



Geotechnisches Gutachten zur Dammstandsicherheit

Hochwasserschutz Hüttenberg Sigmaringendorf

bearbeitet im Auftrag der

Gemeinde Sigmaringen
Hauptstraße 9
72517 Sigmaringen

Bad Wurzach-Arnach, den 16.11.2021

Projektnummer: 200707-1

Geschäftsführer:
Dipl.-Geol. Norbert Dostler
Dr.-Ing. Olaf Düser
Dipl.-Geol. Peter Lath
Dipl.-Ing. Stefan Niefer
Dr. rer. nat. Michael Strohmenger

Zweigstelle Bayern:
Leiterberg 5a
87488 Betzigau
Tel. 08304 / 9298-26
Fax. 08304 / 9298-36

Bankverbindung:
Volksbank Biberach eG
IBAN:
DE 74 63 0901 0001 4284 6007
BIC: ULM VDE 66

Sitz: Bad Wurzach – Arnach
Gerichtsstand: Leutkirch i. A.
Handelsregister: HRB 610617
Steuernummer: 91060/31136



Inhalt

- 1 Vorgang und Veranlassung
- 2 Grundlagen
- 3 Ergebnisse der geohydraulischen und erdstatischen Berechnungen
- 4 Weitergehende Empfehlungen für den Dammbau

Anlagen

- 1.1-11 Berechnungsgrundlagen gemäß DIN 1054
- 1.2 Wasserdurchlässigkeit in Abhängigkeit von der Sättigung
- 2.1-2 Berechnungsmodelle der Querprofile 1 und 2
- 3.1-9 Geohydraulische Betrachtungen stationär und instationär
- 4.1-12 Ergebnisse von Böschungs- und Geländebruchberechnungen
- 5.1-8 Betrachtungen zum Gleiten
- 6 Körnungslinien von Verwitterungslehm und Grenzen für Bodentypen nach TGL
- 7.1-2 Vordimensionierung einer Gabionenwand
- 8.1-3 Grundbruch und Setzungen
- 9.1-2 Prinzipskizzen zu den standsicheren Querprofilen 1 und 2

Unterlagen

Grundlagen, Berichte etc.

- [U1] DR. EBEL & CO. INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK UND WASSERWIRTSCHAFT MBH,
Bad Wurzach - Arnach:
- a) Geotechnisches Gutachten AZ 200707:
Hochwasserschutz Hüttenberg, Sigmaringendorf, 12.02.2021
 - b) Zur Verwertung von bindigen Erdstoffen von einer Baumaßnahme aus Sigmaringendorf, E-Mailversand 01.07. und 21.09.2021 an Kovacic-Ingenieure, Sigmaringen
- [U2] Kovacic Ingenieure, Sigmaringen:
- a) Gemeinde Sigmaringendorf, Hüttenberg, Hochwasserrückhaltung;
Lagepläne und Schnittführungen im Bereich Grundablass und Hochwasserentlastung
sowie Nachweis des Stauraums, per E-Mail am 22.10.2021 erhalten
 - b) Gemeinde Sigmaringendorf, Hüttenberg, Hochwasserrückhaltung;
Querprofile 1 und des Dammkörpers, per E-Mail am 27.10.2021 erhalten



Normen, Literatur etc.

- [U3] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, Karlsruhe:
- a) Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), 2011
 - b) Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB), 2013
 - c) Technische Lieferbedingungen für Geotextilien (TLG 2018)
- [U4] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG, ABTEILUNG WASSERSTRABEN, SCHIFFFAHRT (2015): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen . Wasserbau (ZTV-W) für Erdarbeiten (Leistungsbereich 205), BAW-Bibliothek, Ilmenau
- [U5] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V., Berlin (2012): Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen – EBGeo, 2. Aufl.
- [U6] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG, Berlin:
- a) DIN 1054: Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, 12/2010 mit Änderungen/Ergänzungen A1 (08.2012) und A2 (11.2015)
 - b) DIN 4084; Baugrund – Geländebruchberechnungen, 01/2009
 - c) DIN 19700-11; Stauanlagen, Teil 11: Talsperren, 07/2004
 - d) DIN 19712: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern, 01/2013
 - e) 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
 - f) DIN EN 1998; Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teile 1÷5 mit nationalen Anhängen
- [U7] KAST, K. (1985): Spreizsicherheit von Böschungen bei geneigtem Gelände und Durchströmung; Bauingenieur, 60. Jahrgang, S. 519-522
- [U8] FGSV-VERLAG, Köln:
- a) Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln (MBB), FGSV Nr. 551, Ausgabe 2004
 - b) Merkblatt zur Herstellung, Wirkungsweise und Anwendung von Mischbindemitteln, Ausgabe 2012



1 Vorgang und Veranlassung

Für den Hochwasserschutz Hüttenberg wird in Sigmaringendorf ein Dammbauwerk geplant. Hierzu wurden im Jahr 2020 geotechnische Erkundungen und Vorentwürfe für das Sperrbauwerk (Spundwand bzw. Dammkörper) vorgenommen. Die Ergebnisse sind in [U1a] zusammengestellt. Für die weiteren Planungen des Sperrbauwerks wurde die Konstruktion eines homogenen Erddammkörpers favorisiert, s. [U2a und b].

Da der Dammkörper aus gering wasserdurchlässigen Erdstoffen geplant wird, konnte auf weitere Dichtungsmaßnahmen wie z.B. eine wasserseitig verbaute Kunststoffdichtungsbahn bzw. eine Innendichtung bewusst verzichtet werden.

Die Entwicklung einer standsicheren Dammkonstruktion wird nachfolgend unter Berücksichtigung von Erdbebenwirkung erläutert.

2 Grundlagen

2.1 Dammsstützkörper

Es werden zwei Dammsquerprofile betrachtet. Das Querprofil 1 liegt unmittelbar neben dem Bereich des Grundablasses. Das Querprofil 2 befindet sich in einem Bereich, bei dem aus Platzgründen im unteren luftseitigen Dammsabschnitt eine Stützwand geplant wird.

Die Kronenbreite beträgt 3 m und die Böschungsneigungen sind beidseitig mit 1:2 vorgesehen. Die Dammskrone wird nachfolgend einheitlich auf einem Niveau von 595,5 m+NN berücksichtigt.

Die Dammskrone wird befahrbar ausgebildet. Auf einer Breite von 2,5 m wird im Zuge der erdstatischen Betrachtungen eine Verkehrslast von 10 kN/m² angesetzt.

Es wird ein homogener Dammsstützkörper aus vorwiegend bindigen Erdstoffen (Bodengruppen TL, TM, UL, UM oder auch GU, GU* mit einem Feinanteil um 10÷20 M.-% gemäß DIN 18196) geplant. Um ausreichende Scherfestigkeit sicherstellen zu können, wird der Einsatz von hydraulisch wirkendem Bindemittel erforderlich.

2.2 Baugrund

Die Baugrundverhältnisse werden in idealisierter Form gemäß [U1a] berücksichtigt. Unter dem Oberboden stehen Schwemmlerme (nachfolgend als Verwitterungslerme bezeichnet) in vorwiegend steifer und darunter in vorwiegend eher weicher Konsistenz in Mächtigkeiten um jeweils ca. 1,5 m an. Darunter erfolgt der Übergang in den klüftigen Jurakalkstein über eine ca. einen Meter mächtige Felsersatzzone

2.3 Grundwasser

Der Grundwasserspiegel ist erst in größerer Tiefe im Bereich des klüftigen Jurakalksteins vorhanden und wurde mit den in [U1a] benannten geotechnischen Untersuchungen nicht erreicht.



2.4 Wasserspiegel, Absunk, Einstauzeit

Das maximal zu erwartende Stauniveau Z_{H1} liegt bei 595,31 m+NN und entspricht annähernd einem Kronenstau ohne Freibord. Die Auf-, Ein- und Abstauzeiten sind gemäß [U2a] über einen jeweiligen Zeitraum von wenigen Stunden zu erwarten. Im Zuge der instationären Betrachtungen werden folgende Zeitverläufe berücksichtigt:

- Aufstau bis zum Z_{H1} -Niveau: 3 h,
- Einstau auf dem Z_{H1} -Niveau: 21 h,
- Vollständiger Abstau vom Z_{H1} -Niveau: 3 h bzw. 6 h.

2.5 Boden- und Materialkennwerte

Ergänzend zu den Angaben in Tabelle 2 der [U1a] werden in nachfolgender Tabelle 1 charakteristischen bodenmechanischen Rechenwerte festgelegt.

Tabelle 1: Bodenkennwerte (charakteristische Kennwerte)

	Wichte (feucht/u. Auftrieb) γ_k/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 stabilisiert	20 / 10	25	15	20	0,15	$2 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$
Verwitterungslehm	- weich	22,5	2	3	0,15	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$
	- steif	27,5	1	5	0,15	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$
Felszersatz	20 / 11	35	1	20	0,20	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$
Jurakalkstein	21 / 12	35	5	100	0,25	$1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-3}$
Dränage	18 / 10	35	0	50	0,25	$1 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-2}$
Dränage, gealtert	18 / 10	35	0	50	0,10	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

2.6 Bauwerksklasse und Geotechnische Kategorie

Der Dammkörper wird vorwiegend auf geringer tragfähigem Baugrund (bindige Deckschichten) errichtet. Zur Verbesserung der Standfestigkeit und der Gebrauchstauglichkeit werden Zusatzmaßnahmen erforderlich. Das Erdbauwerk liegt gemäß [U1a] in der Erdbebenzone 3. Gemäß Abschnitt 12.1.2 in [U6a] 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.



2.7 Berechnungsquerschnitte

In den Anlagen 2.1÷2 sind die Berechnungsquerschnitte in idealisierter Form wiedergegeben. Dabei wurden auch ungünstigere Randbedingungen berücksichtigt.

2.8 Erdbebenwirkung

Das Dammbauwerk liegt im Bereich der Erdbebenzone 3. Gemäß [U6f] ist der Referenzspitzenwert der Bodenbeschleunigung mit $a_{gR} = 0,8 \text{ m/s}^2$ zu berücksichtigen. Der dimensionslose horizontale Erdbebenbeiwert k_h errechnet sich zu:

$$k_h = a_{gR} \cdot \gamma_l \cdot S / (g \cdot r)$$

mit:

a_{gR} : Referenzspitzenwert der Bodenbeschleunigung in m/s^2 ; hier $0,8 \text{ m/s}^2$

γ_l : Bedeutungswert; hier $1,4$

S: Bodenparameter; hier $1,0$

r: abhängig vom Stützbauwerk; hier $1,0$

g: Erdbeschleunigung; hier $9,81 \text{ m/s}^2$

Mit den zuvor erläuterten Angaben ergibt sich der k_h -Wert zu:

$$k_h = 0,8 \text{ m/s}^2 \cdot 1,4 \cdot 1,0 / (9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,0) = 0,114$$

Der vertikale Erdbebenbeiwert k_v ist wie folgt abzuschätzen:

$$k_v = \pm 0,33 \cdot k_h = \pm 0,038.$$

2.9 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 [U6a] durchgeführt. In den Anlagen 1.1-11 sind die Bemessungssituationen und die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 [U6a] sowie die Lastfallkombinationen im Stauanlagenbau [U6c] 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 (E_d) und des Widerstands (R_d) ermittelt.

Eine standsichere Konstruktion muss dabei folgende Ungleichung erfüllen:

$$E_d - R_d \leq 0$$



Bei den hier vorgenommenen Berechnungen wird der Ausnutzungsgrad μ wie folgt definiert:

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

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 Z_{H1} -Einstau (595,31 m+NN) und für den Wasserspiegelabsenk von diesem Stauniveau angesetzt. Für den Teilausfall der Dammfußdränage wird die außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A berücksichtigt und für den Erdbebenfall treten die Teilsicherheitsbeiwerte der Bemessungssituation BS-E in Kraft.

2.10 Konstruktionsmittel zur Erlangung ausreichender Standsicherheit

Die Materialfestigkeit des Dammkörpers muss derart sein, dass der Ausnutzungsgrad μ unter der maximal zulässigen Grenze von 1,0 gehalten wird. Im Folgenden werden zwei Varianten behandelt, die hier zur Ausführung kommen.

Einbau von Geogitterlagen

Geogitter stellen Bewehrungselemente dar und kommen in neu zu errichtenden Erdbauwerken zum Einsatz. Die Materialeigenschaften der Gitter sind derart zu wählen, dass bereits bei kleinen Verformungen (bis ca. 2 %) vergleichbar große Zugkräfte aufgenommen werden können. Das chemische Milieu (sauer, neutral, stark basisch) spielt bei der Dauerfestigkeit eine wesentliche Rolle. Für die hier vorliegenden Verhältnisse werden einaxial wirkende Geogitter der Fa. NAUE (Espelkamp) vom Typ SECUGRID 120/40 R6 aus PET betrachtet. Das Produkt nimmt vergleichsweise sehr hohe Zugkräfte bei geringer Dehnung und auch extremen Milieubedingungen auf.

Die Geogitter sind auf eine Haltbarkeit von mindestens 100 Jahren zu dimensionieren. Die Zugdehnung ist auf 2 % zu begrenzen, um bauwerksverträgliche Verformungen garantieren zu können.

Die diesem Dehnungswert zugehörige charakteristische Zugkraft F_k ist wie folgt auf die zulässige Gebrauchslast F_d abzumindern [U5]:

$$F_d = \frac{F_k}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma}$$

mit:

A_1 : Kriechverformung für einen Zeitraum von 120 a

A_2 : Einbaustörungen

A_3 : Verbindungen im Überlappungsbereich

A_4 : Umgebungseinflüsse

γ : Teilsicherheitsbeiwert (Bemessungssituation BS-P, BS-T, BS-A)



Die Zugkraft F_k ($\epsilon = 2\%$) und die Faktoren A_i sind produktspezifisch zu ermitteln. Für ein Geogitter aus PET/PES z.B. vom Typ SECUGRID (Fa. NAUE, Espelkamp) ohne Überlappungen in Hauptzugrichtung sind folgende Parameter anzusetzen:

$$A_2 = 1,05; A_3 = 1,0;$$

$$\text{pH-Wert (Boden) } 4,1 \div 8,9 \quad \rightarrow A_4 = 1,0;$$

$$\text{pH-Wert (Boden): } 11,0 \div 12,5 \quad \rightarrow A_4 = 1,18$$

$A_1 = 1,0$, da hier der Zugkraftwert bei einer Dehnungsbeschränkung von 2 % angesetzt wird.

Unter Berücksichtigung der Bemessungssituationen BS-P ($\gamma = 1,4$), BS-T ($\gamma = 1,3$) und BS-A ($\gamma = 1,2$) ergeben sich die in Tabelle 2 aufgeführten zulässigen Gebrauchslasten.

Tabelle 2: Dimensionierung Geogitter und zulässige Gebrauchslasten unter Berücksichtigung von Abminderungsfaktoren, Teilsicherheitsbeiwerten und chemischem Milieu

Geogittertyp (System NAUE)	F_k ($\epsilon=2\%$) in kN/m	$F_d^{1)}$ in kN/m					
		pH-Wert 4,1 ÷ 9,0 ohne Bindemittel			pH-Wert 11,0 ÷ 12,5 mit Bindemittel		
		BS-P	BS-T	BS-A	BS-P	BS-T	BS-A
120 / 40 R6	42	28	30	33	24	26	28

¹⁾ ohne Zwischenstöße

Stabilisierung von Erdstoffen mit hydraulisch wirksamem Bindemittel

Das Einmischen eines hydraulisch wirkenden Bindemittels steigert die Einbaubarkeit eines ansonsten zu feuchten Erdstoffs und die Scherfestigkeit (insbesondere den Scherparameter Kohäsion).

Hier ist der oberflächennahe Baugrund unter der Dammaufstandsfläche durch Einmischen von hydraulisch wirkendem Bindemittel in seinen Festigkeitseigenschaften zu verbessern. Durch die Stabilisierung soll ein gewisses Verdichtungswiderlager für den weiteren Dammaufbau geschaffen werden. Der Dammkörper wird ebenfalls beim Einbau mit Bindemittel versetzt. Die Merkblätter zur Bodenstabilisierung [U8a] und [U8b] sind zu beachten. Für die Stabilisierungsmaßnahmen sind leistungsfähige Bodenfräsen mit einer Wirtiefe um 0,5 m einzusetzen.



3 Ergebnisse der geohydraulischen und erdstatischen Berechnungen

3.1 Geohydraulische Betrachtungen

Die geohydraulischen Berechnungen wurden für den stationären und 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 1.2 für unterschiedliche Erdstoffarten angegeben.

Die Durchsickerung des Baugrunds im Stauraum bei Einstau erfolgt in Gravitationsrichtung, da der Grundwasserspiegel deutlich unter Geländeniveau liegt.

Im stationären Zustand bilden sich die Sickerlinien im Dammkörper unabhängig vom eingebauten Erdstoff (schluffiger Kies/Sand oder feinkörniges Material) gleichartig aus. Die den Damm durchsickernden Wassermengen werden bei Aufbau mit schluffigem Kies/Sand größer sein als bei feinkörnigem Aufbau. Nachfolgend werden die Betrachtungen für einen Dammaufbau aus schluffigem Kies/Sand vorgenommen.

3.1.1 Querprofil 1, Einstau 595,31 m+NN (Z_{H1})

Stationäre Verhältnisse

Ohne eine luftseitige Fußdränage tritt die Sickerlinie im oberen luftseitigen Böschungsbereich aus, s. Anlage 3.1. Diese Situation gefährdet die Standsicherheit und ist somit unbedingt zu vermeiden. Mit Fußdränage wird die Sickerlinie deutlich im Dammkörper gehalten, s. Anlage 3.2. Die ungefähre Fließzeit eines Wasserteilchens im Dammkörper von der Stauraum- zur Luftseite wurde in Anlage 3.3 betrachtet. Die Fließzeit beträgt mehrere Tage.

Wird im luftseitigen unteren Dammbereich aus noch näher zu erläuternden Standsicherheitsgründen ein undurchlässiger Sporn angeordnet, ändern sich die Strömungsverhältnisse im Dammbereich nicht, s. Anlage 3.4 im Vergleich zu Anlage 3.2.

Nimmt die Wasserdurchlässigkeit der Fußdränage mit der Zeit z.B. durch Feinkorneintrag (Alterung) deutlich ab, kann die Sickerlinie nicht mehr gesichert im Dammkörper gehalten werden, s. Anlage 3.5.



Instationäre Verhältnisse

Ein mehrtägiger Einstau tritt gemäß [U2a] nicht auf, auch ein Einstau auf Z_{H1} -Niveau ist demzufolge rechnerisch nur über wenige Stunden zu erwarten. Hier wird vorsorglich ein längerer Zeitraum simuliert (Aufstau und Einstau über insgesamt 24 h).

Aufstau über 3h: Der wasserseitige Dammkörper wird in diesem Zeitraum nur geringfügig aufgesättigt, s. Anlage 3.6.

Einstau über 21 h: Eine Aufsättigung des Dammkörpers tritt nur bis in den Bereich der stauraumseitigen Böschungsschulter auf, weiter luftseitig findet noch keine Durchsickerung statt, s. Anlage 3.7.

Abstau über 3h: Im wasserseitigen Böschungsbereich verbleibt ein „Sickerwasserberg“, der zu einer Wirkung von Strömungskräften in Richtung Stauraum führt, s. Anlage 3.8.

Abstau über 6 h: Erfolgt der Abstau in doppelter Zeit gegenüber zuvor, ist die Ausprägung des verbleibenden „Sickerwasserbergs“ geringer, s. Anlage 3.9.

3.1.2 Querprofil 2

Auf Berechnungen wurde verzichtet, da gleiche Strömungsverhältnisse wie im Querprofil 1 auftreten werden. Die geplante Gabionenwand fungiert als Dammdränage. Sollte hingegen ein wasserundurchlässiger Wandkörper (z.B. Winkelstützwand) verbaut werden, ist zwischen Dammkörper und Betonwand ein Dränagekörper einzuplanen.

3.2 Böschungs- und Geländebruchsicherheit

Die Berechnungen werden 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.

Als Verdichtungswiderlager wird die Dammaufstandsfläche nach Abtrag des Oberbodens bis in eine Tiefe um 0,5 m mit hydraulisch wirkendem Mischbindemittel stabilisiert.

Nachfolgend werden die Ergebnisse von Berechnungen für einen Dammaufbau aus feinkörnigen bindigen Erdstoffen (Bodengruppen UL, UM, TL und TM gemäß DIN 18196) mit Bindemittelstabilisierung erläutert.



3.2.1 Querprofil 1

Luftseite (Einstauniveau 595,31 m+NN)

Ohne den Einbau von Geogittern wird auch bei Bindemittelstabilisierung gerade keine ausreichende Standsicherheit bei Einstau auf Z_{H1} -Niveau nachgewiesen, s. Anlage 4.1. Mit drei Lagen dehnteifer Geogitter im Dammsohlbereich errechnet sich der maximale Ausnutzungsgrad im zulässigen Bereich zu 0,92, s. Anlage 4.2. Mit Einbau eines Sporns im luftseitigen Dammfußbereich verringert sich der Ausnutzungsgrad unter sonst gleichen Randbedingungen auf einen Maximalwert von 0,76, s. Anlage 4.3.

Bei Erdbebenwirkung wird trotz Geogittern und Bindemittelstabilisierung des Dammkörpers ein Ausnutzungsgrad über 1,0 errechnet, s. Anlage 4.4. Mit Berücksichtigung des Sporns liegt der maximale Ausnutzungsgrad mit einem Wert von 0,90 im zulässigen Bereich, s. Anlage 4.5.

Bei Alterung der Fußdränage kommt es unter Umständen zu einem Anstieg der Sickerlinie im luftseitigen Dammkörperbereich. Mit einem Sporn, Geogittern und Bindemittelstabilisierung errechnet sich der maximale Ausnutzungsgrad zu einem Wert von 0,79, s. Anlage 4.6.

Wasserseite (Absunk)

Bei rascher Stauraumentleerung innerhalb von drei Stunden verbleibt im Dammkörper ein „Sickerwasserberg“. In dieser Situation wird bei Einbau der Geogitter und der Bindemittelstabilisierung ein maximaler Ausnutzungsgrad von 0,79 errechnet, s. Anlage 4.7.

Mit Erdbebenwirkung liegt unter sonst gleichen Randbedingungen der maximale Ausnutzungsgrad rechnerisch bei einem Wert von 0,85, s. Anlage 4.8.

3.2.2 Querprofil 2

Luftseite (Einstauniveau 595,31 m+NN)

Bei Einbau der Geogitter und Stabilisierungsmaßnahmen mit Bindemittel liegt der maximale Ausnutzungsgrad bei $\mu = 0,88$, s. Anlage 4.9.

Mit Erdbebenwirkung wird der höchst zulässige Ausnutzungsgrad überschritten, s. Anlage 4.10. Unter Berücksichtigung eines Sporns im luftseitigen Dammfußbereich wird unter sonst gleichen Randbedingungen ein maximaler Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,85$ bestimmt, s. Anlage 4.11.

Wasserseite (Absunk)

Bei rascher Stauraumentleerung innerhalb von drei Stunden verbleibt im Dammkörper ein „Sickerwasserberg“. In dieser Situation wird bei Einbau der Geogitter und der Bindemittelstabilisierung ein maximaler Ausnutzungsgrad von 0,74 errechnet, s. Anlage 4.12.

Mit Erdbebenwirkung liegt unter sonst gleichen Randbedingungen der maximale Ausnutzungsgrad rechnerisch bei einem Wert von 0,77, s. Anlage 4.13.



3.3 Gleiten

Es wurden ebene Bruchflächen nach JANBU im Falle eines Z_{H1} -Einstaus betrachtet. Für die Berechnungen wurden der Baugrund im Bereich der Verwitterungsböden und des Felszersatzes als kohäsionslos angesetzt. Verkehrslasten wurden nur berücksichtigt, soweit diese ungünstig wirken.

Querprofil 1

In Anlage 5.1 ist der Variationsbereich mit den untersuchten Bruchebenen dargestellt. Ohne Erdbebenwirkung errechnet sich der maximale Ausnutzungsgrad zu 0,91, das zugehörige Bruchbild ist in Anlage 5.2 dargestellt. Tritt im Einstaufall Erdbeben auf, dann ist das System nicht standsicher, der Ausnutzungsgrad erreicht Werte von deutlich über 1, s. Anlage 5.3. Mit Einbau eines Sporns im luftseitigen Dammbereich, der zur Tiefe bis in den Felsersatz geführt wird, wird in dieser Situation ein gerade noch zulässiger Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,99$ errechnet, s. Anlage 5.4.

Querprofil 2

Die Betrachtungen wurden wie zuvor erläutert ausgeführt. Der Variationsbereich der untersuchten Bruchfugen ist in Anlage 5.5 dargestellt. Ohne Erdbebenwirkung errechnet sich der maximale Ausnutzungsgrad zu 0,90, s. Anlage 5.6. Bei Erbebenwirkung können durch den zuvor erläuterten Sporn standsichere Verhältnisse geschaffen werden, s. Anlagen 5.7÷8. Der maximale Ausnutzungsgrad mit Sporn liegt bei 0,82.

3.4 Spreizwirkung am Dammfuß

Spreizwirkungen am Dammfuß treten wegen der Geogitter und der Stabilisierung mit hydraulischem Bindemittel nicht auf. Auf entsprechende Nachweisführungen wurde verzichtet.

3.5 Innere Suffosion, Innere Erosion, Filterstabilität

Der Dammkörper sowie die direkt unterlagernden Schichten sind infolge der Bindemittelstabilisierung bzw. des kohäsiven Charakters als nicht erosiv und anfällig bezüglich Suffosion einzuschätzen. Entsprechende geohydraulische Nachweise können somit entfallen.

Die Filterstabilität der Dammfußdränage zu den umgebenden Erdstoffen ist sicherzustellen. Zudem muss ein Feinteileintrag in den Dränagekörper, der zu einer allmählichen Verringerung der Wasserdurchlässigkeit desselben führt (Alterung) sicher verhindert werden.

Es wurde untersucht, mit welchem geotextilen Filter hier ausreichende Filterstabilität zwischen Untergrund bzw. Dammkörper und Dränagekörper erreicht werden kann. Die Untersuchungen wurden gemäß [U3c] mit dem Bodentypverfahren gemäß TLG (Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und Geotextil verwandte Produkte an Wasserstraßen) ausgeführt.

In Anlage 6 sind die Korngrößenverteilungen der Verwitterungslehme [U1a] den Grenzbereichen der Bodentypen A, B und C gemäß TLG 2018 gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass die durch Strömung mobilisierbaren Korngrößen (Grobschluff bis Kies) im Bereich der genannten Bodentypen liegen. Gleiches ist für das Dammbaumaterial zu erwarten, wenn dieser aus den



Bodengruppen TL, TM, UL, UM, GU, GU* gemäß DIN 18196 aufgebaut wird. Die durch Wasserströmung mobilisierbaren Korngrößenabschnitte liegen innerhalb der zulässigen Bereiche für die Bodentypen A, B und C.

3.6 Dammsetzungen

Die Baugrundverformungen wurden unter Berücksichtigung der statischen Belastung aus dem Dammkörper in idealisierter Form ermittelt. Der Dammkörper wird als Ausschnitt eines Linienbauwerks mit einer Länge von 30 m und einer Breite um 15 m betrachtet. Die statische Sohlendruckspannung liegt bei einer Dammhöhe um 5,5 m und einer Wichte von 20 kN/m³ im Bereich von 110 kN/m². Die Grenztiefe wird auf einen üblichen 20 %-Wert gesetzt (*Anm.: Der zugehörige Tiefenbereich liegt in Baugrundsichten, aus denen bei statischer Belastung nur untergeordnet Vertikalverformungen resultieren*). Die Setzungen sind in einer Größenordnung um 11÷12 cm abzuschätzen, s. Anlage 8.1. Hinzu kommen noch Eigensetzungen, die auch bei guter Verdichtung nicht auszuschließen sind, in einer Größenordnung von ca. 0,5÷1 % (stabilisierter Erdstoff).

3.7 Vordimensionierung einer Gabionenwand

Es wurden erdstatische Berechnungen für eine Gabionenwand mit einer freien Mauerhöhe von 2 m ausgeführt und dabei u.a. die nachfolgenden Randbedingungen berücksichtigt:

- Die Wand ist mit einer Neigung um 5:1 gegen den Dammkörper geneigt. Die Böschungsneigung des Dammkörpers oberhalb der Wand liegt bei 1:2
- Die Höhe der einzelnen Drahtschotterkörbe wird mit 0,5 m angesetzt. Die Füllung der Drahtschotterkörper hat eine Wichte um 18 kN/m³. Die Körbe sind untereinander kraftschlüssig verbunden.
- Auf der Dammkrone wird eine Ersatzflächenlast von 10 kN/m² angesetzt.
- Der passive Erddruck nimmt für die Berechnung maximal die Größenordnung an, die durch den aktiven Erddruck entsteht.
- Auf der aktiven Erddruckseite wird Mindesterdruddruck berücksichtigt.
- Die im Dammkörper erforderlichen drei Geogitterlagen werden mit der Gabionenwand kraftschlüssig verbunden.
- Die Mindesteinbindetiefe der Gründung (Frost- und Standsicherheit) in den Baugrund beträgt 1,2 m.
- Der wasserdurchlässige Wandkörper wirkt wie eine Drainage. Damit wird die Sickerlinie analog zu den Berechnungen für Querprofil 1 äußerst flach im Damm gehalten. Wasserdruck auf die Wand entsteht damit nicht.

Um eine standsichere Konstruktion erreichen zu können, wurden diverse hier nicht näher dokumentierte Vorberechnungen erforderlich. Das in Anlage 7.1 zusammengestellte Berechnungsergebnis spiegelt für die Bemessungssituation BS-P eine standsichere Lösung wider.



Die Wandelemente haben eine Breite von 1,5 m und eine Höhe von jeweils 0,5 m. Das Betonfundament hat eine Breite von 2 m und einer Einbindetiefe von mindestens 1,5 m. Die Fundamentsetzungen sind rechnerisch in einer Größenordnung um 2 cm abzuschätzen.

Weiterhin wurde der Erdbebenfall (BS-E) untersucht. Auch für diese Beanspruchung liegen für den Wandkörper ausreichend standsichere Verhältnisse vor, s. Anlage 7.2.

3.8 Gründung der Massivbauwerke

Das Drosselbauwerk, die Leitung des Grundablasses und die Hochwasserentlastung sind lagestabil zu gründen. Hierzu wurden Grundbruch- und Setzungsberechnungen nach DIN 4017 / DIN 4019 ausgeführt. Die Belastung erfolgt zentrisch und lotrecht. Es wurde eine Grenztiefe von 20 % angesetzt. Der Anteil der veränderlichen Lasten wird zunächst mit 50 % abgeschätzt. Es wurden die Bemessungssituation BS-P nach DIN 1054 angesetzt.

Achtung:

Es ist zu beachten, dass die angegebenen Werte Bemessungswerte des Sohlwiderstands nach DIN 1054: 2010 sind und keine aufnehmbaren Sohldrücke bzw. zulässigen Bodenpressungen im Sinne der älteren Versionen der DIN 1054 wiedergeben. Die Bemessungswerte des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ sind dem Bemessungswert der Sohlpressung $\sigma_{E,d}$ gegenüberzustellen. Für Betrachtungen zum Setzungsverhalten ist der charakteristische Wert der Sohlpressung $\sigma_{E,k}$ heranzuziehen.

In Anlage 8.2 sind die Berechnungsergebnisse für die Gründung eines quadratischen Einzelfundaments im Tiefenbereich des weichen Verwitterungslehms dargestellt. Für einen charakteristischen Wert der Sohlpressung von beispielsweise $\sigma_{E,k} \approx 200 \text{ kN/m}^2$ errechnen sich für eine Fundamentbreite $b = 3 \text{ m}$ Setzungen um 7,5 cm. Grundbruchsicherheit ist gewährleistet. Wird unter sonst gleichen Verhältnissen die Gründung bis in den Bereich des Felsersatzes geführt, liegen die Setzungen in einer Größenordnung von $1 \div 1,5 \text{ cm}$, s. Anlage 8.3 In dieser Gründungstiefe können auch deutliche höhere Sohldruckspannungen standsicher abgetragen werden. Beispielsweise führt eine charakteristische Sohlpressung von 400 kN/m^2 zu einer Setzung um 2,6 cm.



4 Weitergehende Empfehlungen für den Dammbau

Die durchgeführten erdstatischen und geohydraulischen Betrachtungen zeigen, dass eine, den aktuellen Regeln der Technik entsprechende, standsichere Ausbildung des Dammkörpers mit Bindemittelstabilisierung, Einbau von dehnsteifen Geogittern und Anordnung eines Sporns im luftseitigen Dammbereich möglich ist.

In den Anlagen 9.1÷2 sind in Prinzipskizzen die wesentlichen Anforderungsmerkmale zur standsicheren Ausbildung des Dammkörpers in den Querprofilen 1 und 2 wiedergegeben. Die folgenden Aspekte sind im Zuge der weiteren Planungen zu beachten:

- Die unter dem Oberboden anstehende Baugrundsicht ist in einer Stärke um 0,5 m mit hydraulischem Mischbindemittel zu stabilisieren. Vorbehaltlich einer Eignungsprüfung kann ein Mischbindemittel in einer Dosierung um 3÷4 Massen-% eingesetzt werden.
Die Einmischung erfolgt mit einer leistungsstarken, geländegängigen Bodenfräse; [U8a] und [U8b] sind zu beachten. Die Stabilisierungsarbeiten bedürfen einer besonderen Sachkunde und sind nur von dafür qualifizierten Fachfirmen auszuführen.
Nach Verdichtung und kurzer Abbindezeit wird so ein ausreichend tragfähiges Verdichtungswiderlager für den weiteren Dammaufbau geschaffen.
- Die Stabilisierungsmaßnahmen finden u.a. im Nahbereich zu einem Fließgewässer statt. Es ist sicherzustellen, dass durch den Bindemittelseinsatz keine Umweltbeeinträchtigungen auftreten.
- Das Erdplanum in den bindigen Deckschichten reagiert vor der Stabilisierung 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 feinkörnigen Erdstoffen (Bodengruppen UL, UM, TL und TM nach DIN 18196) oder auch aus schluffigem Kies/Sand (Bodengruppen GU und GU* nach DIN 18196, Feinkornanteil im Bereich von 10÷20 Massen-%) aufgebaut werden. In allen Fällen ist hydraulisches Mischbindemittel zuzusetzen. Die Bindemittelart und die erforderliche Dosierung sind über eine Eignungsprüfung (qualifizierte Bodenverbesserung) festzulegen. Der benötigte Zeitraum für eine vollständige Eignungsprüfung gemäß [U8a] und [U8b] beträgt in der Regel vier bis sechs Wochen. Es sind dauerhaft die Festigkeitswerte gemäß Tabelle 1 nachzuweisen und einzuhalten.
- Geogitter
Auf Höhe Geländeniveau ist vom wasserseitigen zum luftseitigen Dammfuß eine Lage dehnsteifes Geogitter anzuordnen. Bei 2 % Dehnung muss das Gitter unter Berücksichtigung aller Abminderungsfaktoren für eine Nutzungsdauer von mindestens 100 Jahren eine Zugkraft von $F_d \geq 24 \text{ kN/m}$ (pH-Wert der umgebenden Erdstoffe 11÷12,5) aufnehmen können. Weitere zwei Geogitterlagen sind im jeweiligen Vertikalabstand um 0,5 m einzubauen.
Es ist beispielsweise ein vorwiegend einaxial wirkendes Geogitter vom Typ SECUGRID 120/40 R6 (PES/PET, Fa. Naue, Espelkamp) verwendbar. Auch als gleichwertig nachgewiesene Produkte können verwendet werden. Das Produkt ist zu dimensionieren.



Es ist ein **Verlegeplan** auszuarbeiten. Die Hauptzugkrafttrichtung liegt in Richtung zwischen den beiden Dammfüßen, also **quer zur Dammtrasse**. Quer zur Dammtrasse sind keine Überlappungen vorzusehen. In Trassenlängsrichtung beträgt die Überlappung mindestens 0,2 m.

- Der Dammkörper wird in Lagenstärken von nicht mehr als 30 cm aufgebaut. Der Verdichtungsgrad ist mit mindestens 98 % der einfachen Proctordichte nachzuweisen. Es müssen die in Tabelle 1 benannten bodenmechanischen Eigenschaften nachgewiesen werden. **Um sicherzustellen, dass zumindest größere Dammabschnitte aus gleichartigen Erdstoffen aufgebaut werden, sind die verfügbaren Lagerstättenmasse sowie die Produktqualität nachzuweisen.**
- Die Dammfußdränage ist 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÷C nach BAW [U3c]) abfiltern kann. Material- und Produktbeständigkeit muss nachweislich mindestens 100 Jahre betragen.
- Um ausreichende Dammstandsicherheit auch im Erdbebenfall gewährleisten zu können, ist im luftseitigen Dammbereich ein Sporn einzubauen. Der Sporn bindet zur Tiefe mindestens 0,3 m in den Felsersatz und vollständig in die stabilisierte Dammaufstandsebene ein. Beispielsweise kann eine mit Steckträgern bewehrte Betonwand eingebaut werden. Für den Einbau wird voraussichtlich der Einsatz eines Tafelverbaus erforderlich. Vorbehaltlich einer exakten statischen Dimensionierung kann als Trägerprofil ein HEB300 mit einem Achsabstand um zwei Meter und eine Betonwanddicke von 0,5 m kalkuliert werden.
- Unter Berücksichtigung von langfristig eintretenden Eigen- und Untergrundverformungen ist der Dammkörper vorsorglich um ca. 15 cm höher herzustellen.
- Der zeitliche Verlauf der Verformungen des Untergrunds und des Dammkörpers ist über geodätische Messungen zu ermitteln. Hierzu ist an ausgewählten Stellen (z.B. im Bereich der größten Dammhöhe sowie rechts und links zu den Talflanken hin) unter dem Dammkronenbereich in der Aufstandsfläche jeweils ein Stangen-Extensometer zu installieren und mit Schüttung des Erdkörpers zu verlängern (Grundplatte ca. 0,5 m x 0,5 m aus verzinktem Stahl, 1"-Verlängerungsstangen aus verzinktem Stahlrohr, mobiler Anfahrerschutz z.B. Stahlbetonrohr, das mit der Schüttung jeweils hochgesetzt wird). Hiermit werden die Verformungen im Bereich der Dammaufstandsfläche und darunter erfasst. Im Kronenbereich sind abschließend frostsicher gegründete Höhen- und Lagepunkte einzubauen (Messung der Gesamtverformung nach Herstellung des Erdkörpers).
Die Stangenextensometer sind im Zuge des Dammaufbaus regelmäßig geodätisch zu überwachen, z.B. vor und nach Aufbau einer neuen Schüttlage sowie in Schüttpausen im wöchentlichen Abstand.
Nach Aufbau des Dammkörpers sind zur Feststellung der zeitlichen Entwicklung der Verformungen geodätische Vermessungen zunächst in Abständen von 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 16 und 24 Wochen ab Erreichen der planmäßigen Kronenhöhe vorzunehmen. Weitere Messungen sind nach Bedarf zwischenschalten oder auszusetzen. Darüber hinaus erforderliche Messungen sind im Rahmen der Bauwerksüberwachung vorzunehmen.



- Die freigelegte Aufstandsfläche 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 für die Eigen- und Fremdüberwachung auszuarbeiten.
- Für die im oberen Bereich der orografisch linken Hangböschung vorhandene Stützwand sind Beweissicherungsmaßnahmen vor, während und nach Herstellung des Dammkörpers vorzunehmen. Die Standsicherheit der Konstruktion im jetzigen Zustand ist vorsorglich statisch zu untersuchen. In diesem Zusammenhang ist die Beobachtungsmethode gemäß [U6a] einzuplanen (Bauwerksbeobachtung während der Bauarbeiten, Erschütterungsmessungen im Zuge der Verdichtungsarbeiten, Rissmonitoring etc.).
- Die durchwurzelbare Deckschicht auf dem Dammkörper ist kraftschlüssig mit dem Stützkörper zu verbinden. Ggf. sind hier Abtreppungen zur Verzahnung o.ä. vorzusehen.

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 geotechnisch 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.

Projektbearbeiter: Dr.-Ing. Olaf Düser

Dr. Ebel & Co. GmbH



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

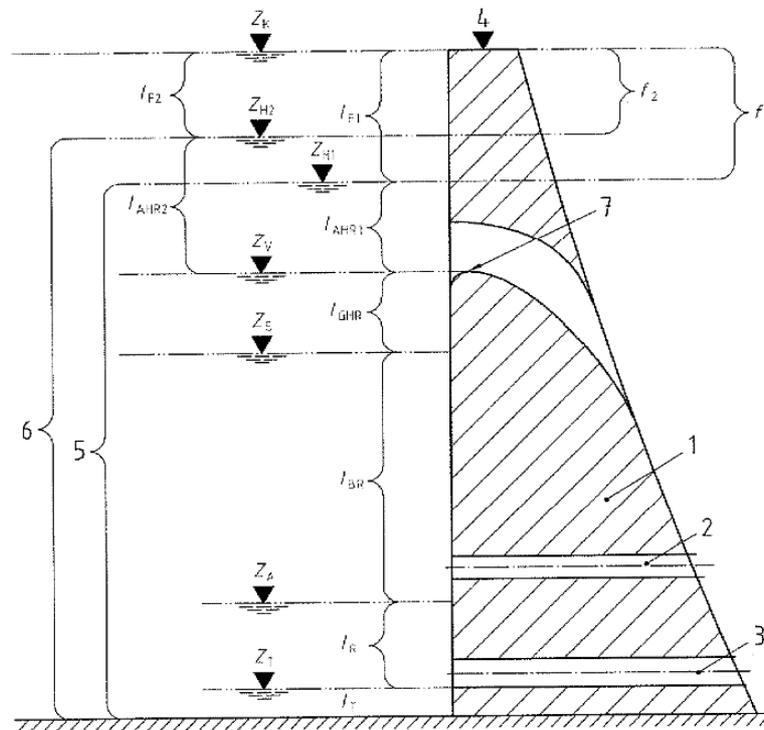
Z_{H2} Hochwasserstauziel 2 infolge BHQ2 im Hochwasserbemessungsfall 2

Z_s Stauziel (bei Hochwasserrückhaltebecken Dauerstauziel Z_D)

**Bemessungssituationen und Einwirkungen an kleinen Stauanlagen
 gemäß Merkblatt DWA-M 522, Stand 05.2015
 [DWA-Regelwerk; kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken]**

Einwirkungen nach EC 7-1	Bemessungssituationen									
	BS-P				BS-T			BS-A		BS-E
	P.1	P.2	P.3	P.4	T.1	T.2	T.3	A.1	A.2	E.1
Ständige Einwirkungen										
Eigenlast, Erddruck, Überschüttung	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Veränderliche Einwirkungen										
Verkehrslasten	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_s										x
Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_v	x						x		x	
Wasserdruck und Strömungskraft bei Teilstau		x								
Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_{H1}					x					
Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_{H2}								x		
Wasserdruck und Strömungskraft infolge betriebsbedingter Stauspiegelabsenkung aus Z_s				x						
Wasserdruck und Strömungskraft infolge schnellstmöglicher Stauspiegelabsenkung aus Z_v						x				
Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände, Bauzustände							x			
Außergewöhnliche Einwirkungen/Zustände										
Einwirkungen infolge Ausfall oder eingeschränkte Wirkung von Dichtungen, Dränagen oder weiteren sicherheitsrelevanten Einrichtungen									x	
Einwirkungen infolge Erdbeben										
Bemessungserdbeben										x
ANMERKUNG ZUM WASSERDRUCK										
Für geotechnische Nachweise nach DIN 1054 sind die aus Wasserdruck- und Strömungskräften resultierenden charakteristischen Einwirkungen, unabhängig von ihrer Einstufung als veränderliche Einwirkungen, mit den Teilsicherheitsbeiwerten von ständigen Einwirkungen zu belegen.										
BS-T Bemessungssituation	– vorübergehende (<i>transient</i>) Situation					Z_{H1}	Hochwasserstauziel 1			
BS-P Bemessungssituation	– ständige (<i>persistent</i>) Situation					Z_{H2}	Hochwasserstauziel 2			
BS-A Bemessungssituation	– außergewöhnliche (<i>accidental</i>) Situation					Z_s	Stauziel			
BS-E Bemessungssituation	– Erdbeben					Z_v	Vollstau			

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	Absenziel
4	Kronenhöhe	Z _T	Tiefstes Absenziel
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 $\gamma_M^{3)}$ für geotechnische 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:

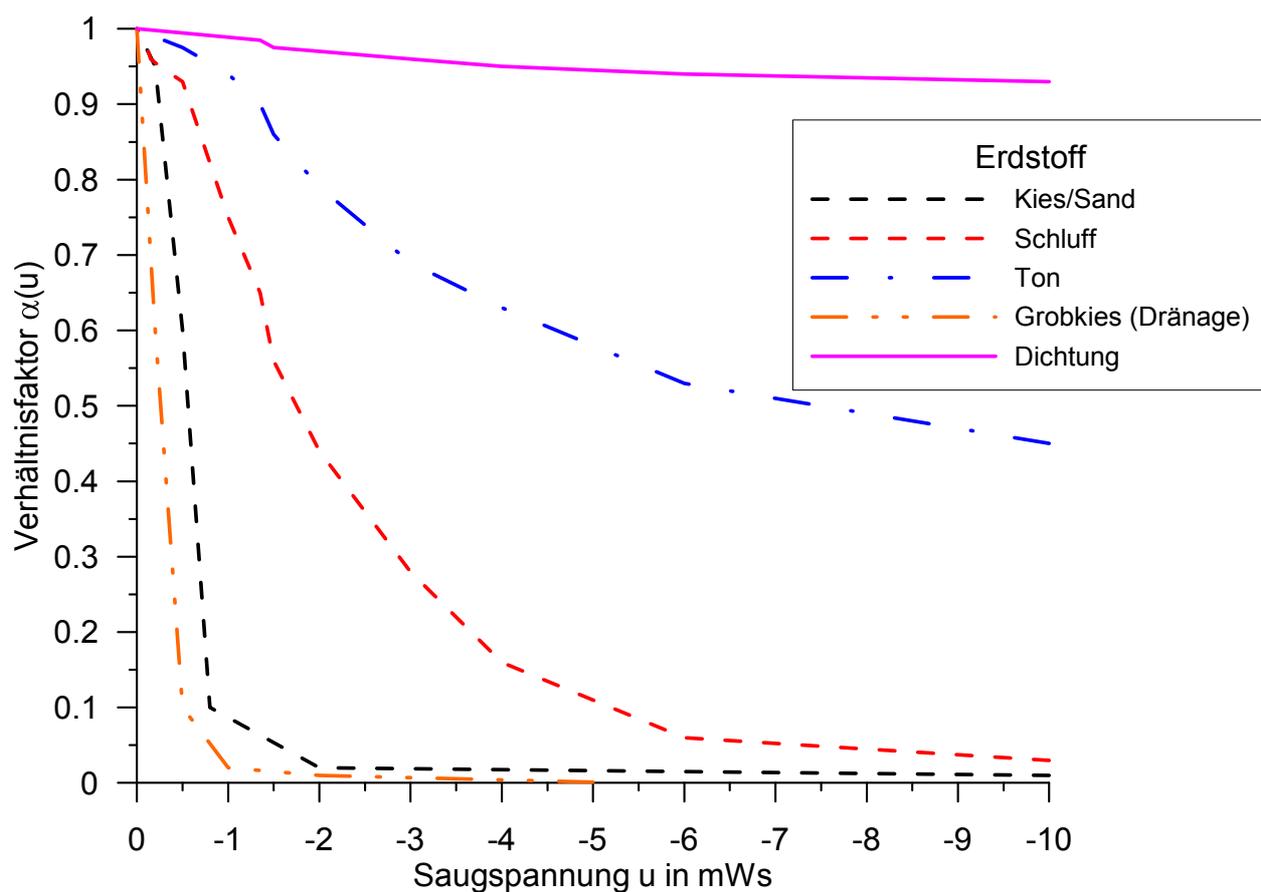
- 1) Der Teilsicherheitsbeiwert für den Mantelwiderstand des Stahlzugglieds aus Spannstahl und Betonstahl ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 in DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau) mit $\gamma_M = 1,15$ angegeben
- 2) Der Teilsicherheitsbeiwert für 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

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

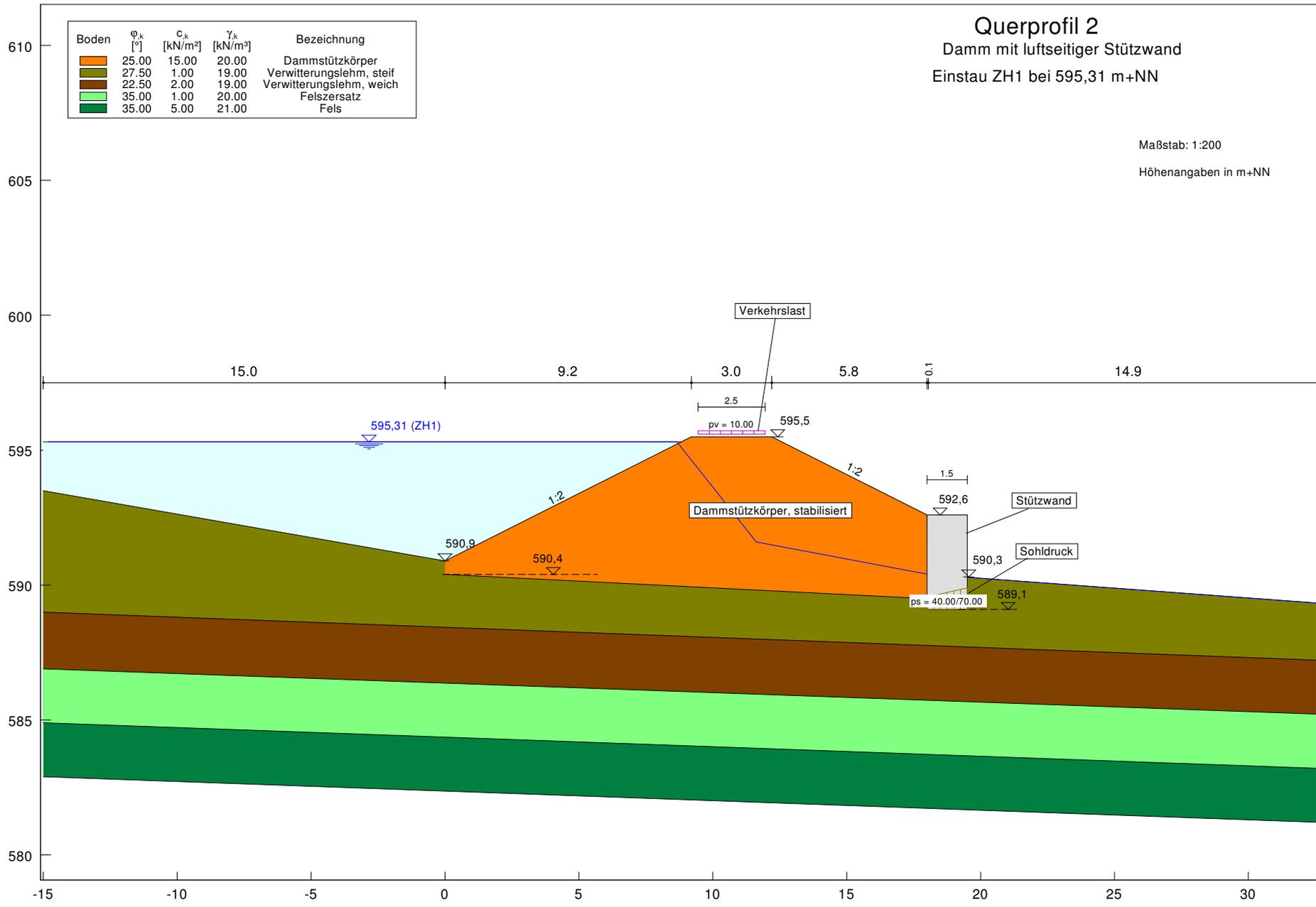


Berechnungsmodell

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Querprofil 2
 Dammbauwerk mit luftseitiger Stützwand
 Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN

Maßstab: 1:200
 Höhenangaben in m+NN



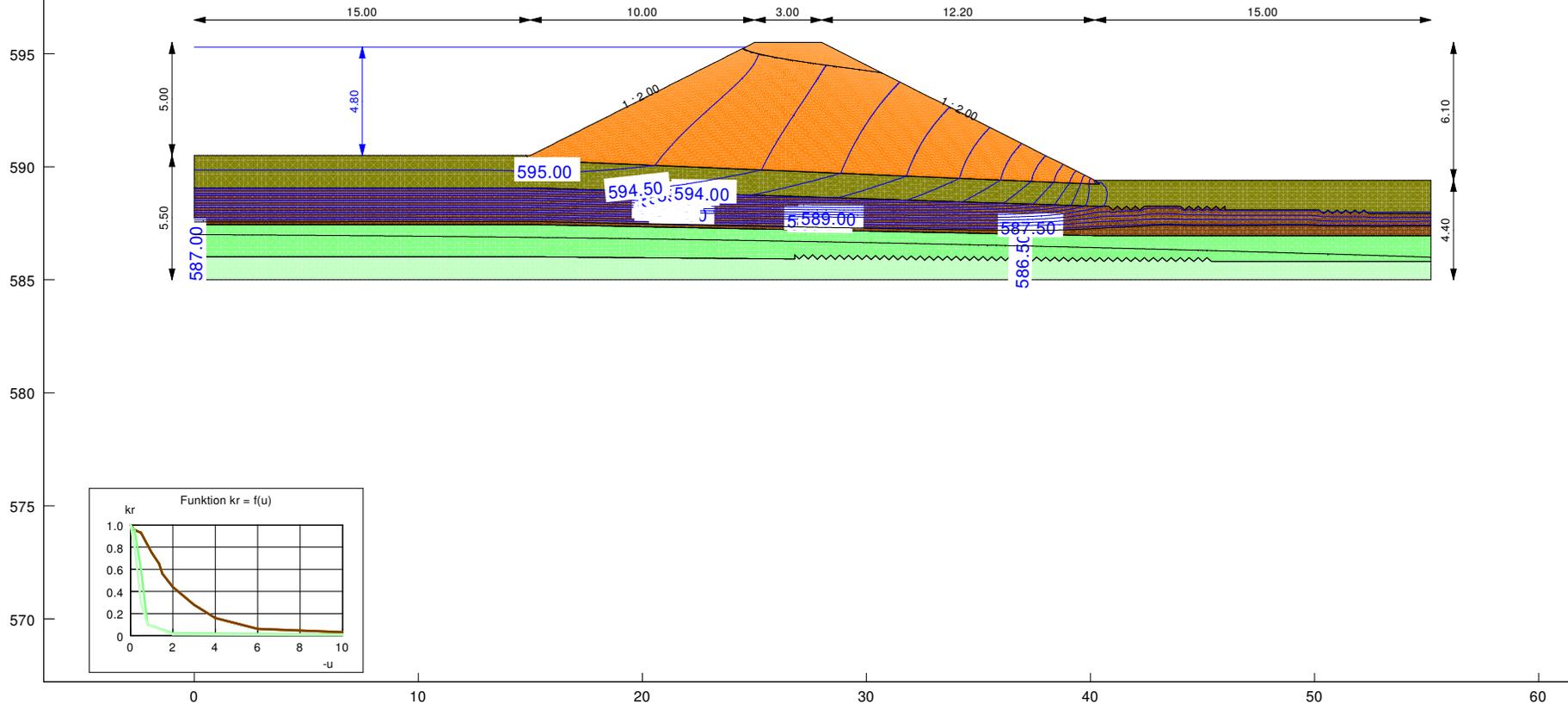
Geohydraulik stationär

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Ohne Fußdränage

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Schwemmlehm steif
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.15	Schwemmlehm weich
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Felsersatz
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.25	Fels, klüftig

Isolinien Potentiale



Geohydraulik, stationär

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Fußdränage

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Schwemmlehm steif
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.15	Schwemmlehm weich
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Felsersatz
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.25	Fels, klüftig
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.25	Dränage

610

605

Isolinien Potentiale

600

595

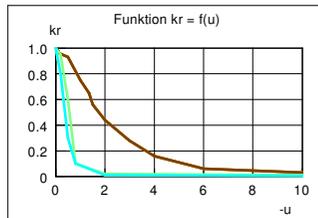
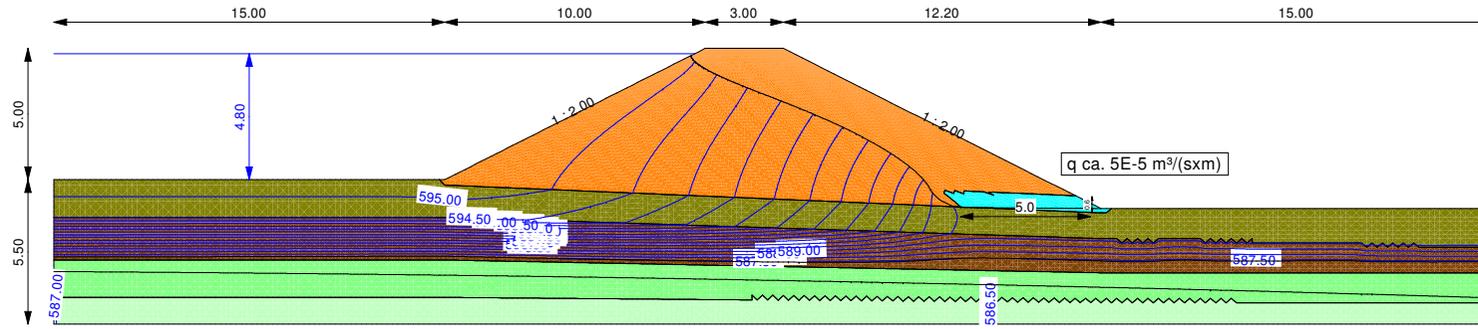
590

585

580

575

570



0

10

20

30

40

50

60

Geohydraulik, stationär

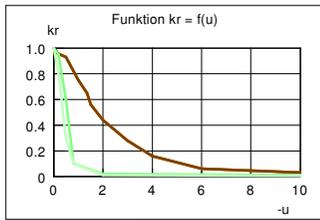
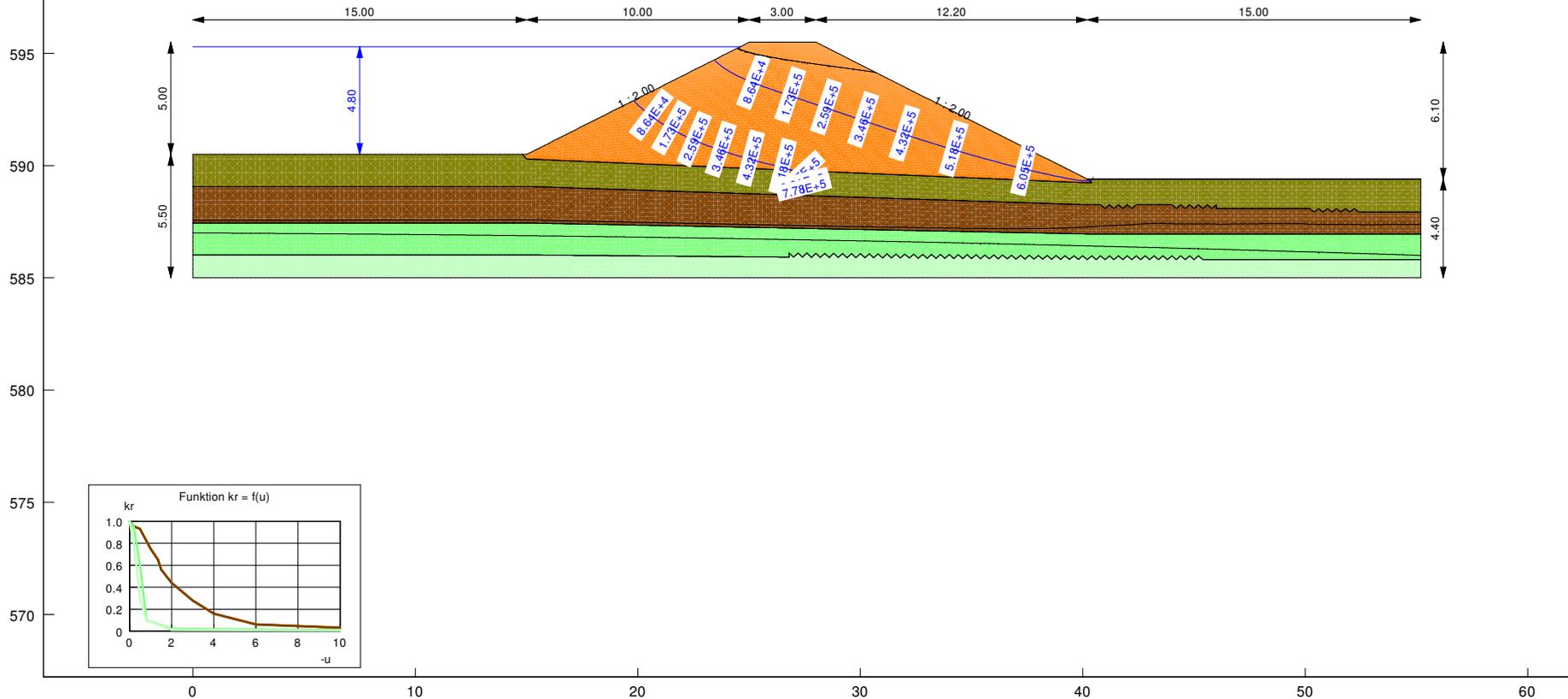
Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Ohne Fußdränage
 Fließzeiten im Dammkörper

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Schwemmelemm steif
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.15	Schwemmelemm weich
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Felsersatz
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.25	Fels, klüftig

$8,64E+4 \text{ sec} = 86.400 \text{ sec} = 1 \text{ d}$

Stromlinien
 Streckeninkrement = $1.00E-1 \text{ m}$
 Endzeit = $8.64E+5 \text{ s}$



Geohydraulik, stationär

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Fußdränage
 Sporn im luftseitigen Dammfußbereich

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Schwemmlehm steif
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.15	Schwemmlehm weich
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Felsersatz
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.25	Fels, klüftig
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.25	Dränage

610

605

Isolinien Potentiale

600

595

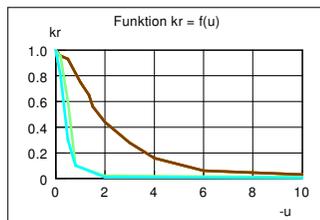
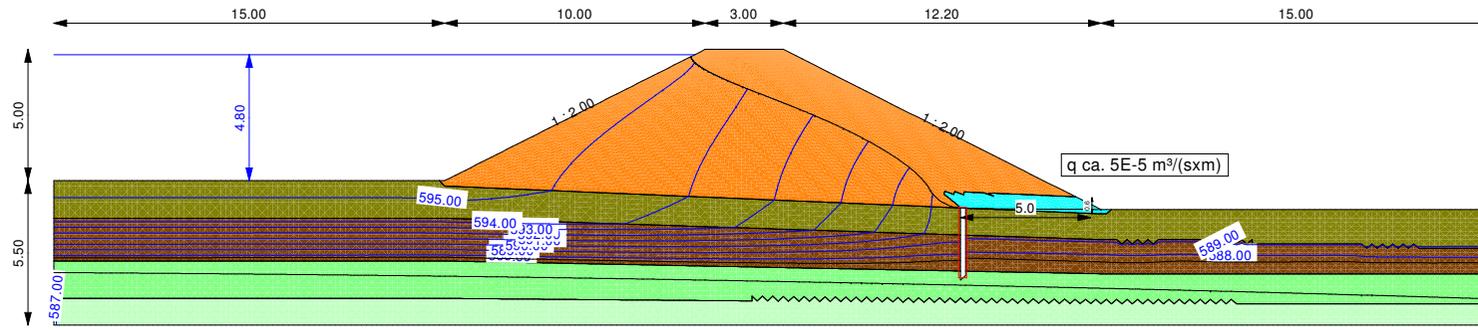
590

585

580

575

570



0

10

20

30

40

50

60

Geohydraulik, stationär

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Fußdränage gealtert
 Sporn im luftseitigen Dammfußbereich

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	Schwemmlehm steif
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.15	Schwemmlehm weich
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Felsersatz
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.25	Fels, klüftig
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.10	Dränage

610

605

Isolinien Potentiale

600

595

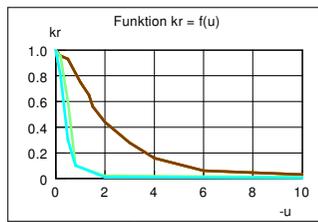
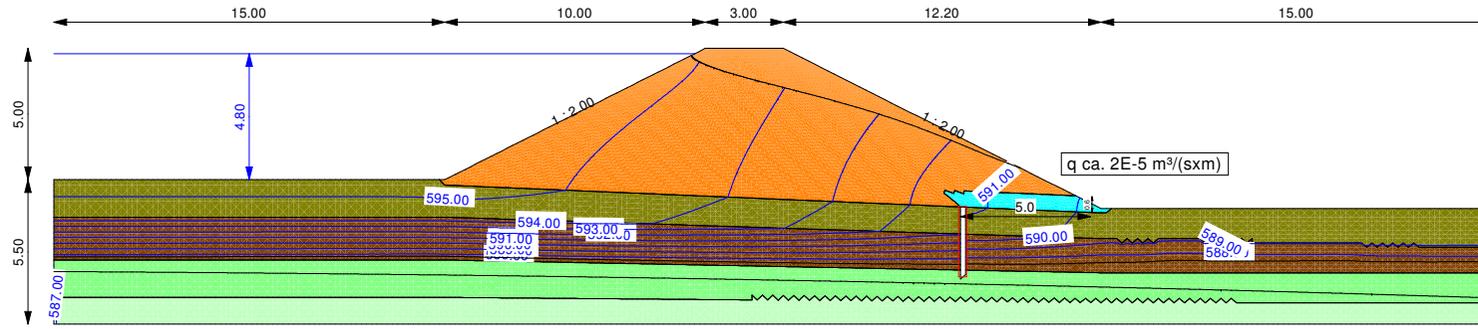
590

585

580

575

570



0

10

20

30

40

50

60

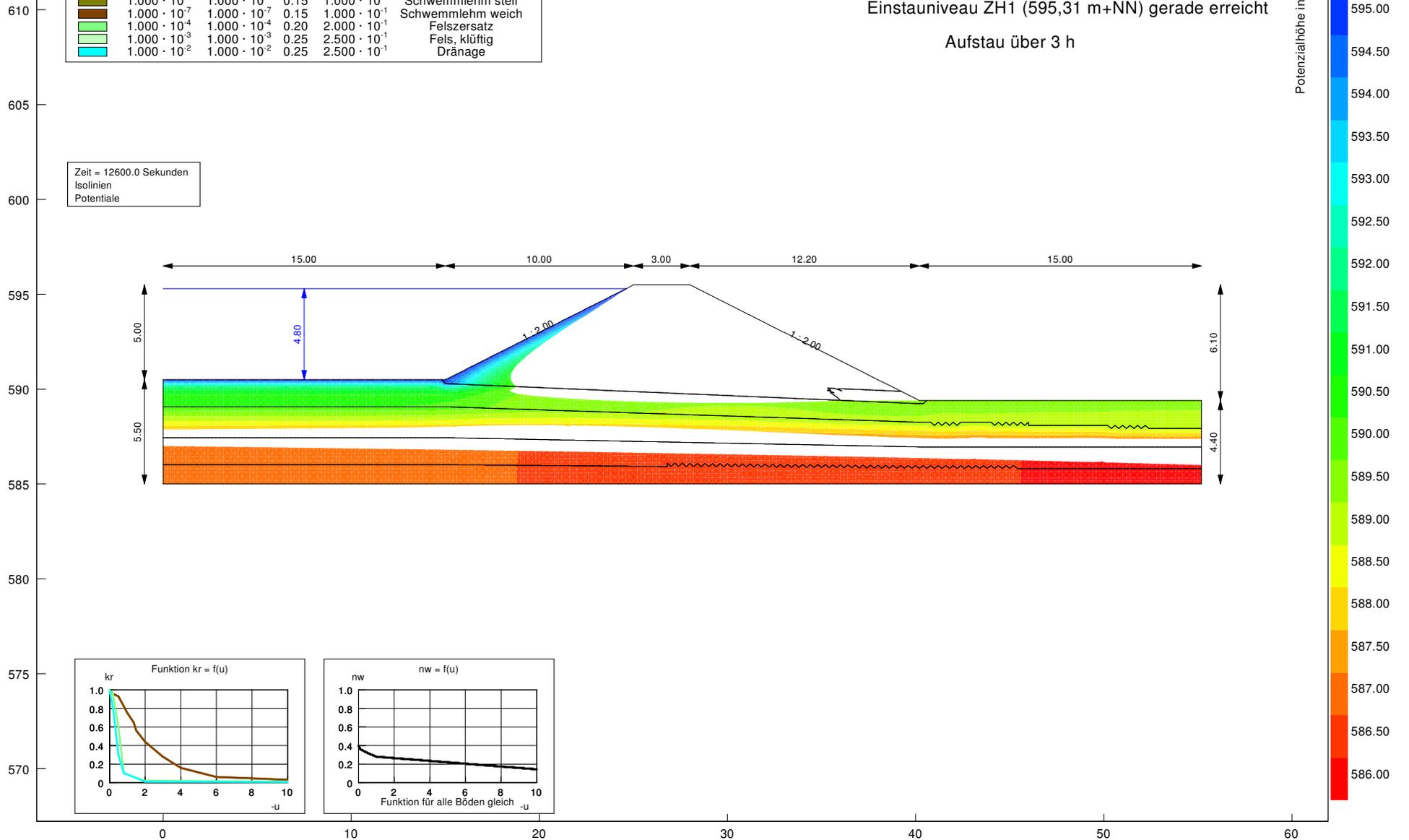
Geohydraulik instationär

Querprofil 1

Einstauniveau ZH1 (595,31 m+NN) gerade erreicht
 Aufstau über 3 h

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.500 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Schwemmlehm steif
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Schwemmlehm weich
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Felszersatz
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.25	$2.500 \cdot 10^{-1}$	Fels, klüftig
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.25	$2.500 \cdot 10^{-1}$	Dränage

Zeit = 12600.0 Sekunden
 Isolinien
 Potentiale



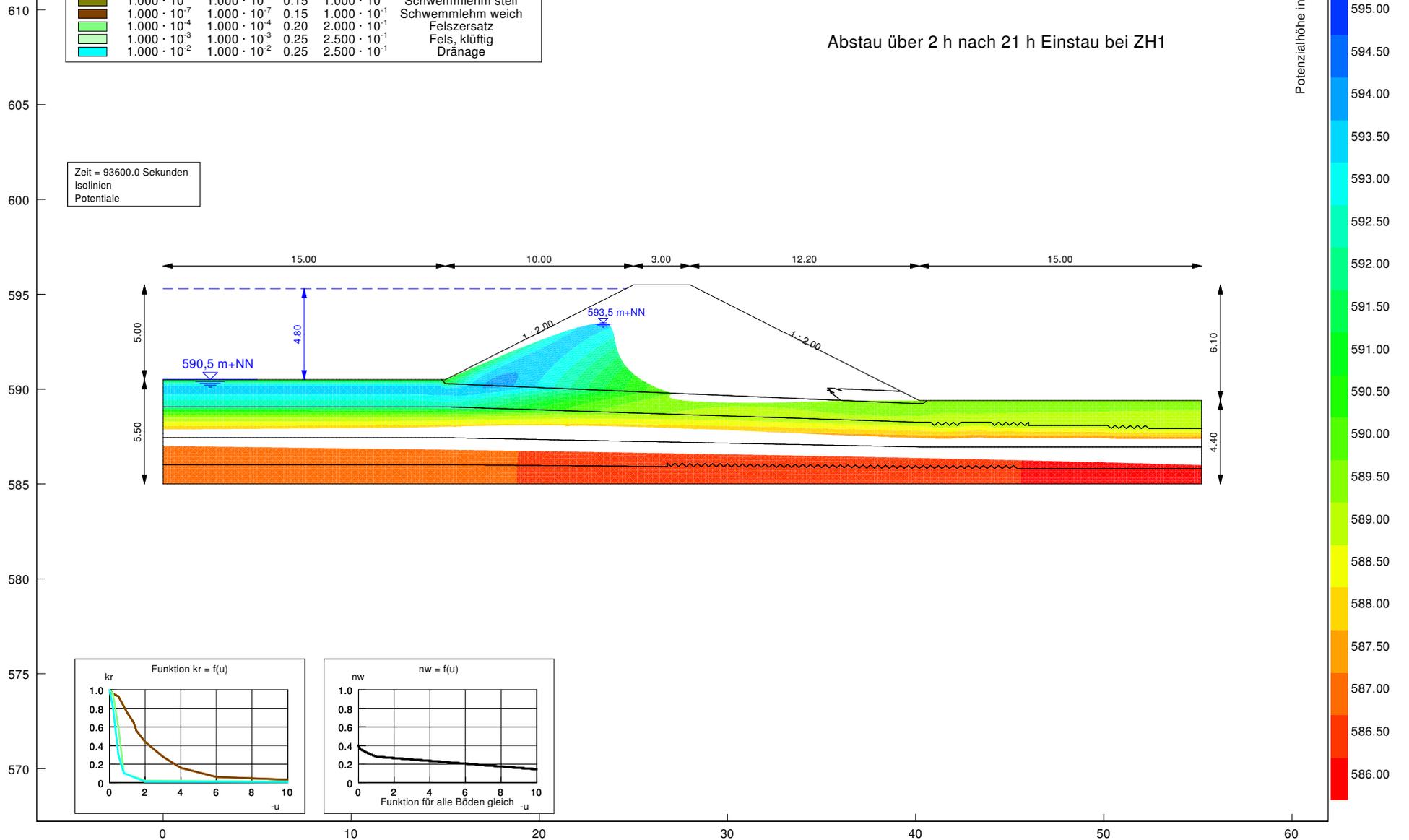
Geohydraulik instationär

Querprofil 1

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.500 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Schwemmlehm steif
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Schwemmlehm weich
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Felsersatz
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.25	$2.500 \cdot 10^{-1}$	Fels, klüftig
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.25	$2.500 \cdot 10^{-1}$	Dränage

Abstau über 2 h nach 21 h Einstau bei ZH1

Zeit = 93600.0 Sekunden
 Isolines
 Potentiale



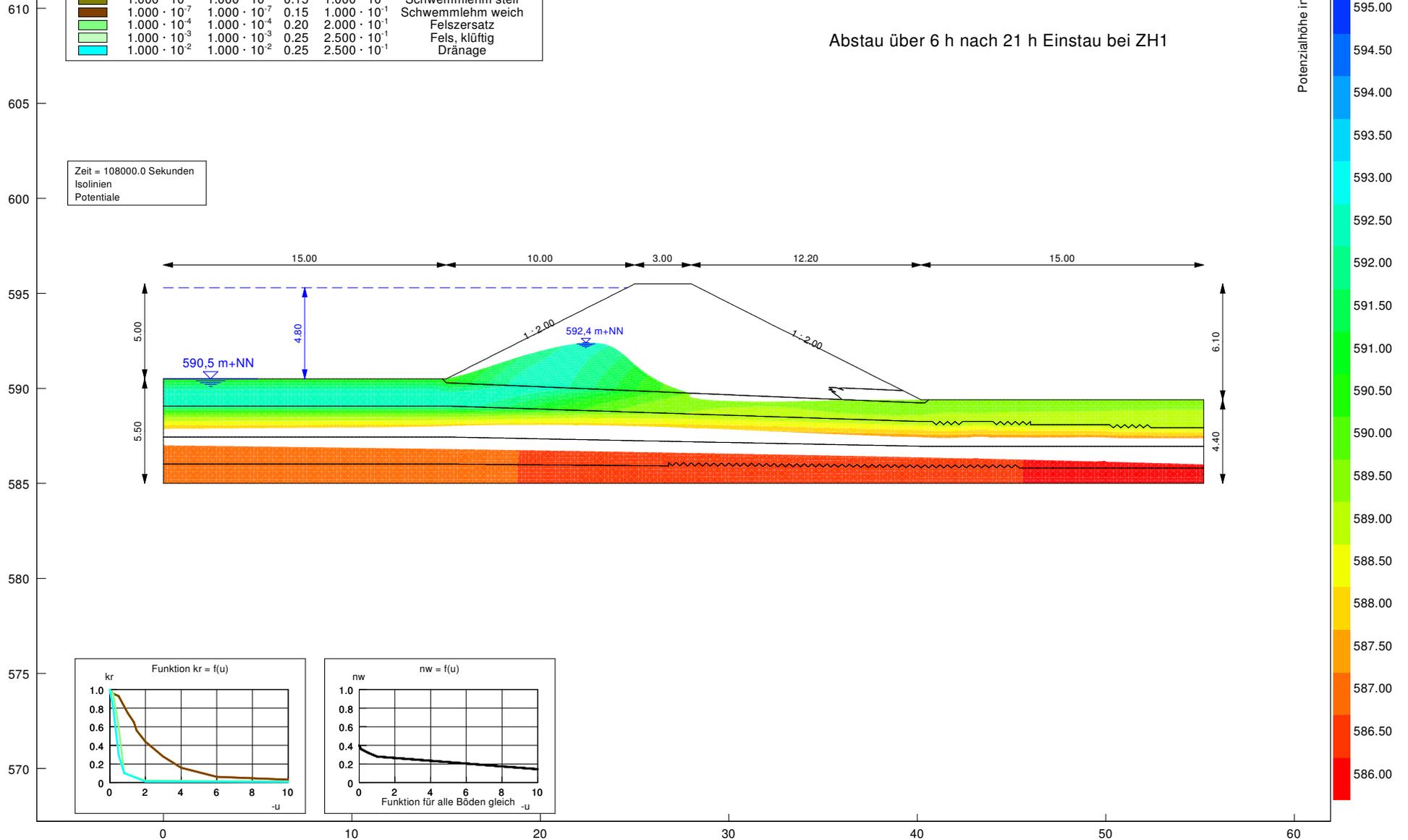
Geohydraulik instationär

Querprofil 1

Abstau über 6 h nach 21 h Einstau bei ZH1

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	S_s [1/m]	Bezeichnung
	$2.000 \cdot 10^{-5}$	$1.000 \cdot 10^{-5}$	0.15	$1.500 \cdot 10^{-1}$	Dammstützkörper
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$1.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Schwemmlehm steif
	$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.15	$1.000 \cdot 10^{-1}$	Schwemmlehm weich
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	$2.000 \cdot 10^{-1}$	Felsersatz
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.25	$2.500 \cdot 10^{-1}$	Fels, klüftig
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0.25	$2.500 \cdot 10^{-1}$	Dränage

Zeit = 108000.0 Sekunden
 Isolinien
 Potentiale



Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN

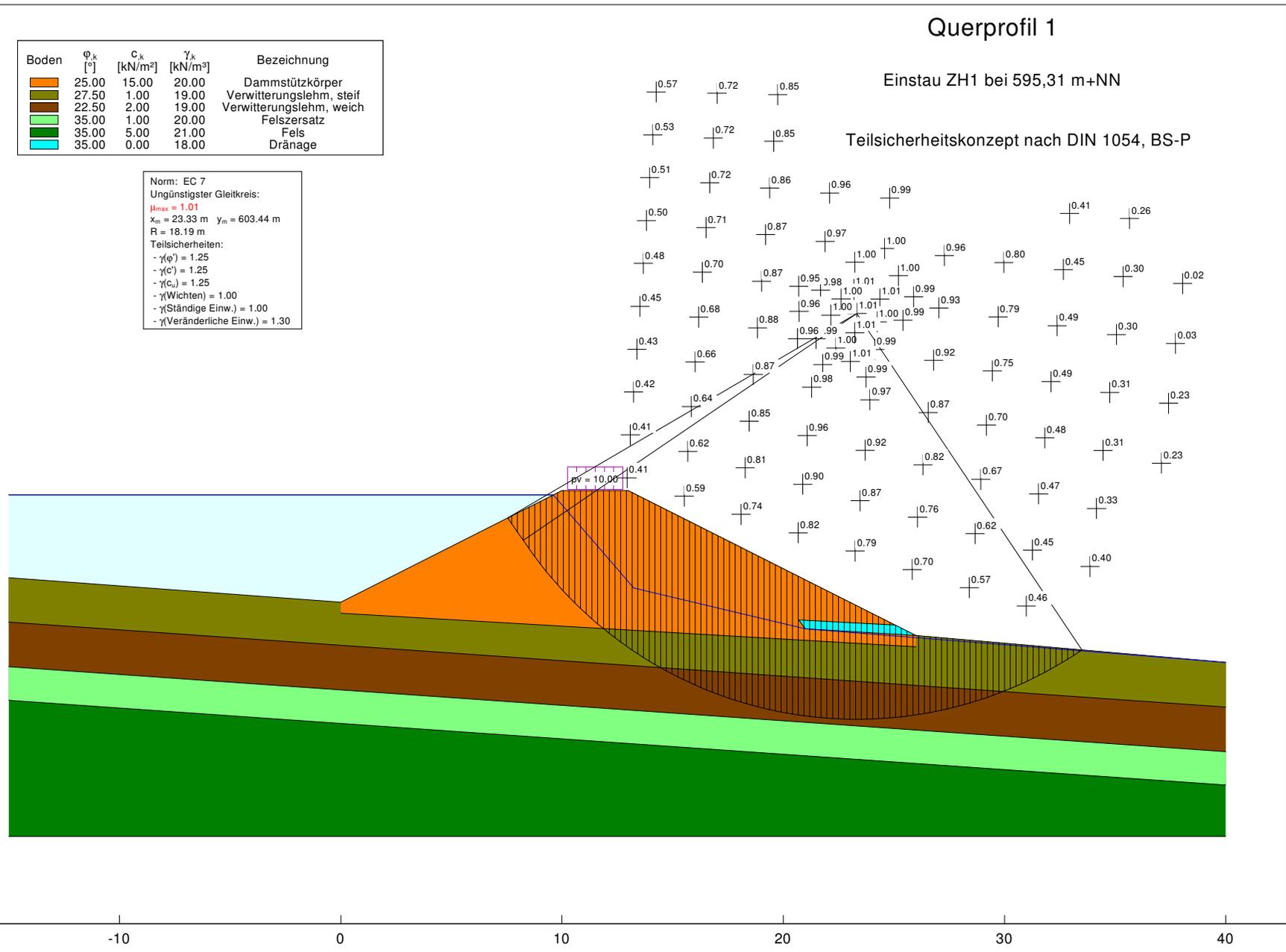
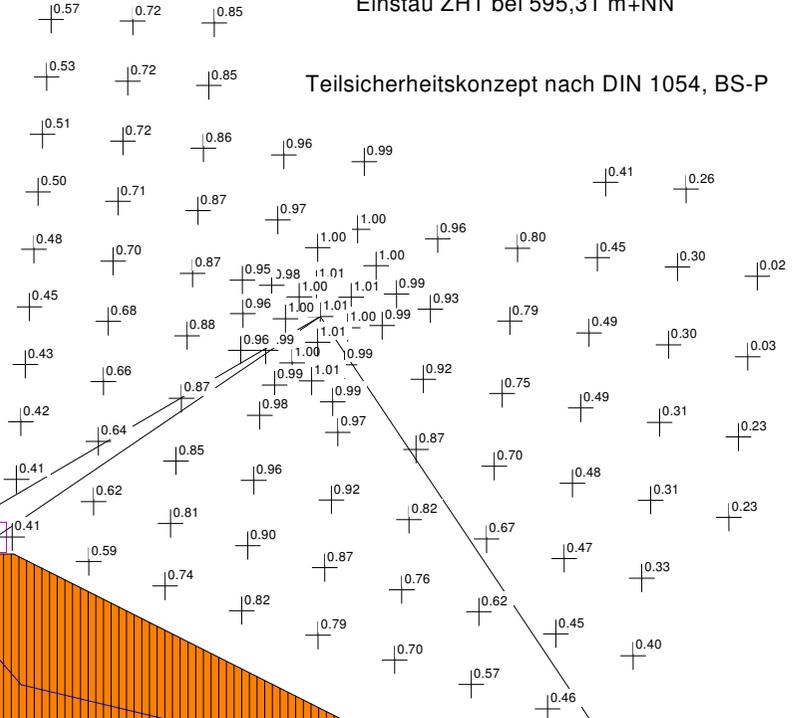
Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

615
610
605
600
595
590
585
580

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $H_{max} = 1.01$
 $x_m = 23.33 \text{ m}$ $y_m = 603.44 \text{ m}$
 $R = 18.19 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi) = 1.25$
 - $\gamma(c) = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$

$p_v = 10.00$



-10 0 10 20 30 40

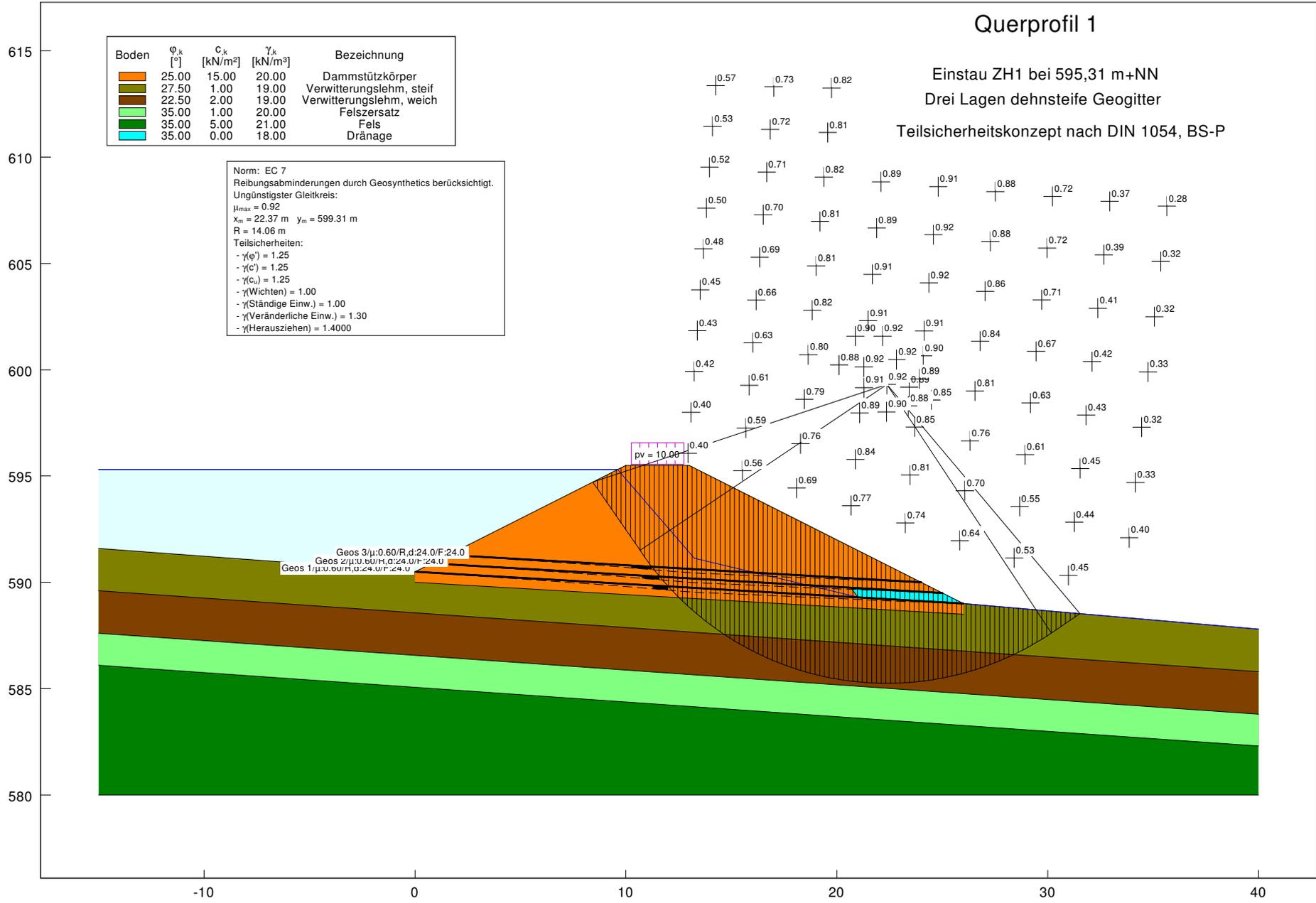
Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Boden	ϕ_k [°]	C_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.92$
 $x_m = 22.37\text{ m}$ $y_m = 599.31\text{ m}$
 $R = 14.06\text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.25$
 - $\gamma(c) = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.4000$



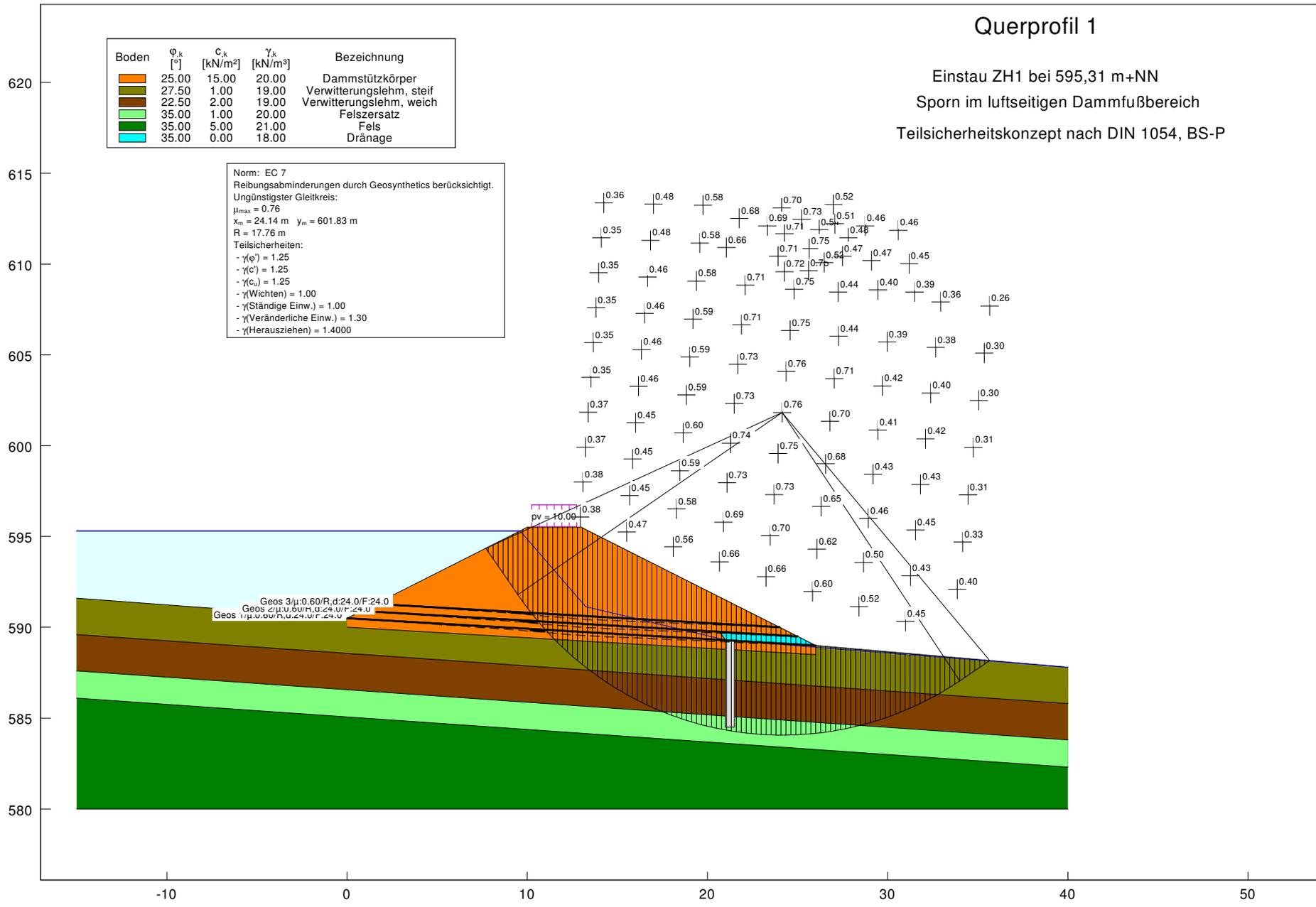
Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Sporn im luftseitigen Dammfußbereich
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

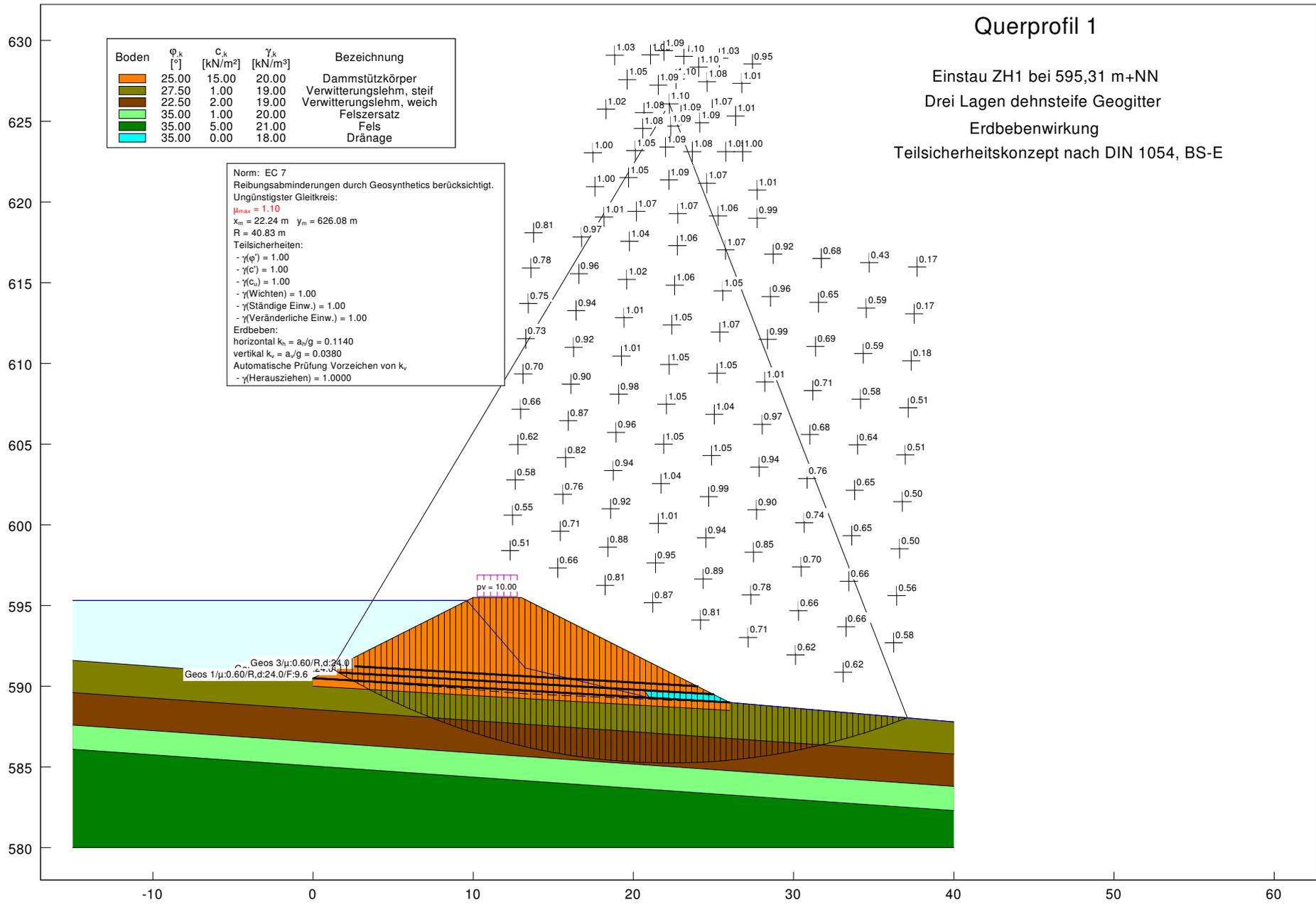
Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.76$
 $x_m = 24.14 \text{ m}$ $y_m = 601.83 \text{ m}$
 $R = 17.76 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi) = 1.25$
 - $\gamma(c) = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.4000$



Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Erdbebenwirkung
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E



Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $H_{max} = 1.10$
 $x_m = 22.24 \text{ m}$ $y_m = 626.08 \text{ m}$
 $R = 40.83 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.00$
 - $\gamma(c) = 1.00$
 - $\gamma(c_u) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a_h/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a_v/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$

Geos 3/ $\mu:0.60/R,d:24.0$
 Geos 1/ $\mu:0.60/R,d:24.0/F:9.6$

pv = 10.00

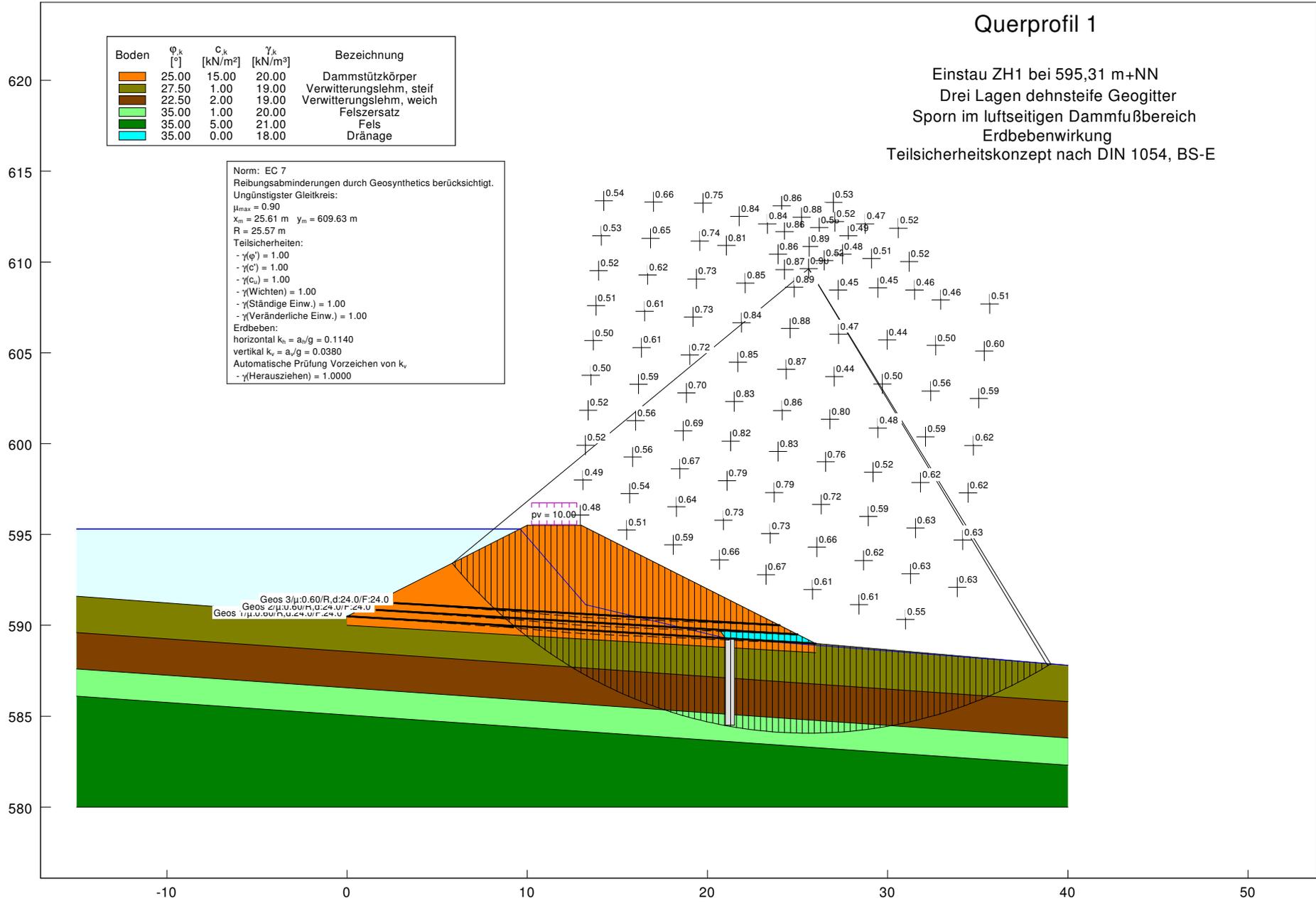
Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnteife Geogitter
 Sporn im luftseitigen Dammfußbereich
 Erdbebenwirkung
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E

Boden	ϕ_k [°]	C_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.90$
 $x_m = 25.61 \text{ m}$ $y_m = 609.63 \text{ m}$
 $R = 25.57 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.00$
 - $\gamma(C) = 1.00$
 - $\gamma(C_u) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a_r/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a_r/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$



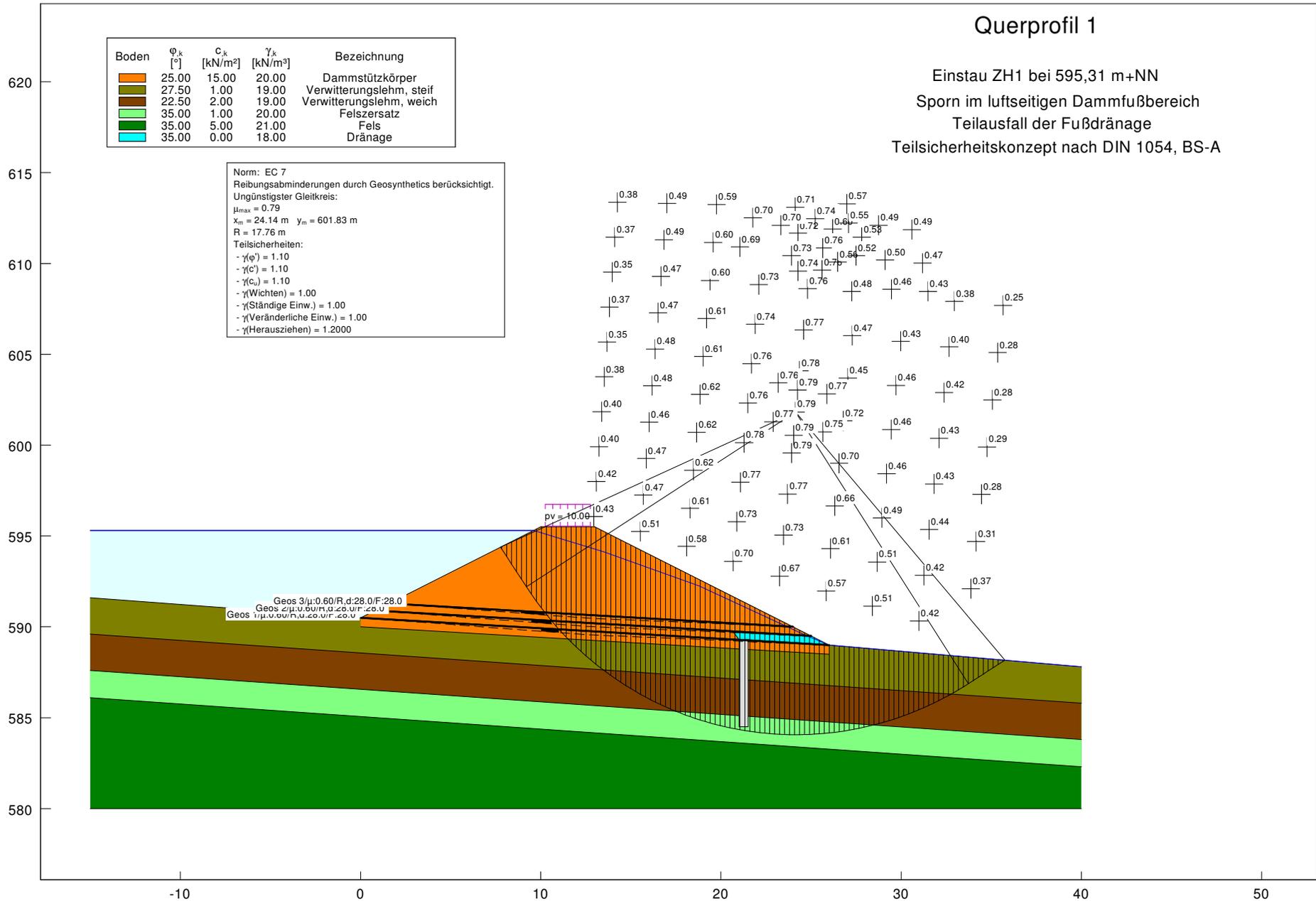
Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Sporn im luftseitigen Dammfußbereich
 Teilausfall der Fußdränage
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-A

Boden	ϕ_k [°]	C_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

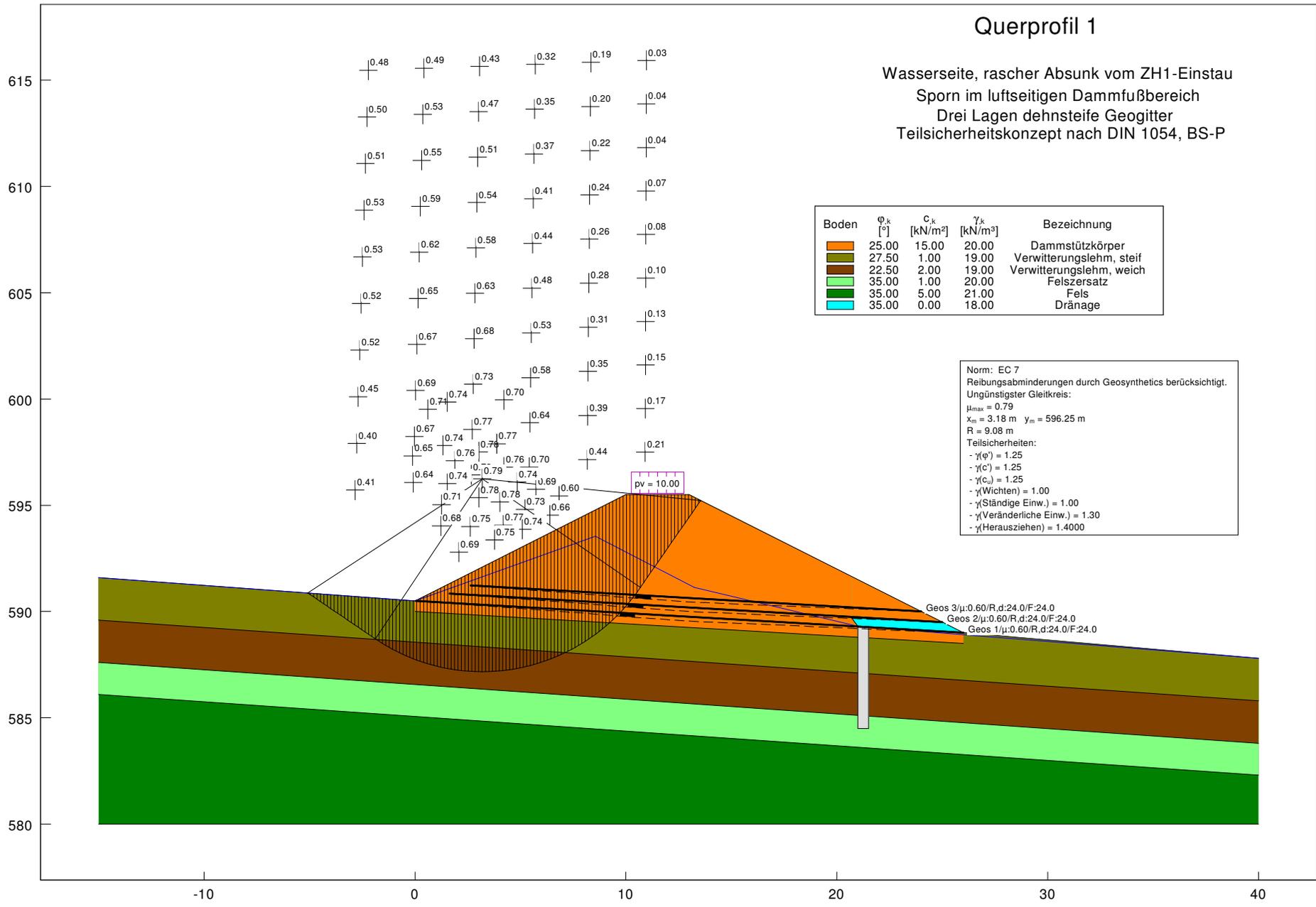
Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.79$
 $x_m = 24.14 \text{ m}$ $y_m = 601.83 \text{ m}$
 $R = 17.76 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.10$
 - $\gamma(C) = 1.10$
 - $\gamma(C_u) = 1.10$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.2000$



Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 1

Wasserseite, rascher Absink vom ZH1-Einstau
 Sporn im luftseitigen Dammfußbereich
 Drei Lagen dehnstreife Geogitter
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.79$
 $x_{m0} = 3.18 \text{ m}$ $y_m = 596.25 \text{ m}$
 $R = 9.08 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.25$
 - $\gamma(c) = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.4000$

Geos 3: $\mu:0.60/R,d:24.0/F:24.0$
 Geos 2: $\mu:0.60/R,d:24.0/F:24.0$
 Geos 1: $\mu:0.60/R,d:24.0/F:24.0$

pv = 10.00

Böschungs- und Geländebruch

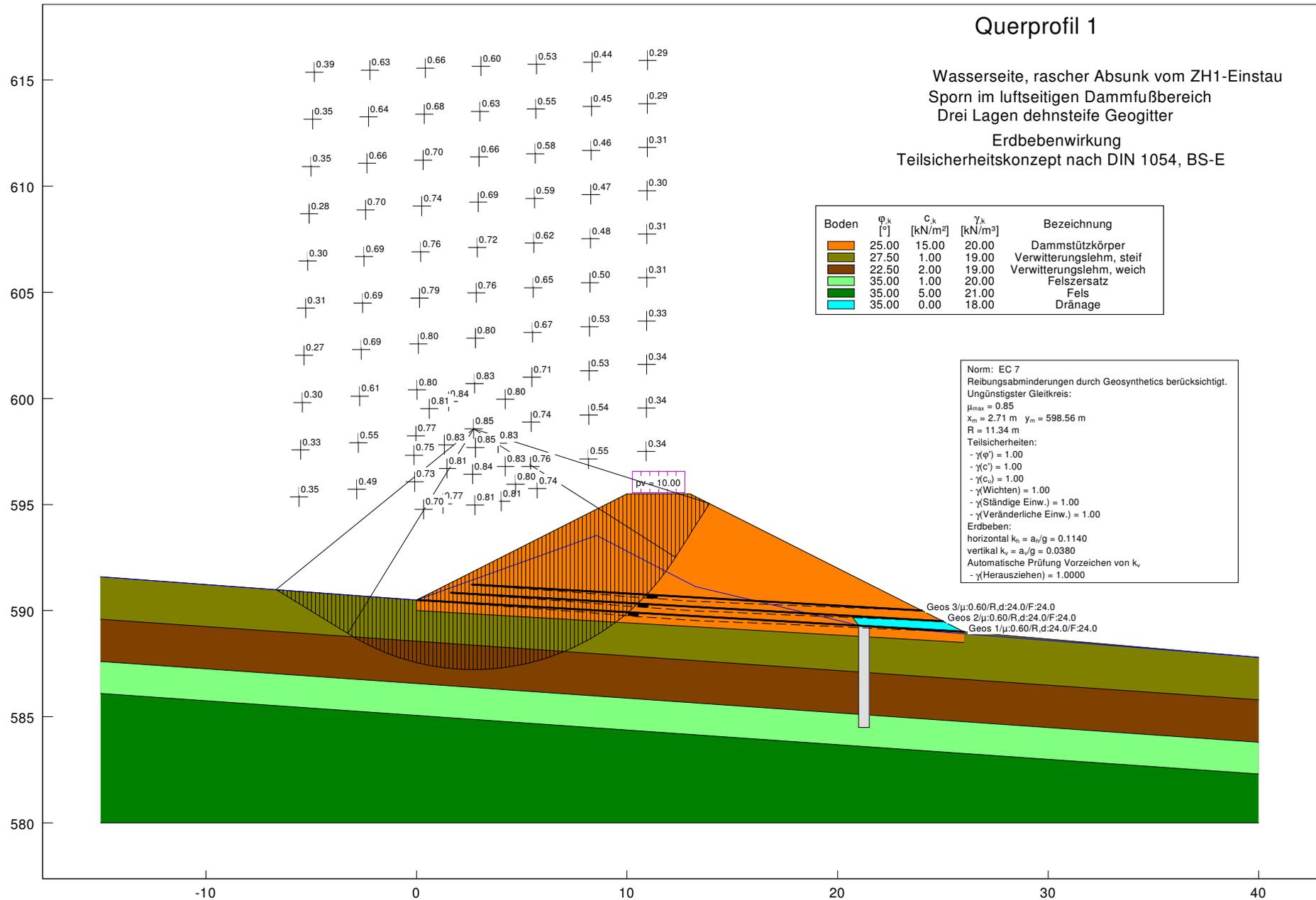
Querprofil 1

Wasserseite, rascher Absink vom ZH1-Einstau
 Sporn im luftseitigen Dammfußbereich
 Drei Lagen dehnte Geogitter

Erdbebenwirkung
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.85$
 $x_{gl} = 2.71 \text{ m}$ $y_m = 598.56 \text{ m}$
 $R = 11.34 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.00$
 - $\gamma(c) = 1.00$
 - $\gamma(c_v) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v ,
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$



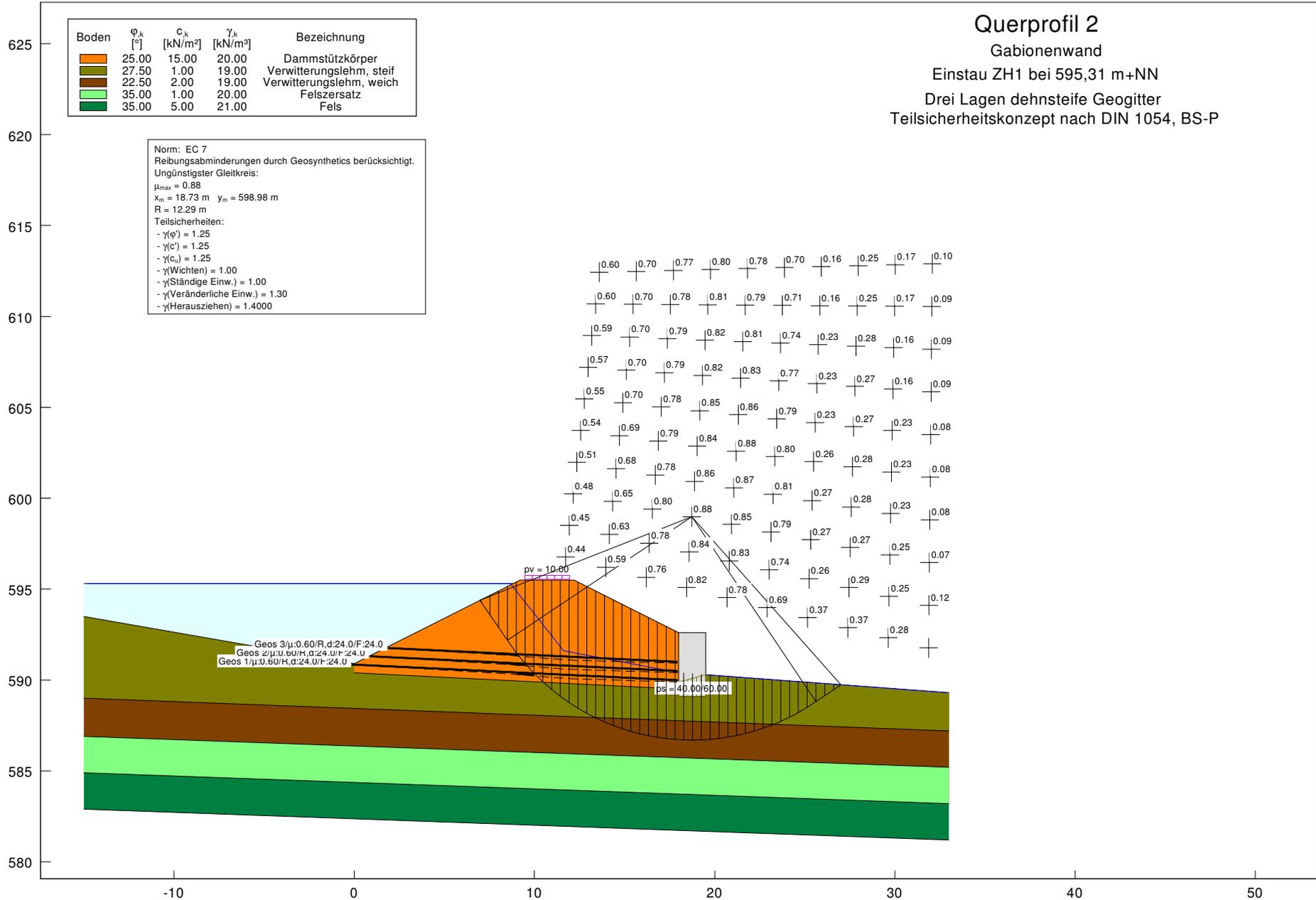
Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 2

Gabionenwand
 Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnteife Geogitter
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.88$
 $x_m = 18.73 \text{ m}$ $y_m = 598.98 \text{ m}$
 $R = 12.29 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi) = 1.25$
 - $\gamma(c) = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.4000$



Böschungs- und Geländebruch

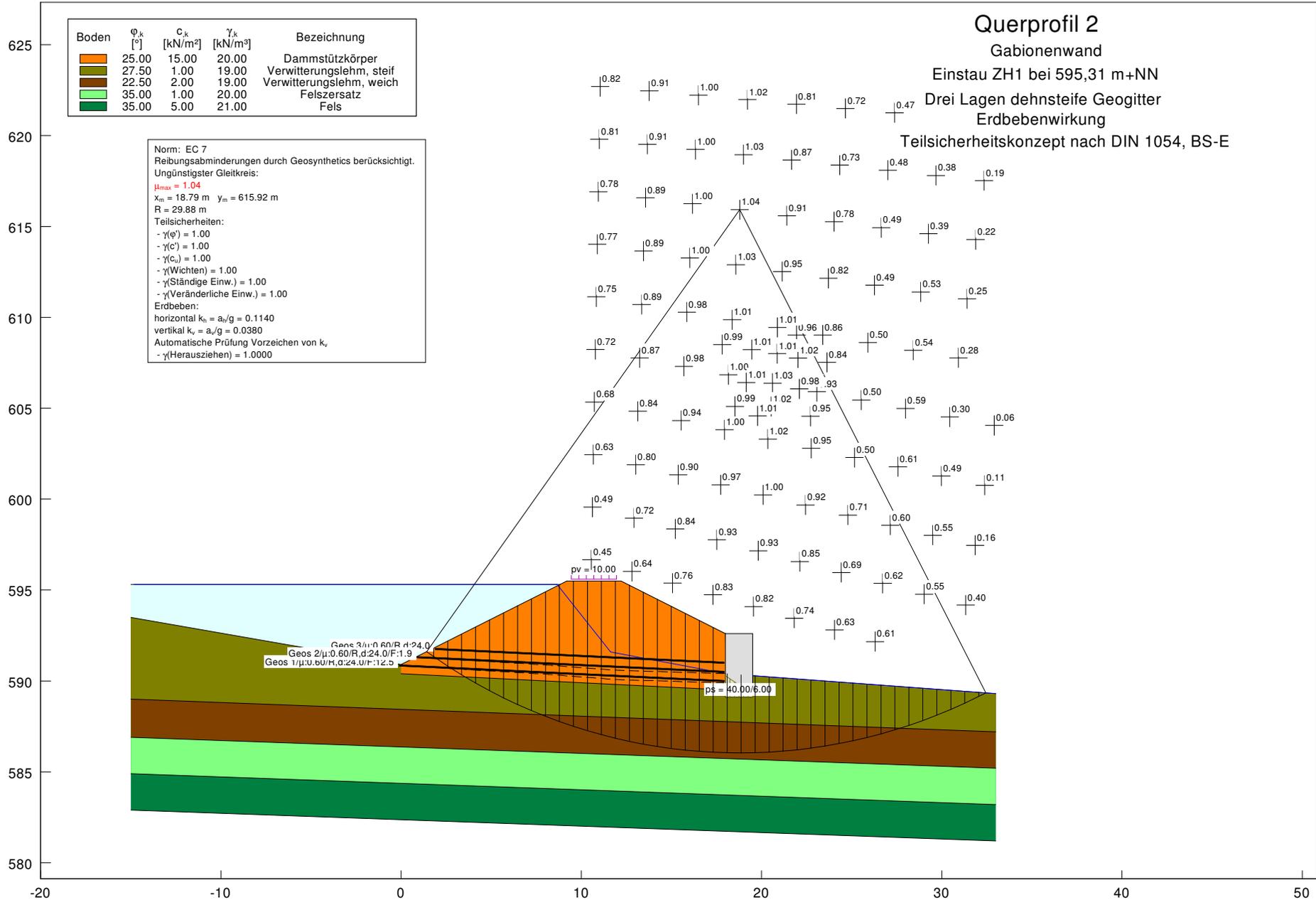
Querprofil 2

Gabionenwand
 Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Erdbebenwirkung

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 1.04$
 $x_m = 18.79$ m $y_m = 615.92$ m
 $R = 29.88$ m
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi) = 1.00$
 - $\gamma(c) = 1.00$
 - $\gamma(c_u) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a_h/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a_v/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$

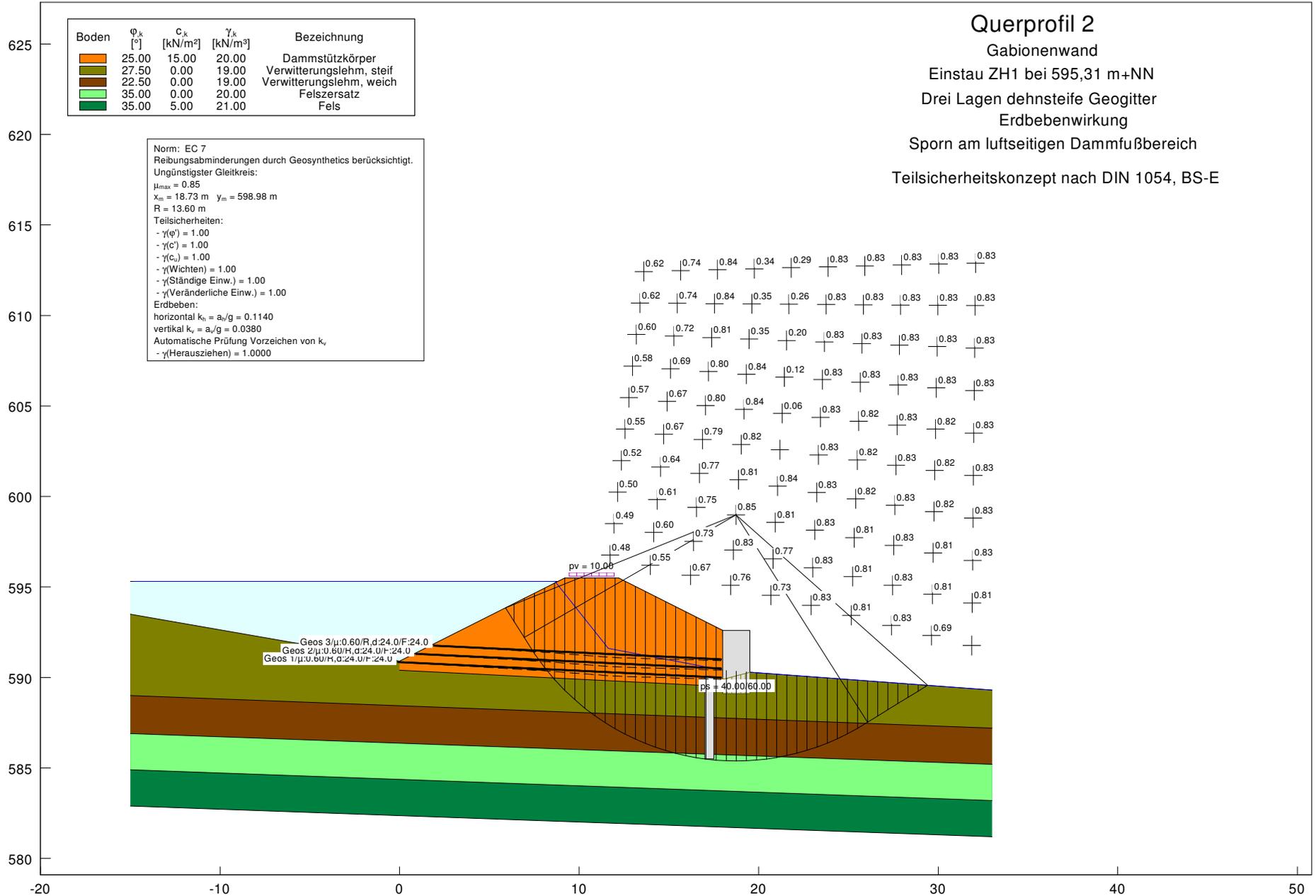


Böschungs- und Geländebruch

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.85$
 $x_m = 18.73 \text{ m}$ $y_m = 598.98 \text{ m}$
 $R = 13.60 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi) = 1.00$
 - $\gamma(c) = 1.00$
 - $\gamma(c_u) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a_r/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a_r/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$

Querprofil 2
 Gabionenwand
 Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Erdbebenwirkung
 Sporn am luftseitigen Dammfußbereich
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E



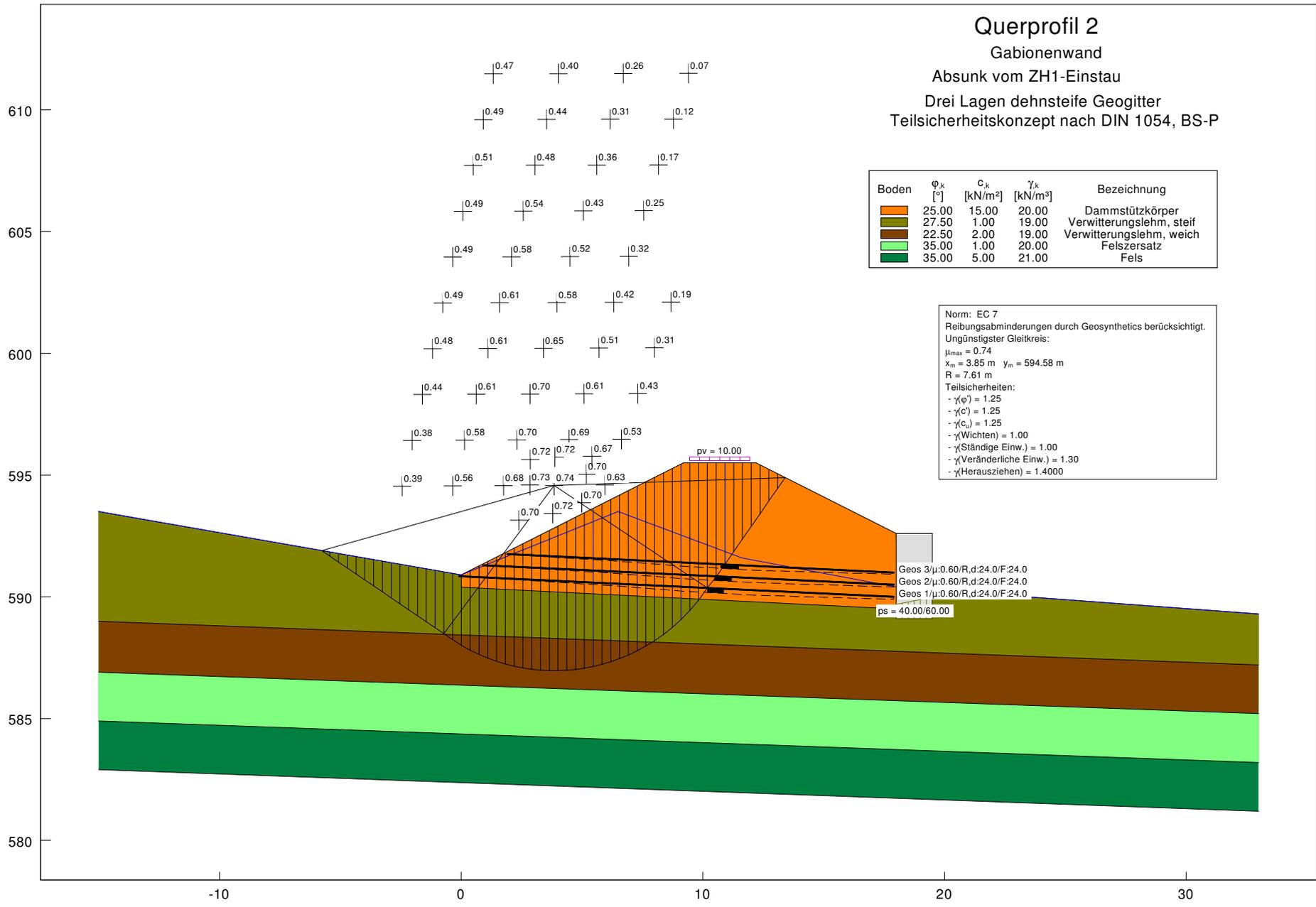
Böschungs- und Geländebruch

Querprofil 2

Gabionenwand
 Absenk vom ZH1-Einstau
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Boden	ϕ_k [°]	C_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.74$
 $x_m = 3.85 \text{ m}$ $y_m = 594.58 \text{ m}$
 $R = 7.61 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.25$
 - $\gamma(C) = 1.25$
 - $\gamma(C_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.4000$



Böschungs- und Geländebruch

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

Sigmaringendorf
 Dammbauwerk Hüttenberg

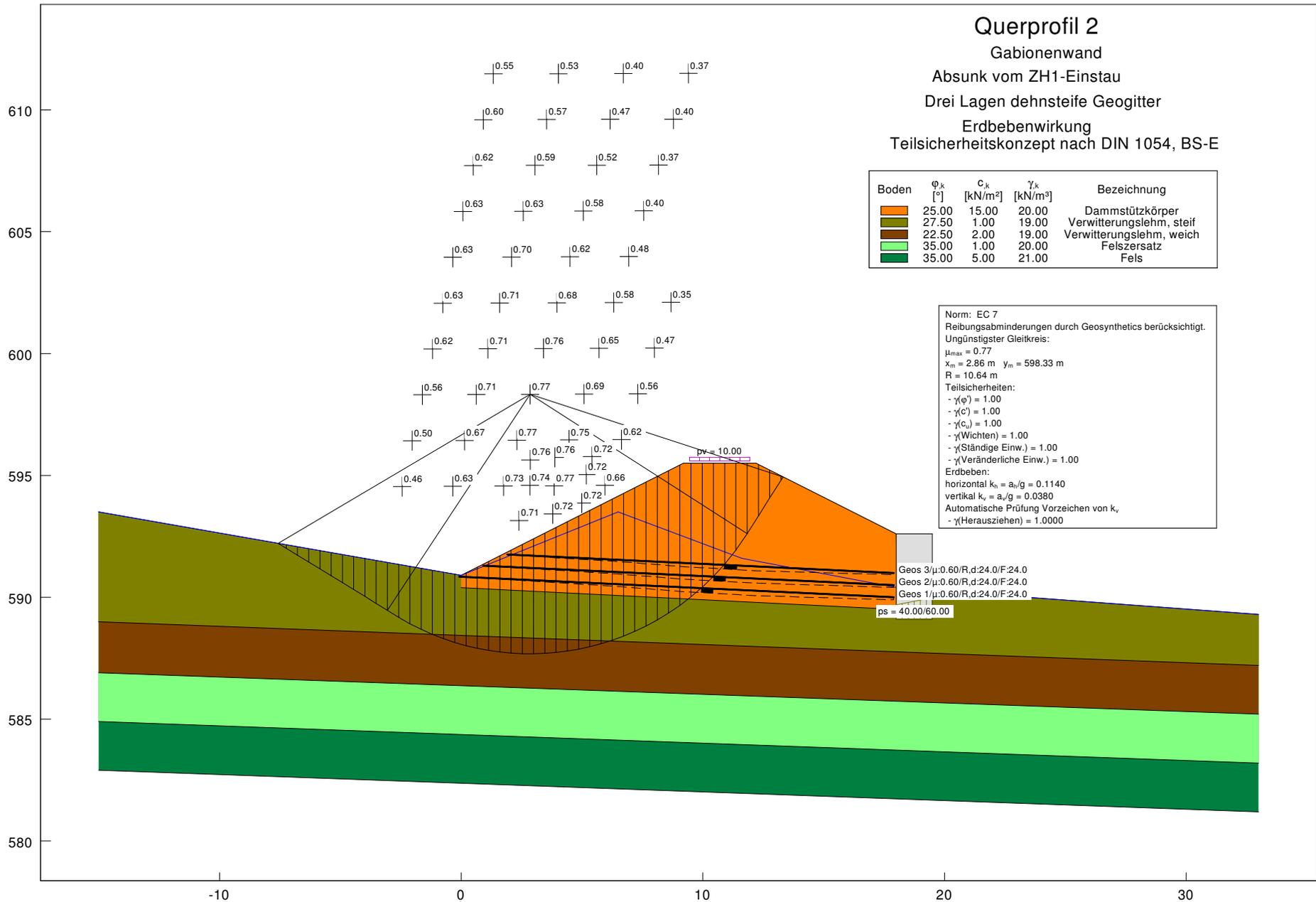
AZ 200707-1
 Anlage 4.13

Querprofil 2

Gabionenwand
 Absink vom ZH1-Einstau
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Erdbebenwirkung
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.77$
 $x_m = 2.86 \text{ m}$ $y_m = 598.33 \text{ m}$
 $R = 10.64 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.00$
 - $\gamma(c) = 1.00$
 - $\gamma(c_u) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a_h/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a_v/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$



Geos 3/μ:0.60/R,d:24.0/F:24.0
 Geos 2/μ:0.60/R,d:24.0/F:24.0
 Geos 1/μ:0.60/R,d:24.0/F:24.0
 ps = 40.00/60.00

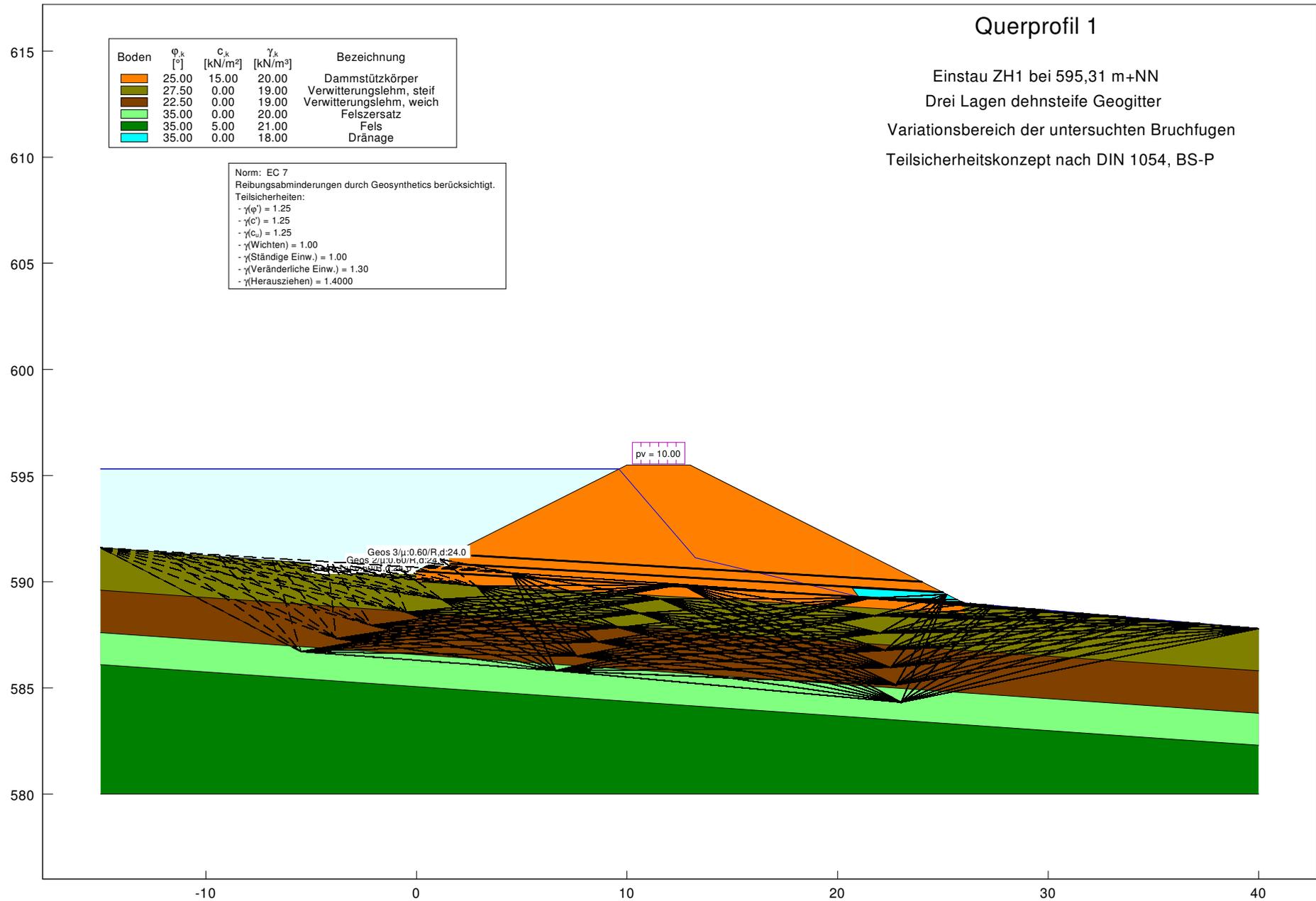
Gleiten

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Variationsbereich der untersuchten Bruchfugen
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.25$
 - $\gamma(c) = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.4000$



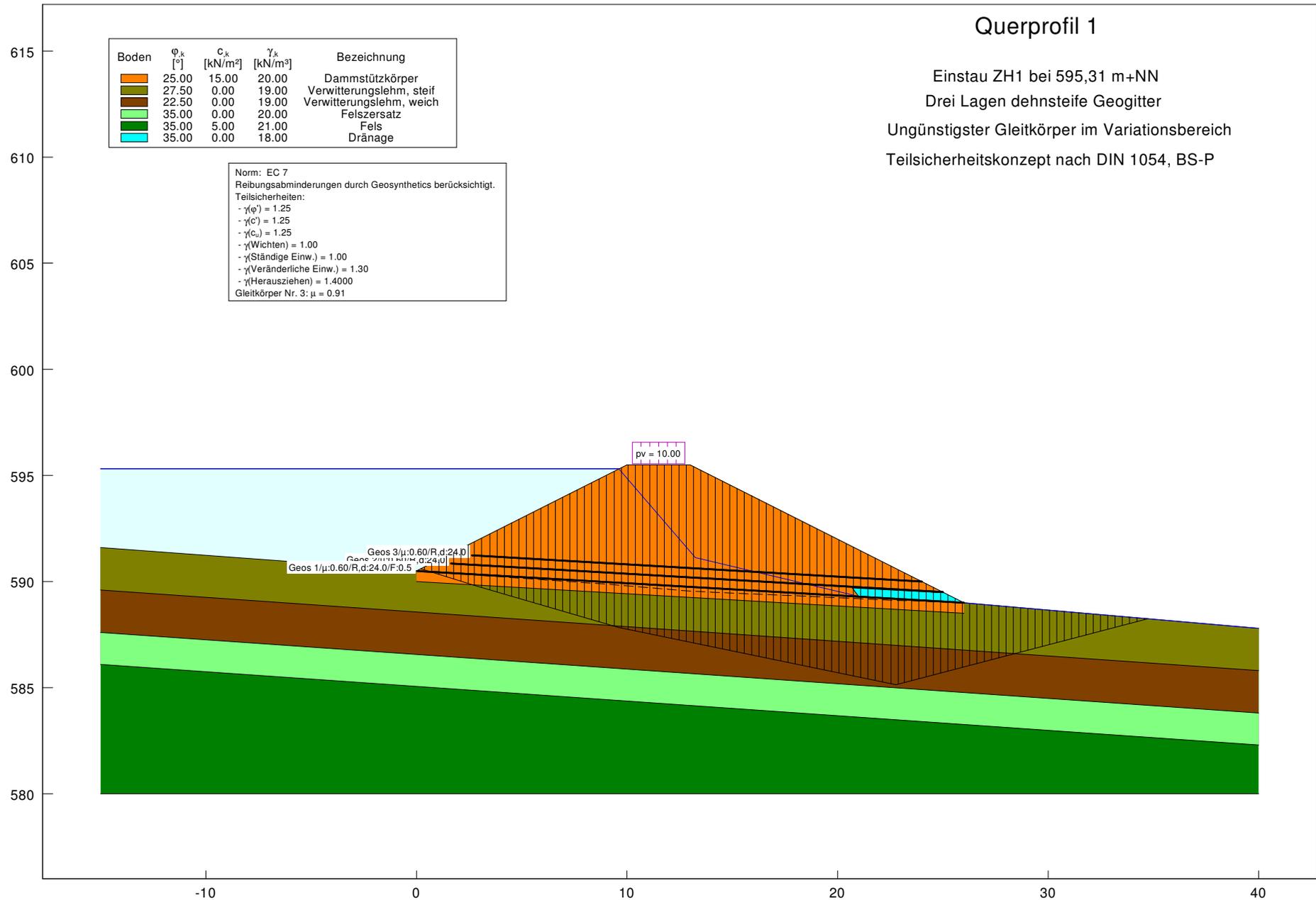
Gleiten

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Ungünstigster Gleitkörper im Variationsbereich
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 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
 - $\gamma(\text{Herausziehen})$ = 1.4000
 Gleitkörper Nr. 3: $\mu = 0.91$



Gleiten

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN

Drei Lagen dehnsteife Geogitter

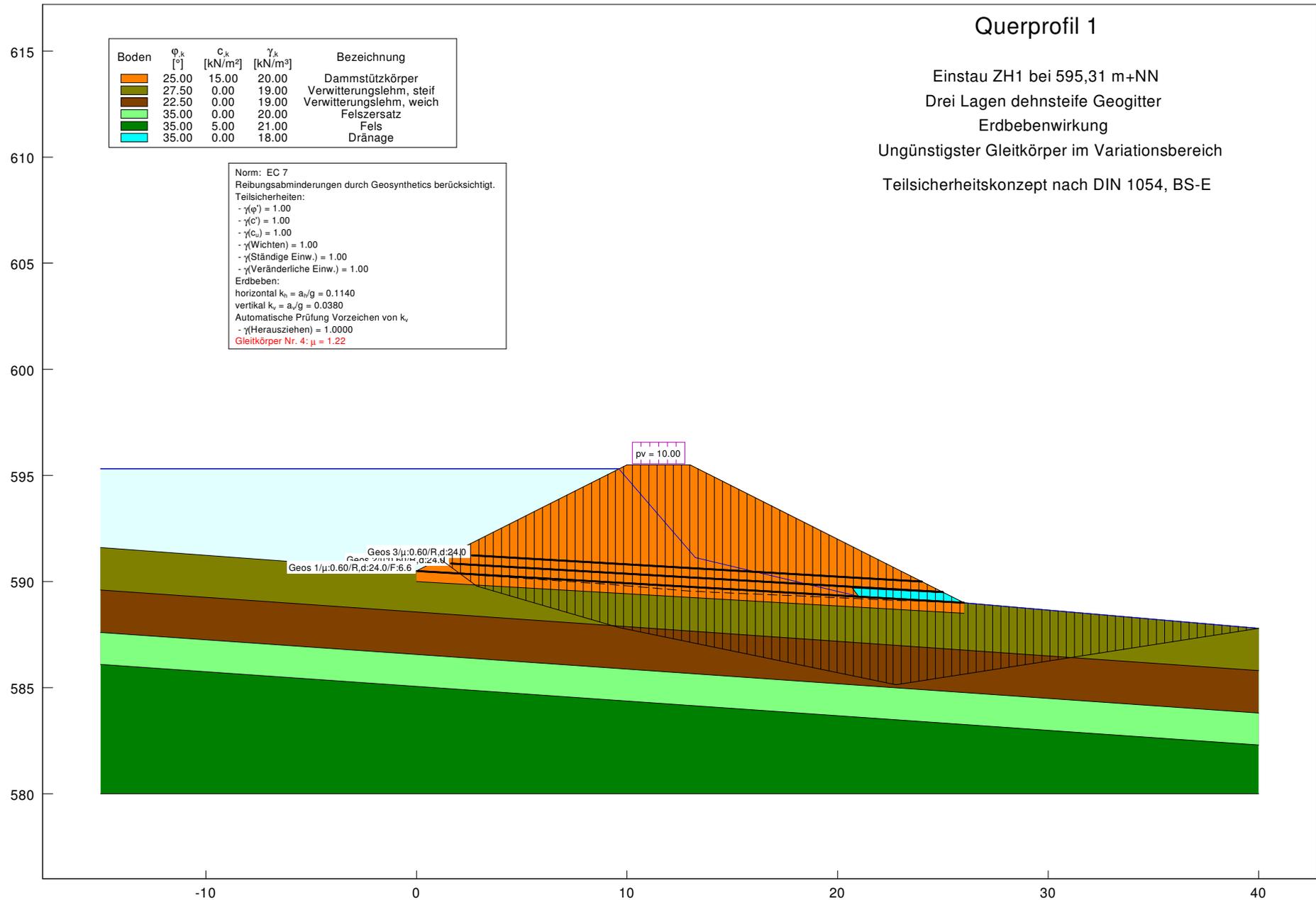
Erdbebenwirkung

Ungünstigster Gleitkörper im Variationsbereich

Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi)$ = 1.00
 - $\gamma(c)$ = 1.00
 - $\gamma(c_u)$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Wichten})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.})$ = 1.00
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a_r/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a_r/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$
 Gleitkörper Nr. 4: $\mu = 1.22$



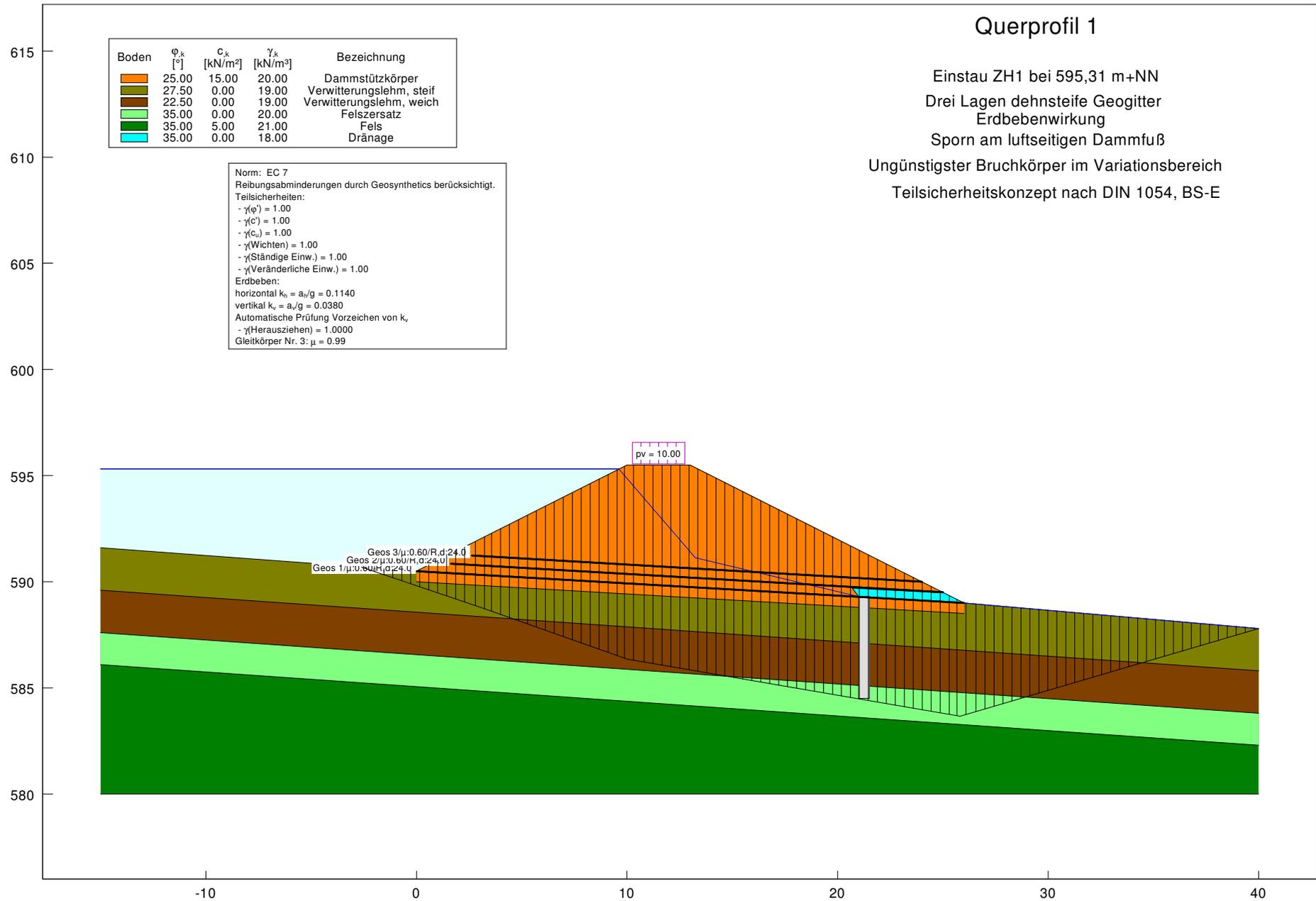
Gleiten

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Erdbebenwirkung
 Sporn am luftseitigen Dammfuß
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels
	35.00	0.00	18.00	Dränage

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi)$ = 1.00
 - $\gamma(c)$ = 1.00
 - $\gamma(c_u)$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Wichten})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.})$ = 1.00
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a_r/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a_r/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$
 Gleitkörper Nr. 3: $\mu = 0.99$



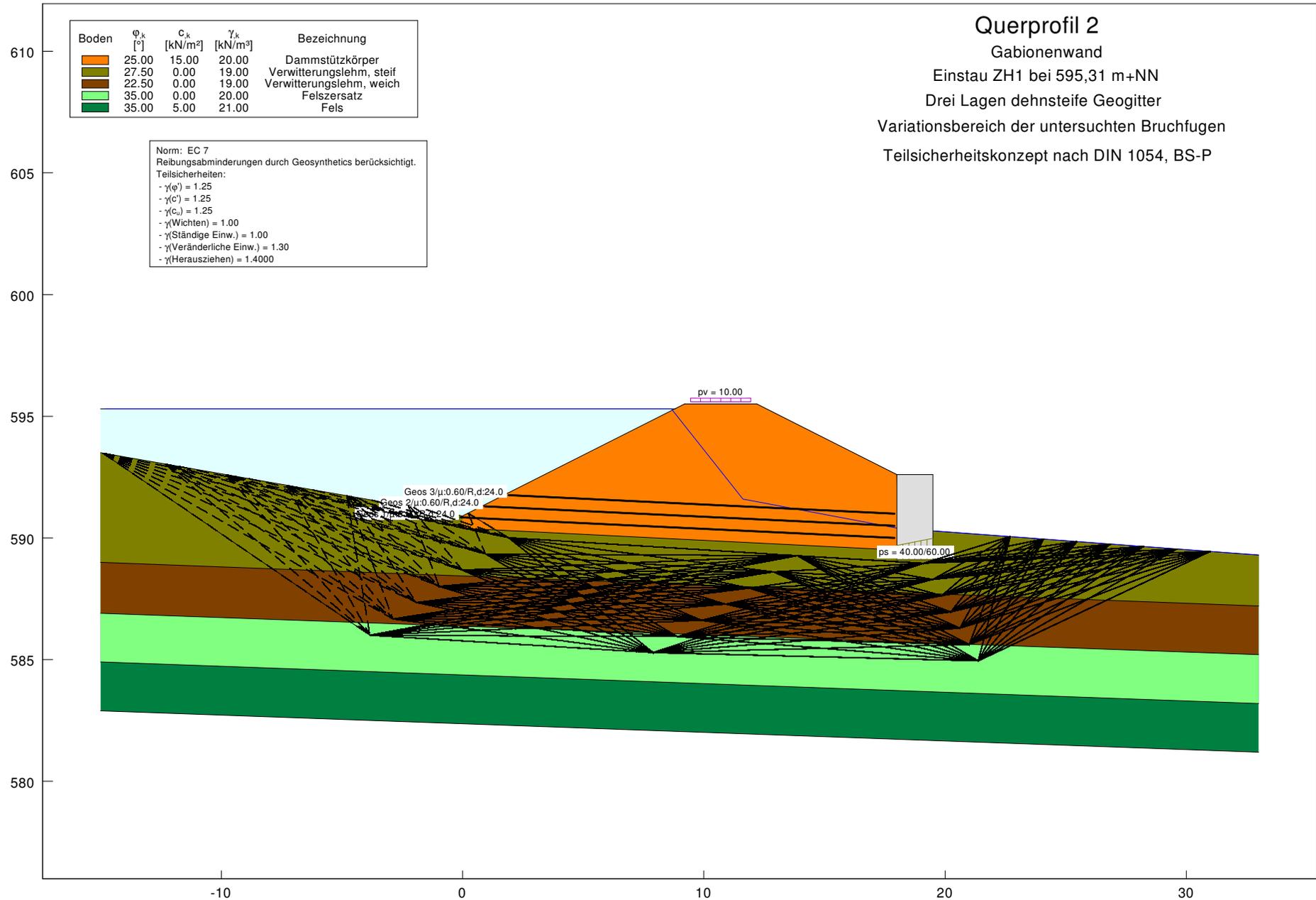
Gleiten

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi)$ = 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
 - $\gamma(\text{Herausziehen})$ = 1.4000

Querprofil 2

Gabionenwand
 Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Variationsbereich der untersuchten Bruchfugen
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P



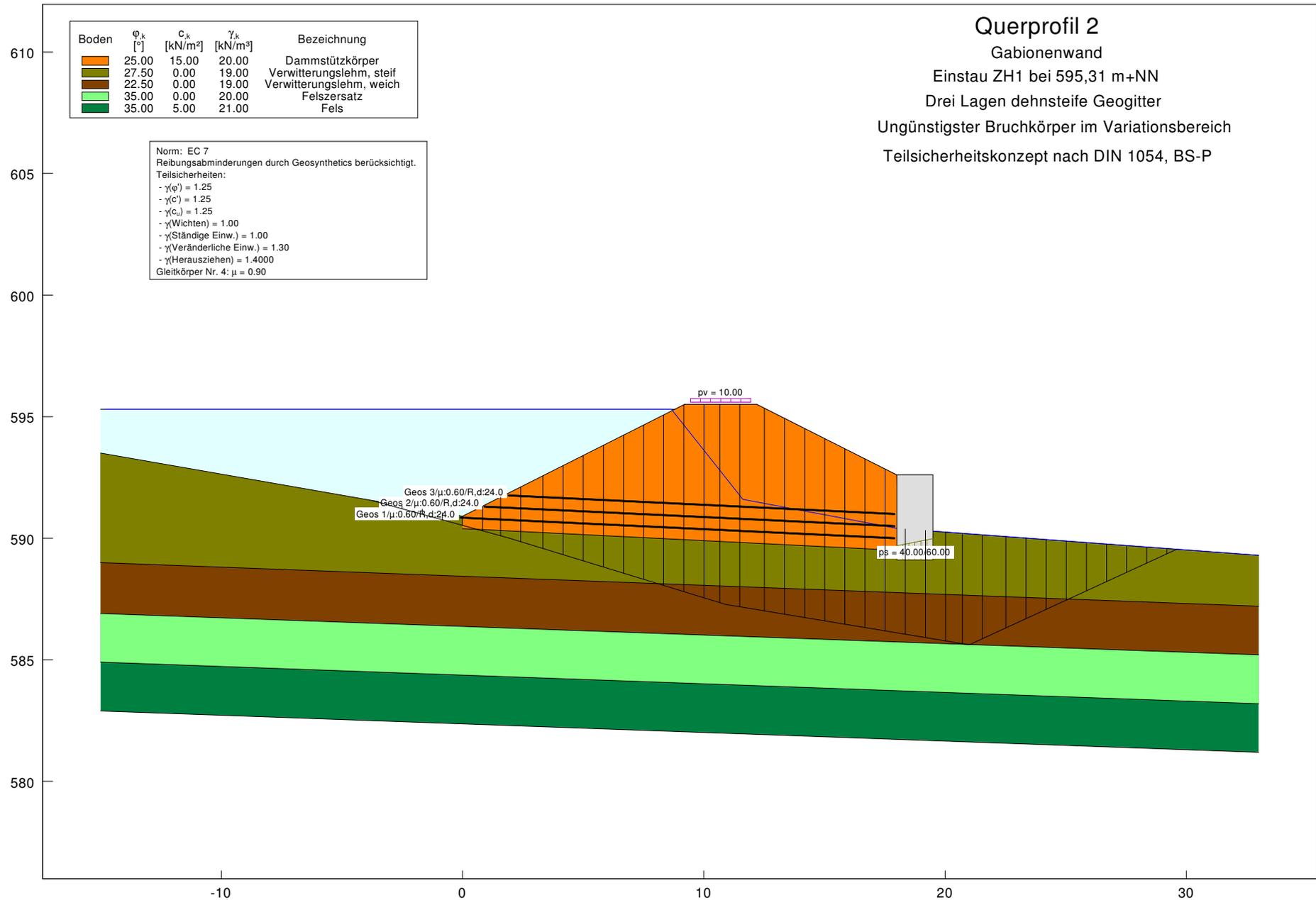
Gleiten

Querprofil 2

Gabionenwand
 Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi)$ = 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
 - $\gamma(\text{Herausziehen})$ = 1.4000
 Gleitkörper Nr. 4: $\mu = 0.90$



Gleiten

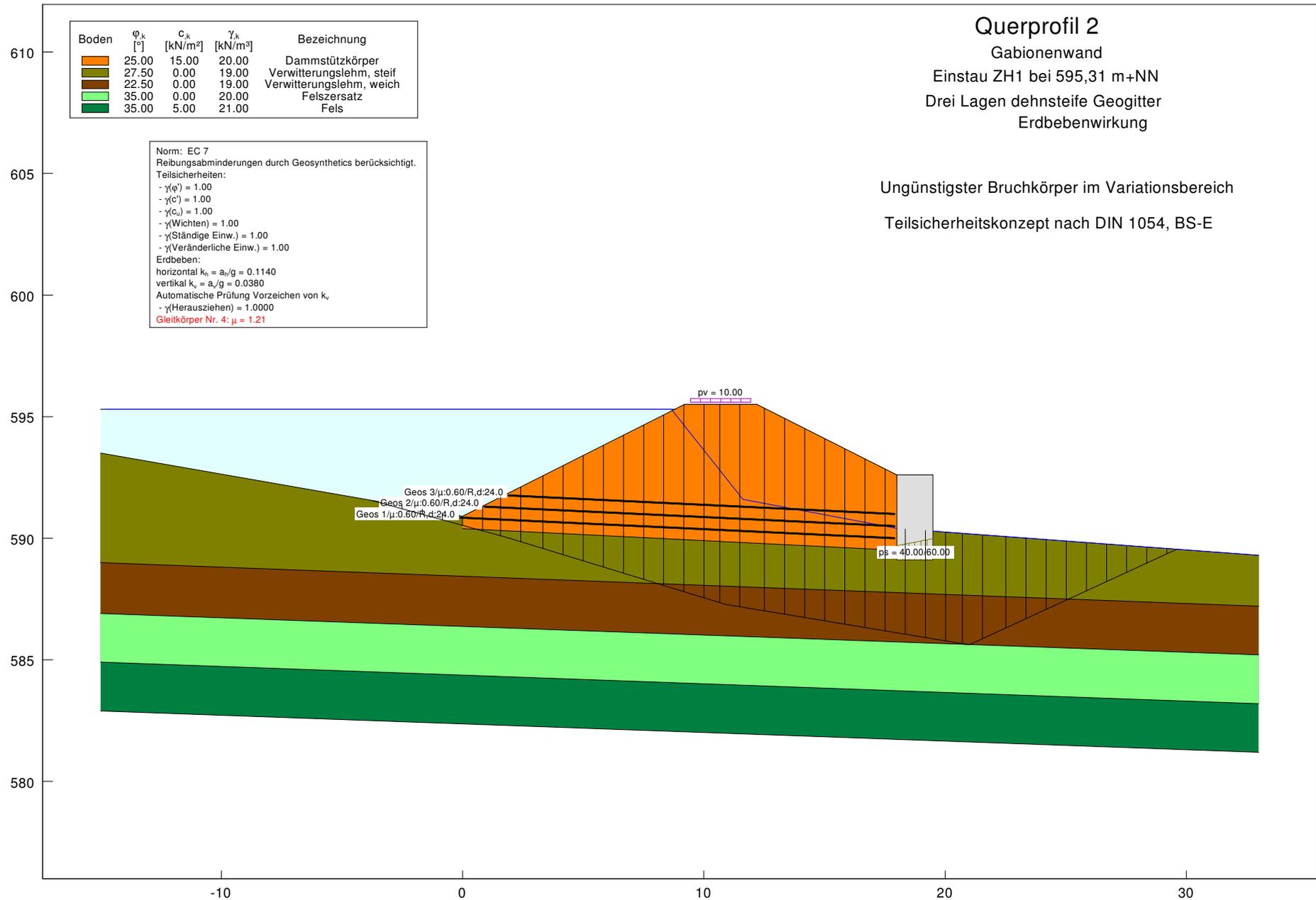
Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi)$ = 1.00
 - $\gamma(c)$ = 1.00
 - $\gamma(c_u)$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Wichten})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.})$ = 1.00
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$
Gleitkörper Nr. 4: $\mu = 1.21$

Querprofil 2

Gabionenwand
 Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnteife Geogitter
 Erdbebenwirkung

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



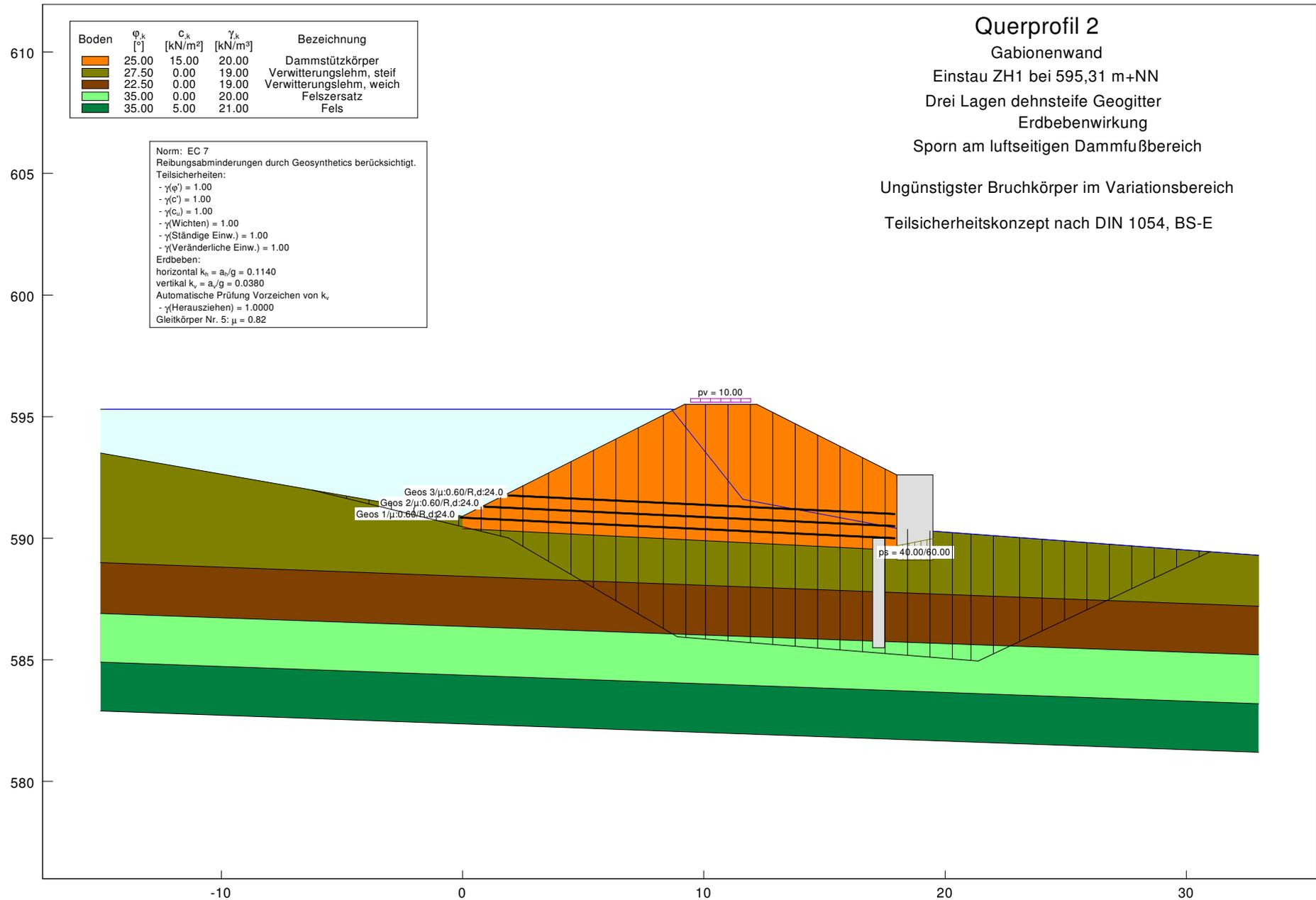
Gleiten

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	0.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	0.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

Norm: EC 7
 Reibungsabminderungen durch Geosynthetics berücksichtigt.
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\varphi)$ = 1.00
 - $\gamma(c)$ = 1.00
 - $\gamma(c_u)$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Wichten})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.})$ = 1.00
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.})$ = 1.00
 Erdbeben:
 horizontal $k_h = a/g = 0.1140$
 vertikal $k_v = a/g = 0.0380$
 Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
 - $\gamma(\text{Herausziehen})$ = 1.0000
 Gleitkörper Nr. 5: $\mu = 0.82$

Querprofil 2

Gabionenwand
 Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Drei Lagen dehnsteife Geogitter
 Erdbebenwirkung
 Sporn am luftseitigen Dammfußbereich
 Ungünstigster Bruchkörper im Variationsbereich
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E



Körnungslinie

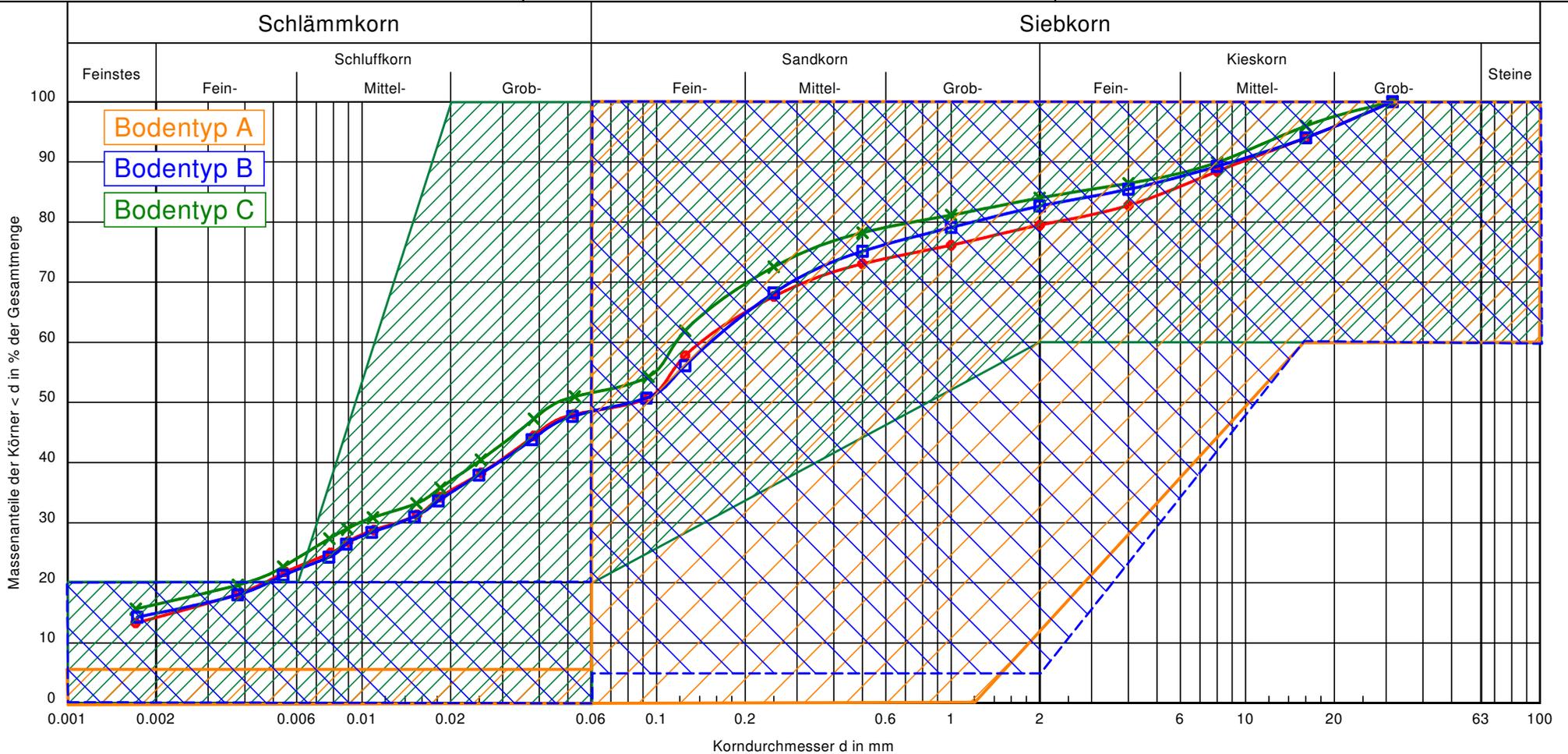
Sigmaringendorf

Dammbauwerk Hüttenberg

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

Bearbeiter: Dr. Dü

Datum:



Bezeichnung:	Verwitterungslehm	Verwitterungslehm	Verwitterungslehm
Bodenart:	S, ū, t', fg', mg'	S, ū, t', mg'	S, ū, t', fg', mg'
Tiefe:	0,8	0,3	0,5÷1,8
k [m/s] (Beyer):	-	-	-
Entnahmestelle:	SG4/20	SG6/20	SG8/20
U/Cc	-/-	-/-	-/-
Nr 8			

Bemerkungen:

Bodentypen A, B und C
nach TLG 05.2018

Bericht:
AZ 200707-1
Anlage:
6

Gabionenwand, Vordimensionierung

Bewehrter Erdkörper
Ausnutzungsgrad 2-Körper-Bruchmechanismus = 0.455

ABMESSUNGEN
unten: x = -1.152 y = -2.000 m
Länge = 2.040 m Neigung = 78.63 °

GRUND DATEN
H ((g+q),k/g,k) = Erddruck = 2.04 / 2.04 kN/m
Neigung Hinterkante Wand = 78.63 °
Abmind. Erddruck wg. Neigung Hinterkante Wand = 0.812

V ((g+q),k/g,k) = 780.43 / 780.43 kN/m
Momente um Mittelpunkt Wandschle: M ((g+q),k/g,k) (aus H-Kräften) = 3.31 / 3.31 kN-m/m
M ((g+q),k/g,k) (aus V-Kräften) = -886.62 / -886.62 kN-m/m
b = 10.00 m
 $\phi_k = 27.5^\circ$
GLEITSICHERHEIT μ (Gleit) = 0.01
KIPPSICHERHEIT Exzentrizität ((g+q),k) "Bew. Erdkörper" = -1.132 m

zul Exzentrizität ((g+q),k) = 3.333 m = b/3
Exzentrizität (g,k) "Bew. Erdkörper" = -1.132 m
zul Exzentrizität (g,k) = 1.667 m = b/6
GRUND BRUCHSICHERHEIT $c_k = 3.6$ kN/m²
 $\gamma_2 = 10.4$ kN/m³
 $\sigma_0 = 0.0$ kN/m²
 μ (Grundbruch) = 0.052

Boden pas/akt	γ_k [kN/m ³]	γ'_k [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	δ/ϕ passiv	δ/ϕ aktiv	Bezeichnung
19.0/20.0	9.0/10.0	27.5/25.0	1.0/15.0	0.000	0.667	0.667	Dammkörper
19.0/19.0	9.0/9.0	27.5/27.5	1.0/1.0	0.000	0.667	0.667	Verwitterungslehm, steif
19.0/19.0	9.0/9.0	22.5/22.5	2.0/2.0	0.000	0.667	0.667	Verwitterungslehm, weich
20.0/20.0	11.0/11.0	35.0/35.0	1.0/1.0	0.000	0.667	0.667	Felsersatz
21.0/21.0	12.0/12.0	35.0/35.0	5.0/5.0	0.000	0.667	0.667	Fels

Geogitter									
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	Neig. [°]	λ [-]	$R_{B,d}$ [kN/m]	$R_{H,d}$ [kN/m]	$R_{a,d}$ [kN/m]	$R_{p,d}$ [kN/m]	$R_{max,d}$ [kN/m]
3	1.00	10.00	0.00	1.000	24.00	19.20	0.00	10.93	10.93
2	1.50	10.00	0.00	1.000	24.00	19.20	15.73	10.93	15.73
1	2.00	10.00	0.00	1.000	24.00	19.20	18.68	0.00	18.68

$R_{B,d}$ = Bemessungswiderstand
 $R_{H,d}$ = Bemessungswiderstand am Anschluss
 $R_{a,d}$ = Auflagerkraft aus Erddruck auf Gabionenwand
 $R_{p,d}$ = Kraft aus Bruchmechanismus (mit μ multipliziert)
Haftverbundspannung $\tau_k = \lambda \cdot \tan(\phi) \cdot \sigma_{v,k}$

Setzungen:
Steifemodulprofil und Setzungsanteile in den kennzeichnenden Punkten
Tiefe Es s(Luftseite) s(Erdseite)
infolge ständiger Lasten
[m u. GS] [MN/m²] [cm] [cm]

Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
Grenztiefe = 2.62 m u. GS
a = 10.00 m
b = 2.00 m
 σ_k (Luftseite) = 54.14 kN/m²
 σ_k (Erdseite) = 40.27 kN/m²
Setzungen in den kennzeichnenden Punkten:
Luftseite: s = 2.06 cm
Erdseite: s = 1.84 cm

Norm: EC 7
Berechnungsgrundlagen:
keine Erddruckumlagerung
Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
Ersatzerddruck-Beiwert mit $\phi = 40^\circ$
Passiver Erddruck nach: DIN 4085:2017
BS: DIN 1054: BS-P
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{Ep} = 1.40$ (Gleiten)

Faktor(E_p) = 0.50 (Grundbruch/Stützzlinie)
Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 $\gamma_{p,hi} = 1.25$
 $\gamma_c = 1.25$
 γ_G (GEO-3) = 1.30
 $\gamma_B = 1.40$ (Herausziehungswiderstand)
Steuerparameter zweiseitige Lasten = 0.50

Bemessung:
Exzentrizität e(Fuß) = -0.049 m
Maßgebend: g
 $V_{Fu\beta} = 94.41$ kN/m (mit $E_{p,stab,k}$)
 $H_{Fu\beta} = 27.18$ kN/m (mit $E_{p,stab,k}$)
 $M_{Fu\beta} = -4.62$ kN-m/m (mit $E_{p,stab,k}$)
 $E_{p,stab,k} = 0.50 \cdot E_{p,k}$
 $E_{p,stab,k} = 0.00$ kN/m; $E_{p,stab,k} = 10.79$ kN/m
b = 2.000 m; a = 10.000 m
b/6 = 0.333 m; b/3 = 0.667 m
 $\sigma_1/\sigma_2(Fu\beta) = 54.1 / 40.3$ kN/m²

Nachweis EQU:
Tiefe = 1.00 m
 $M_{stab} = 29.9 \cdot 1.50 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 20.18$
 $M_{dst} = 4.5 \cdot 1.10 = 4.98$
 $\mu_{EQU} = 4.98 / 20.18 = 0.247$

μ (Gleit) = $H_d / (V_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{Gleit}) + E_{p,d} = 51.5 / (94.4 \cdot \tan(27.5^\circ) / 1.10 + 15.4) = 0.856$

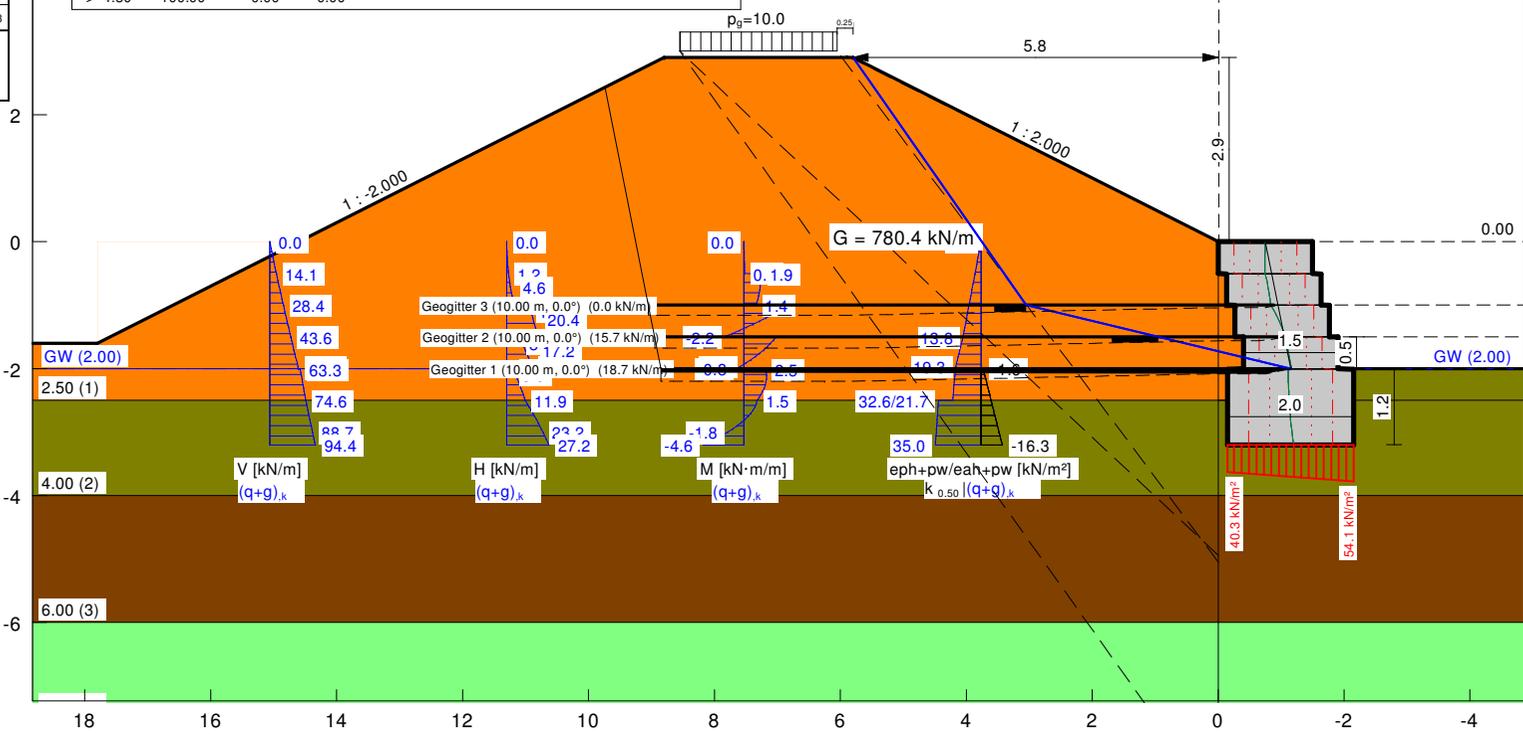
μ (Grundbruch) = 0.812
mit: $\phi_k = 25.4^\circ$; $c_k = 1.4$ kN/m²
 $\gamma_2 = 9.00$ kN/m³; $\sigma_0 = 10.8$ kN/m²

Gabione: $f_{m,d} = 0.200$ MN/m²
 $\gamma = 18.00$ kN/m³
 $\gamma' = 8.50$ kN/m³
E-Modul = $1.000 \cdot 10^6$ kN/m²
maximaler Ausnutzungsgrad: 0.336
in einer Tiefe von 3.202 m

Gleitsicherheit (Gabionenwand)
max $\mu = 0.960$ (Tiefe = 1.000 m)

Kubatur = 5.401 m³/m

--- 1. Kernweite
- - - 2. Kernweite
--- Stützzlinie (g+q)
--- Stützzlinie (g)



Gabionenwand, Vordimensionierung

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

Sigmaringendorf
Dammbauwerk Hüttenberg

AZ 200707-1
Anlage 7.2

Bewehrter Erdkörper
Ausnutzungsgrad 2-Körper-Bruchmechanismus = 0.467
ABMESSUNGEN
unten: x = -1.152 y = -2.000 m
Länge = 2.040 m Neigung = 78.63°
GRUNDDATEN
H ((g+q),k/g,k) = Erddruck = 17.58 / 17.58 kN/m
Neigung Hinterkante Wand = 78.63°
Abmind. Erddruck wg. Neigung Hinterkante Wand = 0.812
V ((g+q),k/g,k) = 780.43 / 780.43 kN/m
Momente um Mittelpunkt Wandsohle:
M ((g+q),k/g,k) (aus H-Kräften) = 28.57 / 28.57 kN-m/m
M ((g+q),k/g,k) (aus V-Kräften) = -886.62 / -886.62 kN-m/m/m
b = 10.00 m
 $\phi_k = 27.5^\circ$
GLEITSICHERHEIT
 μ (Gleit) = 0.05
KIPPSICHERHEIT
Exzentrizität ((g+q),k) "Bew. Erdkörper" = -1.099 m
zul Exzentrizität ((g+q),k) = 3.333 m = b/3
Exzentrizität (g,k) "Bew. Erdkörper" = -1.099 m
zul Exzentrizität (g,k) = 1.667 m = b/6
GRUNDBRUCHSICHERHEIT
 $c_k = 3.6$ kN/m²
 $\gamma_2 = 10.3$ kN/m³
 $\sigma_0 = 0.0$ kN/m³
 μ (Grundbruch) = 0.092

Querprofil 2 Gabionenwand auf Streifenfundament Erdbebenwirkung Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-E

Boden	γ_k	γ'_k	ϕ_k	c_k	δ/ϕ	δ/ϕ	Bezeichnung
pas/akt	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	passiv	aktiv	
19.0/20.0	9.0/10.0	27.5/25.0	1.0/15.0	0.000	0.667	0.667	Dammkörper
19.0/19.0	9.0/9.0	27.5/27.5	1.0/1.0	0.000	0.667	0.667	Verwitterungslehm, steif
19.0/19.0	9.0/9.0	22.5/22.5	2.0/2.0	0.000	0.667	0.667	Verwitterungslehm, weich
20.0/20.0	11.0/11.0	35.0/35.0	1.0/1.0	0.000	0.667	0.667	Felsersatz
21.0/21.0	12.0/12.0	35.0/35.0	5.0/5.0	0.000	0.667	0.667	Fels

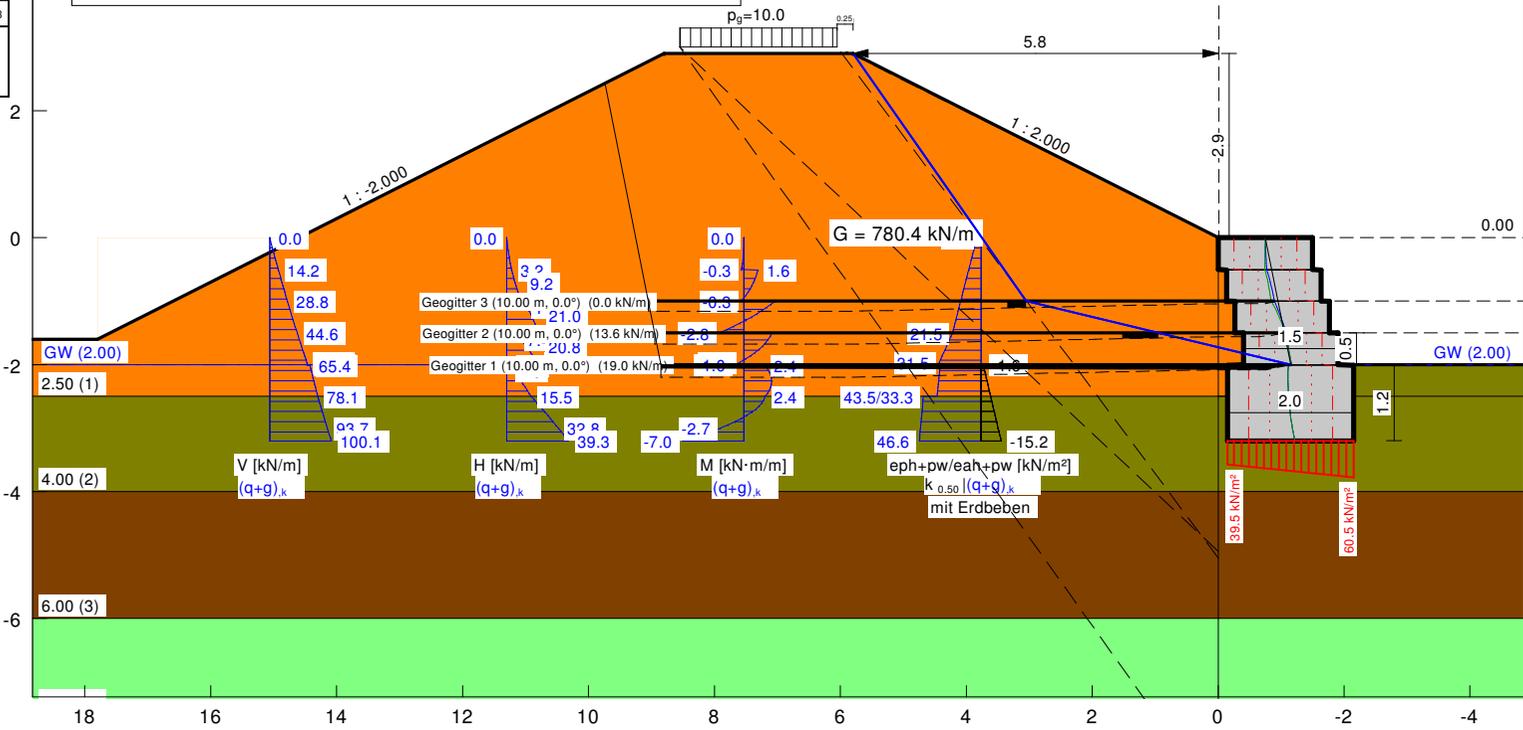
Norm: EC 7
Berechnungsgrundlagen:
keine Erddruckumlagerung
Aktiver Erddruck nach: EC 8
Ersatzerddruck-Beiwert mit $\phi = 40^\circ$
Passiver Erddruck nach: EC 8
BS: DIN 1054: BS-E
 $\gamma_G = 1.00$
 $\gamma_Q = 1.00$
 $\gamma_{phi} = 1.00$
 $\gamma_c = 1.00$
 $\gamma_{GEO-3} = 1.00$
 $\gamma_B = 1.00$ (Herausziehstand)
Berücksichtigung Erdbeben:
Erdbeben mit $k_h = 0.114$; $k_v = 0.038$
- Erddruckbeiwerte verändern (EC 8)
- Horizontalbelastung aus $k_h \cdot$ Eigengewicht (Wand)
Steuerparameter zweiseitige Lasten = 0.50
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 1.00$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 $\gamma_{phi} = 1.00$
 $\gamma_c = 1.00$
 $\gamma_{GEO-3} = 1.00$
 $\gamma_B = 1.00$ (Herausziehstand)
Berücksichtigung Erdbeben:
Erdbeben mit $k_h = 0.114$; $k_v = 0.038$
- Erddruckbeiwerte verändern (EC 8)
- Horizontalbelastung aus $k_h \cdot$ Eigengewicht (Wand)
Steuerparameter zweiseitige Lasten = 0.50

Setzungen:
Steifemodulprofil und
Setzungsanteile in den kennzeichnenden Punkten
Tiefe Es s(Luftseite) s(Erdseite)
infolge ständiger Lasten
[m u. GS] [MN/m²] [cm] [cm]
0.80 5.00 0.75 0.58
2.80 3.00 1.54 1.39
4.30 20.00 0.00 0.00
> 4.30 100.00 0.00 0.00
Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
Grenztiefe = 2.74 m u. GS
a = 10.00 m
b = 2.00 m
 σ_k (Luftseite) = 59.98 kN/m²
 σ_k (Erdseite) = 40.11 kN/m²
Setzungen in den kennzeichnenden Punkten:
Luftseite: s = 2.29 cm
Erdseite: s = 1.97 cm

Geogitter									
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	Neig. [°]	λ [-]	R_{Ed} [kN/m]	$R_{Ed,d}$ [kN/m]	$R_{Ed,s}$ [kN/m]	$R_{Ed,d}$ [kN/m]	$R_{Ed,s}$ [kN/m]
3	1.00	10.00	0.00	1.000	24.00	19.20	0.00	11.21	11.21
2	1.50	10.00	0.00	1.000	24.00	19.20	13.60	11.21	13.60
1	2.00	10.00	0.00	1.000	24.00	19.20	19.03	0.00	19.03

R_{Ed} = Bemessungswiderstand
 $R_{Ed,d}$ = Bemessungswiderstand am Anschluss
 $R_{Ed,s}$ = Auflagerkraft aus Erddruck auf Gabionenwand
 $R_{Ed,d}$ = Kraft aus Bruchmechanismus (mit μ multipliziert)
Haftverbundspannung $\tau_k = \lambda \cdot \tan(\phi) \cdot \sigma_{v,k}$

Bemessung:
Exzentrizität $e(FuB) = -0.070$ m
Maßgebend: g+q
 $V_{FuB} = 100.09$ kN/m (mit $E_{p,mob,k}$)
 $H_{FuB} = 39.26$ kN/m (mit $E_{p,mob,k}$)
 $M_{FuB} = -7.00$ kN-m/m (mit $E_{p,mob,k}$)
 $E_{p,mob,k} = 0.50 \cdot E_{p,k}$
 $E_{p,mob,k} = 0.00$ kN/m; $E_{p,mob,k} = 10.13$ kN/m
b = 2.000 m; a = 10.000 m
b/6 = 0.333 m; b/3 = 0.667 m
 $\sigma_1/\sigma_2(FuB) = 60.5 / 39.5$ kN/m²
Nachweis EQU:
Tiefe = 1.00 m
 $M_{stab} = 30.4 \cdot 1.50 \cdot 0.5 \cdot 1.00 = 22.81$
 $M_{dst} = 4.5 \cdot 1.00 = 4.46$
 $\mu_{EQU} = 4.46 / 22.81 = 0.196$
 μ (Gleit) = $H_d / (V_k \cdot \tan(\phi) / \gamma(Gleit) + E_{p,d}) = 51.7 / (100.1 \cdot \tan(27.5^\circ) / 1.00 + 20.3) = 0.714$
 μ (Grundbruch) = 0.574
mit: $\phi_k = 26.8^\circ$; $c_k = 1.1$ kN/m²
 $\gamma_2 = 9.00$ kN/m³; $\sigma_0 = 10.8$ kN/m²
Gabione: $f_{m,d} = 0.200$ MN/m²
 $\gamma = 18.00$ kN/m³
 $\gamma' = 8.50$ kN/m³
E-Modul = $1.000 \cdot 10^6$ kN/m²
maximaler Ausnutzungsgrad: 0.303
in einer Tiefe von 3.202 m
Gleitsicherheit (Gabionenwand)
max $\mu = 0.588$ (Tiefe = 1.500 m)
Kubatur = 5.401 m³/m
1. Kernweite
2. Kernweite
Stützzlinie (g+q)
Stützzlinie (g)



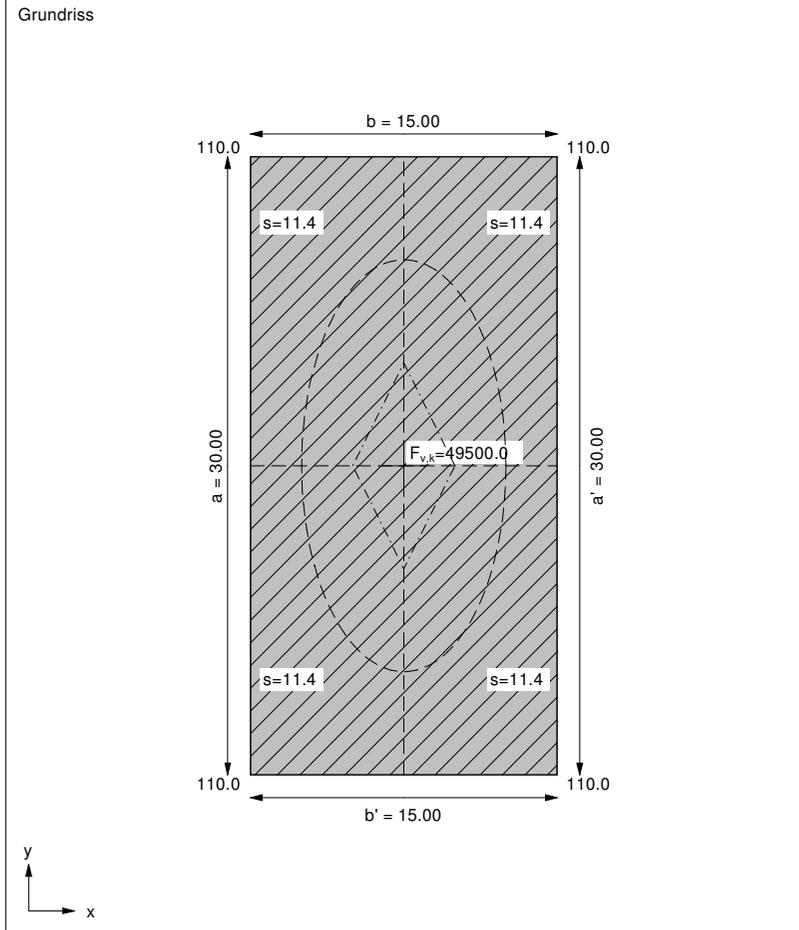
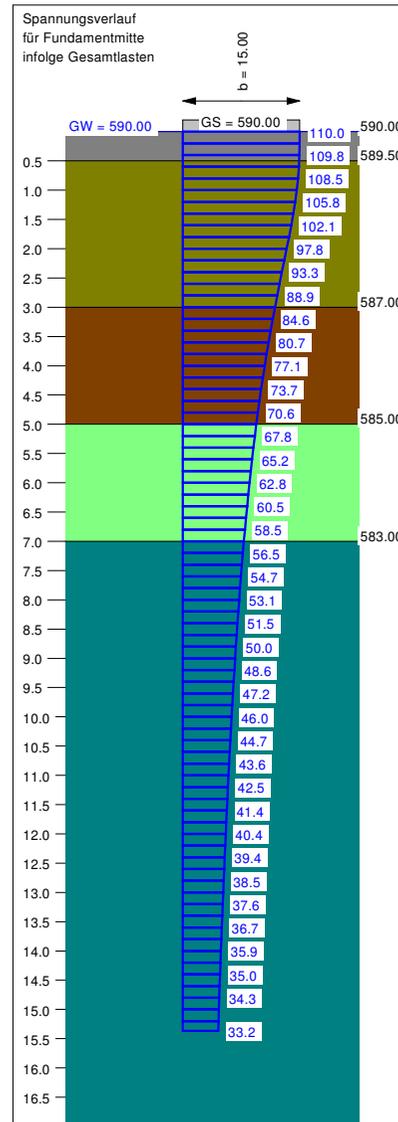
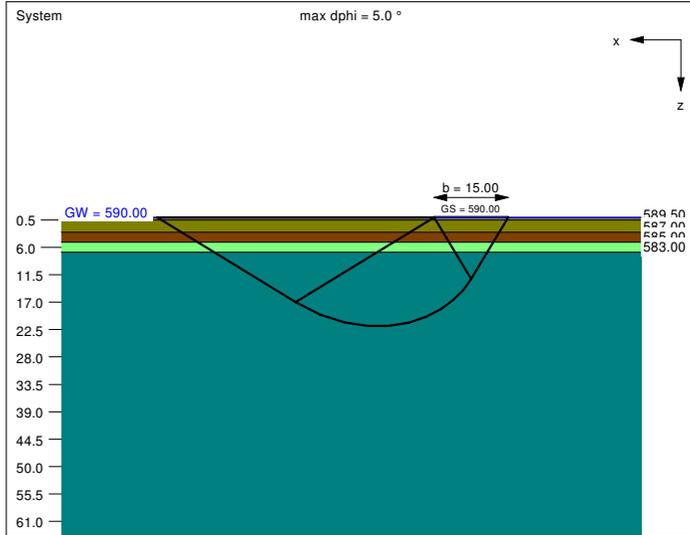
Grundbruch und Setzung

Querprofil 1

Idealisierte Grundfläche im Dammbereich
Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	20.0	10.0	25.0	15.0	20.0	0.00	stabil. Aufstandsebene
	19.0	9.0	27.5	1.0	5.0	0.00	Verwitterungslehm, steif
	19.0	9.0	22.5	2.0	3.0	0.00	Verwitterungslehm, weich
	20.0	10.0	35.0	1.0	20.0	0.00	Felsersatz
	21.0	12.0	35.0	5.0	100.0	0.00	Fels

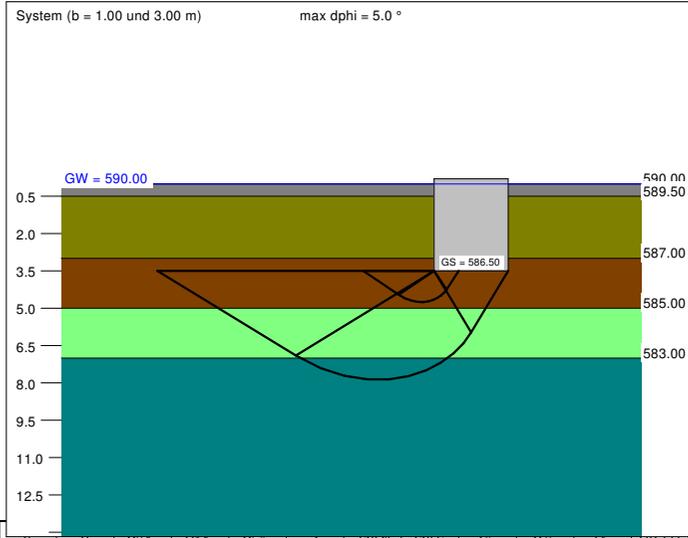
Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,sts} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Oberkante Gelände = 590.00 m+HN
 Gründungssohle = 590.00 m+HN
 Grundwasser = 590.00 m+HN
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 49500.00 / 0.00$ 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 $a = 30.000$ 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 $a' = 30.000$ 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 $a' = 30.000$ m
 Breite $b' = 15.000$ m
 Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{st,k} / \sigma_{st,d} = 1052.6 / 751.88$ kN/m²
 $R_{st,k} = 473685.77$ kN
 $R_{st,d} = 338346.98$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 49500.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 66825.00$ kN
 μ (parallel zu x) = 0.198
 cal $\varphi = 27.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 4.32$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.80$ kN/m³
 cal $\sigma_0 = 0.00$ kN/m²
 UK log. Spirale = 21.78 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 86.73 m
 Fläche log. Spirale = 980.06 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):
 $N_{c0} = 24.75$; $N_{d0} = 13.85$; $N_{b0} = 6.67$
 Formbeiwerte (x):
 $v_c = 1.248$; $v_d = 1.230$; $v_b = 0.850$
 Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.37$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 11.41 cm
 Setzungen der KPs:
 links oben = 11.41 cm
 rechts oben = 11.41 cm
 links unten = 11.41 cm
 rechts unten = 11.41 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 0.0
 Verdrehung(y) (KP) = 0.0
 Nachweis EQU:
 Maßgebend: Fundamentbreite
 $M_{stb} = 49500.0 \cdot 15.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 334125.0$
 $M_{dst} = 0.0$
 $\mu_{EQU} = 0.0 / 334125.0 = 0.000$

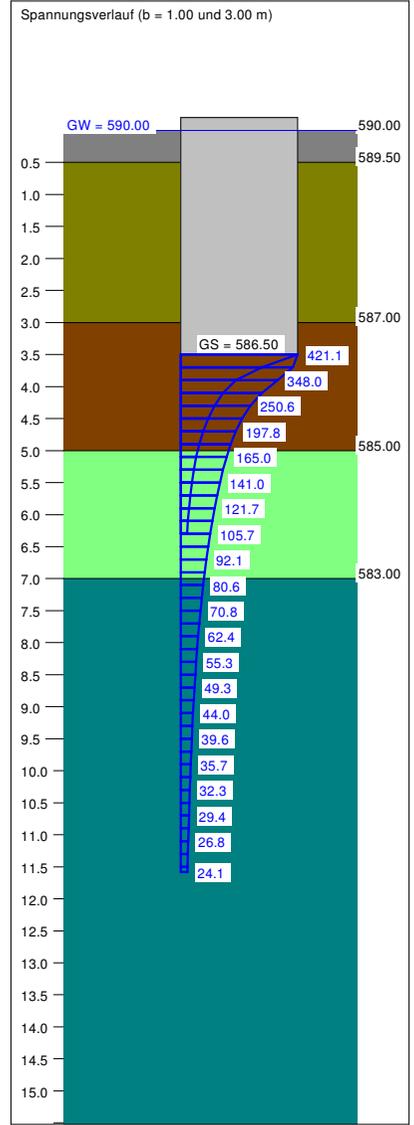
Grundbruch und Setzung

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	10.0	25.0	15.0	20.0	0.00	stabil. Aufstandsebene
	19.0	9.0	27.5	1.0	5.0	0.00	Verwitterungslehm, steif
	19.0	9.0	22.5	2.0	3.0	0.00	Verwitterungslehm, weich
	20.0	10.0	35.0	1.0	20.0	0.00	Felsersatz
	21.0	12.0	35.0	5.0	100.0	0.00	Fels



b	l	$\sigma_{GR,0}$	$\sigma_{GR,1}$	σ_{EK}	φ	$\sigma_{GR,\varphi}$	$\sigma_{GR,0}$	$\sigma_{GR,1}$	$\sigma_{GR,\varphi}$	γ_G	$\sigma_{GR,0}$
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[cm]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[m]
1.00	1.00	309.3	309.3	217.1	4.32	22.5	2.00	9.00	32.00	6.29	4.75
1.20	1.20	312.0	449.3	219.0	4.93	22.5	2.00	9.00	32.00	6.73	5.00
1.40	1.40	457.0	895.7	320.7	7.95	25.9 *	1.61	9.11	32.00	7.74	5.44
1.60	1.60	554.2	1418.8	388.9	10.41	27.5 *	1.50	9.21	32.00	8.55	5.83
1.80	1.80	559.6	1813.0	392.7	11.21	27.5 *	1.45	9.28	32.00	9.01	6.12
2.00	2.00	565.1	2260.3	396.5	11.97	27.5 *	1.40	9.33	32.00	9.46	6.41
2.20	2.20	567.3	2745.9	398.1	12.61	27.4 *	1.37	9.38	32.00	9.88	6.70
2.40	2.40	574.5	3309.0	403.1	13.32	27.5 *	1.33	9.42	32.00	10.31	6.99
2.60	2.60	600.0	4056.0	421.1	14.46	27.4 *	2.18	9.50	32.00	10.82	7.27
2.80	2.80	600.0	4704.0	421.1	14.96	27.4 *	2.50	9.60	32.00	11.21	7.56
3.00	3.00	600.0	5400.0	421.1	15.44	27.5 *	2.71	9.70	32.00	11.58	7.86

* phi wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\sigma_{EK} = \sigma_{GR,k} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{GR,k} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{GR,k} / 1.99$ (für Setzungen)
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.50



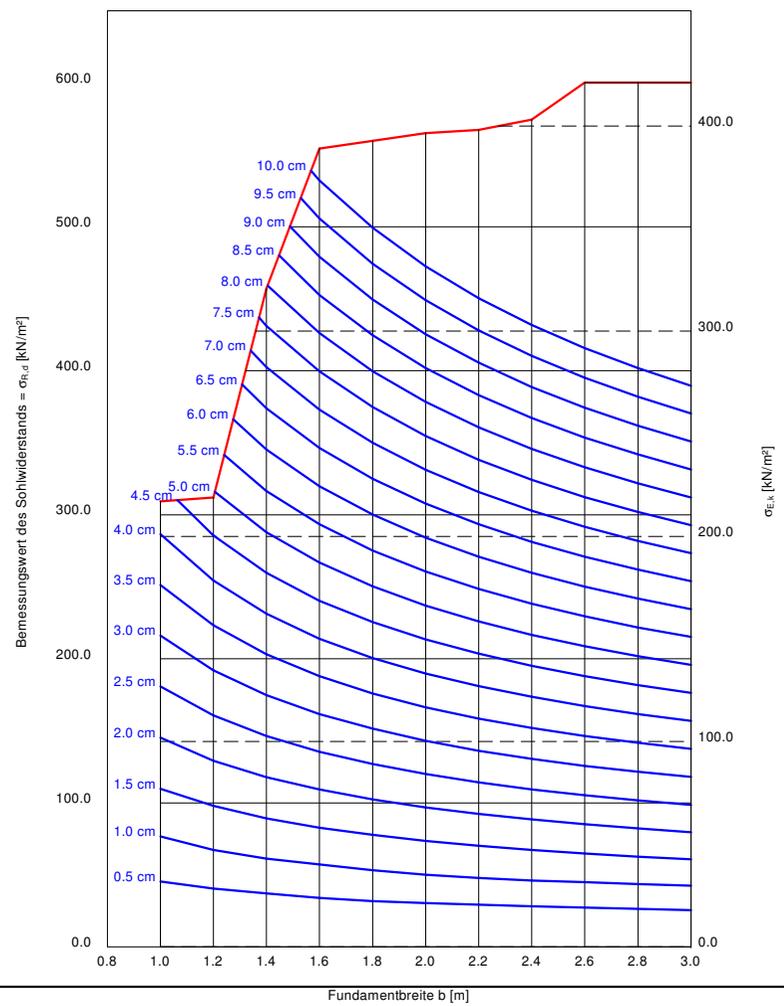
Einzelfundament

Gründung im weich konsistenten Verwitterungslehm
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.50

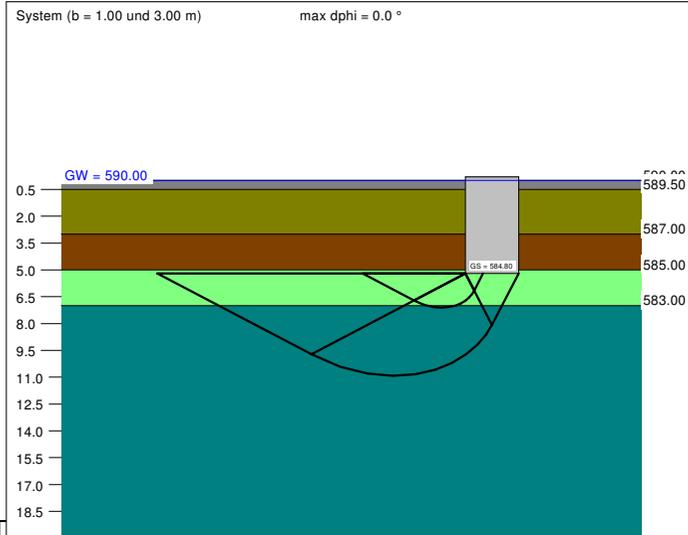
$\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_G + (1 - 0.500) \cdot \gamma_Q$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.425$
 $\sigma_{R,d}$ auf 600.00 kN/m² begrenzt
 Oberkante Gelände = 590.00 m+HN
 Gründungssohle = 586.50 m+HN
 Grundwasser = 590.00 m+HN
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 Grenztiefen spannungsvariabel bestimmt

— Sohldruck
 — Setzungen



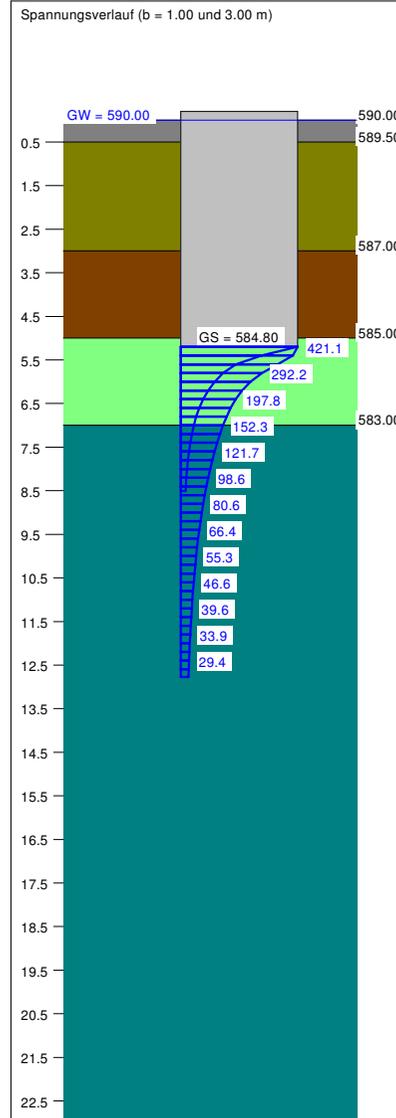
Grundbruch und Setzung

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	10.0	25.0	15.0	20.0	0.00	stabil. Aufstandsebene
	19.0	9.0	27.5	1.0	5.0	0.00	Verwitterungslehm, steif
	19.0	9.0	22.5	2.0	3.0	0.00	Verwitterungslehm, weich
	20.0	10.0	35.0	1.0	20.0	0.00	Felsersatz
	21.0	12.0	35.0	5.0	100.0	0.00	Fels



b	q	q _{ult}	q _{adm}	s _{adm}	s _{adm} / q _{adm}	s _{adm} / q	s _{adm} / q _{ult}	s _{adm} / q _{adm}	s _{adm} / q	s _{adm} / q _{ult}	
1.00	1.00	600.0	600.0	421.1	1.34	35.0	1.75	10.03	47.50	8.51	7.11
1.20	1.20	600.0	864.0	421.1	1.53	35.0	2.51	10.19	47.50	9.02	7.49
1.40	1.40	600.0	1176.0	421.1	1.71	35.0	2.90	10.36	47.50	9.50	7.87
1.60	1.60	600.0	1536.0	421.1	1.86	35.0	3.17	10.51	47.50	9.96	8.25
1.80	1.80	600.0	1944.0	421.1	2.01	35.0	3.38	10.64	47.50	10.40	8.63
2.00	2.00	600.0	2400.0	421.1	2.15	35.0	3.54	10.75	47.50	10.83	9.02
2.20	2.20	600.0	2904.0	421.1	2.28	35.0	3.68	10.84	47.50	11.24	9.40
2.40	2.40	600.0	3456.0	421.1	2.40	35.0	3.79	10.92	47.50	11.64	9.78
2.60	2.60	600.0	4056.0	421.1	2.52	35.0	3.88	11.00	47.50	12.03	10.16
2.80	2.80	600.0	4704.0	421.1	2.63	35.0	3.96	11.06	47.50	12.41	10.54
3.00	3.00	600.0	5400.0	421.1	2.73	35.0	4.03	11.11	47.50	12.77	10.92

$\sigma_{EK} = \sigma_{GK} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{G,O}) = \sigma_{GK} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{GK} / 1.99$ (für Setzungen)
Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.50



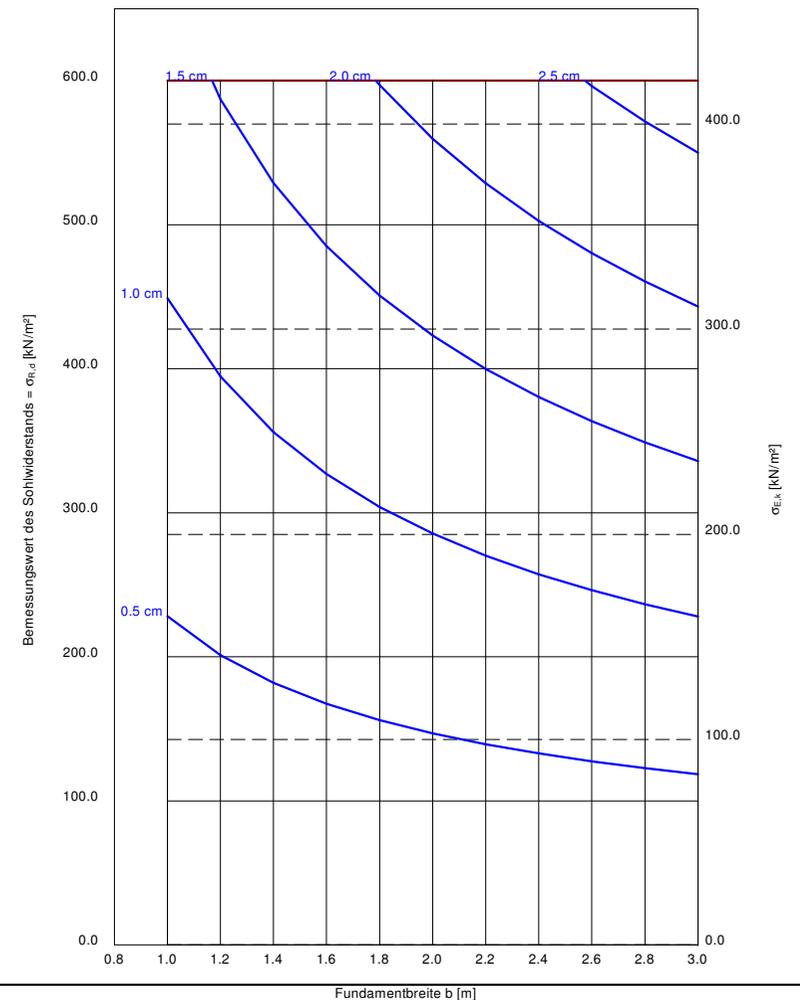
Einzelfundament

Gründung im Übergang zum Felsersatz
Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054, BS-P

Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-P
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
Einzelfundament (a/b = 1.00)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.50

$\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_G + (1 - 0.500) \cdot \gamma_Q$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.425$
 $\sigma_{R,d}$ auf 600.00 kN/m² begrenzt
Oberkante Gelände = 590.00 m+HN
Gründungssohle = 584.80 m+HN
Grundwasser = 590.00 m+HN
Grenztiefe mit p = 20.0 %
Grenztiefen spannungsvariabel bestimmt

— Sohldruck
— Setzungen



Prinzipskizze

Dammstützkörper: feinkörnige Erdstoffe (z.B. Bodengruppen UL, UM, TL, TM gemäß DIN 18196)
 mit Mischbindemittelzugabe gemäß Eignungsprüfung
 Verdichtung mind 98 % der einfachen Proctordichte

Fußdränage: Körnung gebrochen und gewaschen z.B. 8/16

Geotextiler Filter: Wasserbauvlies (100 Jahre Beständigkeit, Bodengruppen A÷C nach TLG)

Geogitter: Dehnsteifes vorwiegend einaxial wirkendes Produkt,
 Gebrauchszugkraft mind. 24 kN/m (pH-Wert 11÷12,5) bei max. 2 % Dehnung
 z.B. NAUE Secugrid 120/40 R6; Dimensionierung erforderlich

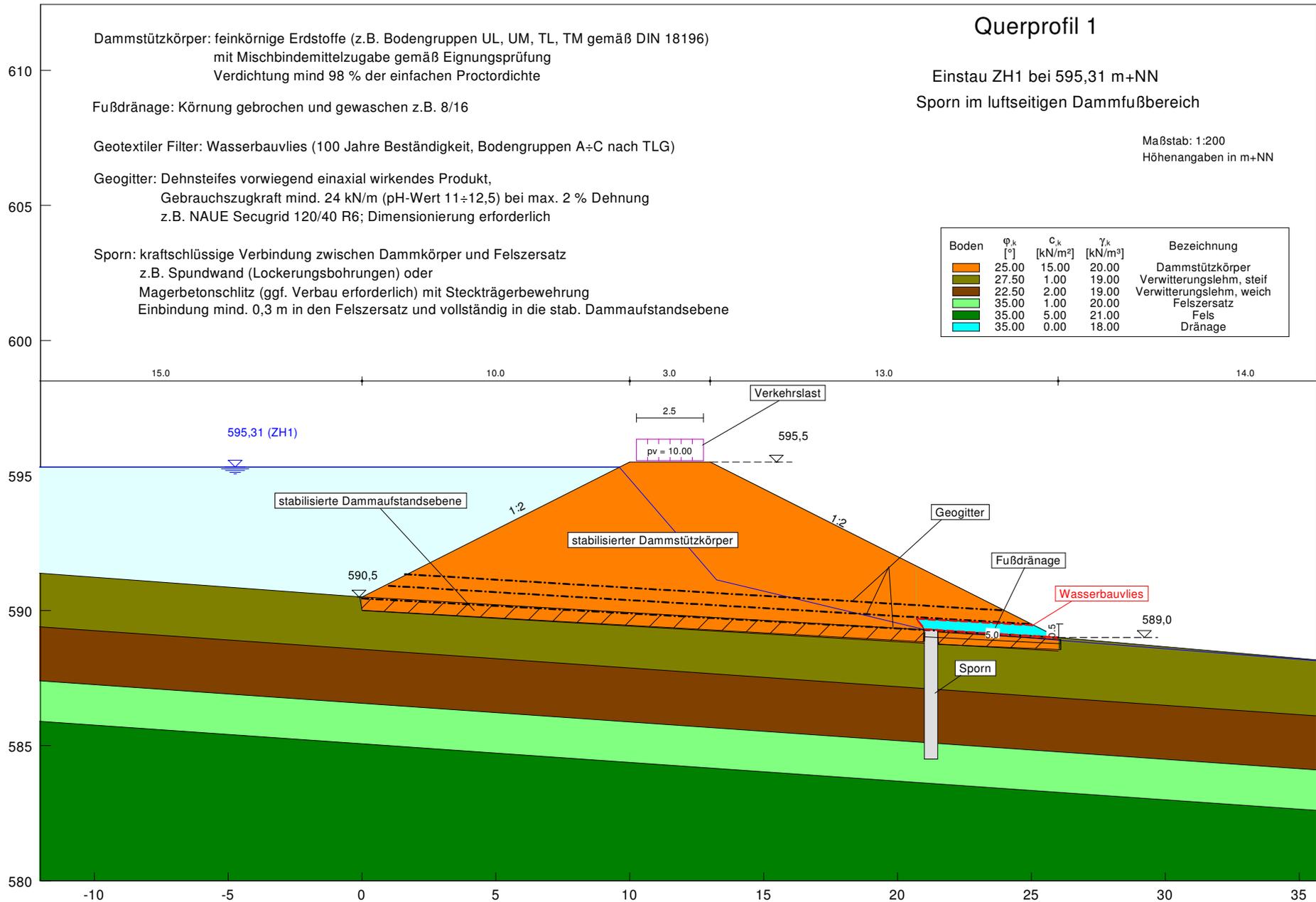
Sporn: kraftschlüssige Verbindung zwischen Dammkörper und Felsersatz
 z.B. Spundwand (Lockerungsbohrungen) oder
 Magerbetonschlit (ggf. Verbau erforderlich) mit Steckträgerbewehrung
 Einbindung mind. 0,3 m in den Felsersatz und vollständig in die stab. Dammaufstandsebene

Querprofil 1

Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
 Sporn im luftseitigen Dammfußbereich

Maßstab: 1:200
 Höhenangaben in m+NN

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
Orange	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
Grün	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
Braun	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
Lila	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
Rot	35.00	5.00	21.00	Fels
Blau	35.00	0.00	18.00	Dränage



Prinzipskizze

Dammstützkörper: feinkörnige Erdstoffe (z.B. Bodengruppen UL, UM, TL, TM gemäß DIN 18196)
mit Mischbindemittelzugabe gemäß Eignungsprüfung
Verdichtung mind 98 % der einfachen Proctordichte

Stützwand: Z.B. Gabionenkörper mit einer Einzelhöhe von 0,5 m auf Streifenfundament
Die Geogitter werden zwischen den Gabionenkörpern eingeklemmt

Geotextiler Filter: Wasserbauvlies (100 Jahre Beständigkeit, Bodengruppen A+C nach TLG)

Geogitter: Dehnsteifes vorwiegend einaxial wirkendes Produkt,
Gebrauchszugkraft mind. 24 kN/m (pH-Wert 11÷12,5) bei max. 2 % Dehnung
z.B. NAUE Secugrid 120/40 R6; Dimensionierung erforderlich

Sporn: kraftschlüssige Verbindung zwischen Dammkörper und Felsersatz
z.B. Magerbetonschlitz (ggf. Verbau erforderlich) mit Steckträgerbewehrung
Einbindung mind. 0,3 m in den Felsersatz und vollständig in die stab. Dammaufstandsebene

Querprofil 2

Gabionenwand
Einstau ZH1 bei 595,31 m+NN
Drei Lagen dehnsteife Geogitter

Maßstab: 1:200
Höhenangaben in m+NN

Boden	ϕ_{ik} [°]	c_{ik} [kN/m ²]	γ_{ik} [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	15.00	20.00	Dammstützkörper
	27.50	1.00	19.00	Verwitterungslehm, steif
	22.50	2.00	19.00	Verwitterungslehm, weich
	35.00	1.00	20.00	Felsersatz
	35.00	5.00	21.00	Fels

