} = 30.916 \text{ m}$ (mit $\gamma_{Hc} = 1,20$)

$\Delta H - 0,3 \cdot d = 7.120 \text{ m}$

$\Delta H - 0,3 \cdot d \leq \Delta H_c / 1,20$

$\mu = 0.230$

Nachweis geführt

Fugenerosion

Station 0+200

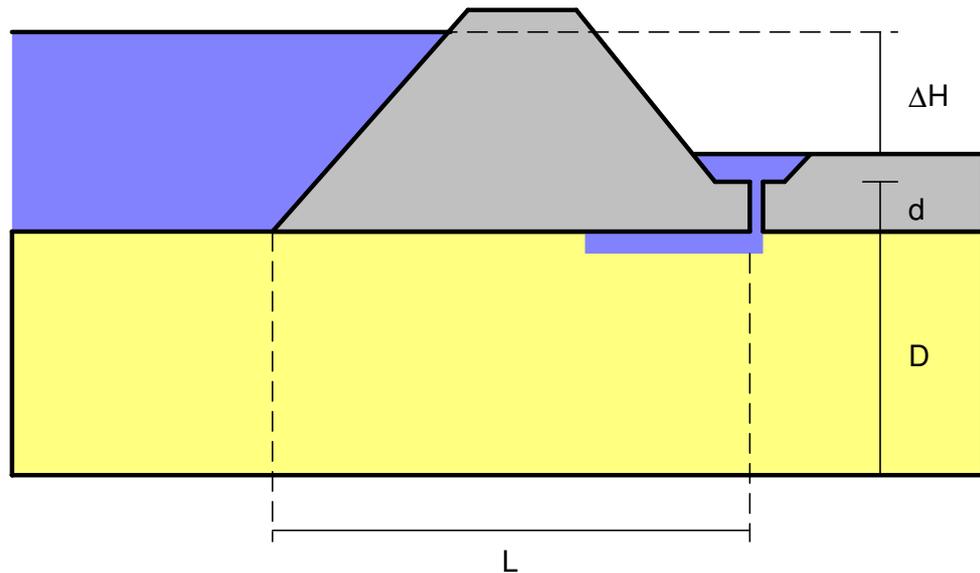
Schichtgrenze Molassesand zur Dammsohle

Volleinstau bei 662,8 m+NHN

Sohlaufbruch binnenseitig des luftseitigen Dammfußwegs

Material: Molassesand aus GWM2/19, 11 m

Grundmodell



Fugenerosion an Schichtgrenzen

$\Delta H = 7.30 \text{ m}$

Länge des Sickerwegs $L = 35.00 \text{ m}$

Dicke durchströmte Schicht $D = 0.50 \text{ m}$

Vertikale Länge Aufbruchkanal $d = 2.50 \text{ m}$

Korndichte unter Auftrieb $\rho_s = 1.65 \text{ g/cm}^3$

$d_{70} = 0.220 \text{ mm} = 0.000220 \text{ m}$

Durchlässigkeit $k = 5.00 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

Rollwiderstandswinkel $\theta = 30.00^\circ$

Schleppkraftkoeffizient $\eta = 0.25$

$\Delta H_c = \alpha \cdot c \cdot \gamma_p / \gamma_w \cdot \tan \theta \cdot (0,68 - 0,10 \cdot \ln c) \cdot L$

$\alpha = (D/L)^x = 3.286$ mit $x = 0,28 / [(D/L)^{2,8} - 1]$

$c = \eta \cdot d_{70} \cdot [1 / (1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k \cdot L)]^{1/3} = 0.089$

$\Delta H_c = 8.986 \text{ m}$

$\Delta H_c / \gamma_{Hc} = 7.488 \text{ m}$ (mit $\gamma_{Hc} = 1,20$)

$\Delta H - 0,3 \cdot d = 6.550 \text{ m}$

$\Delta H - 0,3 \cdot d \leq \Delta H_c / 1,20$

$\mu = 0.875$

Nachweis geführt

Körnungslinie

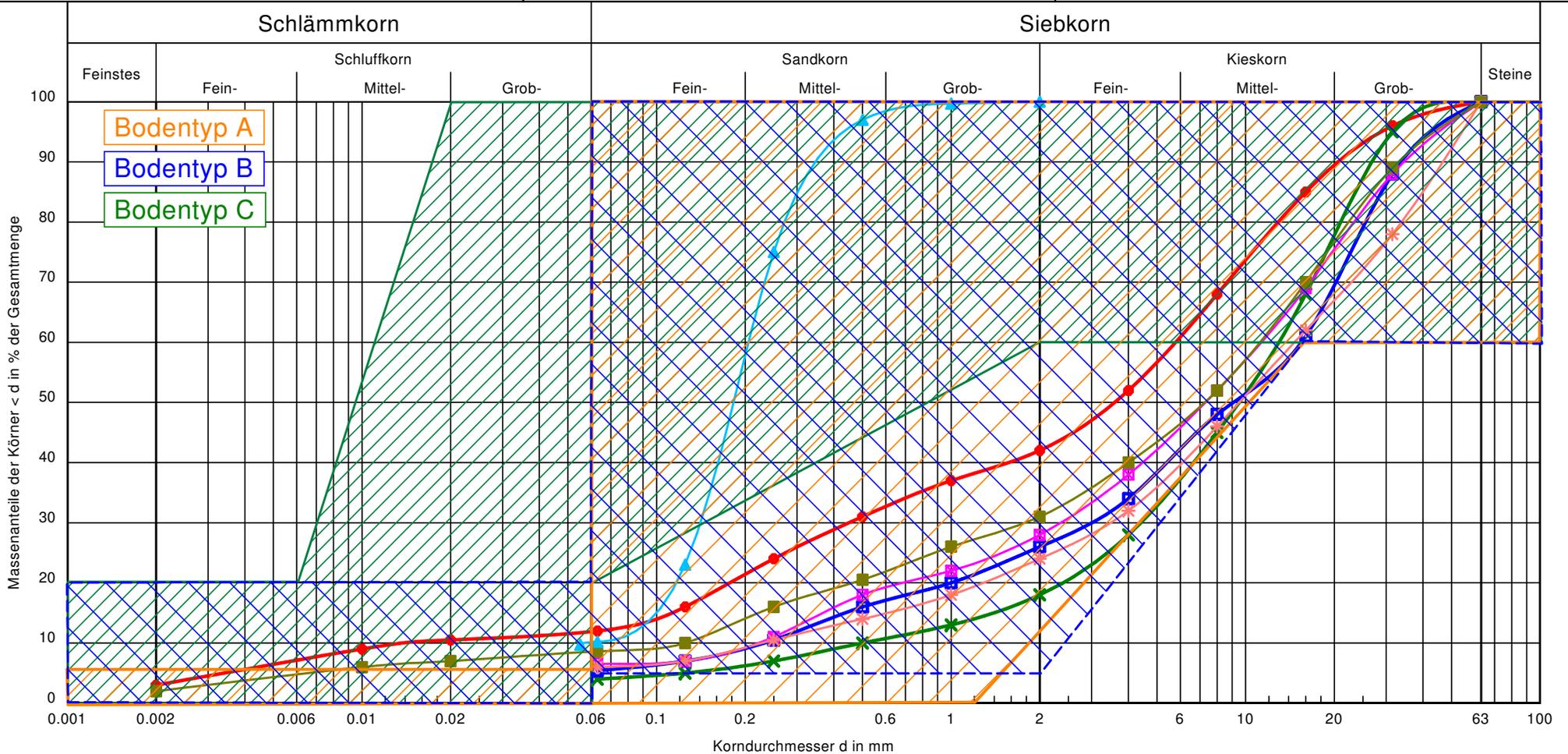
HWS Güz

HRB Frechenrieden

Prüfungsnummer:
Probe entnommen am:
Art der Entnahme:
Arbeitsweise:

Bearbeiter: Dr. Dü

Datum:



Bezeichnung:	Talkies	Talkies	Talkies	Talkies	Talkies	Talkies	Molassesand
Bodenart:	G, u', fs', ms', gs'	G, gs'	G, fs', ms', gs'	G, u', ms', gs'	G, u', ms', gs'	G, u', fs', ms', gs'	fS, mS, u'
Tiefe:	1,3÷2 m	1,5÷3 m	1,0÷2,8 m	1,0÷4,0 m	2÷3 m	0,5÷2,4 m	11 m
k [m/s] (Beyer):	$1.1 \cdot 10^{-6}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$	$3.2 \cdot 10^{-4}$	$3.0 \cdot 10^{-4}$	$3.1 \cdot 10^{-4}$	$9.4 \cdot 10^{-5}$	$2.9 \cdot 10^{-5}$
Entnahmestelle:	BK2/19	BK4/19	BK7/19	BK9/19	MP BK11÷12/19	BK14/19	GW2/19
U/Cc	420.1/2.5	25.9/3.0	66.4/2.5	50.9/2.2	64.1/3.6	89.5/2.3	3.6/1.7
Nr 8	●—●	×—×	□—□	⊠—⊠	*—*	■—■	▲—▲

Bemerkungen:

**Bodentypen A, B und C
nach TLG 2018**

Bericht:
AZ 181106
Anlage:
4.4.7

Maximal zulässiger hydraulischer Gradient für ausreichende Suffosionssicherheit

[nach Busch /Luckner, Geohydraulik, Band 3, Verlag Borntraeger, 3. Aufl., Berlin 1993]

Teilsicherheitsbeiwerte γ_H (DIN 19712, Stand 01.2013, Tabelle 6)

Einwirkungen $\gamma_{H,vorh}$			Widerstände $\gamma_{H,krit}$
BS-P	BS-T	BS-A	
1,35	1,2	1,1	1,5

Maximal zulässiger hydraulischer Gradient

$$i_{\max,zul} \leq \frac{i_{S,krit}}{\gamma_{H,krit} \cdot \gamma_{H,vorh}}$$

Kritisches hydraulisches Gefälle

$$i_{S,krit} = \varphi_0 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot g \cdot d_s^2}{v \cdot k}}$$

mit: $\varphi_0 = 0,6 \cdot \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_w} - 1 \right) \cdot a^* \cdot \sin(30^\circ + \alpha/8)$ und $a^* = 0,82 - 1,8 \cdot n + 0,0062 \cdot (U - 5)$

Durchmesser des suffosionsgefährdeten Korns

$$d_s = 0,27 \cdot \sqrt[6]{U} \cdot e \cdot d_{17}$$

- n: Porenanteil in 1
- g: Erdbeschleunigung in m²/s
- k: Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in m/s (bei 10°C)
- v: kinematische Zähigkeit von Wasser, hier $v = 1,3081 \cdot 10^{-6}$ m²/s (bei 10°C)
- α : Winkel zwischen Strömungsrichtung und Erdbeschleunigung, (\leftrightarrow : 90°; \uparrow : 180°)
- d₁₇: Korndurchmesser in mm bei 17 % Siebdurchgang
- Cu: Ungleichförmigkeit in 1

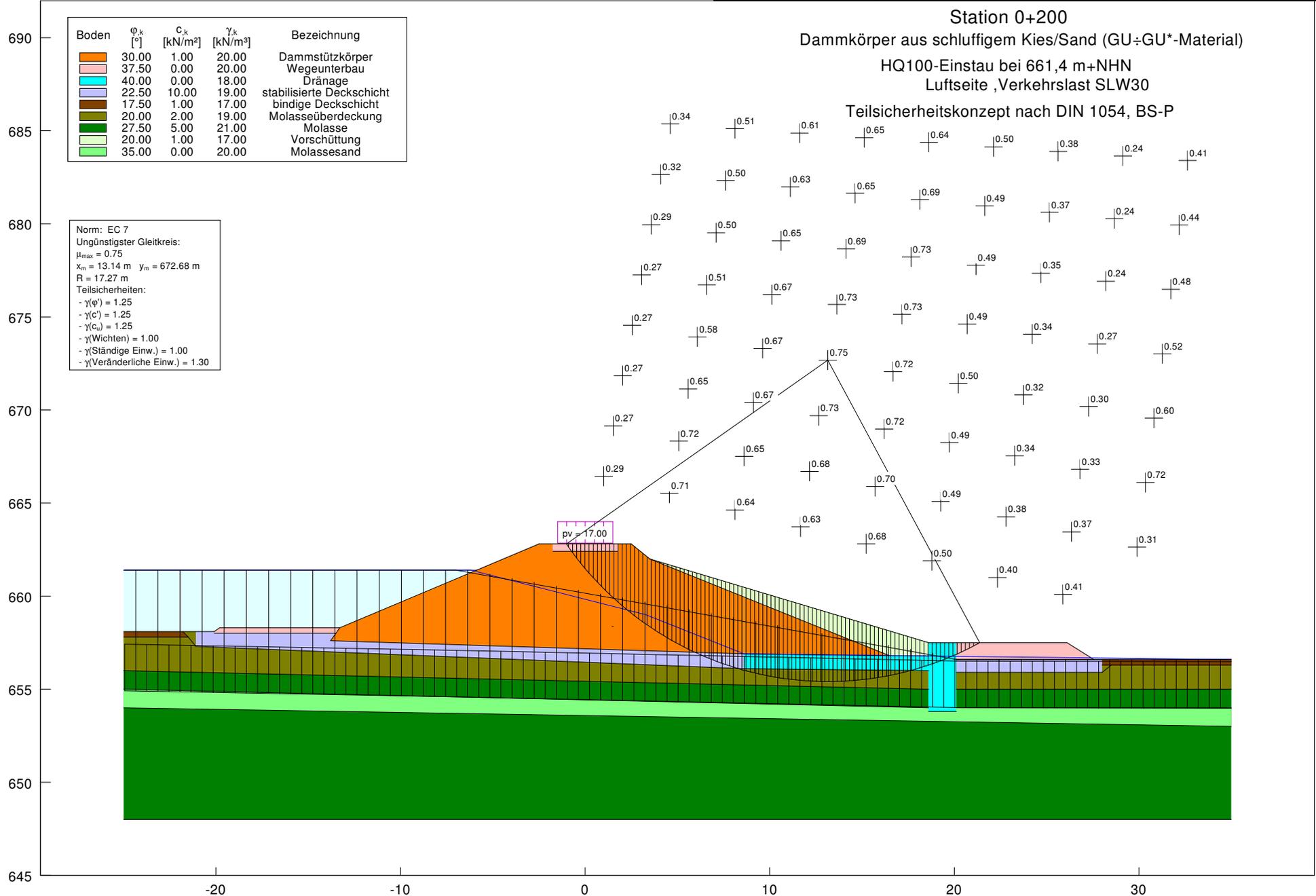
Variationsbreite der Kenngrößen aus Labor- und Felduntersuchungen

Talkies/Molassesand: $n \approx 0,20/0,25$, $e \approx 0,25/0,33$, $\gamma_d \approx 21/20$ kN/m³:

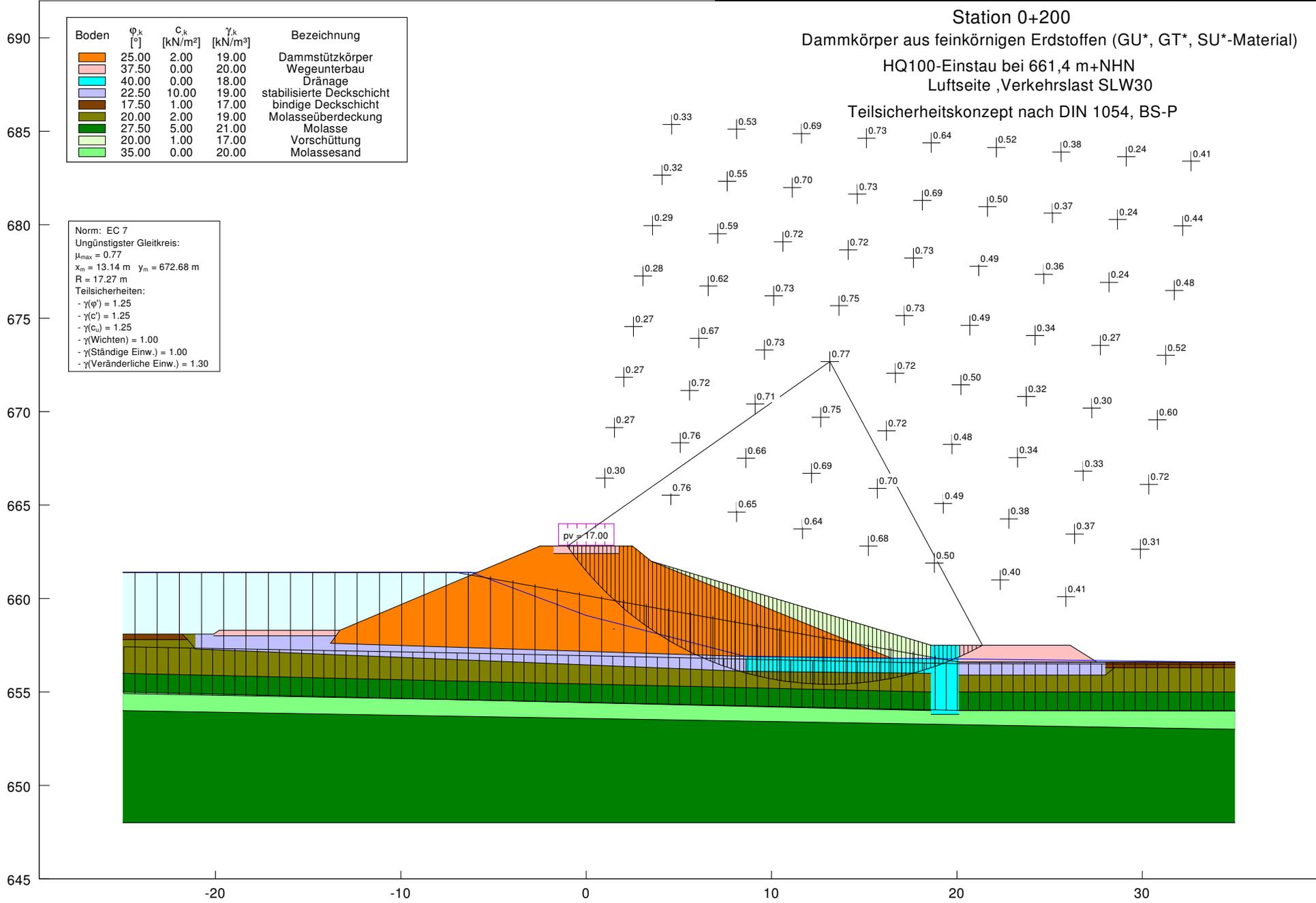
Bohrung Bodenart	n	d ₁₇	Cu	d _s	k	α	i _{S,krit}	i _{max,zul} (BS-P)
BK2/19, TK 1,3÷2,0 m	0,2	0,14	434	0,026	2·10 ⁻⁶	90	28,06	13,82
BK4/19, TK 1,5÷3,0 m	0,2	1,6	25	0,185	2·10 ⁻³	90	1,18	0,58
BK7/19, TK 1,0,2,8 m	0,2	0,5	65	0,068	3·10 ⁻⁴	90	1,59	0,78
BK9/19, TK 1,0÷4,0 m	0,2	0,4	54	0,052	3·10 ⁻⁴	90	1,13	0,56
MP BK 11÷12/19, TK 2÷3 m	0,2	0,7	65	0,095	3·10 ⁻⁴	90	2,23	1,10
BK14/19, TK 0,5÷2,4 m	0,2	0,25	102	0,036	7·10 ⁻⁵	90	2,26	1,12
GWM2/19, MS 11 m	0,25	0,10	3,6	0,011	3·10 ⁻⁵	90	0,36	0,18

TK: Talkies MS: Molassesand

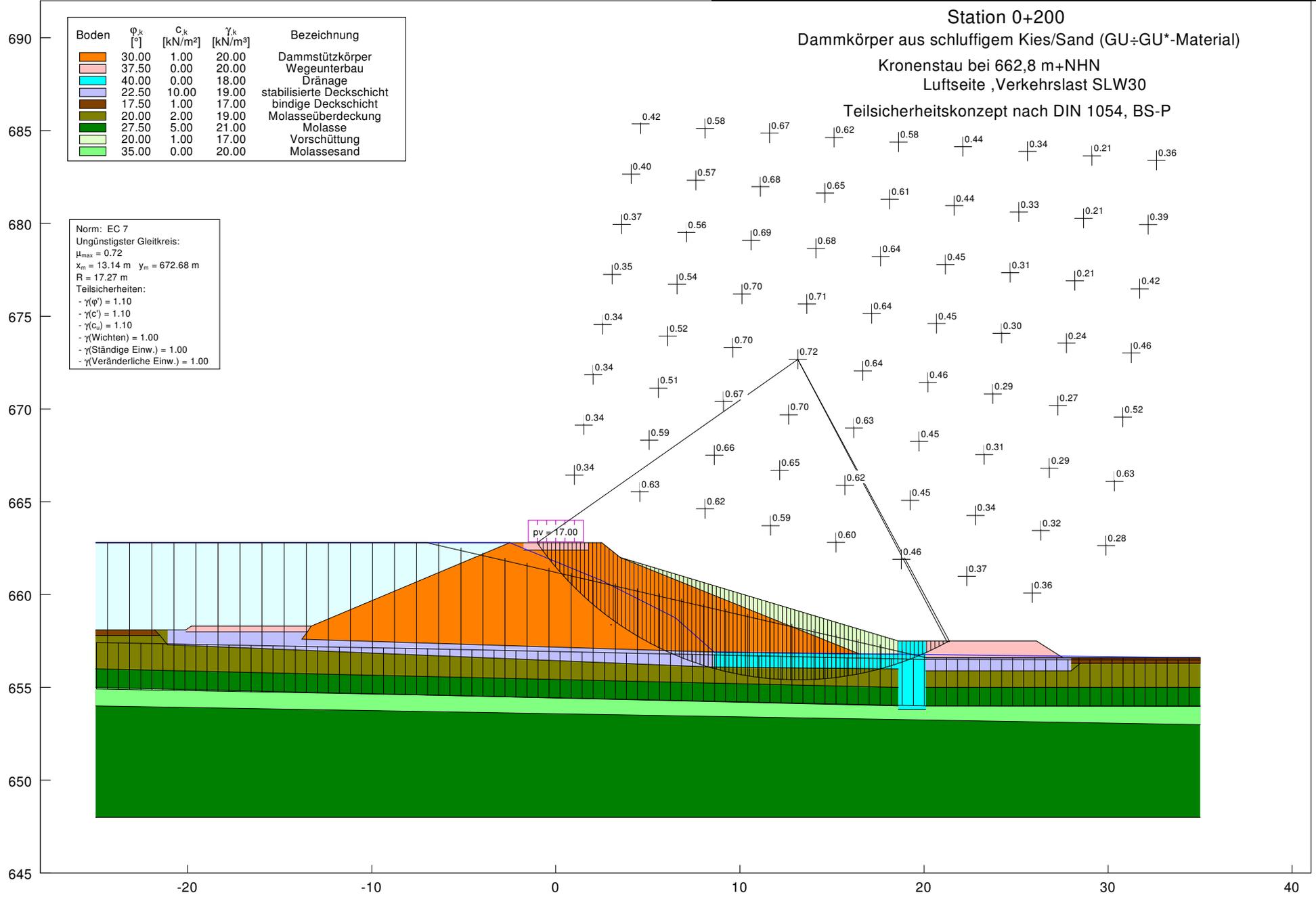
Böschungs- und Geländebruch



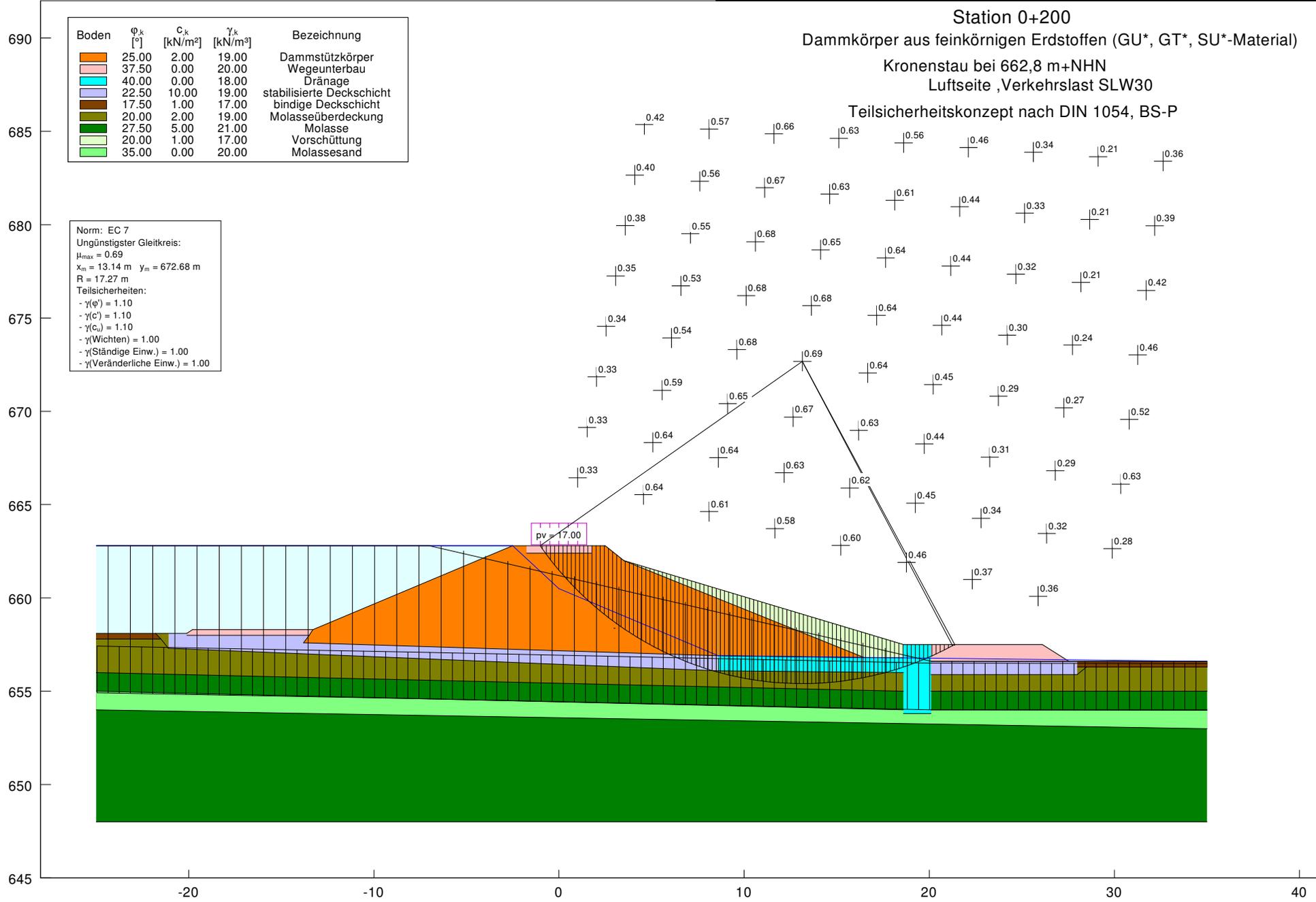
Böschungs- und Geländebruch



Böschungs- und Geländebruch



Böschungs- und Geländebruch

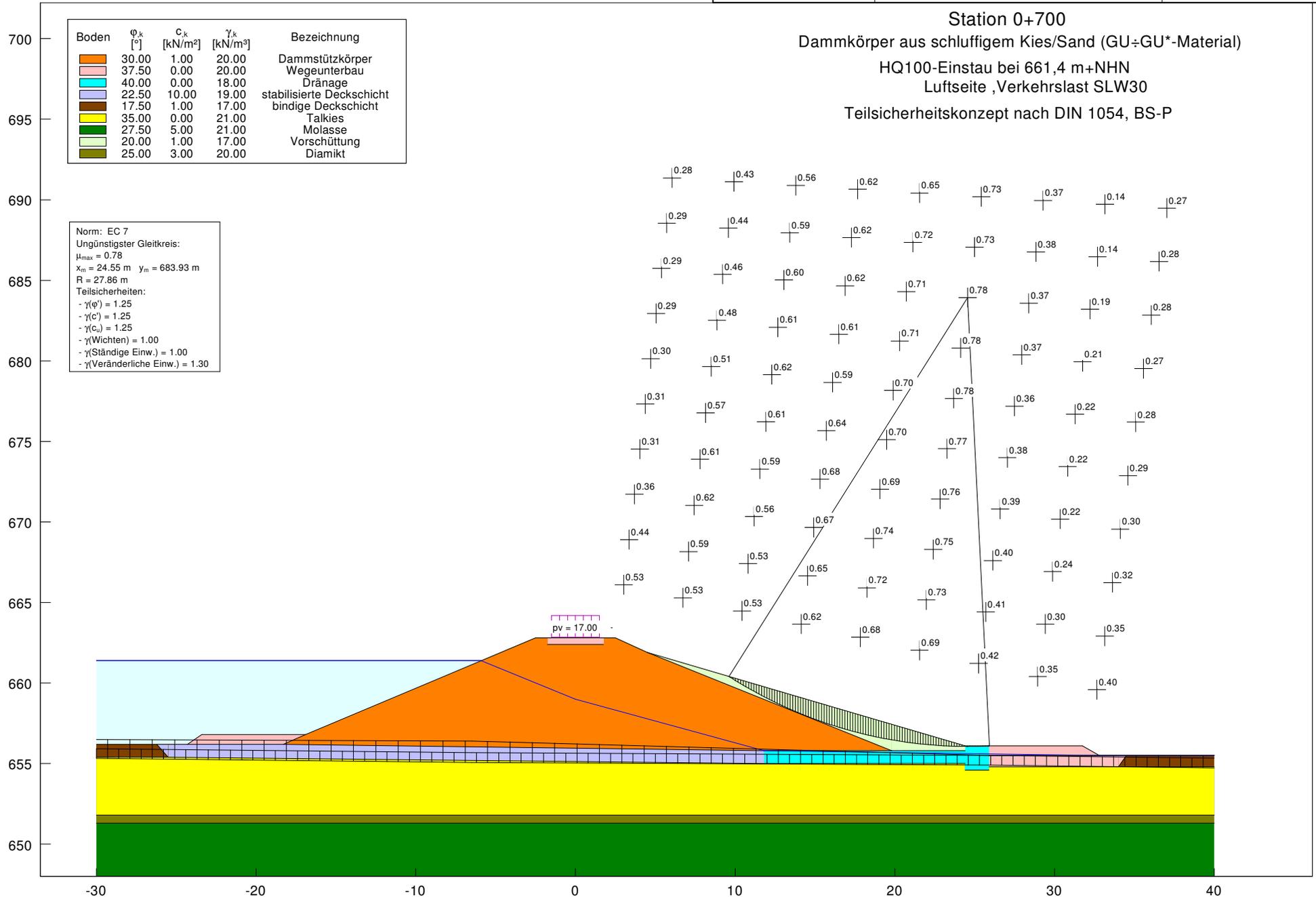


Böschungs- und Geländebruch

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.5.5

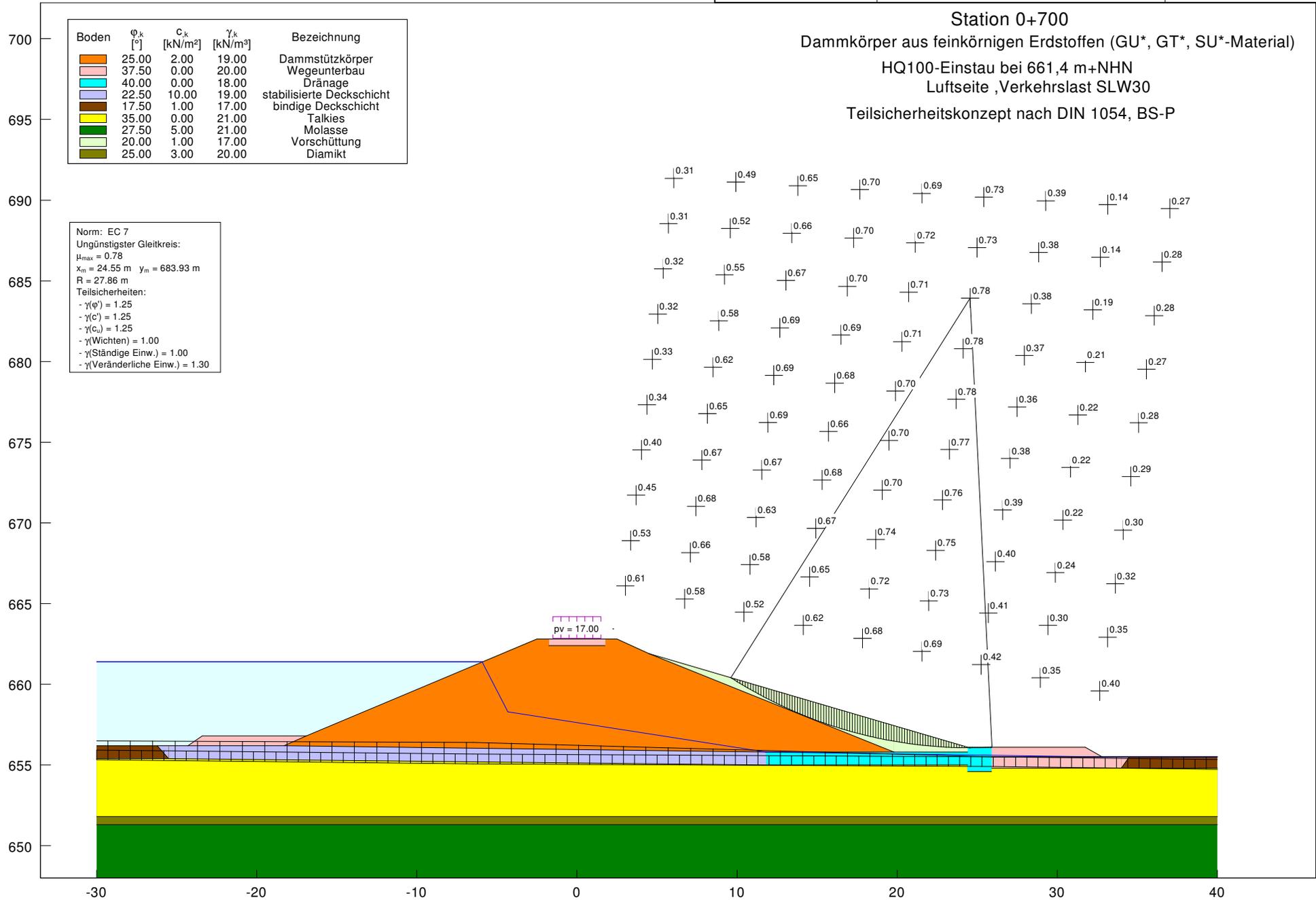


Böschungs- und Geländebruch

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

AZ	181106
Anlage	4.5.6

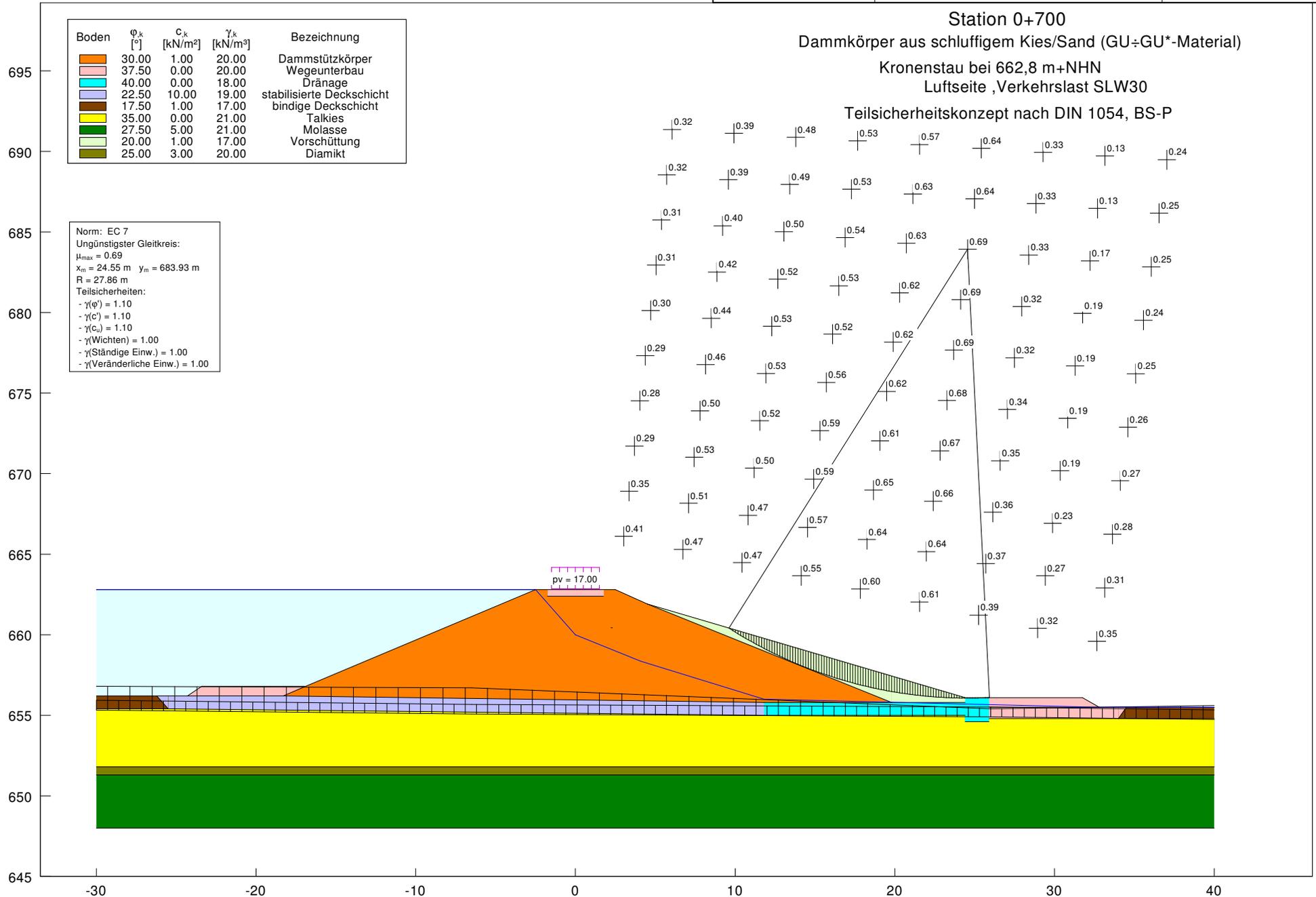


Böschungs- und Geländebruch

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ	181106
Anlage	4.5.7

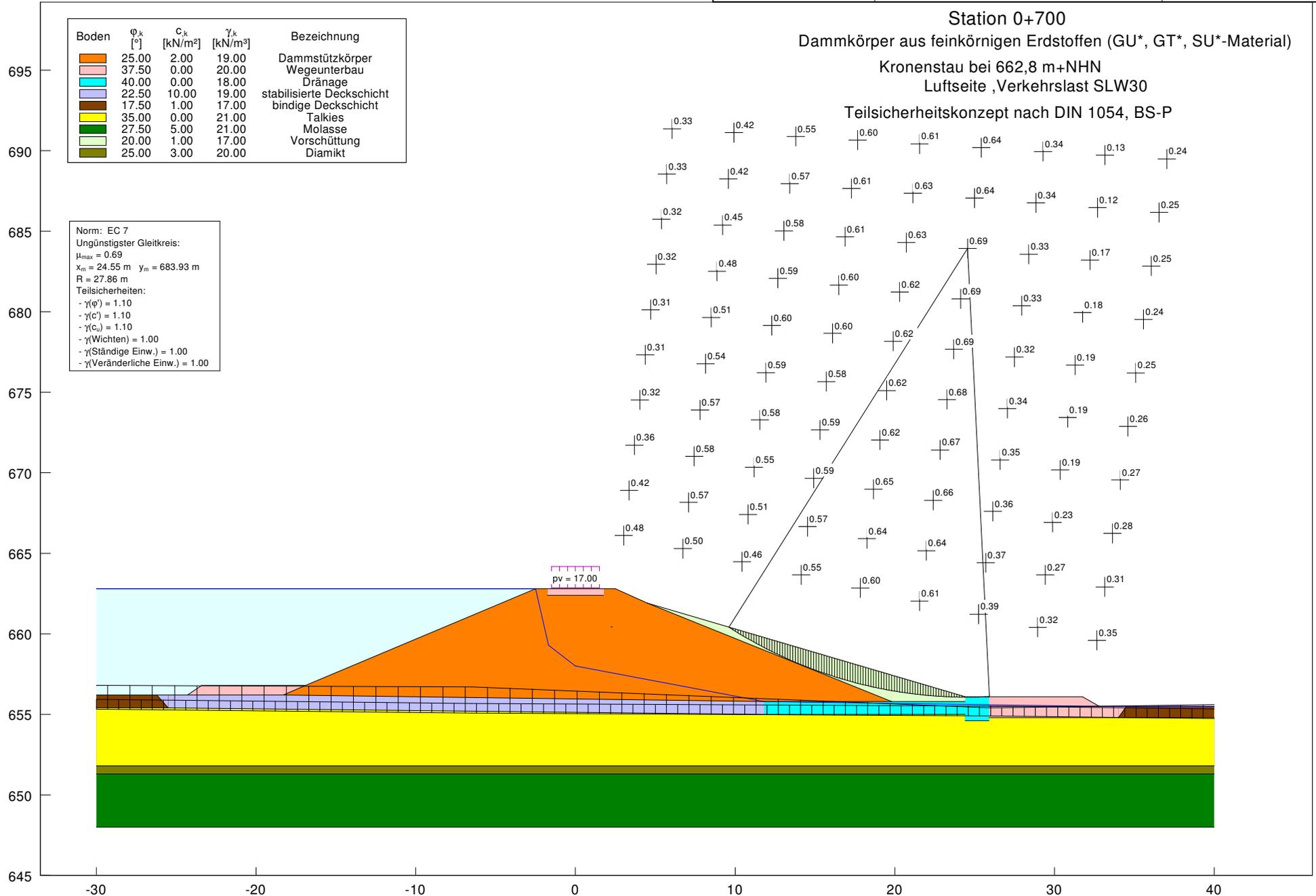


Böschungs- und Geländebruch

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ	181106
Anlage	4.5.8



Böschungs- und Geländebruch

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.5.9

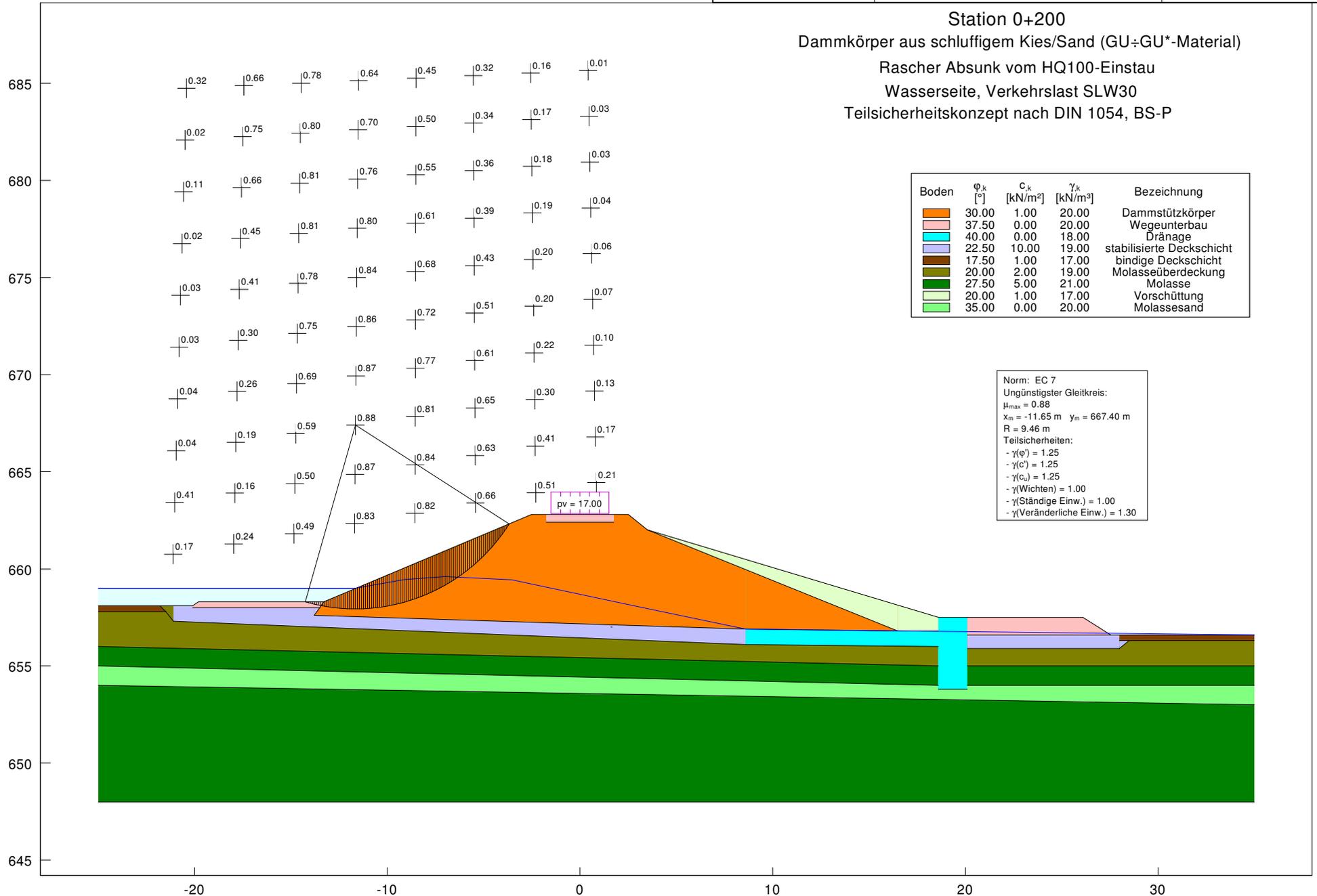
Station 0+200

Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

Rascher Absenk vom HQ100-Einstau

Wasserseite, Verkehrslast SLW30

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



Böschungs- und Geländebruch

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

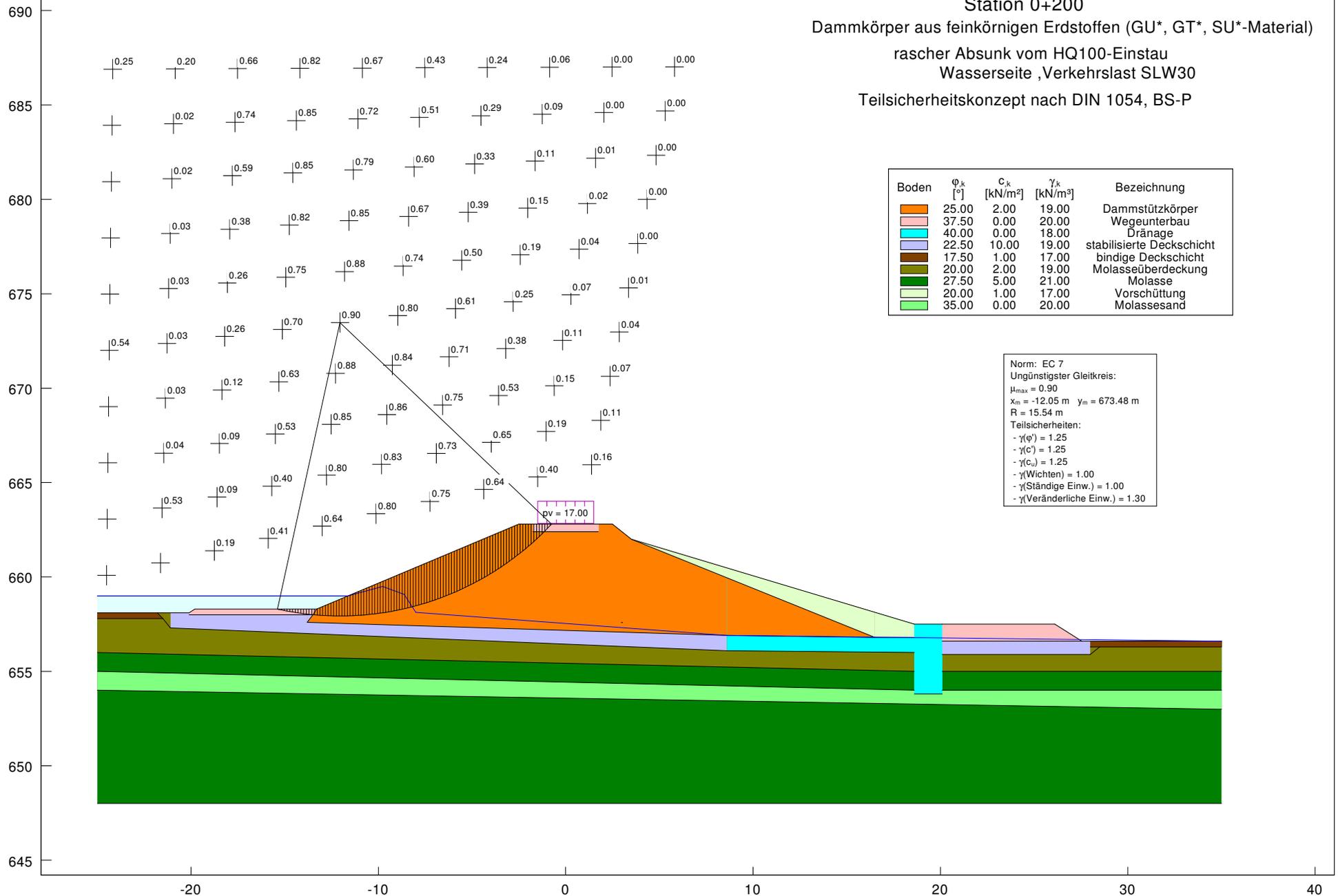
AZ 181106
Anlage 4.5.10

Station 0+200

Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GU*, GT*, SU*-Material)

rascher Absink vom HQ100-Einstau
Wasserseite ,Verkehrslast SLW30

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



Böschungs- und Geländebruch

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.5.11

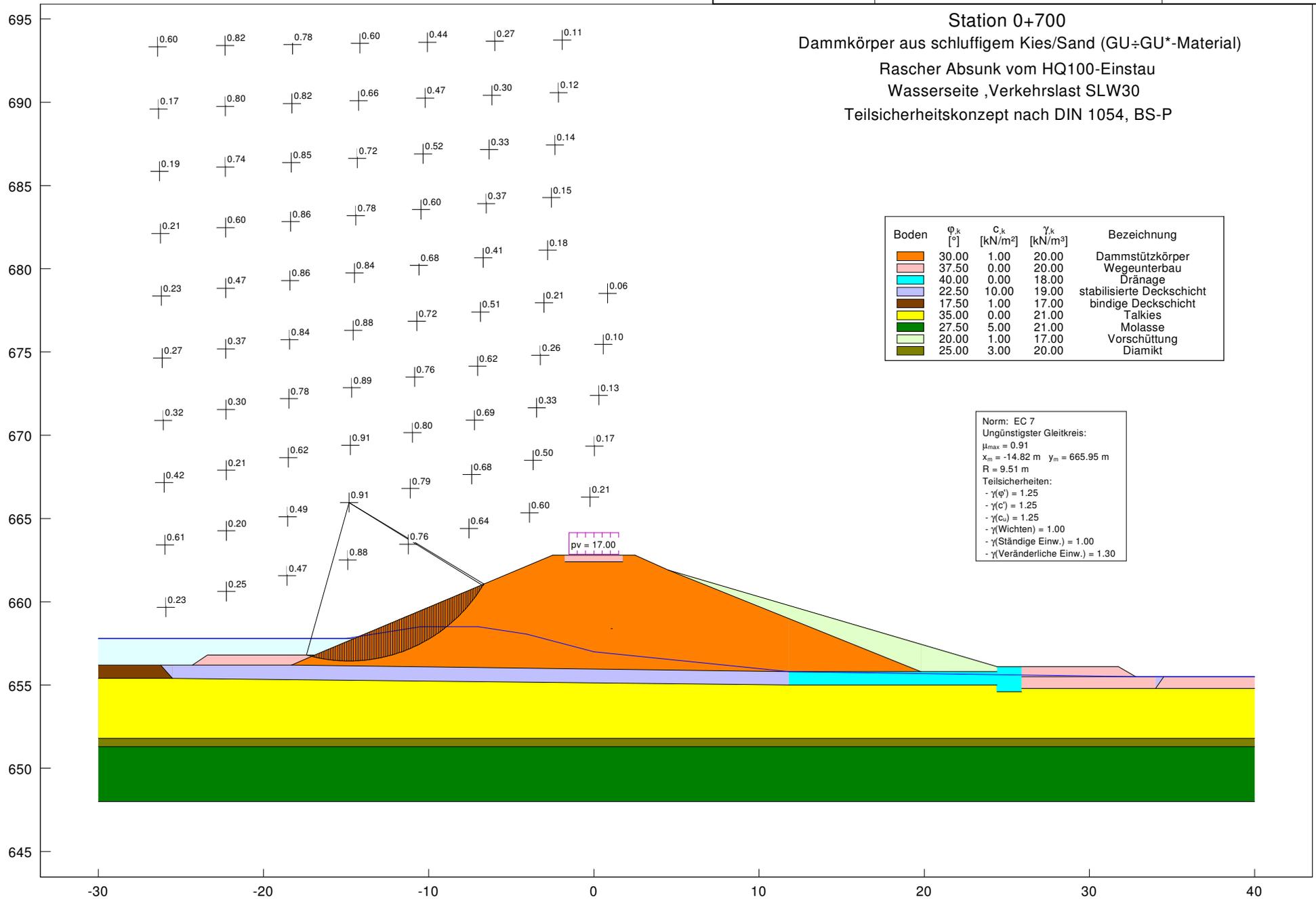
Station 0+700

Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

Rascher Absenk vom HQ100-Einstau

Wasserseite ,Verkehrslast SLW30

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



Böschungs- und Geländebruch

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

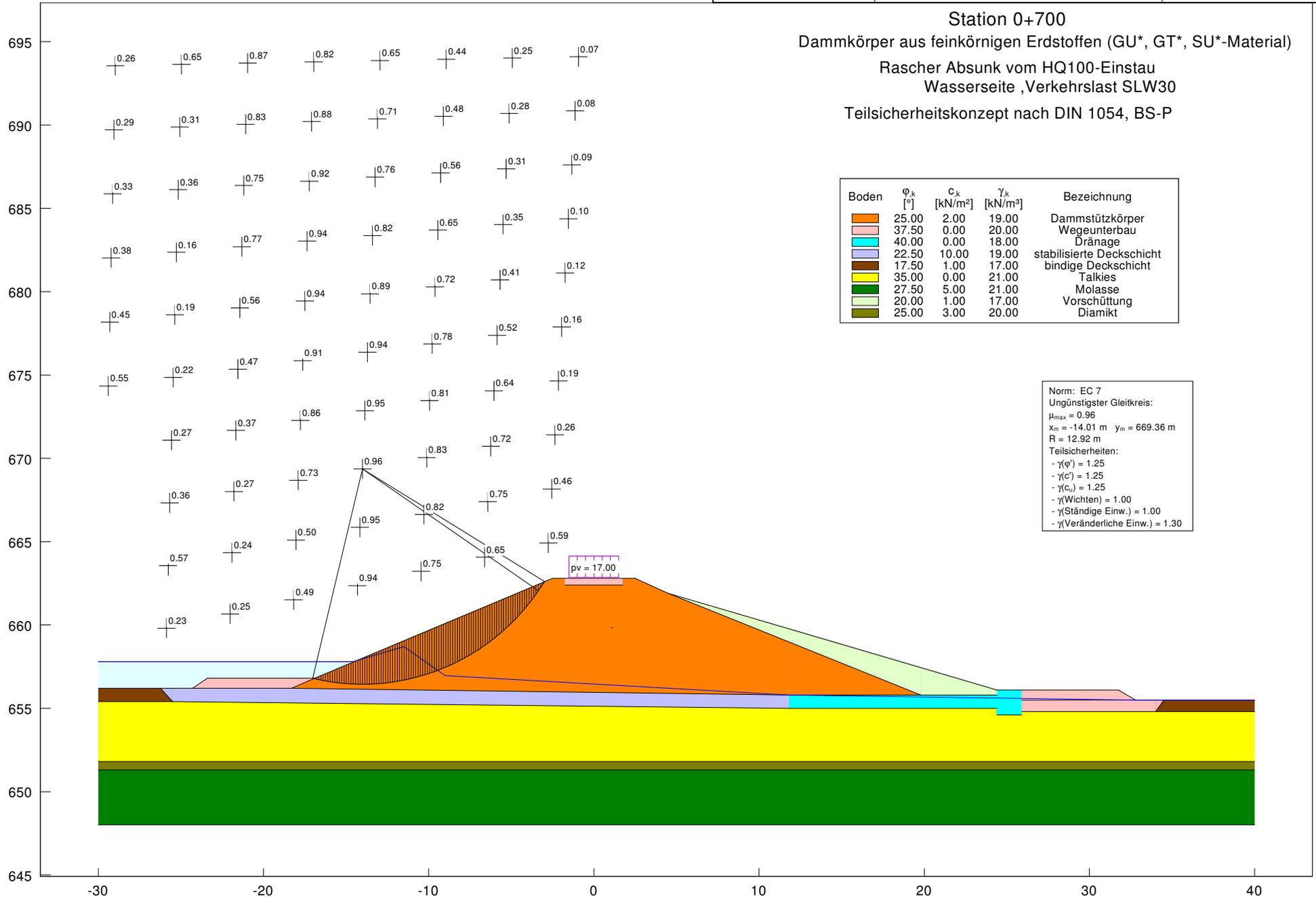
AZ 181106
Anlage 4.5.12

Station 0+700

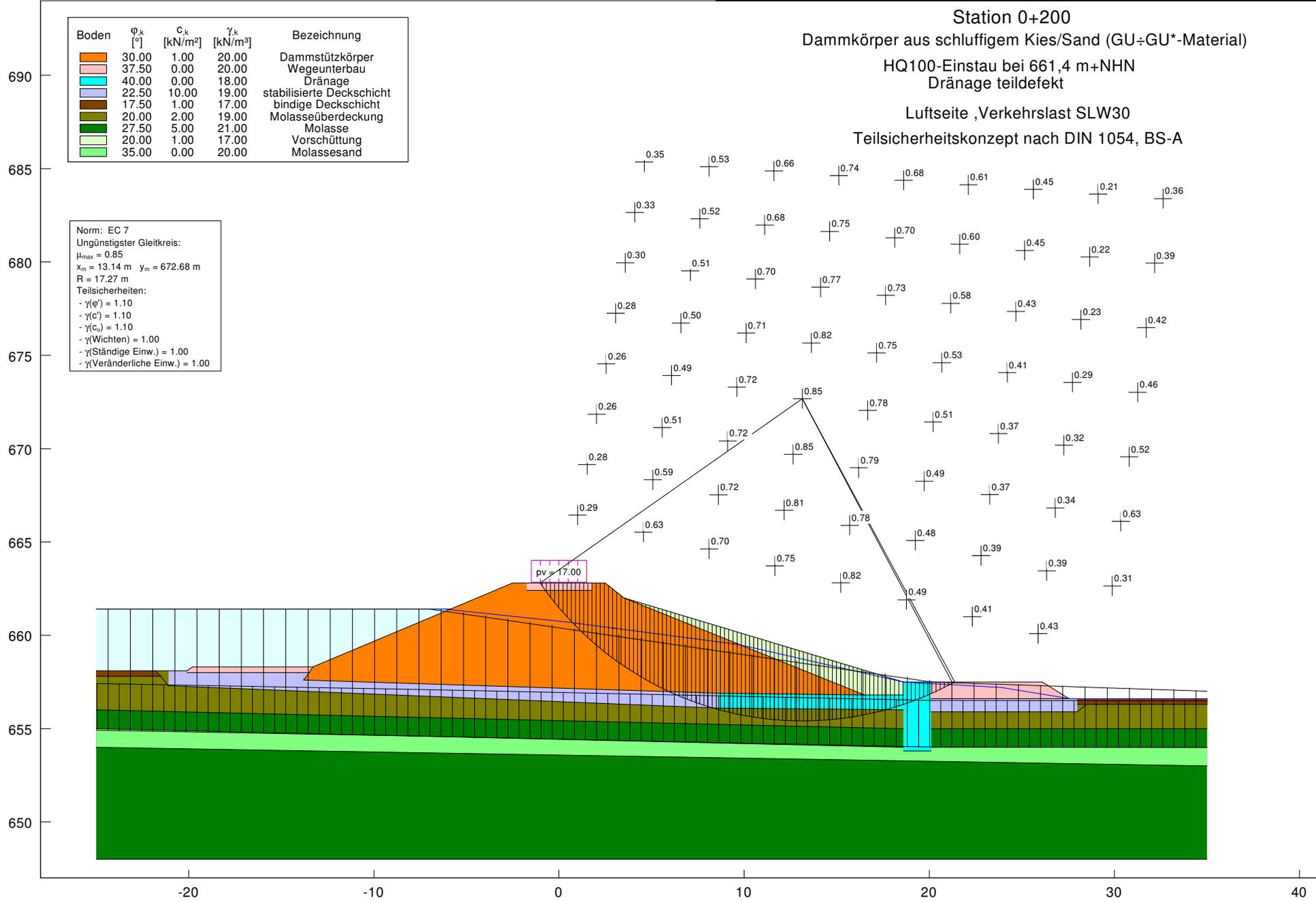
Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GU*, GT*, SU*-Material)

Rascher Absenk vom HQ100-Einstau
Wasserseite ,Verkehrslast SLW30

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



Böschungs- und Geländebruch

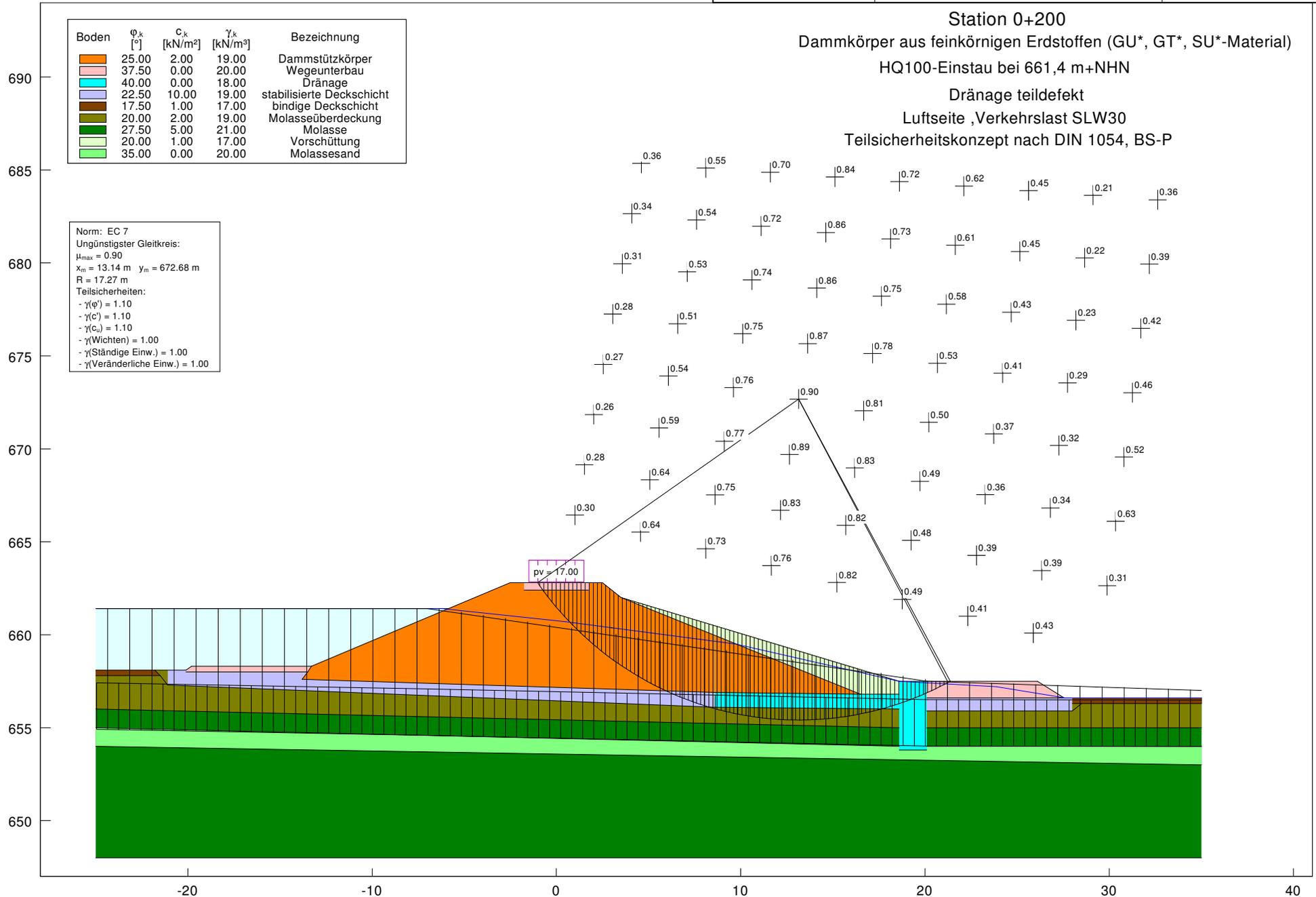


Böschungs- und Geländebruch

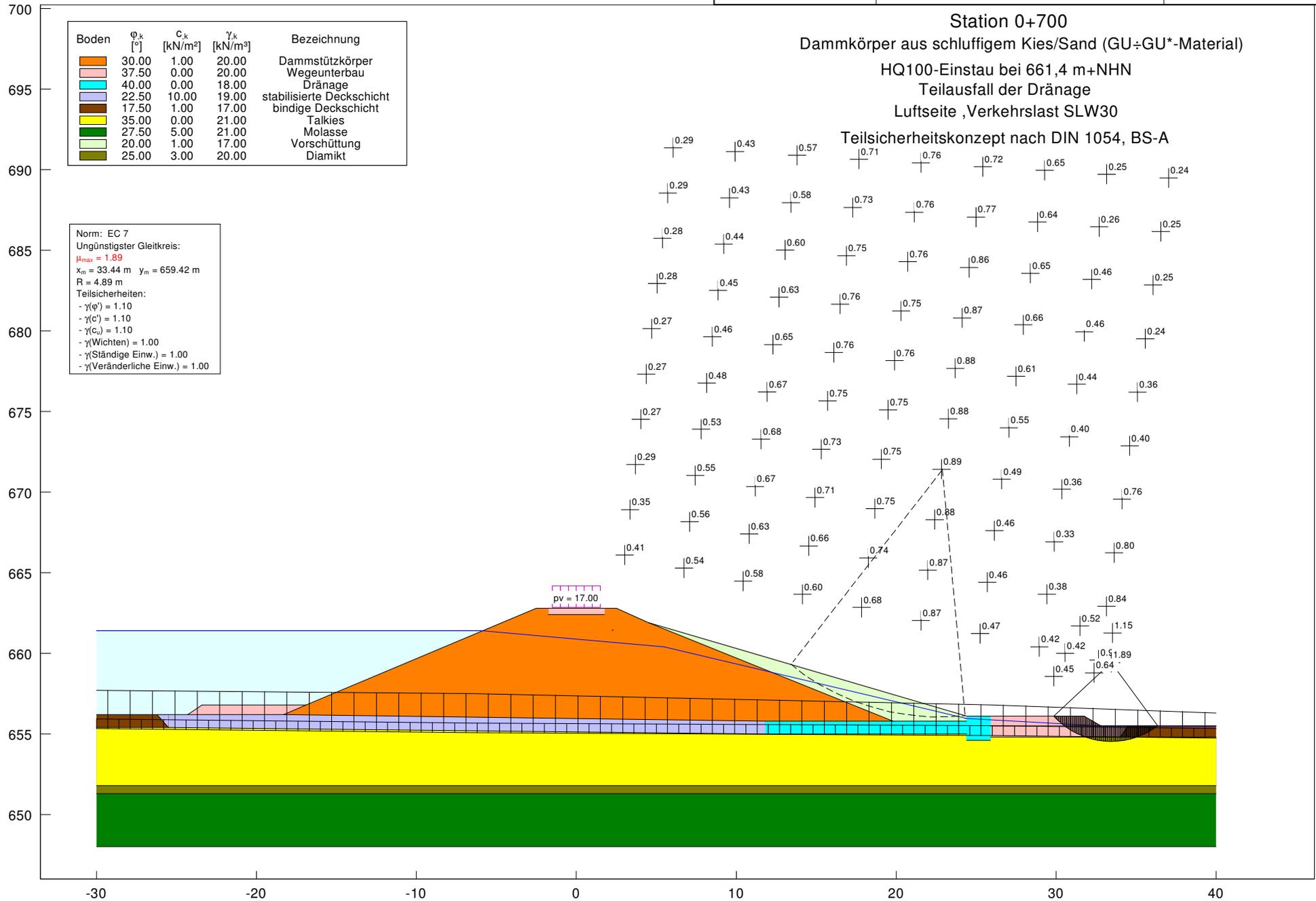
Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günst
HRB Frechenrieden

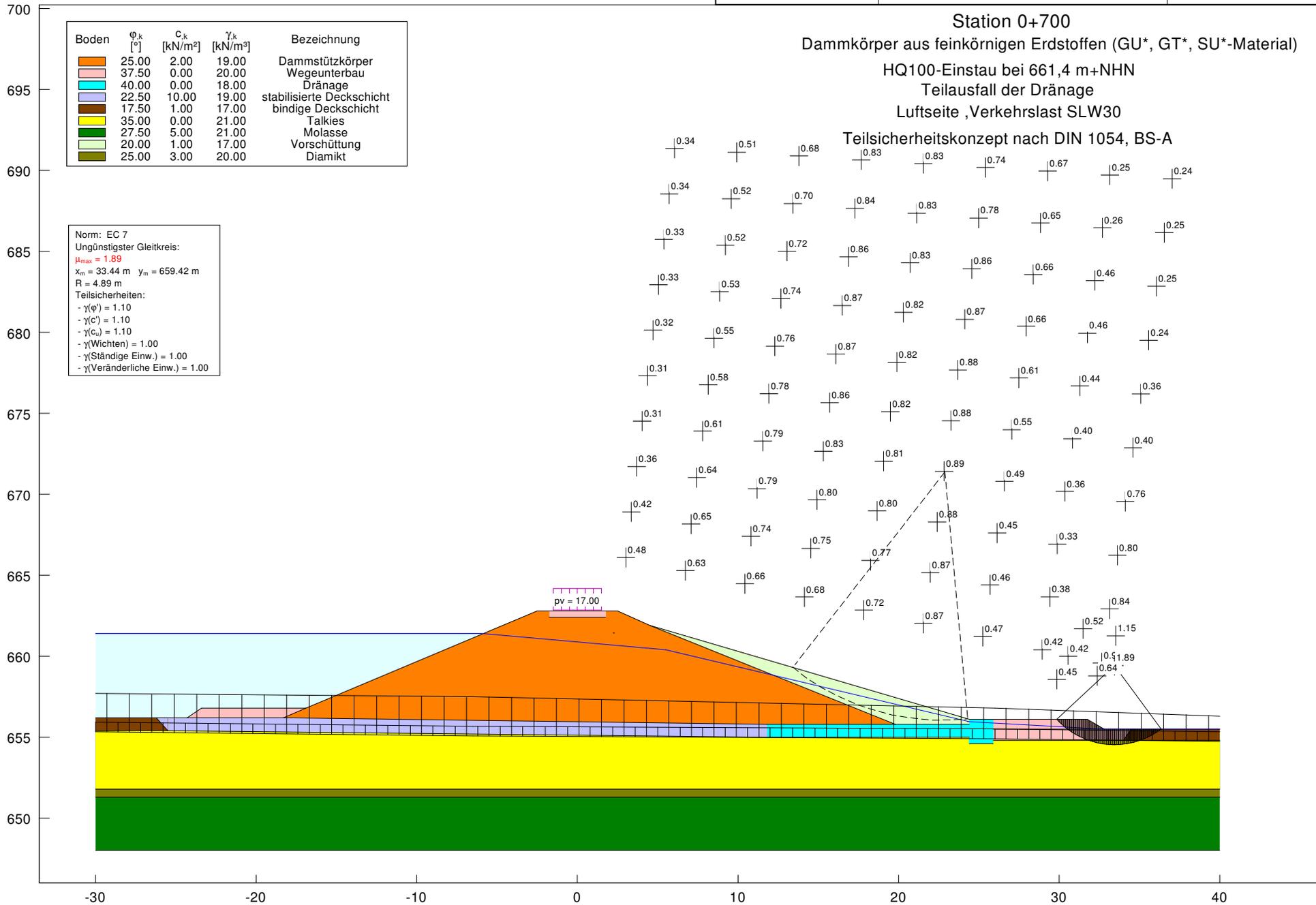
AZ 181106
Anlage 4.5.14



Böschungs- und Geländebruch



Böschungs- und Geländebruch

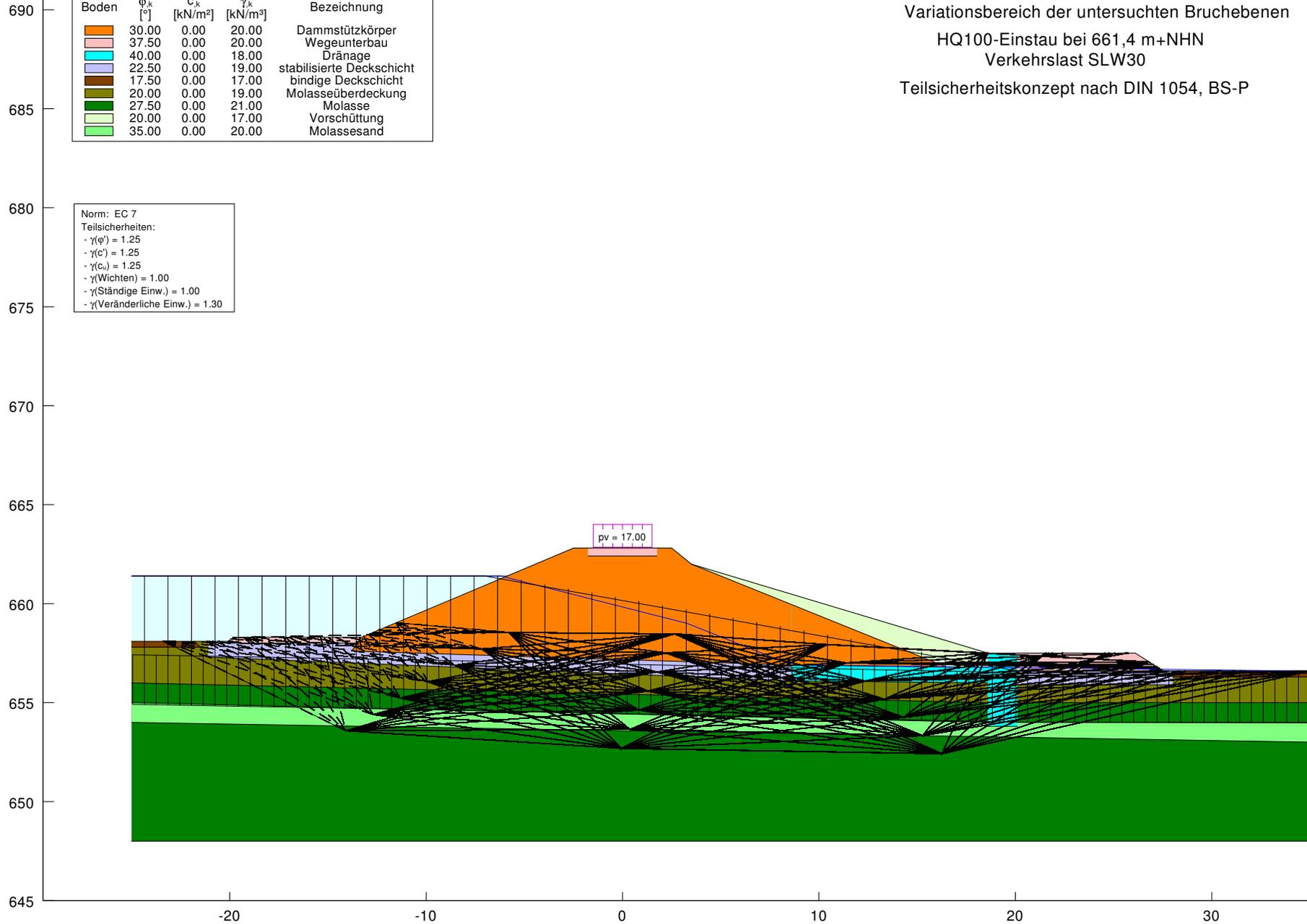


Gleiten

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	30.00	0.00	20.00	Dammstützkörper
	37.50	0.00	20.00	Wegeunterbau
	40.00	0.00	18.00	Dränage
	22.50	0.00	19.00	stabilisierte Deckschicht
	17.50	0.00	17.00	bindige Deckschicht
	20.00	0.00	19.00	Molasseüberdeckung
	27.50	0.00	21.00	Molasse
	20.00	0.00	17.00	Vorschüttung
	35.00	0.00	20.00	Molassesand

Norm: EC 7
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.25$
 - $\gamma(c) = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$

Station 0+200
 Variationsbereich der untersuchten Bruchebenen
 HQ100-Einstau bei 661,4 m+NHN
 Verkehrslast SLW30
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

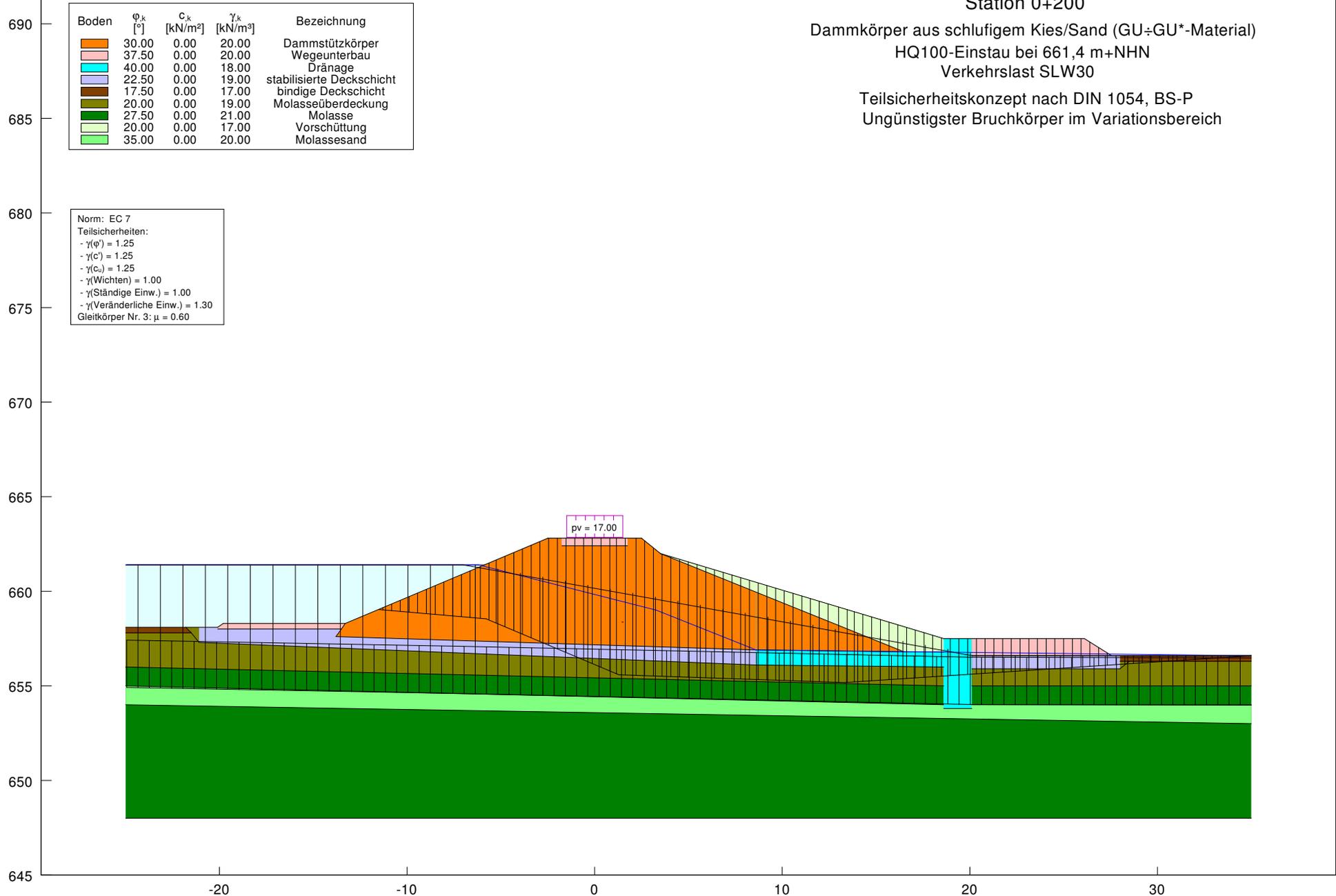


Gleiten

Station 0+200

Dammkörper aus schlufigem Kies/Sand (GU±GU*-Material)
 HQ100-Einstau bei 661,4 m+NNH
 Verkehrslast SLW30

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich

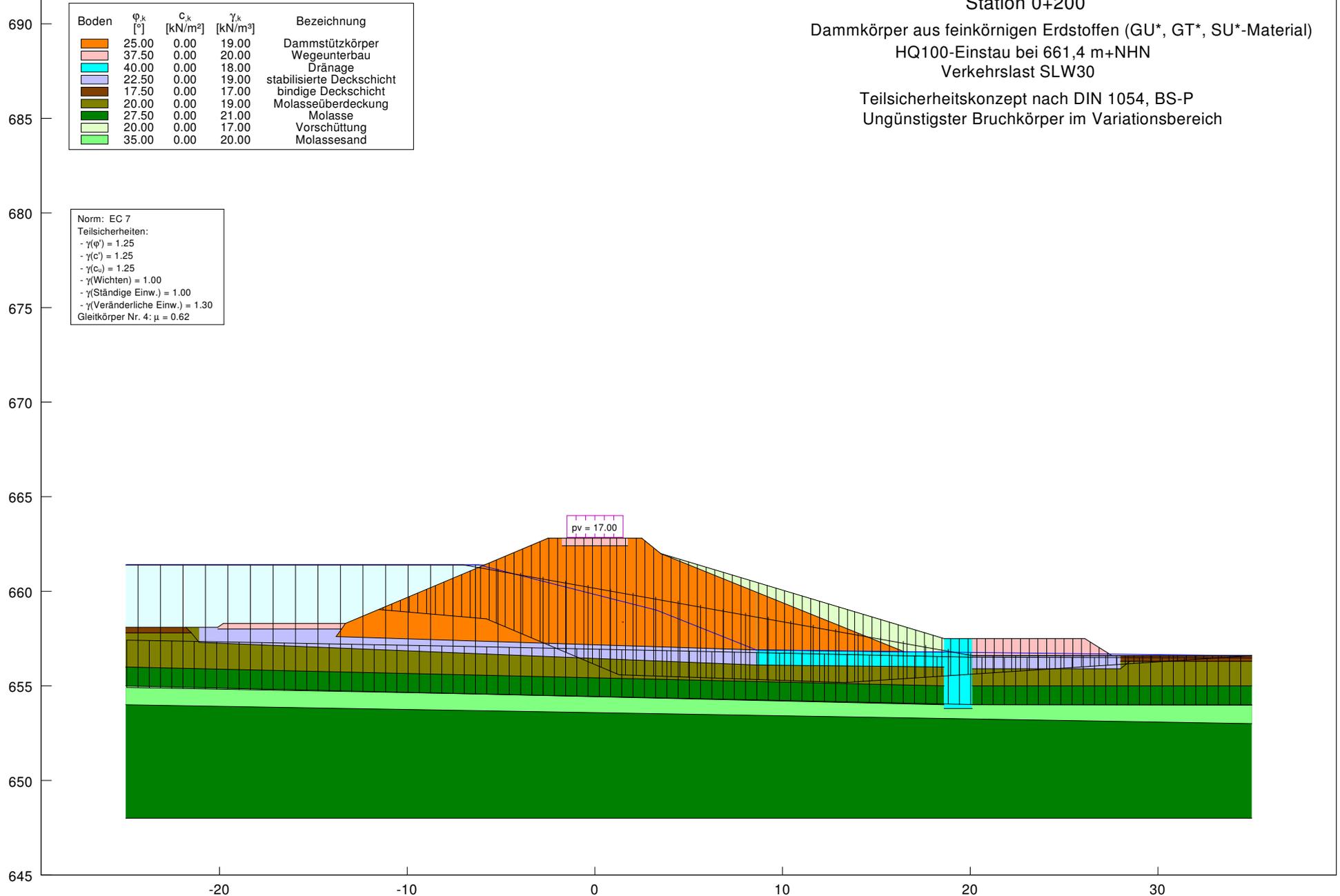


Gleiten

Station 0+200

Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GU*, GT*, SU*-Material)
 HQ100-Einstau bei 661,4 m+NHN
 Verkehrslast SLW30

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich



Gleiten

Station 0+200

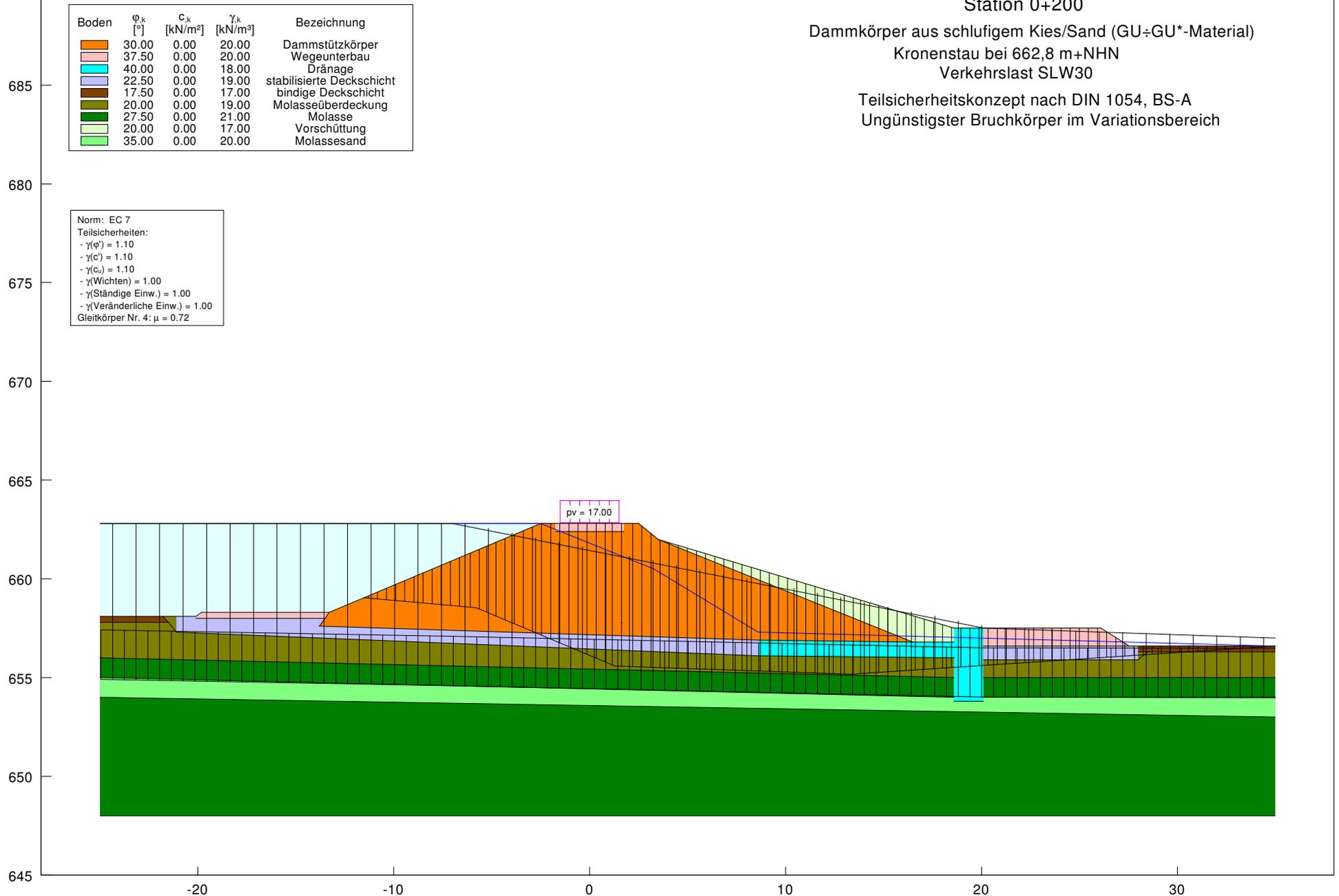
Dammkörper aus schlufigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)

Kronenstau bei 662,8 m+NHN

Verkehrslast SLW30

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-A

Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich



Gleiten

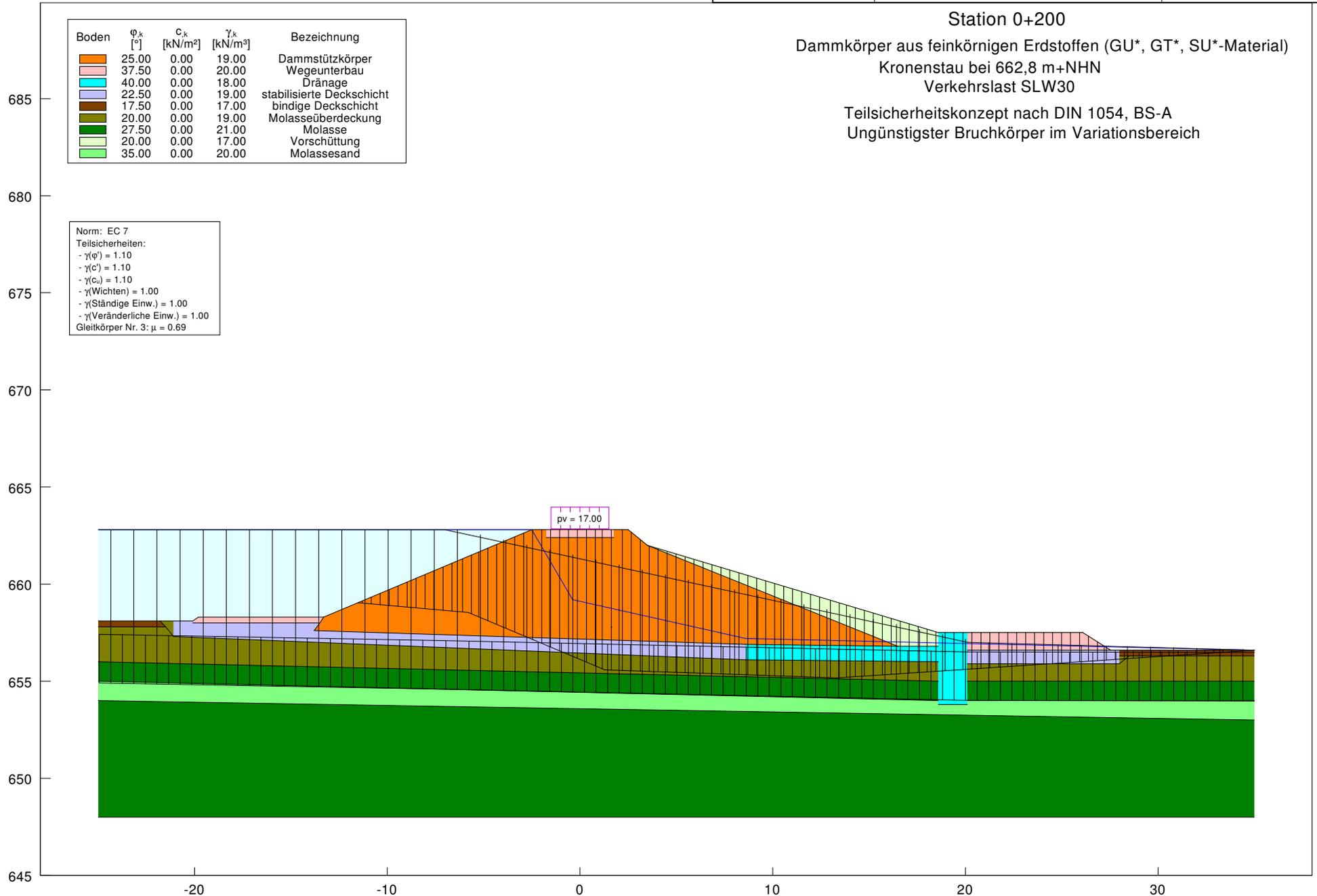
Station 0+200

Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GU*, GT*, SU*-Material)
 Kronenstau bei 662,8 m+NHN
 Verkehrslast SLW30

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-A
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich

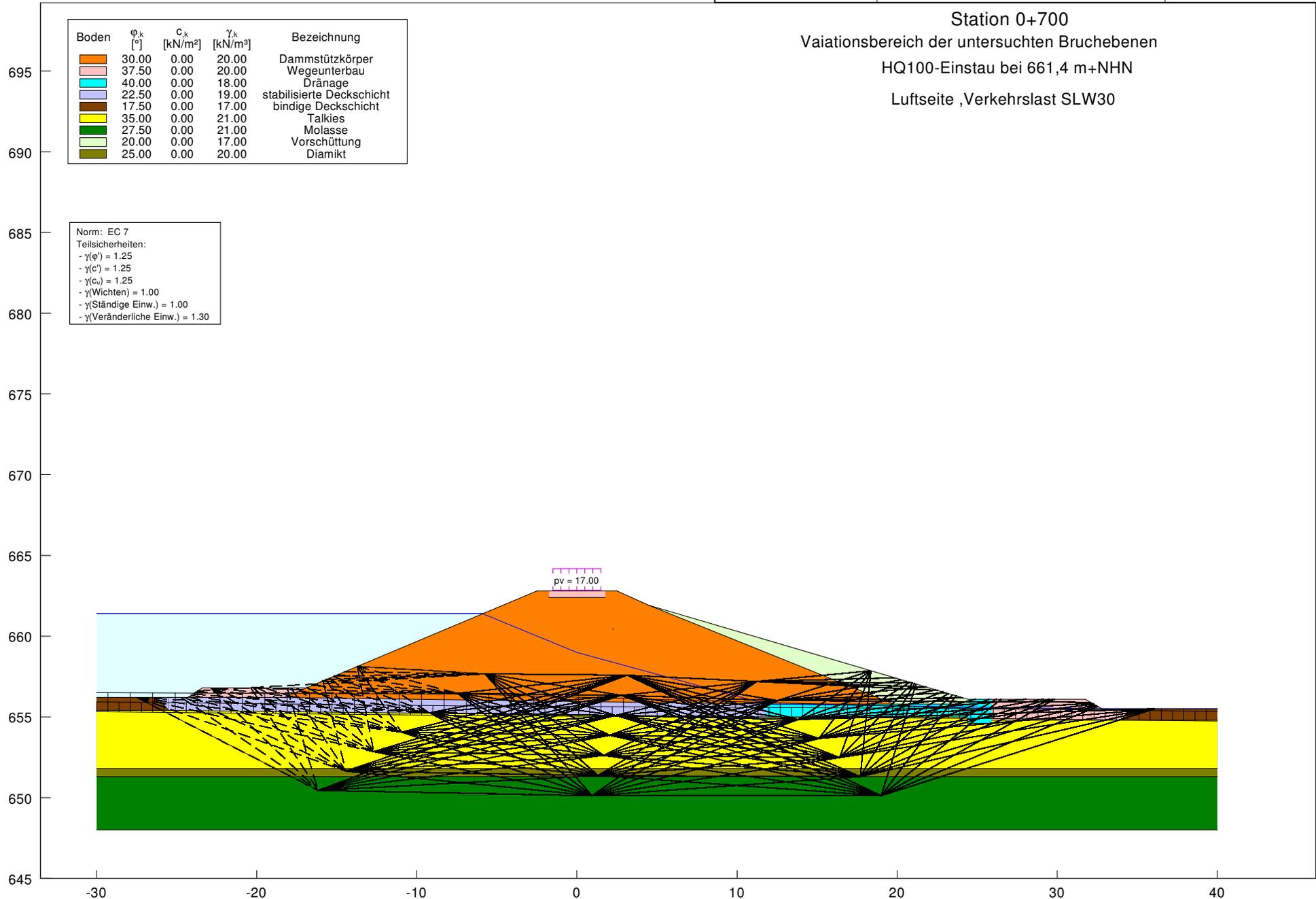
Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	0.00	19.00	Dammstützkörper
	37.50	0.00	20.00	Wegeunterbau
	40.00	0.00	18.00	Dränage
	22.50	0.00	19.00	stabilisierte Deckschicht
	17.50	0.00	17.00	bindige Deckschicht
	20.00	0.00	19.00	Molasseüberdeckung
	27.50	0.00	21.00	Molasse
	20.00	0.00	17.00	Vorschüttung
	35.00	0.00	20.00	Molassesand

Norm: EC 7
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.10$
 - $\gamma(c) = 1.10$
 - $\gamma(c_u) = 1.10$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
 Gleitkörper Nr. 3: $\mu = 0.69$



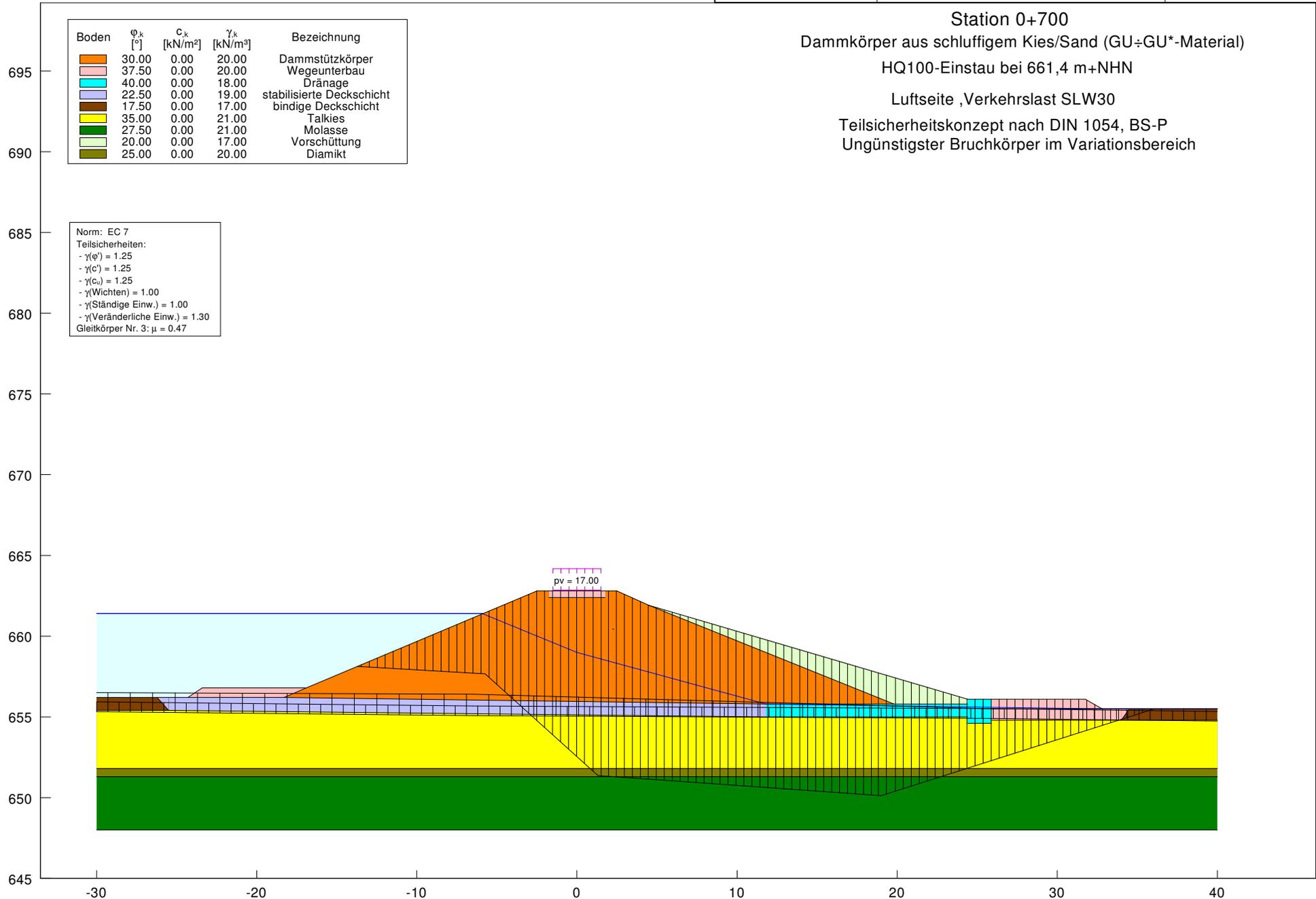
Gleiten

Station 0+700
 Vaitionsbereich der untersuchten Bruchebenen
 HQ100-Einstau bei 661,4 m+NHN
 Luftseite ,Verkehrslast SLW30



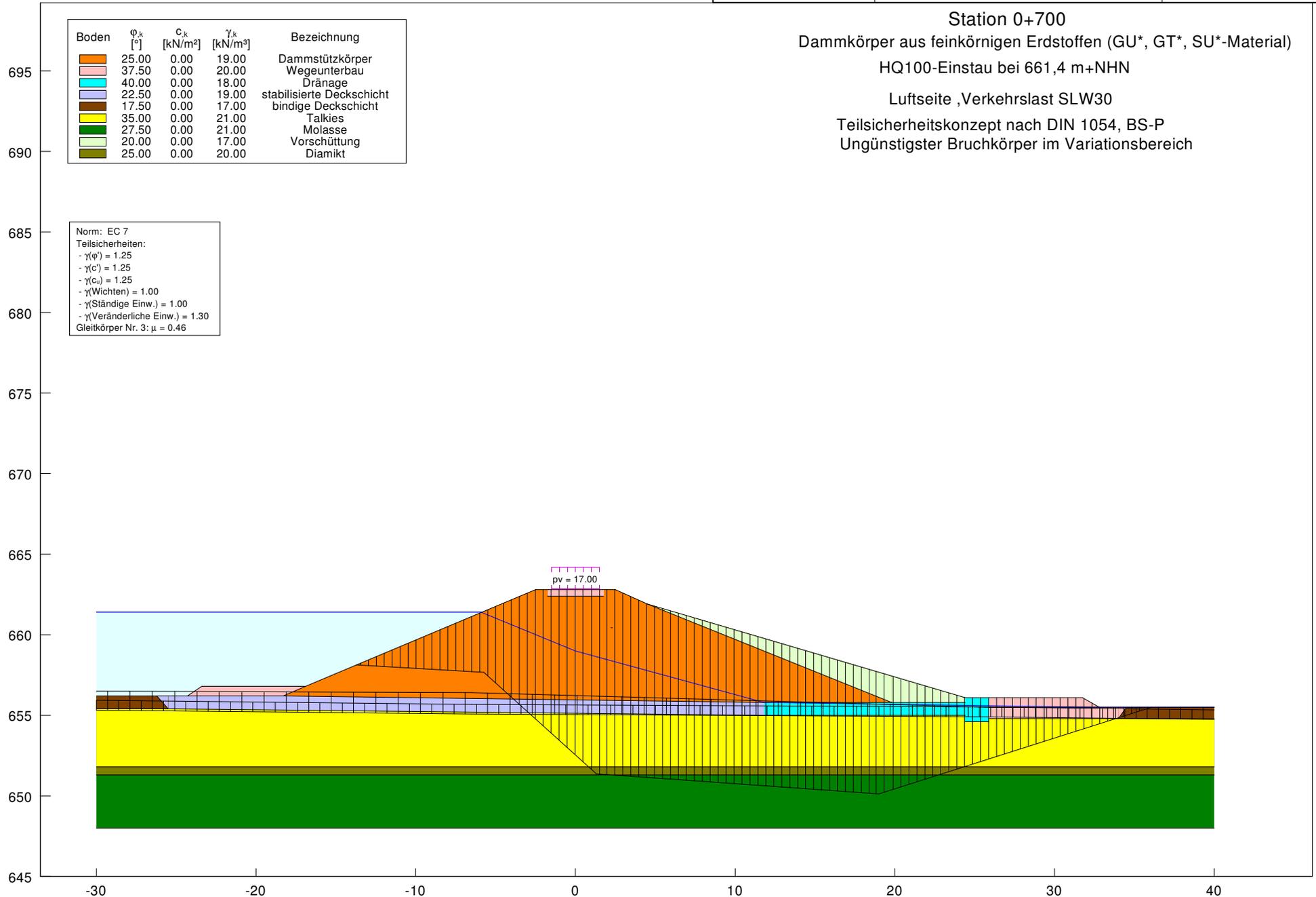
Gleiten

Station 0+700
 Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)
 HQ100-Einstau bei 661,4 m+NHN
 Luftseite ,Verkehrslast SLW30
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich



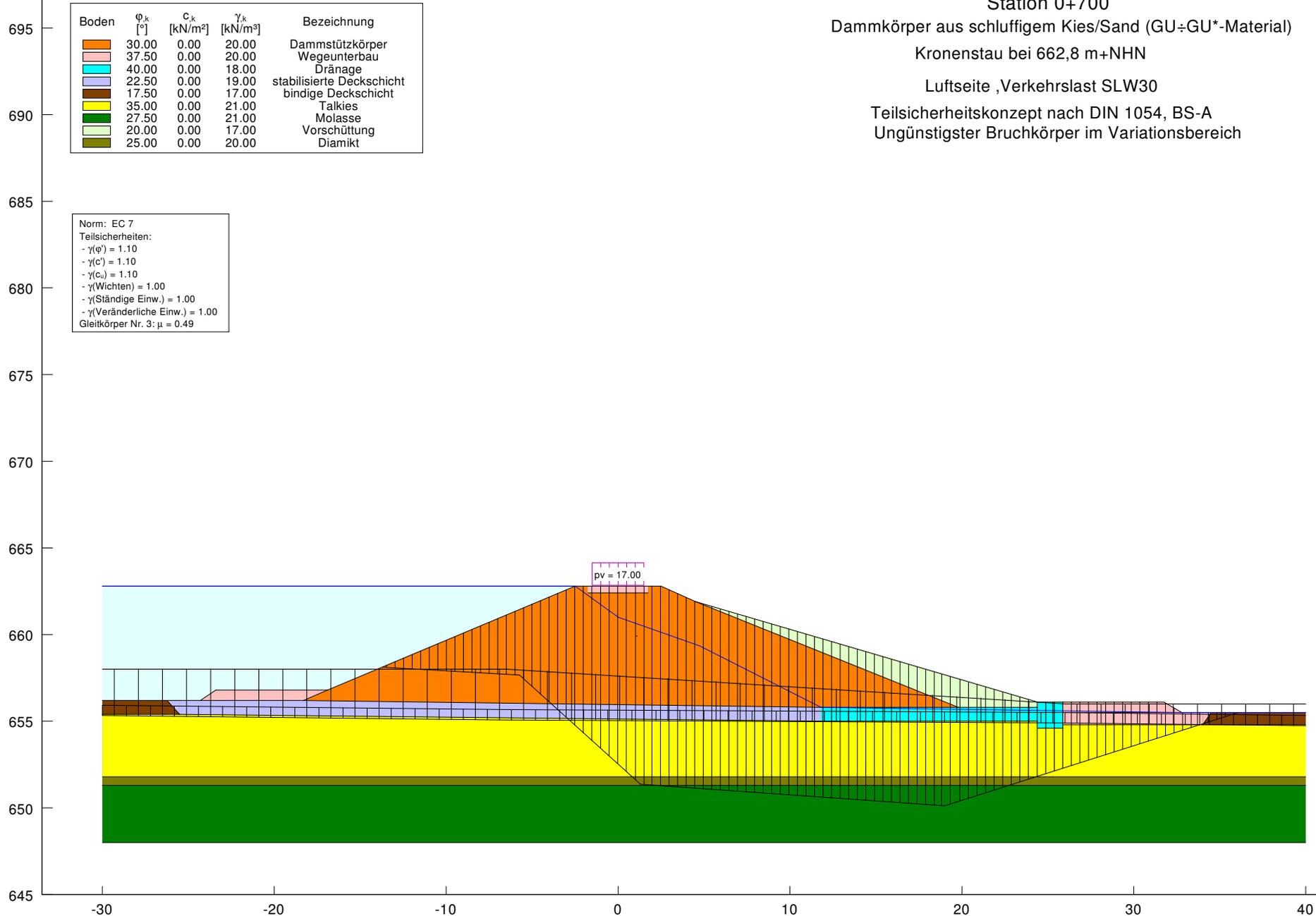
Gleiten

Station 0+700
 Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GU*, GT*, SU*-Material)
 HQ100-Einstau bei 661,4 m+NNH
 Luftseite ,Verkehrslast SLW30
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich



Gleiten

Station 0+700
 Dammkörper aus schluffigem Kies/Sand (GU÷GU*-Material)
 Kronenstau bei 662,8 m+NHN
 Luftseite ,Verkehrslast SLW30
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-A
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich

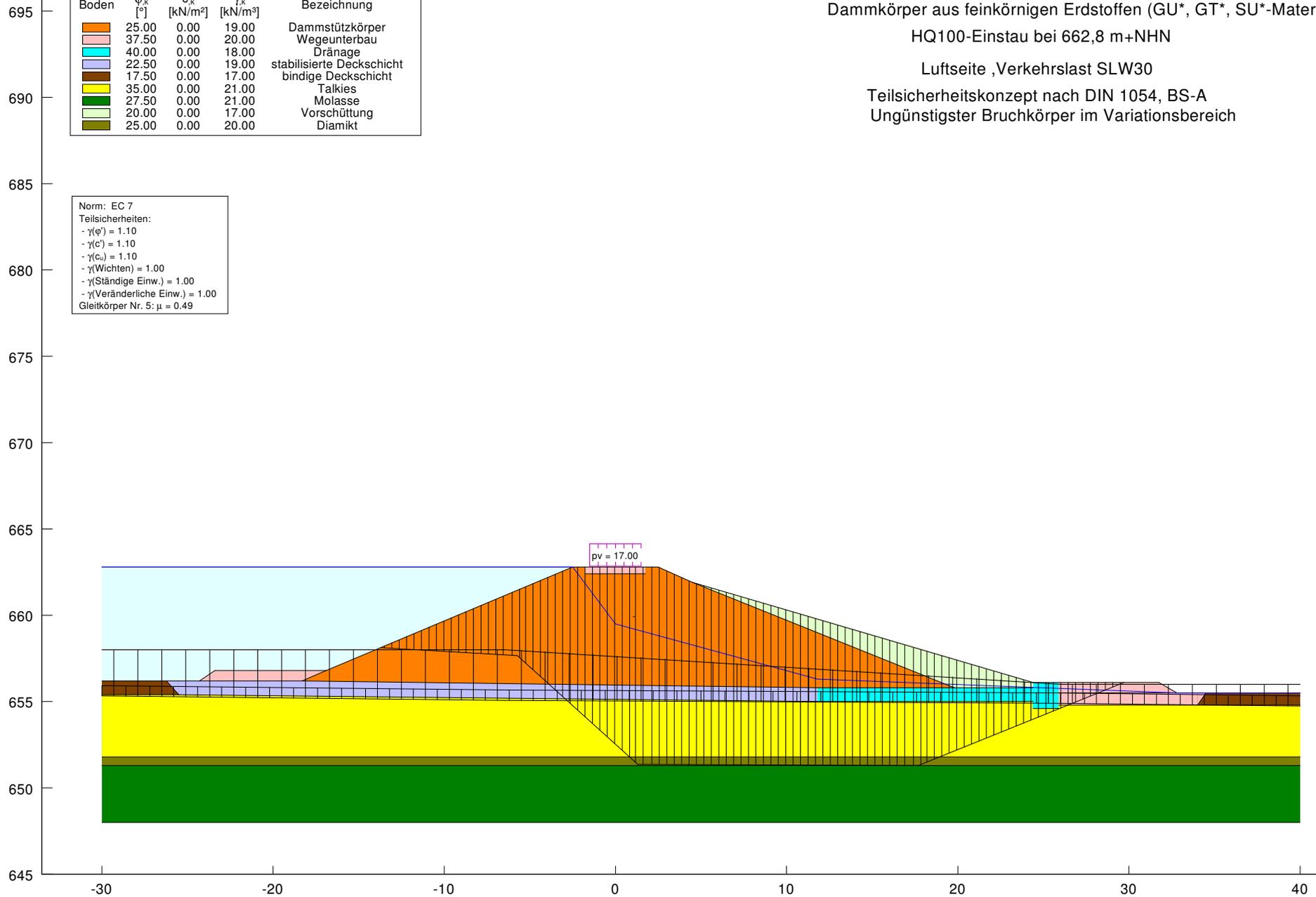


Gleiten

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	0.00	19.00	Dammstützkörper
	37.50	0.00	20.00	Wegeunterbau
	40.00	0.00	18.00	Dränage
	22.50	0.00	19.00	stabilisierte Deckschicht
	17.50	0.00	17.00	bindige Deckschicht
	35.00	0.00	21.00	Talkies
	27.50	0.00	21.00	Molasse
	20.00	0.00	17.00	Vorschüttung
	25.00	0.00	20.00	Diamikt

Norm: EC 7
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi)$ = 1.10
 - $\gamma(c)$ = 1.10
 - $\gamma(c_u)$ = 1.10
 - $\gamma(\text{Wichten})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.})$ = 1.00
 Gleitkörper Nr. 5: $\mu = 0.49$

Station 0+700
 Dammkörper aus feinkörnigen Erdstoffen (GU*, GT*, SU*-Material)
 HQ100-Einstau bei 662,8 m+NHN
 Luftseite ,Verkehrslast SLW30
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-A
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich



Grundbruch und Setzung

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzgau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

AZ 181106

Anlage 4.7.1

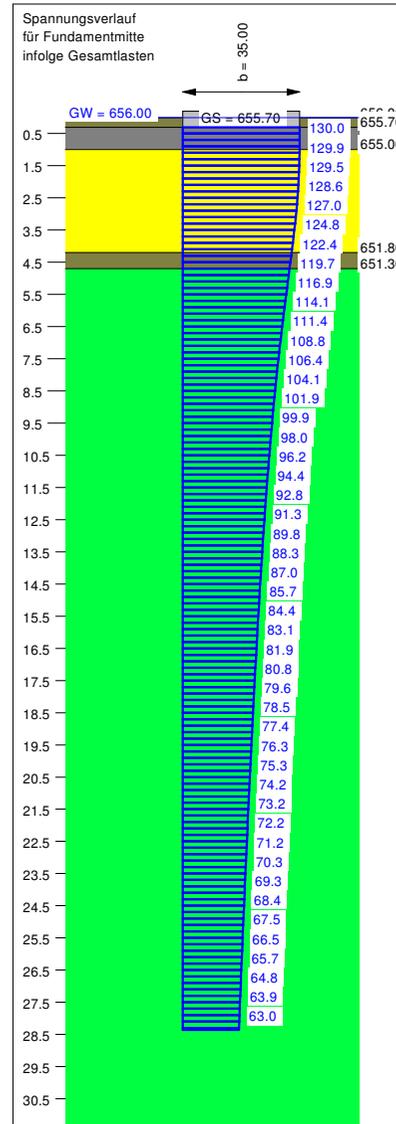
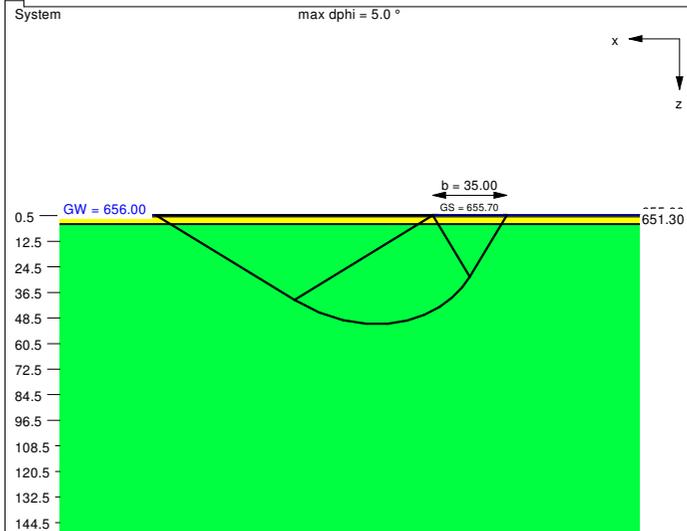
Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	17.0	7.0	17.5	1.0	0.50	0.00	Oberboden
	19.0	9.0	22.5	10.0	20.0	0.00	Stabilisierung
	21.0	12.0	35.0	0.0	50.0	0.00	Talkies
	20.0	10.0	25.0	3.0	10.0	0.00	Diamikt
	21.0	11.0	27.5	5.0	50.0	0.00	Molasse

Station 0+700

Dammaufstandsebene stabilisiert

Baugrund idealisiert in Anlehnung an BK12/19

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-P
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_O = 1.50$
Grenz Zustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
Oberkante Gelände = 656.00 m+NN
Gründungssohle = 655.70 m+NN
Grundwasser = 656.00 m+NN
Grenztiefe mit p = 20.0 %
- - - - - 1. Kernweite
- - - - - 2. Kernweite

Ergebnisse Einzelfundament:
Lasten = ständig / veränderlich
Vertikallast $F_{v,k} = 910000.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Länge a = 200.000 m
Breite b = 35.000 m

Unter ständigen Lasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
Resultierende im 1. Kern
Länge a' = 200.000 m
Breite b' = 35.000 m

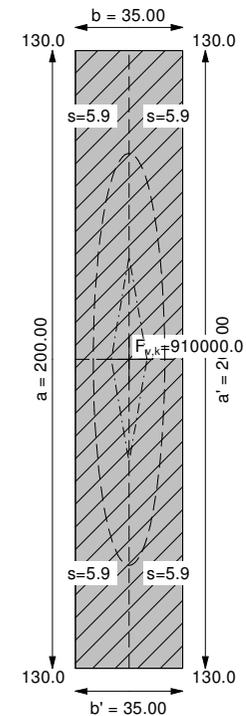
Unter Gesamtlasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
Resultierende im 1. Kern
Länge a' = 200.000 m
Breite b' = 35.000 m

Grundbruch:
Durchstanzen untersucht,
aber nicht maßgebend.
Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{G1,k} / \sigma_{O1,d} = 2625.9 / 1875.65$ kN/m²
 $R_{n,k} = 18381344.67$ kN
 $R_{n,d} = 13129531.91$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 910000.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 1228500.00$ kN
 μ (parallel zu x) = 0.094
cal $\varphi = 27.5^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
cal c = 4.79 kN/m²

cal $\gamma_2 = 11.04$ kN/m³
cal $\sigma_{\bar{u}} = 2.10$ kN/m²
UK log. Spirale = 51.23 m u. GOK
Länge log. Spirale = 202.86 m
Fläche log. Spirale = 5359.94 m²
Tragfähigkeitsbeiwerte (x):
 $N_{d0} = 24.85$; $N_{d0} = 13.94$; $N_{b0} = 6.73$
Formbeiwerte (x):
 $v_c = 1.087$; $v_d = 1.081$; $v_b = 0.948$

Setzung infolge Gesamtlasten:
Grenztiefe $t_p = 28.36$ m u. GOK
Setzung (Mittel aller KPs) = 5.86 cm
Setzungen der KPs:
links oben = 5.86 cm
rechts oben = 5.86 cm
links unten = 5.86 cm
rechts unten = 5.86 cm
Verdrehung(x) (KP) = 0.0
Verdrehung(y) (KP) = 0.0
Nachweis EQU:
Maßgebend: Fundamentbreite
 $M_{stab} = 910000.0 \cdot 35.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 14332500.0$
 $M_{dst} = 0.0$
 $M_{EQU} = 0.0 / 14332500.0 = 0.000$

Grundriss

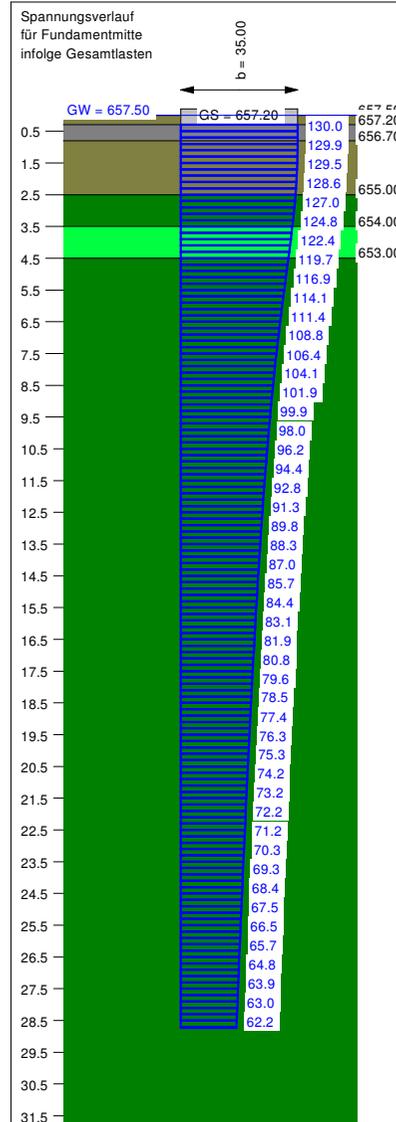
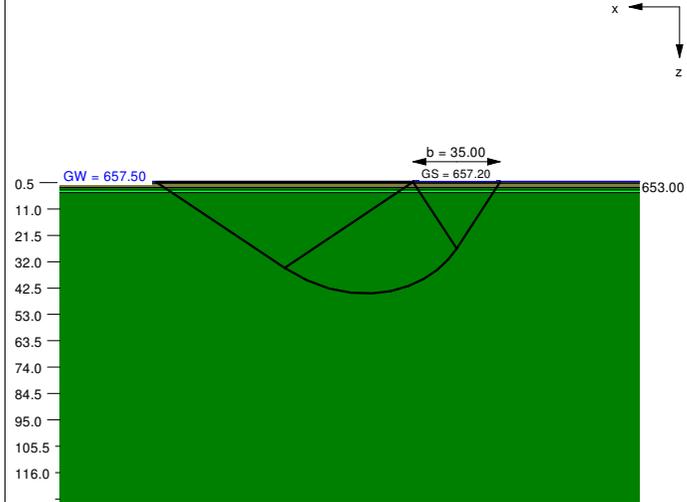


Grundbruch und Setzung

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	17.0	7.0	17.5	1.0	0.50	0.00	Oberboden
	19.0	9.0	22.5	10.0	20.0	0.00	Stabilisierung
	19.0	9.0	20.0	2.0	5.0	0.00	Molasseüberdeckung
	21.0	11.0	27.5	5.0	30.0	0.00	Molassemergel
	20.0	10.0	35.0	0.0	50.0	0.00	Molassesand
	21.0	11.0	27.5	5.0	50.0	0.00	Molassemergel

Station 0+200

Dammaufstandsebene stabilisiert
Baugrund idealisiert in Anlehnung an GWM1/19 DPH1/19, SG1/18
Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-P
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
Oberkante Gelände = 657.50 m+NN
Gründungssohle = 657.20 m+NN
Grundwasser = 657.50 m+NN
Gründtiefe mit p = 20.0 %
- - - - - 1. Kernweite
- - - - - 2. Kernweite

Ergebnisse Einzelfundament:
Lasten = ständig / veränderlich
Vertikallast $F_{v,k} = 910000.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Länge a = 200.000 m
Breite b = 35.000 m

Unter ständigen Lasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
Resultierende im 1. Kern
Länge a' = 200.000 m
Breite b' = 35.000 m

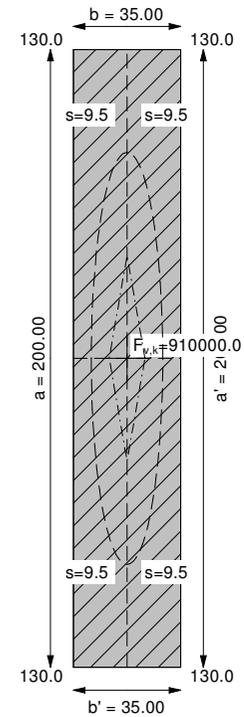
Unter Gesamtlasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
Resultierende im 1. Kern
Länge a' = 200.000 m
Breite b' = 35.000 m

Grundbruch:
Durchstanzen untersucht,
aber nicht maßgebend.
Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{G1,k} / \sigma_{G1,d} = 1279.9 / 914.25$ kN/m²
 $R_{n,k} = 8959601.79$ kN
 $R_{n,d} = 6399715.57$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 910000.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 1228500.00$ kN
 μ (parallel zu x) = 0.192
cal $\phi = 23.0^\circ$
 ϕ wegen 5° Bedingung abgemindert
cal c = 4.87 kN/m²

cal $\gamma_2 = 10.81$ kN/m³
cal $\sigma_{\bar{u}} = 2.10$ kN/m²
UK log. Spirale = 44.66 m u. GOK
Länge log. Spirale = 170.54 m
Fläche log. Spirale = 3875.03 m²
Tragfähigkeitsbeiwerte (x):
 $N_{d0} = 18.05$; $N_{d0} = 8.66$; $N_{b0} = 3.25$
Formbeiwerte (x):
 $v_c = 1.077$; $v_d = 1.068$; $v_b = 0.948$

Setzung infolge Gesamtlasten:
Grenztiefe $t_p = 28.73$ m u. GOK
Setzung (Mittel aller KPs) = 9.47 cm
Setzungen der KPs:
links oben = 9.47 cm
rechts oben = 9.47 cm
links unten = 9.47 cm
rechts unten = 9.47 cm
Verdrehung(x) (KP) = 0.0
Verdrehung(y) (KP) = 0.0
Nachweis EQU:
Maßgebend: Fundamentbreite
 $M_{stab} = 910000.0 \cdot 35.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 14332500.0$
 $M_{dst} = 0.0$
 $M_{EQU} = 0.0 / 14332500.0 = 0.000$

Grundriss

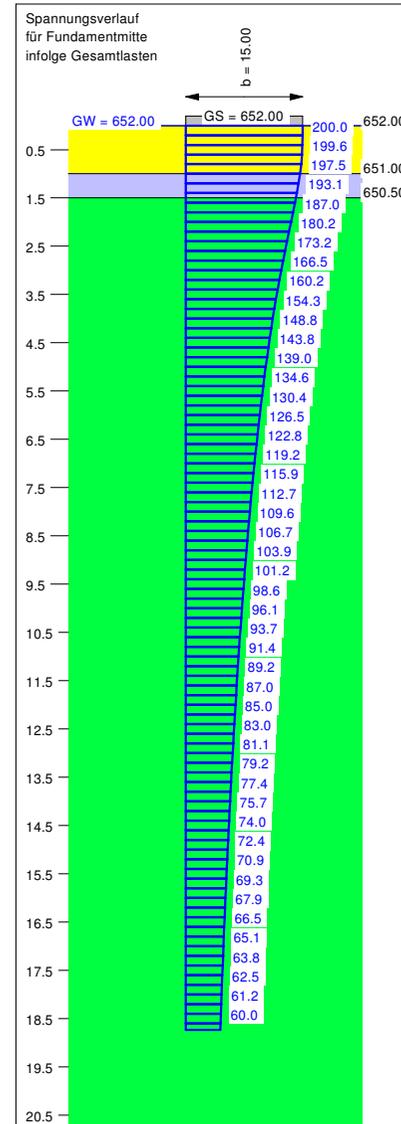
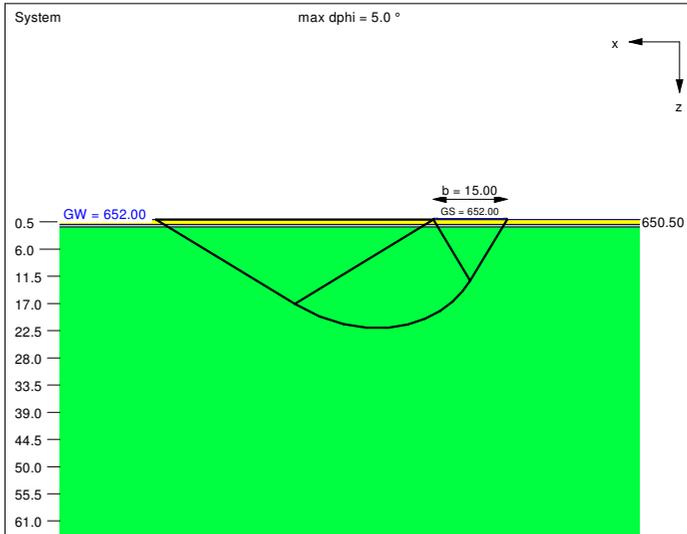


Grundbruch und Setzung

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	21.0	12.0	35.0	0.0	50.0	0.00	Talkies
	20.0	10.0	25.0	3.0	10.0	0.00	Stausedimente
	21.0	11.0	27.5	5.0	50.0	0.00	Molasse

Durchlassbauwerk

Baugrund idealisiert in Anlehnung an GWM2/19
Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-P
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_O = 1.50$
Grenz Zustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{G,dst} = 1.50$
Oberkante Gelände = 652.00 m+NN
Gründungssohle = 652.00 m+NN
Grundwasser = 652.00 m+NN
Grenztiefe mit p = 20.0 %
- - - - - 1. Kernweite
- - - - - 2. Kernweite

Ergebnisse Einzelfundament:
Lasten = ständig / veränderlich
Vertikallast $F_{v,k} = 150000.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Länge a = 50.000 m
Breite b = 15.000 m

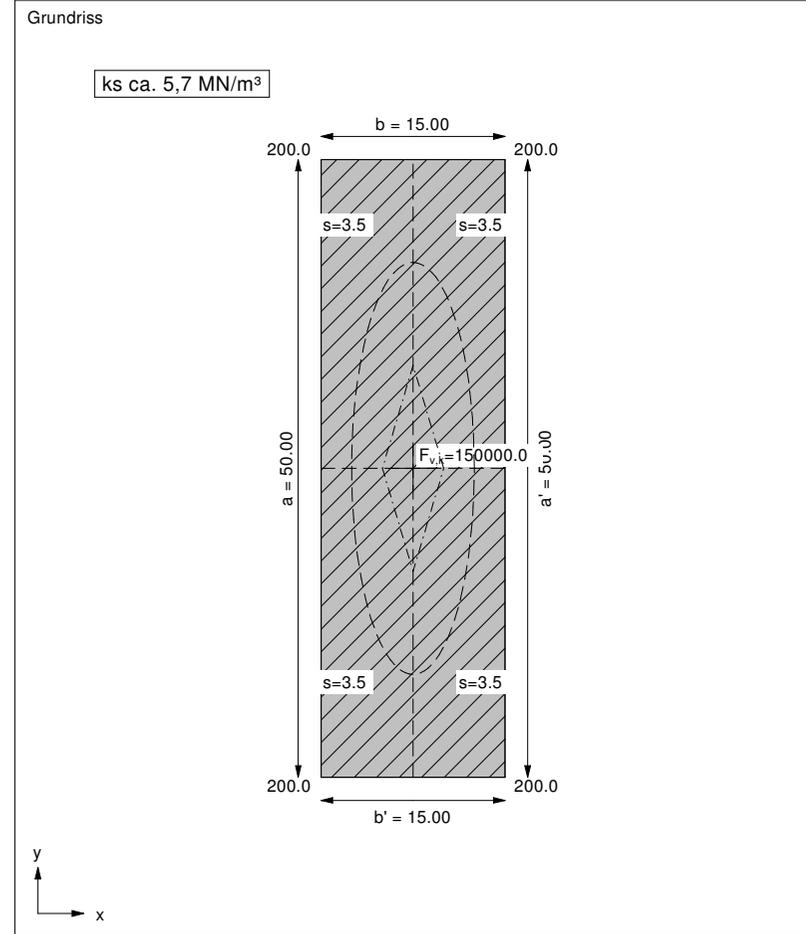
Unter ständigen Lasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
Resultierende im 1. Kern
Länge a' = 50.000 m
Breite b' = 15.000 m

Unter Gesamtlasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
Resultierende im 1. Kern
Länge a' = 50.000 m
Breite b' = 15.000 m

Grundbruch:
Durchstanzen untersucht,
aber nicht maßgebend.
Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{G1,k} / \sigma_{O1,d} = 1176.8 / 840.58$ kN/m²
 $R_{n,k} = 882614.03$ kN
 $R_{n,d} = 630438.60$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 150000.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 202500.00$ kN
 μ (parallel zu x) = 0.321
cal $\varphi = 27.6^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
cal c = 4.79 kN/m²

cal $\gamma_2 = 11.04$ kN/m³
cal $\sigma_{\bar{u}} = 0.00$ kN/m²
UK log. Spirale = 21.93 m u. GOK
Länge log. Spirale = 87.46 m
Fläche log. Spirale = 995.47 m²
Tragfähigkeitsbeiwerte (x):
 $N_{d0} = 25.12$; $N_{d0} = 14.16$; $N_{b0} = 6.89$
Formbeiwerte (x):
 $v_c = 1.150$; $v_d = 1.139$; $v_b = 0.910$

Setzung infolge Gesamtlasten:
Grenztiefe $t_g = 18.73$ m u. GOK
Vorbelastung = 60.0 kN/m²
Setzung (Mittel aller KPs) = 3.46 cm
Setzungen der KPs:
links oben = 3.46 cm
rechts oben = 3.46 cm
links unten = 3.46 cm
rechts unten = 3.46 cm
Verdrehung(x) (KP) = 0.0
Verdrehung(y) (KP) = 0.0
Nachweis EQU:
Maßgebend: Fundamentbreite
 $M_{stab} = 150000.0 \cdot 15.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 1012500.0$
 $M_{dst} = 0.0$
 $\mu_{EQU} = 0.0 / 1012500.0 = 0.000$



Prinzipskizze

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.8.1

Station 0+200

Maßstab: ca. 1:250

Dammstützkörper: Schluffiger Kies/Sand GU÷GU* gemäß DIN 18196 mit
Feinanteil ($d < 0,063$ mm) im Bereich von 10÷20 Massen-%
oder feinkörnige Erdstoffe (z.B. Bodengruppen GU*, GT*, SU* gemäß DIN 18196)
Verdichtung mind 98 % der einfachen Proctordichte

Dränage / Sohldruckentspannung: Körnung z.B. 8/16, gebrochener und gewaschener Kies

Geotextiler Filter: Wasserbauvlies (Bodengruppen A÷C gemäß TLG 2018)

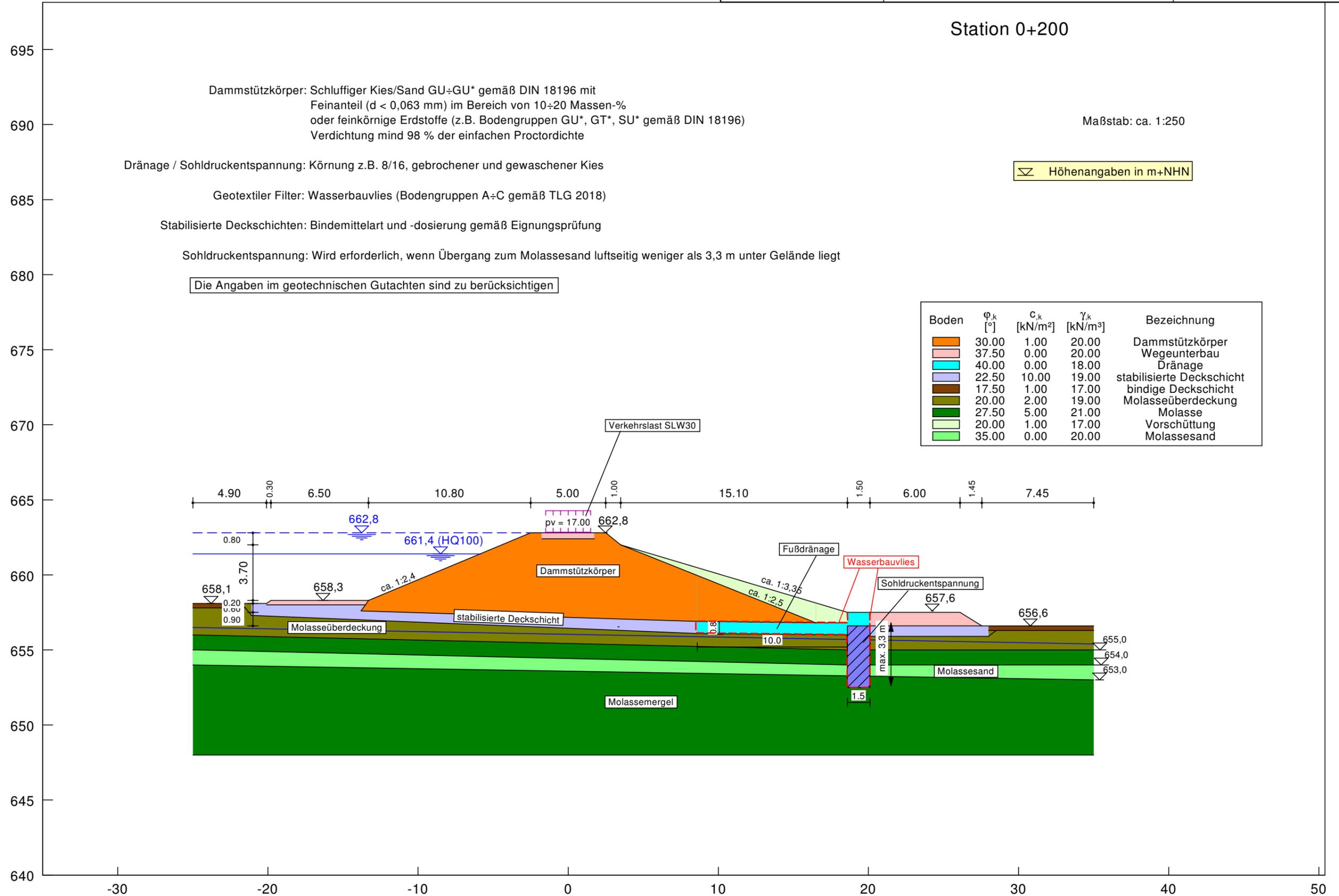
Stabilisierte Deckschichten: Bindemittelart und -dosierung gemäß Eignungsprüfung

Sohldruckentspannung: Wird erforderlich, wenn Übergang zum Molassesand luftseitig weniger als 3,3 m unter Gelände liegt

Die Angaben im geotechnischen Gutachten sind zu berücksichtigen

∇ Höhenangaben in m+NHN

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	30.00	1.00	20.00	Dammstützkörper
	37.50	0.00	20.00	Wegeunterbau
	40.00	0.00	18.00	Dränage
	22.50	10.00	19.00	stabilisierte Deckschicht
	17.50	1.00	17.00	bindige Deckschicht
	20.00	2.00	19.00	Molasseüberdeckung
	27.50	5.00	21.00	Molasse
	20.00	1.00	17.00	Vorschüttung
	35.00	0.00	20.00	Molassesand



Berechnungsquerschnitt

Dr. Ebel & Co. GmbH
Bad Wurzach - Arnach
Betzigau b. Kempten

HWS Günz
HRB Frechenrieden

AZ 181106
Anlage 4.8.2

Station 0+700

Dammstützkörper: Schluffiger Kies/Sand GU÷GU* gemäß DIN 18196 mit
Feinanteil (d < 0,063 mm) im Bereich von 10÷20 Massen-%
oder feinkörnige Erdstoffe (z.B. Bodengruppen GU*, GT*, SU* gemäß DIN 18196)
Verdichtung mind 98 % der einfachen Proctordichte

Dränage / Sohldruckentspannung: Körnung z.B. 8/16, gebrochener und gewaschener Kies

Geotextiler Filter: Wasserbauvlies (Bodengruppen A÷C gemäß TLG 2018)

Stabilisierte Deckschichten: Bindemittelart und -dosierung gemäß Eignungsprüfung

Maßstab: ca. 1:250

∇ Höhenangaben in m+NNH

Die Angaben im geotechnischen Gutachten sind zu berücksichtigen

Boden	ϕ_{k} [°]	c_{k} [kN/m ²]	γ_{k} [kN/m ³]	Bezeichnung
[Orange]	30.00	1.00	20.00	Dammstützkörper
[Rosa]	35.00	0.00	20.00	Wegeunterbau
[Cyan]	40.00	0.00	18.00	Dränage
[Lila]	22.50	10.00	19.00	stabilisierte Deckschicht
[Braun]	17.50	1.00	17.00	bindige Deckschicht
[Gelb]	35.00	0.00	21.00	Talkies
[Grün]	27.50	5.00	21.00	Molasse
[Hellgrün]	20.00	1.00	17.00	Vorschüttung
[Dunkelgrün]	25.00	3.00	20.00	Diamikt

