

Veloroute Bogenweg, Kriens

Bauprojekt

Technischer Bericht

12. Juni 2026 / 1-02





Impressum

<i>Auftraggeber/-in</i>	Stadt Kriens
<i>Projektleiter/-in</i>	Monika Schwarzentruher-Brawand
<i>Berichtsverfasser/-in</i>	Matthias Bucher, Raffael Büchler, Sandro Flückiger
<i>Projektnummer</i>	31.0437
<i>Dokument</i>	VR_Bogenweg_Kriens_TB_BP_20260612.docx

Änderungsverzeichnis

<i>Version</i>	<i>Datum</i>	<i>Verfasser/-in</i>	<i>Bemerkungen</i>
1-01	19.03.2026	Matthias Bucher m.bucher@bs-ing.ch	keine Bemerkungen
1-02	12.06.2026	Matthias Bucher m.bucher@bs-ing.ch	Integration Fussweg Grabenhofpark gem. Wettbewerbsprojekt, Freiraumarchitektur Luzern



Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	6
1.1	Ausgangslage	6
1.2	Auftrag und Ziel	6
1.3	Projektperimeter	7
1.4	Abgrenzung / Drittprojekte	7
1.5	Grundlagen	8
2	Verkehr	9
2.1	Einbindung ins übergeordnete Veloroutennetz	9
2.2	Einbindung ins Fusswegnetz	10
2.3	Projektierungsgeschwindigkeit Veloverkehr	11
2.4	Linienführung	11
2.4.1	Horizontale Linienführung	11
2.4.2	Gefällsverhältnisse	11
2.4.3	Fussverkehr	12
2.5	Normalprofile	12
2.5.1	Velohauptroute Abschnitt Grabenhof, nördlich der Schlimbachbrücke	12
2.5.2	Fussverkehr	12
2.5.3	Mischverkehr Schlimbachbrücke	12
2.5.4	Anforderungen Unterhalt und ausserordentliche Nutzungen	13
2.5.5	Mischverkehr Anschlüsse Ost und West	13
2.6	Anschluss Nord: Knoten Industriestrasse	13
2.7	Signalisation und Vekrehsanordnungen	14
3	Umgebung	16
3.1	Geologie	16
3.2	Hydrogeologie	16
3.3	Grundwasserschutz	17
3.4	Naturgefahren	18
3.5	Altlasten	18
3.6	Bodenschutzkonzept	19
3.7	Grünachsen / Heckenschutz / Rodungen	20
3.8	Edelkrebse	21
3.9	Familiengärten	21
3.10	Ökologische Aufwertung / Hochwasserschutz	22
3.11	Grabenhofpark	22
3.12	Künftige Überbauungen / Fortsetzung Bogenweg	23
4	Strassenbau	25
4.1	Normalprofil	25
4.1.1	Veloweg	25
4.1.2	Velo- und Fussweg	26
4.1.3	Randabschlüsse / Entwässerung	26
4.1.4	Fundation	27
4.1.5	Belagsaufbau	27



4.2	Dämme	27
4.2.1	Aufbau	27
4.2.2	Setzungen / Überschüttung	28
4.3	Schlimbachbrücke	29
4.3.1	Normalprofil	29
4.3.2	Materialisierung der Brücke	29
4.3.3	Randbedingungen / Massgebende Nutzlast	30
4.3.4	Konstruktion	30
4.3.5	Foundation	31
4.3.6	Abdichtung Brückenplatte und Fahrbahnaufbau	32
4.3.7	Entwässerung	32
4.3.8	Bauzustand	33
4.4	Werkleitungen	33
4.4.1	Knoten Industriestrasse	33
4.4.2	Grabenhofareal	34
4.4.3	Hinterschlund / Schlimbach / Ringstrasse	35
4.4.4	Bogenweg	36
4.4.5	Schlimbachbrücke	36
4.5	Öffentliche Beleuchtung	36
5	Kosten	37
5.1	Abgrenzung	37
5.2	Kostenschätzung	38
6	Bauausführung / Bauprogramm	39
	Anhänge	40
A	Kostenschätzung	40
B	Bauprogramm	41
C	Statische Grundlagen und Bemessung Schlimbachbrücke	42
D	Angebot CKW für öffentliche Beleuchtung	43
E	Geologie	44
F	Unbedenklichkeit Einschnürung Grundwasser	45
G	Untersuchung Boden Grabenhof bezüglich chemischer Belastung	46
H	Abschätzung der Setzungen der Dammschüttung	47
I	Hydraulische Berechnungen	48



Zugehörige Pläne

101	Bauprojekt Übersicht	Situation	1 : 500
111	Strassenbau Grabenhof	Situation	1 : 200
112	Werkleitungen Grabenhof	Situation	1 : 200
113	Signalisation & Markierungen	Situation	1 : 200
114	Sichtweiten Knoten Industriestrasse	Situation	1 : 200
115	Rodungen	Situation	1 : 200
121	Längenprofil Achse 1	Längenprofil	1 : 500/50
122	Längenprofil Achse 2	Längenprofil	1 : 500/50
123	Längenprofil Achse 3	Längenprofil	1 : 500/50
124	Längenprofil Fussweg Grabenhof	Längenprofil	1 : 500/50
131	Normalprofile	Normalprofile	1 : 50
141	Detail Schlimbachbrücke	Situation / Schnitte	1 : 100 / 1 : 50
151	Normalien		

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Die Stadt Kriens plant im Rahmen ihres Gesamtverkehrskonzepts (2018) und dem darauf abgestimmten Grundkonzept Verkehr Luzern Süd (2016) eine Fussgänger- und Veloroute vom «Mattenhof» parallel zur Ringstrasse bis ins Gebiet «Hinterschlund» / Pilatusmarkt. Diese Route trägt den Projekttitel «Bogenweg». Der Bogenweg quert die bestehende kantonale Veloroute, welche von Horw via Dattenmatt und das Gebiet «Vorderschlund» nach Kriens verläuft.

Die neue Route muss auf die kantonale Veloroute abgestimmt werden und wird als Velovorzugsroute ausgebildet. Sie wird zu einem späteren Zeitpunkt selbst Teil des kantonalen Velorouten-netzes.

Der Bogenweg verläuft über die beiden Areale «Grabenhof» und «Hinterschlund», beide befinden sich im Eigentum der Stadt Luzern:

Das Areal «Grabenhof» wird bis Ende 2026 noch durch den Familiengärtnerverein der Stadt Luzern genutzt. Nach der Aufhebung der Familiengärten soll der Bogenweg das Areal «Grabenhof» in zwei Hauptflächen unterteilen: Die östliche Fläche von rund 7600 m² dient der Naherholung. Die westliche Fläche wird einerseits in eine ökologisch wertvolle Fläche von 5000 m² Bachretention und 5000 m² ökologische Grünfläche sowie eine Gewerbe- und Wohnfläche (entwickelt durch die Stadt Luzern) unterteilt.

Der Bogenweg soll später über das südlich angrenzende Areal «Hinterschlund» fortgesetzt werden. Diese Fortsetzung ist nicht Bestandteil des vorliegenden Projekts. Nach der Überführung über den Schlimbach wird der Bogenweg im Rahmen der vorliegenden Projektierung in Richtung Osten an den bestehenden Weg entlang des Schlimbachs und in Richtung Westen an die bestehende Überführung der Ringstrasse angeschlossen.

Unter der Leitung des Kantons wird ergänzend der Hochwasserschutz des Schlimbachs verbessert. Entlang des Bachs sind östlich des Bogenwegs zusätzliche Flächen für den Bachlauf, Retentionsbecken und eine ökologische Aufwertung des Gewässers vorgesehen.

Die Gestaltung der östlich des Bogenwegs zu liegen kommenden Naherholungszone ist eine Ersatzmassnahme im Rahmen der Projekte «Pilatusarena», «Pilatustower» und «Mattenhof» und wird durch diese Projekte finanziert. Für deren Gestaltung wurde im August 2025 ein Projektwettbewerb ausgeschrieben. Als Randbedingung wurde im Wettbewerb eine Fusswegverbindung ab dem Anschluss Industriestrasse bis zur Brücke des Bogenwegs gefordert. Dieser Fussweg wurde aus dem Siegerprojekt (Freiraumarchitektur Luzern) in das vorliegende Projekt integriert. Der Rest der Grabenhofparks wird zu einem späteren Zeitpunkt separat realisiert.

1.2 Auftrag und Ziel

Die B+S AG Luzern erhielt von der Stadt Kriens am 03.09.2024 den Auftrag für die Projektierung und die Bauleitung des Bogenwegs über das Areal «Grabenhof» inklusive Überquerung des Schlimbachs über alle SIA-Phasen (31 bis 53). Der weiterführende Abschnitt über das Areal "Hinterschlund" ist nicht Bestandteil vorliegender Projektierung (vgl. Kapitel 1.4).

1.3 Projektperimeter

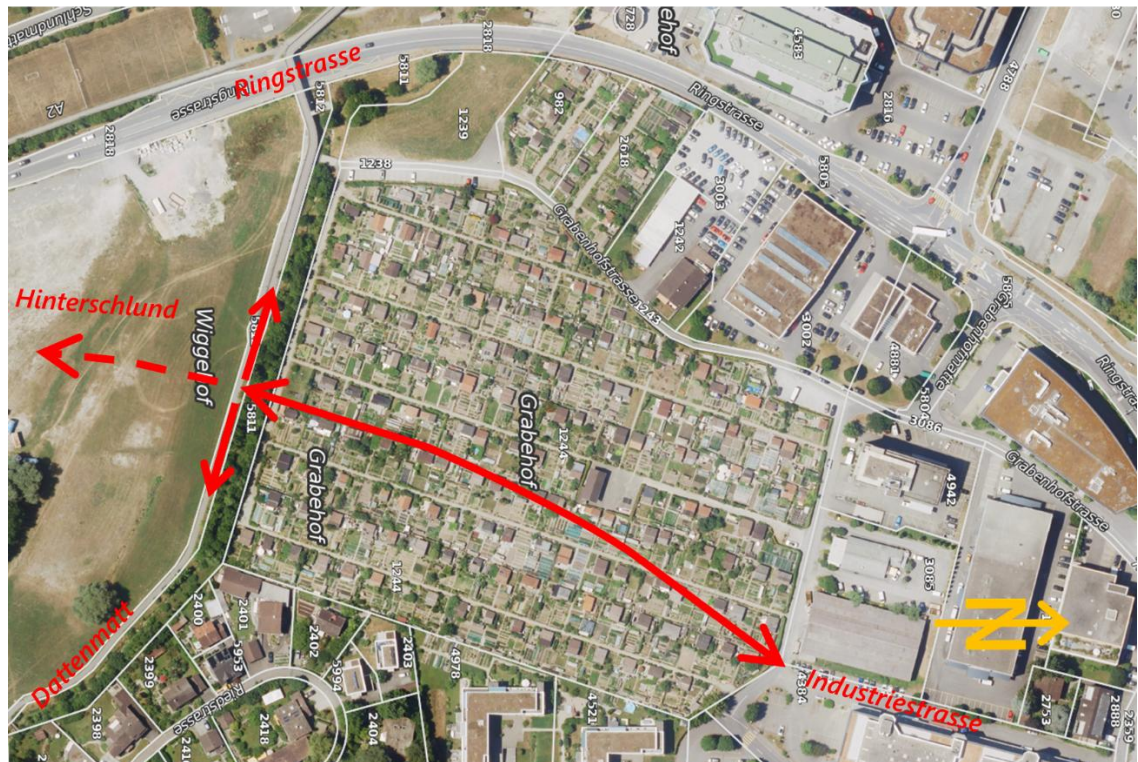


Abbildung 1 Projektperimeter Bogenweg auf dem Areal Grabenhof

Abbildung 1 zeigt den Projektperimeter schematisch. Das Projekt beinhaltet folgende Elemente:

- Anschluss Industriestrasse inkl. Knotengestaltung
- Dammschüttung auf dem Areal Grabenhof inkl. Velo- und Fussweg auf dem Damm
- Brücke über den Schlimbach für Fussgänger und Velofahrer
- Anschluss Fuss- und Veloweg in Richtung West an Überführung Ringstrasse
- Möglichst direkter Anschluss an Fussweg in Richtung Ost (Dattenmatt)

1.4 Abgrenzung / Drittprojekte

Nicht Bestandteil vorliegender Projektierung sind:

- Gestaltung Grabenhofpark östlich des Bogenwegs
- Hochwasserschutz und Aufwertung Schlimbach sowie allfällige Anpassungen Bachverlauf
- Ökologische Aufwertung linkes Schlimbachufer zwischen Ringstrasse und Bogenweg
- Räumung und Rückbau Familiengärten Grabenhofareal sowie allfällige Altlastensanierung
- Fortsetzung Bogenweg über das Areal Hinterschlund in Richtung Kreuzstrasse
- Allfällige Anpassungen und Aufwertung des bestehenden Verbindungswegs in Richtung Dattenmatt.



1.5 Grundlagen

- [1] Veloroute Bogenweg, Vorprojekt, B+S AG 07.03.2025
- [2] Veloroute Bogenweg, Vernehmlassung (Vorabklärung), Stadt Kriens und Kanton Luzern, 11.08.2025
- [3] Beschlüsse gemäss Protokollierung Startsituation Bauprojekt, 24.09.2025
- [4] Hydraulische Berechnungsergebnisse Hochwasser Stände HQ 100 und HQ 300, Ingenieurbüro Schubiger Hergiswil, 30.07.2024.
- [5] Ergänzungen zum Projekt HWS Schlossbach / Schlimbach Kriens, Schubiger AG, Hergiswil, 2025
- [6] Entwicklungskonzept Luzern Süd, Richtlinienplan Vertiefungsgebiet IV, Luzern Plus 02.03.2017
- [7] Veloroute Bogenweg, Brücke Schlimbach, Resultate aus elektrischen Drucksondierungen, GEOTEST, 28.03.2025
- [8] Auszug aus Entwurf kantonale Fuss- und Velostandards, vif Kanton Luzern, 11.12.2024
- [9] Gemeinde Kriens, Kriens Gesamtverkehrskonzept, Bearbeitungsstand 19. September 2018.
- [10] Stadt Luzern, „Citymaps, Velonetz - Routentyp,“
- [11] Entwurf Velonetzplan Kanton Luzern (Stand 30.01.2026)
- [12] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 40 201, Geometrisches Normalprofil, Grundabmessungen und Lichtraumprofil der Verkehrsteilnehmer, März 2019.
- [13] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 640 070, Fussgänger-verkehr, Februar 2009.
- [14] Projektteam Luzern Süd, Richtlinienplan Vertiefungsgebiet IV, 2. März 2017
- [15] vif Fachordner Strassenbau, 703.201 Standardaufbauten Strassenbeläge
- [16] vif Fachordner Naturgefahren, 901.101 Freibord – Handhabung im Kanton Luzern
- [17] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 40 585, Verdichtung und Tragfähigkeit, Mai 2020
- [18] Anfrage und Antwort Siedlungsentwässerung Stadt Kriens, Mischwasserleitung Grabenhof, 03.02.2025
- [19] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 640 060, Leichter Zweiradverkehr; Grundlagen, November 1994.
- [20] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 40 247, Querungen für den Fussgänger- und leichten Zweiradverkehr; Überführungen, März 2019.
- [21] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 40 568, Passive Sicherheit im Strassenraum, Geländer, März 2024
- [22] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 72 005, Fussverkehr; Entwurf von gemeinsam mit dem Fahrverkehr genutzten Flächen, Dezember 2024.
- [23] Bundesamt für Strassen (ASTRA), Veloverkehr in Kreuzungen; Handbuch Infrastruktur, 2021.
- [24] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 640 075, Fussgänger-verkehr; Hindernisfreier Verkehrsraum, März 2019.
- [25] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 40 273, Knoten; Sichtverhältnisse in Knoten in einer Ebene (ohne Kreisel), September 2024.
- [26] Linienführung Fussweg, Freiraumarchitektur, 13.04.2026
- [27] Erhöhung Kote HWS+Freibord Schlimbach auf 454.70 m ü. M. gem. gem. Mail Schubiger NW 20.04.2026

2 Verkehr

2.1 Einbindung ins übergeordnete Veloroutennetz

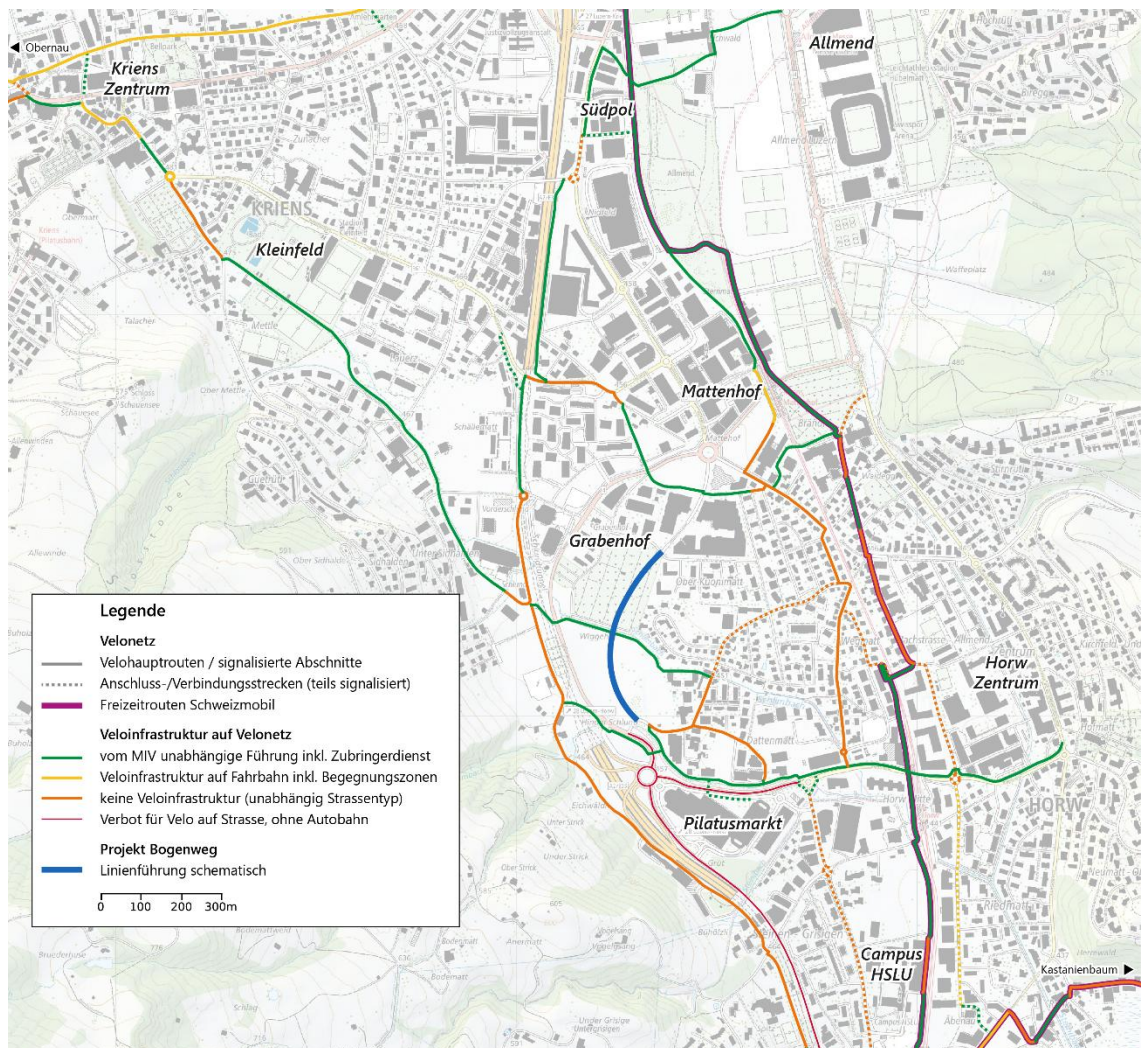


Abbildung 2 Analyse bestehendes Velonetz im Raum Luzern Süd 2026 (signalisierte Veloverbindungen und Velohaupttrouten gemäss [9] und [10])

Der Bogenweg dient auf der Basis des aktuellen Veloroutennetzes primär der Verbindung zwischen «Mattenhof» und dem Gebiet um den Pilatusmarkt. Die Verbindungen zwischen der Stadt Luzern und Horw Zentrum inkl. Campus HSLU erfolgt über andere, direktere Veloverbindungen.

Die Verbindung zwischen Kriens Zentrum und Horw Zentrum inkl. Erschliessung des Pilatusmarkts erfolgt heute über die Veloverbindungen westlich der Ringstrasse sowie via Kuonimatt bzw. Dattematt. Letztere Verbindung quert den künftigen Bogenweg südlich des Schlimbachs. Heute führt diese Verbindung weiter mittels einer Brücke über die Ringstrasse und wird so eine direkte Zugänglichkeit des Bogenwegs ab dem Zentrum von Kriens garantieren.

Gemäss [3] wird der Bogenweg aufgrund der Rücksprache der Stadt Kriens mit dem Kanton Luzern als Velovorzugsroute ausgebaut. Dies widerspricht momentan der aktuellen Netzplanung des Kantons gemäss [11] (vgl. Abbildung 3), wobei es sich bei [11] explizit um einen Entwurf handelt.

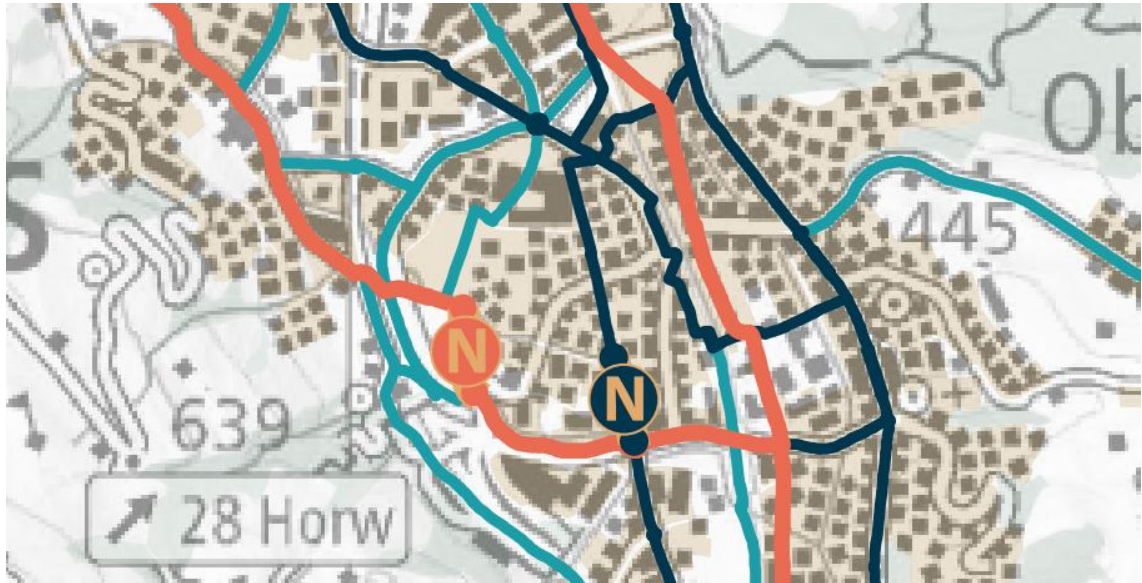


Abbildung 3 Ausschnitt aus Entwurf kantonale Velonetzplanung gemäss [11]

Es ist zu erwarten, dass der Bogenweg als gut ausgebaute Veloverbindung auf lokaler Ebene als «Quartier-Sammelachse» und Verbindung für den Veloverkehr von bzw. zu den umgebenden Wohn- und Gewerbegebieten, insbesondere Mattenhof im Norden und dem Pilatusmarkt im Süden sowie der Erschliessung der künftigen Wohnüberbauungen und Gewerbegebieten Grabenhof und Hinterschlund dienen wird. Weiter ist zu erwarten, dass auf dem südlichen Teil des Bogenwegs – bei einer entsprechend attraktiven Gestaltung – der Veloverkehr zwischen Kriens Zentrum und Ennethorw inkl. dem Verkehr zum Technikum (HSLU) unterwegs sein wird. Unter diesen Aspekten ist der grosszügige Ausbau des gesamten Bogenwegs nach den Standards von Velovorzugsrouten zur Förderung des Veloverkehrs sinnvoll. Bezüglich der vorliegenden Projektierung sind die Beschlüsse gemäss [3] verbindliche Grundlage.

2.2 Einbindung ins Fusswegnetz

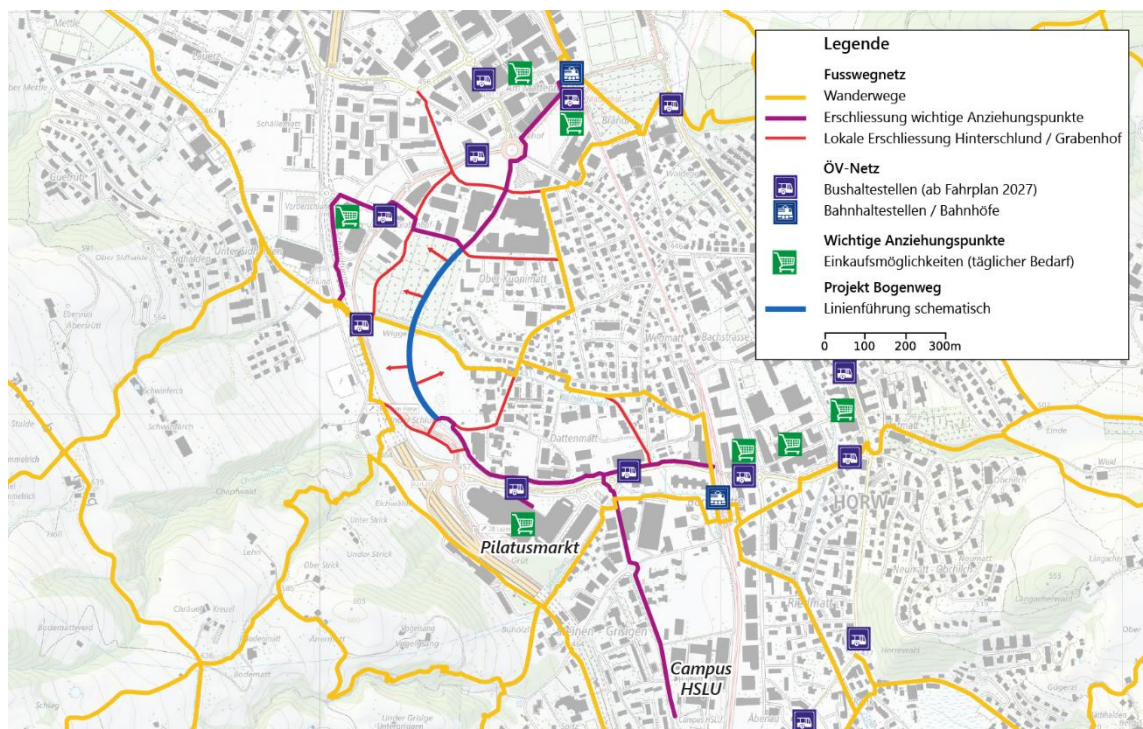


Abbildung 4 Analyse bestehendes Fusswegnetz und massgebende Anziehungspunkte Umfeld Bogenweg

Für den Fussverkehr wird der Bogenweg bzw. die mit der Umsetzung entstehende Fusswegverbindung eine wichtige Achse zwischen dem Mattenhof und dem Pilatusmarkt darstellen, die in dieser Form bislang nicht so direkt und durchgängig vorhanden ist.

Im Norden ist mit der Industriestrasse als direkte Verlängerung des Bogenwegs der Zugang zum Bahnhof Mattenhof mit S-Bahn und Busanbindung sowie Einkaufsmöglichkeiten und Restaurants gewährleistet.

Im Süden schliesst der Bogenweg an die bestehende, gut ausgebaute Fusswegverbindung entlang des Chrummbachs an, welche Zugang zum Einkaufszentrum Pilatusmarkt bietet sowie die Möglichkeit bietet, zum Bahnhof Horw sowie auf die Technikumstrasse und den HSLU-Campus zu gelangen.

Lokal wird der Bogenweg der Haupteerschliessung für den Fussverkehr innerhalb der Überbauungen Grabenhof und Hinterschlund dienen und somit eine lokale Sammelachse für den Fussverkehr darstellen.

Der Bogenweg wird in West-Ost-Richtung durch das Wanderwegnetz gequert, welches sich vom Schattenberg und Kriens Zentrum über die Dattenmatt nach Horw und in die Luzerner Allmend erstreckt.

2.3 Projektierungsgeschwindigkeit Veloverkehr

Für Veloverkehrsanlagen des Alltagsverkehrs gilt gemäss [23] eine Projektierungsgeschwindigkeit von 30 km/h, wobei die massgebende erhobene Geschwindigkeit $v_{85\%}$ in Ebenen bei 20–25 km/h liegt. Dies ist sowohl bei der Linienführung mit Kurvenradien ≥ 20 m (ausgenommen Abzweige an Knoten) als auch bezüglich der Anhalte- und Knotensichtweiten zu berücksichtigen. Entsprechend sind an Knoten, an denen die Velos vortrittsberechtigt geführt werden, gemäss [25] Knotensichtweiten von mindestens 25 Meter zu gewährleisten.

Im Knotenbereich sind Radien von weniger als 4 Meter auf der Kurveninnenseite zu vermeiden, auf wichtigen Fahrbeziehungen werden grössere Radien angestrebt.

2.4 Linienführung

2.4.1 Horizontale Linienführung

Die Linienführung des Bogenwegs soll im Norden nahtlos an die Industriestrasse anschliessen, das Areal «Grabenhof» in Bogenform queren und dieses in eine östliche Fläche für Naherholung von rund 7'600 m² und eine westliche einerseits ökologische wertvolle Fläche von 5'000 m² Bachretention und 5000 m² ökologische Grünfläche teilen. Die restliche Fläche des Areals Grabenhof wird von der Stadt Luzern als Eigentümerin im Anschluss als Gewerbe- und Wohnzone entwickelt. Der Bogen soll möglichst gleichmässig verlaufen, Richtungswechsel und enge Radien sollen vermieden werden. Der Schlimbach soll so mit einer Brücke gequert werden, dass unterkant Brücke die Vorgaben des Hochwasserschutzes inkl. Freibord [27] eingehalten und der Anschluss in Richtung West an die bestehende Überführung der Ringstrasse gewährleistet ist. Weiter soll ein künftiger Ausbau der Verbindung in Richtung Dattenmatt möglich und die Weiterführung des Bogenwegs über das Areal Hinterschlund gewährleistet sein. Die Linienführung soll bezüglich Varianten und Möglichkeiten möglichst wenig eingeschränkt werden. Es ist vorgesehen, dass die Weiterführung des Bogenwegs das Areal Hinterschlund in etwa im Verhältnis $\frac{1}{3}$ zu $\frac{2}{3}$ teilt.

2.4.2 Gefällsverhältnisse

Für die vertikale Linienführung des Bogenwegs sind die Anschlusspunkte an die Industriestrasse, die Höhenlage der Brücke über den Schlimbach massgebend (vgl. Kapitel 4.3.3 und [27]).

Der Höhenunterschied zwischen Industriestrasse und Brücke beträgt ca. 4.3 m, was einem durchschnittlichen Gefälle von 1.8% entspricht. Im Rahmen des Vorprojekts wurden unterschiedliche

vertikale Linienführungen ausgearbeitet. Gemäss [3] wurde durch die Bauherrschaft die Variante mit kontinuierlicher Steigung gewählt. Angepasst an den Verlauf des vorliegenden Geländes beträgt die Steigung ab dem Knoten Industriestrasse 1.2 %. Diese erhöht sich nach rund 35 m auf 2 % und verläuft über weitere 200 m mit dieser Steigung bis zum Kulminationspunkt südlich der Brücke in der Verzweigung in Richtung Dattenmatt / Überführung Ringstrasse / (Hinterschlund). Der Anschluss an die Überführung Ringstrasse und den rechtsufrigen Fussweg im Westen erfolgen mit einem Gefälle von 2.5 %. Der Anschluss an den bestehenden Weg in Richtung Dattenmatt hat provisorischen Charakter und wird bewusst möglichst kurz gehalten. Es ergibt sich so ein Gefälle von 6.0 % in Richtung Ost. Der Bogenweg erfüllt damit in alle Richtungen die Anforderungen an die Behindertengerechtigkeit.

2.4.3 Fussverkehr

Die Fussgängerführung erfolgt nördlich der Schlimbachbrücke grundsätzlich getrennt vom Veloverkehr durch den Grabenhofpark und ist Bestandteil der separaten Projektierung [26]. Ab dem Knoten Industriestrasse (vgl. Kapitel 2.6) wird der Fussgängerverkehr getrennt vom Veloverkehr auf den Grabenhofpark geführt. Gemäss [26] verläuft der Fussweg östlich des Bogenwegs, mehr oder weniger parallel zum Veloweg. Zwischen Projektmeter 275 und 380 weicht der Fussweg zusätzlich nach Osten vom Veloweg ab. Im so entstehenden Zwischenraum soll im Rahmen des Projekts Grabenhofpark ein Aufenthaltsbereich geschaffen werden. Im Anschluss werden die Fussgänger im Mischverkehr über die Schlimbachbrücke und ebenfalls im Mischverkehr zu den Anschlüssen in Richtung Ringstrasse und in Richtung Dattenmatt geführt. Letzteres erfolgt im Mischverkehr, da die jeweiligen Weiterführungen ebenfalls im Mischverkehr erfolgen.

2.5 Normalprofile

2.5.1 Velohauptroute Abschnitt Grabenhof, nördlich der Schlimbachbrücke

Die erforderlichen Fahrbahnquerschnitte für den Veloverkehr wurden sowohl anhand des geometrischen Normalprofils gemäss Norm [12], für den Begegnungsfall von drei Velos inkl. Spezialvelos und Velos mit Anhänger, als auch auf der Basis des Entwurfs der kantonalen Velostandards [8] festgelegt.

Eine als "Zweirichtungsradweg" ausgebildete Velohauptroute soll auf dieser Basis eine Breite von mindestens 4.50 m aufweisen.

2.5.2 Fussverkehr

Gemäss Kapitel 2.4.3 erfolgt im Rahmen des vorliegenden Projekts mit Ausnahme der Verbindung des Grabenhofparks mit der Schlimbachbrücke keine getrennte Fussgängerführung. Die detaillierte Gestaltung der Fussgänger Verbindung Bestandteil des Gestaltungsprojekts des Grabenhofparks [26]. Für die Verbindung wurde auf der Basis von [13], [24] eine Breite des Fusswegs von 2.0 m gewählt. Dies entspricht den Mindestansprüchen an einen hindernisfreien Verkehrsraum, als auch den Ansprüchen für den maschinellen Unterhalt der Fusswege.

2.5.3 Mischverkehr Schlimbachbrücke

Die für den Verkehr nutzbare Breite der Schlimbachbrücke ergibt sich aus der Addition der Folgerungen für den Veloverkehr gemäss Kapitel 2.5.1 und den Fussverkehr gemäss Kapitel 2.4.3 und beträgt somit 6.5 m.

Der Fussgängerbereich und der Velobereich werden dabei optisch und taktil durch einen schräg gestellten Stein mit 3 cm Anschlag voneinander getrennt, um die Führung von sehbehinderten Personen sicherzustellen. Diese Trennung wird nördlich und südlich über die Brücke verlängert: Nördlich gilt dies, bis der Fussweg nicht mehr parallel zur Veloroute geführt wird. Südlich entsteht durch die Massnahme eine Trottoirüberfahrt über die Anschlussverbindungen in Richtung Ost

und West. Der Gehbereich und die Veloroute können später im gleichen Normalprofil über das Areal Hinterschlund weitergeführt werden.

2.5.4 Anforderungen Unterhalt und ausserordentliche Nutzungen

Für den Unterhalt des Bogenwegs selbst sowie für dessen Umgebung erlauben die projektierten Fahrbahn- und Fusswegbreiten und der Einmündetrichter am Knoten Industriestrasse das Befahren mit Motorfahrzeugen, Lastwagen inkl. Schneepflug etc. Die Schlimbachbrücke wurde in Rücksprache mit der Bauherrschaft auf eine Nutzlast (Einzellast) von 18 Tonnen ausgelegt, was der Maximallast eines auf dem Bogenweg einsetzbaren Unterhaltfahrzeugs oder eines Tanklöschfahrzeugs entspricht (vgl. auch Kapitel 4.3.3).

Um unberechtigtes Befahren des Bogenwegs ab dem übrigen Strassennetz zu verhindern, ist am Knoten Industriestrasse eine überfahrbare Mittelinsel mit rund 2.00 m Durchfahrtsbreite vorgesehen. Diese wird mit einem durch Unterhalts- und Ereignisdienste entfernbaren Poller für den übrigen MIV ergänzt.

2.5.5 Mischverkehr Anschlüsse Ost und West

Die Anschlüsse südlich der Schlimbachbrücke in Richtung Ost (Dattenmatt) und West (Ringstrasse) werden im Mischverkehr geführt:

- In Richtung Westen wird dabei die Breite des Normalprofils gemäss Kapitel 2.5.3 von 6.5 m beibehalten. Im Anschluss an den Bestand teilt sich der Mischverkehr auf, auf den Fussweg in Richtung Ringstrasse und auf die Überführung der Ringstrasse.
- In Richtung Osten beträgt die Anschlussbreite zu Beginn in Anlehnung an die aktuellen Fuss- und Veloverkehrsstandards 3.5 m und verjüngt sich anschliessend auf die Breite des bestehenden Uferwegs von 2.5 m.

2.6 Anschluss Nord: Knoten Industriestrasse

Die Industriestrasse stellt aktuell für den Veloverkehr und den MIV die direkte Verbindung zum Kreisel Mattenhof dar. Gemäss Entwicklungsgebietskonzept Luzern Süd ist geplant, die MIV-Durchfahrt von der Industriestrasse zum Knoten «Mattenhof» zu unterbinden. Die Erschliessung der Liegenschaften an der Industriestrasse sollen über die LSA an der Grabenhofmatte erfolgen [14]. Zum Zeitpunkt der Realisierung des Bogenwegs gilt allerdings noch das bestehende Verkehrsregime. Der Bogenweg soll deshalb baulich einfach und verkehrstechnisch sicher über die Knotengestaltung gemäss Abbildung 5 an das heute auf der Industriestrasse geltende Regime angeschlossen werden. Die Gestaltung ist so gewählt, dass diese für die künftige vorgesehene Erschliessung gemäss [14] einfach angepasst werden kann.

Die Fussgänger in Richtung Grabenhofpark queren die Industriestrasse über den bestehenden Fussgängerstreifen. Der Fussweg wird anschliessend östlich des Knotens als Trottoirüberfahrt über den Oberkuonimattweg geführt. Die anschliessende Fortsetzung des Fussweges wurde gemäss [26] ins Projekt Bogenweg übernommen. Der Fussweg ist Bestandteil des Projekts Grabenhofpark.

Der von Westen her angrenzenden Zufahrt der Industriestrasse von Seite «Grabenhof» wird der Vortritt analog dem Bestand mittels der Signalisation «kein Vortritt» (SSV 3.02) entzogen. Auf Seite Kuonimatt wird neu eine Trottoirüberfahrt erstellt, womit diese Fahrbeziehung im Gegensatz zum Bestand ebenfalls vortrittsbelastet ist. Damit verläuft die Veloroute zwischen Mattenhof und Bogenweg vortrittsberechtigt. Die Fussverkehrsverbindung vom Bogenweg in die Industriestrasse bzw. umgekehrt ist durch die Trottoirüberfahrt gegenüber dem Fahrverkehr (inkl. abbiegendem Veloverkehr) ebenfalls vortrittsberechtigt.

Um Die Zufahrt von Motorfahrzeugen auf den Bogenweg zu verhindern, ist eine Mittelinsel mit Pfosten und Durchfahrtsbreiten von 2.00 m je Richtung vorgesehen. Für den Winterdienst, Unterhalt und Ereignisdienste ist die Insel überfahr- und der Pfosten entfernbare ausgestaltet.

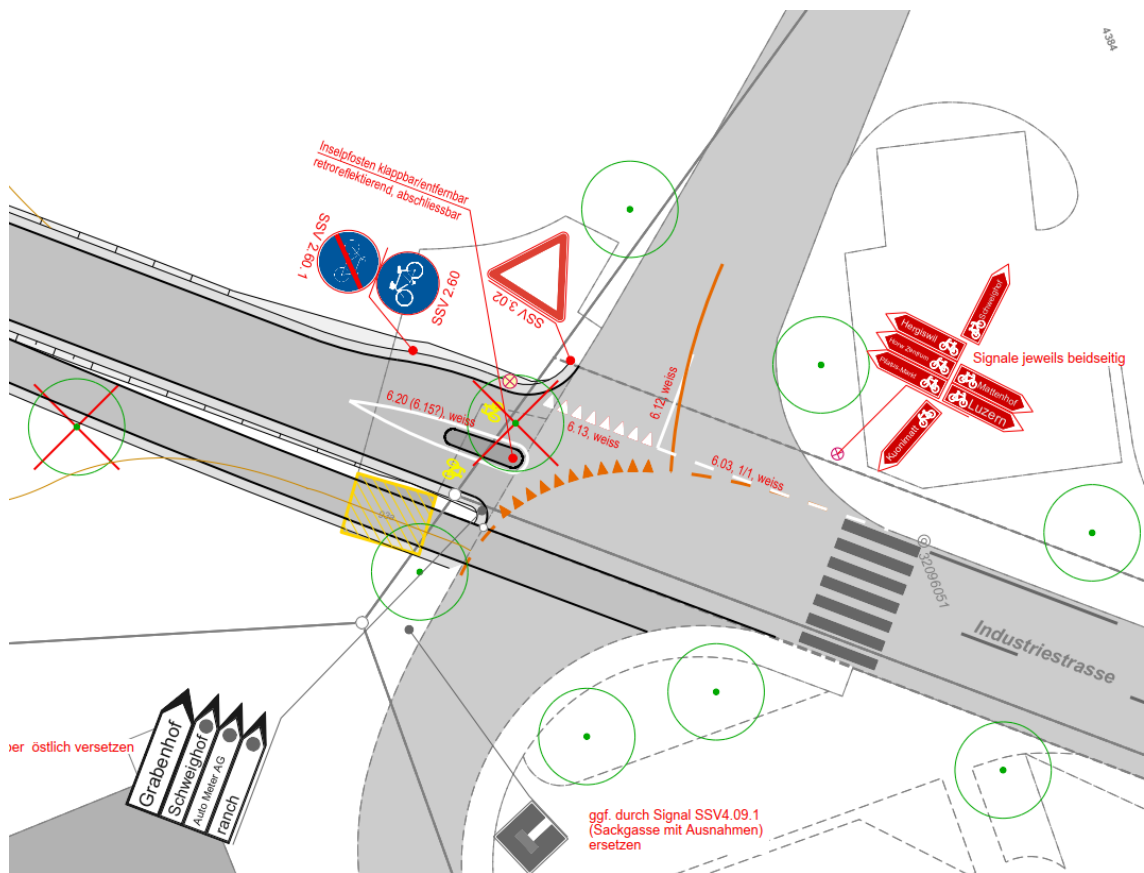


Abbildung 5 Knoten Industriestrasse mit Trottoirüberfahrt und Anpassung Vortrittsregelung

2.7 Signalisation und Verkehrsanordnungen

Es werden folgende Signalisationen und die damit verbundenen Verkehrsanordnungen vorgesehen:

- Kein Vortritt Zufahrt von Westen auf die Industriestrasse, Signalisation «kein Vortritt» (SSV 3.02) inkl. zugehörige Markierung (SSV 6.13), die Verkehrsanordnung entspricht dem Bestand und muss nicht neu publiziert werden.
- Radweg am Übergang Industriestrasse auf den Bogenweg, Signalisation «Radweg» (SSV 2.60) resp. dessen Ende in die Gegenrichtung, Signalisation «Ende des Radwegs» (SSV 2.60.1). Neue Verkehrsanordnung mit Verfügung; im Kantonsblatt zu publizieren.
- Die bestehende Signalisation «Sackgasse» des Oberkuonimattwegs wird grundsätzlich belassen, die Durchgängigkeit für Fussgänger und Velofahrer wird als Ausnahme signalisiert, Signalisation «Sackgasse mit Ausnahme» (SSV 4.09.1) (Der Durchgang in Richtung Dahlien- und Schweighofstrasse über das Grundstück Nr. 70 in privatem Besitz ist mit einem amtlichen Verbot für Motorwagen, Motorräder und Motorfahrräder belegt). Es ist keine Anpassung der Verkehrsanordnungen notwendig.
- Anpassung und Neupositionierung der bestehenden Wegweisung am Knoten Industriestrasse, Anbringung von Velowegweisung zu allen massgebenden Zielen. Keine Verkehrsanordnung notwendig, Koordination der angezeigten Ziele mit Wegweisungen an anderen Knoten entlang der Veloverbindungen abstimmen.
- Fussweg auf der Höhe der Trennung Radweg Fussweg nördlich der Schlimbachbrücke, Signalisation «Fussweg» (SSV 2.61). Neue Verkehrsanordnung mit Verfügung; im Kantonsblatt zu publizieren.



- Radweg auf der Höhe der Trennung Radweg Fussweg nördlich der Schlimbachbrücke, Signalisation «Radweg» (SSV 2.60). Neue Verkehrsanordnung mit Verfügung; im Kantonsblatt zu publizieren.
- Rechtsvortritt am südlichen Knoten angrenzend an die Schlimbachbrücke, Markierung «Rechtsvortritt» (SSV 6.03 gelb).
- Fussweg am Übergang Überführung Ringstrasse westlich der Schlimbachbrücke, Signalisation «Fussweg» (SSV 2.61). Neue Verkehrsanordnung mit Verfügung; im Kantonsblatt zu publizieren.

3 Umgebung

3.1 Geologie

Als Grundlage für die Foundation der neuen Schlimbachbrücke wurden durch die Firma Geoprofile Drucksondierungen durchgeführt. Die Firma GEOTEST hat die Resultate der Sondierungen ausgewertet und die geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten in einer Aktennotiz zusammengefasst. Die Aktennotiz sowie die Resultate der Drucksondierungen liegen dem Bericht im Anhang E bei.

Entscheidend sowohl für die Foundation der Brücke als auch für die Setzungen der Dammschüttungen sind Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen. Diese stehen unterhalb der künstlichen Auffüllungen der Schrebergartenanlagen und über den Deltaablagerungen des Bachschwemmfächers des historischen Schlund- und Schlimbachs mit einer Mächtigkeit von bis zu 25 m an. Die Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen bestehen aus feinkörnigen, siltig-sandigen und teilweise tonigen Sedimenten, welche organische Beimengungen sowie einzelne Torflagen enthalten können. Die Lagerungsdichte der Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen ist sehr locker bis mitteldicht, respektive die Konsistenz sehr weich bis weich.

Die unterhalb anstehenden Deltaablagerungen sind kiesig, sandig mitteldicht, bis dicht gelagert.

3.2 Hydrogeologie

Im Projektgebiet stehen grundsätzlich zwei Grundwasserstockwerke an:

- Der obere Grundwasserspiegel steht im Mittel auf einer Kote von 452 m ü. M., ca. 1 m unter Terrain an und bewegt sich frei.
- Der unter Grundwasserspiegel zirkuliert sich in den Deltaablagerungen und ist subartesisch bis artesisch gespannt. Die mittlere Druckhöhe beträgt 450.50 m ü. M. Der Grundwasserträger hat eine Mächtigkeit > 20 m.

3.3 Grundwasserschutz

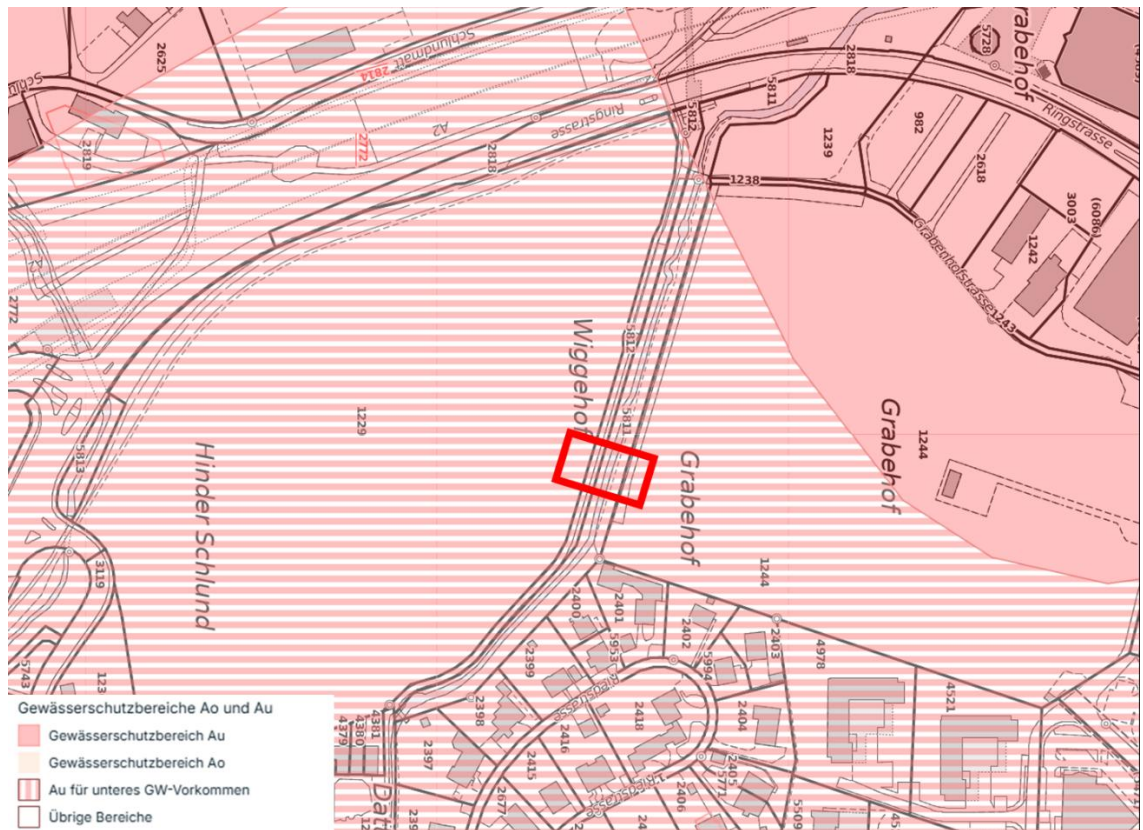


Abbildung 6 Geoportal Kanton Luzern, Grundwasserschutzkarte mit Lage der Brücke

Bogenweg und Schlimbachbrücke kommen gemäss Abbildung 6 im Bereich zu liegen, in welchem der untere Grundwasserspiegel dem Gewässerschutzbereich A_u zugeordnet wird. Der obere Grundwasserspiegel ist nicht nutzbares Grundwasser und somit Bestandteil des Grundwasserschutzbereichs A_o .

Die Tiefenfundation der Schlimbachbrücke reicht mit einer Pfahllänge von 25 m nur geringfügig in den Grundwasserträger A_u (vgl. Kapitel 4.3.5). Nichtsdestotrotz fordert das uwe des Kantons Luzern gemäss [2] einen Nachweis bezüglich Unbedenklichkeit der Einschnürung des Grundwasserleiters A_u . Der entsprechende Nachweis wurde durch GEOTEST erbracht und liegt dem Bericht im Anhang F bei.

3.4 Naturgefahren

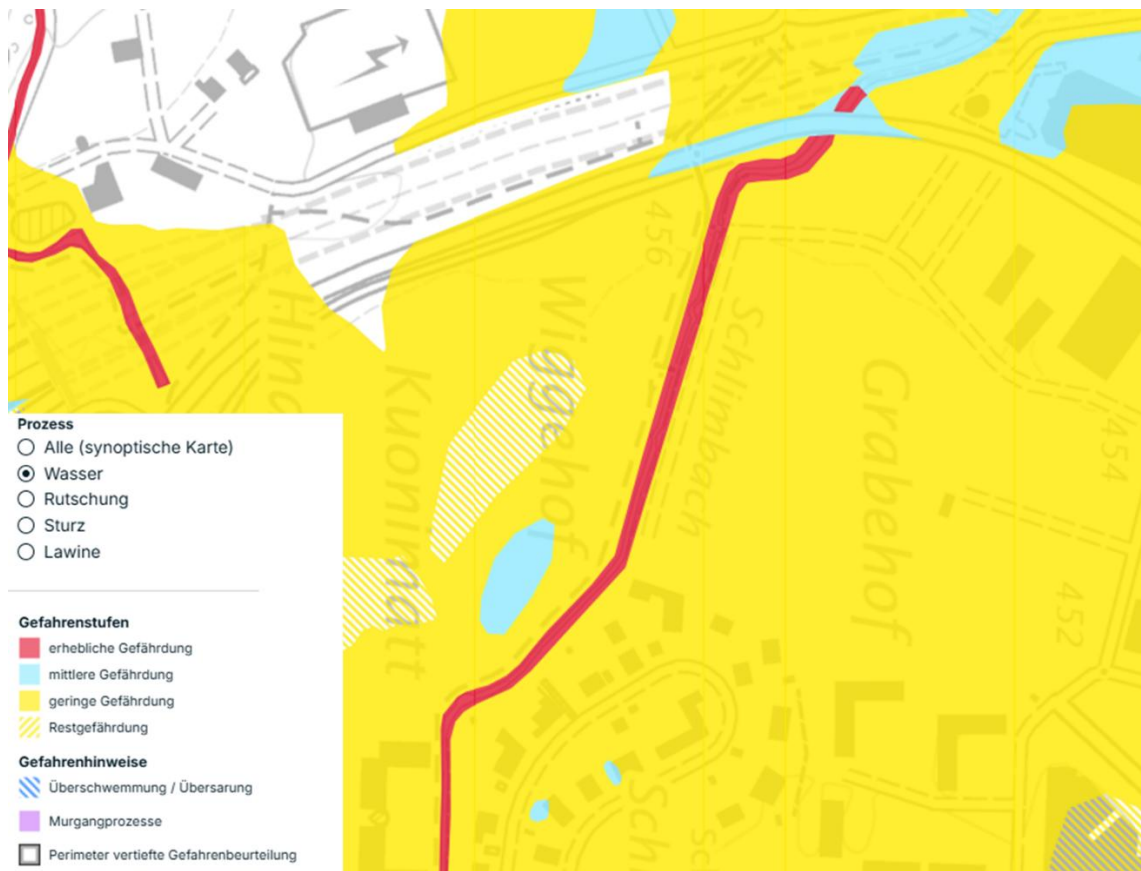


Abbildung 7 Geoportal Kanton Luzern, Auszug aus der Gefahrenkarte über den Projektperimeter

Das ganze Projekt befindet sich gemäss Gefahrenkarte des Kantons Luzern (vgl. Abbildung 7) auf Gebiet mit geringer Gefährdung bezüglich Hochwasser. Einzig das Bachbett des Schlimbachs weist diesbezüglich eine hohe Gefährdung aus. Der Hochwasserschutz entlang des Schlimbachs ist Bestandteil der Projektierung Schlimbach des Ingenieurbüros Schubiger, Hergiswil (vgl. auch Kapitel 1.4). Die Höhenlage UK Brücke hält die Anforderungen gemäss den Berechnungen [4] und die damit verbundenen Vorgaben bezüglich HQ₁₀₀ und Freibord ein (vgl. Kapitel 4.3.3 sowie [27]).

Anlässlich [1] wurden in Absprache mit dem Grundeigentümer Grundstück Nr. 1229 (Stadt Luzern) sowie dem Kanton als Eigentümer des Gewässers diskutiert, den Schlimbach gegenüber seinem heutigen Verlauf südlicher, näher an seinen historischen Bachlauf zurückzuverlegen. Die Variante sah vor, den östlichen Anschluss an den Bogenweg in Richtung Dattenmatt orographisch auf der linken Seite des Schlimbachs zu führen. Mit dieser Wegführung hätte der Hochwasserschutz der Grundstücke an der Riedstrasse synergetisch verbessert werden können. In [2] wird diese Idee insbesondere von Seiten Kanton begrüsst. Die Stadt Luzern (Eigentümerin Grundstück Nr. 1229) hat sich anschliessend entschieden, für diese Lösung nicht Hand zu bieten. Demzufolge wurde die Variante verworfen und stattdessen gemäss [3] im Anschluss an die Schlimbachbrücke ein möglichst direkter Anschluss an den bestehenden Weg entlang des rechten Ufers des Schlimbachs in Richtung Dattenmatt gesucht.

3.5 Altlasten

Im Projektperimeter befinden sich keine Eintragungen im Kataster belasteter Standorte des Kantons Luzern. Anlässlich [2] weist das uwe des Kantons Luzern allerdings darauf hin, dass im Projektbereich nichtsdestotrotz Hinweise auf chemische Verschmutzungen des Bodens (Leitschadstoffe: Cd, Cu, Pb, Zn, PAK) bestehen.

Aufgrund dieser Hinweise wurden durch die Spezialisten von B+S ein Prüfkonzeppte erstellt, welches vorgängig zur Probenentnahme durch das uwe genehmigt wurde. Am 13./14.04.2026 wurden Bodenproben genommen und im Labor auf oben genannte Schadstoffe geprüft. Im Anhang G zum vorliegenden Bericht sind die Resultate dieser Untersuchungen zusammengestellt und kommentiert. Der Projektperimeter des Projekts Bogenweg wird mit dabei durch die Mischproben MP1 bis MP8 abgedeckt. (MP9 und MP10 decken den Bereich der künftigen ökologischen Aufwertung gemäss Ausführungen im Kapitel 3.10 ab):

- Der überwiegende Teil des anfallenden Bodenmaterials (MP1-MP9) wird aufgrund der Untersuchungsergebnisse als schwach belasteter Ober- oder Unterboden (max. Typ B) eingestuft und ist entsprechend eingeschränkt verwertbar.
- Der Unterboden im Bereich MP10_UB erfüllt hingegen die Anforderungen an unbelasteten Boden (Typ A) und ist separat auszuheben, getrennt zu lagern und einer Verwertung zuzuführen. (Bezüglich Zuständigkeit und Finanzierung vgl. Kapitel 5.1).
- Der Ober- und Unterboden im Bereich MP2 gilt als stark belastet (Typ E) und gemäss den geltenden abfallrechtlichen Vorgaben zu entsorgen bzw. zu verwerten.

3.6 Bodenschutzkonzept

Die Veloroute Bogenweg inkl. rechtsufrige Anschlüsse in Richtung Ringstrasse und in Richtung Dattenmatt und die Fusswegverbindung aus dem Projekt Grabenhofpark [26] bedecken zusammen eine Fläche von rund 6'000 m². Damit liegt das Vorhaben über dem Grenzwert von 5'000 m², für welche auf eine "Beurteilung von Boden im Hinblick auf seine Verwertung" (BAFU, 2021) vorgenommen werden muss (vgl. auch [2]). Mit dem Baugesuch muss demzufolge ein Bodenschutzkonzept eingereicht werden, welches den Anforderungen des Merkblatts der Bodenschutzfachstellen des Cercle Sol NWCH entspricht. Weiter müssen die Bauarbeiten durch eine Bodenkundliche Baubegleitung BBB betreut werden.

3.7 Grünachsen / Heckenschutz / Rodungen



Abbildung 8 Auszug aus dem Zonenplan der Stadt Kriens.

- Die im Baumkataster erfassten Bäume wurden in den Situationsplänen übernommen. Jene, welche für den Bau der Veloroute Bogenweg gefällt werden müssen, sind in den Plänen entsprechend bezeichnet. Es müssen für das Vorhaben jedoch keine Bäume gefällt werden, welche gemäss Bau- und Zonenplan einer Fällbewilligung unterliegen würden (vgl. Abbildung 8).
- Für den Bau der Brücke über den Schlimbach muss die Hecke entlang des Schlimbachs geöffnet werden. Diese unterliegt der Heckenschutzverordnung des Kantons Luzern. Das Roden geschützter Hecken ist nur in Ausnahmefällen bewilligungsfähig, wenn das öffentliche Interesse des Baus die Erhaltung der Hecke überwiegt, was im Falle einer Velovorzugsroute gegeben sein dürfte. Die definitiv gerodete Fläche muss kompensiert werden.
- Die Ufer des Schlimbachs sind im Zonenplan der Stadt Kriens als erweiterte Grünachse bezeichnet. Gemäss Art. 27 des Bau- und Zonenreglements der Stadt Kriens sind solche zusammenhängenden Grünachsen von einer Bebauung freizuhalten. Da diese Achse allerdings von der Ringstrasse bis beinahe zur Kreuzstrasse durchgehend ist, muss diese für den Bau des Bogenwegs zwingend lokal geöffnet werden dürfen.

3.8 Edelkrebse



Abbildung 9 Edelkrebse oder Europäischer Flusskrebse (*Astacus astacus*)

Der Schlimbach beheimatet im Abschnitt Grabenhof / Hinterschlund Edelkrebse. Diese sind geschützt und auf die Tiere muss im Rahmen des Eingriffs in den Schlimbach (insbesondere Neubau der Schlimbachbrücke) maximale Rücksicht genommen werden.

- Die Krebse verkriechen sich im Winter zum Schutz vor tiefen Temperaturen in Löcher, welche sie im Uferbereich graben. Deshalb besteht von November bis März eine Schonzeit. Das Abfischen des Schlimbachs und damit der Baustart im Bachbereich können demzufolge erst ab April erfolgen. Das approximative Bauprogramm im Anhang B berücksichtigt dies. (vgl. dazu auch Kapitel 6).
- Nach dem Abfischen müssen die Tiere im Bach belassen, aber an einen anderen Standort verlegt werden. Damit die Tiere nicht in den Baubereich zurückkehren können, müssen im Gewässer Absperrungen eingebaut werden.
- Baugerätschaften wie Maschinen und Werkzeuge müssen zur Verhinderung einer allfälligen Übertragung der "Krebspest" vor ihrem Einsatz im Schlimbach gründlich desinfiziert werden. Es dürfen keine Baumaterialien verwendet werden, welche aus anderen Gewässern stammen (Schüttmaterial) oder zuvor bereits in anderen Gewässern verwendet wurden (z.B. Spundbohlen, Spiralwellrohre, Pumpen etc.).
- Für die Hinterfüllung der Widerlager und für die Rekonstruktion des Ufers sollen möglichst erdiges, bindiges Material verwendet werden, welches den Krebsen nach Ihrer Rückkehr das erneute Graben von Erdhöhlen erlaubt.

3.9 Familiengärten

Auf dem heutigen Gebiet des Grabenhofs befindet sich eine Familiengartenanlage der Stadt Luzern. Künftig soll das Areal zu Gunsten von Wohnraum überbaut werden (vgl. dazu Kapitel 3.12).

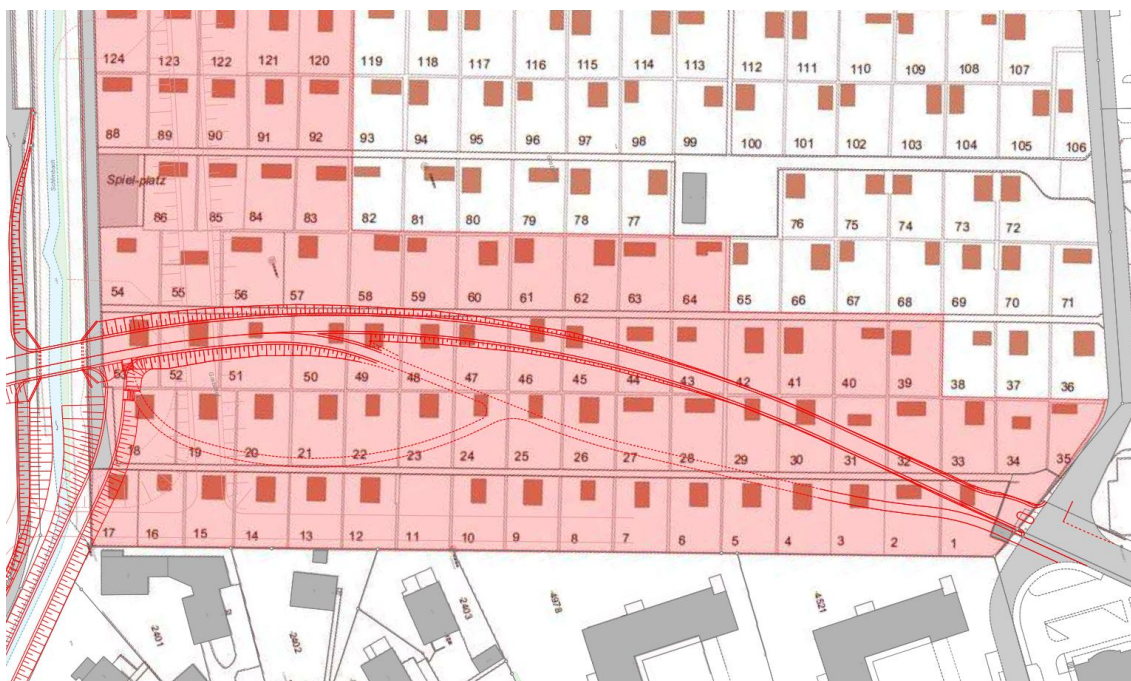


Abbildung 10 Von Bogenweg und Grabenhofpark betroffene Grundstücke der Familiengärtenanlage Grabenhof.

Das Areal Grabenhof» wird bis Ende 2026 noch vollständig durch den Familiengärtnerverein der Stadt Luzern genutzt. Fristgerecht wurden den gemäss Abbildung 10 für den Bau des Bogenwegs (sowie auch für die Realisierung des Grabenhofparks und der ökologisch wertvollen Zone, linksufrig des Schlimbachs, Abgrenzung vgl. Kapitel 1.4) gekündigt. Die in Abbildung 10 rot eingefärbten Parzellen werden per Ende 2026 geräumt und rückgebaut.

3.10 Ökologische Aufwertung / Hochwasserschutz

Der Kanton Luzern (Dienststelle vif) will mit einem Hochwasserschutzprojekt das Kuonimattquartier besser schützen. Dem Bach wird dazu im Bereich Grabenhof / Hinterschlund mehr Platz eingeräumt, die Uferbereiche werden biologisch aufgewertet und revitalisiert. Im Rahmen der Revitalisierung werden oberhalb der Schlimbachbrücke u.a. Retentionsteiche angelegt, welche auch als Rückzugsgebiet für im Bach lebende Tiere in Trockenperioden genutzt werden könnten. Für die Bachretention ist auf dem Grabenhofareal westlich des Bogenwegs eine Fläche von 5'000 m² vorgesehen. Weitere 5'000 m² werden als ökologische Grünfläche aufgewertet. Zum Schutz des Areals Grabenhof wird zwischen Schlimbach und dem verbleibenden Areal ein Hochwasserschutzdamm geschüttet (vgl. insgesamt Abbildung 12 gem. [14], grün schraffierte Fläche entlang des Schlimbachs inkl. Bereich "b").

Dieses Projekt wird stand heute nach dem Projekt Bogenweg realisiert.

3.11 Grabenhofpark

Der Bogenweg trennt das heutige Areal Grabenhof bewusst in einen östlichen und einen westlichen Bereich. Der östliche Bereich weist eine Fläche von 7'600 m² auf. Diese Fläche soll für Naherholung gestaltet werden. Dies ist eine Ersatzmassnahme im Rahmen der Fertigstellung der angrenzenden Überbauungen Mattenhof und Pilatusarena (vgl. Abbildung 12 gem. [14], grüne Fläche "a"). Dafür fand ein Architekturwettbewerb statt. Dieser wurde durch eine Jury bewertet. Das Siegerprojekt stammt von Landschaftsarchitekturbüro Freiraumarchitektur, Luzern.



Abbildung 11 Situation aus dem Siegerprojekt des Wettbewerbs Grabenhofpark (freiraumarchitektur, Luzern)

Die Realisierung des Projekts Grabenhofparks erfolgt grundsätzlich unabhängig von der Realisierung des Projekts Bogenweg. Der im Projekt Grabenhofpark enthaltene Fussweg zwischen der Industriestrasse und der Schlimbachbrücke wurde gemäss [26] ins Projekt Veloroute Bogenweg übernommen und soll vorzeitig zusammen mit dem Veloweg realisiert werden.

3.12 Künftige Überbauungen / Fortsetzung Bogenweg

Die Städte Luzern und Kriens sowie der Gemeindeverband LuzernPlus haben im Jahr 2020 eine grundsätzliche Absichtserklärung zur Entwicklung der Areale «Hinterschlund» und «Grabenhof» getroffen. Mit einer weiteren gemeinsamen Absichtserklärung zu den Arealen Hinterschlund und Grabenhof haben die Städte Kriens und Luzern im Februar 2025 die Weichen für die Entwicklung eines weiteren Quartiers in Luzern Süd gestellt.

Die Eigentümerin des Areals «Hinterschlund» (Stadt Luzern) plant, die Parzelle zu entwickeln. Westlich entlang der Ringstrasse ist eine Gewerbezone mit geringem Wohnanteil vorgesehen, während im östlichen Bereich des Areals eine reine Wohnzone geplant ist. Die künftige Fortsetzung des Bogenwegs soll die beiden Zonen abgrenzen. Die Gewerbezone soll anschliessend rund $\frac{2}{3}$ des Areals einnehmen, während rund $\frac{1}{3}$ für Wohnbauten reserviert ist. (vgl. Abbildung 12, Flächen "4" und "5"). Die Projektierung der künftigen Bebauung des Areals «Hinterschlund» soll stand heute 2026 in Angriff genommen werden.

Die Stadt Luzern plant als Grundeigentümerin den westlich des Bogenwegs übrigbleibenden Bereich des Areals Grabenhof einer gemischten Nutzung aus Wohnen und Gewerbe zuzuführen (vgl. Abbildung 12, Fläche "5"). Die Stadt Luzern sieht vor, den Bereich gegen Ende dieses Jahrzehnts zur Abgabe im Baurecht auszuschreiben. Die Erschliessung erfolgt dabei explizit nicht über den Bogenweg. Die künftige Nutzung des überbauten Bereichs des Grabenhofareals hat damit keinen Einfluss auf die Dimensionierung der neuen Fuss- und Veloverbindung.

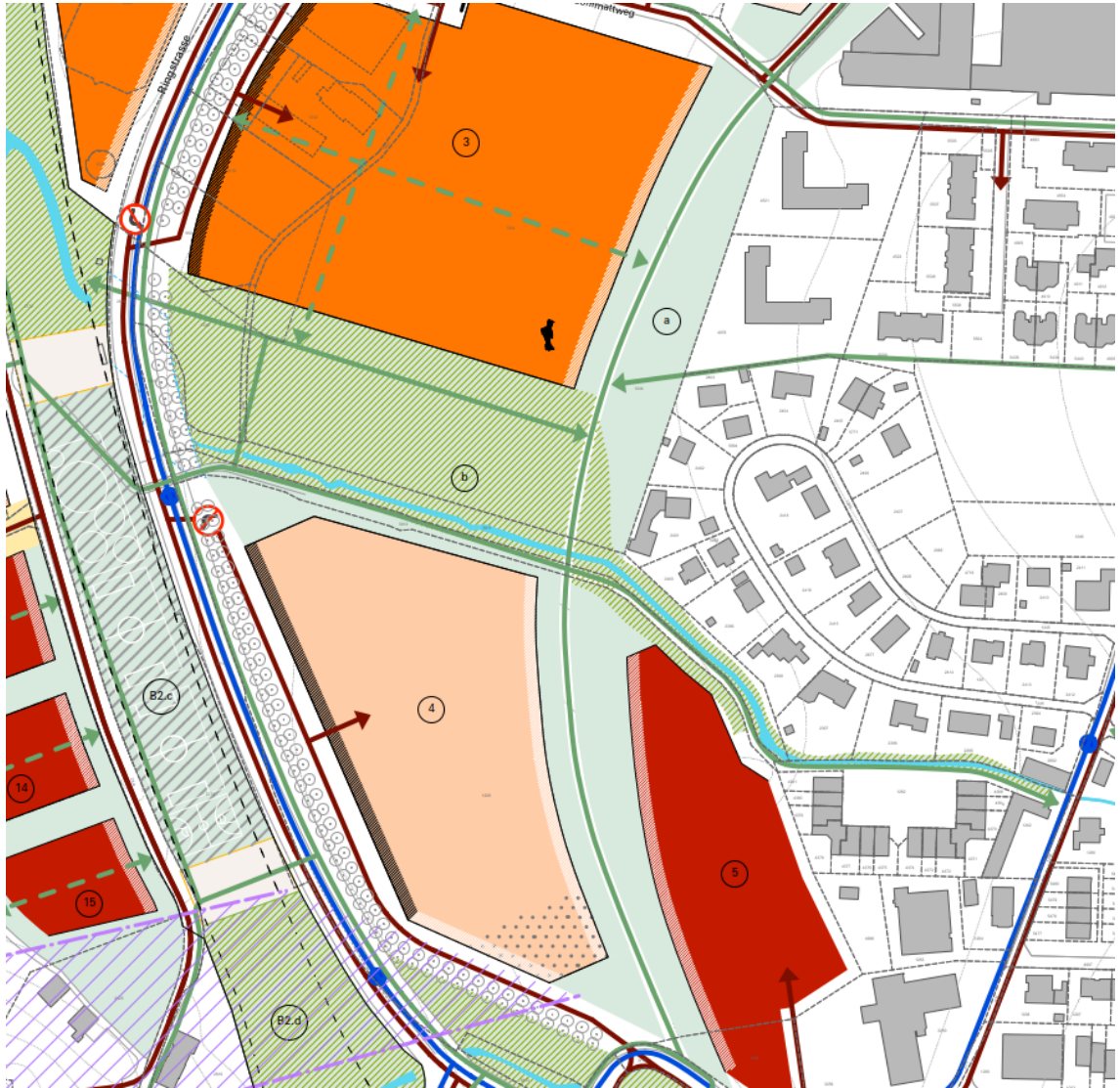


Abbildung 12: Grobübersicht über die geplanten Nutzungen auf den beiden Arealen "Grabenhof" und "Hinterschlund".

Abbildung 12 zeigt den möglichen Nutzungsmix gemäss [14]:

- Orange: Baubereich mit ca. 20 - 60 % Wohnen
- Hellbraun: Baubereich mit ca. 0 - 30 % Wohnen
- Rot: Baubereich mit ca. 80 - 100 % Wohnen

4 Strassenbau

4.1 Normalprofil

4.1.1 Veloweg

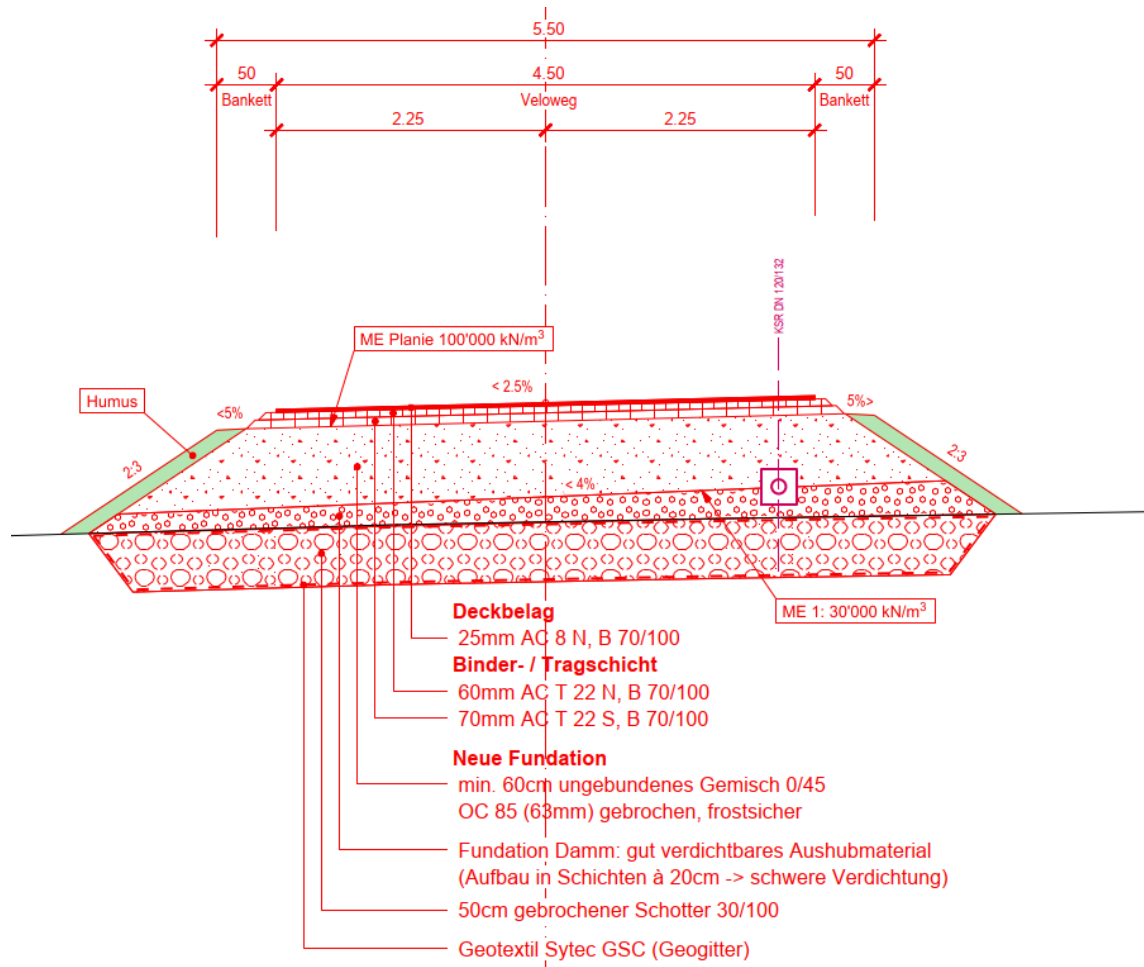


Abbildung 13 Normalprofil Veloweg

Gemäss Ausführungen in Kapitel 2.5.1 wird der Zweirichtungsradweg mit einer Breite von 4.50 m ausgeführt. Seitlich an den Veloweg werden je 50 cm breite Bankette ausgebildet. Die Bankette bestehen aus Koffierung inkl. Planie. Die Planie wird im Bankettbereich ohne Zugabe von Humus ruderal begrünt. Die Kurve ist gegen innen mit 2.5% geneigt. Die Entwässerung erfolgt über die Schulter. Der Radius des Bogens ist grösser als 60 m, deshalb wird auf eine Kurvenverbreiterung verzichtet. Die Beleuchtung wird kurvenaussenseitig in Längsrichtung bergwärts im Bankettbereich angeordnet. Gemäss Ausführungen im Kapitel 4.4 besteht aktuell kein Bedürfnis für zusätzliche Werkleitungsverbindungen. Somit reduziert sich die Werkleitungsführung innerhalb des Normalprofils auf ein Kabelschutzrohr DN 120/132 für die Versorgung der Strassenbeleuchtung mit Elektrizität.

4.1.2 Velo- und Fussweg

Gemäss Ausführungen im Kapitel 2.5.2 ist die Fusswegführung Bestandteil des Projekts Grabenhofpark. Die Fussgängerverbindung zwischen dem Anschluss Industriestrasse und der Schlimbachbrücke wurde gemäss [26] vom Siegerprojekt ins Projekt Veloroute Bogenweg übernommen. Nördlich der neuen Schlimbachbrücke werden der Fussweg des Grabenhofparks und der Veloweg auf dem Damm vereint.

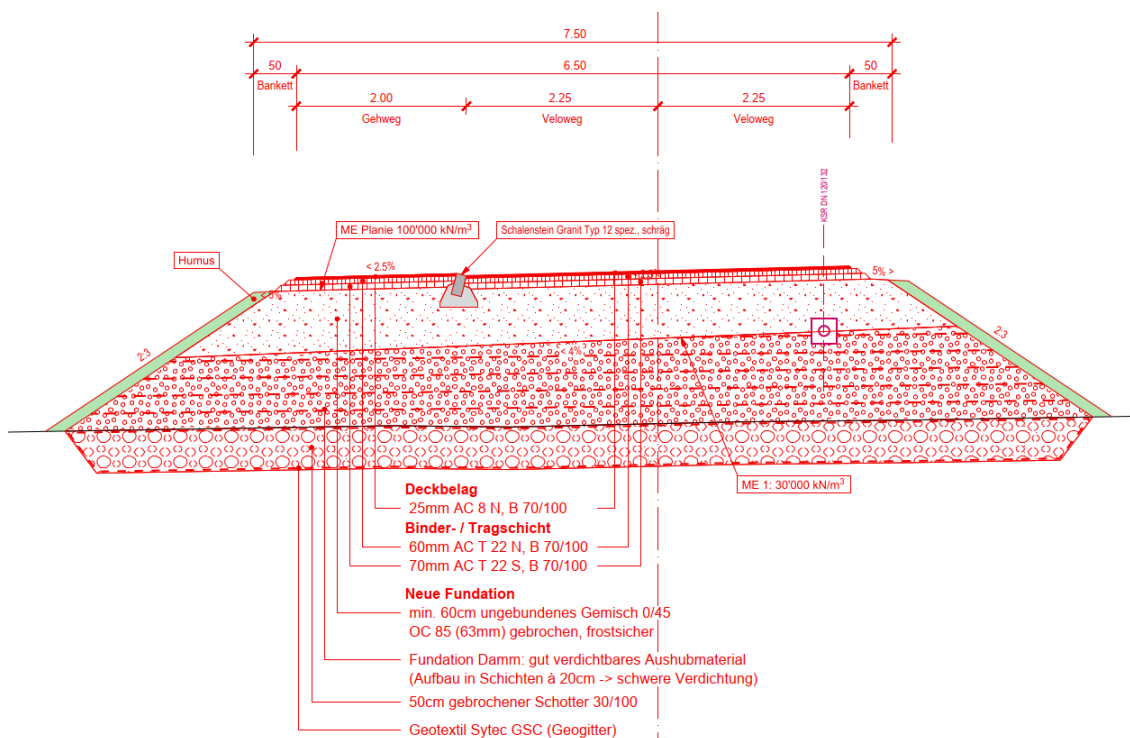


Abbildung 14 Normalprofil Velo- und Fussweg kombiniert.

Gemäss [3] wurde die Breite des Fusswegs auf 2.00 m festgelegt. Der kombinierte Querschnitt hat damit eine Breite von 6.50 m. Der Fussweg wird gegenüber der Velofahrbahn 3.0 cm erhöht geführt. Zwischen dem Veloweg und dem Fussweg wird ein Granitstein 12er spez. schräg eingebaut. Damit ist der Fussweg taktile und visuell eindeutig erkennbar und das Risiko, dass der Gehbereich als Velofahrbahn missbraucht wird, wird deutlich reduziert. Die Bankette werden analog dem Beschrieb für den Veloweg gemäss Kapitel 2.5.1 ausgestaltet. Der Fussweg ist fortgesetzt der Velofahrbahn ebenfalls mit 2.5% gegen den Grabenhofpark geneigt. Die Entwässerung des Fusswegs erfolgt über die Schulter. Das Wasser, welches im Bereich des parallel geführten Fuss- und Velowegs auf Letzterem anfällt, läuft entlang des schräg gestellten Randsteins im Längsgefälle ab und wird im Bereich der Verzweigung von Fuss- und Veloweg in einem Einlaufschacht mit Schlamm-sack gefasst. Vom Einlaufschacht wird eine Rohrleitung zu einer Sickerpackung am Fussbereich des Damms im Grabenhofpark geführt. Das Meteorwasser wird dort versickert. Der Schlamm-sack verhindert, dass sich im Versickerungsbereich allfälliger unachtsam weggeworfener Abfall sammelt.

4.1.3 Randabschlüsse / Entwässerung

Mit Ausnahme der Parallelführung des Fuss- und Velowegs inkl. Brückenabschnitt (vgl. Kapitel 0 und 4.3.7) entwässern sämtliche Flächen des Bogenwegs über die Schulter. Entlang der Trassen werden Bankette ausgebildet. Es sind keine Randabschlüsse am Übergang des Belags auf das Bankett entlang der Trassen vorgesehen.

4.1.4 Foundation

Die Foundation der Rad- und Gehwege erfolgt mittels Kofferung UG 0/45 gebrochen OC 85 (forstlicher), 60 cm. Nach dem Einbau muss der M_{E1} min. 80 bis 100 MN/m² erreichen. M_{E1}/M_{E2} muss < 2.0 sein.

4.1.5 Belagsaufbau

Der Strassenaufbau erfolgt gemäss [15] für Trottoir & Rad- / Gehwege:

▪ Tragschicht	ACT 22 S	70 mm
▪ Binder- / Tragschicht	ACT 22 N	60 mm
▪ Deckschicht	AC 8 N	25 mm

Gemäss [15] ist die Tragschicht ATC 22 S optional. Für den Fall einer Dammschüttung von bis zu 2.6 m Höhe und der damit verbundenen zu erwartenden, lange anhaltenden Setzungsbewegungen ist aus ingenieurstechnischer Sicht diese Tragschicht zwingend vorzusehen, um differenzielle Setzungen der Dammkrone auszugleichen.

4.2 Dämme

4.2.1 Aufbau

Gemäss den Ausführungen im Kapitel 3.1 und im Anhang E stehen mit dem natürlich gewachsenen Untergrund weiche bis sehr weiche Baugrundverhältnisse an. Diese werden durch die Dammschüttung belastet und damit teilweise konsolidiert, was zu Setzungen führen wird (vgl. Kapitel 4.2.2). Die maximale Schütthöhe beträgt im Bereich des südlichen Widerlagers der Schlimbachbrücke rund 2.5 m. Der Aufbau der Dammschüttung ist in Abbildung 13 und Abbildung 14 ersichtlich:

- Der Boden wird vor der Schüttung grundsätzlich abhumusiert und der Humus für die spätere Begrünung der Dämme gelagert. Die Resultate der Laborversuche bezüglich chemischer Belastungen der Schrebergartenbereiche gemäss Kapitel 3.5 und Anhang G sind dabei zu beachten. Belasteter Boden ist gemäss VVEA fachgerecht zu entsorgen.
- Anschliessend erfolgt ein ergänzender Voraushub bis total (inkl. Humusabtrag) – 50 cm zur Terrainoberfläche.
- Für eine Verbesserung der Tragfähigkeit des weichen Untergrunds wird in die Vertiefung ein Geotextil GSC (Geogitter) verlegt und darin ein Steinbett aus gebrochenem Schotter z.B. 30/100 verlegt. Das Geotextil wird anschliessend über das Steinbett geschlagen und bildet so die Foundation des Dammes. Auf der Foundationsschicht muss gemäss [17] ein Wert $M_{E1} \geq 30$ MN/m² erreicht werden.
- Die Dammschüttung erfolgt anschliessend in Schichten von 20 cm mit gut verdichtbarem, trockenem Schüttmaterial. Die Schichten werden vor dem Einbau der jeweils nächsten Schicht schwer verdichtet.
- Die künftige Dammkrone wird 50 cm überschüttet.
- Anschliessend werden die Setzungen abgewartet, min. ein Jahr oder länger.
- Nach dem Abklingen der Setzungen wird der Damm auf die Höhe der Dammkrone abzüglich Belagsaufbau (-15.5 cm) und Kofferung (- 60 cm) abgetragen. Der theoretische Abtrag beträgt somit ca. 125.5 cm.
- Auf den abgetragenen Damm wird der Strassenkoffer mit 60 cm geschüttet und verdichtet.
- Es erfolgt der Einbau allfälliger Werkleitungen und Foundation der Kandelaber.
- Trag- und Binderschicht werden anschliessend auf die Planie eingebaut.
- Mit dem Einbau der Deckschicht wird erneut ein Jahr zugewartet.

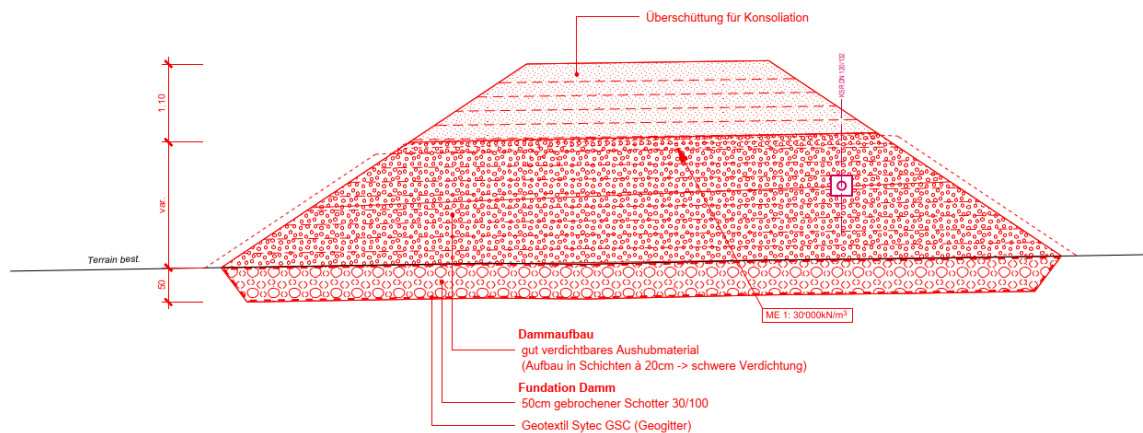


Abbildung 15 Dammaufbau inkl. Überschüttung zwecks Beschleunigung Konsolidation

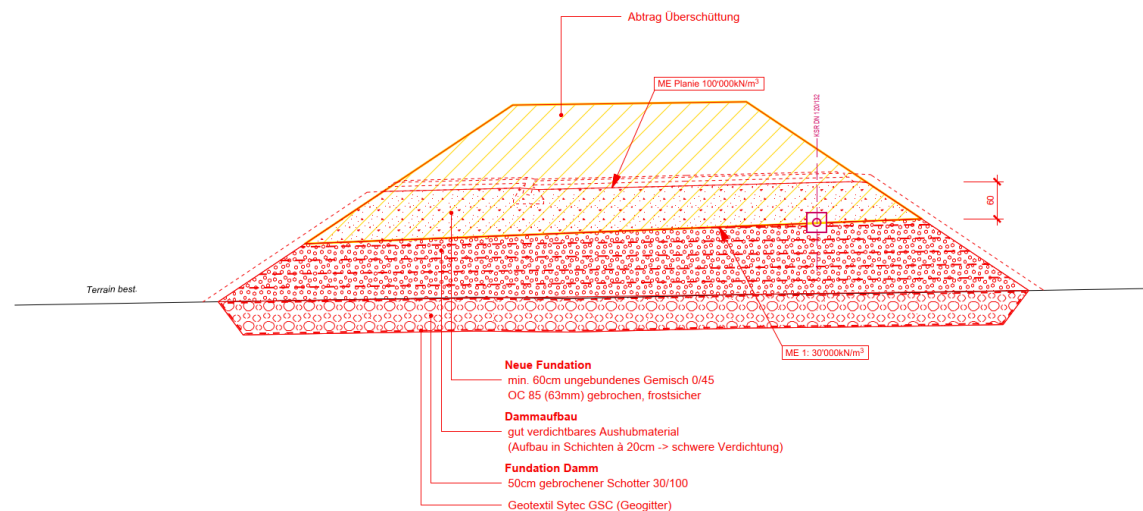


Abbildung 16 Dammaufbau: Abtrag Überschüttung und Fundation Fahrbahn

4.2.2 Setzungen / Überschüttung

Die Dammschüttung erfolgt, wie in Kapitel 4.2.1 beschrieben, über weich gelagerten, alluvialen Verhältnissen. Dies wird sowohl infolge der Flächenpressungen im Untergrund zu Setzungen führen als auch die Dammschüttung selbst wird sich setzen. Die Dammhöhe wird schliesslich im Bereich der neuen Schlimbachbrücke bis zu 2.50 m hoch anstehen. Der Aufbau des Damms ist im Kapitel 4.2.1 detailliert beschrieben. Die zu erwartenden Setzungen wurden im Rahmen der Projektierung abgeschätzt und sind dem vorliegenden Bericht im Anhang H beigelegt.

Setzungsberechnungen beruhen auf homogenisierten Annahmen und modellieren die tatsächlich anstehenden Verhältnisse nur bedingt. Die Resultate sind als Grössenordnungen einzustufen. Unter dieser Prämisse wird für die weitere Projektierung von maximalen Setzungen im einstelligen Zentimeterbereich ausgegangen.

Mit dem Aufbau des Dammes inkl. Fundation mit Schroppen und Textil gemäss Kapitel 4.2.1 sollen anhaltende Setzungen infolge Kriechens verhindert werden. Oben beschriebene Setzungen entsprechen einer Konsolidierung sowohl des Untergrunds als auch der Dammschüttung selbst. Die

Setzungen entwickeln sich hyperbolisch über die Zeit. Erfahrungsgemäss tritt ein grosser Teil der Setzungen im ersten Jahr nach der Schüttung ein. Der Setzungsverlauf klingt anschliessend stark ab (vgl. dazu auch Bauprogramm Kapitel 0).

Mit einer Überschüttung der Dämme, wie sie im Kapitel 4.2.1 beschrieben ist, wird der Setzungsverlauf bezogen auf die Endhöhe der Schüttung beschleunigt resp. durch die Überschüttung ein möglichst grosser Teil der Setzungen zeitlich vorweggenommen. Es ist deshalb vorgesehen, alle Dämme grundsätzlich 50 cm zu überschütten.

4.3 Schlimbachbrücke

4.3.1 Normalprofil

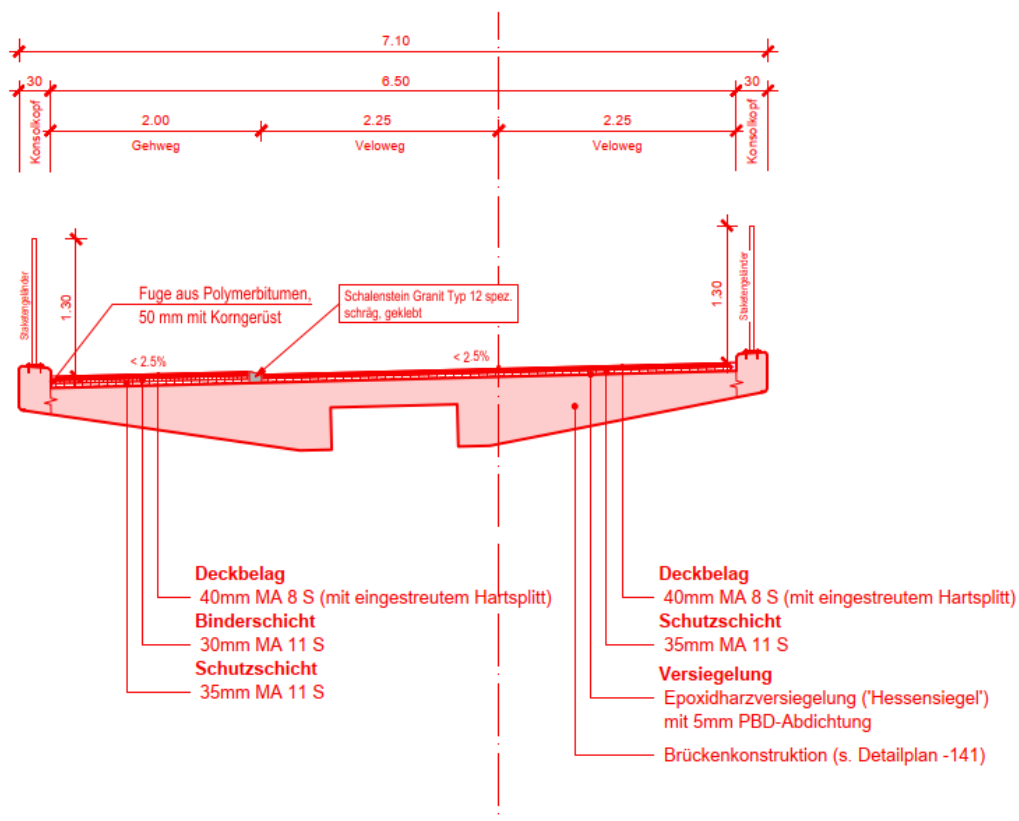


Abbildung 17 Normalprofil Schlimbachbrücke

Gemäss den Ausführungen im Kapitel 4.1.2 beträgt die Breite des kombinierten Fuss- und Velowegs auf der Brücke ebenfalls insgesamt 6.50 m. Der Fussweg wird gegenüber der Velofahrbahn über die Brücke 3.0 cm erhöht geführt. Die Erhöhung wird mit einem Randstein (Schräg geschnitten) gegen die Velofahrbahn abgegrenzt. Um die Entwässerung zu gewährleisten, weist die Brücke ein Quergefälle von 2.5% und ein Längsgefälle von 1.0% zum Grabenhofpark auf.

In der Brückenuntersicht wird eine Aussparung vorgesehen, in welcher Werkleitungen über den Schlimbach geführt werden können.

4.3.2 Materialisierung der Brücke

Im Rahmen von [1] wurde bezüglich der Materialisierung der Brücke ein Variantenstudium durchgeführt. Dabei wurden Lösungen in Holz, Stahl, Stahlbeton und Stahl-Beton-Verbund verglichen. Der Variantenvergleich weist eine monolithische Brückenkonstruktion aus Stahlbeton insbesondere aus folgenden Gründen als wirtschaftlichste und effizienteste Lösung aus:

- Stahlbeton lässt bezüglich des Querschnitts eine gedrungene Konstruktion zu. Dies führt zu einer wesentlichen Reduktion der Schütthöhen der Dämme gegenüber aller anderen Lösungen.
- Eine Stahlbetonkonstruktion kann sehr einfach monolithisch mit den ebenfalls in Stahlbeton konstruierten Widerlagern verbunden werden. Dadurch kann auf eine bewegliche Lagerung der Brücke verzichtet werden. Der Unterhalt der Brückenkonstruktion kann damit gegenüber den anderen Lösungen massiv kleiner gehalten werden.
- Die Stahlbetonbrücke kann über eine Aussparung im Querschnitt Werkleitungen aufnehmen, welche allfällig auch künftig über den Schlimbach geführt werden sollen. Die Quersteifigkeit des Querschnitts ist dabei nach wie vor genügend vorhanden.
- Die Stahlbetonkonstruktion impliziert von allen untersuchten Materialisierungen den kleinsten Unterhaltsaufwand.
- Die Brückenuntersicht in Stahlbeton kann verkolkungsverhindernd geformt werden und benötigt zum Abweisen von Geschwemmsel keine separate Konstruktion.
- Die Stahlbetonkonstruktion fügt sich neben der ebenfalls in Stahlbeton ausgeführten Überbrückung der Ringstrasse optisch ins Gesamtbild ein.

Anlässlich [3] hat sich die Stadt Kriens auf eine Stahlbetonkonstruktion festgelegt.

4.3.3 Randbedingungen / Massgebende Nutzlast

- Gemäss Aufforderung in [2] ist das vorliegende Projekt detailliert mit der Projektierung des Hochwasserschutzes Schlimbach gemäss [4] und [5] abzustimmen. Im Bereich der Überbrückung des Schlimbachs ist die Ableitung eines HQ_{100} + Freibord nachzuweisen. Die Kote des HQ_{100} ist von der Gestaltung des Bachbetts nach Abschluss der Hochwassersanierung abhängig. Das Freibord wird gemäss [16] nachgewiesen, ist seinerseits ebenfalls von der Gestaltung des Bachquerschnitts abhängig. In Rücksprache mit den Projektingenieuren des HWS-Projekts wurde die Wasserspiegelkote HQ_{100} auf 453.80 m ü. M. (QP 285 HWS-Projekt) und das erforderliche Freibord auf 60 cm (glatte Brückenuntersicht) festgelegt. Aufgrund klimatischer Randbedingungen wurde das Freibord gemäss [27] um weitere 30 cm erhöht. Die Konstruktion der Brücke darf demzufolge die Kote von 454.70 m ü. M. nicht unterschreiten.
- Folgende Hochwasserabflüsse sind gemäss überarbeiteter Gefahrenkarte (Entwurf Stand 28.09.2023) im betreffenden Bereich des Schlimbachs relevant:
 - HQ_{30} : 4.1 m³/s
 - HQ_{100} : 7.5 m³/s
 - HQ_{300} : 14 m³/s
- Der Gewässerraum des Schlimbachs wurde gemäss [2] auf 13 m festgelegt und in die Pläne eingezeichnet.
- Massgebend für die Bemessung der Brücke ist nicht deren Nutzung als Rad- und Fussweg, sondern die Belastung durch Einzellasten gem. Festlegung in Kapitel 2.5.4 (Unterhalt). Diese Last entspricht auch der Belastungskategorie G von Park- und Verkehrsflächen von Gebäuden, welche z.B. auch als Feuerwehruzufahrten genutzt werden (SIA 261, Kapitel 8.4, Tabelle 8).

4.3.4 Konstruktion

Die Brücke ist als monolithische Stahlbetonkonstruktion konzipiert und entspricht statisch modelliert einem beidseitig eingespannten Balken. Die Widerlager sind ebenfalls in Stahlbeton konstruiert. Brückenplatte und Widerlager bilden zusammen eine Rahmenkonstruktion. Da die Brücke

den Schlimbach nicht orthogonal überspannt, erfolgt die Lagerung schiefwinklig zur Brückenachse. Brückenplatte und Widerlager sind schlaff armiert, es sind keine Vorspannungen vorgesehen.

Die horizontalen Kräfte werden über die schräg gestellten Mikropfähle in den Untergrund eingeleitet. Bezüglich Foundation vgl. Kapitel 4.3.5.

Als seitlicher Abschluss der Brückenplatte wird ein Konsolkopf von 30 cm Breite ausgebildet. Auf dem Konsolkopf wird zwecks Absturzsicherung ein Staketengeländer mit einer Höhe von 1.30 m montiert, welches den Vorgaben gemäss [21] für stark befahrene Velowege und zur Absicherung von Kindern entspricht.

Bezüglich der Integration von Werkleitungen, welche mit der Brückenkonstruktion synergetisch den Schlimbach queren, vgl. Kapitel 4.4.4.

Für die Überbrückung der Setzungen der Dämme auf dem Weichen Untergrund (vgl. auch Kapitel 4.2.2) werden beidseitig der Brücke Schleppplatten angebracht.

4.3.5 Foundation

Die Widerlager der Brücke stehen auf massiven Betonplatten, welche ihrerseits auf Mikropfählen gelagert sind. Aufgrund der schlechten Baugrundverhältnisse in den Tümpelablagerungen (vgl. Kapitel 3.1) können die Mikropfähle nur wenig Mantelreibung mobilisieren. Pro Widerlager werden sieben Mikropfähle versetzt. Diese haben eine Länge von 25 m. Die Pfähle durchdringen somit teilweise den Stauer des unteren, subartesisch gespannten Grundwasserstockwerks und dringen in die Deltaablagerungen des Bachschwemmfächers des historischen Schlund- und Schlimbachs ein. Um einen Austrag des Injektionsguts zu verhindern, werden die Pfähle mit einem Textilstrumpf versehen.

Für die Aufnahme der Horizontalkräfte gemäss Kapitel 4.3.4 sind die Pfähle jeweils 10° (Bachseite) resp. 30° (Aussenseite) gegenüber der Vertikalen geneigt. Die Neigung ist so gewählt, dass sich die Pfähle im Untergrund nicht gegenseitig beschädigen können. Auch die geplanten Spundwände für die Baugrube werden nicht durch die Pfähle beeinträchtigt.

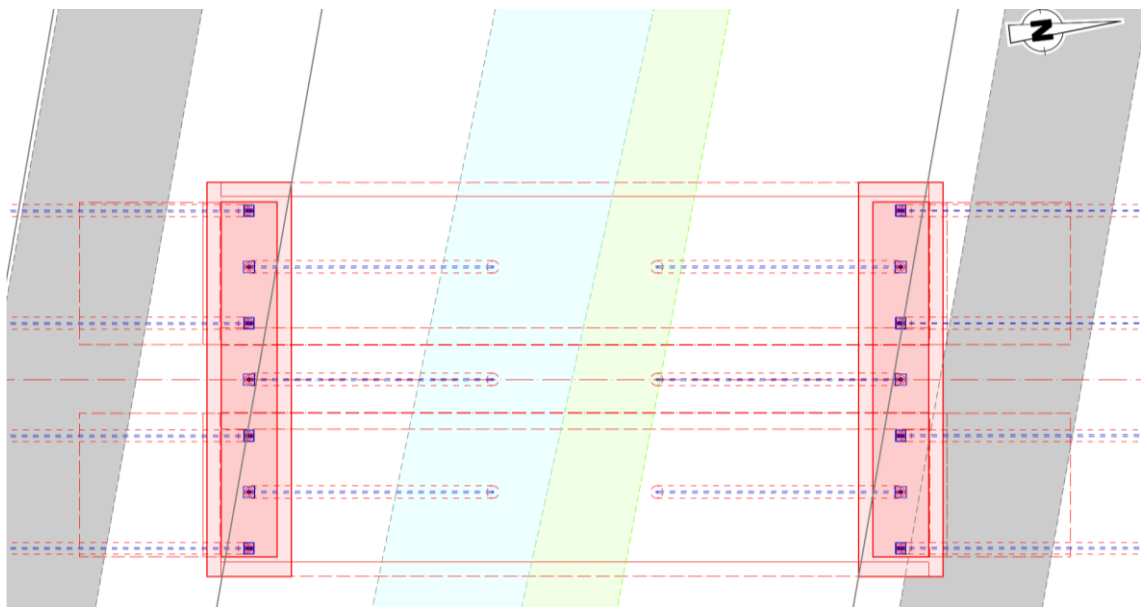


Abbildung 18: Grundriss der Fundamente mit alternierender Neigung der Pfähle zur Innen- bzw. Aussenseite

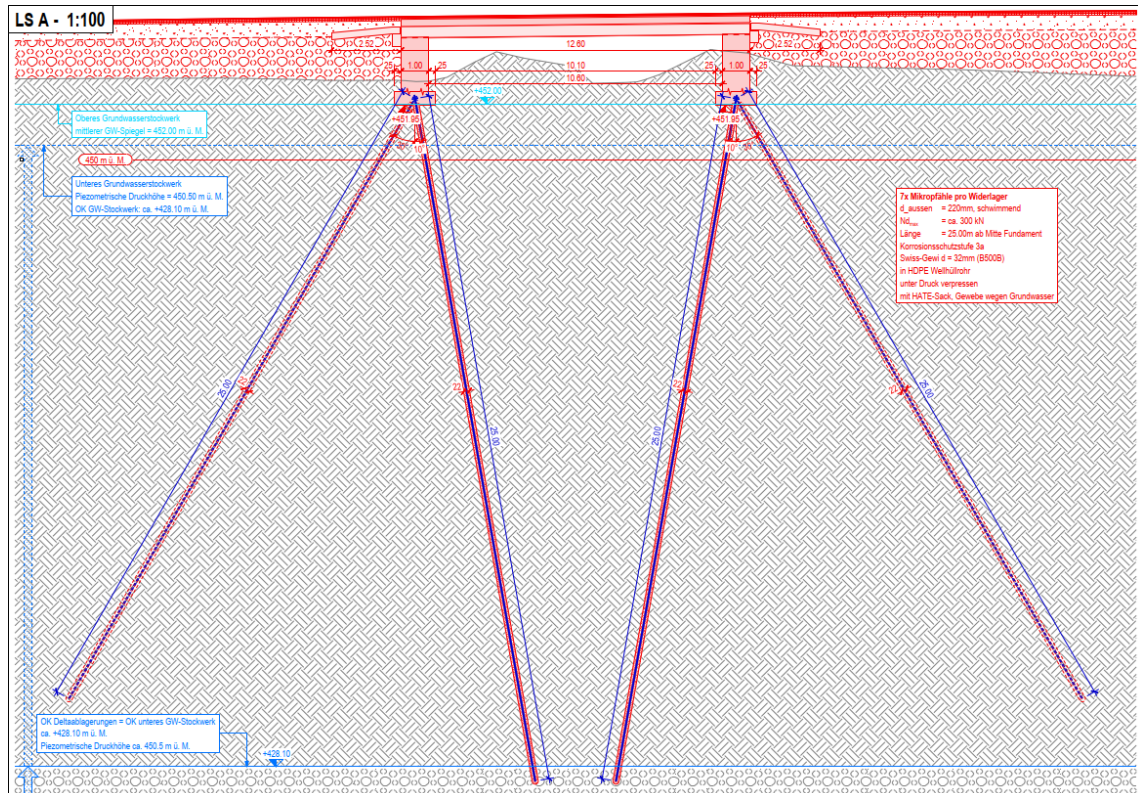


Abbildung 19: Längsschnitt durch die Schlimbachbrücke mit der geplanten Pfahlgeometrie

4.3.6 Abdichtung Brückenplatte und Fahrbahnaufbau

Auf den rohen Beton wird zuerst eine Epoxidharzversiegelung ("Hessensiegel") aufgetragen. Über der Versiegelung wird eine PBD-Abdichtung aufgebracht (5 mm). Die Abdichtung wird über die Brücke hinaus in den Bereich der Schleplatten aufgebracht (vgl. Kapitel 4.3.4).

Im Bereich des Randabschlusses wird ein Schutzstreifen (ebenfalls PBD) aufgebracht. Der Randstein wird anschliessend auf die Schutzschicht geklebt.

Im Bereich des Velowegs wird über der Abdichtung eine Schutzschicht aus Gussasphalt (MA 11 S, 3.5 cm) und eine Deckschicht (MA 8 S, 4.0 cm) ebenfalls aus Gussasphalt eingebracht.

Im Bereich des Fusswegs wird über der Abdichtung ebenfalls eine Schutzschicht aus Gussasphalt (MA 11 S, 3.5 cm) eingebracht. Darüber folgen eine Binderschicht (MA 11 S, 3.0 cm) und eine Deckschicht (MA 8 S, 4.0 cm) ebenfalls aus Gussasphalt.

Sowohl im Fuss- als auch im Velobereich wird Hartsplitt in die Deckschicht eingestreut.

Zwischen Konsolkopf und Belag sowie zwischen Randstein und Belag werden Fugen aus Polymerbitumen ausgebildet. Der Polymerbitumen wird nach dem Einbau ebenfalls abgestreut.

Zwischen dem Gussasphaltbelag der Brücke und den Walzasphaltbelag des Fuss- und Velowegs (vgl. Kapitel 0) wird eine Bewegungsfuge ausgebildet.

Sämtliche freien Betonflächen, welche insbesondere durch Spritzwasser inkl. Tausalz erreicht werden können (Konsolkopf), werden mit Oberflächenschutz OS1 imprägniert.

4.3.7 Entwässerung

Die neue Schlimbachbrücke verläuft von Süden gegen Norden in einem Längsgefälle von durchgehend 1%. Infolge ihrer Lage innerhalb des Bogenwegs weist die Brücke gleichzeitig ein Quergefälle von West nach Ost von 2.5% auf. Meteorwasser läuft damit entlang des östlichen Konsolkopfs resp. des Randabschlusses des Velowegs in Richtung Nord. Am Brückenende wird das

Meteorwasser sowohl des Fusswegs als auch des Velowegs von je einem Einlaufschacht gefasst und in den in Kapitel 4.1.2 beschriebenen Einlaufschacht der Querrinne geleitet. Das Wasser wird ab dem Schacht analog dem nördlicheren Einlaufschacht in eine Sickerpackung im Bereich des Dammfusses abgeleitet.

4.3.8 Bauzustand

Um die neue Schlimbachbrücke erstellen zu können, sind folgende Etappen vorgesehen:

- Erstellen der Baupiste
- Erstellung einer Baustellenwasserhaltung: Führung des Schlimbachs in 3 Rohre mit einem Durchmesser von 900 mm, um das Risikohochwasser HQ₃₀ von 4.1 m³/s bewältigen zu können
- Einschüttung der Rohre und Erstellung eines Bohr- und Rammplanums im Bachquerschnitt
- Erstellung der Pfahlfundation mittels Pfahlbohrungen
- Einvibrieren der Spundwände und Erstellung der Baugruben inkl. Wasserhaltung
- Erstellen der Fundamente und Brückenwiderlager
- Hinterfüllung der Brückenwiderlager und Rückzug der Spundwandbohlen
- Erstellung der Brückenplatte und Schleppplatten
- Montage der Leerrohre in der Aussparung der Brückenplatte
- Rückbau der Baustellenwasserhaltung
- Aufschüttung und Anschluss an den Damm
- Erstellung Fahrbahnaufbau

Da im betroffenen Bereich auch gefährdete Arten wie Edelkrebse und Fische leben, werden vorgängig mit der zuständigen Fachstelle und der Fischereiaufsicht Massnahmen zum Schutz der Tiere definiert und umgesetzt (vgl. auch Kapitel 3.8).

4.4 Werkleitungen

4.4.1 Knoten Industriestrasse

Im Knoten Industriestrasse verlaufen gemäss Leitungskataster:

- Telecomleitungen der Cablecom
- Elektroleitungen (Mittelspannung und Erschliessung öffentliche Beleuchtung)
- Meteorwasserleitung (PE DN250)
- Fäkalleitung (PE DN 200)
- Gasleitung ND (PE 180)
- Trinkwasserleitung (GD DN150)

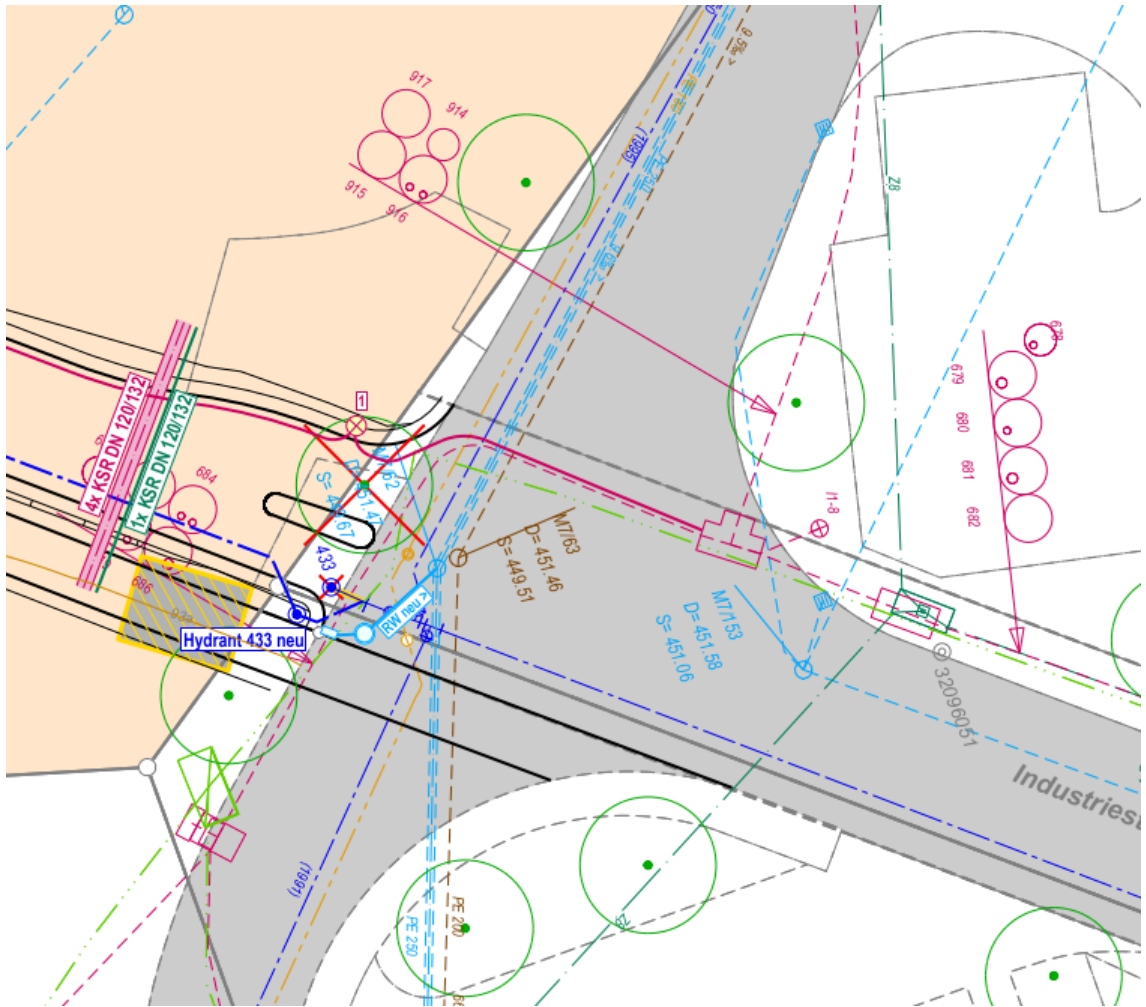


Abbildung 20 Situation Werkleitungen Knoten Industriestrasse

Die bestehenden Werkleitungen sind mit Ausnahme des Hydranten im künftigen Knotenbereich von den Bauarbeiten und Anpassungen nicht betroffen. Der Hydrant wird neu östlich neben der Mündung des Bogenwegs versetzt.

4.4.2 Grabenhofareal

Das heutige Areal der Familiengärten Grabenhof wird durch ein systematisches Netz von Drainageleitungen entwässert. Die Entwässerung erfolgt grundsätzlich von West nach Ost.

Sämtliche Leitungsanschlüsse und Kontrollschächte, welche unterhalb des künftigen Bogenwegs inkl. Dammschüttung zu liegen kommen, werden vorgängig zur Dammschüttung ausserhalb des Dammfusses verlegt. Am Entwässerungssystem selbst wird nichts verändert.

Im südlichen Bereich des Grabenhofareals quert eine Mischwasserleitung DN 500 von der Ringstrasse herkommend zuerst den Schlimbach und anschliessend das heutige Familiengartenareal.

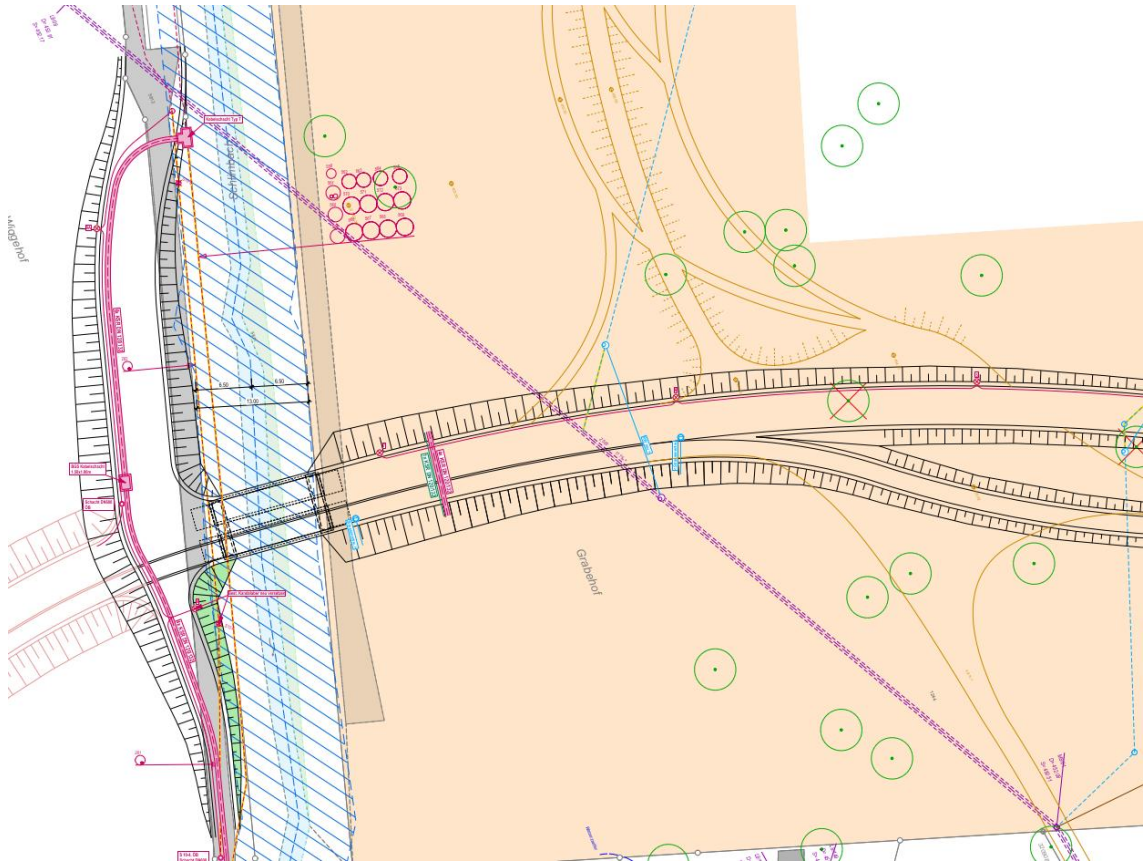


Abbildung 21 Bestehende Mischwasserleitung DN 500, Grabenhofareal

Gemäss Auskunft der Siedlungsentwässerung Stadt Kriens [18] ist deren Zustand schlecht. Auf eine Leitungserneuerung im Rahmen des Projekts Bogenweg resp. vorgelagert zur Dammschüttung wird verzichtet, da diese Leitung gemäss [18] in naher Zukunft sowieso umgelegt wird.

4.4.3 Hinterschlund / Schlimbach / Ringstrasse

Im Uferbereich des Schlimbachs verläuft ein Elektrorohrblock mit 16 Kabelschutzrohren. Von diesen 20 Rohren ist gemäss Auskunft CKW aktuell nur eines mit einer Mittelspannungsleitung belegt. 12 der 20 Rohre gehören ewl und sind nicht mehr in Betrieb. Mit dem weiteren Verlauf in Richtung Ost, Dattenmatt reduziert sich der Block auf 4 Kabelschutzrohre. Mit den Dammschüttungen des südlichen Widerlagers der neuen Schlimbachbrücke inkl. Anschlüssen in Richtung Dattenmatt und Ringstrasse würde der Rohrblock so überschüttet, dass dieser nicht mehr zugänglich wäre. Der Rohrblock wird deshalb gemäss Angabe der CKW in den Damm umgelegt, so dass der Rohrblock zugänglich bleibt. Mit der Umlegung des Blocks werden 3 zusätzliche Kabelzugschächte ergänzt.

Entlang des rechten Schlimbachufers verläuft in einem separaten Kabelschutzrohr zudem die Erschliessung der öffentlichen Beleuchtung. Mit den Dammschüttungen im südlichen Widerlagerbereich der Schlimbachbrücke wird die öffentliche Beleuchtung angepasst (vgl. Kapitel 4.5). Entsprechend wird die Erschliessung der Beleuchtung in den Damm verlegt.

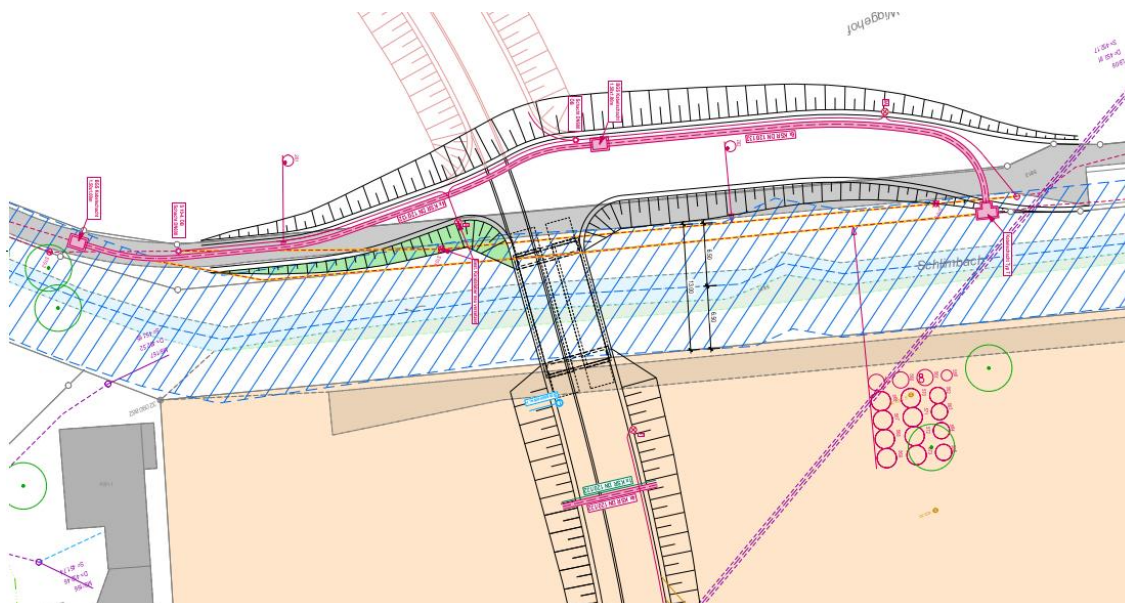


Abbildung 22 Umlegung Kabelrohranlage CKW im südlichen Widerlagerbereich / Seite Hinterschlund

4.4.4 Bogenweg

Im Rahmen der Projektierung des Bauprojekts erfolgte eine Bedürfnisanfrage für zusätzliche Werkleitungsverbindungen Dritter an folgende Werkleitungseigentümer:

- CKW
- ewl
- Sunrise / Cablecom
- Swisscom
- ASTRA

Im Rahmen der Rückmeldungen wurden für den gesamten Projektperimeter folgende Bedürfnisse angemeldet:

- Für allfällige spätere Elektroerschliessungen der CKW werden an 3 Stellen im Damm Querungen mit 4 Kabelschutzrohren PE DN 120/132 sowie für allfällige Telecomverbindungen je ein zusätzliches Kabelschutzrohr PE DN 120/132 vorgesehen. Für die Fortsetzung des Bogenwegs im Bereich Hinterschlund werden zwei weitere Querungen mit 4 bzw. 6 Kabelschutzrohren gewünscht (separates Projekt, vgl. Kapitel 1.4).
- Der Kabelrohrblock, welcher südlich entlang des Schlimbachs verläuft, ist Eigentum der CKW. Bezüglich dessen Umlegung vgl. Kapitel 4.4.3.

4.4.5 Schlimbachbrücke

Der Querschnitt der Schlimbachbrücke inkl. Widerlager ist so ausgebildet, dass die Brücke zusätzliche Werkleitungen aufnehmen kann (vgl. Abbildung 17). Diese können auch nachträglich eingebaut werden. Für einen nachträglichen Einbau müssen allerdings der Belag des Bogenwegs sowie die Schleppplatten geöffnet werden.

4.5 Öffentliche Beleuchtung

Die öffentliche Beleuchtung wird im Auftrag der Stadt Kriens durch die CKW projektiert. Die CKW hat diesbezüglich ein detailliertes Angebot ausgearbeitet. Dieses liegt vorliegendem Bericht im Anhang D bei. Das Beleuchtungskonzept der CKW wurde in die Pläne des Bauprojekts inkl. Verkabelung, Foundation, Trennstellen, Anschlüsse etc. übernommen.

5 Kosten

5.1 Abgrenzung

- Die Kosten für das Projekt Bogenweg wurden grundsätzlich gemäss Abgrenzung im Kapitel 1.4 abgegrenzt.
- Für die Erschliessung eines künftigen Gebäudes im Grabenhofpark wurde der Bau einer Trinkwasserleitung und eines separaten Kabelschutzrohrs ab dem Knoten Industriestrasse im Damm vorgesehen und in die Kosten miteinberechnet.
- Rechtsufrig wurde der Bogenweg in Richtung Westen direkt an den Weg in Richtung Ringstrasse resp. an die Brücke über die Ringstrasse angeschlossen. In Richtung Ost ist ein möglichst direkter Anschluss an den bestehenden Weg entlang des Schlimbachs in Richtung Dattenmatt geplant. Die damit verbundenen, rechtsufrigen Dammschüttungen sind in die Kosten eingerechnet. Die Weiterführung des Bogenwegs in Richtung Hinterschlund ist gemäss Abgrenzung im Kapitel 1.4 weder in der Projektierung noch in der Kostenschätzung enthalten.
- Der Erhalt des bestehenden Drainagesystems wurde gemäss im Kataster eingetragener Leitungen in den Kosten berücksichtigt (vgl. Kapitel 4.4.2).
- Die Fusswegverbindung des Projekts Grabenhofpark wurde gemäss [26] ins Projekt integriert. Die Kosten der Fusswegverbindung wurden entsprechend mit der Kostenschätzung berücksichtigt.
- Gemäss Ausführungen im Kapitel 3.5 und separatem Bericht im Anhang G ist der Anstehende Ober- und Unterboden mit Ausnahme der Probe M10 schwach oder gar nicht belastet. Die Belastung insbesondere mit Zink der Probe MP10 ist so hoch, dass der Boden in eine Reaktordeponie (Typ E) entsorgt werden muss. Die Entsorgung ist Sache des Eigentümers (Stadt Luzern). Weiters liegt der Entnahmebereich MP10 im Bereich der künftigen aufgewerteten Grünfläche gemäss Ausführungen im Kapitel 3.10 und damit ausserhalb der Projektperimeters des Projekts Bogenweg. In der Kostenschätzung für das Projekt Bogenweg werden demzufolge keine Kosten für die Entsorgung des entsprechenden Ober- und Unterbodens eingerechnet.



5.2 Kostenschätzung

Die Kosten wurden detailliert geschätzt. Die detaillierte Schätzung liegt dem Bericht im Anhang A bei. Nachfolgende Tabelle fasst die geschätzten Kosten zusammen:

NPK		[CHF]
111	Regie	153'210
113	Installationen	262'700
116	Holzen und Roden	24'500
117	Abbrüche und Demontagen	15'770
151	Werkleitungen	75'500
161	Wasserhaltung	53'980
162	Baugrubenabschlüsse und Aussteifungen	49'250
171	Pfahlfundation	99'000
172	Abdichtungen von Bauten unter Terrain	7'970
211	Baugruben und Erdbau	671'054
221	Fundationsschichten für Verkehrsanlagen	104'760
222	Randabschlüsse und Pflasterungen	13'650
223	Belagsarbeiten	184'350
231	Wasserbau	13'500
237	Kanalisationen und Entwässerungen	24'850
241	Ortbetonarbeiten	83'790
281	Fahrzeugrückhaltesysteme und Geländer	6'500
286	Markierungen	5'000
411	Trinkwasserleitungen	10'050
KLM	Kleinmengen	153'210
BEL	Beleuchtung	33'890
CKW	Aufwand Verkabelung Umlegung KRB Hinterschlund	50'000
Total Baukosten brutto		2'096'484
Mehrwertsteuer		169'820
Total Baukosten netto		2'266'304

Tabelle 1 Zusammenfassung Kostenschätzung

6 Bauausführung / Bauprogramm

Im Anhang B liegt dem Bericht ein approximatives Bauprogramm bei. Dieses berücksichtigt folgende Randbedingungen und beruht auf folgenden Annahmen und grundlegenden Überlegungen:

- Die Familiengärten sind Ende 2026 geräumt und rückgebaut.
- Die Foundation und Schütтарbeiten der Dämme geniesst höchste Priorität, da das Abwarten der Setzungen gemäss Kapitel 4.2.2 für die gesamte Dauer der Realisierung des Projekts massgebend werden wird.
- Mit dem Eingriff in den Schlimbach, resp. dem Baubeginn der neuen Brücke kann erst nach dem Ablauf der Schonzeit der Edelkrebse gemäss Beschrieb im Kapitel 3.8 begonnen werden.
- Die Deckbelagsarbeiten erfolgen frühestens ca. ein Jahr nach den Belagsarbeiten unter der Annahme des Programms gemäss Anhang B im Herbst 2029.
- Das Hessensiegel kann nur auf eine ausgetrocknete Unterlage aufgebracht werden. Für die Austrocknung des frischen Betons wurde nach dem Abbinden eine Dauer von 1.5 Monaten in den Monaten Juni / Juli gewählt.
- Dammschüttung und Verdichtung können nur unter trockenen Bedingungen bei Temperaturen über dem Gefrierpunkt erfolgen.

Gemäss approximativem Bauprogramm im Anhang B beträgt die Bauzeit 21 Monate. Davon sind während 7 Monaten keine Arbeiten im Zusammenhang mit dem Projekt Bogenweg vorgesehen, sondern sind ausschliesslich das Resultat des Abwartens der Setzungen gemäss Beschrieb im Kapitel 4.2.2. In der Kombination mit einer allfälligen frühzeitigen Realisierung des kompletten Projekts Grabenhofpark gemäss Kapitel 3.11 könnte diese Zeit allerdings für die Realisierung des Parks synergetisch genutzt werden.



Anhänge

A Kostenschätzung

Grabenhof Kriens, Bogenweg: Kostschätzung Bauprojekt Zusammenstellung

NPK			Damm Grabenhof	Damm Hinterschlund	Knoten Industriestrasse	Schlimbachbrücke	Total
			[CHF]	[CHF]	[CHF]	[CHF]	[CHF]
111	Regie	10%	75'870	44'350	3'050	29'940	153'210
113	Installationen	15%	125'300	78'030	4'570	54'800	262'700
116	Holzen und Roden		14'750	9'750			24'500
117	Abbrüche und Demontagen		15'000		770		15'770
151	Werkleitungen		28'230	44'560	2'710		75'500
161	Wasserhaltung		21'710	10'870	2'020	19'380	53'980
162	Baugrubenabschlüsse und Aussteifungen					49'250	49'250
171	Pfahlfundation					99'000	99'000
172	Abdichtungen von Bauten unter Terrain					7'970	7'970
211	Baugruben und Erdbau		445'894	219'040		6'120	671'054
221	Fundationsschichten für Verkehrsanlagen		70'700	30'450	3'610		104'760
222	Randabschlüsse und Pflasterungen		6'980		4'650	2'020	13'650
223	Belagsarbeiten		120'250	52'460	4'360	7'280	184'350
231	Wasserbau					13'500	13'500
237	Kanalisationen und Entwässerungen		19'600		5'250		24'850
241	Ortbetonarbeiten					83'790	83'790
281	Fahrzeugrückhaltesysteme und Geländer					6'500	6'500
286	Markierungen				5'000		5'000
411	Trinkwasserleitungen		8'000		2'050		10'050
KLM	Kleinmengen	10%	75'870	44'350	3'050	29'940	153'210
BEL	Beleuchtung		7'530	26'360			33'890
CKW	Aufwand Verkabelung Umlegung KRB Hinterschlund			50'000			50'000
Total Baukosten brutto			1'035'684	610'220	41'090	409'490	2'096'484
Mehrwertsteuer			8.10%	83'890	49'430	3'330	169'820
Total Baukosten netto			1'119'574	659'650	44'420	442'660	2'266'304

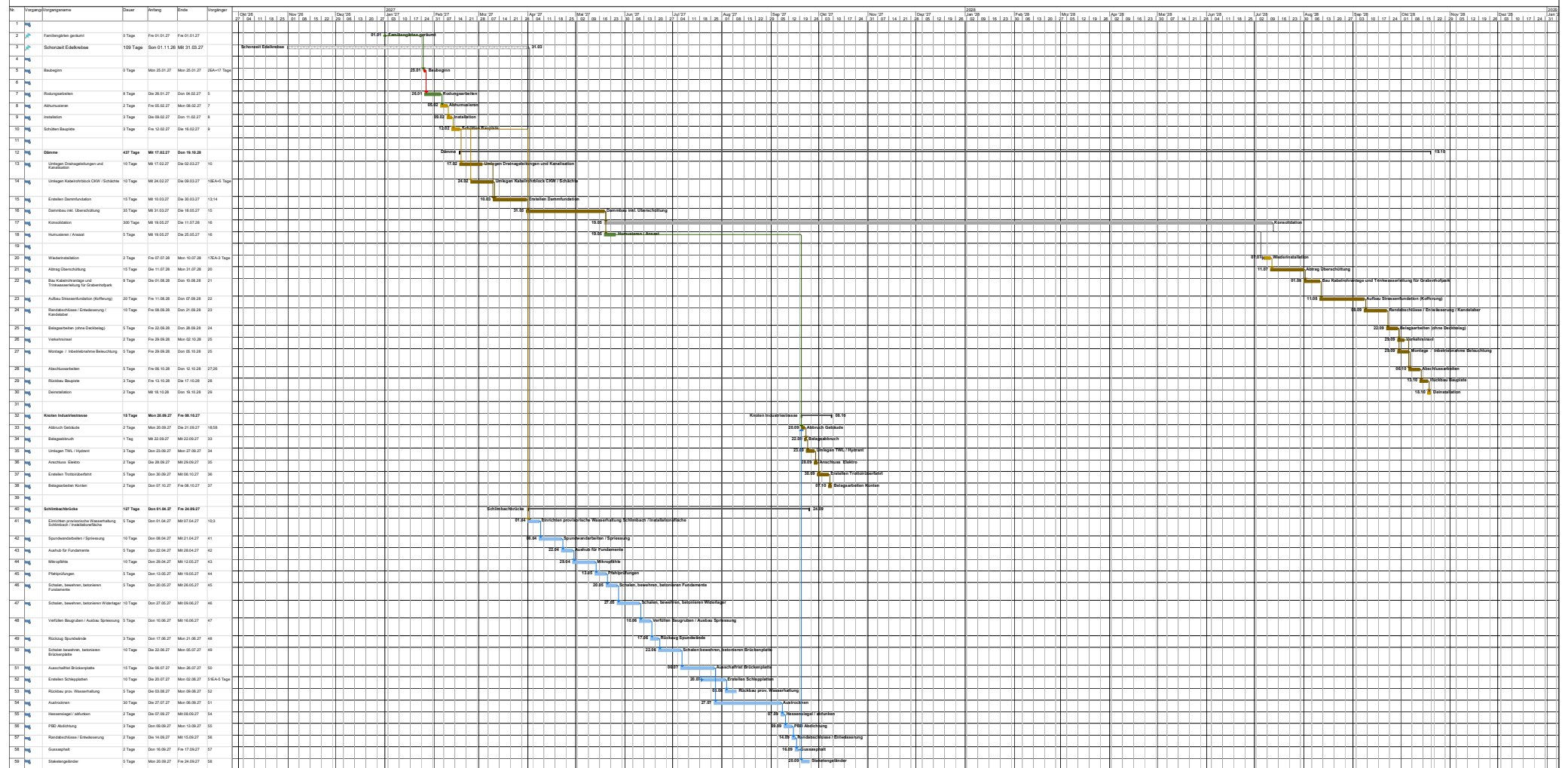
05.06.2026

Objekt	Arbeitsgattung	NPK	Tätigkeit / Material	Beschreibung	Vorausmass	LE	EHP (CHF)	Kosten (CHF)
Damm Grabenhof	Installation	113				15%		113'800.00
Damm Hinterschlund	Installation	113				15%		66'510.00
Knoten Industriestrasse	Installation	113				15%		4'570.00
Schlimbachbrücke	Installation	113				15%		44'900.00
Damm Grabenhof	Installation	113	Flies Baupiste Anteil Damm Grabenhof			500 m2	5.00	2'500.00
Damm Grabenhof	Installation	113	Baupiste Anteil Damm Grabenhof	40 cm stark, ohne Befestigung		200 m3	45.00	9'000.00
Damm Hinterschlund	Installation	113	Flies Baupiste Anteil Damm Hinterschlund			500 m2	5.00	2'500.00
Damm Hinterschlund	Installation	113	Baupiste Anteil Damm Hinterschlund	40 cm stark, ohne Befestigung		200 m3	45.00	9'000.00
Schlimbachbrücke	Installation	113	Baupiste Anteil Schlimbachbrücke	40 cm stark, ohne Befestigung		120 m3	45.00	5'400.00
Damm Grabenhof	Regie	111				10%		75'870.00
Damm Hinterschlund	Regie	111				10%		44'350.00
Knoten Industriestrasse	Regie	111				10%		3'050.00
Schlimbachbrücke	Regie	111				10%		29'940.00
Damm Grabenhof	Kleinnengen	KLM				10%		75'870.00
Damm Hinterschlund	Kleinnengen	KLM				10%		44'350.00
Knoten Industriestrasse	Kleinnengen	KLM				10%		3'050.00
Schlimbachbrücke	Kleinnengen	KLM				10%		29'940.00
Damm Grabenhof	Rodungen	116	Flächenrodung Uferbereich Schlimbach			650 m2	15.00	9'750.00
Damm Hinterschlund	Rodungen	116	Flächenrodung Uferbereich Schlimbach			650 m2	15.00	9'750.00
Damm Grabenhof	Rodungen	116	Einzelbäume inkl. Wurzelstücke			5 Stk	1'000.00	5'000.00
Damm Grabenhof	Abbruch	117	Abbruch Gebäude	Gebäude Nr. 93a auf Parz. Nr. 1244		1 gJ	15'000.00	15'000.00
Damm Grabenhof		237	Kontrollschächte für vorgängiges Umlagen Drainage			4 Stk	2'000.00	8'000.00
Damm Grabenhof		237	Sickerleitung DN 200			50 m	40.00	2'000.00
Damm Grabenhof	abhumusieren	211	abhumusieren	2500 m2 + 460 m2 m2 x 0.2 m		592 m3	10.00	5'920.00
Damm Hinterschlund	abhumusieren	211	abhumusieren	1400 m2 x 0.2 m		280 m3	10.00	2'800.00
Damm Grabenhof	Humusdepot	211	Humusdepot			592 m3	2.00	1'184.00
Damm Hinterschlund	Humusdepot	211	Humusdepot			280 m3	2.00	560.00
Damm Grabenhof	Fundation	211	Aushub Lockergestein			1'250.00 m3	15.00	18'750.00
Damm Hinterschlund	Fundation	211	Aushub Lockergestein	1400 m2 x 0.5 m		700 m3	15.00	10'500.00
Damm Grabenhof	Fundation	211	GSC Geogitter	2x (2500 + 460 m2) *1.3 (Seite + Überlapp)		7670 m2	15.00	115'050.00
Damm Hinterschlund	Fundation	211	GSC Geogitter	2x (1400 m2) *1.3 (Seite + Überlappung)		3640 m2	15.00	54'600.00
Damm Grabenhof	Fundation	211	Lieferung und Einbau Schotter			1250 m3	45.00	56'250.00
Damm Hinterschlund	Fundation	211	Lieferung und Einbau Schotter			700 m3	45.00	31'500.00
Damm Grabenhof	Dammerschüttung	211	Lieferung und Einbau gut verdichtbares Schüttmaterial			3'160.00 m3	40.00	126'400.00
Damm Hinterschlund	Dammerschüttung	211	Lieferung und Einbau gut verdichtbares Schüttmaterial			1'560.00 m3	40.00	62'400.00
Damm Grabenhof	Dammabtrag	211	Abtrag Überschüttung			1'940.00 m3	15.00	27'600.00
Damm Hinterschlund	Dammabtrag	211	Abtrag Überschüttung			800.00 m3	15.00	12'000.00
Damm Grabenhof	Zwischentransport	211	Zwischentransport für Material zwischen Veloweg und Fussweg			840.00 m3	5.00	4'200.00
Damm Grabenhof	Zwischenlagerung	211	Zwischenlagerung für Material zwischen Veloweg und Fussweg			420.00 m3	2.00	840.00
Damm Grabenhof	Schüttung	211	Dammerschüttung zwischen Veloweg und Fussweg			420.00 m3	15.00	6'300.00
Damm Grabenhof	Abtransport / Deponie	211	Abtransport und Deponie restliche Überschüttung			1'420.00 m3	45.00	63'900.00
Damm Hinterschlund	Abtransport / Deponie	211	Abtransport und Deponie Überschüttung			800.00 m3	45.00	36'000.00
Damm Grabenhof	Fundation Strasse	221	Lieferung Strassenkoffer und Einbau			1'010.00 m3	70.00	70'700.00
Damm Hinterschlund	Fundation Strasse	221	Lieferung Strassenkoffer und Einbau			435.00 m3	70.00	30'450.00
Damm Grabenhof	Entwässerung	237	Entwässerungsleitung PP DN 200 (liefern und verlegen			15 m	40.00	600.00
Damm Grabenhof	Entwässerung	237	ES / SS DN 600 (Liefern / versetzen inkl. Deckel Nivroll			2 Stk	4'500.00	9'000.00
Damm Grabenhof	Randabschlüsse	222	Randstein 12er Spez schräg			45 m	155.00	6'980.00
Damm Grabenhof	Planie	223	Roh- und Feinplanie inkl. Planiekies			1'680.00 m2	6.00	10'080.00
Damm Hinterschlund	Planie	223	Roh- und Feinplanie inkl. Planiekies			730.00 m2	6.00	4'380.00
Damm Grabenhof	Belagarbeit	223	Haftvermittler			3'360.00 m2	1.00	3'360.00
Damm Hinterschlund	Belagarbeit	223	Haftvermittler			1'460.00 m2	1.00	1'460.00
Damm Grabenhof	Belagarbeit	223	Liefern und Einbau Trag- und Binderschicht 0/22			460.00 t	165.00	75'900.00
Damm Hinterschlund	Belagarbeit	223	Liefern und Einbau Trag- und Binderschicht 0/22			210.00 t	165.00	34'650.00
Damm Grabenhof	Belagarbeit	223	Haftvermittler vor Deckbelag			3360 m2	1.00	3'360.00
Damm Hinterschlund	Belagarbeit	223	Haftvermittler vor Deckbelag			1460 m2	1.00	1'460.00
Damm Grabenhof	Belagarbeit	223	Liefern und Einbau Deckbelag 0/8			90.00 t	205.00	18'450.00
Damm Hinterschlund	Belagarbeit	223	Liefern und Einbau Deckbelag 0/8			40.00 t	205.00	8'200.00
Damm Grabenhof	Belagarbeit	223	Hydrophobierung (Randosil)			1'300.00 m	7.00	9'100.00
Damm Hinterschlund	Belagarbeit	223	Hydrophobierung (Randosil)			330.00 m	7.00	2'310.00
Damm Grabenhof	Beleuchtung	151	Fundamente Kandelaber			7 Stk	1'000.00	7'000.00
Damm Hinterschlund	Beleuchtung	151	Fundamente Kandelaber			2 Stk	1'000.00	2'000.00
Damm Grabenhof	Beleuchtung	151	Kontrollschächte			4 Stk	2'200.00	8'800.00
Damm Hinterschlund	Beleuchtung	151	Kontrollschächte			2 Stk	2'200.00	4'400.00
Damm Grabenhof	Beleuchtung	151	Kabelrohranlage			212.83	9'000.00	
Damm Hinterschlund	Beleuchtung	151	Kabelrohranlage			100 m	42.83	4'290.00
Damm Grabenhof	Grabenhofpark	151	Kabelrohranlage			80 m	42.83	3'430.00
Damm Grabenhof	Grabenhofpark	411	Trinkwassererschliessung			80 m	100.00	8'000.00
Damm Grabenhof	Beleuchtung	BE1	Aufwendungen CKW (inkl. Kandelaber, Verkabelung, Leuchten	gem. separater Offerte (05.02.2026)		0.28 gJ	33'881.40	75'360.00
Damm Hinterschlund	Beleuchtung	BE1	Aufwendungen CKW (inkl. Kandelaber, Verkabelung, Leuchten	gem. separater Offerte (05.02.2026)		0.78 gJ	33'881.40	26'360.00
Damm Hinterschlund	Umlagen KRB CKW	151	Kabelrohrblock 2 x 3 DN 120/132			100 m	158.68	15'870.00
Damm Hinterschlund	Umlagen KRB CKW	151	Zug- / Kontrollschächte			3 Stk	6'000.00	18'000.00
Damm Grabenhof	Humus / Begrünung	211	Humus ab Lager auftragen			1'500.00 m2	10.00	15'000.00
Damm Hinterschlund	Humus / Begrünung	211	Humus ab Lager auftragen			360.00 m2	10.00	3'600.00
Damm Grabenhof	Humus / Begrünung	211	Begrünung			1'500.00 m2	3.00	4'500.00
Damm Hinterschlund	Humus / Begrünung	211	Begrünung			360.00 m2	3.00	1'080.00
Damm Grabenhof	Wasserhaltung	161	Installation Absetzbecken	2/3		0.67 gJ	4'000.00	2'670.00
Damm Hinterschlund	Wasserhaltung	161	Installation Absetzbecken	1/3		0.33 gJ	4'000.00	1'340.00
Damm Grabenhof	Wasserhaltung	161	Betrieb Absetzbecken	2/3		1'464 h	1.00	1'470.00
Damm Hinterschlund	Wasserhaltung	161	Betrieb Absetzbecken	1/3		732 h	1.00	740.00
Damm Grabenhof	Wasserhaltung	161	Pumpenstunden	2/3 x 2		5'355 h	3.00	17'370.00
Damm Hinterschlund	Wasserhaltung	161	Pumpenstunden	1/3 x 2		2'928 h	3.00	8'790.00
Damm Hinterschlund	Umlagen KRB CKW	CKW	Eigenaufwand CKW (Verkabelung etc.)			1 gJ	50'000.00	50'000.00
Knoten Industriestrasse	Belagabbruch	117	Trottoirüberfahrt	30 m2 x 0.2 m		6.00 m3	30	180.00
Knoten Industriestrasse	Belagabbruch	117	Umlagen Trinkwasser	5 m2 x 0.2 m		1.00 m3	30	30.00
Knoten Industriestrasse	Belagabbruch	117	Erschliessung Elektro	15 m2 x 0.2 m		3.00 m3	30	90.00
Knoten Industriestrasse	Belagabbruch	117	Entwässerung	5 m2 x 0.2 m		1.00 m3	30	30.00
Knoten Industriestrasse	Belagabbruch	117	Transport und Deponiegebühr			11.00 m3	40	440.00
Knoten Industriestrasse	Grabenaushub	151	Trinkwasser	5 m x 1.7 m x 1 m		8.5 m3	30	260.00
Knoten Industriestrasse	Grabenaushub	151	Elektrorohrblock	15 n x 1 m x 1 m		15 m3	30	450.00
Knoten Industriestrasse	Grabenaushub	237	Entwässerung	10 m3		10 m3	30	300.00
Knoten Industriestrasse	Grabenaushub	151	Trinkwasser Abtransport und Gebühr			8.5 m3	45.00	390.00
Knoten Industriestrasse	Grabenaushub	151	Elektrorohrblock Abtransport und Gebühr			15 m3	45.00	680.00
Knoten Industriestrasse	Grabenaushub	237	Entwässerung Abtransport und Gebühr			10 m3	45.00	450.00
Knoten Industriestrasse	Wasserhaltung	161	Pumpenstunden	1 Monat x 1 Pivot		672 h	3.00	2'020.00
Knoten Industriestrasse	Magerbetonsohle	151	Trinkwasser			0.10 m3	180	20.00
Knoten Industriestrasse	Magerbetonsohle	151	Elektrorohrblock			0.30 m	180	60.00
Knoten Industriestrasse	Leitung	411	Leitung Duellilux DN 150 liefern und verlegen			1 m	170.00	850.00
Knoten Industriestrasse	Hydrant	411	Liefern und versetzen Hydrant			1 Stk	1'000	1'000.00
Knoten Industriestrasse	Kabelrohrblock	151	2 x DN 120/132			15 m	42.83	650.00
Knoten Industriestrasse	Leitung	411	Leitung PP DN 200			5 m	40.00	200.00
Knoten Industriestrasse	Einlaufschacht /SS	237	ES / SS DN 600 (Liefern / versetzen inkl. Deckel Nivroll			1 Stk	4'500.00	4'500.00
Knoten Industriestrasse	Rohrbettung	151	Rohrbettung Trinkwasser	5m x 0.5 m x 1 m		2.5 m3	80.00	200.00
Knoten Industriestrasse	Koffer	221	Lieferung Strassenkoffer und Einbau Trinkwasser			8.50 m3	70	600.00
Knoten Industriestrasse	Koffer	221	Lieferung Strassenkoffer und Einbau Elektro			15.00 m3	70	1'050.00
Knoten Industriestrasse	Koffer	221	Lieferung Strassenkoffer und Einbau Trottoirüberfahrt	15 m2 x 0.6 m		18.00 m3	70	1'260.00
Knoten Industriestrasse	Koffer	221	Lieferung Strassenkoffer und Einbau Entwässerung			10.00 m3	70	700.00
Knoten Industriestrasse	Randabschluss	222	12 Spez. Schräg für Trottoirüberfahrt			30 m	155.00	4'650.00
Knoten Industriestrasse	Planie	223	Trottoirüberfahrt			30 m2	6.00	180.00
Knoten Industriestrasse	Planie	223	Umlagen Trinkwasser			15 m2	6.00	90.00
Knoten Industriestrasse	Planie	223	Erschliessung Elektro			15 m2	6.00	90.00
Knoten Industriestrasse	Planie	223	Entwässerung			5 m2	6.00	30.00
Knoten Industriestrasse	Haftvermittler	223	Trottoirüberfahrt			60 m2	1.00	60.00
Knoten Industriestrasse	Haftvermittler	223	Umlagen Trinkwasser			10 m2	1.00	10.00
Knoten Industriestrasse	Haftvermittler	223	Erschliessung Elektro			30 m2	1.00	30.00
Knoten Industriestrasse	Haftvermittler	223	Entwässerung			10 m2	1.00	10.00
Knoten Industriestrasse	Belag	223	Trag- und Binderschicht 0/22 Trottoirüberfahrt	30 m2 x 0.17 m		12.75 t	165.00	2'110.00
Knoten Industriestrasse	Belag	223	Trag- und Binderschicht 0/22 Umlagen Trinkwasser	5 m2 x 0.17 m		0.85 t	165.00	360.00
Knoten Industriestrasse	Belag	223	Trag- und Binderschicht 0/22 Erschliessung Elektro	15 m2 x 0.17 m		2.55 t	165.00	430.00
Knoten Industriestrasse	Belag	223	Trag- und Binderschicht 0/22 Entwässerung	5 m2 x 0.17 m		0.85 t	165.00	150.00
Knoten Industriestrasse	Belag	223	Deckbelag Trottoirüberfahrt	30 m2 x 0.03 m		2.25 t	205.00	470.00
Knoten Industriestrasse	Belag	223	Deckbelag Umlagen Trinkwasser	5 m2 x 0.03 m		0.18 t	205.00	80.00
Knoten Industriestrasse	Belag	223	Deckbelag Erschliessung Elektro	15 m2 x 0.03 m		0.18 t	205.00	240.00
Knoten Industriestrasse	Belag	223	Deckbelag Entwässerung	5 m2 x 0.03 m		0.18 t	205.00	80.00
Knoten Industriestrasse	Markierungen	286	Markierungen und Signalisation			1 gJ	5'000.00	5'000.00
Schlimbachbrücke	Bachableitung	231	Spiralwellrohre liefern, Einbau, vorhalten, Rückbau, Abtransport	3 x 30 m		90 m	150.00	13'500.00
Schlimbachbrücke	Bachableitung	113	Einschütten Spiralwellrohre, Rückbau, Abtransport	10 m x 10 m x 1.0 m		100.00 m3	45.00	4'500.00
Schlimbachbrücke	Spundwand	162	Installation Hammer an Bagger			1 gJ	5'000.00	5'000.00
Schlimbachbrücke	Spundwand	162	Spundbohlen rückgewinnend	2 x 25 m x 6 m		300 m2	120.00	36'000.00
Schlimbachbrücke	Spriessung	162	Spriessung HEB 400	2 x 30 m		3300 kg	2.50	8'250.00
Schlimbachbrücke	Pfähle	171	Mikropfähle inkl. Injektion					



B Bauprogramm

Grabenhof, Kriens: Neue Fuss- und Veloverbindung Bogenweg Bauprogramm





C Statische Grundlagen und Bemessung Schlimbachbrücke



Statische Grundlagen und Bemessung Schlimbachbrücke

Lastannahmen

Die Schlimbachbrücke muss für den Unterhalt, sowie für Einsatzfahrzeuge befahrbar sein.

Mögliche Fahrzeuge dafür sind Feuerwehr-Tanklöschfahrzeuge oder Fahrzeuge des Strassenunterhalts und Winterdienstes.



Abbildung 1: Tanklöschfahrzeug der Feuerwehr Kriens

Der Brückenquerschnitt muss Lasten gemäss Norm SIA 261, Tabelle 8, Lastkategorie G (Lasten bis 16 to) aufnehmen können. Dies bedeutet folgende verteilte und punktuelle Lasten:

- Verteilte Last $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ bzw. 500 kg/m^2
- Einzellasten $Q_k = 90 \text{ kN}$ bzw. 9 to, verteilt auf zwei Achsen im Abstand von 1.8 m

Die Lasten werden einseitig und somit exzentrisch zur Brückenachse angeordnet. Verteilt auf die ganze Brückenfläche ergibt dies eine total angesetzte Nutzlast von rund 50 Tonnen auf charakteristischem Niveau (ohne Sicherheitsbeiwerte).

Materialisierung

Die Brücke wird aus Stahlbeton erstellt. Folgende Baustoffe sind vorgesehen:

Material	Kennwerte
Beton	NPK G (T4) Druckfestigkeitsklasse C30/37
Betonstahl	Stahl B500 B
Mikropfähle	7 Stk pro Auflager Typ Swiss-Gewi d = 32 mm Korrosionsschutzstufe 3a Länge = 25 m Aussendurchmesser = 220 mm Gewindestange in HDPE Wellhüllrohr unter Druck verpresst Injektionsmörtel mit HATE-Sack zum Schutz vor Ausströmung durch Grundwasser



Statisches Modell der Brücke

Die Brücke wird als monolithische Stahlbeton-Brücke ausgeführt, die auf Pfählen gelagert ist. Statisch wird sie als biegesteifer Rahmen mit gelenkigen Auflagern modelliert.

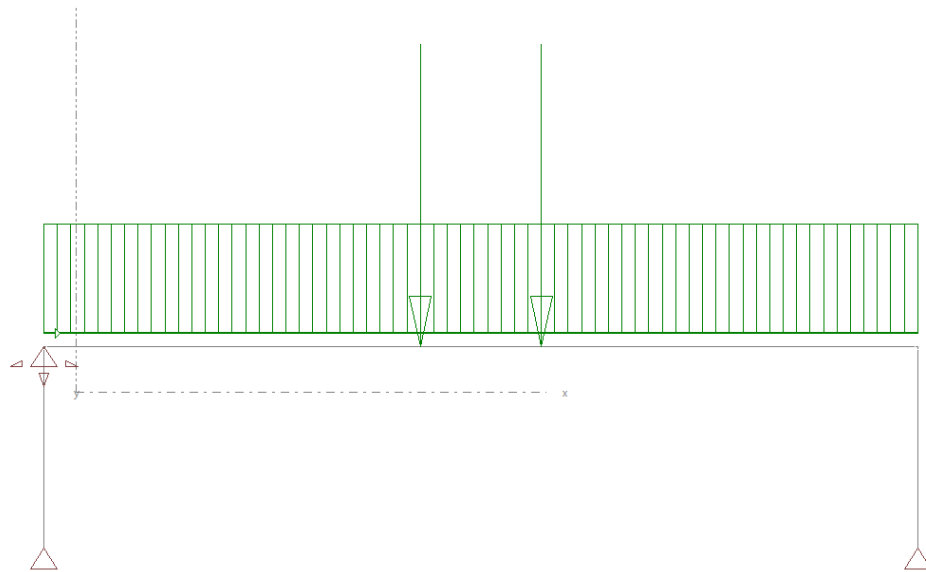


Abbildung 2: Screenshot des statischen Modells in 2D

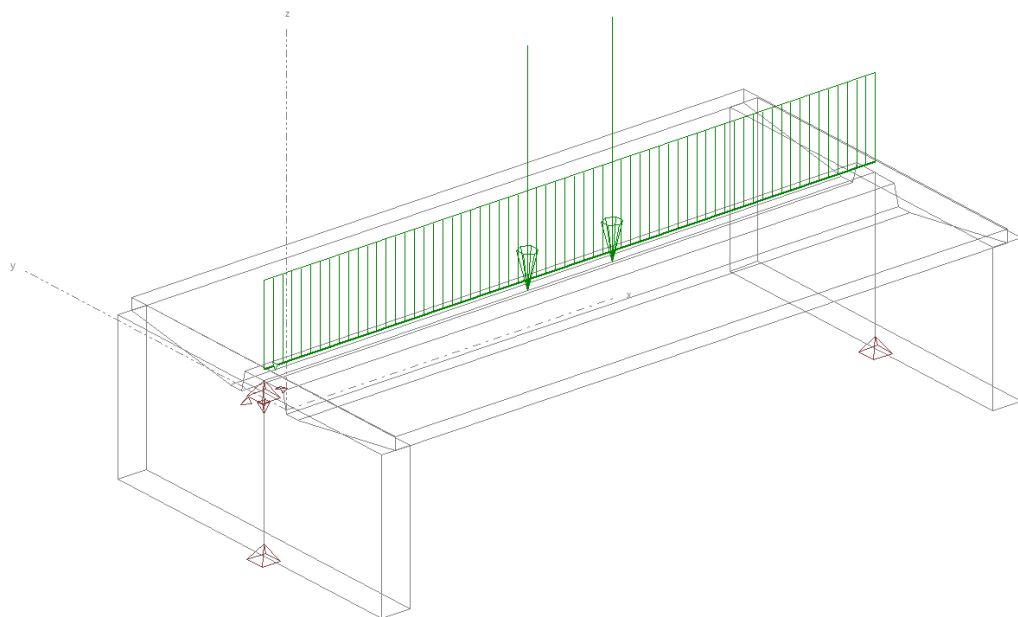


Abbildung 3: Screenshot des statischen Modells in 3D

Längskräfte aus Brems- oder Anfahrmanövern werden berücksichtigt und können über die schräg abgeteufte Bohrpfähle aufgenommen werden. Infolge einer exzentrischen Beanspruchung durch Fahrzeuge erfährt der Querschnitt auch Torsionskräfte, welche jedoch nicht massgebend werden.



Der Querschnitt wurde im Programm CUBUS Fagus analysiert und vorberechnet:

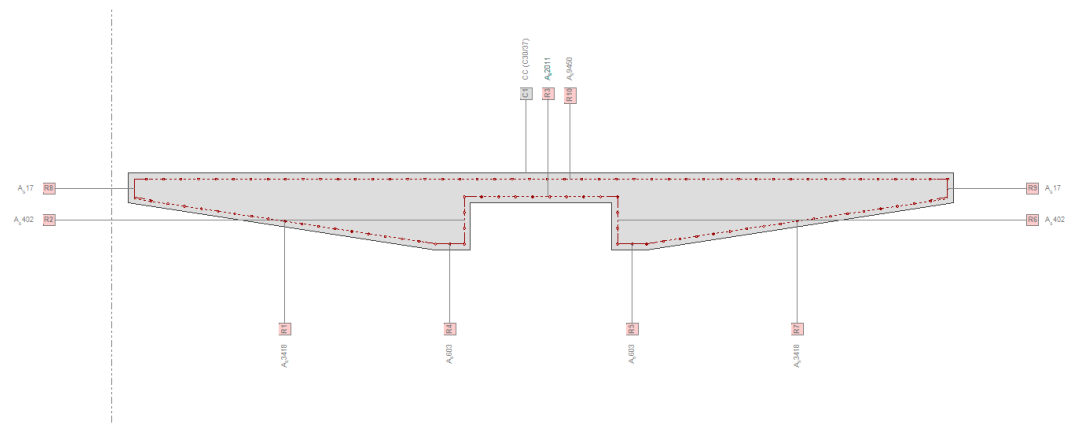


Abbildung 4: Screenshot vom Fagus-Modell des Querschnitts

Resultierende Schnittkräfte am Modell

- Biegung: 1600 kNm im Feld
2400 kNm über den Auflagern
- Querkräfte: 1200 kN
- Torsion: wird nicht massgebend
- Auflagerkräfte: 1600 kN vertikal
800 kN horizontal

Die resultierende schlaffe Armierung weist Stahlstäbe mit Durchmesser $d = 16$ mm im Abstand von 15 cm auf.

CUBUS											Seite 11				
Brückenquerschnitt											12.03.26, 14:55				
B+S AG, 3000 Bern 15										buc	Fagus-9 - Rel. 251 (1)				
Traglastanalyse Querschnitt (Träger): QS															
Beanspruchung / Ausnutzung: eff(M,N)=0.91 erfüllt															
Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft				Querkraft und Torsion			eff(V,T)	Gesamt QS				
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N) [-]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	[-]	eff(M,N,V,T) [-]				
1	!GZT		0.0	1600.0	0	0.91									
Analyseparameter !GZT Norm: SIA															
ID	σ-ε-Diagramm			Grenzdehnungen			σ _s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte			Diverses				
	c	s		ε _{c1d} [‰]	ε _{c2d} [‰]	ε _{ud} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]		α [-]	φ [-]			
!GZT	4/0	1		-2.	-3.	20.		1.5	1.15		45.	0.			
α : Neigung Betondruckdiagonale															
φ : Kriechzahl															
Maximale Dehnungen und Spannungen															
Name		Klasse		y _q [m]		Z _q [m]		ε [‰]		σ _d [N/mm²]		γ [-]			
C1		C30/37		7.14		3.46		-1.7		-19.9		1.50			
C1		C30/37		2.74		2.81		21.8		0.		1.50			
R10		B500B		7.09		3.41		0.1		17.1		1.15			
R4		B500B		2.75		2.86		20.		434.8		1.15			
Grenzzustand "IGZT"															
N [kN]		Innere Kräfte		M _z [kNm]		Dehnung und Krümmungen			N/ε _x [kN]		Steifigkeiten		M _z /χ _z [kNm²]		
		M _y [kNm]				ε _x [‰]			χ _y [km⁻¹]			M _y /χ _y [kNm²]			
						χ _z [km⁻¹]									



Pfahlfundation

Um die vertikalen und horizontalen Auflagerkräfte in den Boden ableiten zu können, werden total 14 Pfähle mit einer Länge von 25 m benötigt. Diese weisen zur Vertikalen Winkel von 10° bzw. 30° auf. Infolge des schlechten Baugrunds und der tief liegenden Schicht aus Deltaablagerungen werden die ganzen Pfähle auf Mantelreibung bemessen. Die gemäss Geologen anzusetzende charakteristische Mantelreibung ist in der untenstehenden Abbildung aufgeführt und beträgt 40 kN/m²:

Schicht	Tiefe ab OK Terrain (schematisch) [m]	Mantelreibung σ_M [MN/m ²]	Spitzenwiderstand σ_s [MN/m ²]
Schichttyp A (Künstliche Auffüllungen)	0 – 2.0 m	Nicht berücksichtigt	
Schichttyp B (Tümpelablagerungen / Verlandungsbildungen) und Schichttyp C (Bachablagerungen) → Mittelwert	2.0 m – 25 m	0.04 MN/m ²	1.0 MN/m ² *
Schichttyp D (Deltaablagerungen)	> 25.0 m	0.10 MN/m ²	4.0 MN/m ² *

Abbildung 5: Zusammenstellung der Widerstandswerte aus der Aktennotiz der Firma Geotest AG

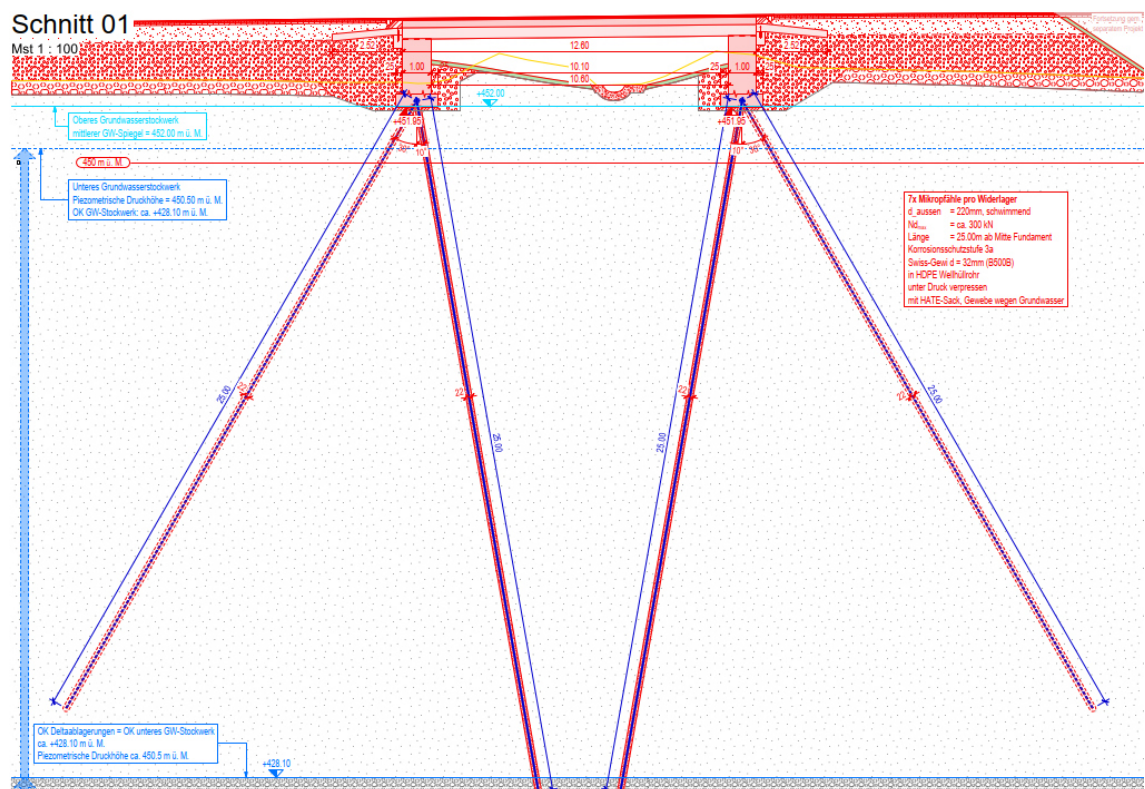


Abbildung 6: Anordnung der Pfähle mit je 3 Pfählen 10° zur Mitte und 4 Pfählen 30° nach aussen geneigt pro Auflager

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstandes nach Norm SIA 267 (2013)

$$R_{a,d} = \frac{\eta_d \cdot R_{a,k}}{\gamma_{M,d}}$$

mit $\gamma_{M,d} = 1.3$ für Druckpfähle und $\eta_d = 0.7$

Druckpfähle $\rightarrow R_{a,d} = R_{a,k} / 1.86$

Bemessung eines einzelnen Pfahls

Durchmesser	D	0.22 m
Pfahllänge ab OKT	L _{tot}	30 m
Länge eingebunden	L _{massgebend}	25 m
Umfang	U	0.69 m
Fläche Pfahl total	A	17.28 m2
Mantelreibung	sigma	36 kN/m2
äusserer Widerstand charakt.	R _{a,k}	622.04 kN
	γ _{ma}	1.3 [-]
	γ _{na}	0.7 [-]
äusserer Widerstand pro Pfahl	R_{a,d}	334.94 kN

Winkel	10	15	20	25	30
Horizontalkraft	58.16	86.69	114.56	141.55	167.47
Vertikalkraft	329.85	323.53	314.74	303.56	290.07

Anzahl Anker

1	Horizontalkraft	58.16	86.69	114.56	141.55	167.47
	Vertikalkraft	329.85	323.53	314.74	303.56	290.07
2	Horizontalkraft	116.32	173.38	229.11	283.11	334.94
	Vertikalkraft	659.71	647.06	629.49	607.12	580.14
3	Horizontalkraft	174.49	260.07	343.67	424.66	502.41
	Vertikalkraft	989.56	970.59	944.23	910.68	870.21
4	Horizontalkraft	232.65	346.76	458.23	566.21	669.88
	Vertikalkraft	1319.41	1294.12	1258.97	1214.24	1160.27
5	Horizontalkraft	290.81	433.45	572.78	707.76	837.36
	Vertikalkraft	1649.27	1617.65	1573.71	1517.80	1450.34
6	Horizontalkraft	348.97	520.14	687.34	849.32	1004.83
	Vertikalkraft	1979.12	1941.18	1888.46	1821.36	1740.41
7	Horizontalkraft	407.13	606.83	801.90	990.87	1172.30
	Vertikalkraft	2308.98	2264.70	2203.20	2124.92	2030.48
8	Horizontalkraft	465.30	693.52	916.46	1132.42	1339.77
	Vertikalkraft	2638.83	2588.23	2517.94	2428.49	2320.55

Bemessung

Wahl:		pro Pfahl	pro Pfahl	Total	Total
		Anzahl	Horizontalkraf	Vertikalkraft	Horizontalkraf Vertikalkraft
			[kN]	[kN]	[kN] [kN]
pro Fundament:	4 x Neigung 30° nach aussen	4	30.00	167.47	120.00 669.88
	3 x Neigung 10° nach innen	3	10.00	58.16	30.00 174.49
	Neigung jeweils von der Vertikalachse aus gesehen.				
		Fundament	150 844.3704787		
			> 800 kN >1600 kN		



D Angebot CKW für öffentliche Beleuchtung

Kundennummer 1092996
Projektnummer 0026050024
Auftragsnummer 165287

Kontakt Markus Bucher
Telefon 041 249 52 68
E-Mail Markus.Bucher@ckw.ch

Stadt Kriens
Zentraler Rechnungseingang
Stadtplatz 1
Postfach
CH-6011 Kriens

Angebot 26010117

Datum 05.02.2026
Bestellreferenz

Postkonto 60-141-1
IBAN CH59 0900 0000 6000 0141 1
MWST-Nr. CHE-105.941.235

Öffentliche Beleuchtung Stadt Kriens, Bogenweg 1. Etappe

Vielen Dank für Ihre Anfrage. Gerne unterbreiten wir Ihnen folgendes Angebot.

Leistungen

Neuerstellung Öffentliche Beleuchtung

Netto exkl. MwSt	CHF	33'881.40
+ MwSt. 8.1 %	CHF	2'744.40
Total inkl. MwSt	CHF	36'625.80

Konditionen

Lieferfrist
Gültigkeit Angebot 3 Monate ab Angebotsdatum
Zahlungskonditionen 30 Tage netto
Lieferkonditionen 6011 Kriens DAP, nach Incoterms 2010
Zahlungsschema 100% nach IBN / Ausführung

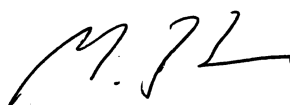
Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen AGB Netzbau und Netzdienstleistungen (www.ckw.ch/agb) und SIA-Norm 118.

Wir liefern Ihnen massgeschneiderte Lösungen. Wählen Sie uns als Ihren kompetenten und leistungsfähigen Partner.

Freundliche Grüsse



Martin Rölli
Leiter Beleuchtung



Markus Bucher
Projektleiter Beleuchtung

Angebot 26010117

Pos	Artikelbezeichnung	Artikelnr.	AA	Menge	Einheit	Preis	Betrag CHF
1	Demontage der Lampenstelle und der Anschlüsse. Richtpreis ca.	SB400004	A	1	LE	436.50	436.50
2	Wiedermontage der Lampenstelle in vorhandenes Fundament inkl. Beschichtung	SB400006	A	1	LE	441.00	441.00
3	Stehkandelaber konisch LPH 6m, RAL 7040. Lichtpunkthöhe 6 m mit Sicherungstürchen und Kabeleinführung, feuerverzinkt und grau pulverbeschichtet, inkl. Montage in bauseits erstelltes Fundament. Montage Beschriftungsschild	SB400105	A	9	ST	1'050.85	9'457.65
4	Leuchte Teceo1, 30 LED, 3000K, Maximal 7500lm, 47W Optik für Anliegerstrassen Zhaga-D4i-Schnittstelle Absenkung über Dimmprofil Anschlusskabel inkl. Montage und Anschluss. Inkl. vRG (CHF 0.20)	SB400232	A	9	ST	492.25	4'430.25
5	Standard Kandelabersicherungselement inkl. 2 Sicherungen, Montage und abgangsseitige Anschlüsse.	SB400421	A	9	ST	82.90	746.10
6	Vorbereitung und Transport Laden und Sichern des Materials Fahrt zur Baustelle	SB400005	A	2	LE	337.50	675.00
7	Vorbereitungsarbeiten für Kabelzug, bereitstellen des Kabels und der Bobine, Materialrückgabe.	SB400012	A	2	LE	297.00	594.00
8	Netzkabel, CU, GKN, 3x10/10 mm2 inkl. Einzug in vorhandenes Rohr. Verrechnung nach effektivem Aufwand.	SB400412	A	520	M	8.75	4'550.00
9	Schrumpfmuffe NS für GKN-GKN 4- 10mm2 inkl. Verbinder und Kleinmaterial, komplett montiert.	SB400015	A	2	ST	130.20	260.40
10	Anschluss von Kabel GKN an Klemmen	SB400013	A	20	LE	37.80	756.00
11	Montage und Anschluss von Kabel GKN in Verteilkasten oder Trafostation, inkl. Klein- und Hilfsmaterial.	SB400014	A	2	LE	108.00	216.00
12	Anpassungsarbeiten an den Speisepunkt oder an die vorhandene Anlage. Richtpreis ca.	SB400025	A	4	LE	108.00	432.00
13	Zuputzarbeiten am Kandelaberbuss inkl. Lieferung Zementmörtel	SB400023	A	10	ST	55.95	559.50

Angebot 26010117

Pos	Artikelbezeichnung	Artikelnr.	AA	Menge	Einheit	Preis	Betrag CHF
14	Inbetriebnahme und Schlussmessungen nach ESTI.	SB400034	A	10	LE	54.00	540.00
15	Steuerungsmodul mit Bewegungsmelder eSave SLC-Motion 203 ST inkl. Montage	SB400298	A	8	ST	117.00	936.00
16	Steuerungsmodul mit Bewegungsmelder und Gateway-Funktion eSave SLC-Motion 203-C ST inkl. Montage	SB400299	A	1	ST	153.00	153.00
17	Kostenanteil für die Mitbenützung des Netzzohres. Kosten per Laufmeter. Verrechnung nach Aufwand. Richtpreis ca.	SB400022	A	120	M	25.00	3'000.00
18	Unvorhergesehenes, Klein- und Verbrauchsmaterial. Verrechnung nach Aufwand. Richtpreis ca.	SB400024	A	1	LE	1'750.00	1'750.00
19	Aufwand Sachbearbeiter Netzdaten, Aufnahmen der Trasse und Standorte, Nachführen des Anlagekatasters.	SB400026	A	6	LE	108.00	648.00
20	Aufwand Projektleiter ÖB Abklärungen, Projektierung, Mutationen Verrechnung nach Aufwand. Richtpreis ca.	SB400027	A	12	LE	150.00	1'800.00
21	Aufwand Sektorleiter Netzbau Koordination, örtliche Bauleitung Verrechnung nach Aufwand. Richtpreis ca.	SB400030	A	10	LE	150.00	1'500.00
Summe Brutto							33'881.40
Zuzüglich MwSt				8.10%		33'881.40	2'744.40
Summe Netto							36'625.80

Wir hoffen, Ihnen mit diesen Angaben zu dienen und würden uns freuen, dieses Projekt für Sie ausführen zu dürfen.

Beilage(n)
 Auftragserteilung



E Geologie

28. März 2025

Projekt: **2325027.1 Kriens, Veloroute Bogenweg, Brücke Schlimbach**
Betreff: **Elektrische Drucksondierungen, geotechnische Kennwerte**
Erstellt von: Kristina Ernst
Supervision: Pascale Carlen, Stefan Tobler
Verteiler: Raffael Büchler, B+S AG, Luzern, r.buechler@bs-ing.ch

1. Grundlagen

1.1 Projekt

Die Stadt Kriens plant die beiden Entwicklungsareale Hinterschlund und Grabenhof miteinander zu verbinden. Dafür steht eine Velostrasse zwischen dem südlichen Teil der Kreuzstrasse und der Industriestrasse im Norden in Planung. Die Velostrasse führt im Bereich Grabenhof durch eine Familiengartenanlage sowie über den Schlimbach. Für die Überquerung des Schlimbachs ist eine Brücke vorgesehen.

Der Untergrund besteht hier oberflächennah aus wenig tragfähigen Überschwemmungssedimenten und Verlandungsbildungen. Die Lasten der Brücke sollen deshalb mittels Pfähle bis in die darunter liegenden tragfähigeren, kiesigen Deltaablagerungen abgetragen werden.

1.2 Auftrag

Am 13. März 2025 wurde beidseits der geplanten Brücke über den Schlimbach je eine elektrische Drucksondierung bis auf eine Tiefe von rund 25 m durch die Geoprofile GmbH abgeteuft. Anhand der Sondierungen sollte der Schichtaufbau und die zu erwartenden Tragwiderstände des Untergrundes an den Standorten der beiden Brückenwiderlager ermittelt, respektive verifiziert werden, so dass die Tragfähigkeit der Pfähle und deren erforderliche Länge bestimmt werden können.

Die Ergebnisse der elektrischen Drucksondierungen sind in vorliegender Aktennotiz ausgewertet und zusammen mit einer Vordimensionierung für eine Pfahlfundation dokumentiert.

Die Standorte der durchgeführten elektrischen Drucksondierungen sowie deren Profile sind in der Beilage 1 ersichtlich.

1.3 Verwendete Unterlagen

Rechtliche Grundlagen

- [1] Schweizerische Eidgenossenschaft; Gewässerschutzgesetz, (GSchG), Artikel 43, Absatz 4; 24. Januar 1991; Stand 01.02.2023.

28.03.2025

- [2] Umweltfachstellen Zentralschweiz; Merkblatt „Bauten im Grundwasser – Berechnungsgrundlagen“; 01.2024.

Geologische, hydrogeologische und geotechnische Grundlagen

- [3] Bundesamt für Landestopografie swisstopo; Topografische Karte / Geocover / Geologischer Atlas / Erdbebenzonen / Luftbild / Mächtigkeit des Lockergesteins; map.geo.admin.ch; März 2025.
[4] Geoportal Kanton Luzern; geoportal.lu.ch/karten: Gewässerschutz- und Grundwasserkarte; März 2025.
[5] GEOTEST AG, Horw: Kriens, Ersatzneubau Riedstrasse 12 – Geotechnischer Grundlagenbericht Nr. 2321020.1a, 12.04.2021.

Angaben zum Bauprojekt

- [6] B+S AG, Luzern: Stadt Kriens, Veloroute Bogenweg, Vorprojekt, Situation Variante 3.3; 07.01.2025.

2. Baugrund

2.1 Allgemeine geologische Verhältnisse



Abbildung 1: Auszug aus der geologischen Karte (ungefähres Projektareal in rot) [3].

Das Gebiet Kuonimatt liegt in der Schwemmebene von Kriens-Horw. Das tief in den Molassefels eingetieftete Becken von Kriens-Horw wurde nach dem Rückzug des Gletschers nach der letzten Eiszeit durch junge, glazial nicht mehr vorbelastete Lockergesteine aufgefüllt. Dabei handelt es sich zu einem Grossteil um weiche

28.03.2025

Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen (ehemaliges Riedgebiet) sowie dazwischengelagerte Bach- und tieferliegende Deltaablagerungen. Das Riedgebiet wurde gemäss Karte 1919 / 1923 drainiert. Ausserdem liegt das Gebiet im äusseren Bereich des Ablagerungsfächers des Schlund- und Schlimbachs (vgl. Abbildung 1).

2.2 Schichtaufbau

Aufgrund der auf der Projektparzelle durchgeführten elektrischen Drucksondierungen und anhand von Sondierungen in der näheren Umgebung [5] kann der Untergrund im Bereich der Projektparzelle schematisch in folgende Schichttypen unterteilt werden (von oben nach unten):

Schicht A: Künstliche Auffüllungen:

Oberflächennah sind im Bereich des Gartenareals der Stadt Luzern (EDS 01/25) künstliche Auffüllungen mit einer Mächtigkeit von rund 2.2 m vorhanden. Auf der gegenüberliegenden Seite des Schlimbachs neben dem bestehenden Rad-/Gehweg (EDS 02/25) sind die künstlichen Auffüllungen mit ca. 0.4 m Mächtigkeit deutlich geringmächtiger.

Im Bereich des Familiengartenareals der Stadt Luzern handelt es sich hier vornehmlich um eine künstlich verdichtete Schüttung aus sandigen Kiesen mit Steinen. Fremdstoffe wie beispielsweise Ziegelbruch, Backstein- und Betonreste sind vermutlich ebenfalls zu erwarten.

Schicht B: Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen:

Unter den künstlichen Auffüllungen folgen bis auf eine Tiefe von rund 25 m feinkörnige, siltig-sandige und teilweise tonige Ablagerungen, welche als Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen interpretiert werden. Diese siltigen und tonigen Feinsande und tonigen Silte sind teilweise schwach kiesig. Organische Beimengungen sowie einzelne Torflagen sind ebenfalls zu erwarten. Die Lagerungsdichte ist sehr locker bis mitteldicht, respektive die Konsistenz sehr weich bis weich.

Schicht C: Bachablagerungen

In die Schicht B sind sporadisch 0.9 m bis 1.3 m mächtige Linsen aus Bachablagerungen eingeschwemmt. Diese Schichten bestehen mutmasslich aus kiesigem Sand und sandigem Kies mit teilweise organischen Beimengungen.

Schicht D: Deltaablagerungen

Ab einer Tiefe von ca. 24.5 m (EDS 02/25), respektive ab einer Tiefe von ca. 24.9 m (EDS 01/25) wurden die elektrischen Drucksondierungen aufgrund Erreichens der Höchstleistung des Druckgeräts abgebrochen. Es ist anzunehmen, dass ab dieser Tiefe die kiesig-sandigen und steinigen Deltaablagerungen anstehend sind. Diese bestehen mutmasslich aus siltigen und steinigen Sanden und Kiesen. Deren Lagerungsdichte reicht von mitteldicht bis sehr dicht.

28.03.2025

Tabelle 1: Geologisches Schichtmodell

Schicht	Untergrenze [m]	Beschreibung, Lagerungsdichte
A	0.5 - 2.2	Künstliche Auffüllung Kies, sandig; Sand, siltig, kiesig mit Steinen, Fremdstoffe (Ziegel, Backsteine, Betonreste); mitteldicht – sehr dicht
B	24.5 – 24.9	Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen Fein- und Mittelsand, siltig, tonig, schwach kiesig; Silt, sandig, tonig mit organischen Beimengungen, einzelne Torflagen sehr locker – locker, resp. sehr weich - weich
C	in B eingeschwemmt	Bachablagerungen Sand, kiesig, schwach siltig; Kies, sandig mit organischen Beimengungen (Holz) mitteldicht - dicht
D	unbekannt	Deltaablagerungen Kies, sandig, siltig; Sand, siltig, kiesig mitteldicht – sehr dicht

Es ist zu beachten, dass es sich bei dem Schichtmodell um eine Interpretation der indirekten Aufschlüsse (elektrische Drucksondierungen) handelt. Die Materialzusammensetzung wurde auf Basis umliegender Sondierungen interpretiert.

2.3 Grundwasserverhältnisse

Gemäss Grundwasserkarte des Kantons Luzern [4] sind im Projektgebiet zwei Grundwasserstockwerke vorhanden (vgl. Abbildung 2). Dies bestätigen Erfahrungen aus der Umgebung.

Das obere Grundwasser fliesst grundsätzlich frei in den Bachablagerungen C und ist teilweise leicht gespannt. Der mittlere Grundwasserspiegel liegt ca. auf einer Kote von 452 m ü. M. und somit rund 1 m unter Terrain.

Das untere Grundwasser zirkuliert in den Deltaablagerungen D und ist durch die Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen vom oberen Grundwasser getrennt. Dieses Grundwasservorkommen ist subartesisch bis artesisch gespannt. Der mittlere Grundwasserspiegel liegt ca. auf einer Kote von 450.5 m ü. M. (vgl. Abbildung 2) und somit rund 1.5 m unter Terrain.

28.03.2025

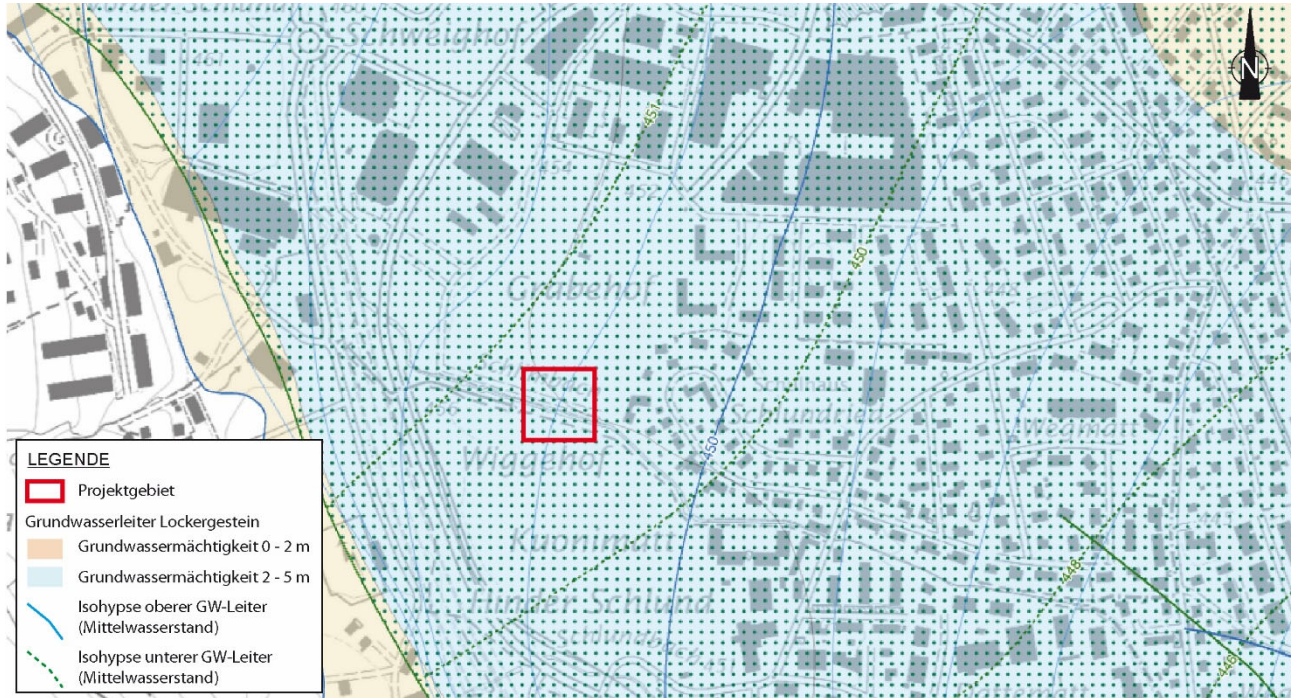


Abbildung 2: Ausschnitt aus der Grundwasserkarte des Kantons Luzern [4]

Gewässerschutz

Die Projektparzelle liegt im Gewässerschutzbereich A_U (nutzbare unterirdische Gewässer und zu deren Schutz notwendige Randgebiete). Da die Pfähle unter den mittleren Grundwasserspiegel reichen werden, ist ein Nachweis bezüglich Bauten im Grundwasser zur Erwirkung der gewässerschutzrechtlichen Ausnahmebewilligung erforderlich. Dafür muss auf Basis des Pfahlplans ein sogenannter Unbedenklichkeitsnachweis erstellt werden.

28.03.2025

3. Baugrundwerte

Aufgrund der durchgeführten Sondierungen und unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten **schätzen** wir für die Untergrundschichten folgende Baugrundwerte:

Tabelle 2: Geschätzte Baugrundwerte (Erfahrungswerte)

Schicht	Material	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]	ME_1 [MN/m ²]	ME_2 [MN/m ²]	Einteilung Durchlässigkeit
A	Kies, sandig, Sand, siltig, kiesig mit Steinen	20.0 (19.0 – 21.0)	34 (32 – 36)	0 (0)	-	stark variabel	stark variabel	durchlässig
B*	Fein- und Mittelsand, siltig, tonig, schwach kiesig, Silt, sandig, tonig	18.5 (18.0 – 19.5)	26 (25 – 28)	0 (0 – 5)	20 (10 – 40)	6 (4 – 10)	20 (15 – 30)	sehr schwach durchlässig
C	Sand, kiesig, schwach siltig; Kies, sandig, siltig mit Steinen	20.0 (19.5 – 20.5)	34 (32 – 36)	0 (0)	-	20 (15 – 25)	60 (45 – 75)	durchlässig
D	Kies, sandig, siltig mit Steinen; Sand, kiesig, schwach siltig;	20.5 (20.0 – 21.5)	34 (32 – 36)	0 (0)	-	35 (25 – 45)	100 (75 – 130)	durchlässig

Legende:

fett geschätzter Erwartungswert (wahrscheinlicher Mittelwert)

ME_1 Zusammendrückungsmodul bei Erstbelastung

ME_2 Zusammendrückungsmodul bei Wiederbelastung

c' effektive Kohäsion

A Auffüllungen

B Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen

() geschätzte Extremwerte

γ Feuchtraumgewicht

φ' innerer Reibungswinkel

c_u undrainierte Scherfestigkeit

C Bachablagerungen

D Deltaablagerungen

*Torflagen können deutlich geringere Werte aufweisen

4. Pfahlfundation

Aufgrund der angetroffenen Untergrundverhältnisse mit den sehr locker bis locker, respektive sehr weichen bis weichen Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen (Schicht B) empfehlen wir die Ausführung einer Pfahlfundation. Bei Pfahllängen < 25 m werden die Pfahllasten überwiegend über Mantelreibung (schwimmende Pfähle) abgetragen. Alternativ können die anfallenden Lasten in die besser tragfähigen Deltaablagerungen (Schicht D), welche ab einer Tiefe von ca. 25 m anstehen, abgegeben werden.

28.03.2025

Für die Fundation erachten wird hier folgende Pfahlsysteme als mögliche Lösung:

- Verdrängerbohrpfahl (Vollverdränger ohne Materialentnahme)
- Verrohrter Mikropfahl als Verdrängungsbohrung

Aufgrund der geologischen Randbedingungen mit den gespannten Grundwasserverhältnissen und den teilweise mitteldicht bis dicht gelagerten, kiesigen Zwischenschichten (Bachablagerungen, Schicht C) empfehlen wir für die Fundation der Brücke die Ausführung von Vollverdrängungsbohrpfählen mit geschlossenem Rohr. Die Erstellung dieser Pfähle erfordert jedoch grosse Maschinen. Die Zugänglichkeit ist mit dem Unternehmer abzuklären. Alternativ sind auch verrohrte Mikropfähle möglich, welche mit deutlich kleineren Maschinen ausgeführt werden können.

Bei Pfahlsystemen mit Materialentnahme ist das Risiko eines Grundbruches im Pfahlfussbereich sowie die Gefahr von Grundwasserströmen entlang des Pfahlschafts gross.

Aufgrund von Erfahrungen in Lockergesteinen ähnlicher Zusammensetzung gehen wir von folgenden spezifischen **äusseren Bruchwiderständen für Mantelreibung und Spitzenwiderstand** aus:

Tabelle 3: Spezifische charakteristische Widerstände für die Bemessung von Bohrpfählen (Erfahrungswerte)

Schicht	Tiefe ab OK Terrain (schematisch) [m]	Mantelreibung σ_M [MN/m ²]	Spitzenwiderstand σ_s [MN/m ²]
Schichttyp A (Künstliche Auffüllungen)	0 – 2.0 m	Nicht berücksichtigt	
Schichttyp B (Tümpelablagerungen / Verlandungsbildungen) und Schichttyp C (Bachablagerungen) → Mittelwert	2.0 m – 25 m	0.04 MN/m ²	1.0 MN/m ² *
Schichttyp D (Deltaablagerungen)	> 25.0 m	0.10 MN/m ²	4.0 MN/m ² *

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstandes nach Norm SIA 267 (2013)

$$R_{a,d} = \frac{\eta_a \cdot R_{a,k}}{\gamma_{M,a}}$$

mit $\gamma_{M,a} = 1.3$ für Druckpfähle und $\eta_a = 0.7$

Druckpfähle $\rightarrow R_{a,d} = R_{a,k} / 1.86$

28.03.2025

Aufgrund der obenstehenden Annahmen kann für **Pfähle ab OK Terrain** von folgendem Bemessungswert des äusseren Tragwiderstandes für druckbelastete Pfähle ausgegangen werden:

Tabelle 4: Bemessungswert des äusseren Tragwiderstandes für Druckpfähle nach SIA 267

Bemessungswert $R_{a,d}$ nach SIA 267			
Druckpfahl		Bohrpfahl	
Pfahllänge ab OKT	$\varnothing = 0.20 \text{ m}$	$\varnothing = 0.30 \text{ m}$	$\varnothing = 0.40 \text{ m}$
16 m	190 kN	280 kN	450 kN
18 m	220 kN	320 kN	500 kN
20 m	240 kN	370 kN	550 kN
22 m	270 kN	410 kN	610 kN
24 m	300 kN	450 kN	660 kN
26 m	350 kN	520 kN	960 kN
28 m	410 kN	620 kN	1'110 kN

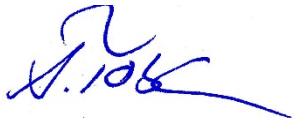
Spitzenwiderstand wird bei Mikropfählen ($\varnothing < 0.30 \text{ m}$) nicht berücksichtigt

Die innere Tragfähigkeit der Pfähle (nach den Normen SIA 261/262 und 267) ist durch den Ingenieur nachzuweisen.

Der in unserem Bericht angenommene äussere Tragwiderstand basiert auf den vorhandenen Kenntnissen (in situ-Bodenuntersuchungen) und den nach Normen gültigen Sicherheitsbeiwerten.

Er dient der **Vorbemessung** der Einzelpfähle und ist am Bau durch Pfahlbelastungsversuche zu verifizieren. Bei der Durchführung von Belastungsversuchen kann zudem der Sicherheitsbeiwert η_a noch erhöht werden.

GEOTEST AG



Stefan Tobler



Kristina Ernst

Beilagen

Elektrische Drucksondierungen – Überquerung Schlimbach/Grabenhof, 6010 Kriens,
Bericht Nr. 3222 / 1, Geoprofile GmbH, 20.03.2025

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

ÜBERQUERUNG SCHLIMMBACH/GRABENHOF 6010 KRIENS

**Projekt Nr.: 60-3222
Bericht Nr.: 3222 / 1**

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
ÜBERQUERUNG
SCHLIMMBACH/GRABENHOF
6010 KRIENS**

Bauherrschaft	Stadt Kriens
Geologiebüro	Geotest AG
Adresse	Grisigenstrasse 6 6048 Horw Frau Kristina Ernst
Referenz Nr. des Auftraggebers	V189, 40.6150.00.00 / 5000320
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-3222
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Die Bauherrschaft plant am Schlimmbach/Grabenhof in 6010 Kriens eine Überquerung.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 2 elektrische Drucksondierungen bis in Tiefen von ca. 35 m abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen :

- Abteufen von 2 elektrischen Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 49.92 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (EDS 01/25 und EDS 02/25) ;
- Einrichtung von 1 Grundwassermessstelle (EDS 02/25) ;
- Auswertung der Messdaten ;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten.

Feldarbeiten : 13. März 2025

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	20.03.2025	Schlussbericht	kat	hjt

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

BEILAGEN

Beilage A : Ausführungspraxis

Beilage B : Elektrische Drucksondierung – Messdaten

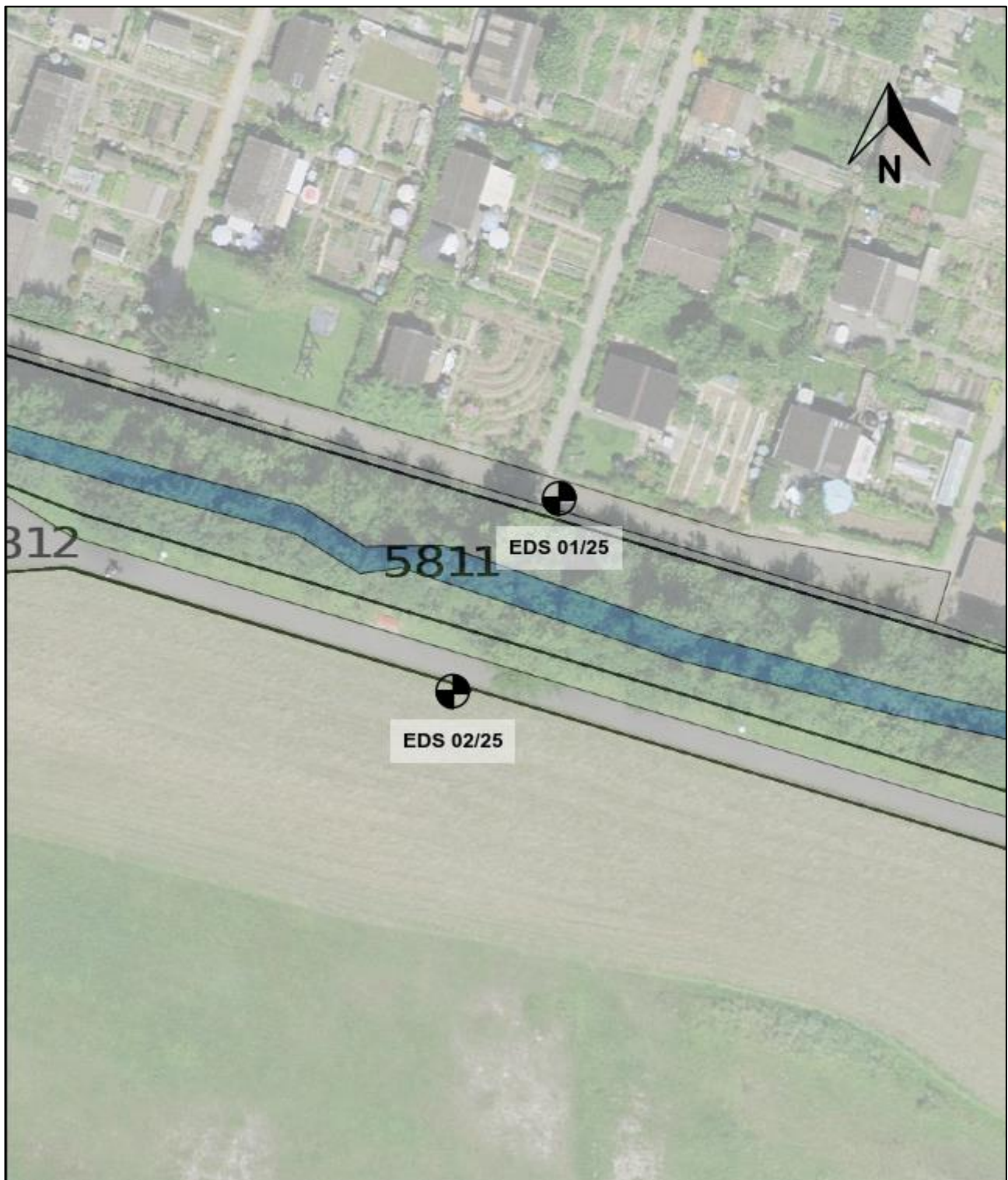
Beilage C : Elektrische Drucksondierung – Interpretation

Beilage D : Ausmassprotokoll Piezometerrohr

ANHÄNGE (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1 : Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2 : Interpretation der elektrischen Drucksondierung



M 1:500

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

BEILAGE A
AUSFÜHRUNGSPRAXIS

INHALT

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

TESTSTEUERUNG – PENETRATION

Generelle Testablauf :	Siehe Anhang 1, “Elektrische Drucksondierung (CPT)” (GEO/APP/001)
Vorbereitungsphase :	– Bestimmung der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Auswahl der Messsonde durch Geoprofile GmbH – Vorherige Sättigung des Filter-Elementes durch Vakuum-Lagerung in biologisch abbaubarem Öl während 24 Stunden – Nachsättigung vor Ort vor jeder Prüfung
Einmessen und Nivellement :	– Einmessen der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Nivellement durch Geoprofile GmbH
Testphase :	Keine projektspezifischen Vorkehrungen
Testabbruch :	Siehe Anhang 1, “Elektrische Drucksondierung (CPT)” (GEO/APP/001)
Zusätzliche Messungen :	Keine
Vorbohren :	Nein

SONDIERGERÄT

Schubvorrichtung :	Hydraulische Schubeinheit mit einem maximalen Druck von 150 kN und einem Hub von 1 m
Aufbau der Schubvorrichtung :	Allein stehend
Reaktionsmasse :	Sondierlastwagen 18t
Schubgestänge :	36 mm A.D.
Schutzverrohrung :	Nicht zutreffend
Reibungsminderer :	Integriert in der Messsonde
Penetrometer :	– Typ DP15-CFTPxy – Unabhängige Messung des Spitzenwiderstands q_c, lokale Mantelreibung f_s, Porenwasserüberdruck u_2, Abweichung von der Vertikale in X- und Y-Richtung (i_x und i_y) – Spitzenquerschnitt 15 cm² – Oberfläche des Reibungsmantels 225 cm² – Netto Flächenverhältnis a: 0.75

DATENAUFZEICHNUNG UND -BEARBEITUNG

Datenaufzeichnung :	Digitale Aufzeichnung, 1 Messung pro cm Eindringung
Tiefenkorrektur :	Korrektur der Sondiertiefe für der Abweichung von der Vertikale

BEILAGE B
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung EDS 01/25

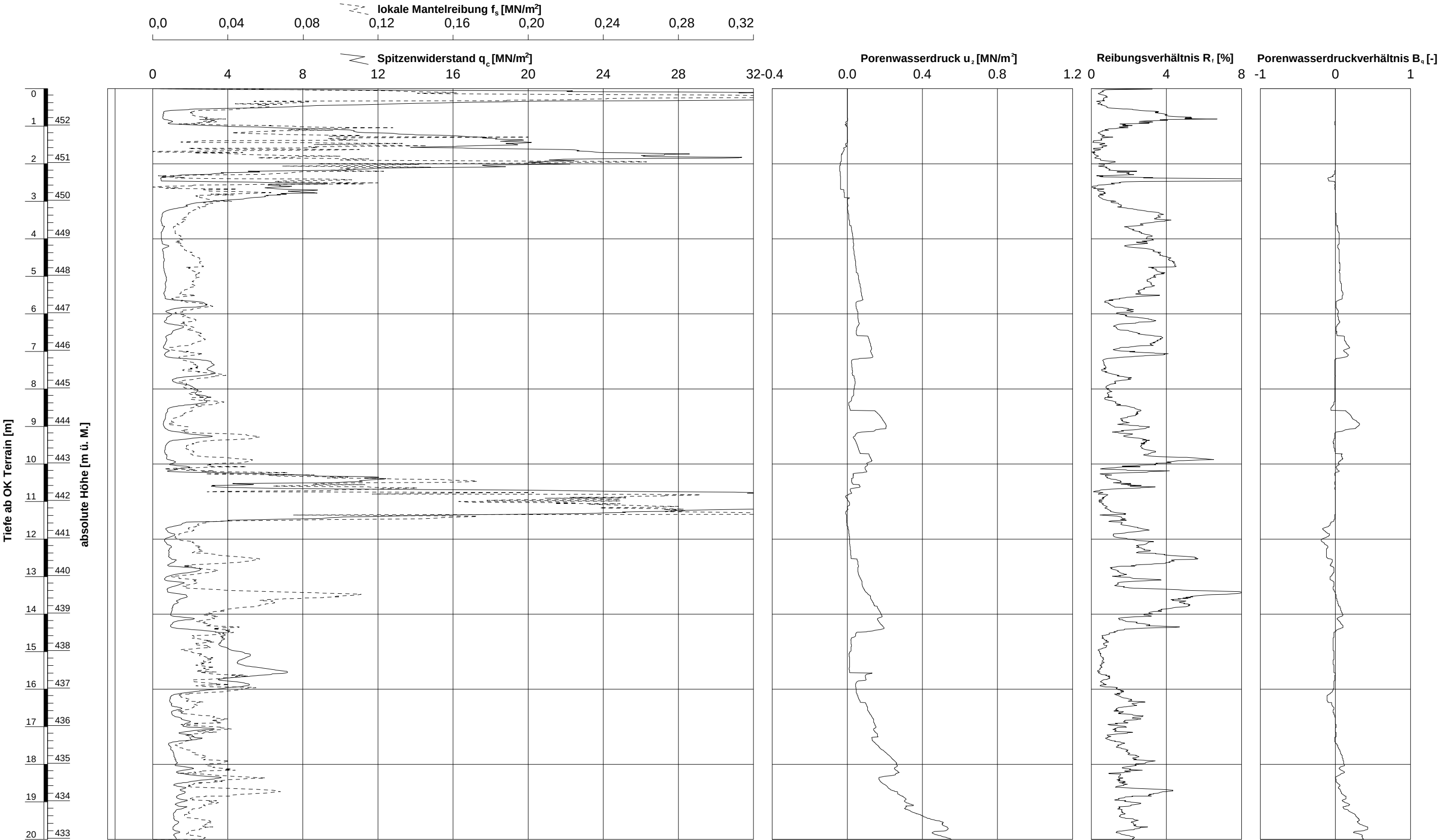
B1 – B2

Elektrische Drucksondierung EDS 02/25

B3 – B4

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.03.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.03.2025/12:49:48



Ausführungsdatum : 13.03.2025 Koordinaten : 2665250.18 m O 1208220.84 m N Messsonde : DP15-CFTPxy
Ansatzpunkt : 452.97 m ü. M. Spitzenquerschnitt: 15 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

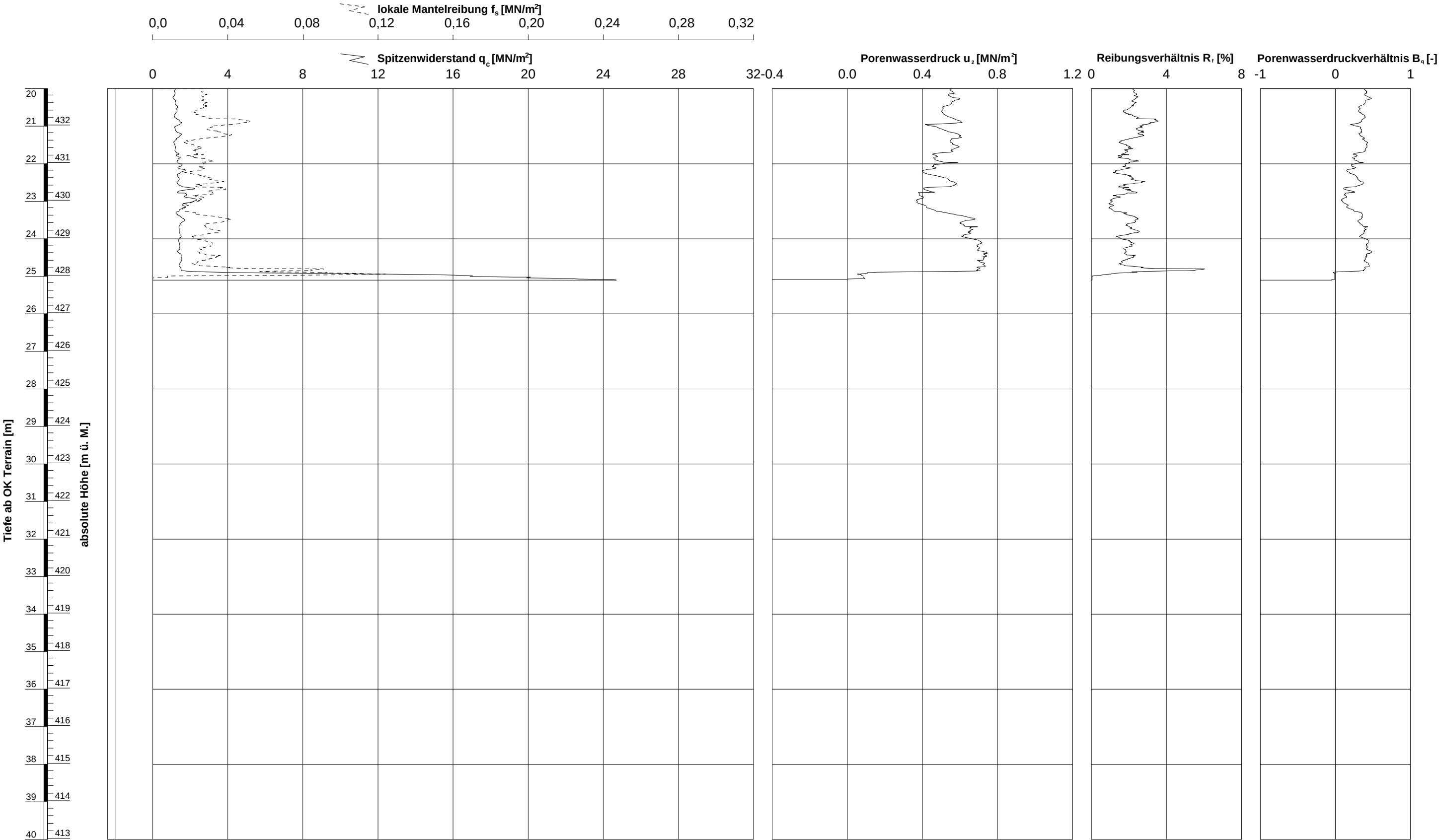
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

Sondierung: EDS 01/25

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.03.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.03.2025/12:49:48



Ausführungsdatum : 13.03.2025 Koordinaten : 2665250.18 m O 1208220.84 m N
Ansatzpunkt : 452.97 m ü. M.
Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

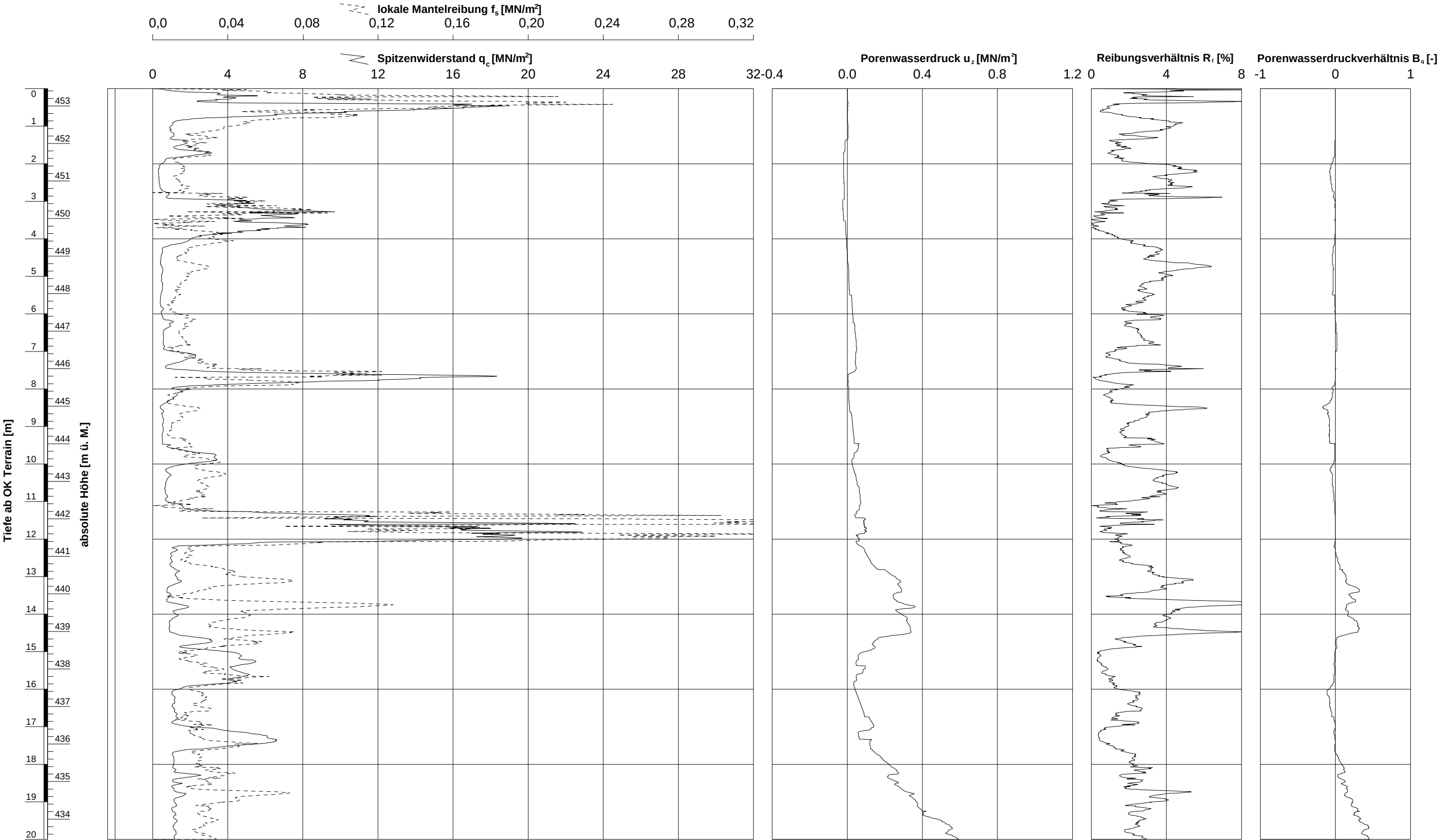
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

Sondierung: EDS 01/25

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.03.2025 kontrolliert: Hendrik Tuenner

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.03.2025/12:51:49



Ausführungsdatum : 13.03.2025 Koordinaten : 2665241.14 m O Messsonde : DP15-CFTPxy
Ansatzpunkt : 453.46 m ü. M. 1208204.48 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

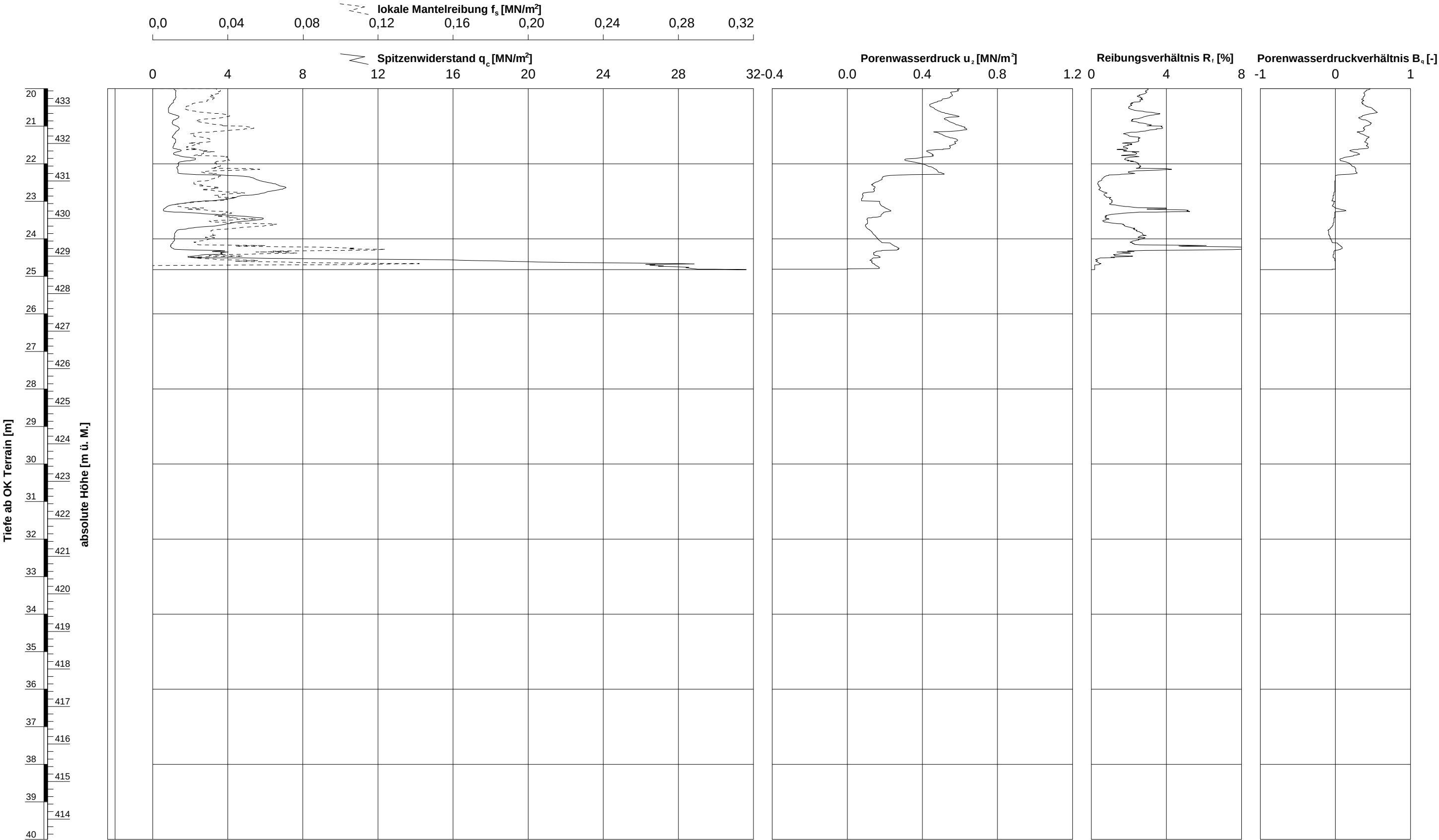
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten**

Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

Sondierung: EDS 02/25

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.03.2025 kontrolliert: Hendrik Tuenner

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.03.2025/12:51:49



Ausführungsdatum : 13.03.2025 Koordinaten : 2665241.14 m O 1208204.48 m N
Ansatzpunkt : 453.46 m ü. M.
Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten**

Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

Sondierung: EDS 02/25

BEILAGE C
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG – INTERPRETATION

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung EDS 01/25

C1 – C2

Elektrische Drucksondierung EDS 02/25

C3 – C4

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

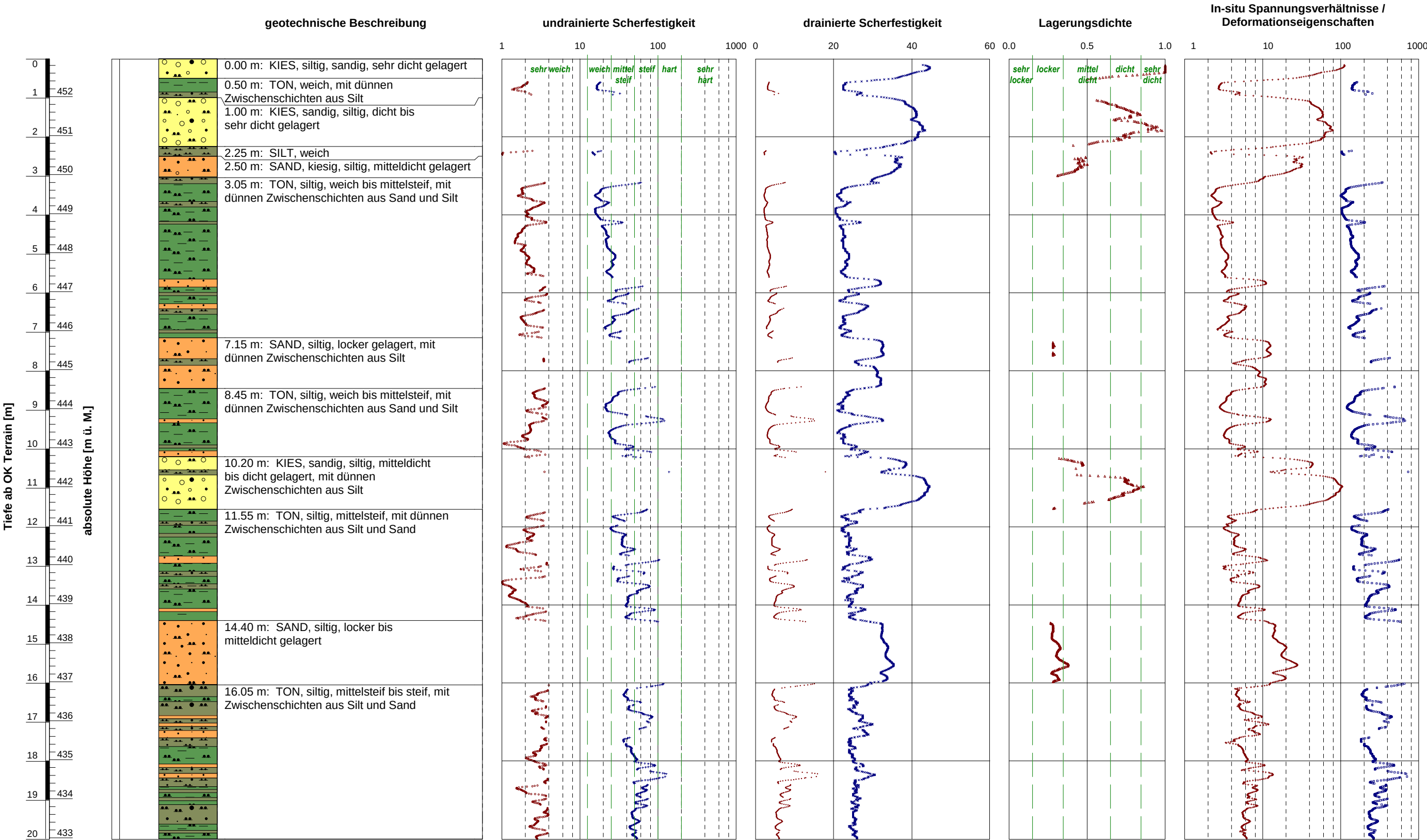
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_d) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.03.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.03.2025/13:26:28



Ausführungsdatum : 13.03.2025 Koordinaten : 2665250 m O
Ansatzpunkt : 452.97 m ü. M. 1208221 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

Sondierung: EDS 01/25

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

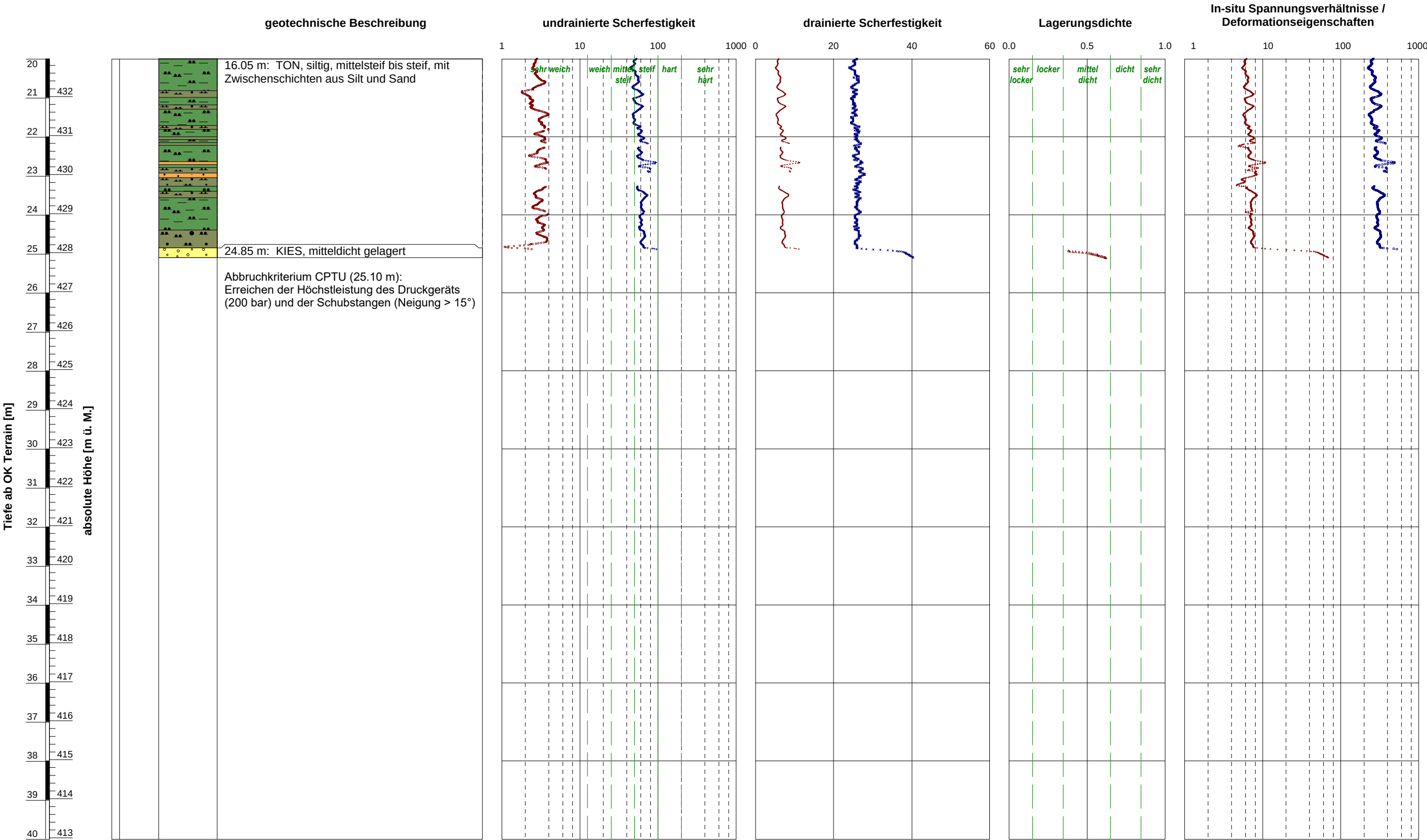
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_{β}) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.03.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.03.2025/13:26:28



- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

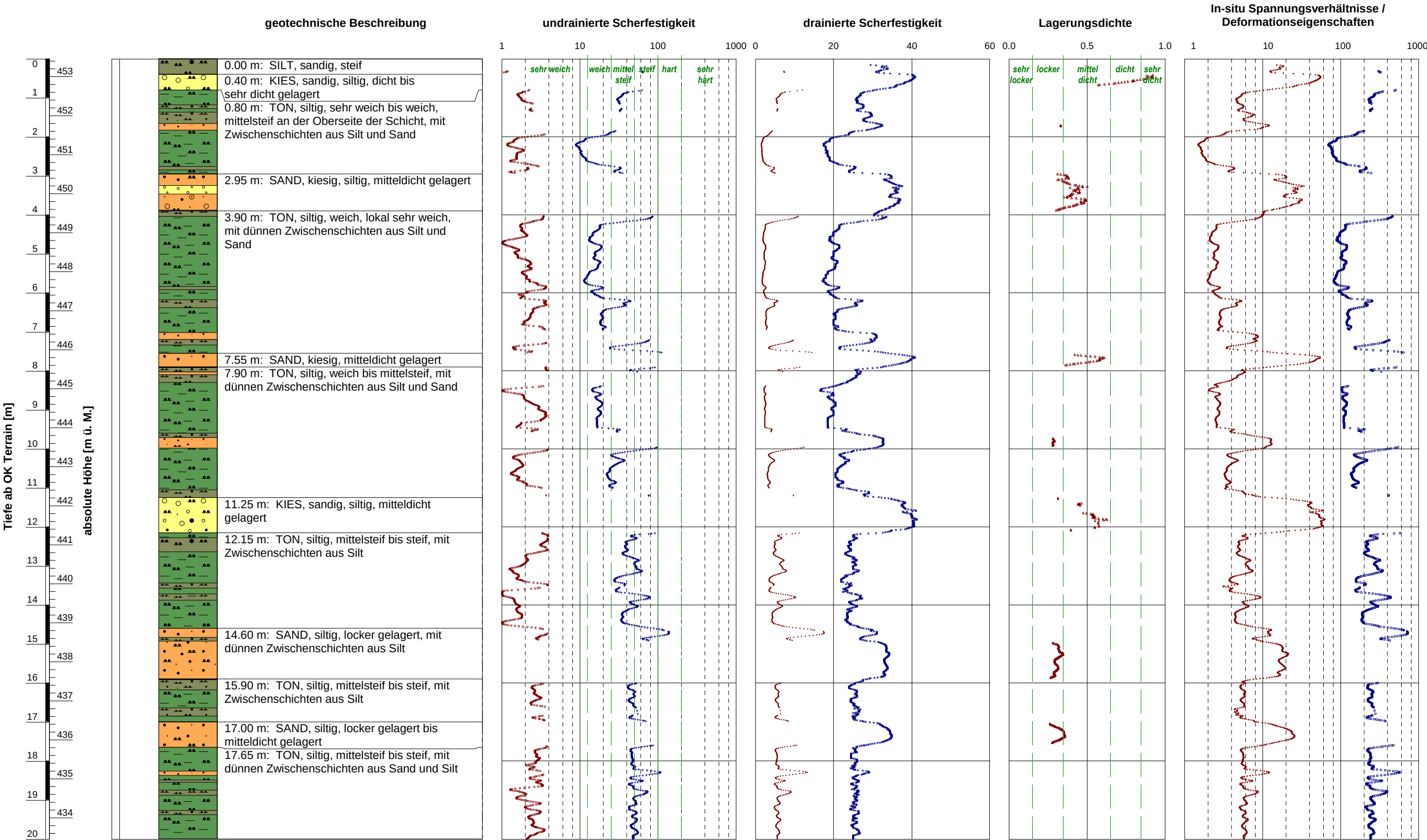
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_d) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.03.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.03.2025/13:50:44



Ausführungsdatum

: 13.03.2025

Koordinaten

: 2665241 m O

Ansatzpunkt

: 453.46 m ü. M.

: 1208204 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

Sondierung: EDS 02/25

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

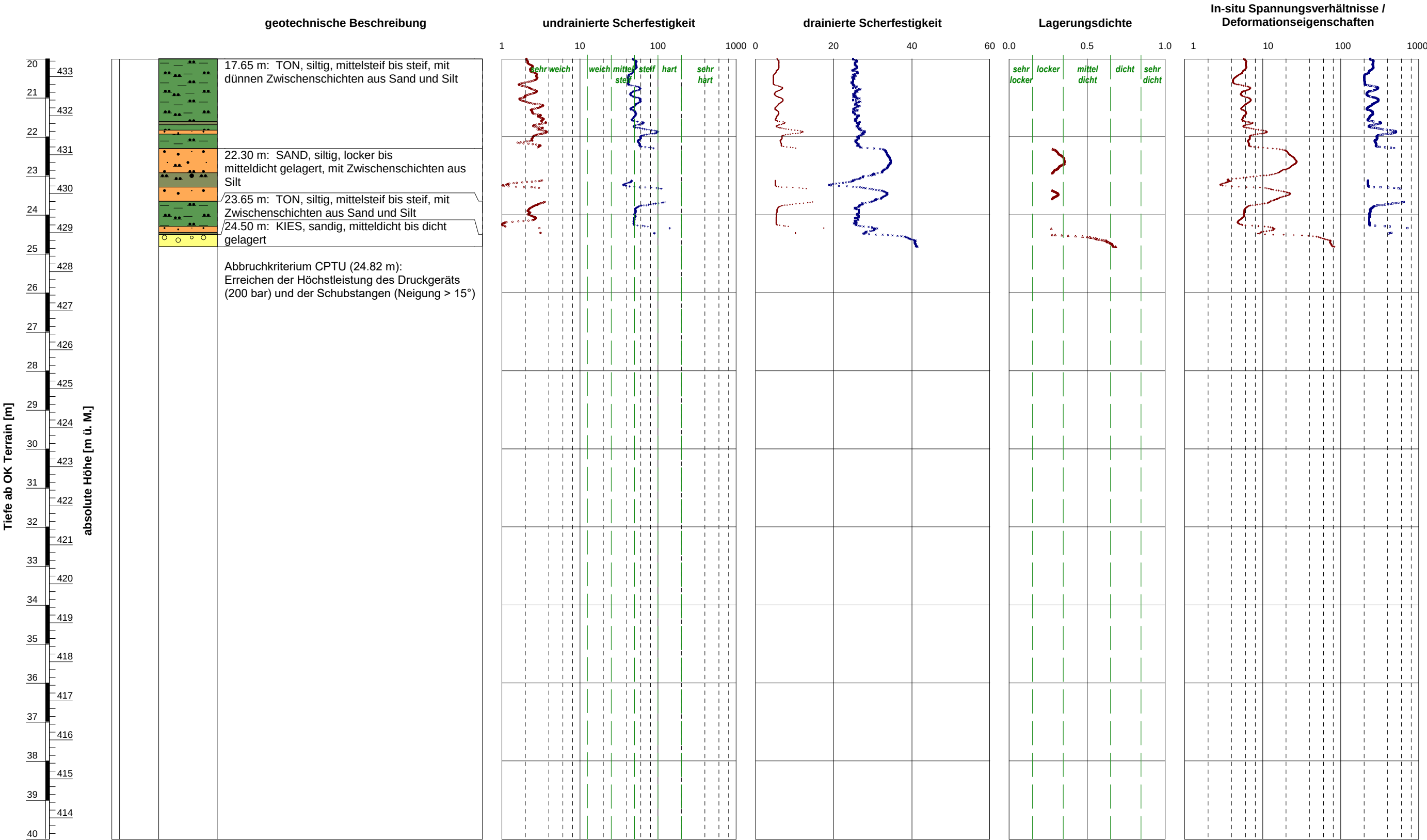
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_d) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.03.2025 kontrolliert: Hendrik Tuenther

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.03.2025/13:50:45



Ausführungsdatum : 13.03.2025

Koordinaten : 2665241 m O

Ansatzpunkt : 453.46 m ü. M.

1208204 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

Sondierung: EDS 02/25

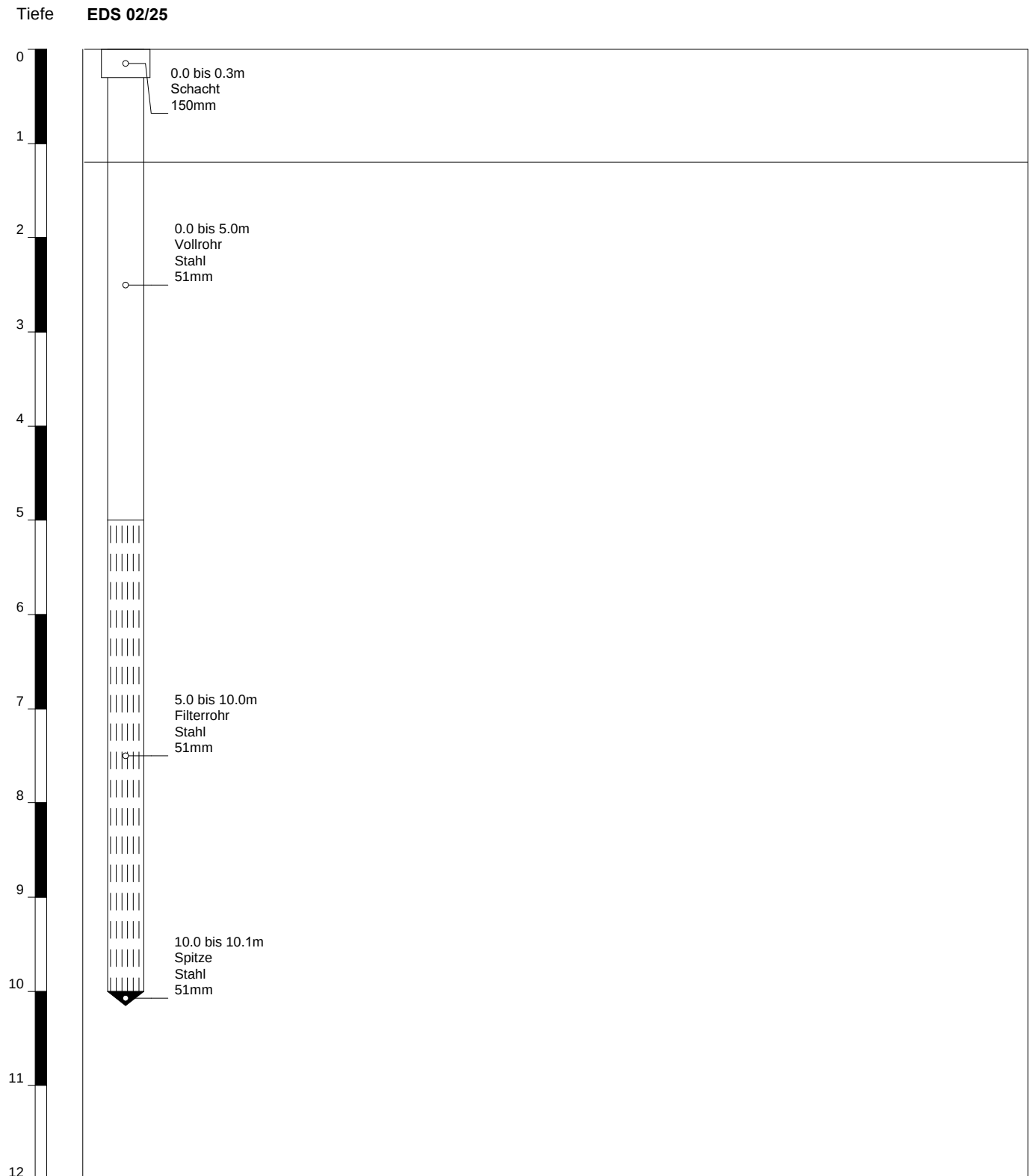
BEILAGE D
AUSMASSPROTOKOLL PIEZOMETERROHRE

INHALT

Beilage

Piezometerrohre EDS 01/25

D1



Ausführung : 13.03.2025
 Ansatzhöhe : 453.46 m ü.M.
 Sondiermeister : Robi Benkő

Ausbau Piezometerrohre

Überquerung, Schlimmbach/Grabenhof, 6010 Kriens

ANHÄNGE
ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

Anhang 1 : Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2 : Interpretation der elektrischen Drucksondierung

ALLGEMEINES

Die Drucksondierung (CPT) ist ein Verfahren, das häufig zur Untersuchung des Baugrunds verwendet wird. Hierbei wird der Widerstand des Baugrunds bei konstantem und kontinuierlichem Eindringen mit einem zylindrischen und mit internen Sensoren ausgestatteten Penetrometer bestimmt. Gemessen werden Eindringtiefe (z), Spitzenwiderstand (q_c), lokale Mantelreibung (f_s) und ggf. Porenwasserdruck (u_2) und der vertikale Neigungswinkel (i_x bzw. i_y). Die Ergebnisse ermöglichen eindeutige Rückschlüsse auf die Beschaffenheit des Baugrunds.

Die von Geoprofile für die Drucksondierung angewandten Verfahren und verwendeten Geräte richten sich nach ISO EN 22476-1 und den Regelungen der Veröffentlichung "International Reference Test Procedure" der internationalen Gesellschaft für Grundbau und Bodenmechanik (ISSMGE, 1999).

Wenn nicht anders vereinbart, gelten die folgenden Kriterien für die Beendigung des Versuchs:

- das Erreichen der gewünschten Eindringtiefe,
- die Abweichung von der Vertikale ist grösser als 15° ,
- die Abweichung von der Vertikale vergrößert sich plötzlich,
- das Erreichen der Höchstleistung des Druckgerätes, der Auflagevorrichtung, der Schubstangen und/oder der Messsensoren,
- Umstände im Ermessen des Sondiermeisters, wie z.B. das Risiko von Sach- oder Personenschaden.

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

- die Parameter q_c , f_s und R_f sowie u_2 in Abhängigkeit der Tiefe unter der Erdoberfläche,
- fakultativ die Parameter q_t , q_n und B_q bei Versuchen mit Porendruckmessungen,
- fakultativ den Neigungswinkel i bei Versuchen mit Winkelmessungen.

Als Bezugswert der Versuche gilt die Erdoberfläche. Die Definition der einzelnen Parameter ist wie folgt:

z = Eindringtiefe in die Erdoberfläche, bezüglich des vertikalen Neigungswinkels (i) korrigiert:

$$z = \int_0^l \cos i \cdot dl$$

dabei ist:

z = Eindringtiefe

l = Eindringlänge

i = vertikaler Neigungswinkel

q_c = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

f_s = lokale Mantelreibung. Die Tiefe wird so korrigiert, dass die (hinter der Spitze gemessene) Mantelreibung sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

R_f = Verhältnis der Mantelreibung zum Spitzenwiderstand (f_s/q_c).

u_2 = Porendruck direkt hinter der Sondierspitze (Position 2). Die Tiefe wird so korrigiert, dass der gemessene Porenwasserdruck sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

Während der Versuchsdurchführung kann es u.U. zu einem Sättigungsverlust des Filterelementes kommen (Lunne et al., 1997). Zu den möglichen Gründen zählen:

- Eindringen in einen teilweise gesättigten Boden;
- Das Auftreten von negativem Porenwasserdruck, so dass es zu Kavitation kommt. Dies kann zum Beispiel beim Eindringen in einen dicht gelagerten Sand oder einen überkonsolidierten Ton auftreten.

Ein Sättigungsverlust führt normalerweise zu einem geringeren Porendruck beim Eindringen in den Boden unterhalb dieser Zone.

q_t = Totaler Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze:

$$q_t = q_c + (1-a)u_2$$

Dabei gilt:

a = Netto-Flächenverhältnis des Querschnitts der Stahlfläche in der Öffnung zwischen der Sondierspitze und der Reibungshülse. Dieses Verhältnis ist von der Art des Penetrometers abhängig.

q_n = $q_t - \sigma_{v0}$ = Netto-Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze und die In-Situ Spannung im Untergrund. Dabei gilt:

σ_{v0} = totale vertikale In-Situ Spannung im Bereich der Sondierspitze. Dieser Wert ist berechnet.

B_q = Porendruckverhältnis:

$$B_q = (u_2 - u_0) / q_n \quad \text{mit}$$

u_0 = hydrostatischer Porenwasserdruck im Bereich der Sondierspitze. Es handelt sich um einen

berechneten Wert.

WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

- Messung des hydrostatischen Wasserdrucks in einer bestimmten Tiefe;
- Dissipations-Test. Hierbei wird die Verringerung des transienten Porenwasserdrucks als Funktion der Zeit gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die horizontale Durchlässigkeit von feinkörnigen Schichten und somit auf die benötigte Zeit bis zum Abklingen der primären Setzungen.
- Prüfung des Reibungs-Aufbaus. Hierbei wird die Zunahme der lokalen Mantelreibung nach einer Unterbrechung des Sondiervorgangs gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die zeitlichen Entwicklung der Mantelreibung entlang eines Pfahlschafts.

Für die Durchführung dieser zusätzlichen Messungen muss der Sondiervorgang angehalten werden.

LITERATURANGABEN

CEN (2005), "Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck (ISO EN 22476-1:2005)

ISSMGE International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (1999), "International Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with Pore Pressure (CPTU)", Bericht vom ISSMGE Technical Committee 16 bzgl. der Bestimmung von Baugrundeigenschaften mittels in-situ Prüfverfahren, Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Vol. 3, pp. 2195-2222.

Lunne, T. (1999), "Special Workshop – Investigation Methods", Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Additional Volume, pp. 51-52.

EINLEITUNG

Das vorliegende Dokument gibt einen Überblick der verwendeten Auswertungsmethoden für die Testergebnisse von Drucksondierungen. Die Eignung der einzelnen Methoden hängt unter anderem von den Anforderungen des jeweiligen Projektes ab und muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden.

Die Auswertung von Drucksondierungsversuchsergebnissen hilft bei der Festlegung von Parametern für geotechnische Modelle. Die konventionellen Modelle stützen sich normalerweise auf die Plastizitätstheorie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und auf die Elastizitäts- und Konsolidierungstheorie für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (CEN, 1994). Merkmale für solche geotechnischen Modelle sind:

- eine Analyse des Verhaltens in drainiertem oder undrainiertem Zustand für Plastizitätsmodelle
- die Analyse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich von der für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Auswertungsmethoden für Drucksondierungen basieren meist auf empirischen Korrelationen mit theoretischem Hintergrund. Die Datenintegration mit anderen, zusätzlichen Untersuchungstechniken wie Bohrungen und Laborversuchen erhöht den Grad der Zuverlässigkeit. Lunne et al. (1997) geben einen Überblick über verschiedene Auswertungsmethoden.

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

- Empirische Korrelationen beziehen sich auf Referenzparameter, welche in einem festgelegten Referenzverfahren gemessen wurden. So bezieht sich die mit einem N_{KT} -Faktor von Sondiererergebnissen abgeleitete undrainierte Scherfestigkeit auf denen, welche in einem einstufigen, isotrop konsolidierten, undrainierten Triaxialversuch (CIU) an einer ungestörten Bodenprobe im Labor ermittelt wurde. Der Bezugsparameter ist nicht unbedingt dem gewählten geotechnischen Modell angemessen, so dass eine Anpassung erforderlich sein könnte.
- Die meisten Bewertungsmethoden gelten meistens für einen Sand oder einen Ton. Bei Silt, Ton/Sand/Kies Mischungen, sehr dünn geschichteten Böden, zementierten Schichten und/oder Verwitterungsböden kann es zu Abweichungen kommen. Im Falle von solchen Schichten muss spezifisch vorgegangen werden (Peuchen et al., 1996; Lunne et al., 1995).
- Die Auswertungen beziehen sich auf die Bedingungen zu Beginn der geotechnischen Untersuchungen. Geologische und umwelttechnische Faktoren sowie Bauarbeiten können die vorgefundenen Baugrundverhältnisse verändern.
- Die Drucksondierung gibt nur bedingt direkte Information über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen), da beim Eindringen der umliegende Boden stark deformiert wird. Im Vergleich zum Grenzzustand der Tragfähigkeit können genauere zusätzliche Daten erforderlich sein.

- Drainiertes oder undrainiertes Verhalten für die geotechnische Analyse kann dem jeweiligen drainierten oder undrainierten Verhalten während dem Sondiervorgang entsprechen, muss dies aber nicht. Es ist Aufgabe des Geotechnik-Ingenieurs zu beurteilen, welches Verhalten für die geotechnische Fragestellung relevant ist.

EINDRINGVERHALTEN

Während des Sondiervorgangs treten grössere Deformationen in unmittelbarer Nähe, und kleinere elastische Deformationen in grösserem Abstand des Penetrometers auf. Die Zusammensetzung der einzelnen Schichten, die Lagerungsdichte, die Struktur und die In-Situ Spannungsverhältnisse beeinflussen die Messgrössen.

Der gemessene Spitzenwiderstand q_c wird unter anderem durch den Porenwasserdruck beeinflusst. Da das Verhältnis effektiver Spannung zum Porendruck in grobkörnigen Schichten hoch ist, kann dieser Einfluss normalerweise vernachlässigt werden. Beim Eindringen in Ton ist dasselbe Verhältnis jedoch niedrig. Es kann somit wichtig sein zu wissen, wie hoch der Porendruck um das Penetrometer herum ist. Zu den Parametern, die die Auswirkungen des Porendrucks berücksichtigen, zählen der Gesamtspitzenwiderstand q_t , der Netto-Spitzenwiderstand q_n und das Porendruckverhältnis B_q . Diese Parameter können berechnet werden, wenn Daten bezüglich des Porenwasserdrucks vorliegen. Die Auswirkungen des Porendrucks auf die Mantelreibung f_s sind sehr gering und werden üblicherweise ignoriert. Die Berechnung des Reibungsverhältnisses R_f (definiert als f_s/q_c) lässt keine Rückschlüsse auf die Auswirkungen des Porendrucks zu.

Die Eindringgeschwindigkeit in Bezug auf die Durchlässigkeit des Bodens bestimmt, ob das Bodenverhalten in erster Linie undrainiert, drainiert oder teilweise drainiert ist. Normalerweise ist das Bodenverhalten bei Drucksondierungen in Sand und Kies drainiert (es gibt keinen messbaren, aufgrund des Sondiervorgangs hervorgerufenen Porenwasserüberdruck) und in Ton undrainiert (bedeutende Änderung des Porenwasserdrucks). Teilweise drainiert ist es bei Böden mit mittlerer Durchlässigkeit, wie z. B. bei Silt. Die folgenden Abschnitte gehen näher auf die Ermittlung von geotechnischen Parametern aufgrund von elektrischen Drucksondierungen ein.

KLASSIFIZIERUNG

Die Klassifizierung der verschiedenen Schichten in Bezug auf das allgemeine Bodenverhalten (und in eingeschränkter Masse die Bodenart) ist, im Vergleich mit anderen Ermittlungstechniken, ein wichtiger Teil der Drucksondierung.

Die Klassifizierung des Bodenverhaltens steht im Einklang mit der von Robertson (1990) beschriebenen Vorgehensweise. Diese betrachtet eine normalisierte Klassifizierung des Bodenverhaltens, die eine allgemeine Leitlinie zur Bestimmung der wahrscheinlichen Bodenart (z. B. Sand, siltig) gibt. Hierzu sind Daten einer Porenwasserdrucksondierung nötig. Es besteht eine vereinfachte Vorgehensweise für Ergebnisse ohne Messung des Porenwasserdrucks (Robertson et al., 1986).

IN-SITU SPANNUNGSVERHÄLTNISSE

Die Spannungsverhältnisse im Baugrund müssen bekannt sein, damit Parameter wie die bezogene Lagerungsdichte I_D und der innere Reibungswinkel φ' ermittelt werden können. Die effektive vertikale Spannung σ'_v kann berechnet werden, jedoch ist die effektive horizontale Spannung $\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$ meist unbekannt und hängt primär vom Überkonsolidierungsgrad OCR [-] und dem effektiven inneren Reibungswinkel φ' [°] ab:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \quad [1]$$

Für eine Erklärung der verwendeten Symbole siehe Anhang „elektrische Drucksondierung (CPT)“, insofern nicht anders erwähnt. Der Zusammenhang basiert auf mechanischer Überkonsolidierung von rekonstituierten Probekörpern im Labor. Überkonsolidierung kann in der Natur durch geologische Faktoren wie z.B. glaziale Vorbelastung und Erosion, aber auch durch Grundwasserschwankungen und das Altern der Ablagerungen („ageing“) hervorgerufen werden. Normalerweise bewegen sich In-Situ Werte für K_0 für Tiefen bis zu 50 m zwischen 0.4 und 2.0. In grösseren Tiefen (> 50 m) beträgt dieser Ruhedruckkoeffizient üblicherweise weniger als 1.

Der maximale passive Erddruck stellt eine Obergrenze für die effektive horizontale Spannung dar. Der Koeffizient des passiven Erddrucks richtet sich unter Vernachlässigung einer allfälligen Kohäsion nach:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad [2]$$

Wenn die effektive horizontale Spannung das Niveau des passiven Erddrucks erreicht, können Risse im Erdreich entstehen. In ausgetrockneten Tonen kann auch früher Rissbildung auftreten. In verkitteten Schichten kann aufgrund der vorhandenen Kohäsion ein horizontaler Erddruck vorhanden sein, welcher grösser ist als oben beschrieben. Die Kombination der Beziehung für K_0 und K_p ergibt eine Obergrenze für die Überkonsolidierung:

$$OCR_{\max} = \left[\frac{1 + \sin \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi'}} \quad [3]$$

Für einen Ton kann der maximale Überkonsolidierungsgrad $OCR_{\max}$ somit weniger als 4, für einen Sand jedoch mehr als 50 betragen.

Der Überkonsolidierungsgrad von feinkörnigen Sedimenten kann direkt aus den Sondierergebnissen abgeleitet werden (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$OCR = \alpha \cdot (q_T - \sigma_v) \quad [4]$$

Kulhawy und Mayne schlagen einen α -Wert von 0.3 [-] vor. Die Korrelation von elektrischen Drucksondierungen mit ausgewerteten Oedometer-Versuchen für Tone und Silte in der Schweiz suggeriert, dass ein Wert von 0.25 den Schweizer Verhältnissen besser angemessen sein dürfte. Geoprofile GmbH legt der Abschätzung des Überkonsolidierungsgrades (OCR) einen α -Wert von 0.25 zugrunde, was im Vergleich zu Kulhawy und Mayne zu einem etwas tieferen Überkonsolidierungsgrad führt.

Für Sande und Kiessande kann der Überkonsolidierungsgrad wie folgt abgeschätzt werden:

$$OCR = \left[\frac{0.192 \cdot (q_t / p_{atm})^{0.22}}{(1 - \sin \varphi')(\sigma'_{vo} / p_{atm})^{0.31}} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi' - 0.27}}$$

wobei p_{atm} den atmosphärischen Druck bezeichnet.

Der maximale Vorkonsolidierungsdruck σ'_p ergibt sich aus der Multiplikation mit der effektiven vertikalen Spannung In-Situ:

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo} \cdot OCR \quad [5]$$

Wird zudem der effektive innere Reibungswinkel φ' ermittelt, ist gemäss [1] auch der horizontale Erdruchedruck bekannt.

EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN

Der effektive innere Reibungswinkel φ' ist keine Konstante. Er hängt neben der Zusammensetzung (Mineralogie, Kornform und -rauheit) und der Lagerungsdichte zudem von den Spannungsverhältnissen im Erdreich und dem Abschermodus ab. Es gibt Hinweise dafür, dass Faktoren wie der Sedimentationsmodus oder die In-Situ Spannungsanisotropie weniger von Bedeutung sind.

Die ermittelten Werte der effektiven Reibungswinkel beziehen sich auf das In-Situ Spannungsniveau während der Sondierung. Dies dürfte z.B. für die Berechnung der Stabilität einer Böschung angemessen sein. Im Falle einer signifikanten Erhöhung der Spannungsverhältnisse, wie z.B. bei einer Aufschüttung oder einer Pfahlgründung, muss der effektive Reibungswinkel für Sand und Kiessand den neuen Verhältnissen angepasst werden, was meistens eine Verringerung der Scherparameter bedeutet. Das Verfahren nach Bolton (1986, 1987) stellt dazu eine breit akzeptierte Methode dar. Da der kritische Reibungswinkel φ'_{krit} im Falle von feinkörnigen Böden bereits bei einem geringen Spannungsniveau erreicht wird, ist die Abstufung von effektiven Scherparametern für Ton und Silt weniger üblich.

Das Verhältnis des inneren Reibungswinkels φ' zum Spitzenwiderstand q_c kann auf mehr oder weniger aufwendige Art und Weise ermittelt werden. Einfache Vorgehensweisen stützen sich auf eine konservative Klassifizierung des Bodenverhaltens. Eine aufwendigere empirische Untersuchung berücksichtigt zudem die In-Situ Spannungsverhältnisse σ'_{vo} und σ'_{ho} (siehe Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“). Zudem kann die Lagerungsdichte explizit miteinbezogen werden. Neuere Ansätze verzichten jedoch darauf und berücksichtigen die Lagerungsdichte mit dem Einbezug von q_c nur implizit, da bei der Abschätzung der Lagerungsdichte zusätzliche Unsicherheiten eingebracht werden.

Eine Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern erlaubt die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels φ' für dieses Material (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$\varphi' = 17.6 + 11 \cdot \log(q_{t1}) \quad [6]$$

$$q_{t1} = \frac{q_t / p_{atm}}{\sqrt{\sigma'_{vo} / p_{atm}}} \quad [p_{atm} = \text{atmosphärischer Druck} \approx 100 \text{ kPa}] \quad [7]$$

Als Referenzverfahren gelten axial belastete Triaxialprüfungen von isotrop und anisotrop konsolidierten Sandproben (CID und CAD). Die Korrelation enthält im Vergleich zu früheren Gleichungen (z.B. Robertson und Campanella, 1983) eine Korrektur für die Grösse der Kalibrationskammer im Vergleich zur Sondierspitze.

Die Abschätzung der effektiven Scherparameter für fein- und gemischtkörnige Ablagerungen beruht auf einer Form der Tragfähigkeitsformel (Senneset et al., 1988, 1989):

$$q_n = N_m (\sigma'_{vo} + a) \quad [9]$$

wobei:

$$N_m = \frac{N_q - 1}{1 + N_u B_q} \quad [10]$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \varphi' \right) e^{(\pi - 2\beta) \tan \varphi'} \quad [11]$$

$$N_u = 6 \tan \varphi' (1 + \varphi') \quad [12]$$

β = Plastifizierungswinkel

a = Anziehung

Dazu muss der Plastifizierungswinkel und die Anziehung („attraction“) abgeschätzt werden. Senneset et al. geben Richtwerte für verschiedenen Materialien als Funktion der Konsistenz bzw. der Lagerungsdichte. Die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels ist relativ unabhängig von den gewählten Werten für β und a . Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise basiert auf einer vorsichtigen Schätzung der beiden Parameter.

Die Abschätzung der effektiven Kohäsion für feinkörnige Schichten richtet sich nach dem maximalen Vorkonsolidierungsdruck σ'_p (Mesri und El-Ghaffar, 1993):

$$c' = 0.024 \cdot \sigma'_p \quad [13]$$

Für die Bestimmung des maximalen Vorkonsolidierungsdrucks σ'_p siehe den Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“. Die Integration von weiteren geotechnischen Datensätzen für die Ermittlung der effektiven Kohäsion ist empfehlenswert. Ob die Anwendung einer effektiven Kohäsion hinsichtlich der geotechnischen Fragestellung und dem nicht-linearen Verlauf der Einhüllende sinnvoll ist, muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden. Für Langzeit-Analysen kann es angebracht sein, die effektive Kohäsion vollständig zu vernachlässigen.

BEZOGENE LAGERUNGSDICHTE

Die Bestimmung des minimalen und des maximalen Porenraums der Sandproben im Labor ($e_{\min}$ und $e_{\max}$) bildet die Grundlage für den Begriff der bezogenen Lagerungsdichte. Es ist unwahrscheinlich, dass bei den Laborversuchen tatsächlich der niedrigsten oder der höchsten Wert für den Porenraum $e_{\max}$ bzw. $e_{\min}$ ermittelt wird. Das In-Situ Raumgewicht kann somit den im Labor erfassten Wert übertreffen.

Übliche Zusammenhänge zwischen q_c und der bezogenen Lagerungsdichte I_D basieren auf Drucksondierungen in einer mit Sand gefüllten Kalibrationskammer. Derartige Versuche sind Teil von allgemeinen geotechnischen Forschungsprojekten und unterliegen einigen Beschränkungen, wie z. B.:

- Abhängigkeit von der Bodenart
- Ungenauigkeiten bei der Bestimmung von I_D im Labor
- begrenzte Bandbreite an Spannungshöhen und K_0 Werten
- Vereinfachungen bei der Probenvorbereitung und den Aufzeichnungen zur Bodenspannung

Folgende Schritte dienen zur Bestimmung der Lagerungsdichte (locker, dicht, etc.) vor Ort:

- (a) Schätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse σ'_{vo} und σ'_{ho}
- (b) Empirische Korrelation der bezogenen Lagerungsdichte I_D mit q_c , σ'_{vo} und σ'_{ho}

Die Abschätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse wurde oben erläutert. Sind zudem allgemeine Angaben zur Kompressibilität des Sands vorhanden, sollten diese in die Beurteilung der bezogenen Lagerungsdichte miteinbezogen werden. Die Kompressibilität eines Sands nimmt tendenziell zu mit zunehmender Uniformität der Korngrösseverteilung, mit der Eckigkeit der einzelnen Körner und mit zunehmendem Feinanteil.

Die Abschätzung der bezogenen Lagerungsdichte richtet sich nach Kulhawy und Mayne (1990):

$$I_D^2 = \frac{q_{t1}}{305 Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \quad [14]$$

wobei q_{t1} sich nach [7] richtet und die Faktoren Q_c , Q_{OCR} und Q_A wie folgt berechnet werden:

- | | | |
|-----------|---|--|
| Q_c | = Kompressibilitätsfaktor
$0.91 < Q_c < 1.09$ | (Tiefer Wert für geringe Kompressibilität) |
| Q_{OCR} | = Überkonsolidierungsfaktor
$OCR^{0.2}$ | |
| Q_A | = Faktor, welche die Zunahme des Spitzenwiderstands mit der Zeit berücksichtigt
$1.2 + 0.05 \cdot \log(t/100)$
≈ 1.3 für Sande, welche nach der letzten Eiszeit abgelagert wurden | (t in Jahren) |

ZUSAMMENDRÜCKUNGSMODUL BEI ERSTBELASTUNG

Zusammenhänge zwischen den Resultaten von Drucksondierungen und dem eindimensionalen Zusammendrückungsmodul bei Erstbelastung M_{E1} sind indikativ. Für eine genaue Bestimmung des Last-Deformationsverhaltens sind zusätzliche Daten (z. B. Plattendilatometer, Oedometerprüfung) unumgänglich.

Normalerweise wird die Elastizitätstheorie für die Analyse des Verformungsverhaltens von drainierten Böden angewandt. Lunne und Christophersen (1983) schlagen aufgrund einer Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern die folgende Beziehung zur Abschätzung des Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung vor:

$$M_{E1} = \begin{cases} 4 \cdot q_c & q_c < 10 \text{ MPa} \\ 2 \cdot q_c + 20 & 10 < q_c < 50 \text{ MPa} \\ 120 & q_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad [15]$$

Die Abschätzung des eindimensionalen Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung für feinkörnige Schichten richtet sich meistens nach:

$$M_{E1} = \alpha_c \cdot q_c \quad [16]$$

Oder, korrigiert für den transienten Porenwasserdruck und den Bau der Messsonde:

$$M_{E1} = \alpha_n \cdot q_n \quad [17]$$

Dabei stellt α einen Korrelationskoeffizient dar, welcher unter anderem von der Plastizität, Korngrösse, Mineralogie und Spannungsgeschichte abhängt. Mitchell und Gardner (1975) geben Richtwerte für α_c , welche sich je nach Zusammensetzung, Plastizität und Scherfestigkeit zwischen 1 und 8 bewegen. Neuere Studien aufgrund des netto Spitzenwiderstands q_n empfehlen einen Wert für α_n zwischen 4 und 8 (Senneset et al, 1989). Die von Geoprofile gewählte Methode betrachtet einen pauschalen Wert für α_n von 5 als praktikabel.

Der hier abgeleitete Zusammendrückungsmodul ist einen oedometrischen Modul, welche sich auf die effektiven in-situ Spannungsverhältnisse in einer bestimmten Tiefe bezieht. Bei der Bestimmung eines Zusammendrückungsmoduls beim Oedometerversuch gilt, dass die vertikalen Dehnungen sehr gross sind und meistens zwischen 1 und 10 Prozent variieren. Solche Dehnungen sind unter einem Bauwerk kaum realistisch. Es liegt in der Verantwortung des Anwenders, die effektiv auftretenden Dehnungen bei der Wahl eines geeigneten M_E -Wertes gebührend zu berücksichtigen. Dies kann durchaus zu einem höheren Wert führen. Die Verwendung eines konstanten, oedometrischen Zusammendrückungsmoduls führt bei Setzungsberechnungen in der Regel zu einer Überschätzung der zu erwartenden Setzungen.

Zur Berücksichtigung einer grösseren Steifigkeit des Baugrundes bei geringeren Dehnungen sollte vorzugsweise auf komplexeren Materialmodellen zurückgegriffen werden (z.B. das hardening soil small strain Modell (HSS)).

Die Abschätzung der maximalen Vorkonsolidierungsspannung σ'_p richtet sich nach [5].

UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT

Die undrainierte Scherfestigkeit s_u ist keine Konstante. Sie hängt von Faktoren wie dem Abschermodus und der -richtung, der Spannungshistorie und –anisotropie sowie der Abschergeschwindigkeit und der Temperatur ab.

Es gibt verschiedene theoretische und empirische Vorgehensweisen, um den Spitzenwiderstand q_c mit der undrainierten Scherfestigkeit s_u zu korrelieren. Theoretische Ansätze stützen sich auf die Tragfähigkeitstheorie oder die Bodenmechanik des kritischen effektiven Zustands (critical state soil mechanics, CSSM). So kann der einfache Abschermodus wie folgt beschrieben werden (Wroth 1984):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = \frac{1}{2} \sin \varphi' \cdot OCR^\Lambda \quad [18]$$

wobei $\Lambda = 1 - C_s/C_c$ das plastische volumetrische Dehnungspotential, und C_c und C_s den Zusammendrückungsindex bei Erstbelastung bzw. bei Entlastung bezeichnen. Für Tone mit einer geringen bis mittleren Sensitivität liegt Λ meistens zwischen 0.7 und 0.8, für sensitive Tone eher um 0.9. Die bekannte Beziehung (Jamiolkowski et al., 1985; Ladd, 1991; Ladd and DeGroot 2003):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = 0.22 \cdot OCR^{0.8} \quad [19]$$

welche im Erdbaulabor des MIT entwickelt wurde, ist dabei ein Subsatz von [18] mit $\varphi' = 26^\circ$ und $\Lambda = 0.8$. Die von Geoprofile gewählte Methode nutzt den aus den Sondierdaten abgeleiteten Wert für den effektiven inneren Reibungswinkel φ' und einem Λ von 0.8.

Empirische Ansätze beruhen meistens auf einer direkten Korrelation des netto Spitzenwiderstands q_n mit der undrainierten Scherfestigkeit (Rad und Lunne, 1988):

$$s_{u\ TX} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} = \frac{q_n}{N_{kt}} \quad [20]$$

Der Faktor N_{kt} liegt üblicherweise zwischen 15 und 25, hängt aber unter anderem von der Plastizität und

dem Überkonsolidierungsgrad ab. Das Referenzverfahren für die oben genannte Beziehung ist der konsolidierte, undrainierte, triaxiale Zusammendrückungstest (CU). Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise bezieht sich auf eine undrainierte Scherfestigkeit mit einem Faktor N_{kt} von 18, welche aber nur zur Kontrolle von der mit [18] abgeleiteten undrainierte Scherfestigkeit (und damit indirekt auch von ϕ') herangezogen wird.

Die Sensitivität eines Tons ist das Verhältnis zwischen der maximalen und der gestörten undrainierten Scherfestigkeit:

$$S_t = S_{u,max} / S_{u,rest} \quad [21]$$

Da die gemessene lokale Mantelreibung f_s in Ton primär von der gestörten undrainierten Scherfestigkeit abhängt, kann die Sensitivität wie folgt abgeleitet werden (Rad und Lunne, 1986):

$$S_t = \frac{N_s}{R_f} \quad [22]$$

wobei R_f das Reibungsverhältnis bezeichnet und N_s üblicherweise zwischen 6 und 9 liegt. Bei der von Geoprofile gewählten Vorgehensweise liegt der Abschätzung der Sensitivität ein Wert für N_s von 7.5 zugrunde.

LITERATURANGABEN

Bolton, M.D. (1986), "The Strength and Dilatancy of Sands", Geotechnique, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78.

Bolton, M.D. (1987), "The Strength and Dilatancy of Sands, Discussion", Geotechnique, Vol. 37, No. 2, pp. 225-226.

Kulhawy, F.H. und P.W. Mayne, (1990), Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 306 pp.

Ladd, C.C., Foott, R.R., Ishihara, K., Schlosser, F. und Poulos, H.G. (1977), "Stress-Deformation and Strength Characteristics", Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

Lunne, T., Powell, J.J.M. und Robertson, P.K. (1995), "Use of Piezocone Tests in Non-Textbook Materials", Proc. Int. Conf. on Advances in Site Investigation Practice, Institution of Civil Engineers, London, pp. 438-451.

Lunne, T. und Christophersen, H.P. (1983), "Interpretation of cone Penetrometer data for offshore Sands", Proc. of the offshore technology conference, Richardson, Texas, paper nr. 4464

Lunne, T., Robertson, P.K. und Powell, J.J.M. (1997), "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Blackie Academic & Professional, London, p. 312.

Mayne, P.W. und Kulhawy, F.H. (1982), " K_0 - OCR Relationships in Soil", ASCE Jnl. of Geotechnical Engineering, Vol. 108, No. GT6, pp. 851-872.

Mesri, G. und Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion Intercept in Effective Stress Stability Analysis." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 8, pp. 1229-1249.

Mitchell, J.K. und Gardner, W.S. (1975), "In-Situ Measurements of Volume Change Characteristics", ASCE Speciality Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina, Vol. II, pp. 279-345.

Rad, N.S. und Lunne, T. (1988), "Direct Correlations between Piezocone Test Results and Undrained Shear Strength of Clay", Penetration Testing 1988, Proc. First Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1, De Ruiter (ed.), Vol. 2, pp. 911-917.

Robertson, P.K. (1990), "Soil Classification using the Cone Penetration Test", Can. Geotech. Jnl., Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. und Grieg, J. (1986), "Use of Piezometer Cone Data", Proc. In-Situ '86, ASCE Specialty Conf., Blacksburg, VA, pp. 1263-1280.

Senneset, K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, und T. Amundsen, (1988), "Piezocone Tests in Silty Soils," Penetration Testing, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 955–974.

Senneset, K., R. Sandven, und N. Janbu, (1989), "Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests," Transportation Research Record 1235, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, pp. 24–37.

Wroth, C.P. (1984), "The Interpretation of In-Situ Soil Tests", Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.



F Unbedenklichkeit Einschnürung Grundwasser

Bericht Nr. 2325027.2

Stadt Kriens, Kriens

Kriens, Veloroute Bogenweg, Brücke Schlimbach

Unbedenklichkeitsnachweis bezüglich Bauten im Grundwasser

17. Februar 2026

Autor(en)	Bearbeitete Themen
Laura Makowka	Gesamtbericht
Supervision	Visierte Inhalte
Stefan Spichtig	Gesamtbericht
Hinweise	

GEOTEST AG


Stefan Spichtig


Laura Makowka

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung.....	4
1.1	Auftrag und Objekt	4
1.2	Projekt 4	
1.3	Vorhandene Unterlagen	5
2.	Gesetzliche Grundlagen.....	5
3.	Übersicht	6
3.1	Allgemeine geologische Verhältnisse	6
3.2	Schichtaufbau des Untergrundes gemäss Untersuchungen	7
3.3	Grundwasserverhältnisse.....	7
3.4	Bauvorhaben / Baugrundmodell.....	9
4.	Nachweis bezüglich Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse durch den geplanten Neubau	10
4.1	Allgemeine Folgerungen	10
4.2	Eintauchende Baukörper.....	10
4.2.1	Durchflusskapazität.....	10
4.2.2	Speichervolumen	10
5.	Folgerungen	11
5.1	Durchflusskapazität.....	11
5.2	Speichervolumen	11
6.	Grundwasserüberwachung während der Bauphase.....	11
7.	Hydrogeologische Beurteilungen für die Interessenabwägung	11

Anhang

Nr.

Pfahlplan 1:100 - schlechtester Querschnitt senkrecht zur GW-Fließrichtung.....	1
Unbedenklichkeitsnachweis bezüglich Bauten im Grundwasser – Berechnungen.....	2.1 – 2.3

Beilagen

Elektrische Drucksondierungen – Überquerung Schlimbach/Grabenhof, 6010 Kriens, Bericht
Nr. 3222 / 1, Geoprofile GmbH, 20.03.2025

Bohrprofil Kernbohrung Schweighof Nr. E_inj_2, GEOTEST AG Nr. 2312327.3, 22.10.2015

1. Einleitung

1.1 Auftrag und Objekt

Bauherrschaft / Auftraggeber:	Stadt Kriens, Stadtplatz 1, 6010 Kriens
Projektverfasser + Bauingenieur:	B+S AG, Industriestrasse 6, 6005 Luzern
Offerte:	OF2325027.2 / 09. Dezember 2025
Auftragsbestätigung:	12. Januar 2026, Raffael Büchler, B+S AG
Objekt:	Kriens, Veloroute Bogenweg, Brücke Schlimbach
Parzellen:	Nr. 1244, 5811, 1229
Mittlere Koordinaten:	2'665'253 / 1'208'211
Höhe OK Terrain:	ca. 453 m ü. M.
Gewässerschutzbereich:	Gewässerschutzbereich A _U

1.2 Projekt

Die Stadt Kriens plant die beiden Entwicklungsareale Hinterschlund und Grabenhof miteinander zu verbinden. Dafür steht eine Velostrasse zwischen dem südlichen Teil der Kreuzstrasse und der Industriestrasse im Norden in Planung. Die Velostrasse führt im Bereich Grabenhof durch eine Familiengartenanlage sowie über den Schlimbach. Für die Überquerung des Schlimbachs ist eine Brücke vorgesehen.

Für die Abtragung der Lasten der projektierten Brücke ist aufgrund der vorherrschenden geologischen Verhältnisse eine Pfahlfundation erforderlich. Die geneigten Mikropfähle ragen bei einer Länge von 25 m teilweise in den unteren Grundwasserleiter hinein, für welchen der Gewässerschutzbereich A_U, (nutzbare unterirdische Grundwassergebiete sowie deren Randgebiete) ausgeschieden ist.

Das Speichervolumen und der Durchfluss nutzbarer Grundwasservorkommen dürfen durch Einbauten nicht wesentlich und dauernd verringert werden (Art. 43 Abs. 4 GSchG). Im Gewässerschutzbereich A_U dürfen deshalb keine Anlagen erstellt werden, die unter dem mittleren Grundwasserspiegel liegen. Ausnahmen können durch die Dienststelle Umwelt und Energie (uwe) des Kantons Luzern bewilligt werden (Art. 25 Abs. 2 Ziff. 2 GSchG). Grundlage dazu bildet der vorliegende Unbedenklichkeitsnachweis für Bauten im Grundwasser.

1.3 Vorhandene Unterlagen

Rechtliche Grundlagen

- [1] Schweizerische Eidgenossenschaft; Gewässerschutzgesetz, (GSchG), Artikel 43, Absatz 4; 24. Januar 1991; Stand 1. August 2025
- [2] Umweltfachstellen Zentralschweiz; Merkblatt „Bauten im Grundwasser – Berechnungsgrundlagen“; 01.2024

Geologische, hydrogeologische und geotechnische Grundlagen

- [3] Geoportal Kanton Luzern (2026), Raum und Wirtschaft (rawi), Luzern; Grundbuchpläne / Gewässerschutzkarte / Grundwasserkarte; map.geo.lu.ch, Januar 2026
- [4] Bundesamt für Landestopografie Swisstopo (2026); Geologischer Atlas der Schweiz; geo.admin.ch; Januar 2026
- [5] GEOTEST AG, Kriens, Veloroute Bogenweg, Brücke Schlimbach, Elektrische Drucksondierungen, geotechnische Kennwerte, Aktennotiz Nr. 2325027.1, 28.03.2026.

Angaben zum Bauprojekt

- [6] B+S AG, Luzern, Veloroute Bogenweg – Plangrundlagen: Situationsplan, Grundrisse, Schnitte, 16.01.2026

2. Gesetzliche Grundlagen

Das Merkblatt «Bauten im Grundwasser» der Zentralschweizer Umweltfachstellen [2] fasst die gesetzlichen Grundlagen wie folgt zusammen:

«Jede und jeder ist verpflichtet, alle nach den Umständen gebotene Sorgfalt anzuwenden, um nachteilige Einwirkungen auf die Gewässer zu vermeiden (Art. 3 Gewässerschutzgesetz [GSchG] vom 24. Januar 1991 SR 814.20).

In besonders gefährdeten Bereichen wie dem Gewässerschutzbereich A_u bedürfen die Erstellung und die Änderung von Bauten und Anlagen sowie Grabungen, Erdbewegungen und ähnliche Arbeiten einer kantonalen Bewilligung, wenn sie die Gewässer gefährden können (Art. 19 Abs. 2 GSchG).

Der Gewässerschutzbereich A_u umfasst die nutzbaren unterirdischen Gewässer (Grundwasservorkommen) sowie die zum Schutz notwendigen Randgebiete (Anhang 4 Ziffer 111 Abs. 1 Gewässerschutzverordnung [GSchV] vom 28. Oktober 1998; SR 814.201).

Speichervolumen und Durchfluss nutzbarer Grundwasservorkommen dürfen durch Einbauten nicht wesentlich und dauernd verringert werden (Art. 43 Abs. 4 GSchG). Deshalb dürfen im Gewässerschutzbereich A_u keine Anlagen erstellt werden, die unter den mittleren Grundwasserspiegel zu liegen kommen. Die Behörde

kann Ausnahmen bewilligen, soweit die Durchflusskapazität des Grundwassers gegenüber dem unbeeinflussten Zustand um höchstens zehn Prozent vermindert wird (Anhang 4 Ziffer 211 Abs. 2 GschV).

Der Grundwasserleiter (Durchflussquerschnitt, Durchlässigkeiten), der Grundwasserstauer und die Deckschichten sowie die Hydrodynamik des Grundwassers (Grundwasserstände, Abflussverhältnisse) sollen naturnahen Verhältnissen entsprechen (Anhang 1 Ziffer 2 Abs. 2 GschV).»

3. Übersicht

3.1 Allgemeine geologische Verhältnisse

Das Projektgebiet liegt in der Schwemmebene von Kriens-Horw. Das tief in den Molassefels eingetieft Becken von Kriens-Horw wurde nach dem Rückzug des Gletschers nach der letzten Eiszeit durch junge, glazial nicht mehr vorbelastete Lockergesteine aufgefüllt. Dabei handelt es sich zu einem Grossteil um weiche Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen (ehemaliges Riedgebiet) sowie dazwischengelagerte Bach- und tieferliegende Deltaablagerungen. Ausserdem liegt das Gebiet im äusseren Bereich des Ablagerungsfächers des Schlund- und Schlimbachs (vgl. Abbildung 1).

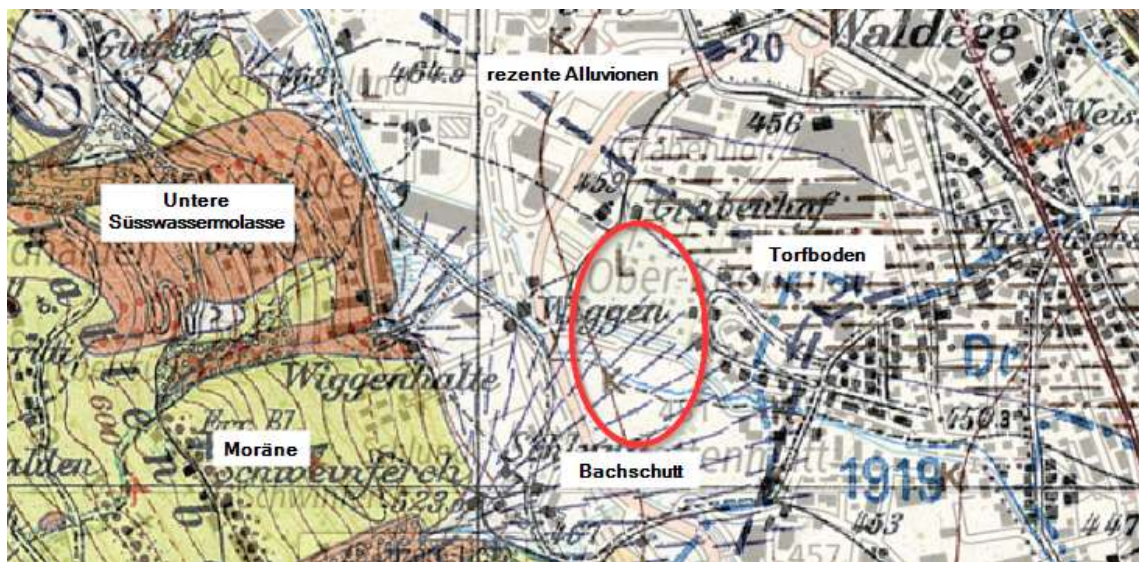


Abbildung 1: Auszug aus der geologischen Karte (ungefähres Projektareal in Rot) [4].

3.2 Schichtaufbau des Untergrundes gemäss Untersuchungen

Tabelle 1: Geologisches Schichtmodell des Untergrundes

Schicht	Untergrenze [m]	Beschreibung, Lagerungsdichte
A	0.5 - 2.2	Künstliche Auffüllung Kies, sandig; Sand, siltig, kiesig mit Steinen, Fremdstoffe (Ziegel, Backsteine, Betonreste); mitteldicht – sehr dicht
B	24.5 – 24.9	Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen Fein- und Mittelsand, siltig, tonig, schwach kiesig; Silt, sandig, tonig mit organischen Beimengungen, einzelne Torflagen sehr locker – locker, resp. sehr weich - weich
C	in B eingeschwemmt	Bachablagerungen Sand, kiesig, schwach siltig; Kies, sandig mit organischen Beimengungen (Holz) mitteldicht - dicht
D	unbekannt	Deltaablagerungen Kies, sandig, siltig; Sand, siltig, kiesig mitteldicht – sehr dicht

Es ist zu beachten, dass es sich bei dem Schichtmodell um eine Interpretation der indirekten Aufschlüsse (elektrische Drucksondierungen) handelt [5]. Die Materialzusammensetzung wurde auf Basis umliegender Sondierungen interpretiert.

3.3 Grundwasserverhältnisse

Gemäss Grundwasserkarte des Kantons Luzern [3] sind im Projektgebiet zwei Grundwasserstockwerke vorhanden (vgl. Abbildung 2). Dies bestätigen Erfahrungen aus der Umgebung.

Das obere Grundwasser fliesst grundsätzlich frei in den Bachablagerungen C und ist teilweise leicht gespannt. Der mittlere Grundwasserspiegel liegt ca. auf einer Kote von 452 m ü. M. und somit rund 1 m unter Terrain.

Das untere Grundwasser zirkuliert in den Deltaablagerungen D und ist durch die Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen vom oberen Grundwasser getrennt. Dieses Grundwasservorkommen ist subartesisch bis artesisch gespannt. Der mittlere Grundwasserdruckspiegel liegt ca. auf einer Kote von 450.5 m ü. M. (vgl. Abbildung 2) und somit rund 1.5 m unter Terrain. Die Tabelle 6 zeigt die Zusammenfassung der hydrogeologischen Verhältnisse am Projektstandort.

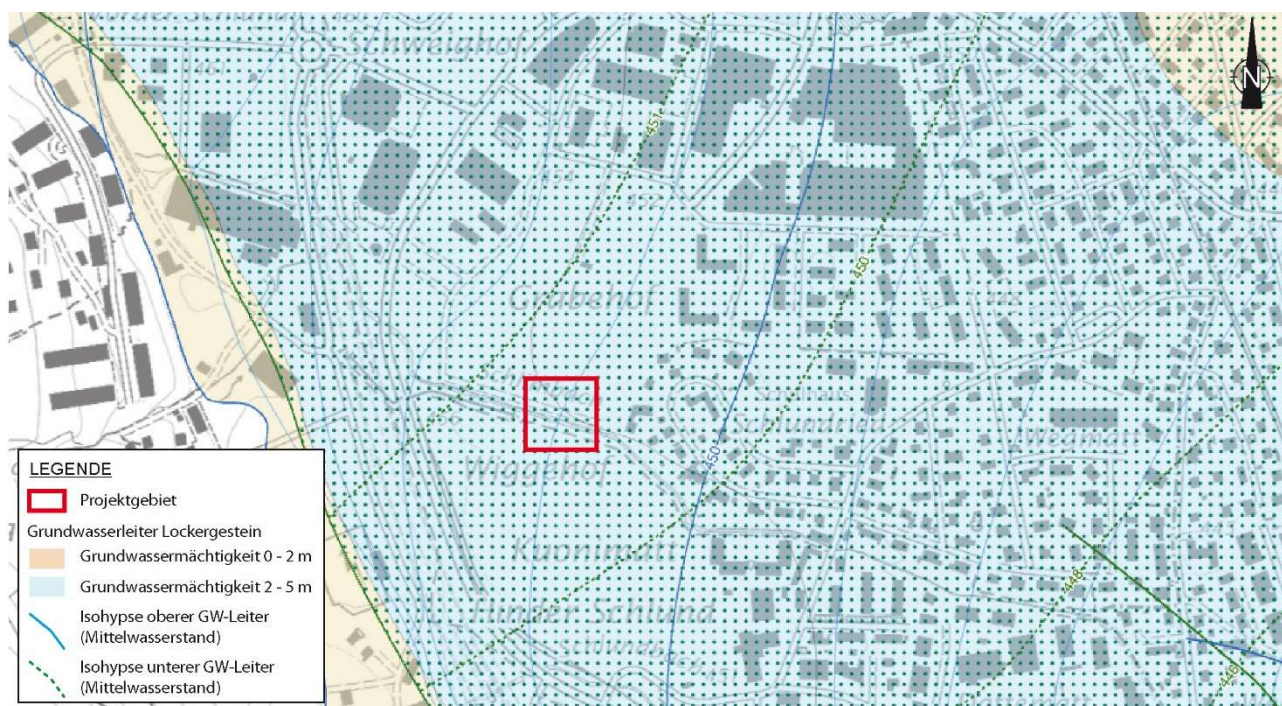


Abbildung 2: Ausschnitt aus der Grundwasserkarte des Kantons Luzern [3].

Tabelle 2: Zusammenstellung der hydrogeologischen Verhältnisse

Gewässerschutzbereich:	A _U
Grundwasserleiter:	Oberer Grundwasserleiter (OGW): frei fliessend, teilweise leicht gespannt Auffüllungen (A), Bachablagerungen (C) Unterer Grundwasserleiter (UGW): subartesisch gespannt Deltaablagerungen (D)
Grundwasserstauer:	Tümpelablagerungen und Verlandungsbildungen (B)
Oberer Grundwasserleiter Mittelstand:	452 m ü. M.
Unterer Grundwasserleiter Mittelstand:	450.5 m ü. M.
Nutzungen:	keine im Umkreis von 700 m

3.4 Bauvorhaben / Baugrundmodell

Mit maximalen Abmessungen von ca. 17.65 m x 7.00 m weist die Brückenplatte eine Grundfläche von rund 115.4 m² auf. Die Unterkante des rund 1.3 m hohen Pfahlkopfrägers, welcher das Widerlagerfundament bildet, liegt bei ca. Kote 452.00 m ü. M. und damit auf der gleichen Höhe wie der mittlere Grundwasserspiegel des oberen Grundwasserleiters.

Für die Abtragung der Lasten sind pro Widerlager 7 Mikropfähle (insgesamt 14) mit einer Länge von 25 m und einem Aussendurchmesser von 220 mm vorgesehen. Von diesen sind 8 Pfähle um 30° an der Vertikalen geneigt, sodass sie bis zu einer Tiefe von ca. 22.3 m (Kote 429.65 m ü. M.) in den Untergrund einbinden werden. Somit tangieren diese unteren Grundwasserleiter (Deltaablagerungen) nicht. Die übrigen 6 Pfähle kommen mit einer Neigung von 10° aus der Vertikalen bis in eine Tiefe von 24.7 m (Kote 427.25 m ü. M.) zu liegen und ragen somit ca. 0.85 m in die Deltaablagerungen hinein.

Abbildung 3 zeigt den Längsschnitt der Brücke mit den Pfählen und Anhang 1 den entsprechenden Grundriss mit den Pfählen sowie die Lage des schlechtesten Querschnitts senkrecht zur Grundwasserflussrichtung. Im Anhang 2.1 sind alle relevanten Angaben zum Baugrund und dem Bauvorhaben zusammengefasst. Für die Berechnungen der Beeinflussung der Durchflusskapazität und des Speichervolumens wird der Schichtaufbau aus den elektrischen Drucksondierungen EDS 01/25 und EDS 02/25 (vgl. Beilage) verwendet.

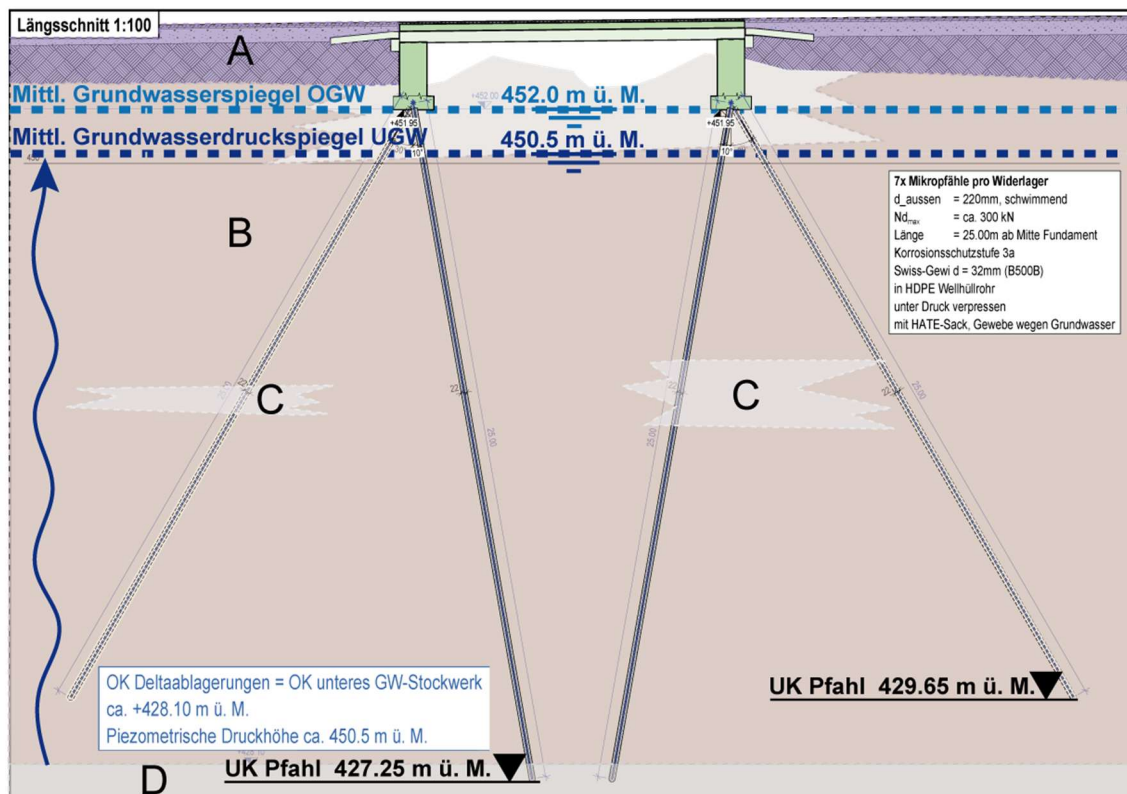


Abbildung 3: Längsschnitt mit der projektierten Pfahlfundament; Schichtaufbau gemäss Tabelle 1 [6].

4. Nachweis bezüglich Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse durch den geplanten Neubau

4.1 Allgemeine Folgerungen

Die in den Grundwasserkörper ragenden Bauten (Pfähle) bewirken eine Reduktion des Speichervolumens sowie eine Reduktion des Durchflusses. Zur Berechnung der Durchfluss- und Speicherverminderung werden die Grundlagen aus Anhang 2.1 verwendet.

4.2 Eintauchende Baukörper

4.2.1 Durchflusskapazität

Für die Berechnung der Durchflusskapazität ist der Schnitt mit der grössten Durchflussverminderung senkrecht zur Fliessrichtung des Grundwassers zu betrachten. Die Lage der massgebenden Querschnitte sind dem Anhang 1 zu entnehmen. Insgesamt binden 6 Pfähle in den unteren Grundwasserleiter (Deltaablagerungen, Schicht D) ein.

Mit der maximalen Sondiertiefe der durchgeführten elektrischen Drucksondierungen wurde die Unterkante des unteren Grundwasserleiters resp. die Deltaablagerungen nicht erreicht. In der näheren Umgebung sind keine direkten Aufschlüsse bekannt, mit denen die Unterkante der Deltaablagerungen erschlossen wurde. Deshalb stützen wir uns bei der Ermittlung der Mächtigkeit des unteren Grundwasserleiters auf die Kernbohrungen des Schweighofareals. Dort variiert die Mächtigkeit der besser durchlässigen Schichten innerhalb der Deltaablagerungen zwischen ca. 16.1 m und 21.8 m. Auch mit der nächstgelegenen, ca. 380 m entfernten Kernbohrung (E_inj_2, vgl. Beilage 2) wurde die Unterkante der Deltaablagerungen bis zur Bohrendtiefe von 90 m nicht erreicht. Obwohl die Deltaablagerungen hier eine Mächtigkeit von über 65 m aufweisen, berücksichtigen wir nur die besser durchlässigen Bereiche als eigentlichen Grundwasserleiter für unsere Berechnungen zur Durchflusskapazität. Unter konservativer Betrachtung wird eine Mächtigkeit des Unteren Grundwasserleiters von 16.2 m angenommen.

Die entsprechenden Berechnungen zur Durchflusskapazität befinden sich im Anhang 2.2.

4.2.2 Speichervolumen

Die Pfähle binden in den grundwassergesättigten Bereich ein und tragen somit zur Verringerung des Speichervolumens bei. Die Kenntnisse über den Untergrund reichen im Projektperimeter bis in eine Tiefe von 25.1 m unter Terrain, d.h. auf ca. 427.9 m ü. M. (Beilage 1). Für das Speichervolumen wird ein gesättigter Bereich von rund 22.6 m berücksichtigt (ab dem mittleren Grundwasserspiegel des oberen Grundwasserleiters (OGW) bis zur maximalen Sondiertiefe).

Die Berechnungen zum Speichervolumen befinden sich im Anhang 2.3.

5. Folgerungen

5.1 Durchflusskapazität

Die Durchflusskapazität im Grundwasserleiter wird im schlechtesten Querschnitt durch die Mikropfähle um lediglich 0.2 % verringert. Die Bedingungen der Gewässerschutzverordnung bezüglich Durchflusskapazität sind somit eingehalten. Dementsprechend sind keine Ersatzmassnahmen erforderlich.

5.2 Speichervolumen

Die Anforderung an die Speicherkapazität ist für das Projekt mit $n_{\text{res}} / n_0 = 0.998 \geq 0.9$ eindeutig eingehalten. Bezüglich des Speichervolumens sind dementsprechend ebenfalls keine Ersatzmassnahmen notwendig.

6. Grundwasserüberwachung während der Bauphase

Unter der Voraussetzung, dass sich das im Vorfeld erstellte Piezometer PM 01/25 (EDS 02/25) ausserhalb der Baugrube befindet, kann es während der Tiefbauphase zur Überwachung der Grundwasserstände verwendet werden.

7. Hydrogeologische Beurteilungen für die Interessenabwägung

Aufgrund der geologischen Randbedingungen mit den gespannten Grundwasserverhältnissen und dem schlecht tragfähigen Untergrund (u.a. Überschwemmungssedimente und Verlandungsbildungen) ist für die Fundation der Brücke die Ausführung von Mikropfählen unerlässlich. Eine Flachfundation wäre hinsichtlich der damit verbundenen Setzungsrisiken nicht vertretbar.

Aufzeigen der Gefahren/Risiken für die Qualität des Grundwassers (z. B. Ausschwemmen von Beton oder anderweitige Verschmutzungen etc.)

Beim Erstellen der Mikropfähle und der Gebäudeteile im Grundwasser entsteht ein Kontakt zwischen anstehendem Untergrund/Grundwasserleiter und dem Beton. Im Nahbereich der erstellten Bauten und Pfähle ist zu erwarten, dass der pH-Wert des Grundwassers für eine begrenzte Zeit von einigen Stunden bis Tagen leicht erhöht sein wird. Eine Überschreitung der gewässerschutzrechtlichen Vorgaben (z.B. pH-Wert > 9) ist jedoch nicht zu erwarten. Durch den Grundwasserfluss werden diese Auswirkung vorwiegend im Abstrom des Bauprojekts auftreten. Messbare Veränderungen des pH-Werts dürften schätzungsweise nur auf den ersten paar Metern vorhanden sein.

Eine qualitative Beeinträchtigung der Grundwasserverhältnisse durch die Pfahlfundation ist innerhalb des Projektperimeters und insbesondere auch im Abstrom davon nicht zu erwarten.

Aufzeigen der Einflüsse auf die Hydrodynamik des Grundwassers (z. B. Aufstau/Absenkung, Grundwasserneubildung, Wechselwirkung mit Fliessgewässern oder wassergebundenen Lebensräumen etc.)

Die Durchflusskapazität im Grundwasserleiter wird mit den geplanten Einbauten rechnerisch um ca. 0.2 % verringert. Diese Beeinträchtigung ist marginal und vernachlässigbar. Sie wird keinerlei Einfluss auf die natürliche Hydrodynamik im Grundwasserleiter haben.

Aufzeigen möglicher Einflüsse auf bestehende Grundwassernutzungen (z. B. Trinkwasser-, Brauchwasser- oder Wärmenutzungen etc.) oder anderweitige Bauten und Anlagen

Im näheren Umfeld sind keine bestehenden Grundwassernutzungen vorhanden. Die nächstgelegene Nutzung befindet sich in einer Distanz von über 730 m. Aufgrund dieser grossen Entfernung ist eine potenzielle Beeinträchtigung bestehender Anlagen ausgeschlossen.

LEGENDE

Grundwasserfliessrichtung

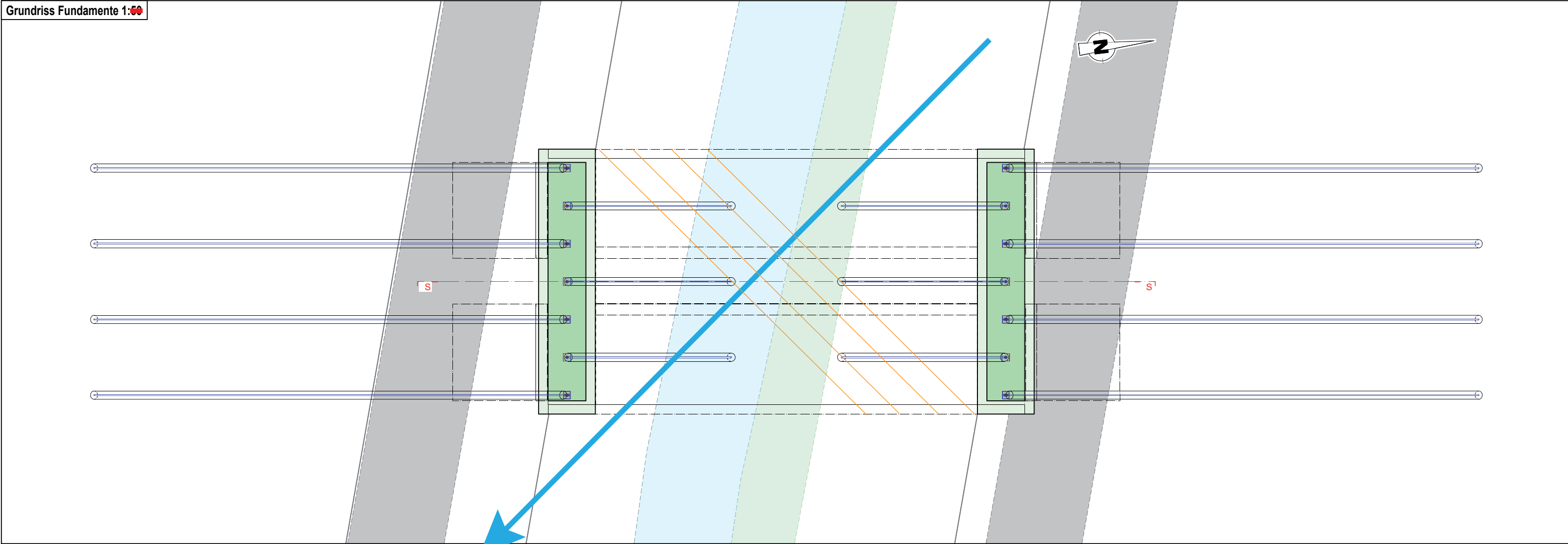
Schlechtester Querschnitt senkrecht zur GW-Fliessrichtung

GEOTEST

Auftrag: Kriens, Veloroute Bogenweg, Brücke Schlimbach Nr. 2325027.2

Koord. ca. 2'668'862 / 1'219'288

Pfahlplan 1:100 - schlechtester Querschnitt senkrecht zur GW-Fliessrichtung



L = 9.9 m, 1 Pfahl à deff = 242 mm
Beeinträchtigung Durchfluss des
unteren Grundwasserleiters: 0.2 %

Unbedenklichkeitsnachweis bezüglich Bauten im Grundwasser - Berechnungen

Berechnungsgrundlagen

Baugrund

Terrainoberfläche	OKT	453.2	[m ü. M.]
ca. mittlerer Grundwasserdruckspiegel (unterer Grundwasserleiter)	K_{MGW}	450.5	[m ü. M.]
Kote maximale Sondiertiefe	K_{sond}	427.9	[m ü. M.]
Mächtigkeit des grundwassergesättigten Bereichs	m_{GW}	22.6	[m]
Mächtigkeit Schicht B, grundwassergesättigt	m_B	21.25	[m]
Unterkante Schicht B (EDS 01/25)	UK_B	428.1	[m ü. M.]
Mächtigkeit Schicht C (oberer Grundwasserleiter)	m_C	1.4	[m]
Unterkante Schicht C (EDS 01/25)	UK_C	441.4	[m ü. M.]
Mächtigkeit Schicht D (unterer Grundwasserleiter) (gemäss E_{inj_2})	m_D	16.2	[m]
Nutzbare Porenvolumen Schicht B	n_B	3	[%]
Nutzbare Porenvolumen Schicht C	n_C	8	[%]
Nutzbare Porenvolumen Schicht D	n_D	7	[%]

Gebäude

Grundfläche Brücke	$F_{Brücke}$	115.4	[m ²]
--------------------	--------------	-------	-------------------

Pfahlfundation

Länge schlechtester Querschnitt senkrecht zur GW-Fließrichtung	L	9.9	[m]
Anzahl Mikropfähle (in Grundwasserleiter)	N_p	6	[Stk.]
Mittlere Einbindekote Pfähle	$UK_{Pfähle}$	427.3	[m ü. M.]
Durchmesser Pfähle	d	0.22	[m]
Ersatzpfahldurchmesser (Korrekturfaktor von 1.1)	d_{eff}	0.242	[m]
Anzahl Pfähle auf dem schlechtesten Querschnitt ab UG	$N_{eff Pf}$	1	[Stk.]
Mittlere Pfahllänge in Schicht B	h_{PfB}	21.3	[m]
Mittlere Pfahllänge in Schicht C	h_{PfC}	1.4	[m]
Mittlere Pfahllänge in Schicht D	h_{PfD}	0.9	[m]

Unbedenklichkeitsnachweis bezüglich Bauten im Grundwasser - Berechnungen

Reduktion der Durchflussskapazität durch Pfähle

Die Fläche im unteren Grundwasserleiter unterhalb des schlechtesten Schnitts beträgt ohne Einbauten:

$$A_D = m_D \times L = 16.2 \times 9.9 = 160.4 \text{ m}^2$$

Die **Pfähle** bewirken unterhalb des schlechtesten Querschnitts folgende Verminderungen der Durchflusssfläche:

- in Schicht D (Deltaablagerungen; unterer Grundwasserleiter)

$$B_{\text{Pfähle in D}} = d_{\text{eff}} \times h_{\text{PFD}} \times N_{\text{eff Pf}} = 0.242 \times 0.85 \times 1 = 0.3 \text{ m}^2$$

Nachweis der 10%-Regel:

$$0.3267 \quad 16.0380$$

Reduktion der Durchflussskapazität im Grundwasserleiter:

0.2 %

Unbedenklichkeitsnachweis bezüglich Bauten im Grundwasser - Berechnungen

Berechnung des Speichervolumens

Total betroffener Bereich unter der Bauwerksgrundfläche, welcher unterhalb des mittleren Grundwasserspiegels liegt:

$$V_{0\ tot} = F_{Brücke} \times m_{GW} = 115.4 \times 22.6 = 2'612\ m^3$$

Nutzbares Porenvolumen des totalen betroffenen Bereichs unterhalb des mittleren Grundwasserspiegels im Ausgangszustand:

$$V_{peff\ tot} = F_{Brücke} \times (m_B \times n_B + m_C \times n_C + m_D \times n_D) = 115.4 \times (21.3 \times 0.03 + 1.4 \times 0.08 \times 16.2 \times 0.07) = 216.9\ m^3$$

$$n_0 = V_{peff\ tot} / V_{0\ tot} = 216.9 / 2611.5 = 8.3\%$$

Benetztes Bauwerksvolumen (Pfähle) unterhalb des mittleren Grundwasserspiegels:

$$V_{Pfähle\ nass} = \pi \times (d_{eff}/2)^2 \times N_P \times (h_{PFB} + h_{PFC} + h_{PFD}) = 6.5\ m^3$$

$$V_{nass\ tot} = \underline{\underline{6.5\ m^3}}$$

Nutzbares Porenvolumen, welches durch das Bauwerk (Pfähle) unterhalb des mittleren Grundwasserspiegels liegt

$$V_{peff\ Bauwerk} = V_{nass\ tot} \times n_0 = 6.5 \times 0.083 = 0.5\ m^3$$

Verbleibendes nutzbares Porenvolumen unter der Bauwerksfläche:

$$V_{p\ res} = V_{peff\ tot} - V_{peff\ Bauwerk} = 216.9 - 0.5 = 216.4\ m^3$$

Verbleibende nutzbare Porosität mit Bauwerk (Pfähle):

$$n_{res} = V_{p\ res} / V_{0\ tot} = 216.4 / 2611.5 = 0.083$$

Anforderung an die Speicherkapazität:

$$n_{res} / n_0 = 0.083 / 0.083 = 0.998 \geq 0.9$$



G Untersuchung Boden Grabenhof bezüglich chemischer Belastung

Veloroute Bogenweg Kriens (Parz. 1244)

Untersuchungsbericht chemische Bodenbelastungen PBV

20. Mai 2026 / 1-01



1 Einleitung

Die Stadt Kriens plant im Rahmen des Gesamtverkehrskonzepts (2018) und des Grundkonzepts Verkehr Luzern Süd (2016) den Bau einer neuen Fussgänger- und Veloverbindung vom Gebiet «Mattenhof» bis ins Gebiet «Hinterschlund» / Pilatusmarkt. Das Projekt trägt den Titel «Bogenweg» und wird in mehreren Etappen realisiert. Der Abschnitt im Gebiet Grabenhof inkl. Brücke über den Schlimbach und Anschluss an den bestehenden, rechtsufrigen Weg entlang des Bachs soll 2027/28 gebaut werden. Die Weiterführung im Bereich Hinterschlund wird später in Abhängigkeit der Gebietsentwicklung realisiert.

Der Bogenweg verläuft unter anderem über das Areal «Grabenhof» (Parzelle Nr. 1244) im Eigentum der Stadt Luzern, welches derzeit als Familiengarten genutzt wird. Die Parzelle liegt innerhalb des Prüferimeters für Bodenverschiebungen (PBV) und weist den Belastungshinweis «Familiengärten» auf. Aufgrund der geplanten bodenrelevanten Erdarbeiten war das Ausmass einer möglichen chemischen Bodenbelastung durch eine bodenkundliche Fachperson zu untersuchen. Ziel der Untersuchungen ist es, eine gesetzeskonforme Verwertung bzw. Entsorgung des anfallenden Aushubmaterials sicherzustellen.

Der vorliegende Untersuchungsbericht dokumentiert die durchgeführten Bodenuntersuchungen und stellt die Resultate der chemischen Analysen der beprobten Flächen dar. Die Untersuchungen basieren auf dem vorgängig erarbeiteten und mit der zuständigen Fachstelle abgestimmten Beprobungskonzept.

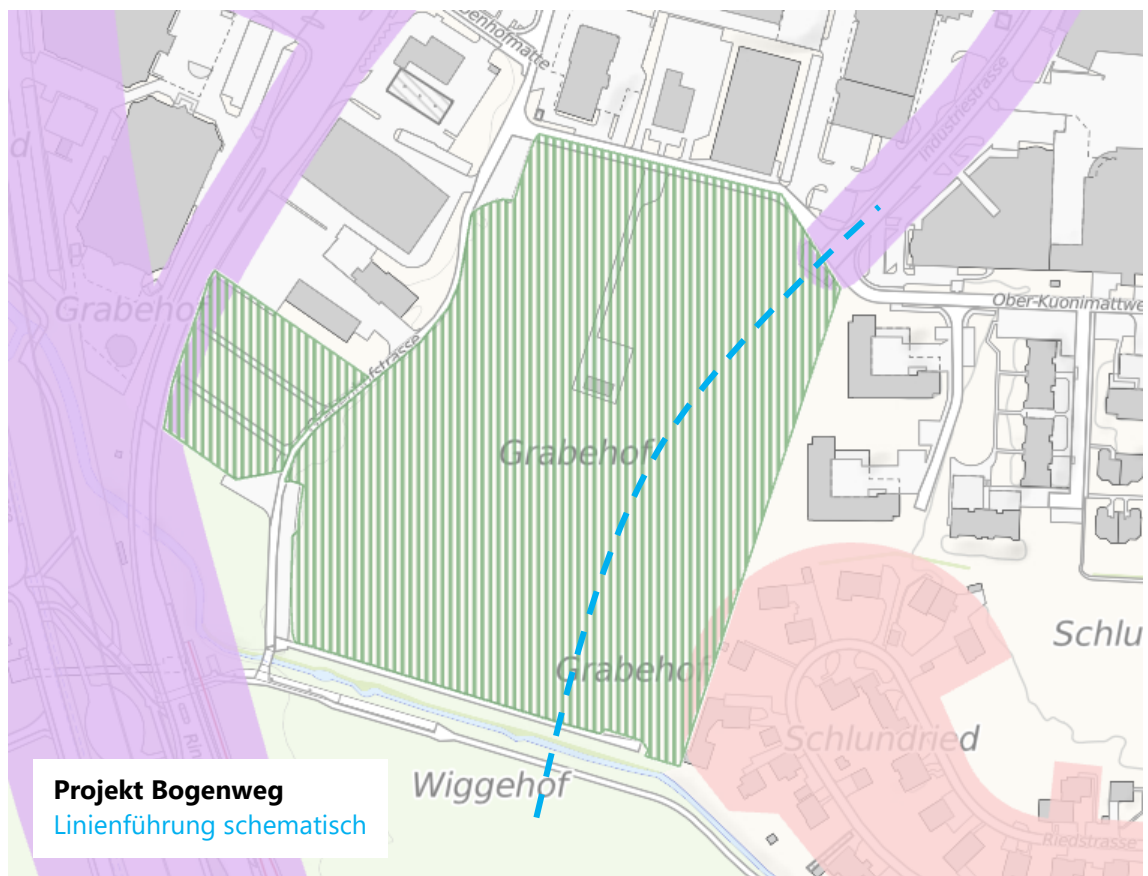


Abbildung 1: Auszug aus Prüferimeter für Bodenverschiebungen (Quelle: map.geo.lu.ch)

2 Methodik

Boden

Die innerhalb des Prüfperimeters für Bodenverschiebungen (PBV) liegenden Flächen wurden hinsichtlich ihres Schadstoffgehalts untersucht. Die Beprobung erfolgte gemäss dem Handbuch «*Probenahme und Probenvorbereitung für Schadstoffuntersuchungen in Böden*» (BUWAL, 2003, VU-4814).

Entlang der Linienführung der geplanten Veloroute innerhalb des Prüfperimeters für Bodenverschiebungen (PBV) wurden 10 Flächenmischproben entnommen. Zur Gewinnung einer repräsentativen Mischprobe wurden pro Probe rund 5 Einstiche pro Garten/Parzelle mit dem Pürckhauer durchgeführt (somit gesamthaft ca. 40 Einstiche pro Mischprobe). Die Probenahme erfolgte getrennt nach Oberboden (0–20 cm) und Unterboden (20–40 cm).

Die entnommenen Bodenproben wurden durch ein akkreditiertes Labor chemisch analysiert (Bachema AG, Schlieren). Untersucht wurden für die Gartenanlagen relevanten Parameter polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK), Cadmium (Cd), Zink (Zn), Blei (Pb) und Kupfer (Cu).

Die Klassifizierung der Analyseergebnisse erfolgte gemäss der "Verordnung über Belastungen des Bodens" vom 1. Juli 1998 (VBBo) bzw. gemäss der Richtlinie "Beurteilung von Boden im Hinblick auf seine Verwertung" (VHVB, BAFU, 2021, UV-2112). Die Entsorgung von Bodenmaterial richtet sich nach der "Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen" vom 4. Dezember 2015 (VVEA).

3 Probenahmestandort

Boden

Entlang der geplanten Fuss- und Veloroute und im Bereich des künftigen Grabenhofparks (separates Projekt) wurden 10 Flächen-Mischproben von Ober- und Unterboden entnommen und separat beprobt. Pro Fläche wurden ca. 8 - 9 Einzelgärten beprobt und pro Garten/Parzelle ca. 5 Einstiche entnommen. Die Flächen sind der Abbildung 2 zu entnehmen.



Abbildung 2: Flächen für Beprobung auf Parzelle 1244 (Quelle: Veloroute Bogenweg Kriens (TB Vorprojekt), 2025)

Die Flächen MP9 und MP10 westlich der geplanten Veloroute wurden ebenfalls untersucht. In diesem Bereich ist im Zusammenhang mit dem Hochwasserschutz- und Renaturierungsprojekt Schlimbach (separate Projektierung) eine ökologische Aufwertung vorgesehen.



Abbildung 3: Durchgeführte Bodenentnahme mit dem Pürckhauer.

4 Resultate VBBo

Analysenparameter	23831	23832	23833	23834	23835	23836	23837	23838	23839	23840
	MP1_OB	MP1_UB	MP2_OB	MP2_UB	MP3_OB	MP3_UB	MP4_OB	MP4_UB	MP5_OB	MP5_UB
	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m
	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026
Blei (mg/kg TS)	100	69	110	120	53	53	78	69	54	51
Cadmium (mg/kg TS)	0.7	0.5	0.49	0.6	0.6	0.5	0.61	0.6	0.5	0.5
Kupfer (mg/kg TS)	54	45	65	51	52	49	72	58	48	44
Zink (mg/kg TS)	250	180	340	320	190	160	260	240	180	170
Benzo(a)pyren	0.06	<0.05	<0.05	<0.05	0.08	0.14	0.07	0.06	<0.05	<0.05
Summe PAK	0.6	<0.5	<0.5	<0.5	0.8	1.3	0.7	0.5	<0.5	<0.5

Analysenparameter	23841	23842	23843	23844	23845	23846	23847	23848	23849	23850
	MP6_OB	MP6_UB	MP7_OB	MP7_UB	MP8_OB	MP8_UB	MP9_OB	MP9_UB	MP10_OB	MP10_UB
	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m
	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	14.04.2026	14.04.2026	14.04.2026	14.04.2026	14.04.2026	14.04.2026
Blei (mg/kg TS)	66	66	61	62	46	55	44	45	39	36
Cadmium (mg/kg TS)	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.6	0.4	0.5	0.5	0.4
Kupfer (mg/kg TS)	48	42	44	43	43	39	47	41	41	33
Zink (mg/kg TS)	210	180	200	180	150	160	160	150	210	110
Benzo(a)pyren	<0.05	<0.05	<0.05	<0.05	<0.05	0.05	<0.05	<0.05	0.05	<0.05
Summe PAK	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5

verwertungspflichtiger Boden "vp"	eingeschränkt verwertbarer Boden "evI"	nur am Entnahmeort verwertbarer Boden (evII)	nicht verwertbarer Boden (nv)
unbelastet, Kat. I	schwach belastet, Kat. II	schwach belastet, Kat. II	stark belastet, Kat. III



5 Resultate VVEA

Analysenparameter	23831	23832	23833	23834	23835	23836	23837	23838	23839	23840
	MP1_OB	MP1_UB	MP2_OB	MP2_UB	MP3_OB	MP3_UB	MP4_OB	MP4_UB	MP5_OB	MP5_UB
	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m
	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026
Blei (mg/kg TS)	100	69	110	120	53	53	78	69	54	51
Cadmium (mg/kg TS)	0.7	0.5	0.49	0.6	0.6	0.5	0.61	0.6	0.5	0.5
Kupfer (mg/kg TS)	54	45	65	51	52	49	72	58	48	44
Zink (mg/kg TS)	250	180	340	320	190	160	260	240	180	170
Benzo(a)pyren	0.06	<0.05	<0.05	<0.05	0.08	0.14	0.07	0.06	<0.05	<0.05
Summe PAK	0.6	<0.5	<0.5	<0.5	0.8	1.3	0.7	0.5	<0.5	<0.5

Analysenparameter	23841	23842	23843	23844	23845	23846	23847	23848	23849	23850
	MP6_OB	MP6_UB	MP7_OB	MP7_UB	MP8_OB	MP8_UB	MP9_OB	MP9_UB	MP10_OB	MP10_UB
	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m	0.00-0.20 m	0.20-0.40 m
	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	13.04.2026	14.04.2026	14.04.2026	14.04.2026	14.04.2026	14.04.2026	14.04.2026
Blei (mg/kg TS)	66	66	61	62	46	55	44	45	39	36
Cadmium (mg/kg TS)	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.6	0.4	0.5	0.5	0.4
Kupfer (mg/kg TS)	48	42	44	43	43	39	47	41	41	33
Zink (mg/kg TS)	210	180	200	180	150	160	160	150	210	110
Benzo(a)pyren	<0.05	<0.05	<0.05	<0.05	<0.05	0.05	<0.05	<0.05	0.05	<0.05
Summe PAK	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5

17 05 04 Unbelasteter abgetragener Ober- oder Unterboden	17 05 93 Schwach belasteter abgetragener Ober- oder Unterboden
Verwertung VVEA Art. 19 Ziff. 1 oder Typ A	Verwertung VVEA Art. 19 Ziff. 2 oder Typ B

6 Umgang mit Bodenmaterial

Beurteilung nach VBBo

Ein grosser Teil der untersuchten Proben überschreitet die Richtwerte für unbelasteten Boden gemäss VBBo und ist gemäss Umwelt-Vollzug "Beurteilung von Boden im Hinblick auf seine Verwertung" (UV-2112, BAFU, 2021) der Kategorie eingeschränkt verwertbarer Boden (evl) zuzuordnen (schwach belasteter Boden, Kategorie II). Die Mischprobe MP2 weist Zink-Gehalte über dem Prüfwert auf, welche die Grenzwerte für eine freie bzw. eingeschränkte Verwertung überschreiten. Das Material ist daher als stark belasteter Boden (Kategorie III) einzustufen und ausschliesslich als nicht verwertbarer Boden (nv) zu klassieren. Die Mischprobe MP10_UB unterschreitet hingegen die Richtwerte aller ermittelten Schadstoffe und ist als unbelasteter bzw. verwertungspflichtiger Boden (Kategorie I / vp) zu klassieren.

Beurteilung nach VVEA

Die vorliegenden Untersuchungsergebnisse zeigen insgesamt, dass der überwiegende Teil des Bodenmaterials erhöhte Schadstoffgehalte aufweist und die Richtwerte für unbelasteten Boden überschreitet (MP1–MP10_OB). Entsprechend ist dieser Materialanteil gemäss VVEA als schwach belasteter abgetragener Ober- oder Unterboden (Abfallcode 17 05 93) einzustufen. Dieses Material ist gemäss Art. 19 Ziff. 2 VVEA bzw. Typ B eingeschränkt verwertbar. Lediglich die Probe MP10_UB erfüllt die Anforderungen an unbelasteten Boden (Abfallcode 17 05 04) und kann gemäss Art. 19 Ziff. 1 VVEA bzw. Typ A uneingeschränkt verwertet werden.

Umgang mit Boden im Bauprojekt

Der anfallende Boden ist entsprechend seiner Belastungskategorie getrennt zu behandeln. Eine Vermischung von unbelastetem, schwach belastetem und stark belastetem Boden ist gemäss VVEA nicht zulässig.

Der überwiegende Teil des anfallenden Bodenmaterials (MP1-MP9) wird aufgrund der Untersuchungsergebnisse als schwach belasteter Ober- oder Unterboden (evl / Typ B) eingestuft und ist entsprechend eingeschränkt verwertbar. Der Unterboden im Bereich MP10_UB erfüllt hingegen die Anforderungen an unbelasteten Boden (vp / Typ A) und ist separat auszuheben, getrennt zu lagern und einer Verwertung zuzuführen. Der Ober- und Unterboden im Bereich MP2 gilt als stark belastet (nv / Typ E) und gemäss den geltenden abfallrechtlichen Vorgaben zu entsorgen bzw. zu verwerten. Im Sinne der Kreislaufwirtschaft bzw. der VVEA wird für den eingeschränkt verwertbaren Boden nach geeigneten Verwertungsmöglichkeiten gesucht. Falls keine geeignete Verwertungsmöglichkeit bzw. kein geeigneter Abnehmer gefunden wird, erfolgt die Entsorgung entsprechend der jeweiligen Materialqualität auf einer dafür zugelassenen Deponie (Typ B). Der stark belastete Boden wird auf einer Deponie Typ E entsorgt.

B+S AG

Leandro Portenier
Projektleiter

Tobias Benz
Sachbearbeiter

B+S AG Luzern

Industriestrasse 6 | CH-6005 Luzern | +41 41 368 07 77 | www.bs-ing.ch



A Analyseberichte Bachema

Schlieren, 20. April 2026
AHB+S AG
Industriestrasse 6
6005 Luzern

Untersuchungsbericht

Objekt: Bogenweg, KriensBachema AG
Rütistrasse 22
CH-8952 SchlierenTelefon
+41 44 738 39 00Telefax
+41 44 738 39 90
info@bachema.ch
www.bachema.chChemisches und
mikrobiologisches
Labor für die Prüfung
von Umweltproben
(Wasser, Boden, Abfall,
Recyclingmaterial)Akkreditiert nach
ISO/IEC 17025
STS-Nr. 0064

Auftrags-Nr. Bachema	202605492
Proben-Nr. Bachema	23831-23850
Tag der Probenahme	13. April 2026 - 14. April 2026
Eingang Bachema	14. April 2026
Probenahmeort	Kriens
Entnommen durch	T. Benz, B+S AG

Auftraggeber	B+S AG, Industriestrasse 6, 6005 Luzern
Rechnungsadresse	B+S AG, Industriestrasse 6, 6005 Luzern
Rechnung zur Visierung	B+S AG, T. Benz, Hagenholzstrasse 56, 8050 Zürich
Bericht an	B+S AG, T. Benz, Hagenholzstrasse 56, 8050 Zürich
Bericht per e-mail an	B+S AG, T. Benz, t.benz@bs-ing.ch
Bericht per e-mail an	B+S AG, L. Portenier, l.portenier@bs-ing.ch

Freundliche Grüsse
BACHEMA AGFelix Bühler
Dr. sc. nat. / Dipl. chem. ETH

Objekt: Bogenweg, Kriens
Auftraggeber: B+S AG
Auftrags-Nr. Bachema: 202605492

Probenübersicht

Bachema-Nr.	Probenbezeichnung	Probenahme / Eingang Labor
23831	F MP1_OB, 0.00-0.20 m	13.04.26 / 14.04.26
23832	F MP1_UB, 0.20-0.40 m	13.04.26 / 14.04.26
23833	F MP2_OB, 0.00-0.20 m	13.04.26 / 14.04.26
23834	F MP2_UB, 0.20-0.40 m	13.04.26 / 14.04.26
23835	F MP3_OB, 0.00-0.20 m	13.04.26 / 14.04.26
23836	F MP3_UB, 0.20-0.40 m	13.04.26 / 14.04.26
23837	F MP4_OB, 0.00-0.20 m	13.04.26 / 14.04.26
23838	F MP4_UB, 0.20-0.40 m	13.04.26 / 14.04.26
23839	F MP5_OB, 0.00-0.20 m	13.04.26 / 14.04.26
23840	F MP5_UB, 0.20-0.40 m	13.04.26 / 14.04.26
23841	F MP6_OB, 0.00-0.20 m	13.04.26 / 14.04.26
23842	F MP6_UB, 0.20-0.40 m	13.04.26 / 14.04.26
23843	F MP7_OB, 0.00-0.20 m	13.04.26 / 14.04.26
23844	F MP7_UB, 0.20-0.40 m	13.04.26 / 14.04.26
23845	F MP8_OB, 0.00-0.20 m	14.04.26 / 14.04.26
23846	F MP8_UB, 0.20-0.40 m	14.04.26 / 14.04.26
23847	F MP9_OB, 0.00-0.20 m	14.04.26 / 14.04.26
23848	F MP9_UB, 0.20-0.40 m	14.04.26 / 14.04.26
23849	F MP10_OB, 0.00-0.20 m	14.04.26 / 14.04.26
23850	F MP10_UB, 0.20-0.40 m	14.04.26 / 14.04.26

Bachema AG
Rütistrasse 22
CH-8952 Schlieren

Telefon
+41 44 738 39 00

Telefax
+41 44 738 39 90

info@bachema.ch
www.bachema.ch

Chemisches und
mikrobiologisches
Labor für die Prüfung
von Umweltproben
(Wasser, Boden, Abfall,
Recyclingmaterial)

Akkreditiert nach
ISO/IEC 17025
STS-Nr. 0064

Legende zu den Referenzwerten

VBBö Prüfwert	Prüfwerte für Schadstoffe im Boden nach Verordnung über Belastung des Bodens. P = Praktischer Vollzug nach der Vollzugshilfe "Beurteilung von Boden im Hinblick auf seine Verwertung".
VBBö Richtwert	Richtwerte für Schadstoffe im Boden nach Verordnung über Belastung des Bodens. P = Praktischer Vollzug nach der Vollzugshilfe "Beurteilung von Boden im Hinblick auf seine Verwertung".

Abkürzungen

W	Wasserprobe
F	Feststoffprobe
TS	Trockensubstanz
<	Bei den Messresultaten ist der Wert nach dem Zeichen < (kleiner als) die Bestimmungsgrenze der entsprechenden Methode.
{1}	Die Analysenmethode liegt zurzeit nicht im akkreditierten Bereich der Bachema AG.
{2}	Externe Analyse von Unterauftragnehmer / Fremdlabor.
{3}	Feldmessung von Kunde erhoben.

Akkreditierung

	Die Resultate der Untersuchungen beziehen sich auf die im Prüfbericht aufgeführten Proben und auf den Zustand der Proben bei der Entgegennahme durch die Bachema AG. Der vollständige Prüfbericht steht dem Kunden zur freien Verfügung. Die Verwendung von Auszügen (einzelne Seiten) oder Ausschnitten (Teile einzelner Seiten) des Prüfberichts sowie Hinweise auf den Prüfbericht (z.B. zu Werbezwecken oder bei Präsentationen) sind nur mit Genehmigung der Bachema AG gestattet. Detailinformationen zu Messmethode, Messunsicherheiten und Prüfdaten sind auf Anfrage erhältlich (s. auch Dienstleistungsverzeichnis oder www.bachema.ch)
---	--

Objekt: Bogenweg, Kriens
Auftraggeber: B+S AG
Auftrags-Nr. Bachema: 202605492

Probenbezeichnung	MP1_OB	MP1_UB	MP2_OB	MP2_UB	Referenzwert	
					VBBö Richtwert	VBBö Prüfwert
Proben-Nr. Bachema	23831	23832	23833	23834		
Tag der Probenahme	13.04.26	13.04.26	13.04.26	13.04.26		
Entnahmetiefe [m]	0.00-0.20	0.20-0.40	0.00-0.20	0.20-0.40		

Probenparameter

Angelieferte Probenmenge	kg	0.7	0.9	1.9	2.8		
--------------------------	----	-----	-----	-----	-----	--	--

Aussortierte Anteile (nicht chemisch analysiert)

Anteil >2mm	Gew.-% TS	10	13	15	6.5		
-------------	-----------	----	----	----	-----	--	--

Elemente und Schwermetalle

Blei (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Pb	100	69	110	120	50	200
Cadmium (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cd	0.7	0.5		0.6	0.8	2
Cadmium (gesamt n. VBBö, MS) ICP	mg/kg TS Cd			0.49		0.8	2
Kupfer (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cu	54	45	65	51	40	150
Zink (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Zn	250	180	340	320	150	300 P

PAK

Benzo(a)pyren	mg/kg TS	0.06	<0.05	<0.05	<0.05	0.2	1
Summe PAK	mg/kg TS	0.6	<0.5	<0.5	<0.5	1	10

Probenbezeichnung	MP3_OB	MP3_UB	MP4_OB	MP4_UB	Referenzwert	
					VBBö Richtwert	VBBö Prüfwert
Proben-Nr. Bachema	23835	23836	23837	23838		
Tag der Probenahme	13.04.26	13.04.26	13.04.26	13.04.26		
Entnahmetiefe [m]	0.00-0.20	0.20-0.40	0.00-0.20	0.20-0.40		

Probenparameter

Angelieferte Probenmenge	kg	1.5	2.2	1.8	2.6		
--------------------------	----	-----	-----	-----	-----	--	--

Aussortierte Anteile (nicht chemisch analysiert)

Anteil >2mm	Gew.-% TS	7.5	6.5	6.0	5.8		
-------------	-----------	-----	-----	-----	-----	--	--

Elemente und Schwermetalle

Blei (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Pb	53	53	78	69	50	200
Cadmium (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cd	0.6	0.5		0.6	0.8	2
Cadmium (gesamt n. VBBö, MS) ICP	mg/kg TS Cd			0.61		0.8	2
Kupfer (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cu	52	49	72	58	40	150
Zink (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Zn	190	160	260	240	150	300 P

PAK

Benzo(a)pyren	mg/kg TS	0.08	0.14	0.07	0.06	0.2	1
Summe PAK	mg/kg TS	0.8	1.3	0.7	0.5	1	10

Bachema AG
Rütistrasse 22
CH-8952 Schlieren

Telefon
+41 44 738 39 00
Telefax
+41 44 738 39 90
info@bachema.ch
www.bachema.ch

Chemisches und
mikrobiologisches
Labor für die Prüfung
von Umweltproben
(Wasser, Boden, Abfall,
Recyclingmaterial)

Akkreditiert nach
ISO/IEC 17025
STS-Nr. 0064

Objekt: Bogenweg, Kriens
Auftraggeber: B+S AG
Auftrags-Nr. Bachema: 202605492

Probenbezeichnung	MP5_OB	MP5_UB	MP6_OB	MP6_UB	Referenzwert	
					VBBö Richtwert	VBBö Prüfwert
Proben-Nr. Bachema	23839	23840	23841	23842		
Tag der Probenahme	13.04.26	13.04.26	13.04.26	13.04.26		
Entnahmetiefe [m]	0.00-0.20	0.20-0.40	0.00-0.20	0.20-0.40		

Probenparameter

Angelieferte Probenmenge	kg	1.7	2.6	1.9	2.7		
--------------------------	----	-----	-----	-----	-----	--	--

Aussortierte Anteile (nicht chemisch analysiert)

Anteil >2mm	Gew.-% TS	5.6	17	5.5	8.1		
-------------	-----------	-----	----	-----	-----	--	--

Elemente und Schwermetalle

Blei (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Pb	54	51	66	66	50	200
Cadmium (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cd	0.5	0.5	0.5	0.5	0.8	2
Kupfer (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cu	48	44	48	42	40	150
Zink (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Zn	180	170	210	180	150	300 P

PAK

Benzo(a)pyren	mg/kg TS	<0.05	<0.05	<0.05	<0.05	0.2	1
Summe PAK	mg/kg TS	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	1	10

Bachema AG
Rütistrasse 22
CH-8952 Schlieren

Telefon
+41 44 738 39 00
Telefax
+41 44 738 39 90
info@bachema.ch
www.bachema.ch

Chemisches und
mikrobiologisches
Labor für die Prüfung
von Umweltproben
(Wasser, Boden, Abfall,
Recyclingmaterial)

Akkreditiert nach
ISO/IEC 17025
STS-Nr. 0064

Probenbezeichnung	MP7_OB	MP7_UB	MP8_OB	MP8_UB	Referenzwert	
					VBBö Richtwert	VBBö Prüfwert
Proben-Nr. Bachema	23843	23844	23845	23846		
Tag der Probenahme	13.04.26	13.04.26	14.04.26	14.04.26		
Entnahmetiefe [m]	0.00-0.20	0.20-0.40	0.00-0.20	0.20-0.40		

Probenparameter

Angelieferte Probenmenge	kg	1.7	2.7	2.2	2.6		
--------------------------	----	-----	-----	-----	-----	--	--

Aussortierte Anteile (nicht chemisch analysiert)

Anteil >2mm	Gew.-% TS	5.8	6.1	11	10		
-------------	-----------	-----	-----	----	----	--	--

Elemente und Schwermetalle

Blei (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Pb	61	62	46	55	50	200
Cadmium (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cd	0.6	0.5	0.5	0.6	0.8	2
Kupfer (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cu	44	43	43	39	40	150
Zink (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Zn	200	180	150	160	150	300 P

PAK

Benzo(a)pyren	mg/kg TS	<0.05	<0.05	<0.05	0.05	0.2	1
Summe PAK	mg/kg TS	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	1	10

Objekt: Bogenweg, Kriens
Auftraggeber: B+S AG
Auftrags-Nr. Bachema: 202605492

Probenbezeichnung	MP9_OB	MP9_UB	MP10_OB	MP10_UB	Referenzwert		
					VBBö Richtwert	VBBö Prüfwert	
Proben-Nr. Bachema	23847	23848	23849	23850			
Tag der Probenahme	14.04.26	14.04.26	14.04.26	14.04.26			
Entnahmetiefe [m]	0.00-0.20	0.20-0.40	0.00-0.20	0.20-0.40			
Probenparameter							
Angelieferte Probenmenge	kg	1.3	1.9	1.8	2.6		
Aussortierte Anteile (nicht chemisch analysiert)							
Anteil >2mm	Gew.-% TS	6.8	8.2	4.5	11		
Elemente und Schwermetalle							
Blei (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Pb	44	45	39	36	50	200
Cadmium (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cd	0.4	0.5	0.5	0.4	0.8	2
Kupfer (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Cu	47	41	41	33	40	150
Zink (gesamt n. VBBö) ICP	mg/kg TS Zn	160	150	210	110	150	300 P
PAK							
Benzo(a)pyren	mg/kg TS	<0.05	<0.05	0.05	<0.05	0.2	1
Summe PAK	mg/kg TS	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	1	10

Bachema AG
 Rütistrasse 22
 CH-8952 Schlieren

Telefon
 +41 44 738 39 00
 Telefax
 +41 44 738 39 90
 info@bachema.ch
 www.bachema.ch

Chemisches und
 mikrobiologisches
 Labor für die Prüfung
 von Umweltproben
 (Wasser, Boden, Abfall,
 Recyclingmaterial)

Akkreditiert nach
 ISO/IEC 17025
 STS-Nr. 0064



H Abschätzung der Setzungen der Dammschüttung

Abschätzung der Setzungen der Dammschüttung

Die Setzungen unter der Dammschüttung wurden anhand der durch die GEOTEST AG ermittelten Baugrundkennwerte mit dem Program Cubus Larix abgeschätzt und mittels einfacher Handrechnung verifiziert.

Bezüglich Bodenaufbau wird auf Anhang D verwiesen.

Lastannahmen Aufschüttung und Modellierung Grundwasserspiegel

- Raumgewicht Schüttmaterial: 20 kN/m³
- Kote Grundwasserspiegel: 1 m unter OKT

Als Lasteinwirkung wurde ein Damm mit einer Höhe von 2.5 m auf einer Breite von 6.5 m und seitlichen Böschungen mit einer Neigung von 2:3 auf einer Länge von 100 m modelliert.

Das ergibt im Modell eine Fläche mit 6.5 m Breite und einer verteilten Last von 50 kN/m², sowie zwei daran angrenzende Flächen mit 3.75 m Breite und einer verteilten Last von 25 kN/m².

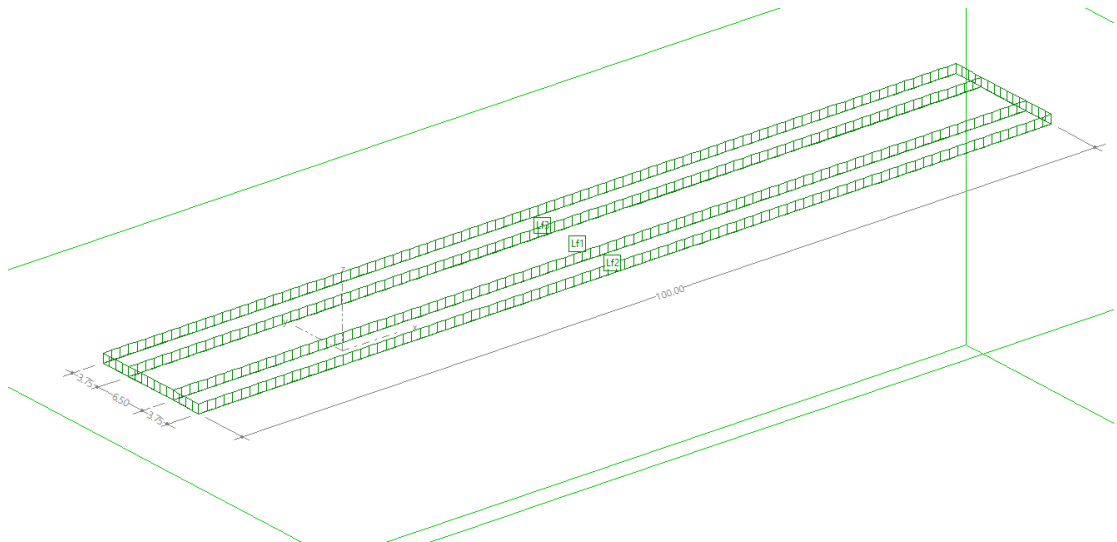


Abbildung 7: Screenshot der Lastverteilung mit $Lf1 = 50 \text{ kN/m}^2$, sowie $Lf2$ und $Lf3 = 25 \text{ kN/m}^2$

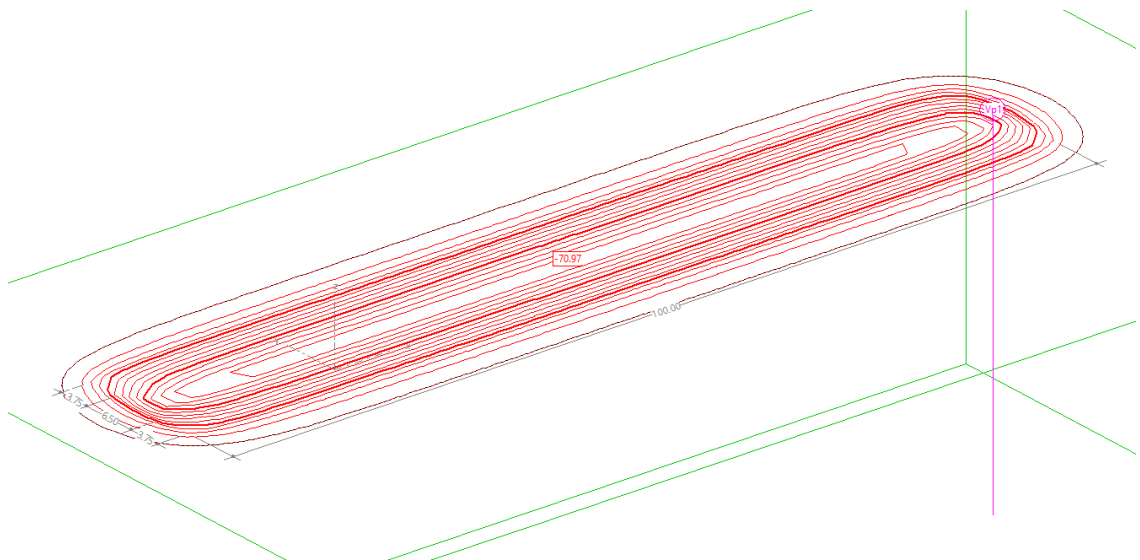


Abbildung 8: Screenshot der dargestellten rechnerischen Setzungen von 71 mm unter der Dammmitte

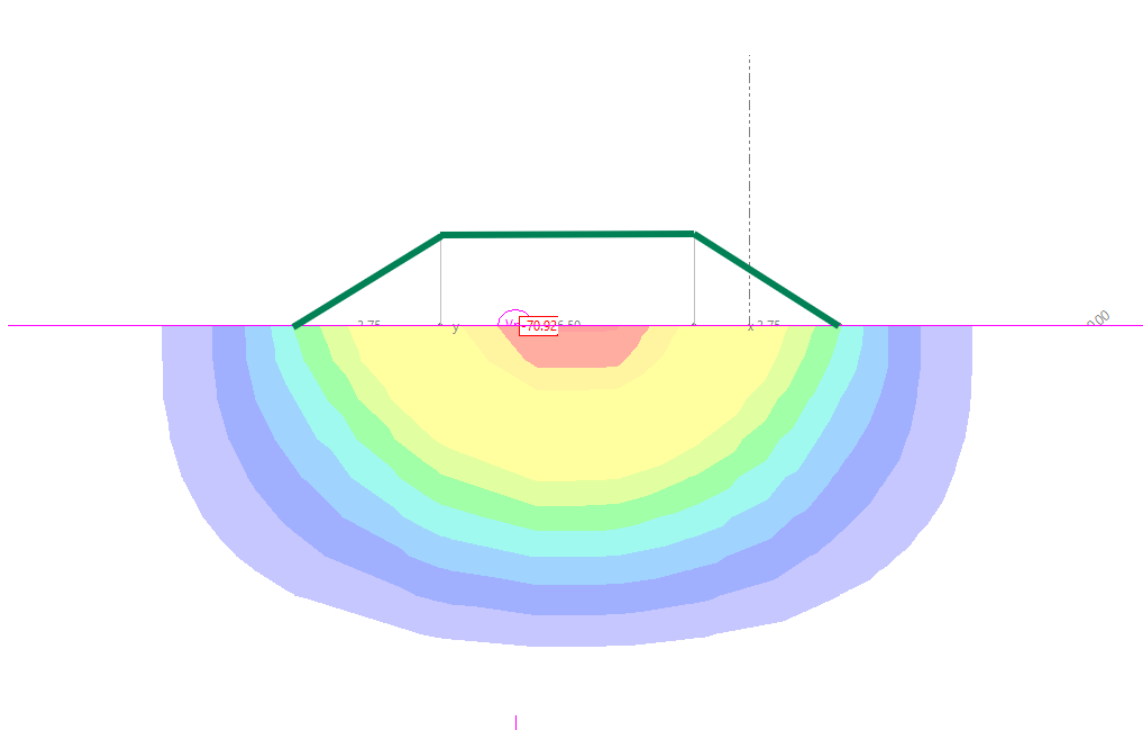


Abbildung 9: Setzungen unter schematisch dargestelltem Damm. Max. Setzung 71 mm, Äquidistanz 5 mm



I Hydraulische Berechnungen

Veloroute Bogenweg

Bauprojekt

Längenprofil Bach 1:200/50

Vorabzug

Plan Nr.	XXX	Mst.	1:200/50
Auftragsnr.	31.0437	Index	Planänderung
Erstellt	11.02.2026		Beschrieb
Gez. / Kon.	Tri / Buc		
Format	1050 x 297 mm		

