



# 02-7

Gemeinde Diepoldsau und Widnau

Bauobjekt Fuss- und Veloverkehrsbrücke Diepoldsau - Widnau

Plan, Massstab **Geologisches Gutachten**

Politische Gemeinde Diepoldsau  
vom Gemeinderat erlassen am: \_\_\_\_\_  
Der Gemeindepräsident:  
\_\_\_\_\_

Politische Gemeinde Widnau  
vom Gemeinderat erlassen am: \_\_\_\_\_  
Der Gemeindepräsident:  
\_\_\_\_\_

Die Ratsschreiberin:  
\_\_\_\_\_

Die Gemeinderatsschreiberin:  
\_\_\_\_\_

Öffentliche Auflage vom: \_\_\_\_\_ bis: \_\_\_\_\_

Plan	04870-01.02-7	Ausfertigung für	Format	A4
Projekt	04870			
Vorstudie	Entwurf	Gezeichnet	Geprüft	Datum
<b>Vorprojekt</b>	3P Geotechnik Anstalt			27.03.2024
Bauprojekt				
Genehmigungs- / Auflageprojekt				
Ausschreibung				
Ausführungsprojekt				
Dok. des ausgeführten Werks				

Projektverfasser:



Beratende Ingenieure  
im Bauwesen  
Schwabstraße 43  
70197 Stuttgart  
Telefon +49 711 648 71-0

bernardo bader architekten  
Architekt Bernardo Bader ZT GmbH  
Klostergasse 9A, 6900 Bregenz  
T|F +43 5574 44440 www.bernardobader.com

# GEOTECHNISCHER BERICHT

**Alpenrhein km 79.45**

**Fussgänger- und Veloverkehrsbrücke Widnau – Diepoldsau  
Geotechnische Situation und Vorgaben**

Erstellt für:

Politische Gemeinde Diepoldsau, Politische Gemeinde Widnau  
Gemeindeplatz 1  
CH-9444 Diepoldsau

Triesen, 27. März 2024

Seiten 1-11  
GZ: 2010-2074  
Bearbeiter: C. Krösbacher

S:\2010\2050-2099\2074\_Alpenrhein IRR VlbG.-St. Gallen\14\_GA\_STN\_Berichte\LV\_Brücke\_Wid\_DieplFVV\_Br\_Wid-Diepl\_GeoB\_240327.docx

## INHALTSVERZEICHNIS

1.	SITUATION UND AUFGABENSTELLUNG .....	1
2.	GRUNDLAGEN UND RANDBEDINGUNGEN .....	2
3.	UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE .....	3
3.1.	Untergrund .....	3
3.1.1.	Deckschicht .....	4
3.1.2.	Fluviatiler Kies .....	5
3.1.3.	Deltaschüttungen .....	6
3.1.4.	Seeton .....	7
3.2.	Grundwasser .....	7
4.	HOCHWASSERSCHUTZDÄMME .....	8
4.1.	Bestand .....	8
4.2.	Hochwasserschutzprojekt Alpenrhein km 65 – 91 .....	9
4.3.	Geotechnische Vorgaben für die Hochwasserschutzdämme .....	10

## BEILAGENVERZEICHNIS

**Beilage**   **Bezeichnung**

Beilage 1   Situation mit Baugrundaufschlüssen

Beilage 2   Ergebnisse der Baugrunduntersuchung

Beilage 3   Geotechnisches Längenprofil

## 1. SITUATION UND AUFGABENSTELLUNG

Die Politischen Gemeinden Diepoldsau und Widnau planen die Errichtung einer Fussgänger- und Veloverkehrsbrücke über den Alpenrhein etwa bei Rhein-km 79.45 (Abbildung 1).

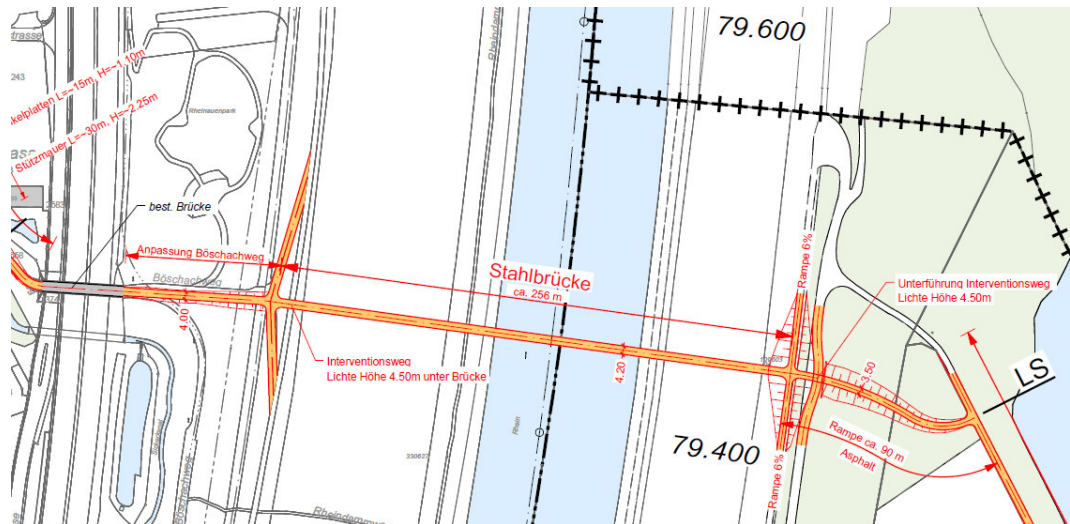


Abbildung 1 Situation Düker Bestand (orange) resp. neue Leitungen (rot und blau)

Für den Wettbewerb der Brückenplanung sollen die geologisch-geotechnischen Randbedingungen in Form eines Baugrundmodells dargestellt werden. Dieses Baugrundmodell basiert auf den im Projektperimeter vorhandenen Aufschlüssen. Nach Fixierung der Trasse und der Lage der Brückenwiderlager und -pfeiler sollen eine Detailerkundung durchgeführt und das Baugrundmodell entsprechend angepasst werden.

Ergänzend werden die Hinweise zu Baumassnahmen im Bereich der bestehenden Hochwasserschutzdämmen des Alpenrheins sowie zur Berücksichtigung des Hochwasserschutzprojekts Alpenrhein km 65 – 91 («Rhesi») gegeben.

## 2. GRUNDLAGEN UND RANDBEDINGUNGEN

---

Für die Beurteilung stehen folgende Unterlagen zur Verfügung.

Aus der Studie «LV-Verbindung über den Rhein» der Wälli AG Ingenieure, St. Gallen, Projektnummer 3105-0547-101 vom 21.4.2021

[A] Widnau – Diepoldsau, Langsamverkehrsverbindung über den Rhein, Machbarkeitsstudie, Wälli AG Ingenieure, St. Gallen, Projektnummer 3105-0547 Revision vom 11.6.2021

[B] Aufnahmeperimeter Grundlagenvermessung, Situation 1:2'000, Studie «LV-Verbindung über den Rhein» der Wälli AG Ingenieure, St. Gallen, Projektnummer 3105-0547-101 vom 21.4.2021

[C] Situation 1:2'000, Studie «LV-Verbindung über den Rhein» der Wälli AG Ingenieure, St. Gallen, Projektnummer 3105-0547-101 vom 21.4.2021

[D] Längensprofil 1:500, Studie «LV-Verbindung über den Rhein» der Wälli AG Ingenieure, St. Gallen, Projektnummer 3105-0547-101 vom 21.4.2021

[E] Widnau – Diepoldsau, Langsamverkehrsverbindung über den Rhein, Variantenevaluation, Wälli AG Ingenieure, St. Gallen, Projektnummer 3105-0547 vom 18.6.2021

[F] Geotechnisches Gutachten „Linksseitiger Hochwasserdamm des Rheins, Rhein-km 78.000 bis Rhein-km 84.400“, Büro BGG - Dr. Waibel, Rankweil vom Februar 1999

[G] Geotechnisches Gutachten „Rechtseitiger Hochwasserdamm des Rheins, Rhein-km 79.000 bis Rhein-km 85.000“, Büro BGG - Dr. Waibel, Rankweil vom Februar 1999

[H] Untergrunderkundung im Zuge der Bestandsanalyse und des Hochwasserschutzprojekts «Hochwasserschutz Alpenrhein km 65 – 91» aus den Jahren 2012 bis 2021, Internationale Rheinregulierung, St. Margrethen

[I] Geschriebener Längenschnitt (Tabelle) der Dichtwände in den Hochwasserschutzdämmen des Rheins, Internationale Rheinregulierung, St. Margrethen, Stand 2013

### 3. **UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE**

---

#### 3.1. **Untergrund**

Die Untergrundverhältnisse im Projektgebiet sind aufgrund der zahlreichen Erkundungen der Internationalen Rheinregulierung im Bereich des Rheins bekannt. Dabei handelt es sich um einzelne Kernbohrungen im Bereich der Hochwasserschutzdämme, Rammsondierungen im Bereich der Dämme und des rechtsufrigen Hinterlandes (geplante Dammbrückung), Bagger-schürfe sowie Drucksondierungen. Die Drucksondierungen im Bereich des Vorlandes dienten dabei vor allem der Erkundung der Deckschichtmächtig-keit und wurden meist ohne Porenwasserdruckmessung durchgeführt.

Weitere Aufschlüsse des ASTRA liegen im Bereich des Retentionsbeckens Böschaach sowie der nördlich davon bestehenden Brücke über die Auto-bahn vor. Im Bereich des Alten Rheins östlich des rechtsufrigen Hochwas-serschutzdammes sind die Ergebnisse einer Bohrung des AFU St. Gallen vorhanden.

Die Lage der Aufschlüsse ist in Beilage 1 dargestellt. Beilage 2 enthält die graphische Darstellung der Untergrundaufschlüsse der IRR. Der Schicht-aufbau im Bereich der geplanten Spülbohrung ist im geotechnischen Län-genprofil in Beilage 3 ersichtlich.

Gemäss den vorhandenen Aufschlüssen weist der Untergrund im Bereich der geplanten Werkleitungsquerung folgenden Schichtaufbau auf (von oben nach unten):

- Deckschicht, Silt/Schluff und Feinsand
- fluviatile Kies
- Deltaschüttungen kiesig-sandig
- Deltaschüttungen sandig-schluffig
- Seeton

Das Körnungsband der einzelnen Schichten (sofern diese erkundet und be-probt wurden) ist in Abbildung 2 dargestellt. Die wesentlichen Eigenschaf-ten der Schichten werden nachfolgend beschrieben.

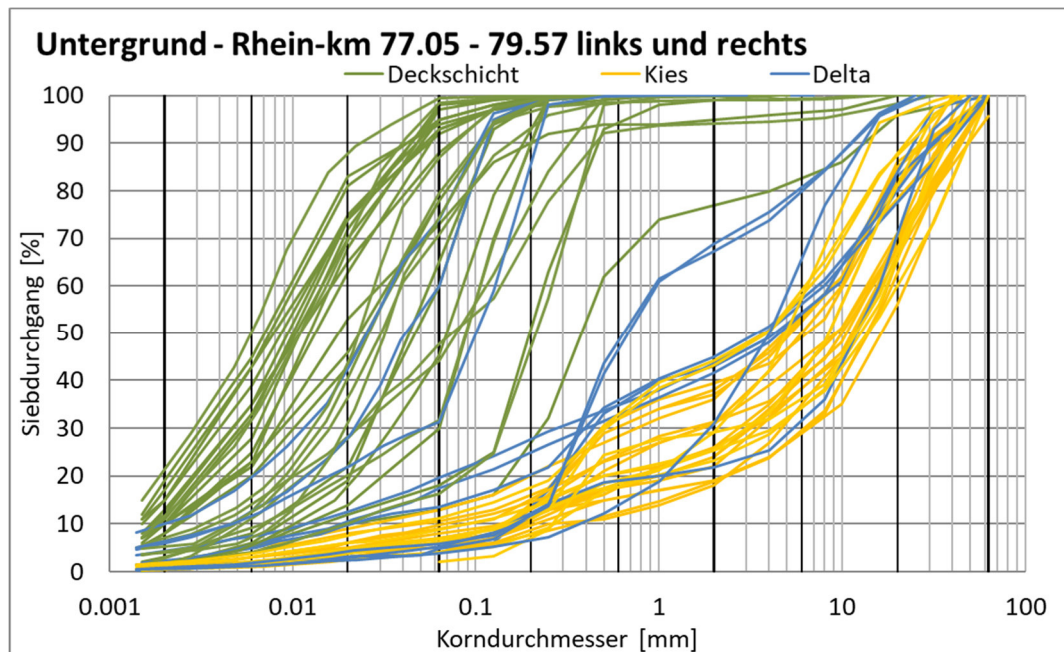


Abbildung 2 Körnungsband der Schichten des Untergrundes im Abschnitt von Rhein-km 77.05 bis 79.57

### 3.1.1. Deckschicht

Die jüngsten Überschwemmungssedimente des Rheins bilden die Deckschicht über den Rheinkiesen. Es treten dabei rege Wechselfolgen von Schluffen (Silten) und Fein- und zum Teil auch Mittelsanden resp. deren Gemische mit teils Schichtstärken von einigen Millimetern bis wenigen Zentimetern, zum Teil aber auch mit Mächtigkeiten im Dezimeterbereich auf, sodass eine räumliche Trennung nicht möglich und auch nicht zielführend ist.

Die Eigenschaften der feinsandigen Schluffe und schluffigen Feinsande sind sehr ähnlich. Tendenziell besitzen die schluffigen Feinsande eine etwas höhere Scherfestigkeit und Durchlässigkeit und eine etwas geringere Feuchtwichte. Im gesättigten Zustand ist der Unterschied der Wichte vernachlässigbar klein.

Sehr untergeordnet sind in der Deckschicht auch mittelsandige Zonen enthalten. Diese stellen vor allem Zonen mit erhöhter Wasserdurchlässigkeit dar; ihr Einfluss auf die Scherfestigkeit ist aufgrund der geringen räumlichen Ausbreitung klein.

Die Plastizität der Schluffe ist gering, örtlich auch mittel (Abbildung 3). Im Aushub zeigen auch die Schluffe ein nichtbindiges Verhalten; sie zerfallen meist ohne wesentliche Knollenbildung in ihre Einzelkörner (Mehlsand).

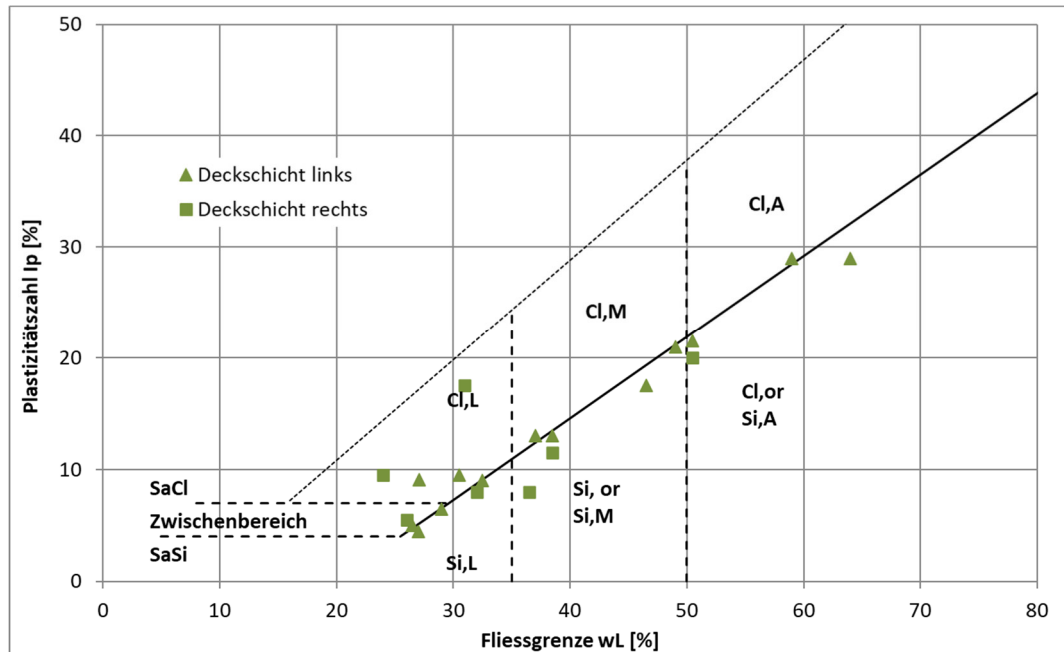


Abbildung 3 Plastizitätsdiagramm der Deckschicht im Abschnitt von Rhein-km 77.05 bis 79.57

Die Böden sind sehr locker bis locker gelagert.

Die Deckschichten treten sowohl in den Vorländern des Rheins, im Bereich der Dammaufstandsflächen (unter dem Damm) sowie luftseitig der Dämme auf.

### 3.1.2. Fluviatiler Kies

Die fluviatilen Kiese wurden vom Rhein und seinen Zubringern (insbesondere Ill und Frutz) abgelagert und werden hier zusammenfassend auch als «Rheinkies» bezeichnet.

Es handelt sich im Wesentlichen um schwach schluffige, sandige bis stark sandige Kiese mit einem Steinanteil bis etwa 30 %. Zum Teil weisen die Kiese einen etwas höheren Feinkorn- und/oder Sandanteil auf bzw. treten sandige, zum Teil auch schluffige Zwischenlagen und -linsen auf.

In den Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH) weisen die Kiese stark unterschiedliche Eindringwiderstände in einem Bereich von  $n_{10} = 5$  bis 25 auf ( $n_{10}$  ... Anzahl der Schläge je 10 cm Eindringung der

Sondierspitze). Ähnlich verhält es sich mit den Drucksondierungen, bei welchen die Spitzenwiderstände  $q_t$  etwa zwischen 20 und 70 MPa liegen. Linksufrig in der Sondierung DS 465/20 sind auch Bereiche mit Spitzenwiderständen um 10 MPa festzustellen.

Es ist davon auszugehen, dass die fluviatilen Kiese überwiegend mitteldicht gelagert sind. Geringe Eindringwiderstände deuten auf eine lockere Lagerung der Kiese bzw. auf sandige und/oder schluffige Zwischenlagen hin. Hohe Eindringwiderstände, insbesondere Schlagzahlen über  $n_{10} = 30$  deuten auf einen erhöhten Grobkies- und Steinanteil der Böden hin. Das Auftreten einzelner dicht gelagerter Zonen kann nicht ausgeschlossen werden.

Die Unterkante der Kiese wurde in den Drucksondierungen im Bereich der Vorländer in rund 12 – 13 m Tiefe erkundet. Die Schichtgrenze liegt auf rund 394 – 396 m ü. M.

### 3.1.3. Deltaschüttungen

Die fluviatilen Kiese werden von Deltaschüttungen des Rheins unterlagert. Im Übergangsbereich wurde eine rund 0.5 – 1.0 m dicke schluffige Lage erkundet, wobei nicht beurteilt werden kann, ob diese vollflächig vorhanden ist.

Die Deltaschüttungen bestehen im obersten Bereich überwiegend aus einer Wechselfolge von Kiesen und Sanden. Sie sind grösstenteils gut abgestuft, weisen aber zum Teil einen deutlich höheren Feinkornanteil als die fluviatilen Rheinkiese auf. Der Sandgehalt ist stark wechselnd, der Übergang von sandigen Kiesen zu kiesigen Sanden oft fließend. Zum Teil sind in diese Böden auch feinkörnige Zwischenlagen eingelagert.

Die unteren Schichten der Deltaschüttungen wurden in mündungsfernen Bereichen des Deltas abgelagert. Dementsprechend nimmt ihr Feinkornanteil zu und sie gehen in eine Wechselfolge aus Sanden und Schluffen über.

Die Schichtstärke der kiesig-sandigen Deltasedimente beträgt in den Drucksondierungen rund 4.0 m. Die Unterkante fällt nach Osten ab und liegt auf rund 390 – 392 m ü. M. Am östlichen Widerlager der Brücke über die Autobahn (KB 21) wurden ab 395 m ü. M. bis 381 m ü. M. nur siltige Sande erkundet. Darüber stehen unmittelbar die Rheinkiese an.

#### 3.1.4. Seeton

Die tiefste postglaziale Verfüllung besteht aus Stillwassersedimenten, welche sich im früher weit ins obere Rheintal reichenden Bodensee abgelagert haben.

Die Seetone wurden im gegenständlich betrachteten Bereich bis in 25 m Tiefe nicht erkundet.

#### 3.2. Grundwasser

Die fluviatilen Kiese sowie die kiesig-sandigen Deltasedimente stellen den Grundwasserleiter (Aquifer) dar.

Der mittlere Grundwasserspiegel liegt linksufrig rund 3 m unter dem luftseitigen Dammfuss (Autobahn) bzw. dem Vorland. Rechtsufrig beträgt der Flurabstand bei Mittelwasser wasser- und luftseitig der Dämme rund 4 m.

Die Grundwasserströmung bei Mittelwasser verläuft linksufrig nahezu rechtwinklig zum Rhein Richtung Westen, rechtsufrig in spitzem Winkel zum Rhein etwa nach Nordnordwest.

Bei Hochwasser im Rhein steigt der Grundwasserspiegel an, die Strömungsrichtung ist dann etwa rechtwinklig zur Fließrichtung des Rheins vom Gerinne ins Hinterland. Liegt die Gerinnesohle im Kies, kommt es zu einem stärkeren Anstieg, wobei dieser durch die natürliche Sohlabdichtung (Kolmation) gedämpft wird.

## 4. HOCHWASSERSCHUTZDÄMME

---

### 4.1. Bestand

Die bestehenden Hochwasserschutzdämme weisen einen Kern aus Schluff und Sand (entspricht dem seitlich und unterhalb anstehenden Deckschichtmaterial) und eine Hülle aus Kies auf. Mit Ausnahme im Bereich der Dammkrone ist die Dammschüttung locker gelagert.

Gemäss der Drucksondierung DS 465/20 auf der Dammkrone des linksufrigen Hochwasserschutzdammes beträgt die Mächtigkeit der Kiesschicht auf der Dammkrone 2.2 m. Darunter stehen bis in 8.5 m Tiefe Schluffe an, welche bis in rund 6.5 m Tiefe der Dammschüttung zuzurechnen sind. Der Spitzenwiderstand der Drucksonde beträgt in den Schluffen rund 2 – 3 MPa. Aus den Dammflanken liegen im Bereich der geplanten Brücke keine Aufschlüsse vor. Rund 75 m südlich (Rhein-km 79.370) wurden in den luftseitigen Dammböschung ausschliesslich Schluffe und Sande, am Fuss der wasserseitigen Böschung eine Wechselfolge aus Schluff und Kies aufgeschlossen.

Der Bereich zwischen dem linksufrigen Damm (Dammkrone) und der Autobahn ist praktisch bis auf Höhe der Dammkrone aufgefüllt. Die Art der Auffüllung wurde nicht erkundet.

Am rechtsufrigen Hochwasserschutzdamm liegen im Bereich der geplanten Brücke keine Aufschlüsse aus den Dämmen vor. Bei Rhein-km 79.40 wurden in der Dammkrone bis in 2.8 m Tiefe sandige Kiese, darunter plastische, feinsandige, örtlich auch kiesige Schluffe aufgeschlossen. In den Sondierungen mit der Schweren Rammsonde DPH sind diese durch Eindringwiderstände von  $n_{10} = 1 - 3$  ( $n_{10}$  = Anzahl der Schläge für 10 cm Eindringung der Sondierspitze) charakterisiert. Am rheinseitigen Dammfuss wurden mit Ausnahme einer dünnen Kiesschicht ausschliesslich Schluff und Sand erkundet.

Links- und rechtsufrig ist im Bereich der Dammkrone der Hochwasserschutzdämme eine Schmaldichtwand vorhanden, welche den Damm und die darunterliegende Deckschicht durchörtert und etwas in den fluviatilen Kies einbindet. Die Unterkante der bestehenden Dichtwände in den

Kreuzungspunkten mit der geplanten Brücke kann aus [I] wie folgt abgeleitet werden:

- Damm links, Rhein-km 79.45, Tiefe ca. 10.0 m UK ca. 401.6 m ü. M.
- Damm rechts, Rhein-km 79.45, Tiefe ca. 8.1 m UK ca. 403.3 m ü. M.

Das Ausmass des schluffig-feinsandigen Dammkerns und die Dicke der Kiesauflage in den Dammböschungen muss ggf. in den weiteren Projektphasen erkundet werden.

#### **4.2. Hochwasserschutzprojekt Alpenrhein km 65 – 91**

Im Zuge des Hochwasserschutzprojektes Alpenrhein km 65 – 91 («Rhesi») werden die Mittelwuhre und die Vorländer bis auf einen 15 m breiten Streifen abgetragen bzw. dem dynamischen Fluss überlassen. Die neue Dammfussicherung und die Hochwasserschutzdämme werden vorgängig zu dieser Aufweitung errichtet bzw. adaptiert.

Linksufrig verbleibt der Hochwasserschutzdamm im Bereich des derzeitigen Dammes. Die Geometrie wird jedoch angepasst und die äussere Hülle wird in Form eines qualitätsgesicherten Erdbaus neu errichtet. Anstelle der Schmaldichtwand wird der Damm und die darunter liegenden Deckschichten durch eine massivere Dichtwand, welche mit entsprechend schweren Spezialtiefbaugeräten im Bodenmischverfahren (Tiefreichende Bodenstabilisierung) hergestellt wird, abgedichtet. Die Herstellung im Düsenstrahlverfahren mit entsprechend grossen Injektionsdrücken kann nicht ausgeschlossen werden.

Rechtsufrig wird der Damm vom Bestand um ca. 30 m ins Hinterland (nach Osten) verschoben und dort vollständig neu errichtet. Dabei werden ebenfalls ein Dammkern und eine scherfeste Dammhülle hergestellt. Die Abdichtung erfolgt hier voraussichtlich wieder mit einer Schmaldichtwand.

Die Planung der Dichtwände ist noch nicht abgeschlossen. Aktuell sind im Projekt folgende Dichtwandunterkanten vorgesehen:

- Damm links 400.3 m ü. M.
- Damm rechts 400.9 m ü. M.

### 4.3. Geotechnische Vorgaben für die Hochwasserschutzdämme

Nachfolgend werden Hinweise für die Planung und Errichtung der Brückenwiderlager im Bereich der Hochwasserschutzdämme gemacht. Diese umfassen zum einen die Erhaltung der Sicherheit im Bestand sowie die Anforderungen für die Umsetzung des Hochwasserschutzprojektes Rhesi.

- Während dem Bau der Widerlager ist der Hochwasserschutz zu gewährleisten.
- Bei der Wiederverfüllung der Baugruben ist auf einen filterstabilen Aufbau zwischen anstehender Dammschüttung und der Hinterfüllung zu achten.
- Die Hinterfüllungen sind in Lagen einzubauen und zu verdichten und dabei mit dem Bestand zu verzahnen.
- Die Erzeugung bevorzugter Wasserwegigkeiten durch den Damm ist zu vermeiden. Dies betrifft die Herstellung von Verankerungen für die Baugrubenböschung oder die Erzeugung von offenen Spalten unter auf Pfählen fundierten Bauteilen z. B. durch Setzungen infolge Dammerhöhungen im Widerlagerbereich. Im fertiggestellten Damm eingebaute Spundwände dürfen nicht mehr gezogen werden.
- Luftseitig der Dichtwand sind hinter und unter allen Bauteilen Drainagen zu errichten, die kontrolliert und gewartet werden können.
- Da unter der fertiggestellten Brücke ein hochwertiger Erdbau nur noch sehr erschwert möglich ist, wird vorgeschlagen, den Damm gemäss den Vorgaben des Hochwasserschutzprojektes bereits im Zuge der Errichtung des Widerlagers so herzustellen, dass der Dammbau in der Umsetzung des Hochwasserschutzprojektes seitlich an diesen anschliessen kann.
- Ebenso ist es erforderlich, die Dichtwände für das Hochwasserschutzprojekt im Widerlagerbereich bereits im Zuge der Errichtung der Brücke herzustellen, um nachfolgende aufwändige Verfahren (z. B. Düsenstrahlverfahren) zu vermeiden. Die Dichtwände können im Bereich der Widerlager auch als Spundwand ausgeführt werden.
- Die Dammverschiebung des rechtsufrigen Dammes im Hochwasserschutzprojekt bedingt, dass das Widerlager für die FVV-Brücke entweder im Zuge des Hochwasserschutzes verlegt oder bereits jetzt im Bereich des geplanten neuen Dammes errichtet wird. Diesbezüglich ist

eine enge Abstimmung mit der Internationalen Rheinregulierung (IRR) erforderlich.

- Rechtsufrig ist im Hochwasserschutzprojekt eine Notentlastung in Form einer Überströmstrecke mit abgesenkter Dammkrone vorgesehen. Diese soll etwa zwischen Rhein-km 79.50 und 80.00 errichtet werden. Die Lage der Brücke ist auf diese Planung der IRR abzustimmen.

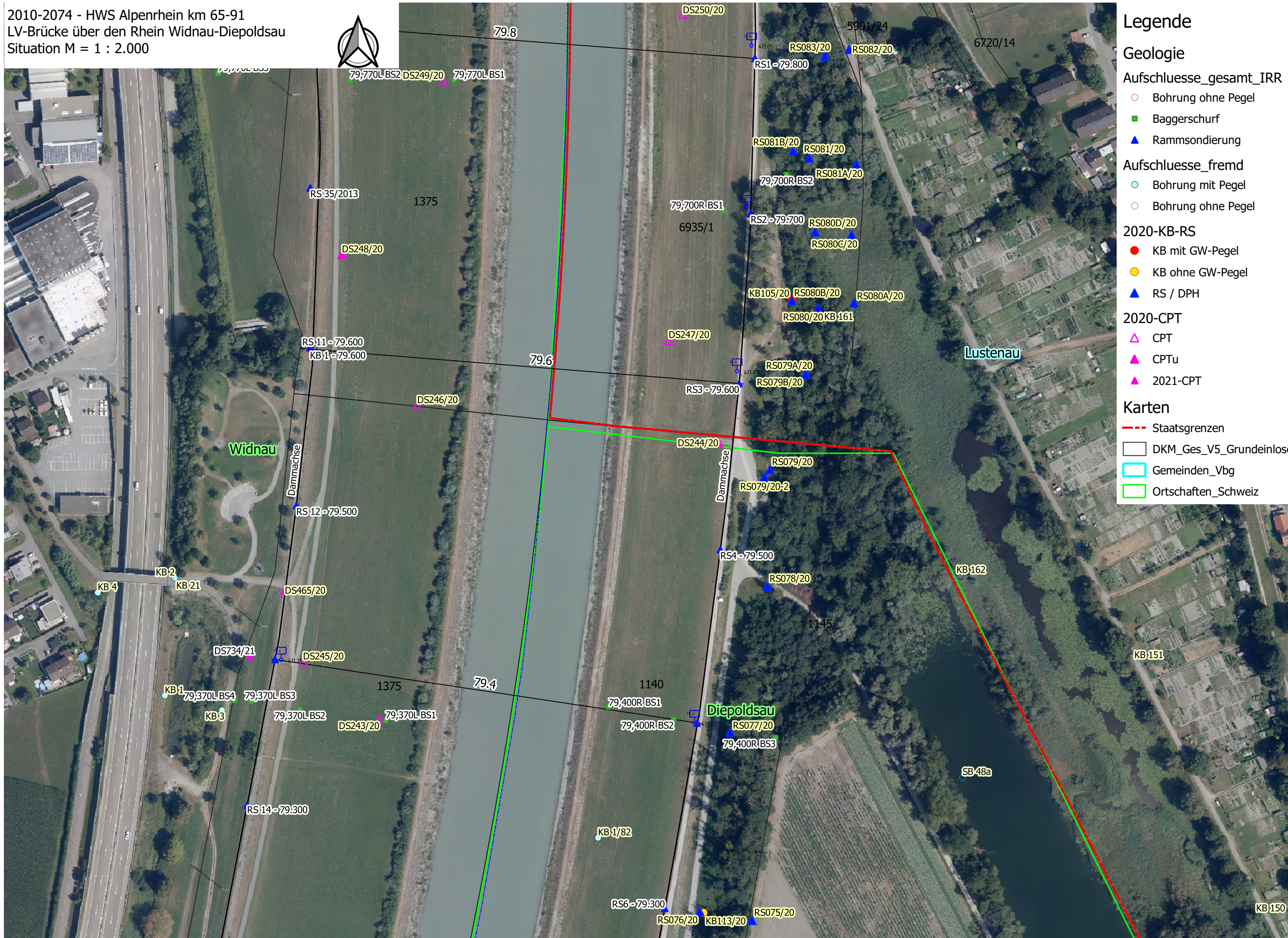
Triesen, 27. März 2024

Clemens Krösbacher

3P Geotechnik Anstalt

# **BEILAGE 1**

***Situation mit Baugrundaufschlüssen***



### Legende

#### Geologie

##### Aufschlusse\_gesamt\_IRR

- Bohrung ohne Pegel
- Baggerschurf
- ▲ Rammsondierung

##### Aufschlusse\_fremd

- Bohrung mit Pegel
- Bohrung ohne Pegel

##### 2020-KB-RS

- KB mit GW-Pegel
- KB ohne GW-Pegel
- ▲ RS / DPH

##### 2020-CPT


- ▲ CPT
- ▲ CPTu
- ▲ 2021-CPT

##### Karten

- Staatsgrenzen
- DKM\_Ges\_V5\_Grundeinlose
- Gemeinden\_Vbg
- Ortschaften\_Schweiz

## **BEILAGE 2**

***Ergebnisse der  
Baugrunduntersuchung***

<b>AUFSCHLUSS:</b> KB 1 - km 79,600	<b>BAUVORHABEN:</b> LINKSSEITIGER HOCHWASSER- DAMM DES RHEINS, RHEIN-KM 78,000 BIS RHEIN-KM 84,400	<b>AUFTRAGGEBER:</b> INTERNATIONALE RHEINREGULIERUNG BAULEITUNG ST. GALLEN	PROF. DIPL.-ING. DR. TECHN. <b>PETER WAIBEL</b> ZIVILINGENIEUR FÜR BAUWESEN  A-8045 Hohenema, Graf-Kaspar-Straße 2
---	--	---	---


<b>M 1:100</b>	GOK: 0,00 m ue. A.	NEIG.: lotr.	KOORD.: Y= --- X= ---	BEGINN: 10 11 97	SACHBE.: Koe/Bu
		RICHT.: ---		ENDE: 11 11 97	AUFNAHME: 14 11 97

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
AUFSCHLUSS	ZEICHNERISCHE DARSTELLUNG					BENENNUNG UND BESCHREIBUNG DER BODENART	PROBEN	VERSUCHE, MESSUNGEN IM AUFSCHLUSS	BOHRLOCH- AUS- RUESTUNG	ERGAENZUNGEN, ANMERKUNGEN	SKALA
	WASSER- BE- OBSACHTUNG	TIEFE ABSOLUT	TIEFE AB GOK	BODEN- ART	L K						
		0.00	0.00			MITTEL- bis GROBKIES (Kantkorn, Gleisschotter, mit Gras bewachsen), locker, grau					
		-0.20	0.20			MITTEL- bis GROBKIES, sandig bzw. schwach schluffig, oertlich Steine/Bloেকে bis mind. ca. 80 mm Durchmesser, locker, grau	1.50 2.00	1.00 VSV			
		-2.00	2.00			SCHLUFF, plastisch bis stark plastisch, sandig bis stark sandig, kiesig, weich, grau	2.70 3.00	2.00			
		-3.00	3.00			SCHLUFF, plastisch, schwach feinsandig, und SAND - SCHLUFF Gemisch in Wechselfolge, weich, grau	4.30 4.75				
		-6.80	6.80			SCHLUFF, plastisch bis stark plastisch, feinsandig, weich bis steif, grau					
		-7.60	7.60			MITTEL- bis GROBSAND, schwach schluffig bis schluffig, oertlich schwach organisch, locker, grau	8.00 8.50				
		-9.20	9.00			MITTEL- bis GROBKIES, sandig bis stark sandig, locker, grau					
		-12.00	12.00								

Endteufe  
[m ue. A. bzw. m]

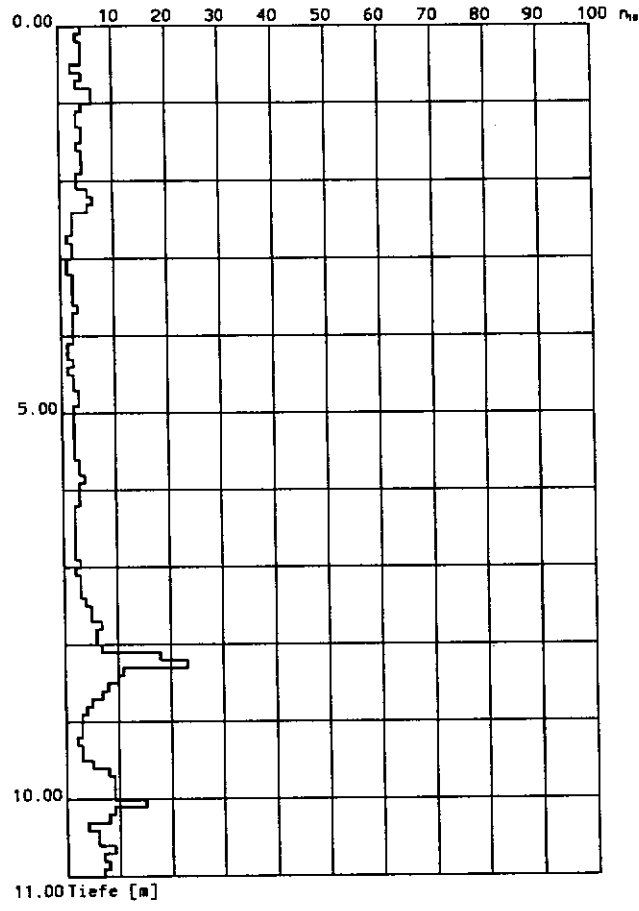
Bohrunternehmen: Plankel Bohrungen GmbH,  
Wolfurt

Programmentwicklung: Büro Dr. P. Waibel  
Aufschlussdarstellung: Basis DENORM B 140:

<b>AUFSCHLUSS:</b> <b>RS 13 -</b> <b>km 79,400</b>	<b>BAUVORHABEN:</b> LINKSSEITIGER HOCHWASSER- DAMM DES RHEINS, RHEIN-KM 78,000 BIS RHEIN-KM 84,400	<b>AUFTRAGGEBER:</b> INTERNATIONALE RHEINREGULIERUNG BAULEITUNG ST. GALLEN	PROF. DIPL.-ING. DR. TECHN. <b>PETER WAIBEL</b> ZIVILINGENIEUR FÜR BAUWESEN  A-8816 Hohenems, Graf-Kasper-Str. 2
--	--	---	---


M 1:100	GOK: 0.00 m ue. A.	KOORD.: Y= --- X= ---	DATUM: 03 10 97	SACHBE.: Koe/Bu
---------	--------------------	--------------------------	-----------------	-----------------

GERAET : SRS 15	MASSE DES RAMMBAEREN : 50 kg
NORMGRUNDLAGE : B 4419	FALLHOEHE : 50 cm SPITZENQUERSCHNITT : 15 cm <sup>2</sup>



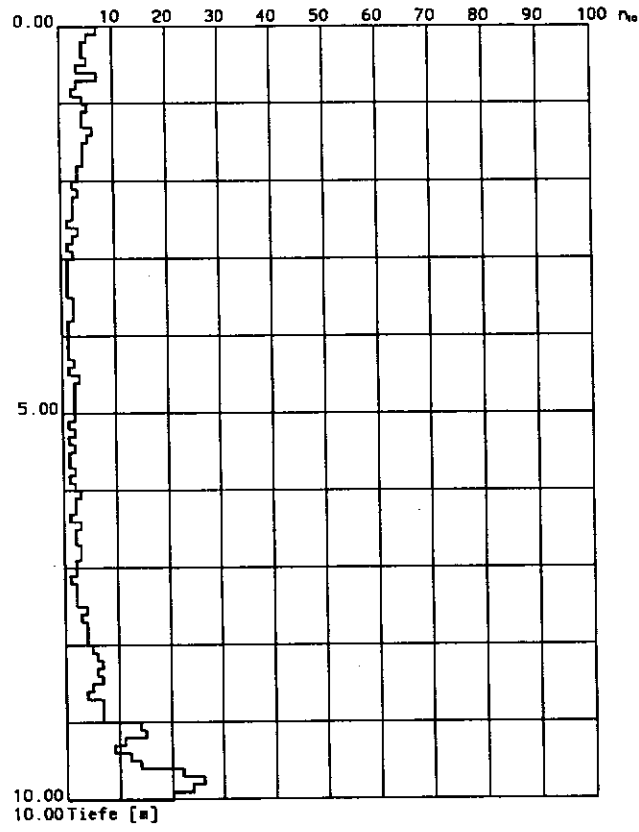
Firma: Plankel Bohrungen GmbH.,  
Welfurt

Programmwicklung: Büro Dr. P. Waibel  
Aufschlussdarstellung: Basis: QENORM B 4419

<b>AUFSCHLUSS:</b> <b>RS 12 -</b> <b>km 79,500</b>	<b>BAUVORHABEN:</b> LINKSSEITIGER HOCHWASSER- DAMM DES RHEINS, RHEIN-KM 78,000 BIS RHEIN-KM 84,400	<b>AUFTRAGGEBER:</b> INTERNATIONALE RHEINREGULIERUNG BAULEITUNG ST. GALLEN	PROF. DIPL.-ING. DR. TECHN. <b>PETER WAIBEL</b> ZWILINGENIEUR FÜR BAUWESEN  A-6848 Hohenems, Graf-Kasper-Straße 2
--	--	---	--


M 1:100	GOK: 0.00 m ue. A.	KOORD.: Y= --- X= ---	DATUM : 03 10 97	SACHBE. : Koe/Bu
---------	--------------------	--------------------------	------------------	------------------

GERAET : SRS15	MASSE DES RAMMBAEREN : 50 kg
NORMGRUNDLAGE : B 4419	FALLHOEHE : 50 cm SPITZENQUERSCHNITT : 15 cm <sup>2</sup>



Firma : Plankel Bohrungen GmbH.  
Wolfurt

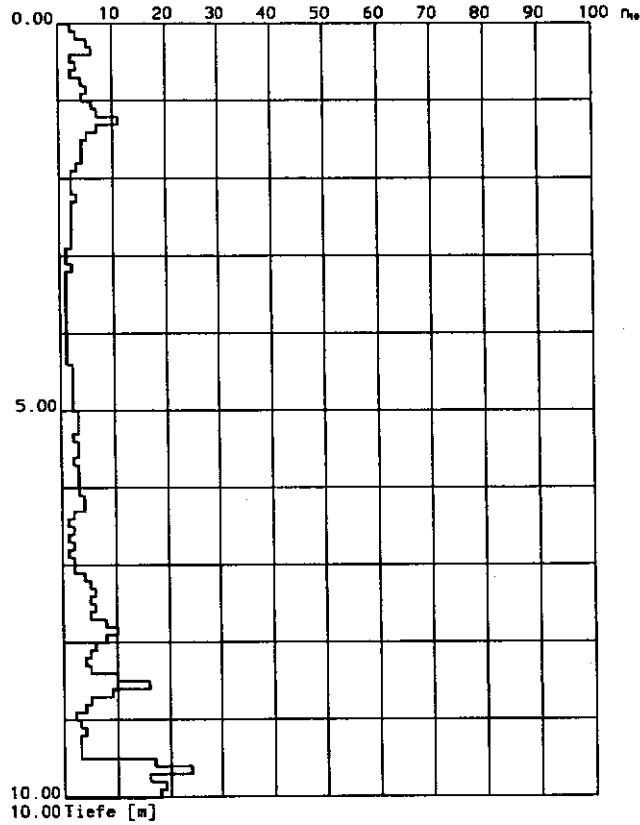
Programmwicklung : Buero Dr. P. Waibel  
Aufschlusdarstellung: Basis GENORM B 4419

<b>AUFSCHLUSS:</b> <b>RS 11 -</b> <b>km 79,600</b>	<b>BAUVORHABEN:</b> LINKSSEITIGER HOCHWASSER- DAMM DES RHEINS, RHEIN-KM 78,000 BIS RHEIN-KM 84,400	<b>AUFTRAGGEBER:</b> INTERNATIONALE RHEINREGULIERUNG BAULEITUNG ST. GALLEN	PROF. DIPL.-ING. DR. TECHN. <b>PETER WAIBEL</b> ZWILINGENIEUR FÜR BAUWESEN  A-6845 Hohenems, Graf-Kasper-Strasse 2
--	--	---	---

<b>M 1 : 100</b>	<b>GOK:</b> 0.00 m ue. A.	<b>KOORD.:</b> Y= --- X= ---	<b>DATUM:</b> 03 10 97	<b>SACHBE.:</b> Koe/Bu
------------------	---------------------------	---------------------------------	------------------------	------------------------

**GERAET** : SRS 15  
**NORMGRUNDLAGE** : B 4419

**MASSE DES RAMMBAEREN** : 50 kg  
**FALLHOEHE** : 50 cm  
**SPITZENQUERSCHNITT** : 15 cm<sup>2</sup>



Firma : Planke Bohrungen GmbH,  
 Wolfurt

Programmwicklung : Buero Dr. P. Waibel  
 Aufschlussdarstellung: Basis GENORM B 4419

<b>AUFSCHLUSS:</b> KB 1 - km 79,400	<b>BAUVORHABEN:</b> RECHTSSEITIGER HOCHWASSER- DAMM DES RHEINS, RHEIN-KM 79,000 BIS RHEIN-KM 85,000	<b>AUFTRAGGEBER:</b> INTERNATIONALE RHEINREGULIERUNG, BAULEITUNG LUSTENAU	PROF. DIPL.-ING. DR. TECHN. PETER WAIBEL ZIVILINGENIEUR FÜR BAUWESEN <b>BGG</b> A-6845 Hohenems, Graf-Kaspar-Straße 2
---	---	--	---


M 1:100	GOK: 0.00 m ue. M.	NEIG.: lotr.	KOORD.: Y= ---	BEGINN: 12 11 97	SACHBE.: Koe/Bu
		RICHT.: ---	X= ---	ENDE: 12 11 97	AUFNAHME: 14 11 97

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
AUFSCHLUSS	ZEICHNERISCHE DARSTELLUNG					BENENNUNG UND BESCHREIBUNG DER BODENART	PROBEN	VERSUCHE, MESSUNGEN IM AUFSCHLUSS	BOHRLOCH- AUS- RUESTUNG	ERGAENZUNGEN, ANMERKUNGEN	SKALA
WASSER- BE- OBSACHTUNG	TIEFE ABSD- LUT	TIEFE AB GOK	TIEFE AB GOK		BODEN- ART	L	K				
		0.00	0.00								
		-0.50	0.50								
									1.30		
								VSV			
		-2.00	2.00						2.30		
		-4.00	4.00								
		-6.00	6.00								
		-11.00	11.00								

Endteufe  
[m ue. M. bzw. m]

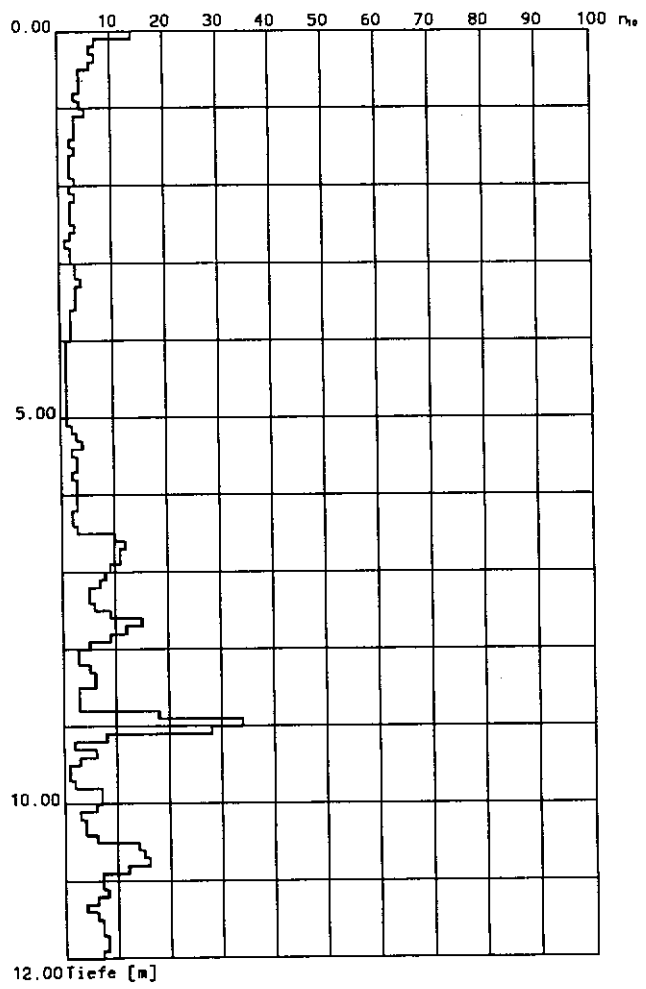
Bohrunternehmen: Plankel Bohrungen GmbH.,  
Wolfurt

Programmentwicklung: Buero Dr. P. Waibel  
Aufschlussdarstellung: Basis GENORM B 4401

AUFSCHLUSS: <b>RS 5 - km 79,400</b>	BAUVORHABEN: RECHTSSEITIGER HOCHWASSER- DAMM DES RHEINS, RHEIN-KM 79,000 BIS RHEIN-KM 85,000	AUFTRAGGEBER: INTERNATIONALE RHEINREGULIERUNG BAULEITUNG LUSTENAU	PROF. DIPL.-ING. DR. TECHN. <b>PETER WAIBEL</b> ZIVILINGENIEUR FÜR BAUWESEN	<b>BGG</b>  A-8045 Hohenems, Graf-Kaspar-Straße 2
				

M 1:100	GOK: 0.00 m ue. M.	KOORD.: Y= ---	DATUM: 23.09.97	SACHBE.: Koe/Bu
		X= ---		

GERAET : SRS 15	MASSE DES RAMMBAEREN : 50 kg
NORMGRUNDLAGE : B 4419	FALLHOEHE : 50 cm
	SPITZENQUERSCHNITT : 15 cm <sup>2</sup>



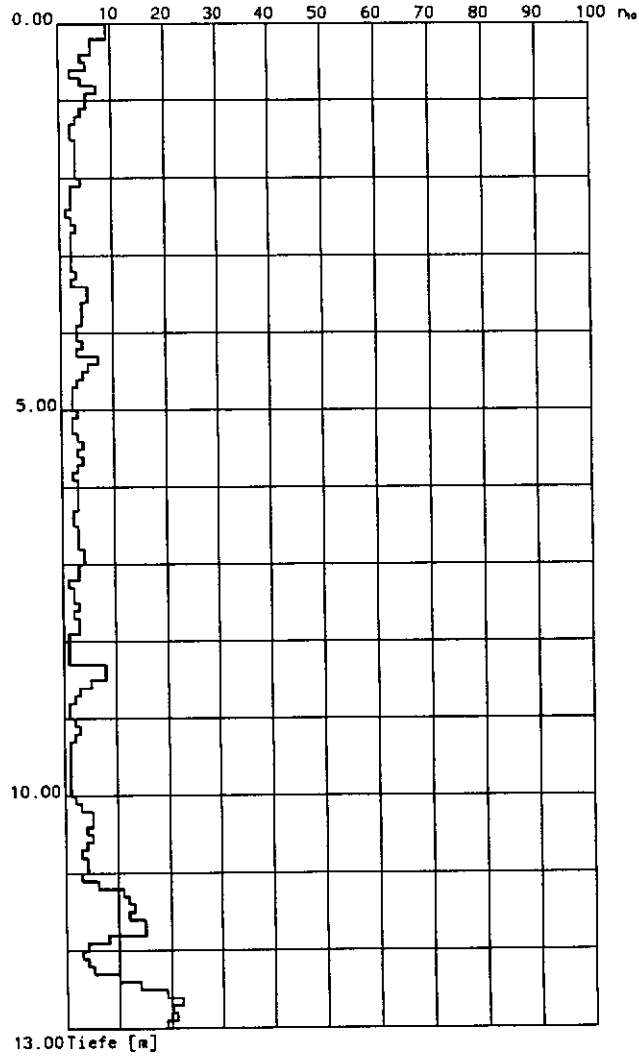
Firma: Planke! Bohrungen GmbH.,  
Wolfrum

Programmwicklung : Büro Dr. P. Waibel  
Aufschlussdarstellung: Basis DENORM B 4419

AUFSCHLUSS: <b>RS 4 - km 79,500</b>	BAUVORHABEN: RECHTSSEITIGER HOCHWASSER- DAMM DES RHEINS, RHEIN-KM 79,000 BIS RHEIN-KM 85,000	AUFTRAGGEBER: INTERNATIONALE RHEINREGULIERUNG BAULEITUNG LUSTENAU		PROF. DIPL.-ING. GR. TECHN. <b>PETER WAIBEL</b> ZIVILINGENIEUR FÜR BAUWESEN	<b>BGG</b> A-6848 Hohenems, Graf-Kesper-Straße 2
				DATUM : 23 09 97	
M 1:100	GOK: 0.00 m ue. M.	COORD.: Y= --- X= ---			

GERAET : SRS 15  
NORMGRUNDLAGE : B 4419

MASSE DES RAMMBAEREN : 50 kg  
FALLHOEHE : 50 cm  
SPITZENQUERSCHNITT : 15 cm<sup>2</sup>



Firma : Plankei Bohrungen GmbH,  
Wolfurt

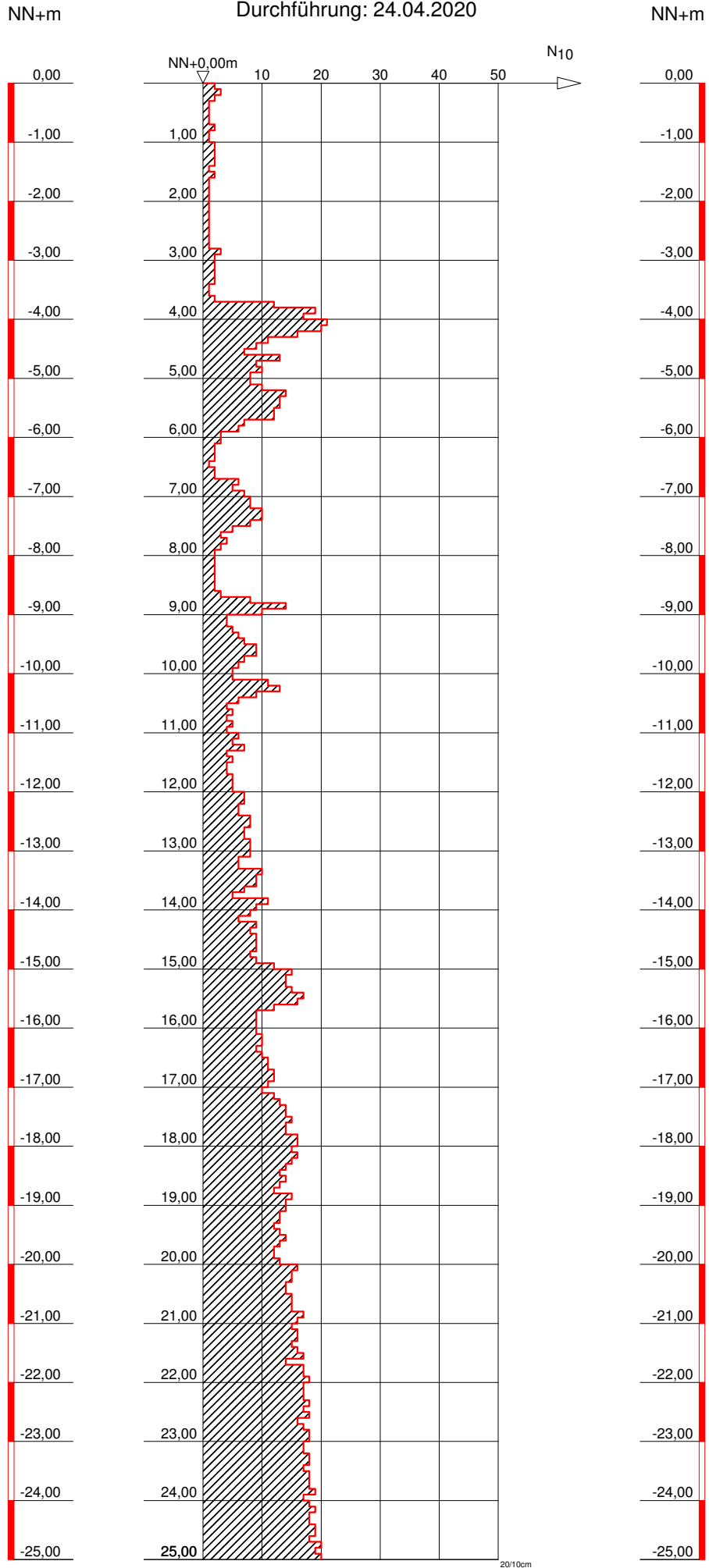
Programmentwicklung : Büro Dr. P. Waibel  
Aufschlussdarstellung: Basis GENORM B 4419

RS 4 - km 79,500

Blatt 1 von 1

# RS 77/20

Durchführung: 24.04.2020



Plankel Bohrungen Ges.m.b.H  
6922 Wolfurt Dammstr. 76  
Tel.: 05574 / 71340  
E-Mail: office@plankel.at

**Bauvorhaben:**  
HWS Alpenrhein km 65 - km 91  
Internationale Strecke, Aufschlussarbeiten 2020

**Auftraggeber:**  
Internationale Rheinregulierung  
Parkstrasse 12  
9430 St. Margrethen

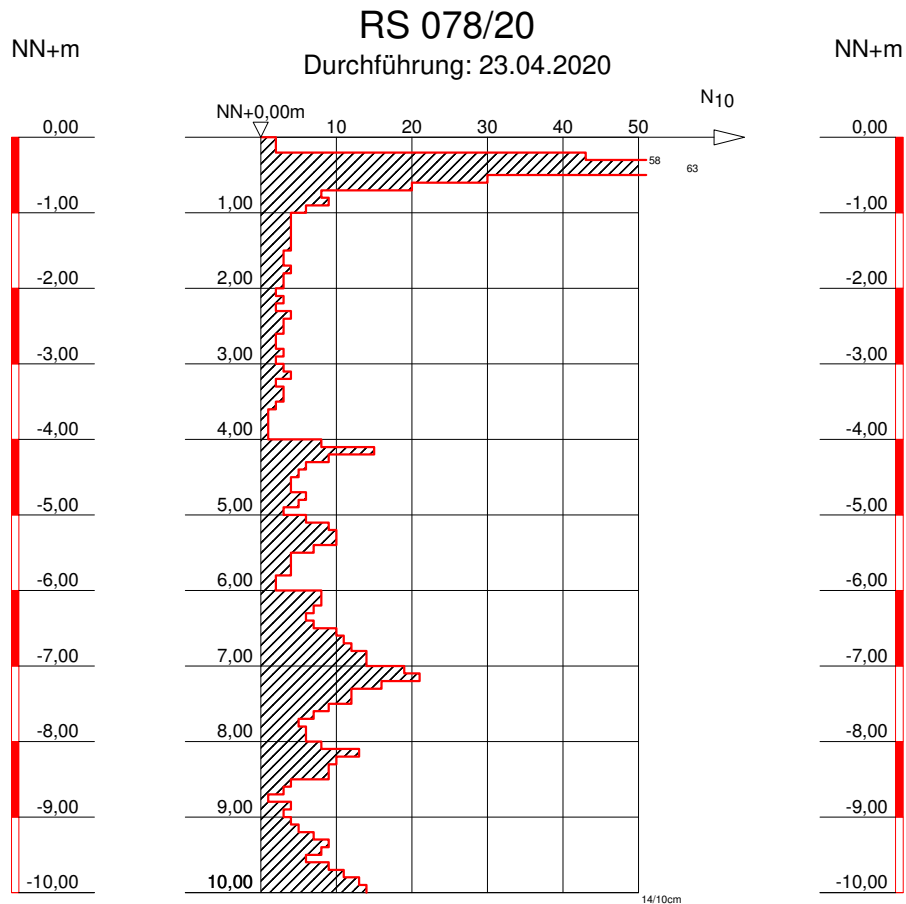
Bohrmeister: Marcel Steuerer

Geotechn.Bearb.:

Datum: 28.04.2020

Maßstab: 1 : 100

Bearbeiter: 36/20



Plankel Bohrungen Ges.m.b.H  
6922 Wolfurt Dammstr. 76  
Tel.: 05574 / 71340  
E-Mail: office@plankel.at

**Bauvorhaben:**  
HWS Alpenrhein km 65 - km 91  
Internationale Strecke, Aufschlussarbeiten 2020

**Auftraggeber:**  
Internationale Rheinregulierung  
Höchster Strasse 4  
6890 Lustenau

Bohrmeister: Marcel Steurer

Geotechn. Bearb.:

Datum: 24.04.2020

Maßstab: 1 : 100

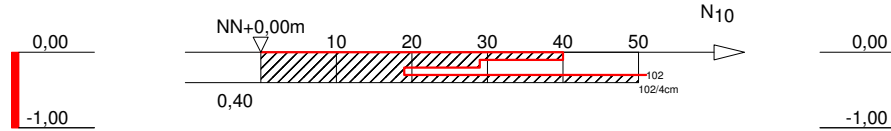
Bearbeiter: 52/20

# RS 079/20 2 Versuch

Durchführung: 23.04.2020

NN+m

NN+m



Plankel Bohrungen Ges.m.b.H  
6922 Wolfurt Dammstr. 76  
Tel.: 05574 / 71340  
E-Mail: office@plankel.at

## Bauvorhaben:

HWS Alpenrhein km 65 - km 91  
Internationale Strecke, Aufschlussarbeiten 2020

## Auftraggeber:

Internationale Rheinregulierung  
Höchster Strasse 4  
6890 Lustenau

Bohrmeister: Marcel Steuerer

Geotechn. Bearb.:

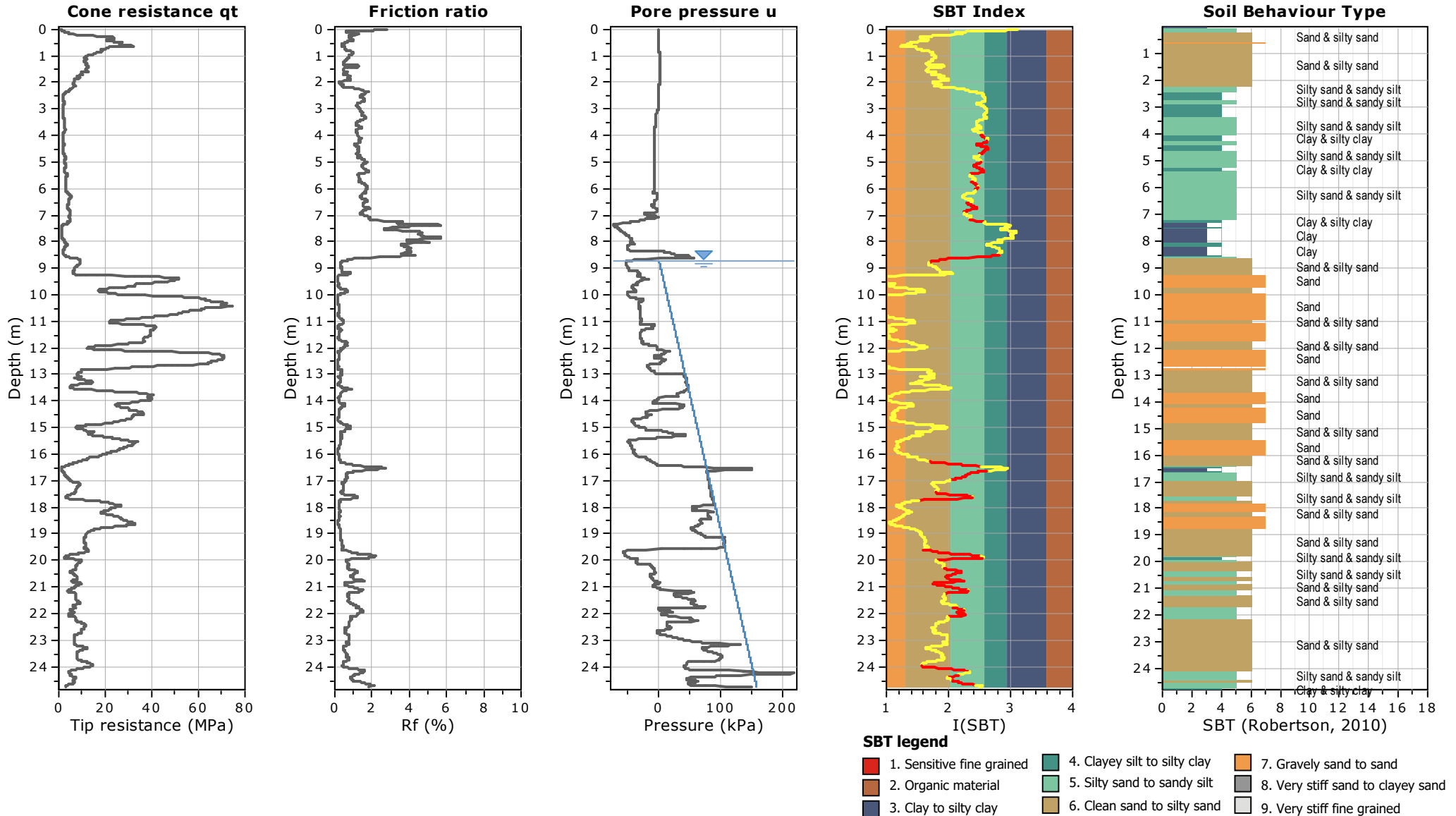
Datum: 24.04.2020

Maßstab: 1 : 100

Bearbeiter: 52/20

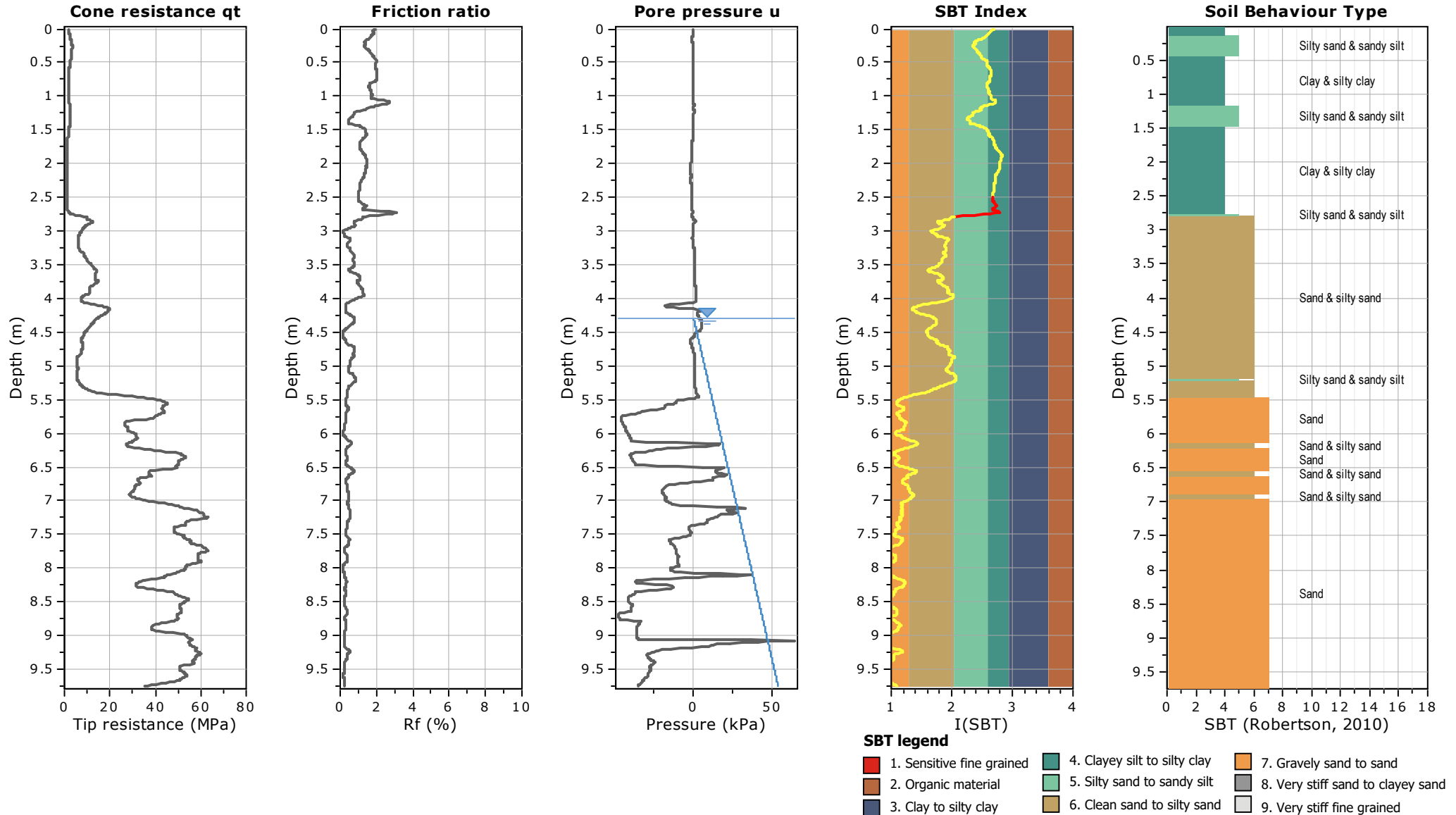
**Project: Hochwasserschutz Alpenrhein km 65 - 91**

**Location: FVV-Brücke Widnau - Diepoldsau**



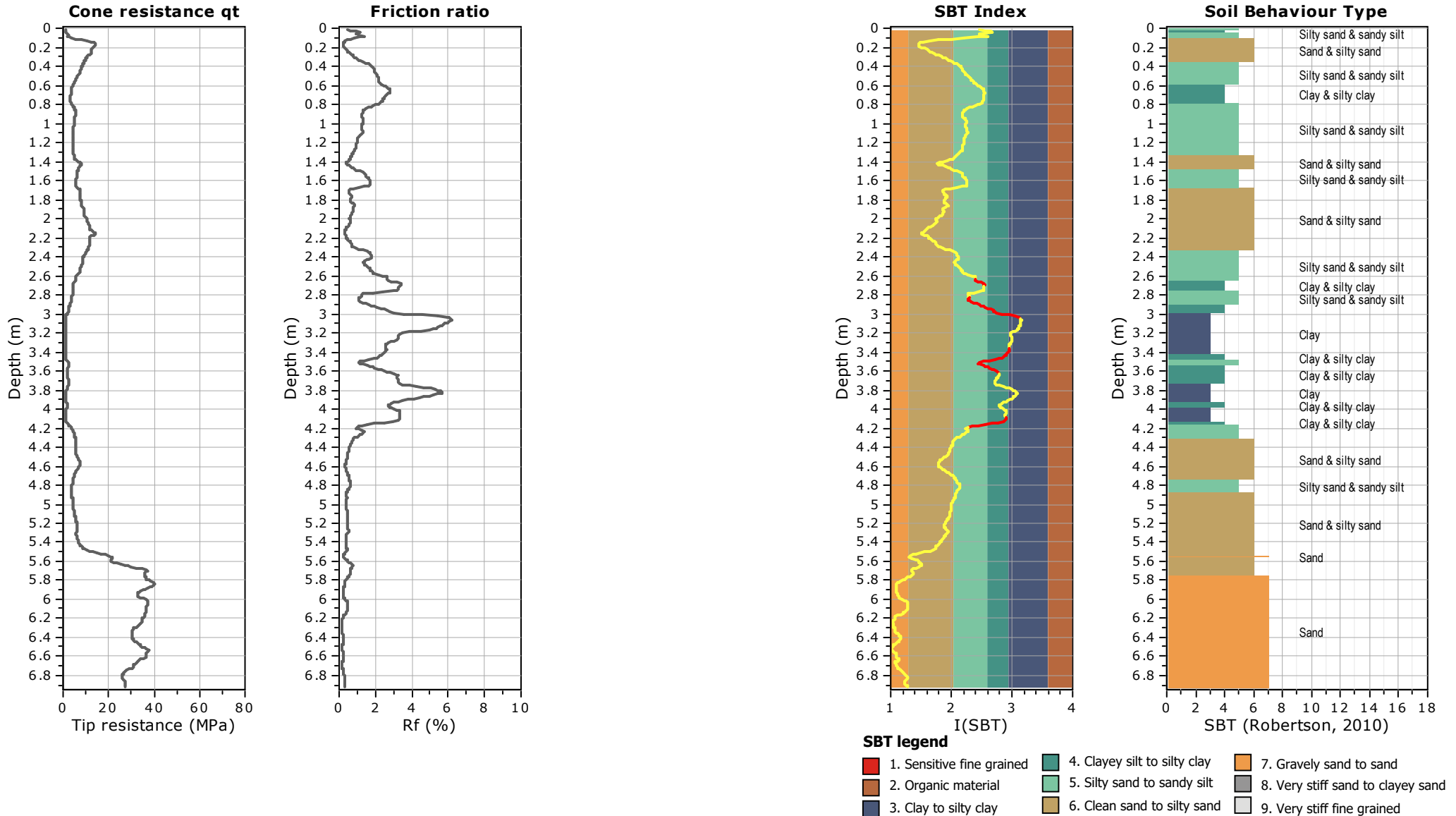
**Project: Hochwasserschutz Alpenrhein km 65 - 91**

**Location: FVV-Brücke Widnau - Diepoldsau**



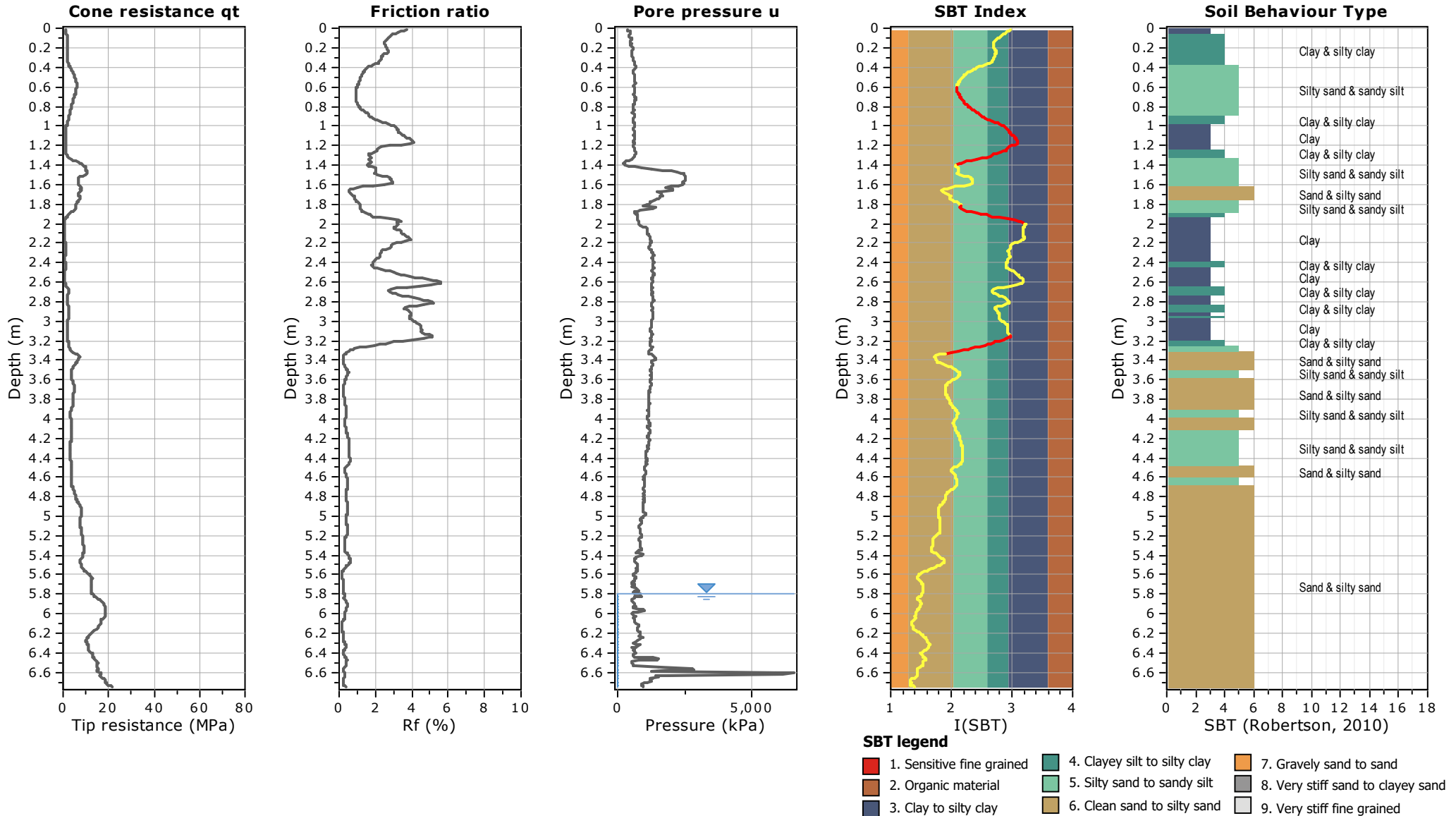
**Project: Hochwasserschutz Alpenrhein km 65 - 91**

**Location: FVV-Brücke Widnau - Diepoldsau**



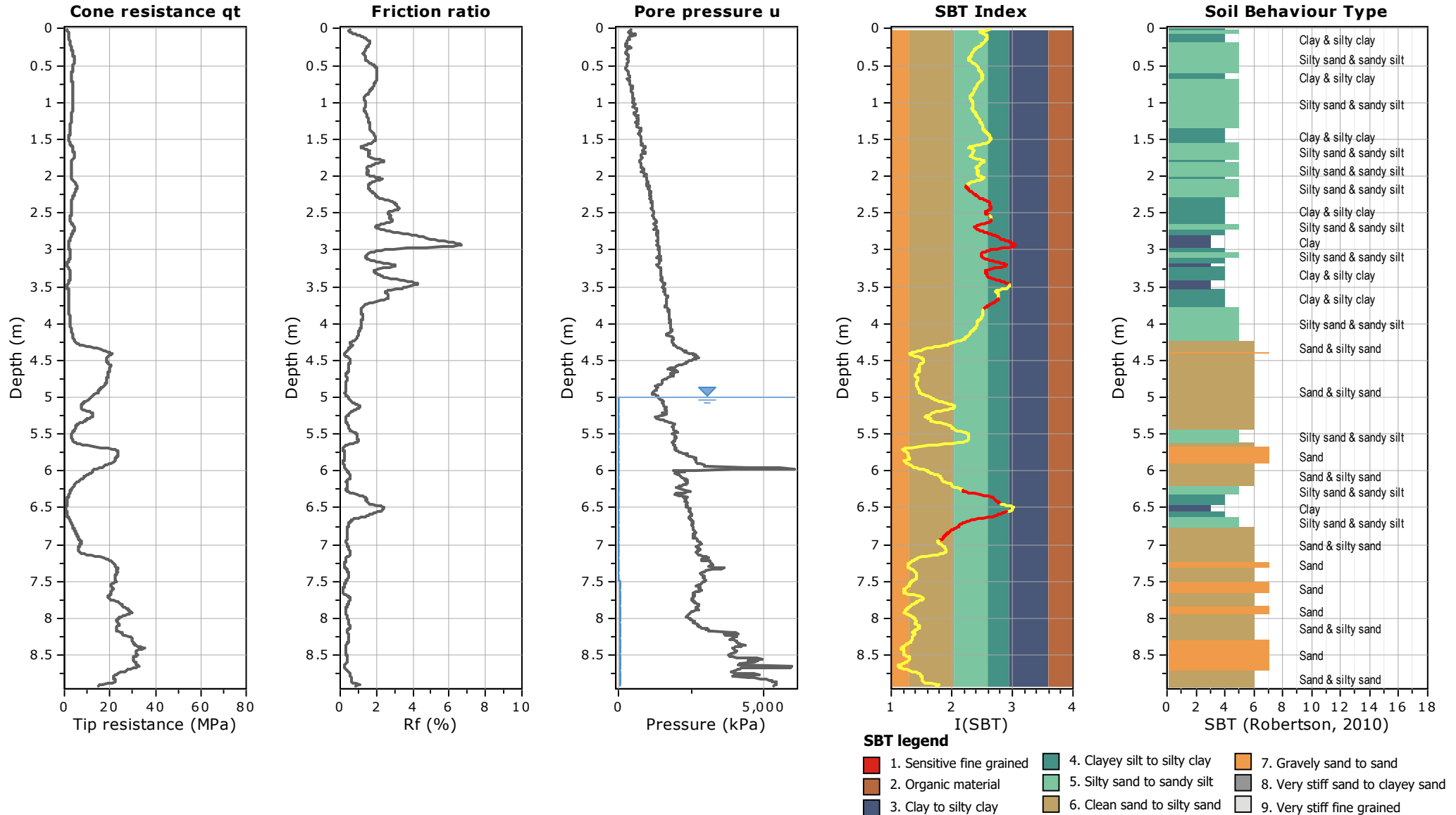
**Project: Hochwasserschutz Alpenrhein km 65 - 91**

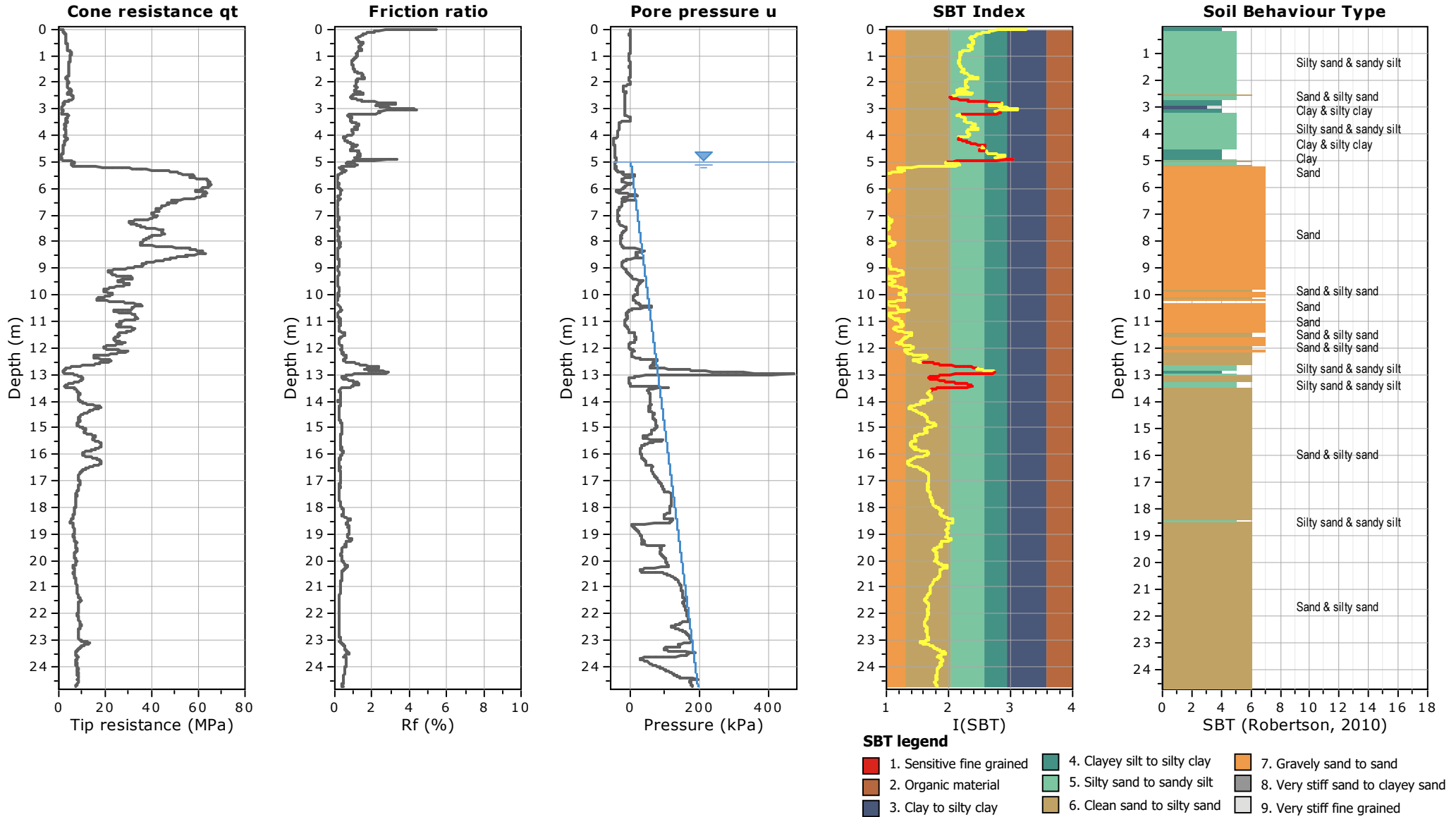
**Location: FVV-Brücke Widnau - Diepoldsau**

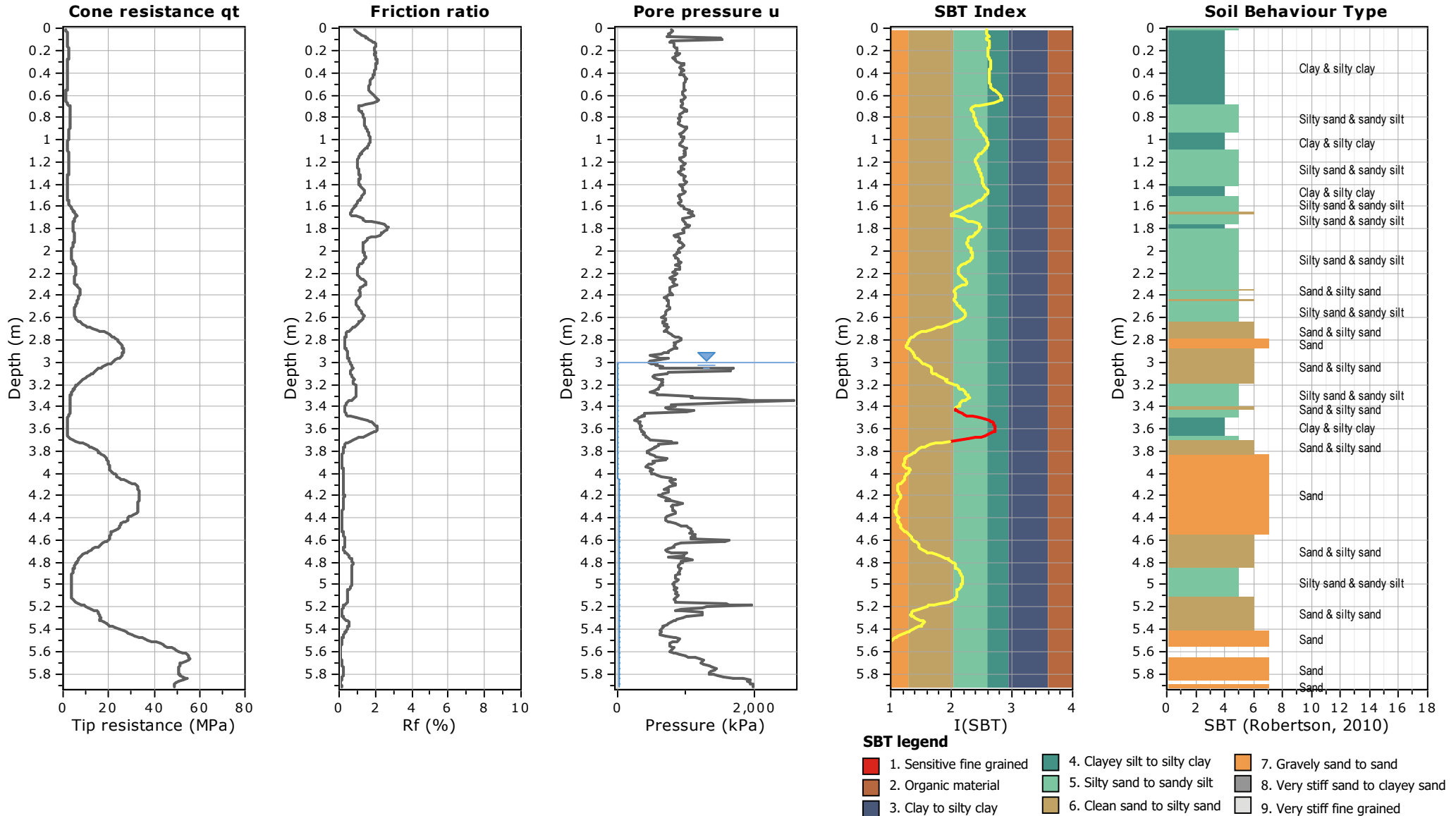


**Project: Hochwasserschutz Alpenrhein km 65 - 91**

**Location: FVV-Brücke Widnau - Diepoldsau**

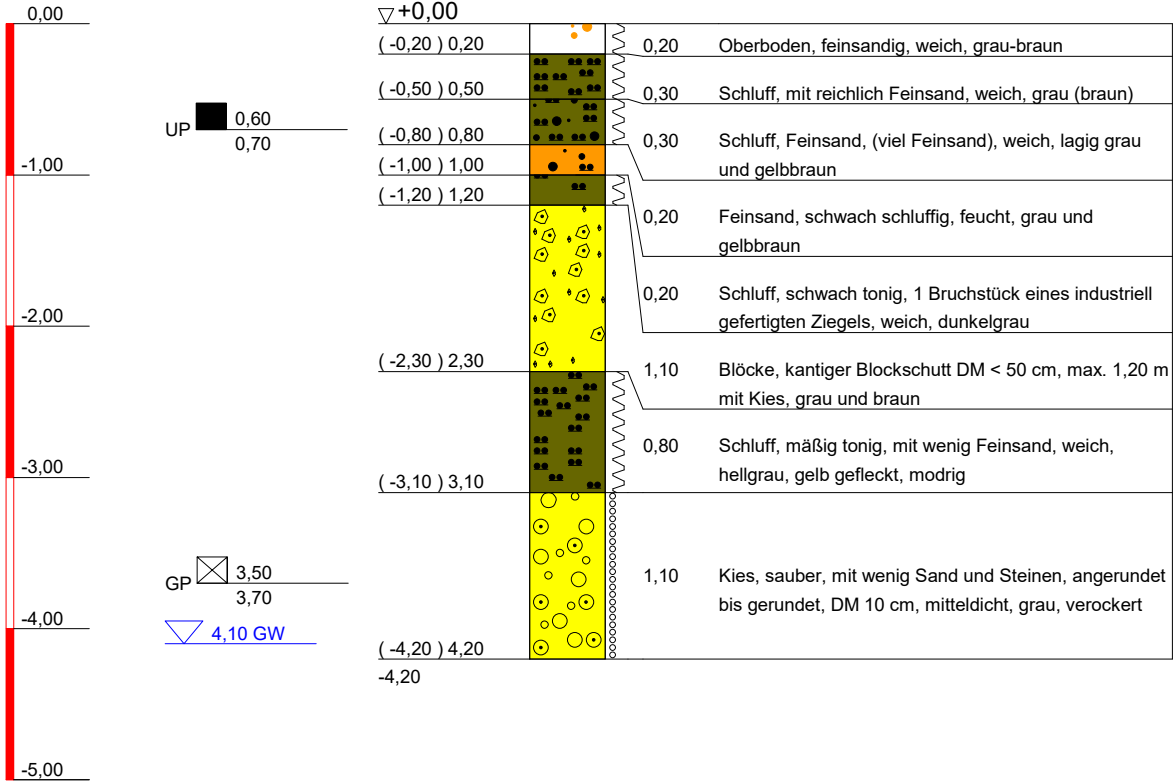






# 79,370 L - BS 1

GOk



Lage: Vorland, am Rhein  
 Durchlässigkeitsversuch: Tiefe 0,6 m,  $k = 6,8 \times 10E-6$  m/s  
 Bodenphysikalische Versuche: ja

3P Geotechnik ZT GmbH  
 Arlbergstraße 117  
 A-6900 Bregenz  
 Tel: 05574 79811  
 Fax: 05574 79811 20  
 E-Mail: [office@3pgeo.com](mailto:office@3pgeo.com)

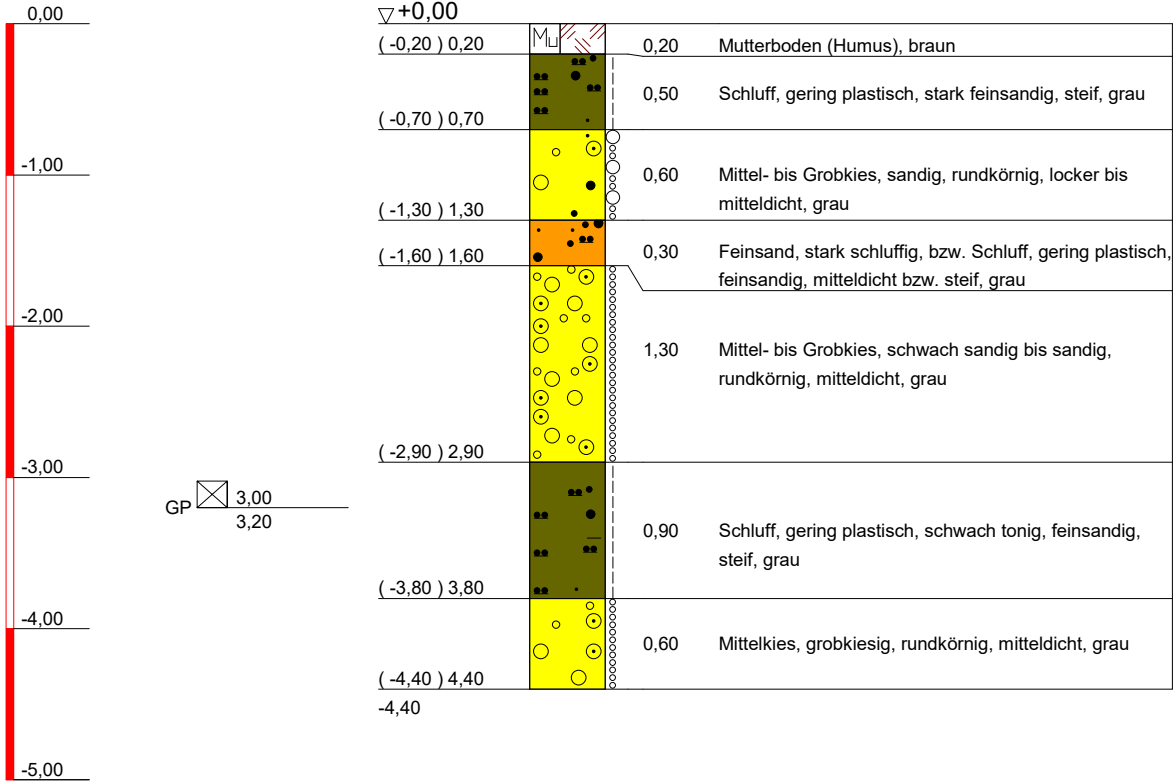
Bauvorhaben:  
**Ausbau Hochwasserschutz Alpenrhein**

Auftraggeber:  
**Internationale Rheinregulierung**  
 Parkstrasse 12  
 9430 St. Margrethen

GZ: 2010-2074  
 Herst.: 4.4.2012  
 Aufnahme: 4.4.2012  
 Maßstab: 1 : 50  
 Bearbeiter: A. Hug

# 79,370 L - BS 2

GOk



Lage: Dammfuß, vorlandseitig; Bodenphysikalische Versuche: nein  
 Dammkies keilt aus.  
 Erste Kies- und Feinsandschicht taucht im Dammbereich ab.  
 Wandungen gut standfest, kein Grundwasser.

3P Geotechnik ZT GmbH

Arlbergstraße 117  
 A-6900 Bregenz

Tel: 05574 79811  
 Fax: 05574 79811 20  
 E-Mail: [office@3pgeo.com](mailto:office@3pgeo.com)

Bauvorhaben:

Ausbau Hochwasserschutz Alpenrhein

Auftraggeber:

Internationale Rheinregulierung  
 Parkstrasse 12  
 9430 St. Margrethen

GZ: 2010-2074

Herst.: 5.4.2012

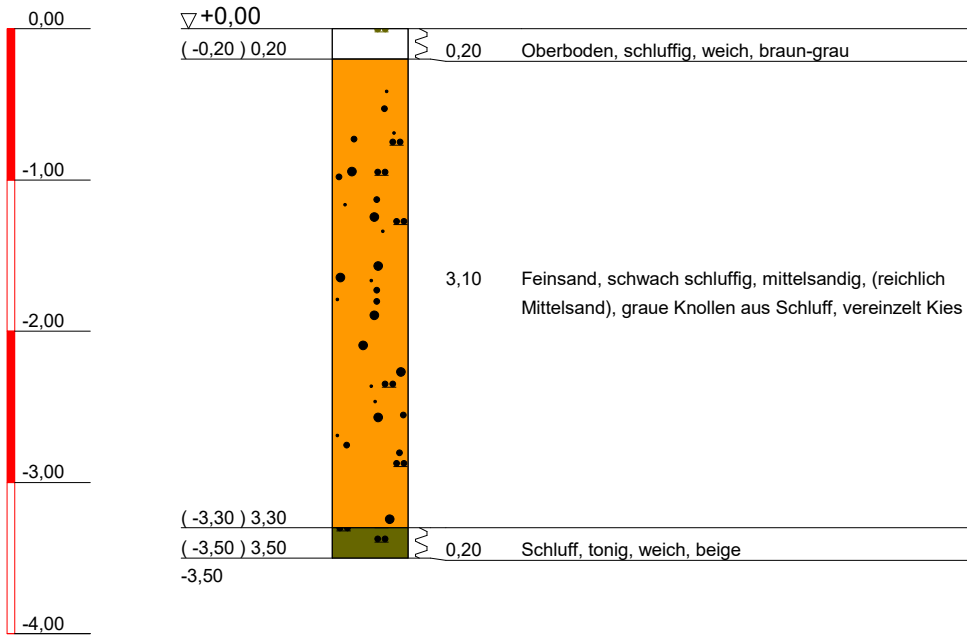
Aufnahme: 5.4.2012

Maßstab: 1 : 50

Bearbeiter: MW

# 79,370 L - BS 3

GOk

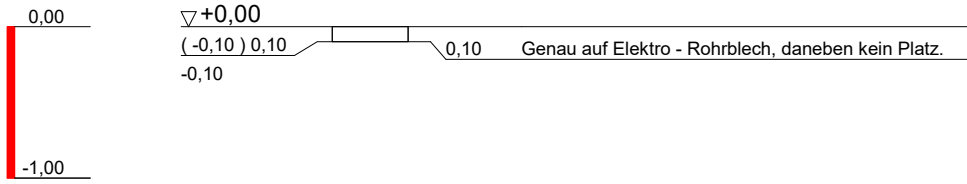


Lage: Berme luftseitig  
 Bodenphysikalische Versuche: nein  
 Grabenwände brechen ein, Abbruch.

3P Geotechnik ZT GmbH Arlbergstraße 117 A-6900 Bregenz Tel: 05574 79811 Fax: 05574 79811 20 E-Mail: <a href="mailto:office@3pgeo.com">office@3pgeo.com</a>	Bauvorhaben: <b>Ausbau Hochwasserschutz Alpenrhein</b> Auftraggeber: <b>Internationale Rheinregulierung</b> <b>Parkstrasse 12</b> <b>9430 St. Margrethen</b>	GZ: 2010-2074
		Herst.: 11.4.2012
		Aufnahme: 11.4.2012
		Maßstab: 1 : 50
		Bearbeiter: A. Hug

# 79,370 L - BS 4

GOk

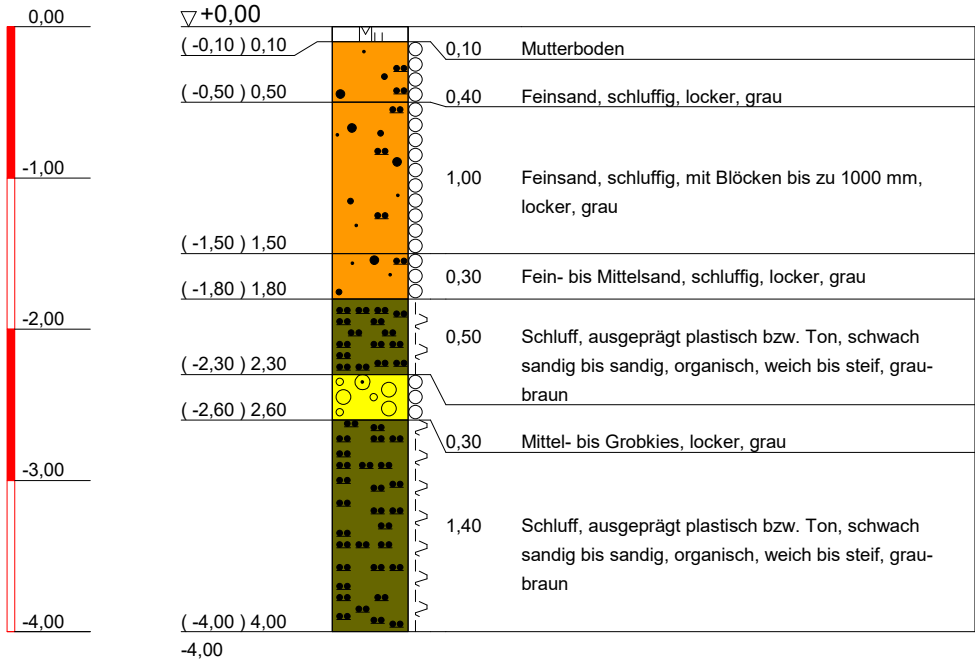


Lage: Dammfuß, luftseitig  
Bodenphysikalische Versuche: nein  
Straße, Gasleitung, Stromleitung. -> Abbruch

<b>3P Geotechnik ZT GmbH</b> Arlbergstraße 117 A-6900 Bregenz Tel: 05574 79811 Fax: 05574 79811 20 E-Mail: <a href="mailto:office@3pgeo.com">office@3pgeo.com</a>	<b>Bauvorhaben:</b> Ausbau Hochwasserschutz Alpenrhein  <b>Auftraggeber:</b> Internationale Rheinregulierung Parkstrasse 12 9430 St. Margrethen	GZ: 2010-2074
		Herst.: 11.4.2012
		Aufnahme: 11.4.2012
		Maßstab: 1 : 50
		Bearbeiter: A. Hug

# 79,400 R - BS 1

GOk

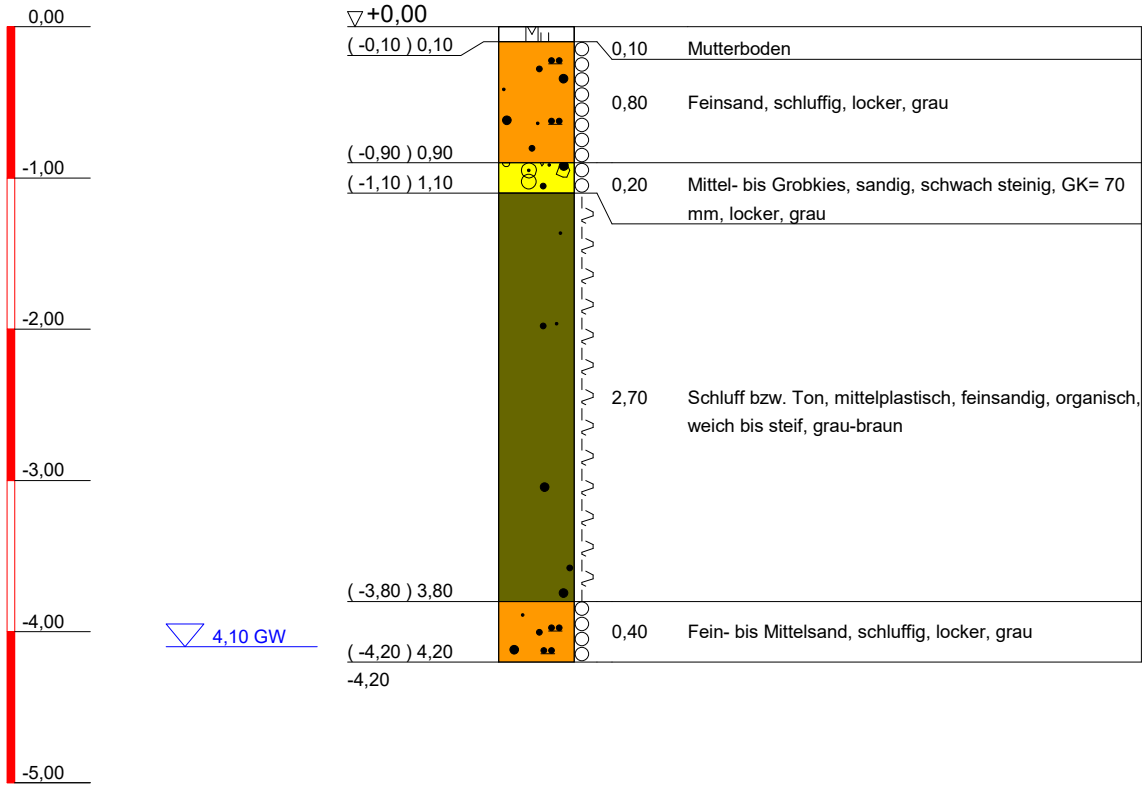


Lage: Vorland, am Rhein  
 Bodenphysikalische Versuche: nein

<b>3P Geotechnik ZT GmbH</b> Arlbergstraße 117 A-6900 Bregenz Tel: 05574 79811 Fax: 05574 79811 20 E-Mail: <a href="mailto:office@3pgeo.com">office@3pgeo.com</a>	<b>Bauvorhaben:</b> Ausbau Hochwasserschutz Alpenrhein  <b>Auftraggeber:</b> Internationale Rheinregulierung Parkstrasse 12 9430 St. Margrethen	GZ: 2010-2074
		Herst.: 2.4.2012
		Aufnahme: 2.4.2012
		Maßstab: 1 : 50
		Bearbeiter: BR

# 79,400 R - BS 2

GOk



Lage: Dammfuß, vorlandseitig  
 Bodenphysikalische Versuche: nein

**3P Geotechnik ZT GmbH**  
 Arlbergstraße 117  
 A-6900 Bregenz  
 Tel: 05574 79811  
 Fax: 05574 79811 20  
 E-Mail: [office@3pgeo.com](mailto:office@3pgeo.com)

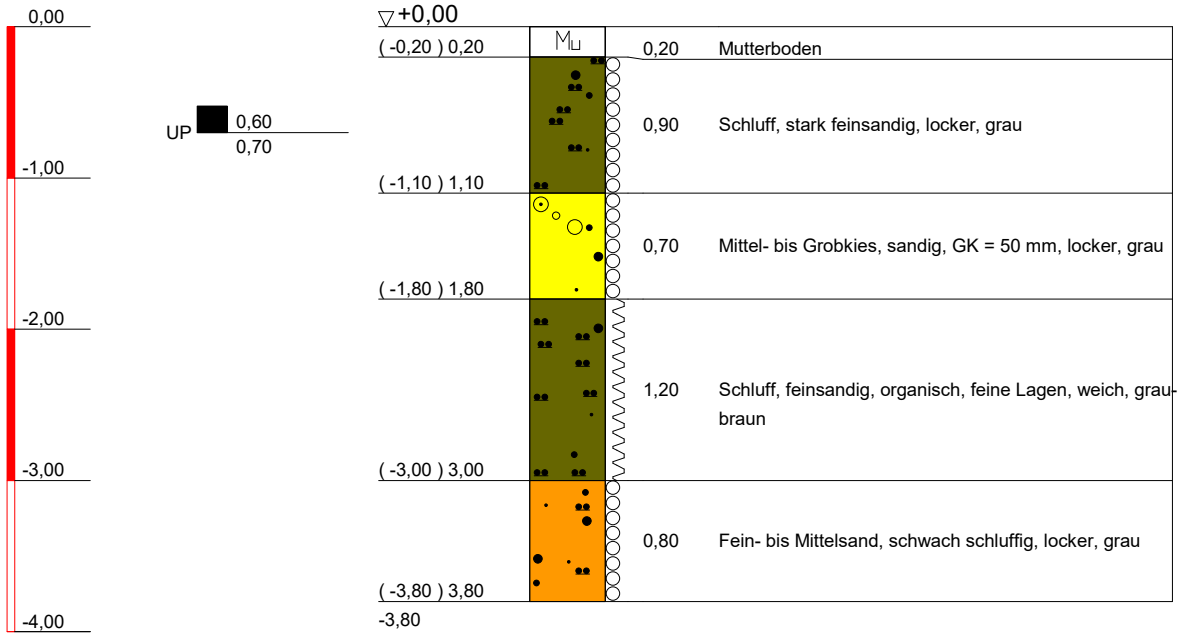
**Bauvorhaben:**  
 Ausbau Hochwasserschutz Alpenrhein

**Auftraggeber:**  
 Internationale Rheinregulierung  
 Parkstrasse 12  
 9430 St. Margrethen

GZ: 2010-2074  
 Herst.: 2.4.2012  
 Aufnahme: 2.4.2012  
 Maßstab: 1 : 50  
 Bearbeiter: BR

# 79,400 R - BS 3

GOk



Lage: Hinterland

Durchlässigkeitsversuch: Tiefe 0,6 m,  $k = 1,6 \times 10^{-5}$  m/s

Bodenphysikalische Versuche: ja

Wandung stabil. Unten feucht.

3P Geotechnik ZT GmbH

Arlbergstraße 117  
A-6900 Bregenz

Tel: 05574 79811  
Fax: 05574 79811 20  
E-Mail: [office@3pgeo.com](mailto:office@3pgeo.com)

Bauvorhaben:

Ausbau Hochwasserschutz Alpenrhein

Auftraggeber:

Internationale Rheinregulierung  
Parkstrasse 12  
9430 St. Margrethen

GZ: 2010-2074

Herst.: 3.4.2012

Aufnahme: 3.4.2012

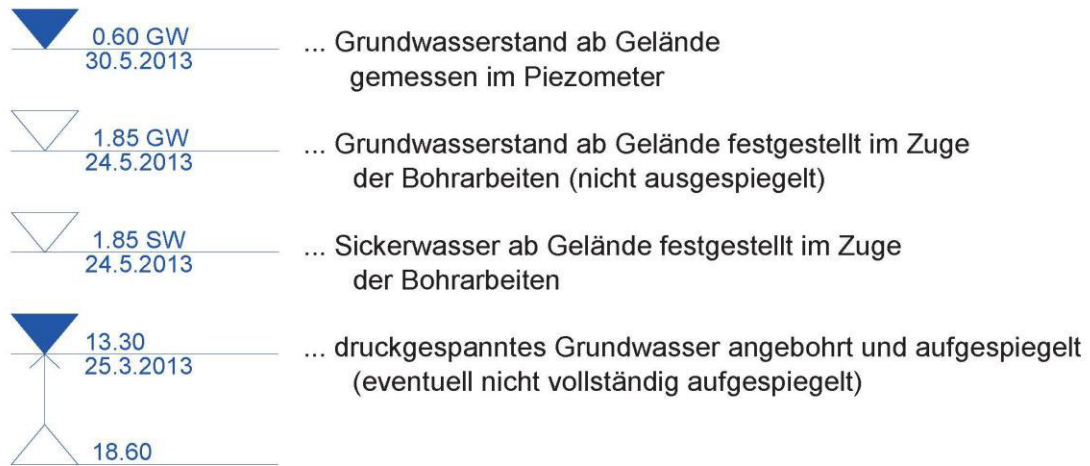
Maßstab: 1 : 50

Bearbeiter: BR

# Legende:

KB ... Rotationskernbohrung

DPH ... Rammsondierung gemäß EN ISO 22476-2:2012 06 15



UP  2.50  
2.90 ... ungestörte Bodenprobe mit Entnahmetiefe

GP  12.00  
12.50 ... gestörte Bodenprobe mit Entnahmetiefe

STPT ... Standard Penetration Test (SPT)

## Lagerungsdichten bzw. Konsistenzen gem. ÖNORM B 4400-1:2010 03 15



## **BEILAGE 3**

### ***Geotechnisches Längenprofil***



# AKTENVERMERK 25/01

sbp Schlaich Bergermann Partner  
 z. Hd. Hr. Povilas Ambrasas

Per Mail: [p.ambrasas@sbp.de](mailto:p.ambrasas@sbp.de)

Triesen, 10. September 2025

**Betreff: Fussgänger- und Veloverkehrsbrücke  
 Widnau – Diepoldsau  
 Vorläufige Berechnungskennwerte für  
 die Vorbemessung**

**GZ: 2010-2074**  
 S:\2010\2050-2099\2074\_ALPENRHEIN IRR VLBG.-ST.  
 GALLEN\14\_GA\_STN\_BERICHTE\OBJEKTE\LV\_BRÜCKE\_WID\_DI  
 EPIAV25-01 LV\_BR\_WID-  
 DIEP\_VORLBERECHKENNWER\_R00.DOCX

Verteiler:

per Mail:  
 per Mail:  
 per Mail:  
 per Mail:  
 per Mail:  
 per Mail:

## 1 ALLGEMEINES

Die politischen Gemeinden Diepoldsau und Widnau planen die Errichtung einer Fussgänger- und Veloverkehrsbrücke über den Alpenrhein etwa bei Rhein-km 79.45 bis Rhein-km 79.50. Die geplante Brücke ist in Grundriss und Längenschnitt in Abbildung 1 dargestellt.

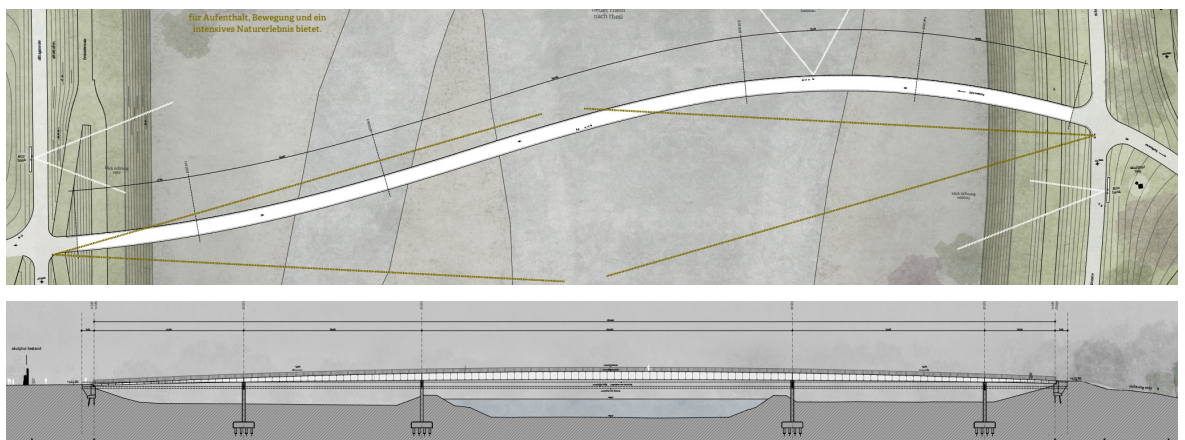


Abbildung 1: Grundriss und Längenschnitt der Brücke (Auszug aus Projektunterlagen sbp / Bernardo Bader / Lars Ruge Landschaften, vom Juni 2025)

Gemäss dem vorliegenden Bericht zum Bauwerk (Projektunterlagen sbp / Bernardo Bader / Lars Ruge Landschaften, vom Juni 2025) sind im Bereich der Widerlager konventionelle Elastomerlager vorgesehen (Bewegungsmöglichkeit in Längsrichtung), im Bereich der Pfeiler soll der Stahl-Hohlkasten kraftschlüssig mit den Pfeilern verbunden werden (integrale Bauweise).

Gemäss den Projektunterlagen (sbp / Bernardo Bader / Lars Ruge Landschaften, vom Juni 2025) werden die Pfahlkopfplatten im Bereich der Pfeilergründung quer zur Brückenachse eine Breite von 5,88 m aufweisen (Stärke 1,6 m). Es ist derzeit eine quadratische Form der Pfahlkopfplatten vorgesehen. Die Pfeiler selbst weisen Abmessungen von 200 x 80 cm auf (lange Seite in Fliessrichtung). Die Gründung der Brückenwiderlager weist eine Länge (quer zur Brückenachse) von 4,5 m auf und eine Breite (in Richtung der Brückenachse) von 3,42 m. Dabei ist zu beachten, dass das orig. rechte Widerlager temporär auf dem Bestandsdamm errichtet werden soll und erst im Endzustand am neu zu erstellenden (von der bestehenden Dammachse abgerückten) Hochwasserschutzdamm (Projekt Hochwasserschutz IRR).

Angaben zur Gründungstiefe sind den Unterlagen (sbp / Bernardo Bader / Lars Ruge Landschaften, vom Juni 2025) nicht zu entnehmen, es kann aber davon ausgegangen werden, dass die Gründung der Pfeiler nur unterhalb des morphologischen Kolks (Schätzung etwa 398.94 m ü.M) stattfinden kann. Die Höhe des Widerlagers beträgt aber etwa 3.66 m ab endgültigem Gelände.

Für die Vorbemessung der Gründung des Bauwerkes sollen Angaben zu Berechnungskennwerten für den Untergrund für die Möglichkeiten einer Flach- oder Tiefgründung gemacht werden.

Die nachfolgend gemachten Angaben beziehen sich auf den derzeitigen Wissensstand über die Untergrundverhältnisse im Umfeld des geplanten Brückenbauwerks. Eine gesonderte Erkundung hierzu ist noch ausständig. Die Angaben sind vorläufig und nach erfolgter Untergrunderkundung im Bereich der Widerlager und Pfeiler noch anzupassen.

## 2 VORLÄUFIGE BERECHNUNGSKENNWERTE

### 2.1 Allgemeines

Für die Beschreibung der Geotechnischen Situation wird auf den Geotechnischen Bericht „Alpenrhein km 79.45 Fussgänger- und Veloverkehrsbrücke Widnau – Diepoldsau Geotechnische Situation und Vorgehen, 3P Geotechnik Anstalt, vom 27.03.2024 verwiesen

### 2.2 Bodenkennwerte

In nachfolgender Tabelle sind die vorläufigen Bodenkennwerte für die Vorbemessung der Bauteile enthalten.

Bezeichnung	$\gamma / \gamma' \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\phi' \text{ [}^\circ\text{]}$	$c' \text{ [-]}$	$c_u \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$E_{oed} \text{ [MN/m}^2\text{]}$
Bestandsdamm Kies	19 / 11.5	33.5	0	-	60
Deckschicht im / unter Damm	18 / 9	29	1	40	12
Deckschicht Dammfuss	17 / 8.5	29	0	30	10
Deckschicht seitlich	16 / 8	29	0	20	8
Fluviatile Kiese	21 / 12.5	36	0	-	120
Zwischenschicht aus Si/Cl	16 / 7	24	5	35	8
Deltasedimente (sa/gr)	19 / 11	35	0	-	100
Deltasedimente (sa/si)	19 / 10	30	0	50	40

Tabelle 1: Vorläufige Bodenkennwerte für die Vorbemessung

## 2.3 Geometrie

Die geometrischen Randbedingungen sind in nachfolgender Tabelle dargestellt.

Bezeichnung	Widerlager orog. links	Pfeiler orog. links	Pfeiler orog. rechts	Widerlager orog. rechts
Gründungshöhe ca. <sup>[1]</sup>	409.04	398.44	398.44	409.04
Gelände derzeit	411.45	406.63	407.71	408.20
UK Bestandsdamm Kies	409.48	-	-	407.30
UK DS im / unter Damm	402.37	-	-	-
UK Deckschicht Dammfuss	-	-	-	-
UK Deckschicht seitlich	-	402.04	402.36	403.89
UK Fluviale Kiese <sup>[2]</sup>	395.42	395.16	394.87	394.66
UK Deltasedimente (sa/gr)	391.94	391.51	391.03	390.09
UK Deltasedimente (sa/si)	Nicht erkundet			
<b>Legende:</b>				
[1]	Widerlager: Abgeschätzt aus den Unterlagen sbp / Bernardo Bader / Lars Ruge Landschaften, vom Juni 2025			
	Stützen: max. morphologischer Kolk 398,94 m ü.M. – 0,5 m			
[2]	Vermutlich 0.75 bis 1.4 m starke Zwischenschicht auf OK der Deltasedimente (sa/gr)			

Tabelle 2: Vorläufige Geometrie für Vorbemessung

## 2.4 Flachgründung

### 2.4.1 Widerlager mit Berücksichtigung Hochwasserschutzprojekt

Die Widerlager des Brückenbauwerks sind dadurch gekennzeichnet, dass sie jeweils in den Dammkörpern bzw. den Dammböschungen zu liegen kommen. Unter Annahme der lokalen Schichtung, einem Grundwasserstand auf Höhe OK Fundamentplatte, einer mittleren Böschungsneigung von max. 10° (Vorderkante/Oberkante Fundamentplatte bis Böschungsfuss), einem Anteil der veränderlichen Lasten an der Gesamtlast von 20% und einem Anteil der horizontalen Lasten im Vergleich zu den Vertikallasten von H/V=0.2 können folgende zulässigen Fundamentpressungen vorab abgeschätzt werden:

Mittlere zulässige Bodenpressung (WL orog. links)	$\sigma_{zul} =$	95	kN/m <sup>2</sup>
Mittlere zulässige Bodenpressung (WL orog. rechts)	$\sigma_{zul} =$	120	kN/m <sup>2</sup>

Tabelle 3: Vorläufige, zulässige Bodenpressungen im Bereich der Widerlager für vorwiegend statische Belastung

Der zulässigen Bodenpressung ist ein globaler Sicherheitsfaktor von 1.93 zugrunde gelegt.

Grundsätzlich sind die aufnehmbaren Sohlpressungen durch den hohen Grundwasserstand und die anschliessende Böschung eingeschränkt. Insbesondere beim orografisch linken Widerlager kommt dazu, dass die Gründungssohle in den Schluffen der Deckschicht zu liegen kommt. Die aufnehmbaren Sohlpressungen könnten durch Tieferlegung der Gründungssohle unter das Niveau des angrenzenden Terrains noch erhöht werden. Die Werte sind im Weiteren insbesondere in Bezug auf den tatsächlichen Anteil der Horizontallasten anzupassen bzw. sind für die Gründung die Grundbruch-, Gleit-, Kipp- und Geländebruchnachweise zu erbringen.

Diese mittleren zulässigen Sohlpressungen sind mit Setzungen von etwa 1.5 bis 2.0 cm verbunden. Hierbei nicht berücksichtigt sind die Setzungen aus der neuen Dammschüttung (siehe nachfolgende Ausführungen).

Im Bereich es orografisch linken Widerlagers wird im Vergleich zum derzeitigen Gelände eine permanente Geländeanhebung von etwa 1.0 bis 1.5 m stattfinden. Im Bereich des orografisch rechten Widerlagers wird der Damm nach aussen verschoben neu aufgebaut. Die setzungsrelevanten Neuschüttungen betragen dort bis zu 4.5 m. Diese Geländeanhebung führt jeweils zu Sofort- und Zeitsetzungen. Die ungefähren Anteile lassen sich wie folgt grob abschätzen:

Setzungsanteil	Widerlager orog. links	Widerlager orog. rechts
Gesamtsetzung	etwa 1 bis 1.5 cm	etwa 4 bis 5 cm
Sofortsetzung	etwa 0.5 cm	etwa 1 bis 2 cm
<b>Zeitsetzung</b>	<b>etwa 1.0 cm</b>	<b>etwa 3 bis 4 cm</b>

Tabelle 4: Grobe Abschätzung der Setzungen im Bereich der Widerlager aufgrund von Neuschüttungen

Insbesondere die Zeitsetzungen sind zu den einzelnen Fundamentsetzungen im Widerlagerbereich zu addieren.



## 2.4.2 Widerlager orog. rechts auf Bestandsdamm

Für ein temporäres Widerlager am orog. rechten Bestandsdamm können für die Vorbemessung die o.a. Angaben für das orog. linke Widerlager herangezogen werden.

## 2.4.3 Pfeiler

Die Pfeiler sind dadurch gekennzeichnet, dass sie im Abflussquerschnitt des Rheins zu liegen kommen. Die Gründungssohle wird derzeit 0.5 m unter dem maximalen morphologischen Kolk angenommen (398.44 m ü.M.). Es wird davon ausgegangen, dass tiefere Kolke durch konstruktive Massnahmen unterbunden werden.

Unter Annahme der lokalen Schichtung, einem vollständig im Wasser liegenden Bodenprofil, einem Anteil der veränderlichen Lasten an der Gesamtlast von 20% und einem Anteil der Horizontalen Lasten im Vergleich zu den Vertikallasten von  $H/V=0.2$  können folgende zulässigen Fundamentpressungen vorab abgeschätzt werden:

Mittlere zulässige Bodenpressung (Pfeiler)	$\sigma_{zul} =$	180	kN/m <sup>2</sup>
--	------------------	-----	-------------------

Tabelle 5: Vorläufige, zulässige Bodenpressungen im Bereich der Pfeiler für vorwiegend statische Belastung

Der zulässigen Bodenpressung ist ein globaler Sicherheitsfaktor von 1.93 zugrunde gelegt.

Die aufnehmbaren Sohlpressungen sind im Weiteren insbesondere in Bezug auf den tatsächlichen Anteil der Horizontallasten anzupassen bzw. sind für die Fundamente die Grundbruch-, Gleit- und Kippnachweise zu erbringen.

Diese mittleren zulässigen Sohlpressungen sind unter Annahme einer Vorbelastungsspannung von mind. 40 kN/m<sup>2</sup> mit Setzungen von etwa 0.5 bis 1.0 cm verbunden. Hierbei nicht berücksichtigt sind die Setzungen aus einer möglichen, neuen Schüttung.

## 2.5 Tiefgründung

### 2.5.1 Widerlager mit Berücksichtigung des Hochwasserschutzprojektes

Für axial beanspruchte Einzelpfähle (Bohrpfähle) bei den Widerlagern können für die Vorbemessung der äusseren Tragfähigkeit folgende charakteristischen Mantelwiderstände  $q_{s;k}$  und Spitzenwiderstände  $q_{b;k}$  für vorwiegend statische, axiale Belastungen angegeben werden:

Bezeichnung	Widerlager orog. links <sup>[1]</sup>		Widerlager orog. rechts <sup>[2]</sup>	
	q <sub>s;k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>b;k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>s;k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>b;k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Anschüttung	-	n.r.		n.r.
Bestandsdamm Kies	(80)	n.r.	(80)	n.r.
Deckschicht im / unter Damm	40	n.r.	-	-
Deckschicht Dammfuss	-	-	-	-
Deckschicht seitlich	-	-	(30)	n.r.
Fluviatile Kiese	140	4000	140	4000
Zwischenschicht aus Si/Cl	50	800	40	600
Deltasedimente (sandig-kiesig)	120	3000	100	2500
Deltasedimente (sandig-siltig)	70	1400	70	1400
<b>Anmerkungen:</b> [1] Insb. auf Basis DS 465/20u [1] Insb. auf Basis DS 244/20				

Tabelle 6: Vorläufige Bodenkennwerte für die Vorbemessung

Bei Abtragung der Pfahllasten hauptsächlich in den fluviatilen Kiesen ist bei beiden Widerlagern mit insg. etwa 0.5 bis 1.0 cm Setzungen zu rechnen, sofern die Dammerhöhung bzw. der Dammbau vor der Erstellung der Pfähle durchgeführt wird (und die schüttungsbedingten Sofortsetzungen für die Pfahlsetzung damit nicht mehr relevant sind). Negative Mantelreibungen aus den Deckschichten sind in den Pfahllasten zu berücksichtigen (siehe unten).

Die Hinweise gem. Pkt. 2.5.4 sind zu beachten.

### Negative Mantelreibung:

Orog. linkes Widerlager: Die Lastabtragung sollte hauptsächlich in den fluviatilen Kiesen stattfinden. In den obersten 5 m ist eine negative Mantelreibung von  $\tau = 10 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen. Erst im Bereich darunter darf der Boden zu Lastabtragung herangezogen werden.

Orog. rechtes Widerlager: Die Lastabtragung sollte hauptsächlich in den fluviatilen Kiesen stattfinden. Bis auf Höhe der Oberkante des fluviatilen Kieses ist eine negative Mantelreibung von  $\tau = 10 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen. Erst im Bereich darunter darf der Boden zu Lastabtragung herangezogen werden.

## 2.5.2 Widerlager orog. rechts auf Bestandsdamm

Für ein temporäres Widerlager am orog. rechten Bestandsdamm können für die Vorbemessung die o.a. Angaben für das orog. linke Widerlager herangezogen werden.

## 2.5.3 Pfeiler

Für axial beanspruchte Einzelpfähle (**Bohrpfähle**) bei den Pfeilern können für die Vorbemessung der äusseren Tragfähigkeit folgende charakteristischen Mantelwiderstände  $q_{s;k}$  und Spitzenwiderstände  $q_{b;k}$  für **vorwiegend statische, axiale Belastungen** angegeben werden:

Bezeichnung	Pfeiler orog. links/rechts	
	$q_{s;k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{b;k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Fluviatile Kiese	80	2000
Zwischenschicht aus Si/Cl	40	600
Deltasedimente (sa/gr)	100	2500
Deltasedimente (sa/si)	70	1400

Tabelle 7: Vorläufige Bodenkennwerte für die Vorbemessung

Es ist bei Gebrauchslast am Pfahlkopf mit etwa 0.5 bis 1 cm Setzung zu rechnen.

Die Hinweise gem. Pkt. 2.5.4 sind zu beachten.

### Negative Mantelreibung:

Es wird davon ausgegangen, dass **negative Mantelreibung** bei den Pfeilern **keine Rolle spielt**.

## 2.5.4 Hinweise

Die angegebenen Pfahlfusswiderstände gelten, sofern unterhalb des Pfahlfusses nicht weniger als  $4 \times d$  ( $d$  = Pfahldurchmesser) der jeweiligen Schicht verbleibt.

Für **Mikropfähle und duktile Ramppfähle** dürfen im Rahmen der Vorbemessung dieselben Mantelreibungsbeiwerte verwendet werden, allerdings darf der **Spitzendruck nicht angesetzt werden**. Für solche Pfähle mit einem Durchmesser von  $d < 0.30$  m können Horizontalkräfte ausschliesslich durch die Anordnung von Schrägpfehlern abgetragen werden.

Der **horizontale Bettungsmodul** des Einzelpfahls hängt vom gewählten Bohrdurchmesser ab und kann vorab mit  $k_{s,k}(z) = E_{s,k} / D$  angegeben werden

(D = Pfahldurchmesser). Die hierfür zu verwendende Steifigkeit  $E_{s;k}$  kann für die vorliegende Situation gem. Tabelle 1 abgeschätzt werden.

Sollten Pfähle lotrecht hergestellt werden und sich daraus eine **Gruppenwirkung** ergeben, so sind die **Werte** für die Einzelpfähle wie folgt abzumindern:

Pfahlachsabstand	Abminderung
$2,5 d \leq e \leq 3,5 d$	20 %
$e < 2,5 d$	30 %

Tabelle 8: Abminderungsfaktoren bei Gruppenwirkung

Bei Pfahlgruppen mit geringen Pfahlabständen ist die „umhüllende Mantelfläche“ den Mantelflächen der einzelnen Pfähle gegenüberzustellen. Die kleinere Mantelfläche ist für die Berechnung massgebend.

Die Festlegung des charakteristischen Spitzendrucks und der Mantelreibung erfolgt auf Grundlage der erkundeten Untergrundverhältnissen und der Erfahrung beim Einsatz dieser Pfahlsysteme in vergleichbaren Böden. Dabei wird die fachgerechte Herstellung der Pfähle einschliesslich der empfohlenen Herstellungskontrollen vorausgesetzt.

Es wird empfohlen, die Tragfähigkeit von Pfahlgruppen nach Vorliegen des Pfahlplanes im Detail mit dem Geotechniker abzustimmen.

## 2.6 Horizontale Bettung der aufgehenden Pfeiler

Weil das Brückentragwerk starr mit den Pfeilern verbunden wird, soll für die Vorbemessung die mögliche seitliche Bettung abgeschätzt werden. Hier ist zwischen unterschiedlichen Fällen zu unterscheiden:

- Bettungsboden unterhalb oder oberhalb des Wasserspiegels (Auftrieb)
- Bettungsboden Deckschichtmaterial (derzeit) oder Kies (Hochwasserschutzprojekt)

Unter Annahme einer lockeren bis sehr lockeren (Deckschicht) bzw. lockeren bis mitteldichten Lagerung (Kies Hochwasserschutzprojekt) und unter der Annahme, dass der Mobilisierungsgrad für den passiven Erddruck 25% nicht überschreitet ( $\text{mob } E_{ph,k} : E_{ph,k} \leq 25\%$ ), lassen sich gem. Hettler et al (2018)<sup>1</sup> folgende Bettungsmoduln für durchlaufende Wände in nichtbindige Böden abschätzen:

<sup>1</sup> Hettler, Triantafyllidis, Weißenbach (2018): Baugruben. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

Bettungsmaterial	Deckschicht		Kies (HW-Schutzprojekt)	
Auftrieb / Wasser	ohne	mit	ohne	mit
Bettungsmodul (hor.)	10-20 MN/m <sup>3</sup>	5-10 MN/m <sup>3</sup>	20-30 MN/m <sup>3</sup>	10-15 MN/m <sup>3</sup>

Tabelle 9: Vorläufige Werte für die horizontale Bettung der Pfeiler

Die angegebenen Werte sind können für die Vorbemessung verwendet werden. Räumliche Effekte, wie sie bei den 2 m breiten Pfeilern möglich sind, sind darin nicht erfasst. Für genauere Angaben sind gesonderte Betrachtungen an komplexeren Modellen auf Basis von Angaben zu möglichen Auslenkungen durch den Statiker erforderlich.

Die Bettung darf nur in Richtung eines Erdaufagers wirkend angesetzt werden. Auf der jeweils anderen Seite wirkt, sofern dort Boden vorhanden ist, der Erdruchdruck bzw. abhängig von der Verformung der erhöhte aktive Erddruck (vermutlich nicht weniger als 75%  $E_0$  / 25 %  $E_a$ ; als räumlicher Erddruck).

Mit freundlichen Grüßen

Dipl.-Ing. Clemens Krösbacher  
 3P Geotechnik Anstalt

# Povilas Ambrasas

---

From: Clemens Krösbacher <c.kroesbacher@3pgeo-west.com>  
Sent: Sonntag, 23. November 2025 17:40  
To: Povilas Ambrasas  
Subject: AW: FVV Brücke Diepoldsau-Widnau; Dammerhöhung

Hallo Povilas,

die Tiefe der Schmalwand wird für den rechten Hochwasserschutzdamm im Bereich des Widerlagers der LV-Brücke mit 9.60 m angegeben. Unklar ist dabei, ob es sich hier um die Tiefe ab OK Damm oder ab planmäßiger Oberkante der Dichtwand (0.50 m unter der Dammkrone) handelt.

Entlang der etwa 100 m langen Rampe variiert die Tiefe der Dichtwand zwischen 8.10 m flussaufwärts (Rhein-km 79.44, Süd) und 11.45 m flussabwärts (Rhein-km 79.54, Nord).

km		Tiefe	
von	bis	Tiefe [m]	Kl
79.432	79.459	8.09	
79.459	79.472	8.10	
79.472	79.480	8.78	
79.480	79.488	8.98	
79.488	79.493	9.57	
79.493	79.504	8.55	
79.504	79.519	8.93	
79.519	79.528	9.93	
79.528	79.533	11.45	

Ich kann leider auch nicht sagen, wie genau die Stationierung dieser Angaben ist.

Die Spundwand muss jedenfalls auch bis in die Tiefe der bestehenden Dichtwand hergestellt werden.

Werden die Kriterien von Rhesi angewandt, muss die Dichtwandunterkante in einer Tiefe von 401.65 – 402.00 m ü. M. liegen. Das entspricht rund einer Tiefe von 9.5 – 10.0 m. Ich würde jetzt eine Spundwandtiefe von 10.0 m ab Dammkrone Bestand annehmen.

Schöne Grüße  
Clemens

---

Von: Povilas Ambrasas <P.Ambrasas@sbp.de>  
Gesendet: Freitag, 21. November 2025 14:02  
An: Clemens Krösbacher <c.kroesbacher@3pgeo-west.com>  
Betreff: RE: FVV Brücke Diepoldsau-Widnau; Dammerhöhung

Hallo Clemens,

vielen Dank für eine Einschätzung.

Das Thema mit Böschungsneigung ist uns bewusst, wir gehen aktuell von einer Variante mit Bewehrte Erde aus. Hier muss ein Kompromiss zwischen Standsicherheit, Einengung des Flussprofils und Unterhalt (Mähen eine Böschung mit 1:1 Winkel ist laut Thomas Gasser aufwendig) gefunden werden.

Für den Kostenvoranschlag würden wir annehmen, dass der Spundwand 10m vor der Anrampung eingesetzt wird, um die Kosten auf der sicheren Seite zu erfassen.

Ist es bekannt, bis zu welcher Tiefe der Dichtkern liegt bzw. bis welche Tiefe müsste der Spundwand eingerammt werden?

Viele Grüße,  
Povilas

---

From: Clemens Krösbacher <[c.kroesbacher@3pgeo-west.com](mailto:c.kroesbacher@3pgeo-west.com)>  
Sent: Freitag, 21. November 2025 13:22  
To: Povilas Ambrasas <[P.Ambrasas@sbp.de](mailto:P.Ambrasas@sbp.de)>  
Subject: AW: FVV Brücke Diepoldsau-Widnau; Dammerhöhung

Hallo Povilas,

grundsätzlich kann ich dem Text zustimmen.

Dazu folgende Anmerkungen:

- Die Böschung mit einer Neigung von 100 % kann nicht durch eine Schüttung standsicher hergestellt werden. Hier ist eine Bewehrte-Erde-Konstruktion, ein Steinsatz o. ä. mit ausreichender Einbindung in den Untergrund notwendig. Eine standsichere Erhöhung ist also möglich, jedoch mit entsprechendem Aufwand. Alternativ können die Böschungen auch flacher ausgeführt werden (maximal 1 : 1.5).
- Die Spundwand würde die Schmalwand im Bereich mit großen Setzungen ersetzen. Über den Anschluss an die bestehende Schmalwand ist noch zu diskutieren. Vermutlich ist es am einfachsten, die Spundwand am Beginn der Anrampung zum Widerlager (wo keine Setzungen auftreten) entsprechend lang (mind. 10 m) mit der Schmalwand zu überlappen. Bei Umsetzung von Rhesi müssen die Spundwände wieder gezogen werden.

Schöne Grüße  
Clemens

---

Von: Povilas Ambrasas <[P.Ambrasas@sbp.de](mailto:P.Ambrasas@sbp.de)>  
Gesendet: Donnerstag, 20. November 2025 11:50  
An: Clemens Krösbacher <[c.kroesbacher@3pgeo-west.com](mailto:c.kroesbacher@3pgeo-west.com)>  
Betreff: FVV Brücke Diepoldsau-Widnau; Dammerhöhung

Hallo Clemens,

wir haben vor einige Wochen telefoniert und die Erhöhung des bestehenden Dammes auf der diepoldsauer Seite besprochen. Die Situation findest du auf dem beigelegten Plan. Hiermit möchte die Konsequenzen für unsere Planung zusammenfassen und würde dich um eine Rückmeldung hierzu bitten, damit wir es als Grundlage für das Vorprojekt aufnehmen können:

- 1) Die Dammerhöhung um ca. 3,0m kann im Hinblick der Standsicherheit des Dammes erfahrungsgemäß realisiert werden. Der Standsicherheitsnachweis soll in der nächsten Projektphase durchgeführt werden, um diese Einschätzung zu verifizieren.
- 2) Bei einer Dammerhöhung ist mit Setzungen zu rechnen, welche evtl. zu Risse im Dichtkern führen können. Damit die Dichtigkeit des Dammes nicht beeinträchtigt wird, kann der Dichtkern vorab durch eine Spundwand ergänzt werden.

Wäre diese Formulierung in deinem Sinne? Wir können uns gerne hierzu nochmal telefonisch austauschen.

Povilas Ambrasas  
Tel. +49 711 64871-32

---

**sbp**  
schlaich  
bergemann partner

Stuttgart . Berlin . New York . São Paulo . Shanghai . Paris . Madrid . Los Angeles . Riyadh  
sbp se . Schwabstraße 43 . 70197 Stuttgart

MDs: Stefan Kammerer, Christoph Paech, Dr. Ing. Boris Reyher, Frank Schächner, Andreas Schnubel, Michael Werwigk

Board: Dr. Ing. e.h. Knut Göppert, Andreas Keil, Sven Plieninger, Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich,  
Michael Stein, Knut Stockhusen

[sbp.de](http://sbp.de) [LinkedIn](#) [Instagram](#) [Facebook](#) [Vimeo](#) [WeChat](#)