

Linie: 720
Bezeichnung: ZH Langstrasse – Thalwil - Ziegelbrücke
Km: 1.213 – 57.146
Kanton(e): Zürich
Gemeinde(n): Horgen, Wädenswil
Projekt: **Fahrbahnerneuerung Horgen – Au ZH**
Gleise 94, 118, 119

10.93.01

ISP-Nr.: 1168481

Phase: **Auflageprojekt**

Datum: 20.03.2026

Unterschriften:

Bauherrenvertretung SBB

Projektverfasser

Abteilung: I-AEP-ENG-FB-ROT-PL2

Firma: Rubi Bahntechnik Schweiz AG

Name: Michael Hoffmann

Name: Kristine Diethelm



Baugrunduntersuchung
Dynamische Gleisstabilität
Bericht Nr. BG2025-004

Dok.-Nr. 1168481_03_BG_2025-004

Index: Erstellt: Geprüft: Freigabe:

--- 20.03.26 kd 20.03.26 jb 20.03.26 mh

a
b
c

Auflage

Edition 1

**Bericht Nr.
Rapport No**
BG2025-004

BT Nr

BT No

vom 09/12/2025

du

Veranlasst durch

Demandé par

Betrifft

Concerne

Berichtersteller

Auteur

I-NAT-BT-FB-UB

Linie / Ligne L720

km 19.842 - 21.587

Au ZH

James Fern

☎ 079 926 49 14

💻 U234286

 Baugrunduntersuchung der Fahrbahn
Etude géotechnique des sols de
fondation de la voie ferrée

 Unterbau und Geotechnik
Fondation et Géotechnique

Ausführung geplant: 2027

Exécution prévue :

Matthias Niklaus

☎ 079 751 77 02

💻 U164404

Vorakten	- GTU	2015-067, 2016-078, SB202114, SB2020166
Actes ant.	- BGU	1986-205, 2007-262
	Einsenkung	2024-091

 Verteiler
Distribution

Anhangsverzeichnis

Annexes	1	Zusammenfassung der CPT Résumé des CPT
	2	Interpretation der CPT Interprétations des CPT
		Anhang Technischen Erklärungen
		Annexe Explications techniques

Infrastruktur

AEP-ENG-FB-ROT

AEP-PJM-ROT

VU-ROT

VU-UEW-ROT

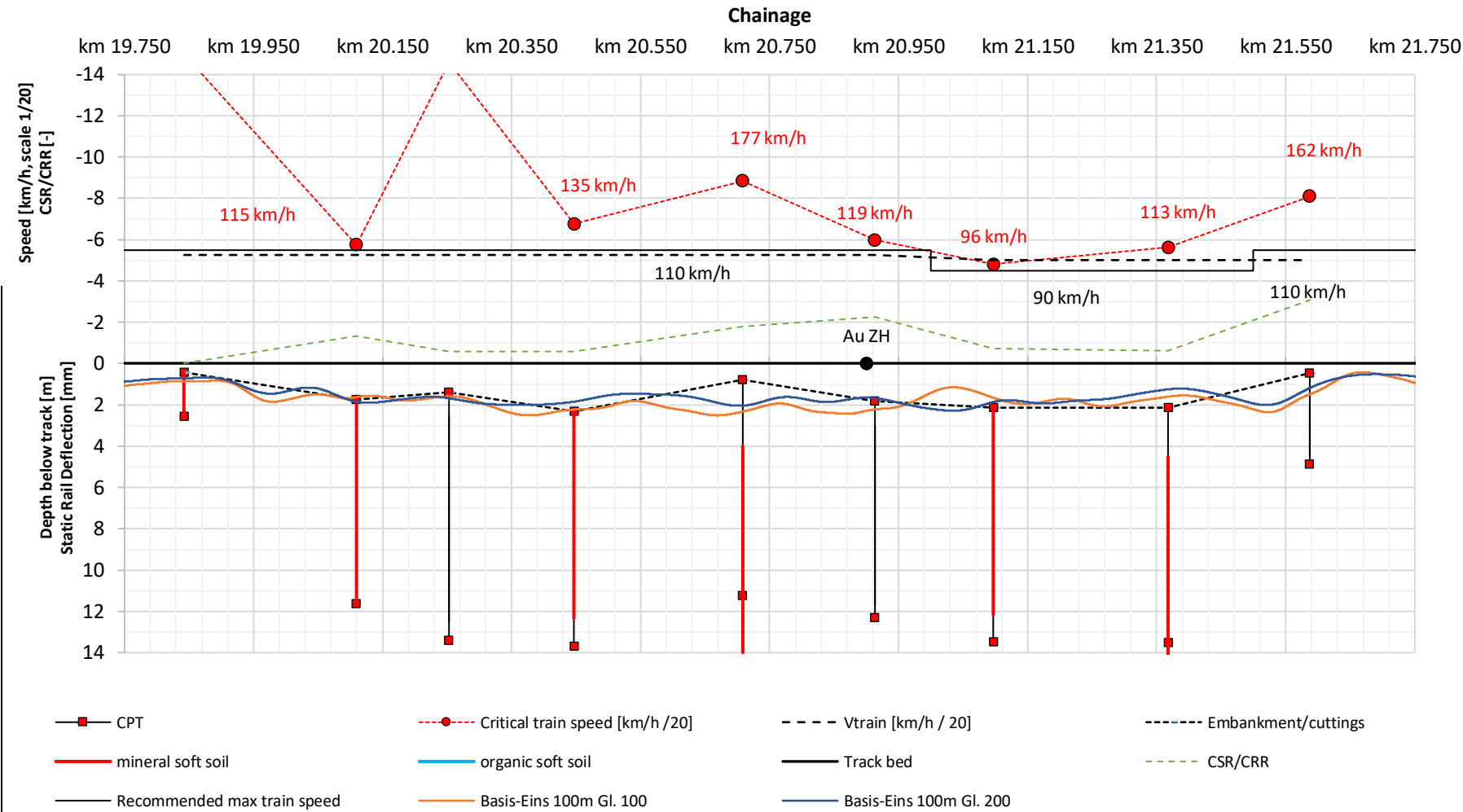
NAT-BT-FB-UB

<https://gas.app.sbb.ch/>

Dieser Bericht wird für die besonderen Bedürfnisse der SBB abgefasst; er ist Eigentum der SBB und wird Dritten (Einzelpersonen, Firmen, Behörden u.a.) nur ausnahmsweise zur Orientierung abgegeben. Es ist daher ohne ausdrückliche schriftliche Bewilligung nicht gestattet, diesen Bericht durch irgendwelche Verfahren zu kopieren oder zu vervielfältigen, weiteren Dritten zur Verfügung zu stellen oder zu Werbezwecken zu verwenden. Bei Widerhandlungen lehnen die SBB jede Haftung ab und behalten sich zudem die Verfolgung der Fehlbaren vor.

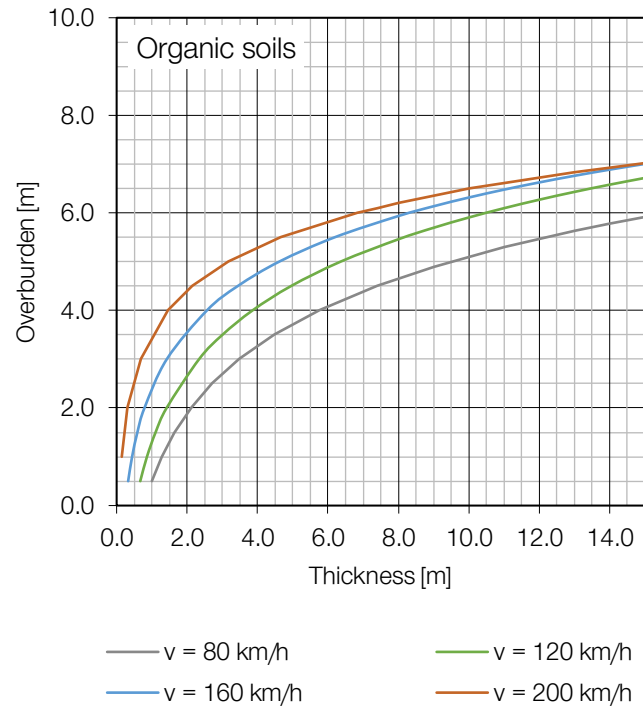
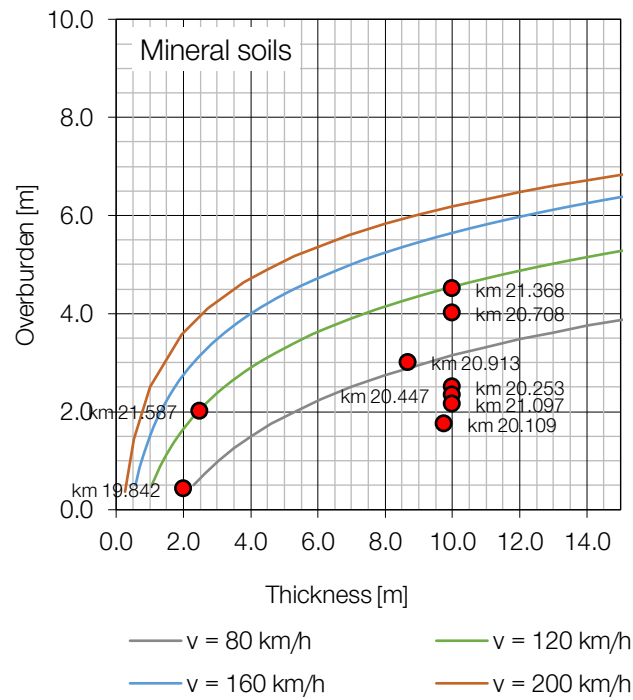
Ce rapport est établi pour les besoins particuliers des CFF; il est la propriété des CFF et ne peut être remis à des tiers (personnes, firmes, autorités, etc.) qu'exceptionnellement à titre d'information. Il est par conséquent interdit, sans autorisation écrite expresse, de copier ou de reproduire ce rapport d'une manière quelconque, de le mettre à la disposition de tiers ou de l'utiliser dans un but lucratif. En cas d'infraction, les CFF déclinent toute responsabilité et se réservent de poursuivre les fautifs

Cone Penetration Test Data Interpretation														
Project: BG2025-004				Date: 09/12/2025		Author: u234286		SBB I-NAT-BT-FB-UB						
Place: Au ZH		Line: L720		Chainage km 19.842		to km 21.587								
Comment:														
- assumption: Backfill is considered stiff.														
- GWT at lake elevation														
Summary of results														
CPT	Chainage	τ/τf d [-]	τ/τf u [-]	CSR/CRR est. [-]	CSR/CRR meas. [-]	Vs10, est [m/s]	Vs10, meas. [m/s]	Soil Class	Soft soil thick. [m]	Soft soil depth [m]	Type of soil	Critical train speed [km/h]	Est. Stat. deflection [mm]	Est. Dyn. deflection [mm]
CPT1	km 19.842	44%	49%	158%	0%	93	721	N/A	2.01	0.42	mineral	300 km/h	0.06	0.06
CPT2	km 20.109	22%	45%	134%		100		N/A	9.76	1.74	mineral	115 km/h	2.30	2.97
CPT3	km 20.253	26%	27%	125%	59%	102	164	E	10.00	2.50	mineral	292 km/h	0.86	0.89
CPT4	km 20.447	17%	32%	58%		97		E	10.00	2.33	mineral	135 km/h	2.22	2.61
CPT5	km 20.708	35%	29%	180%		102		E	10.00	4.00	mineral	177 km/h	1.80	1.96
CPT6	km 20.913	19%	28%	84%	226%	96	190	F	8.68	3.00	mineral	119 km/h	1.15	1.44
CPT7	km 21.097	16%	35%	72%		79		F	10.00	2.14	mineral	96 km/h	2.81	4.12
CPT8	km 21.368	16%	39%	62%		79		F	10.00	4.50	mineral	113 km/h	1.93	2.44
CPT9	km 21.587	36%	52%	176%	309%	152	223	N/A	2.50	2.00	mineral	162 km/h	0.82	0.91



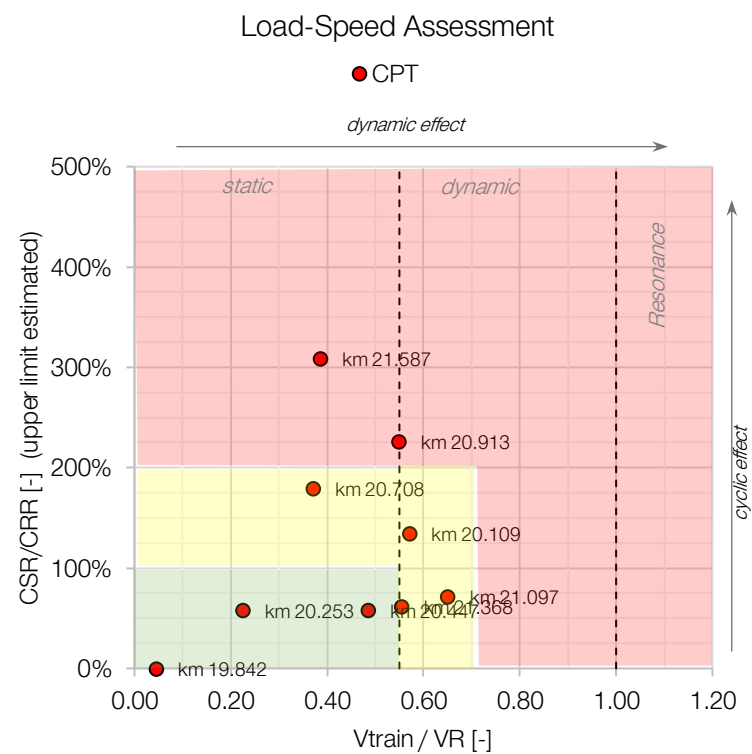
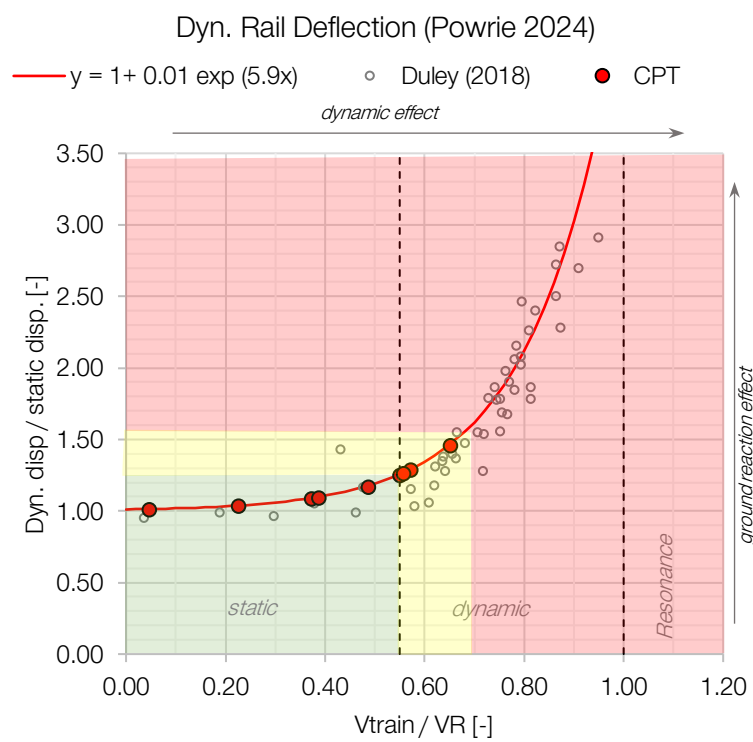
Recommended max train speed			
Sect.	Chainage	Vmax	Comment
1	km 19.500	110 km/h	Soft soil present, but satisfactory. +5 km/h speed increase possible.
	km 21.000	110 km/h	
2	km 21.000	90 km/h	Track bed at maximum train speed
	km 21.500	90 km/h	
3	km 21.500	110 km/h	No soft soil, albeit limited risk for soil fatigue. +5 km/h speed increase possible.
	km 22.000	110 km/h	
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			

DB Netz first-order cyclic verification



Ref: DB Netz: 'Untersuchungen zur Dynamischen Stabilität - Vereinfachte Bewertung der Dynamischen Stabilität von Bestehenden Strecken': Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten. DB Netz, 2018. Warning: Distance from point to threshold does not reflect the stability of the track.

SBB first-order dynamic verification



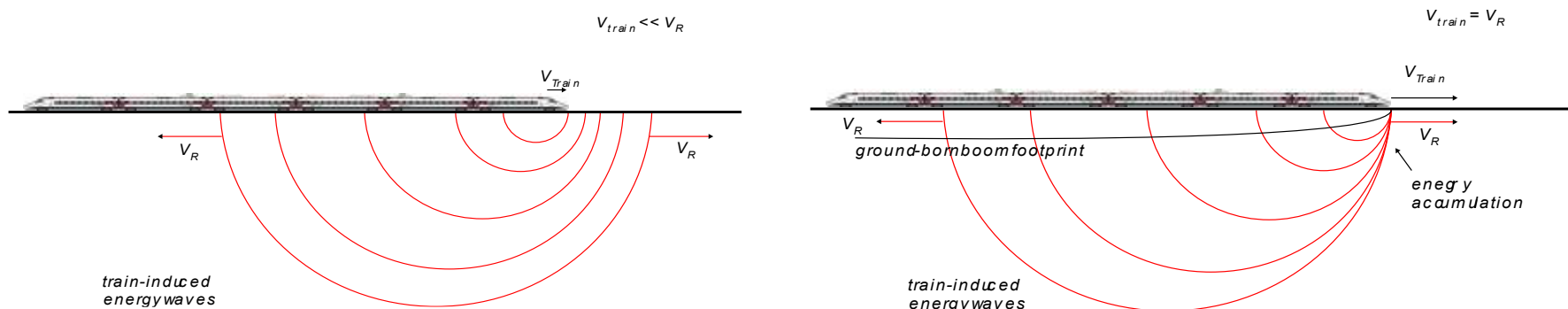
Ref: Coney et al. (2024). Pavement foundation design. In "ICE Manual of Geotechnical Engineering, Second Edition, Volume II: Geotechnical Design, Construction and Verification". Brown et al., eds. Leeds: Emerald Publishing Limited.

Disclaimer

Automatic data interpretations and visualizations are generated by algorithms and may not capture all relevant context, uncertainty, or rare events. Some data points can fall outside displayed diagrams or statistical boundaries, creating an illusion of safety. Do not rely solely on automated outputs for critical decisions — review raw data, apply domain expertise, and consult appropriate stakeholders before acting.

The recommended maximum train speed is based solely on a dynamic criterion ($v_{crit} = 0.625 \min v_R$ within 3m depth) and is valid for tracks without energy-damping subgrades. Cyclic-loading fatigue failure can thus occur reducing the life expectancy of the subgrade.

Schematic illustration of energy wave diffusion in ground



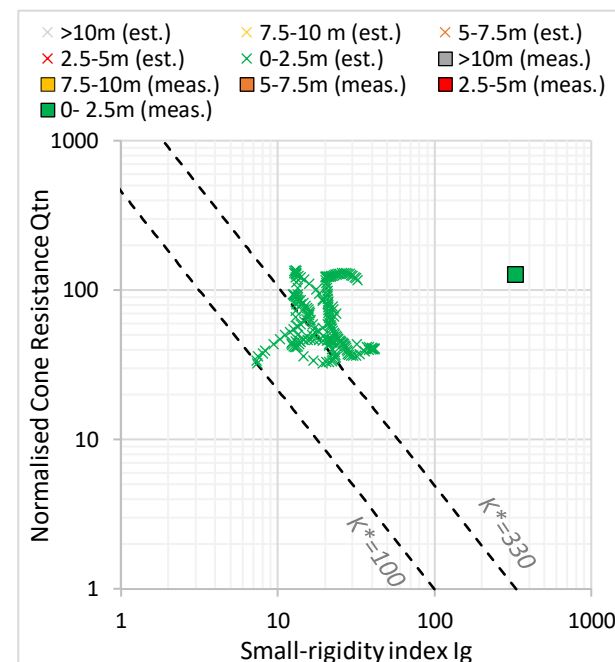
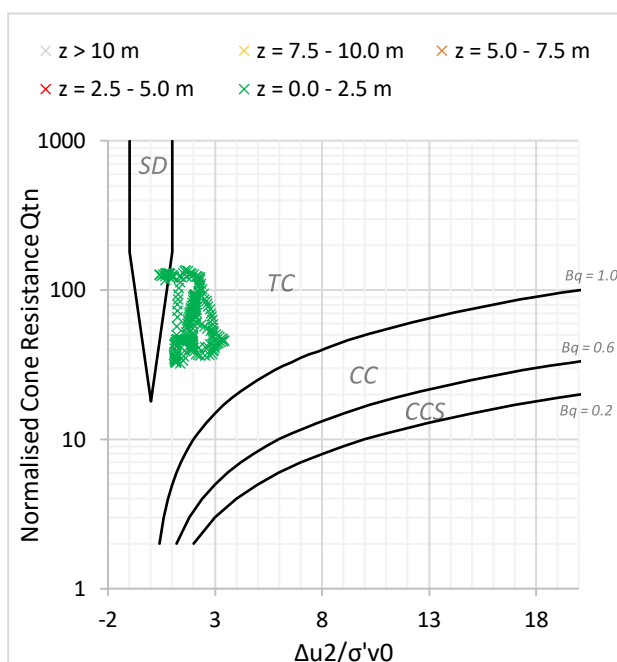
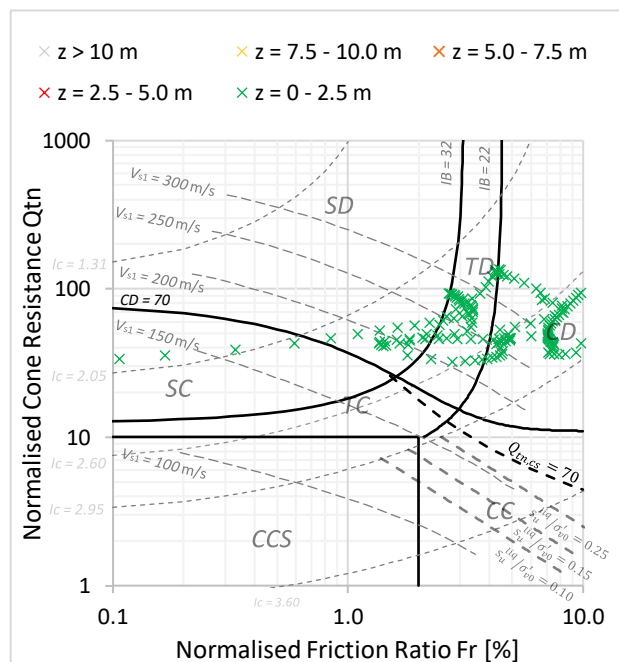
Cone Penetration Test Data Interpretation

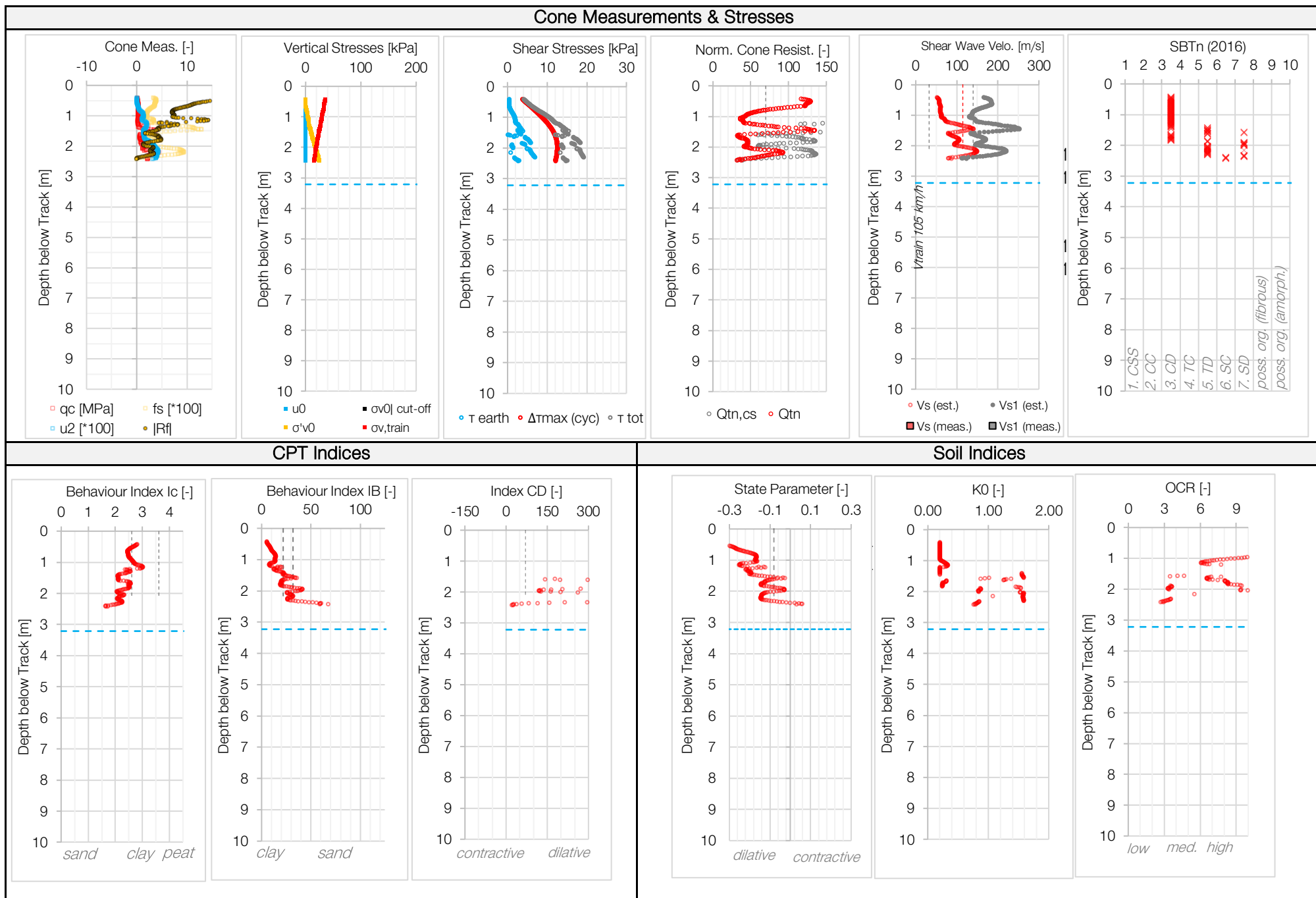
Project	BG2025-004	CPT No	CPT1	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2690408.84 m O 1233889.95 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	408.71 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 19.842	Date Exe.	06.11.2025		
Elevation Tr	409.119 masl				

Input

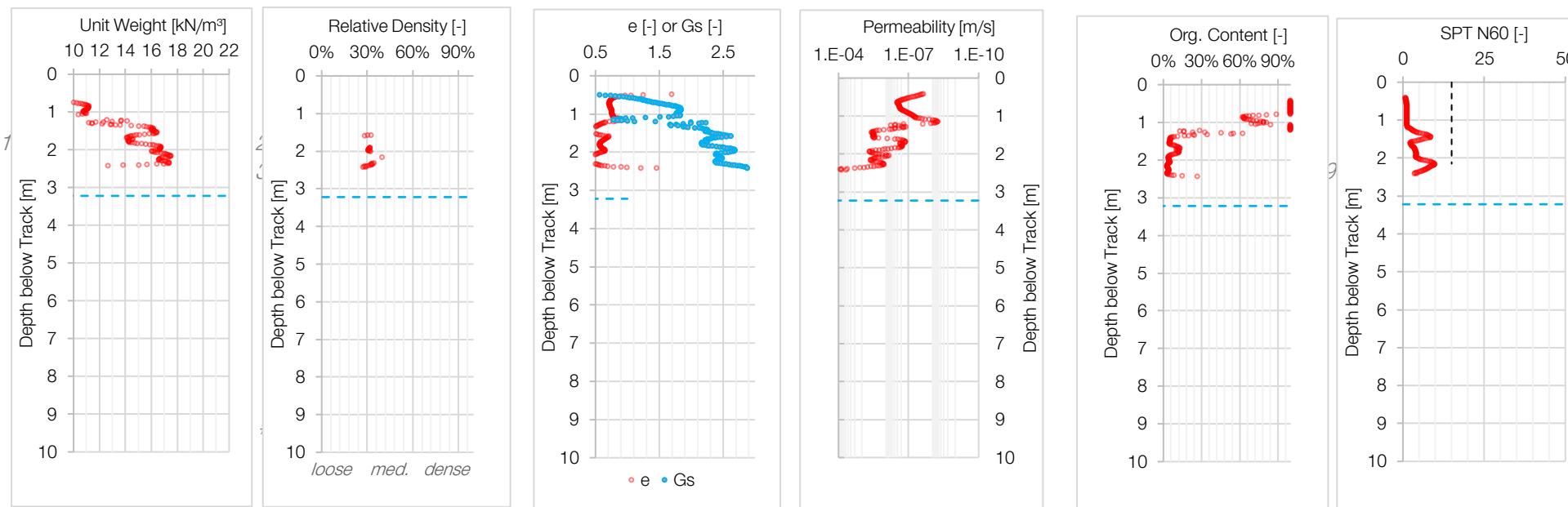
Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	2.81 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.71 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = A_{st} / A_{sb}$	1.00 [-]
Train speed	V	105.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = A_{sb} / a_s$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area A_{st}	1,500.0 mm ²	ft parameter $\beta = u_s / u$	1.00 [-]
Length train	l_t	200.0 m	friction sleeve end area A_{sb}	1,500.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	h_b	0.4 m	friction sleeve surface A	22,500.0 mm ²	Track dynamic load	443.9 kN
Sleeper length (bed width) l_s		2.6 m	Max. Depth z_{max}	2.15 m	Track width bottom	2.8 m
Sleeper spacing	a_s	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	5.6 m ²
Unit weight of ballast γ_b		18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	39.5 kPa
Earth press. coef. ballast. K_0		0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.4 s

Soil Behaviour Charts

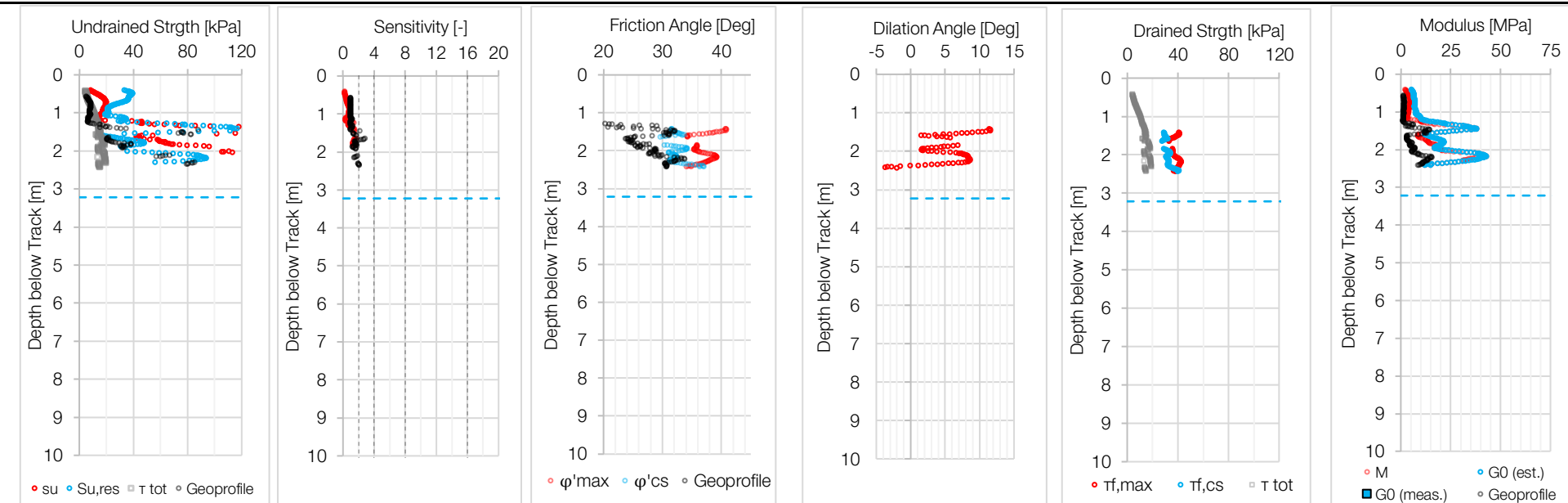




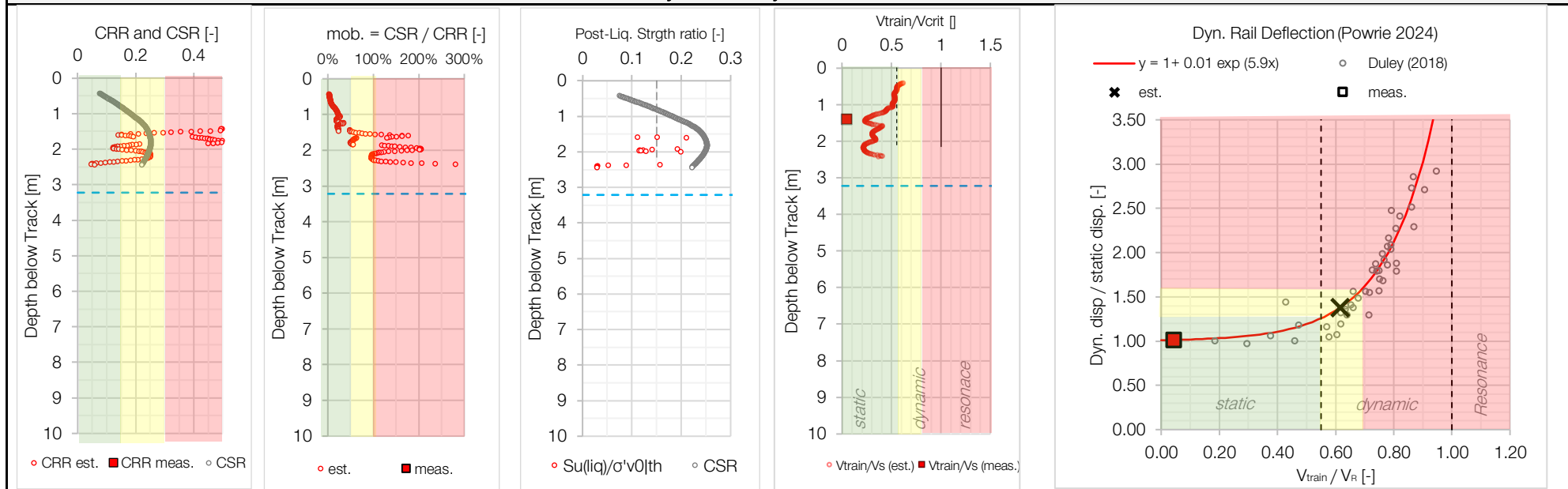
State characteristics



Static shear parameters



Cyclic and dynamic behaviour



Dynamic behaviour

	est.	meas.	
over 5m track depth			
Rayleigh wave velo. (0.9 V)	47	649	m/s
Vtrain/ VR	0.62	0.04	[-]
Ratio dyn./stat. deflection	1.38	1.01	[-]
Static deflection (3m)	2.75	0.06	mm
Dynamic deflection (3m)	3.79	0.06	mm
Critical train speed	(107)	1460	km/h

Static behaviour

Drained shear strength mobilisation	$\tau/ \tau_f / d =$	44%	@ z = 2.1 m with $\tau/ \tau_f / d, cs =$	57%
Undrained shear strength mobilisation	$\tau/ \tau_f / u =$	49%	@ z = 0.9 m $\tau/ \tau_f, res/ u =$	40%
Cyclic undrained shear strength mob.	CSR/CRR est. =	158%	@ z = 1.8 m	
Target "x"th highest value	25	CSR/CRR meas. =		No partial factors of safety.
Plate load constrained modulus (1m depth)	Me1 =	7 MPa	Me2/Me1	3.639159
	Me2 =	25 MPa	$\Delta s = P/Me1$	5.71 mm

Analysis

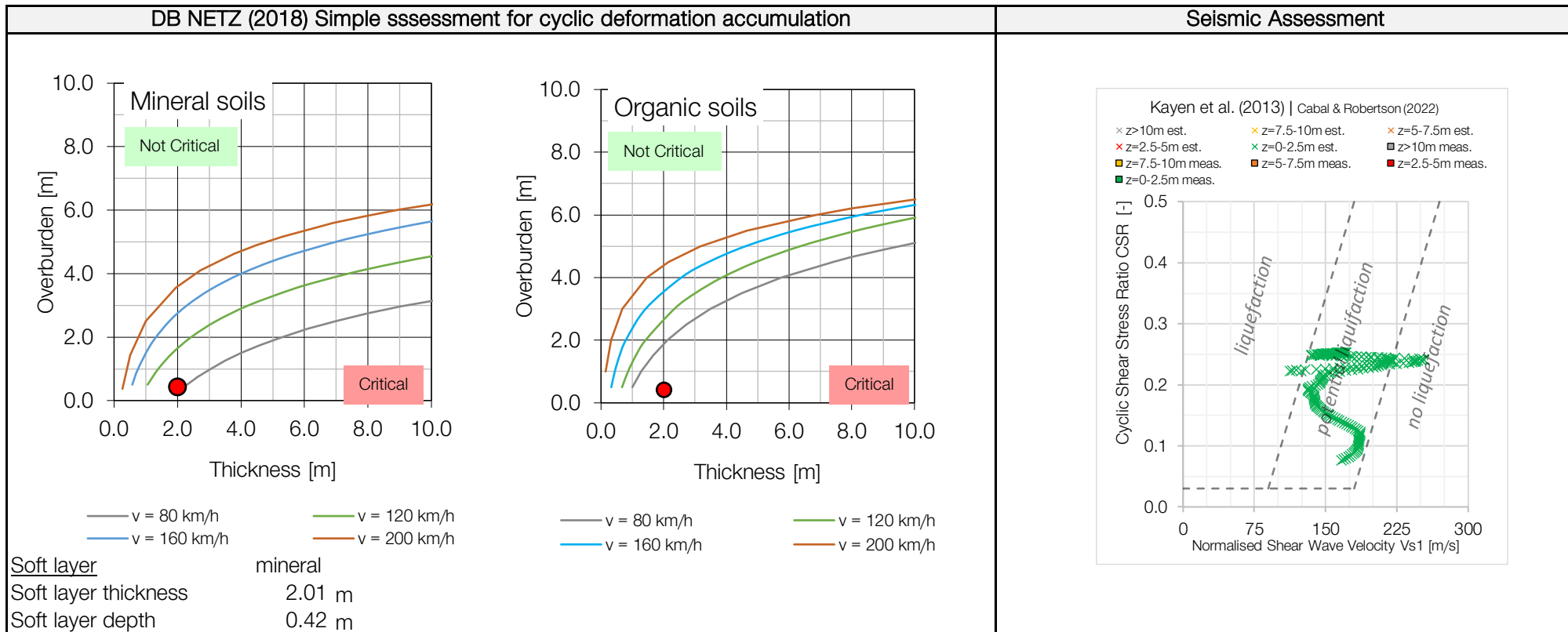
Automatic analysis: (to 2.1m depth)	di,2.1 [m]	
- no organic soil detected	0.00	○
- weak clay-like soil detected (20 kPa < cu < 40 kPa)	0.02	○
- weak clay-like soil detected (cu < 20 kPa)	0.80	37% ○
- no sensitive clay detected (St < 8)	0.00	○
- no extra sensitive clay detected (St < 16)	0.00	○
- contractive soils detected (CD < 70)	0.12	○
- no risk of undrained failure	0.00	○
- limited risk of flow liquefaction	0.00	○
- no risk of cyclic liquefaction	0.00	○
- no risk of cyclic mobility	0.00	○
- no risk of local resonance (Vtrain < 0.9 Vs)	0.00	○
- no global risk of resonance (Vtrain < 0.5Vs, 10)	no	

Site Classification (SBB)

	Class	Vs10 th [m/s]	Vs30 th [m/s]	Ground:
Vs2, est = 93 m/s	A	> 1100	> 1486	Hard rock
Vs2, meas. = 721 m/s	B	1100	1486	Rock
Vs1,2, est = 173 m/s	C	575	763	Soft rock
Vs1,cs,2,est. = 202 m/s	D	280	364	Stiff soil
Projection $\tilde{V}_{s30,est} = \#N/A$	E	140	178	Soft soil
Projection $\tilde{V}_{s30,meas} = \#N/A$	F	115	146	Special soil
Soil Class: N/A	regression coefficients:		a = #N/A	
	(Boore, 2004)		b = #N/A	

Automatic Comments

- data needs to be analysed by a specialist
- Ground failure detected
- CPT is not deep enough.



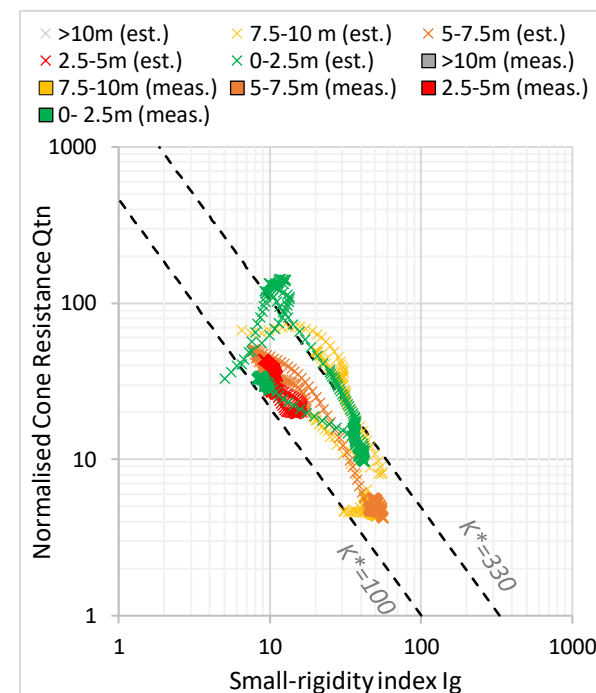
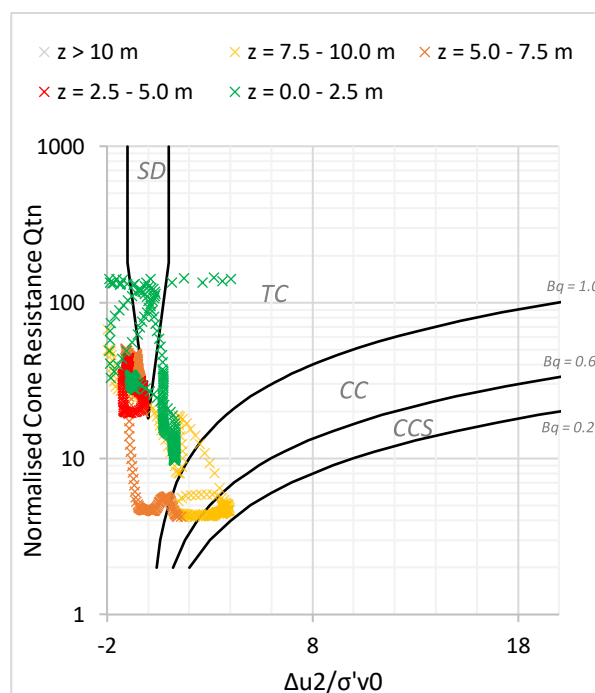
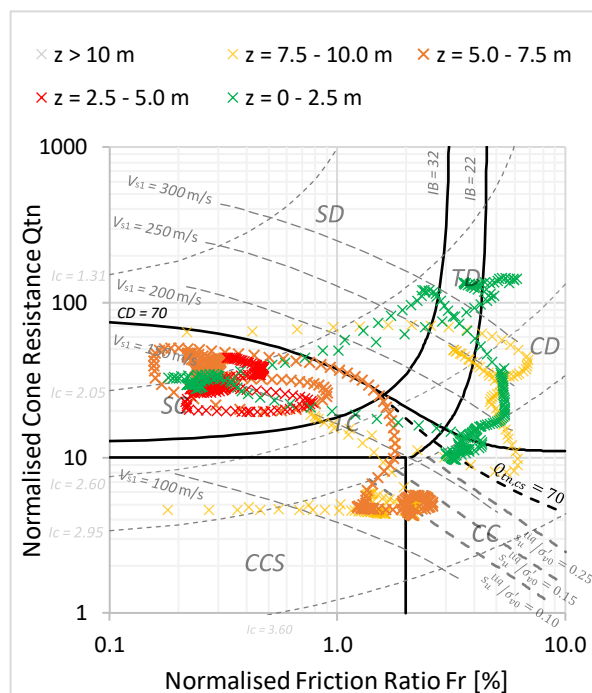
Cone Penetration Test Data Interpretation

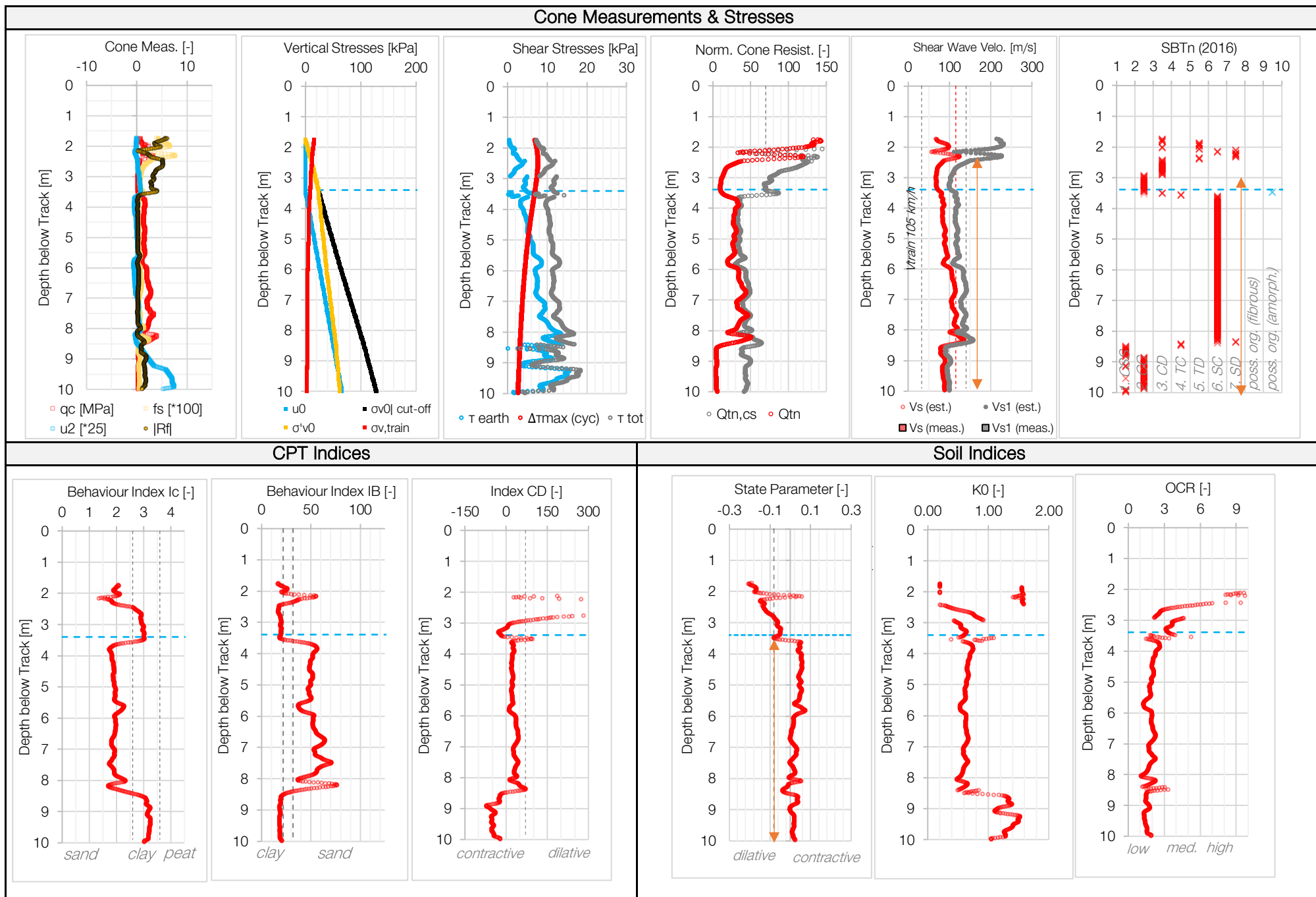
Project	BG2025-004	CPT No	CPT2	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2690650.51 m O 1233776.38 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	407.56 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 20.109	Date Exe.	06.11.2025		
Elevation Tr	409.292 masl				

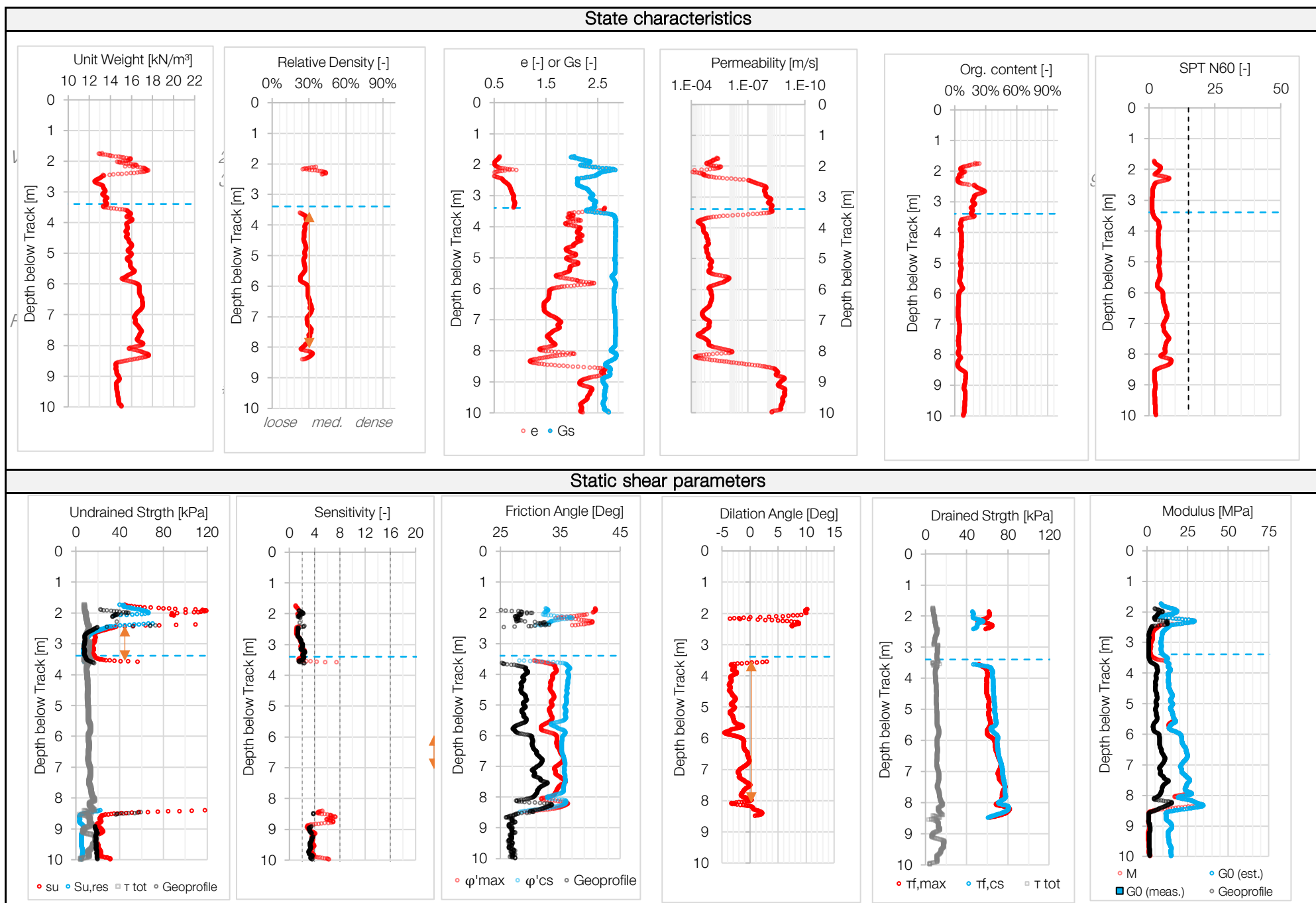
Input

Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	1.66 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.75 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = A_{st} / A_{sb}$	1.00 [-]
Train speed	V	105.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = A_{sb} / a_s$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area A_{st}	1,500.0 mm ²	ft parameter $\beta = u_s / u$	1.00 [-]
Length train	lt	200.0 m	friction sleeve end area A_{sb}	1,500.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	hb	1.7 m	friction sleeve surface A	22,500.0 mm ²	Track dynamic load	443.9 kN
Sleeper length (bed width) ls		2.6 m	Max. Depth z_{max}	9.9 m	Track width bottom	3.5 m
Sleeper spacing	as	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	9.2 m ²
Unit weight of ballast γ_b		18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	24.0 kPa
Earth press. coef. ballast. K_0		0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.4 s

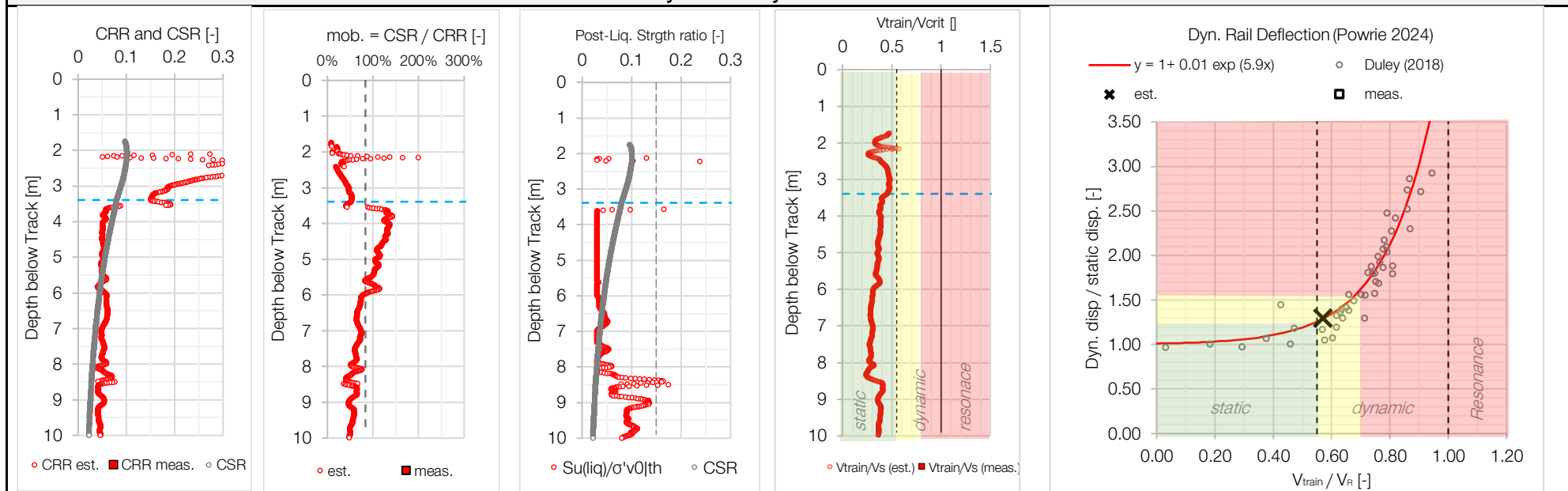
Soil Behaviour Charts







Cyclic and dynamic behaviour



Dynamic behaviour

	est.	meas.
over 5m track depth		
Rayleigh wave velo. (0.9 V)	51	m/s
Vtrain/ VR	0.57	[-]
Ratio dyn./stat. deflection	1.29	[-]
Static deflection (3m)	2.30	mm
Dynamic deflection (3m)	2.97	mm
Critical train speed	(115)	km/h

Static behaviour

Drained shear strength mobilisation	$\tau/ff/d =$	22%	@ z = 5.7 m with $\tau/ff/d,cs =$	20%
Undrained shear strength mobilisation	$\tau/ff/u =$	45%	@ z = 3.3 m $\tau/ff,res/u =$	100%
Cyclic undrained shear strength mob.	CSR/CRR est. =	134%	@ z = 4.1 m	
Target "x"th highest value	25	CSR/CRR meas. =	#N/A	No partial factors of safety.
Plate load constrained modulus (1m depth)	Me1 =	13 MPa	Me2/Me1	2.782068
	Me2 =	36 MPa	$\Delta s = P/Me1$	1.84 mm

Analysis

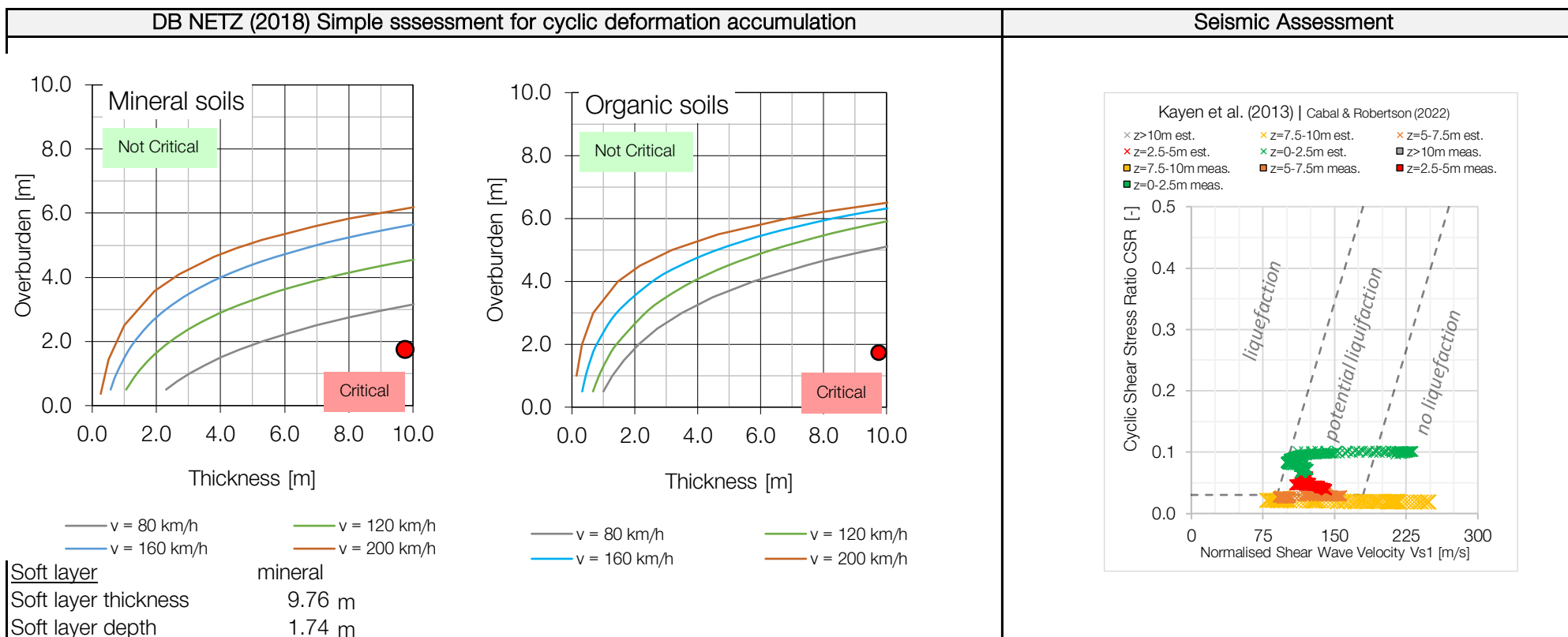
Automatic analysis: (to 9.9m depth)	di,9.9 [m]
- organic soil detected ($ Rf > 5\%$ & $K < 100$ MPa)	0.08
- weak clay-like soil detected ($20 \text{ kPa} < cu < 40 \text{ kPa}$)	1.92 19%
- weak clay-like soil detected ($cu < 20 \text{ kPa}$)	1.27 13%
- Sensitive clay detected ($St > 8$)	0.11
- Extra sensitive clay detected ($St > 16$)	0.14
- contractive soils detected ($CD < 70$)	10.76 109%
- no risk of undrained failure	0.00
- limited risk of flow liquefaction	0.00
- risk of cyc. Liq. ($CSR > CRR$, $Q_{tn,cs} < 70$, $z < GWT$)	2.07 21%
- no risk of cyclic mobility	0.00
- no risk of local resonance ($V_{train} < 0.9 V_s$)	0.00
- no global risk of resonance ($V_{train} < 0.5 V_s, 10$)	no

Site Classification (SBB)

	Class	Vs10 th [m/s]	Vs30 th [m/s]	Ground:
Vs9, est = 100 m/s	A	> 1100	> 1486	Hard rock
Vs9, meas. =	B	1100 m/s	1486	Rock
Vs1,9, est = 130 m/s	C	575 m/s	763	Soft rock
Vs1,cs,9,est. = 157 m/s	D	280 m/s	364	Stiff soil
Projection Vs30,est = #N/A	E	140 m/s	178	Soft soil
Projection Vs30,meas =	F	115 m/s	146	Special soil
Soil Class: N/A	regression coefficients:			a = #N/A
	(Boore, 2004)			b = #N/A

Automatic Comments

- data needs to be analysed by a specialist
- Ground failure detected



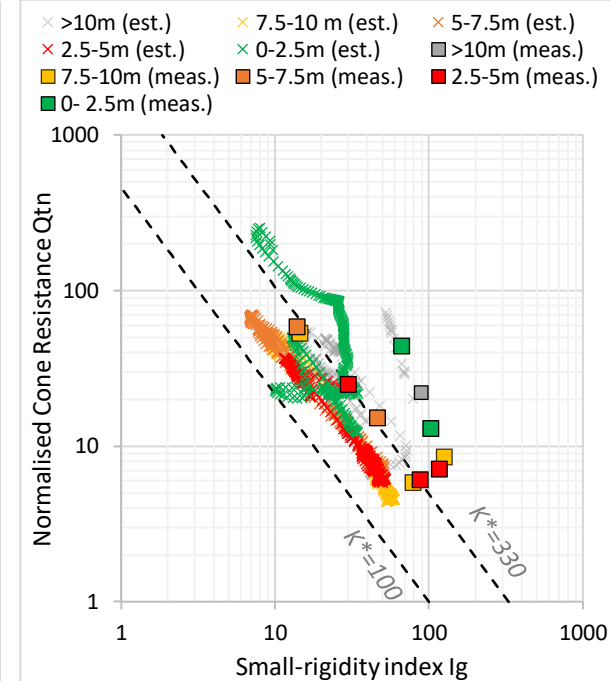
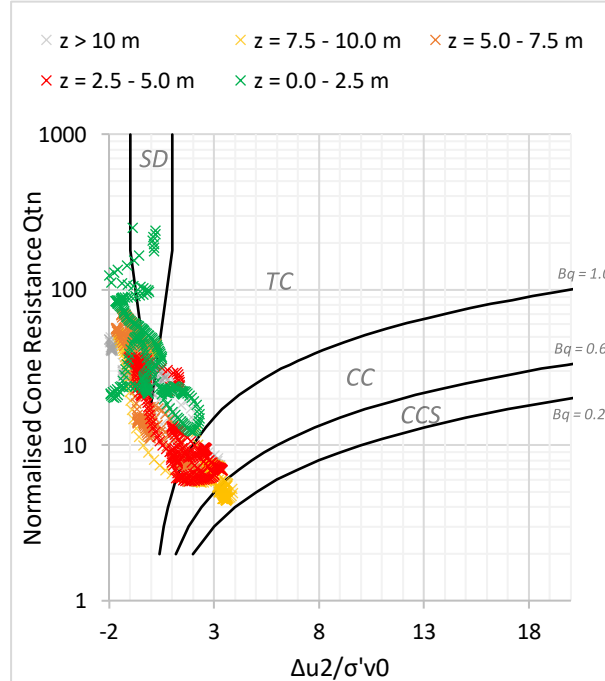
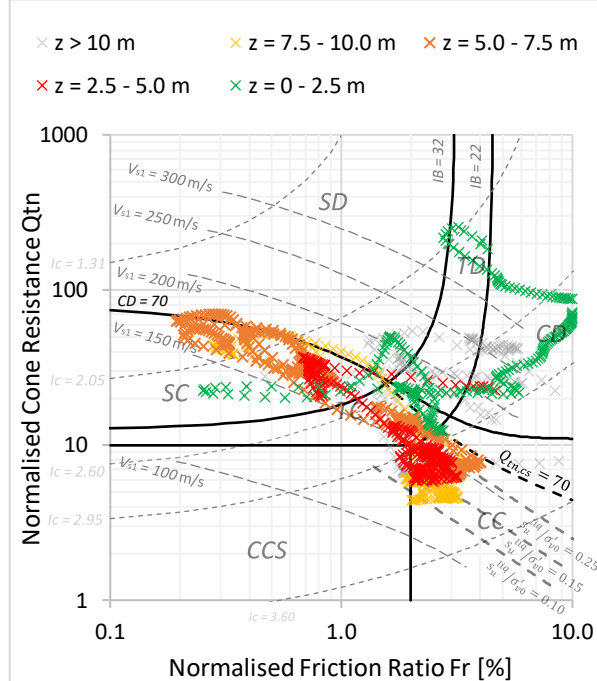
Cone Penetration Test Data Interpretation

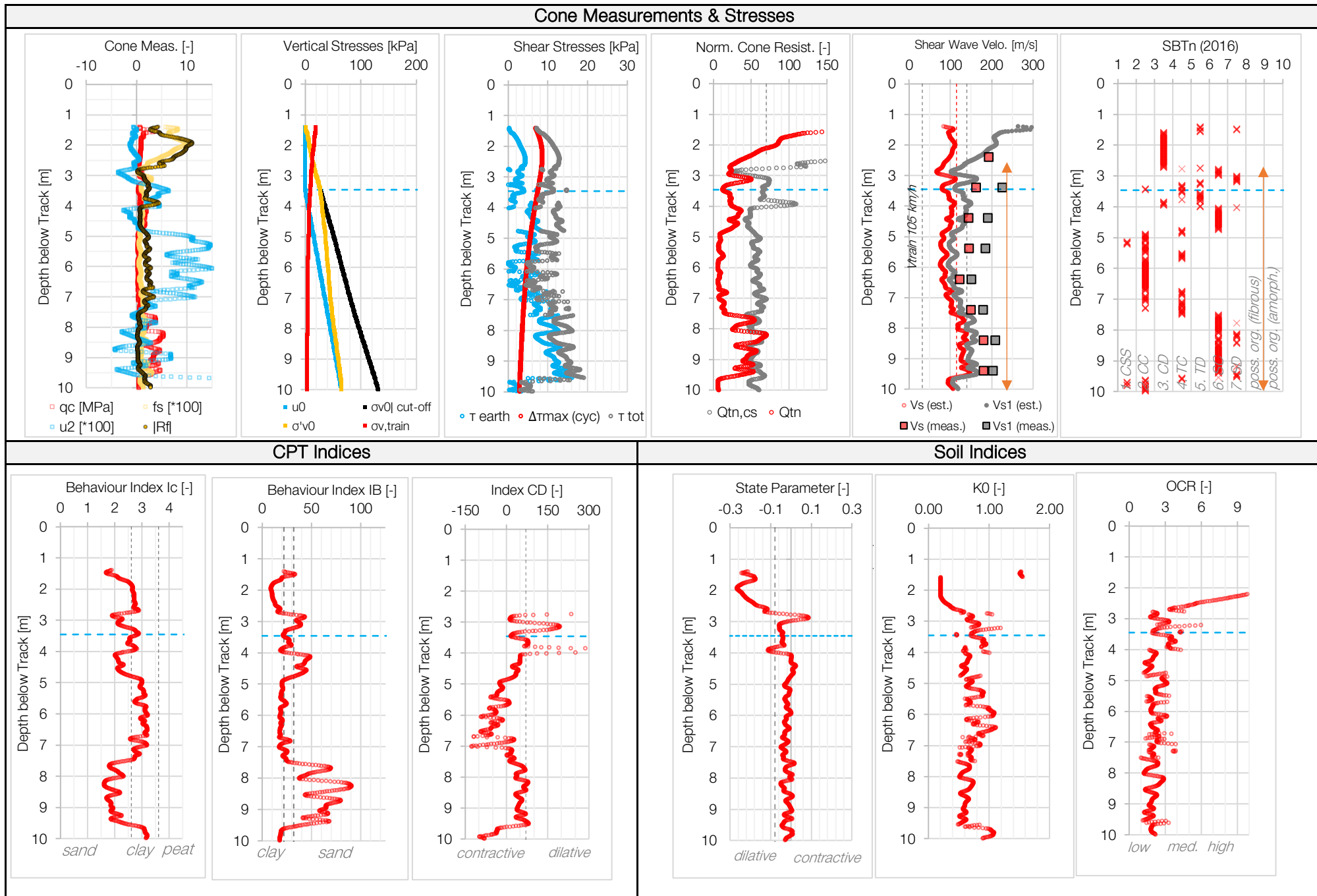
Project	BG2025-004	CPT No	CPT3	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2690779.05 m O 1233710.28 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	407.96 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 20.253	Date Exe.	05.11.2025		
Elevation Tr	409.355 masl				

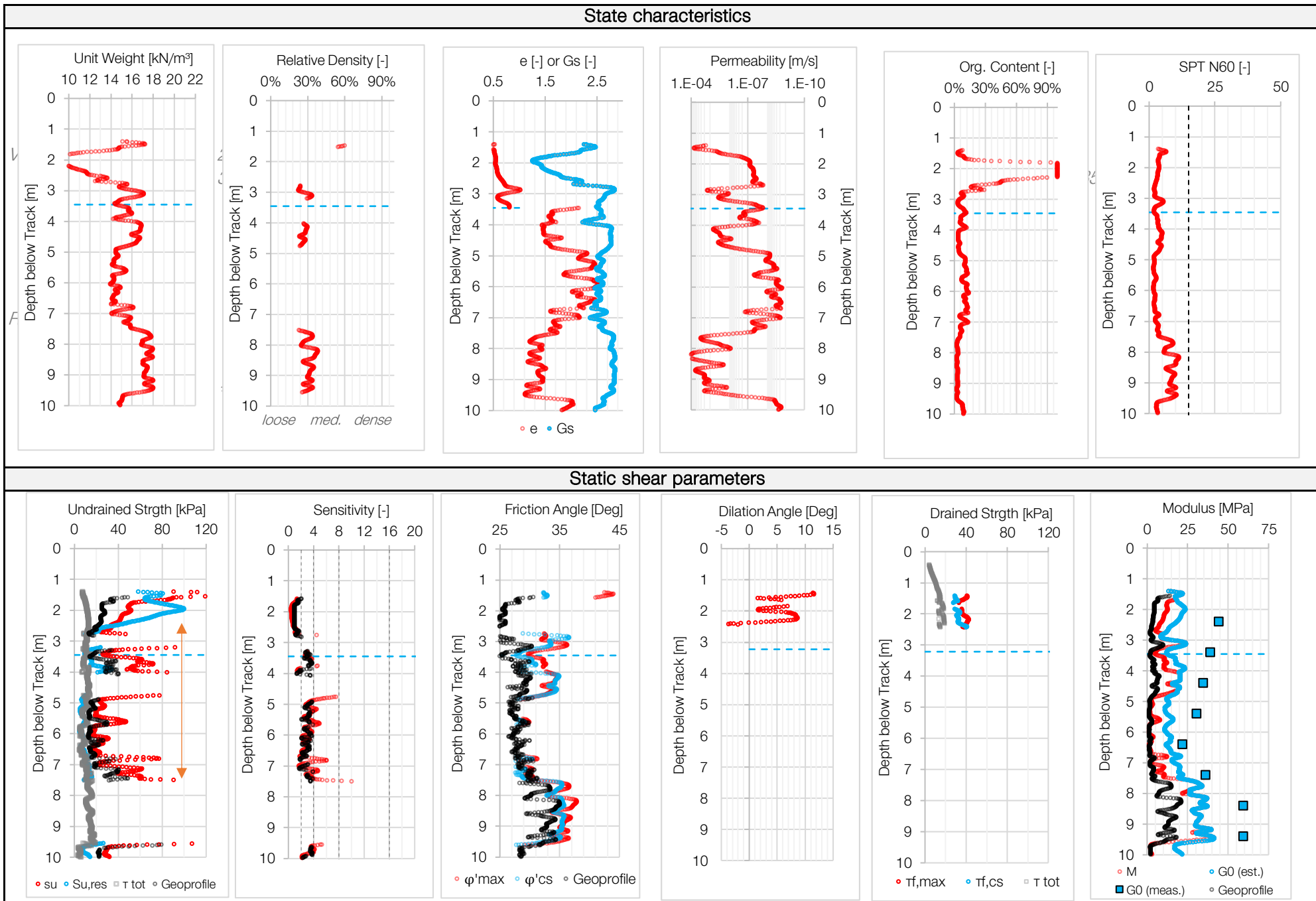
Input

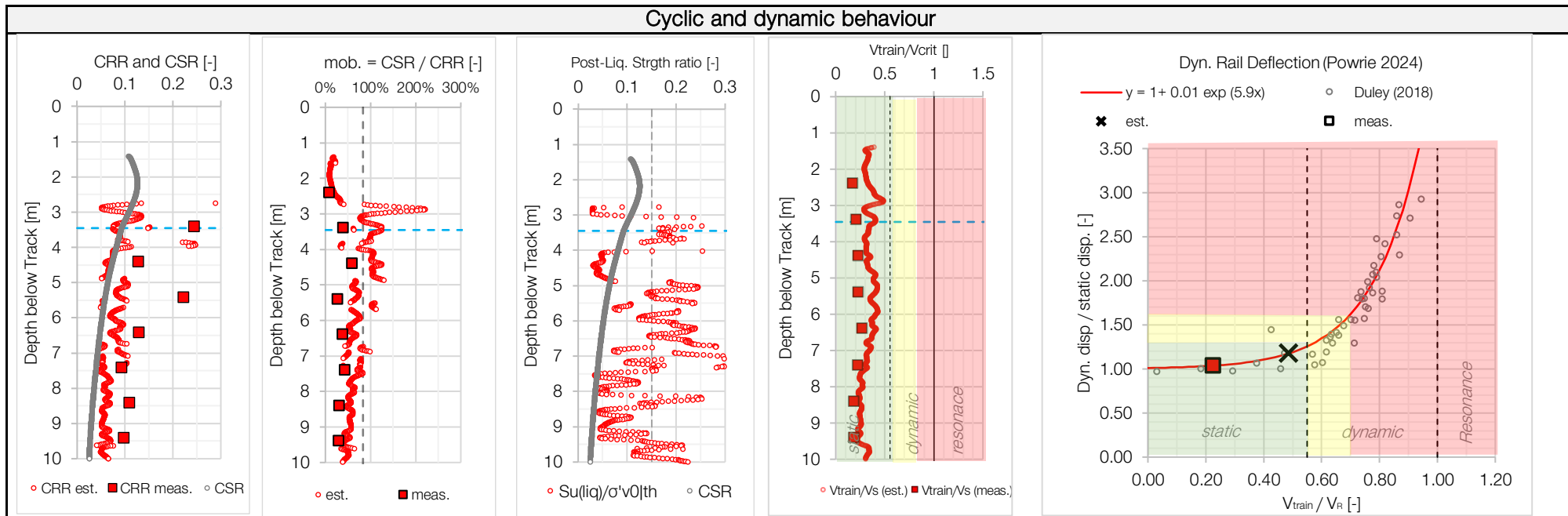
Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	2.06 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.71 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = A_{st} / A_{sb}$	1.00 [-]
Train speed	V	105.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = A_{sb} / a_s$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area A_{st}	1,000.0 mm ²	ft parameter $\beta = u_s / u$	1.00 [-]
Length train	lt	200.0 m	friction sleeve end area A_{sb}	1,000.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	hb	1.4 m	friction sleeve surface A	15,000.0 mm ²	Track dynamic load	443.9 kN
Sleeper length (bed width) ls		2.6 m	Max. Depth z_{max}	12 m	Track width bottom	3.3 m
Sleeper spacing	as	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	8.2 m ²
Unit weight of ballast γ_b		18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	26.9 kPa
Earth press. coef. ballast. K_0		0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.4 s

Soil Behaviour Charts



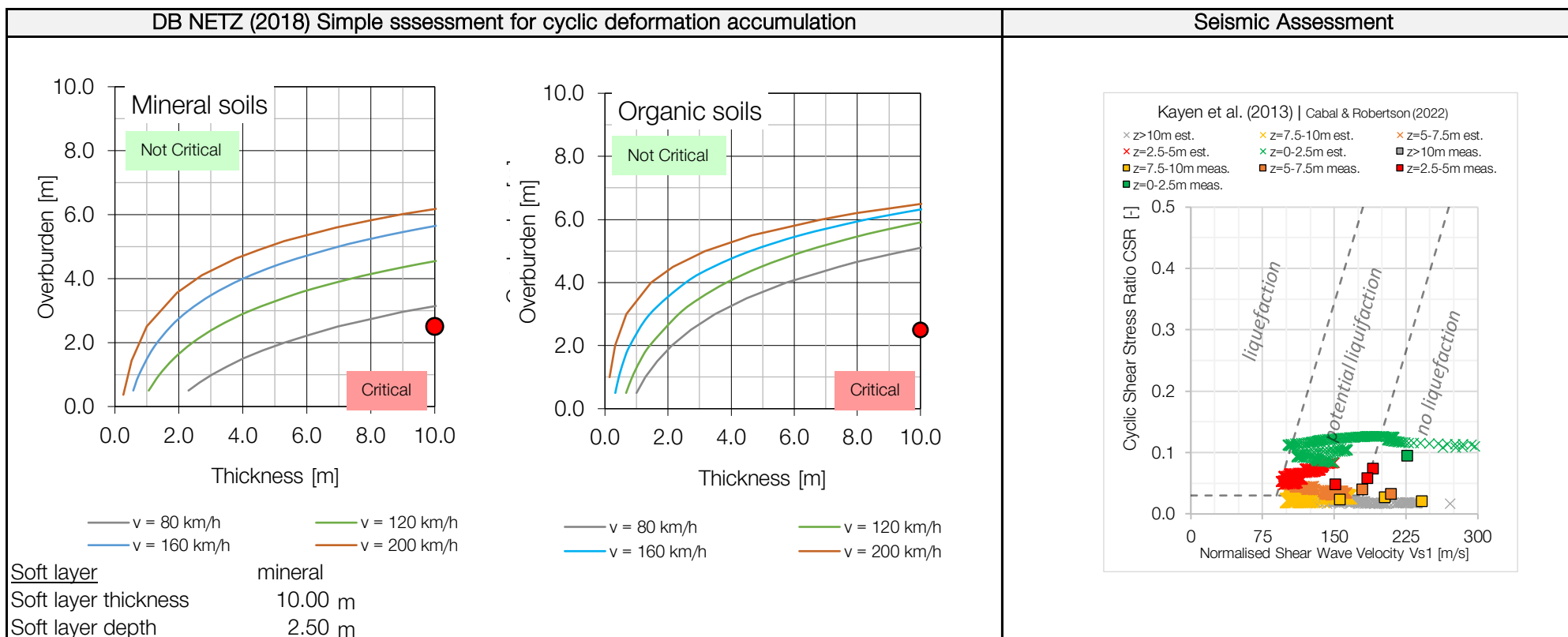






Dynamic behaviour				Static behaviour				
over 5m track depth	est.	meas.		Drained shear strength mobilisation	$\tau/ f d =$	26%	@ z = 11.4 m with $\tau/ f d,cs =$	27%
Rayleigh wave velo. (0.9 V	60	130	m/s	Undrained shear strength mobilisation	$\tau/ f u =$	27%	@ z = 5.4 m $\tau/ f ,res u =$	71%
Vtrain/ VR	0.49	0.23	[-]	Cyclic undrained shear strength mob.	CSR/CRR est. =	125%	@ z = 3.3 m	
Ratio dyn./stat. deflection	1.18	1.04	[-]	Target "x"th highest value	25	CSR/CRR meas. =	59%	@ z = 4.3 m No partial factors of safety.
Static deflection (3m)	1.86	0.86	mm	Plate load constrained modulus (1m depth)	Me1 =	14 MPa	Me2/Me1	3.56377
Dynamic deflection (3m)	2.19	0.89	mm		Me2 =	49 MPa	$\Delta s=P/Me1$	1.97 mm
Critical train speed	(135)	292	km/h					

Analysis			Site Classification (SBB)				
Automatic analysis: (to 10m depth)	di,10 [m]		Vs10, est = 102 m/s	Class	Vs10 th [m/s]	Vs30 th [m/s]	Ground:
- no organic soil detected	0.00	<div><div></div></div>	Vs10, meas. = 164 m/s	A	> 1100	> 1486	Hard rock
- weak clay-like soil detected (20 kPa < cu < 40 kPa)	3.65	<div><div></div>36%</div>	Vs1,10, est = 135 m/s	B	1100 m/s	1486	Rock
- weak clay-like soil detected (cu < 20 kPa)	0.67	<div><div></div></div>	Vs1,cs,10,est. = 166 m/s	C	575 m/s	763	Soft rock
- Sensitive clay detected (St > 8)	0.02	<div><div></div></div>	Projection $\tilde{V}s30,est = 168$ m/s	D	280 m/s	364	Stiff soil
- no extra sensitive clay detected (St < 16)	0.00	<div><div></div></div>	Projection $\tilde{V}s30,meas= 205$ m/s	E	140 m/s	178	Soft soil
- contractive soils detected (CD < 70)	7.68	<div><div></div>77%</div>		F	115 m/s	146	Special soil
- no risk of undrained failure	0.00	<div><div></div></div>	Soil Class: E	regression coefficients: a = 0.022			
- limited risk of flow liquefaction	0.00	<div><div></div></div>		(Boore, 2004) b = 1.034			
- risk of cyc. Liq. (CSR > CRR, Qtn,cs < 70, z < GWT)	1.20	<div><div></div>12%</div>	Automatic Comments				
- no risk of cyclic mobility	0.00	<div><div></div></div>	- data needs to be analysed by a specialist				
- no risk of local resonance (Vtrain < 0.9 Vs)	0.00	<div><div></div></div>	- Ground failure detected				
- no global risk of resonance (Vtrain < 0.5Vs,10)	no	<div><div></div></div>					



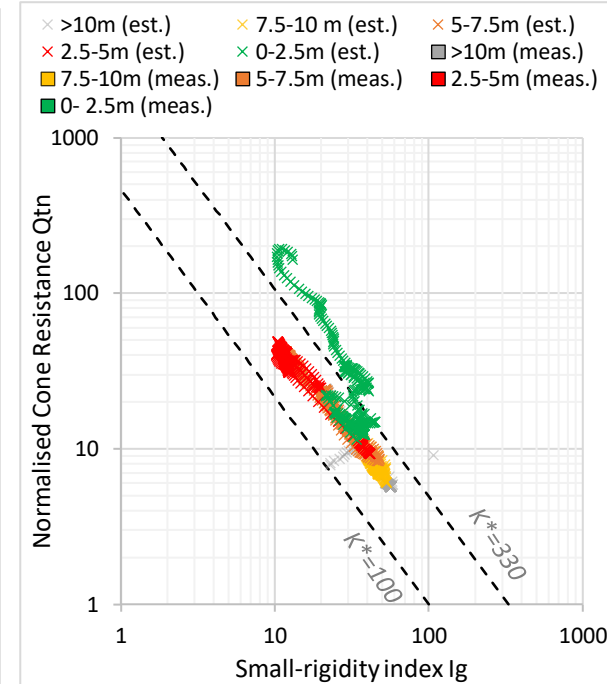
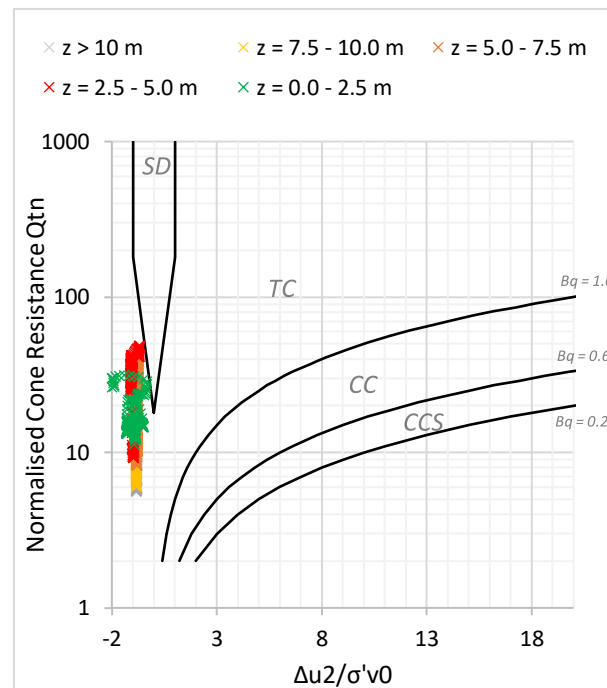
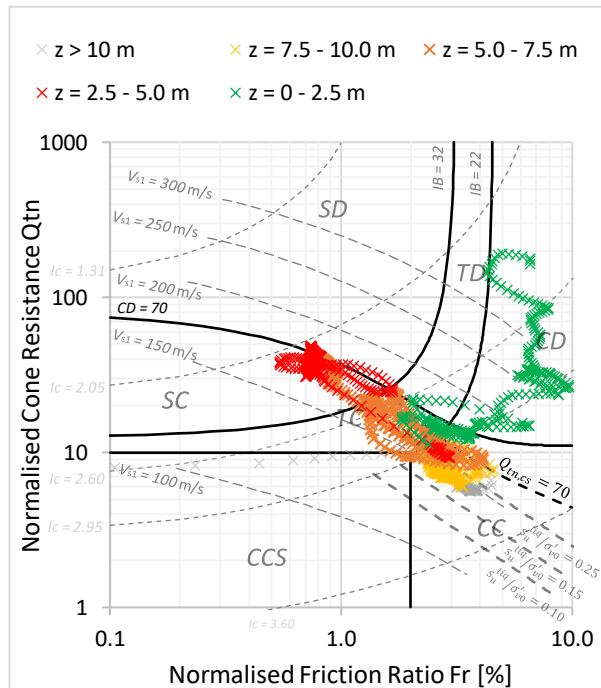
Cone Penetration Test Data Interpretation

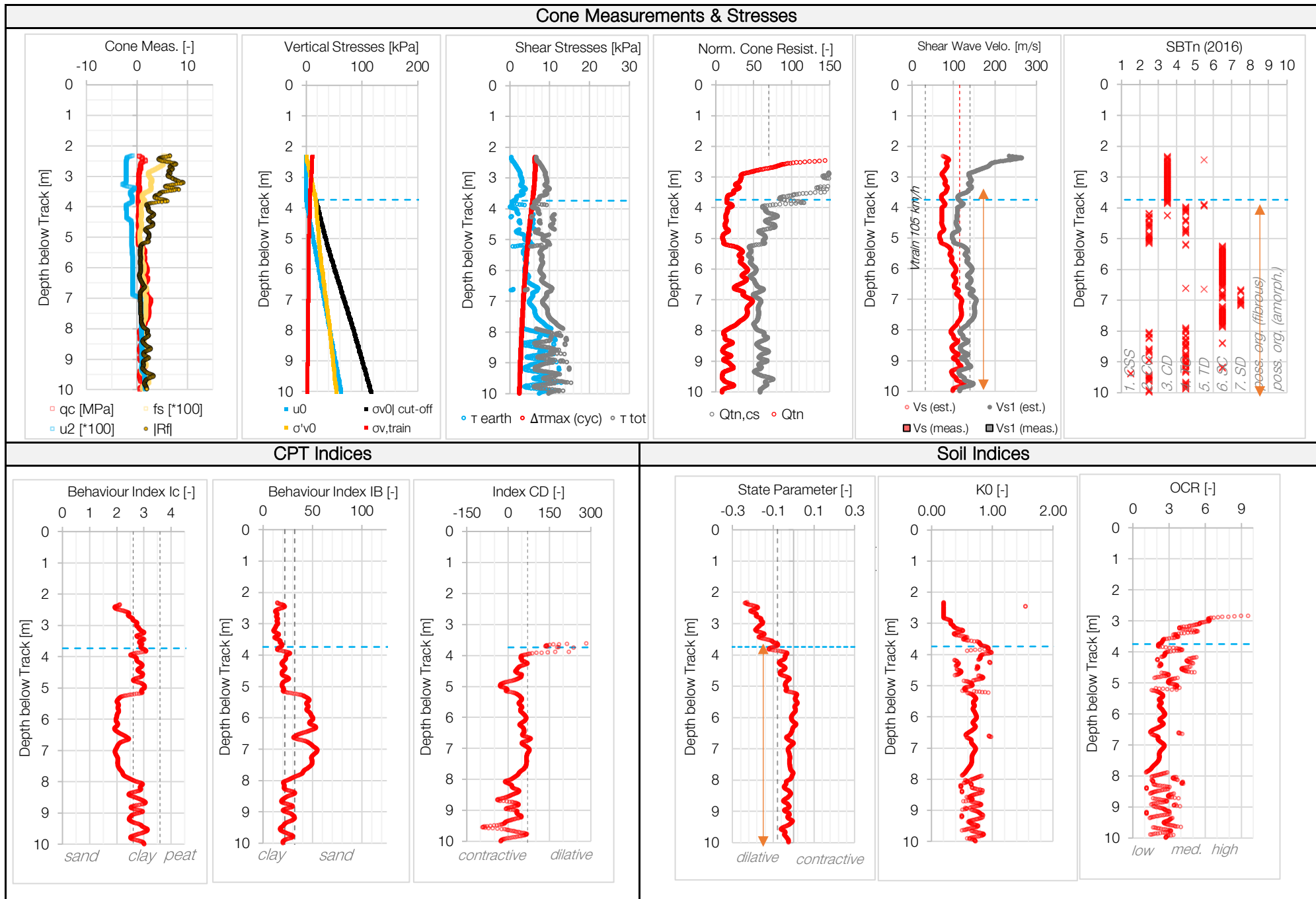
Project	BG2025-004	CPT No	CPT4	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2690958.58 m O 1233646.73 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	407.32 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 20.447	Date Exe.	05.11.2025		
Elevation Tr	409.639 masl				

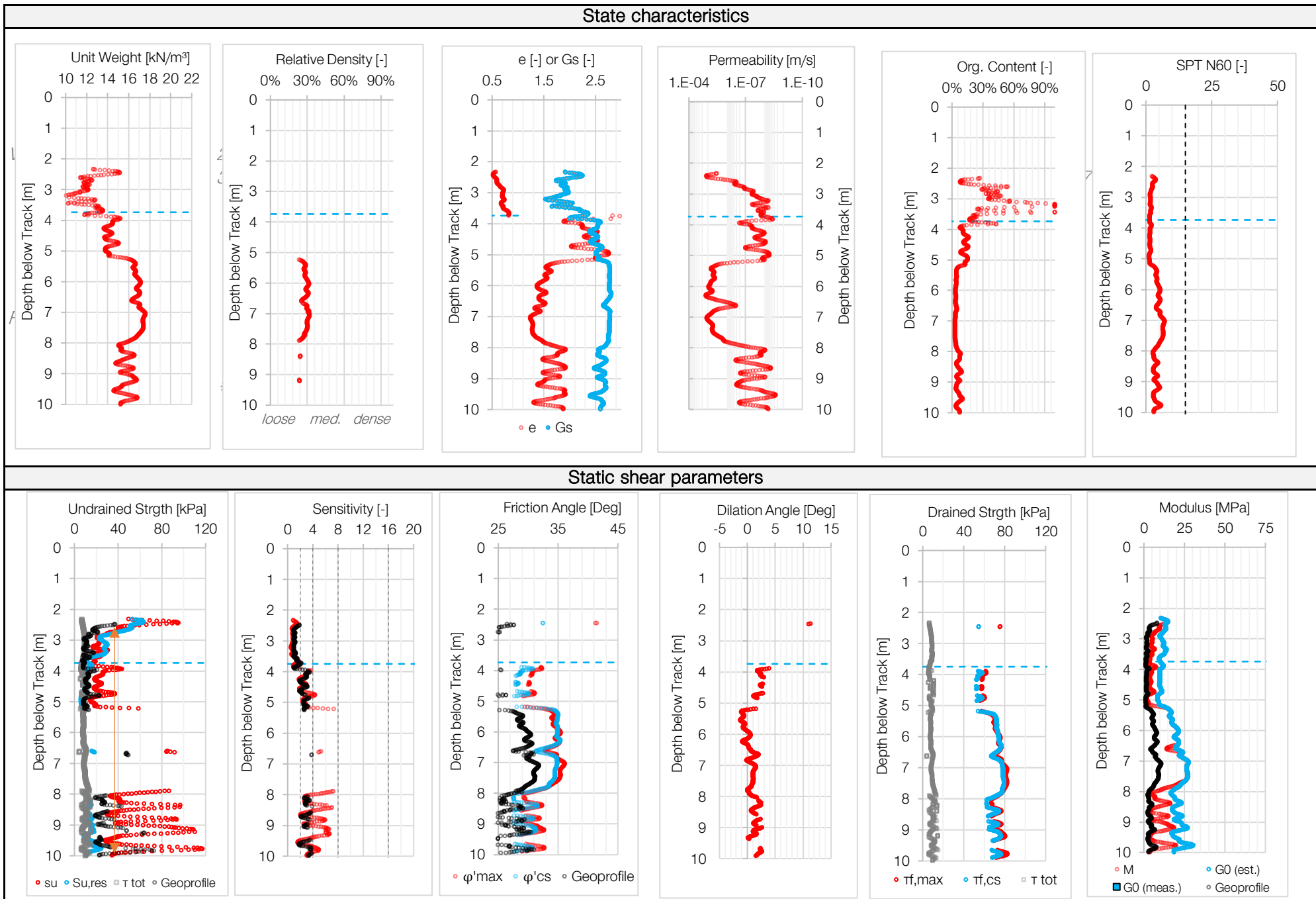
Input

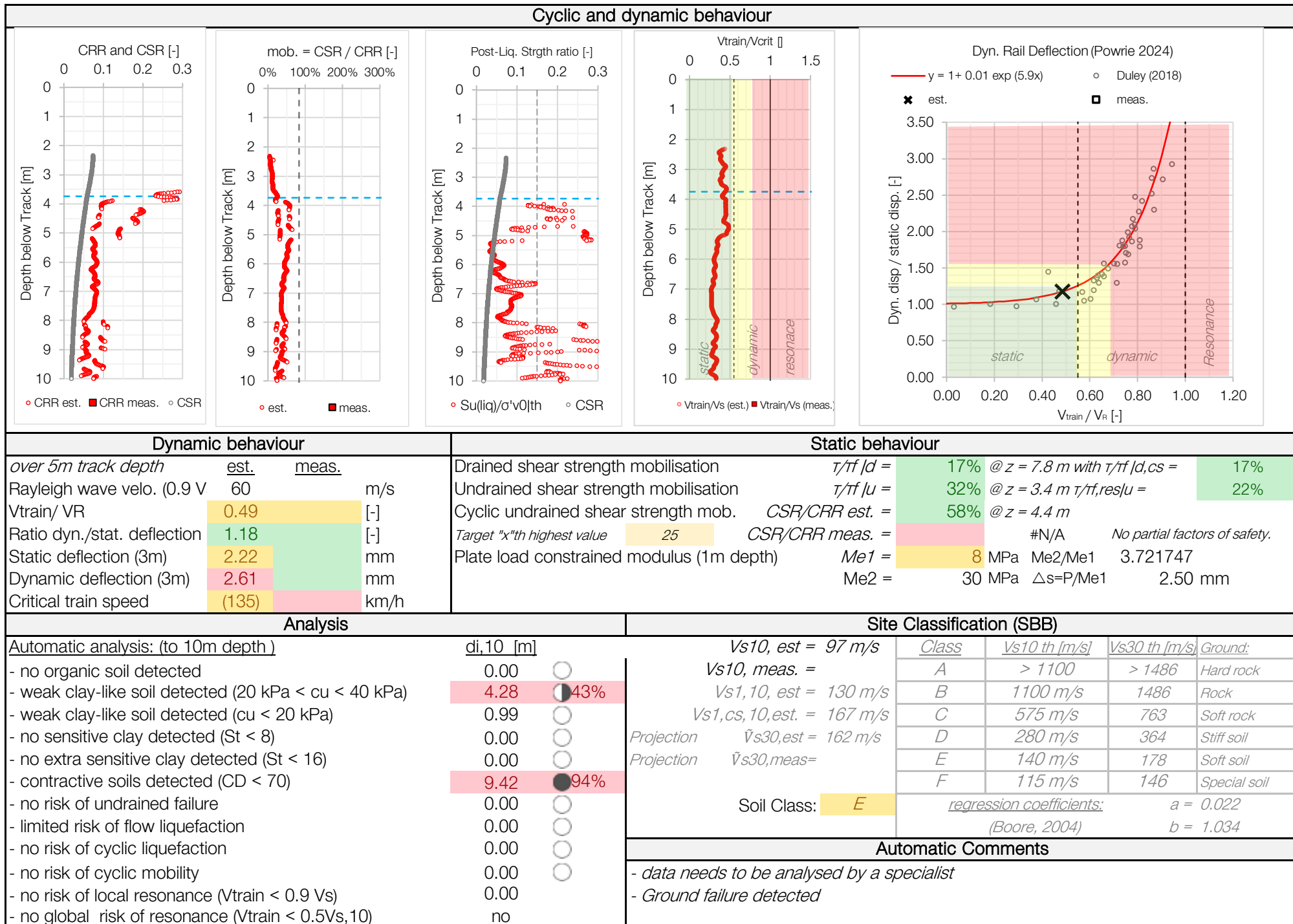
Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	1.42 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.75 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = A_{st} / A_{sb}$	1.00 [-]
Train speed	V	105.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = A_{sb} / a_s$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area A_{st}	1,500.0 mm ²	ft parameter $\beta = u_s / u$	1.00 [-]
Length train	lt	200.0 m	friction sleeve end area A_{sb}	1,500.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	hb	2.3 m	friction sleeve surface A	22,500.0 mm ²	Track dynamic load	443.9 kN
Sleeper length (bed width) ls		2.6 m	Max. Depth z_{max}	11.36 m	Track width bottom	3.8 m
Sleeper spacing	as	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	11.1 m ²
Unit weight of ballast γ_b		18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	19.9 kPa
Earth press. coef. ballast. K_0		0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.4 s

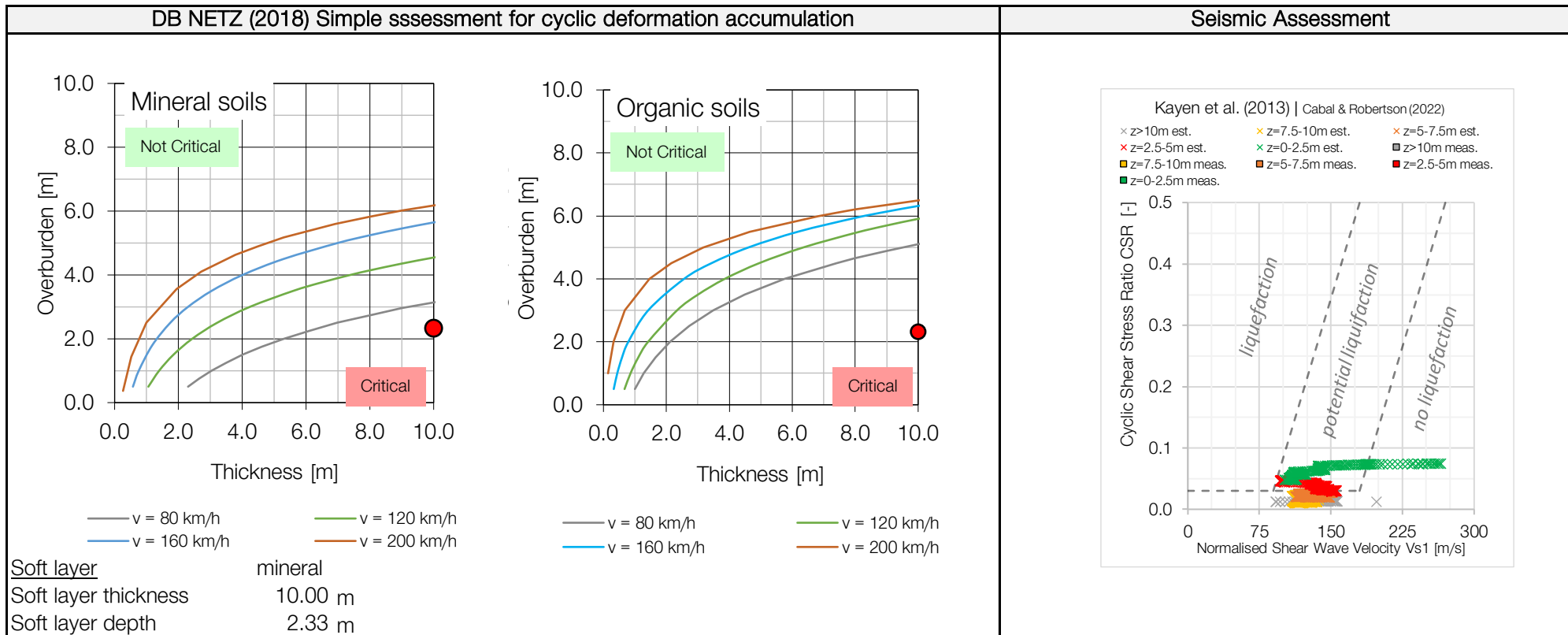
Soil Behaviour Charts











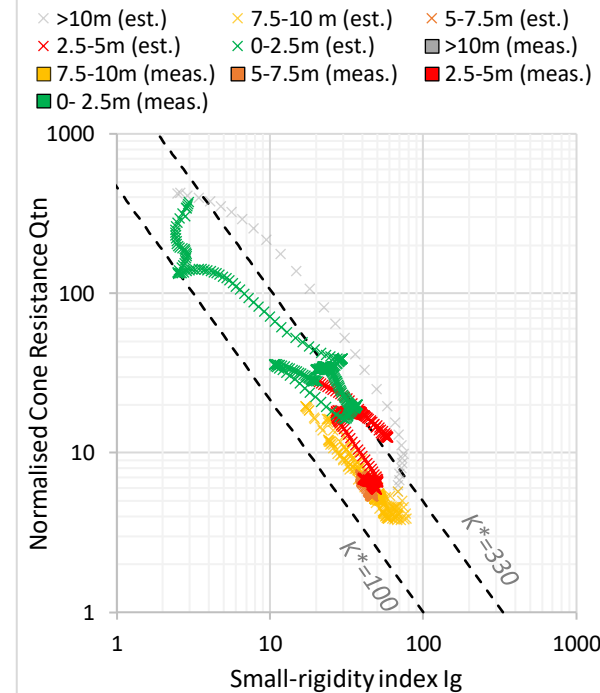
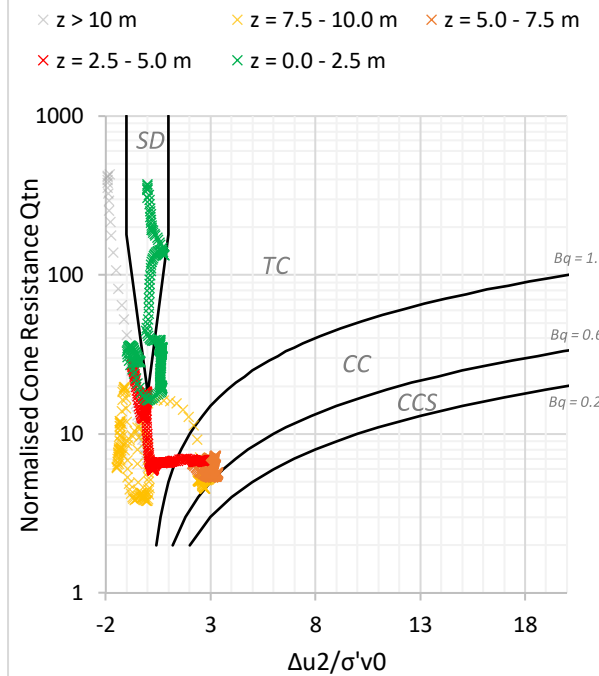
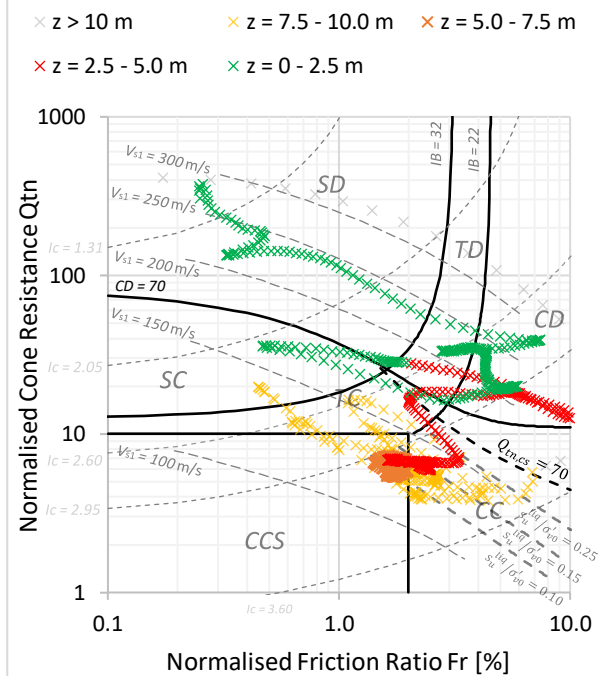
Cone Penetration Test Data Interpretation

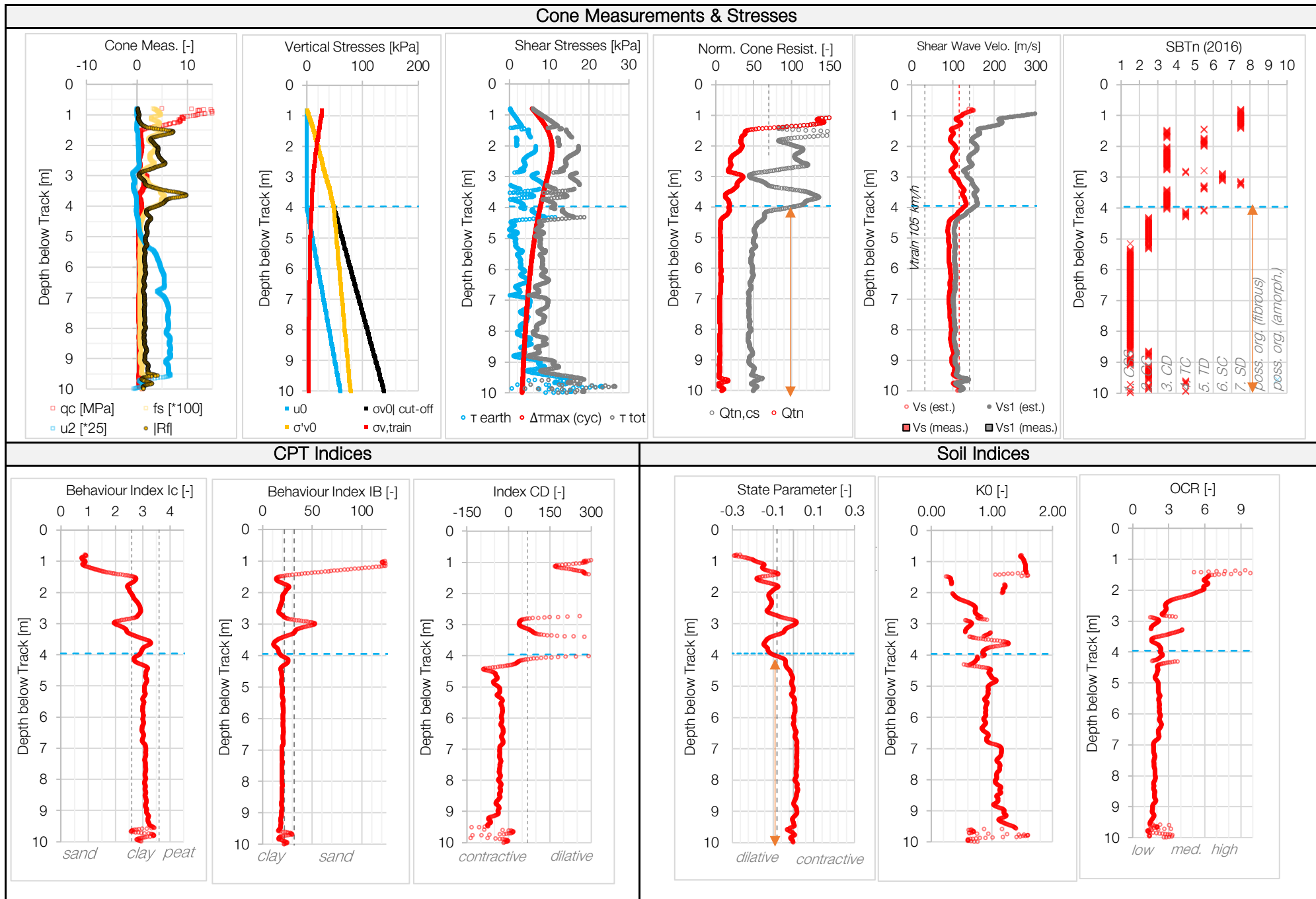
Project	BG2025-004	CPT No	CPT5	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2691216.41 m O 1233612.41 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	409.07 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 20.708	Date Exe.	04.11.2025		
Elevation Tr	409.86 masl				

Input

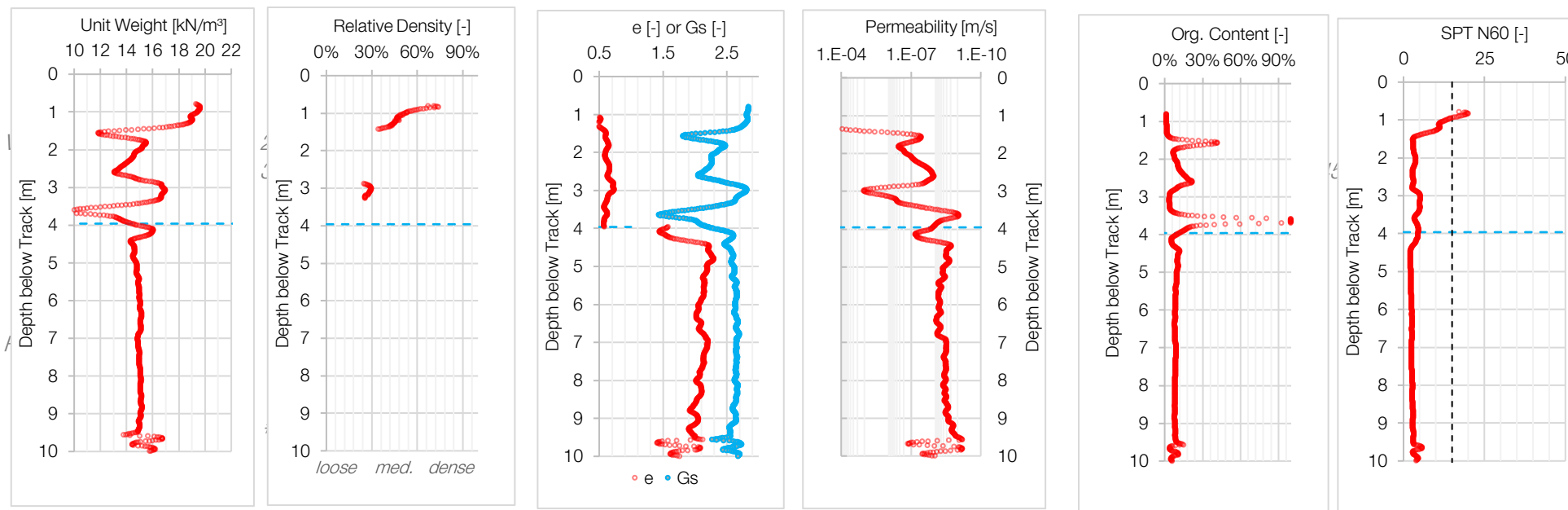
Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	3.17 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.75 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = A_{st} / A_{sb}$	1.00 [-]
Train speed	V	105.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = A_{sb} / a_s$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area A_{st}	1,500.0 mm ²	ft parameter $\beta = u_s / u$	1.00 [-]
Length train	lt	200.0 m	friction sleeve end area A_{sb}	1,500.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	hb	0.8 m	friction sleeve surface A	22,500.0 mm ²	Track dynamic load	443.9 kN
Sleeper length (bed width) ls		2.6 m	Max. Depth z_{max}	10.45 m	Track width bottom	3.0 m
Sleeper spacing	as	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	6.6 m ²
Unit weight of ballast γ_b		18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	33.8 kPa
Earth press. coef. ballast. K_0		0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.4 s

Soil Behaviour Charts

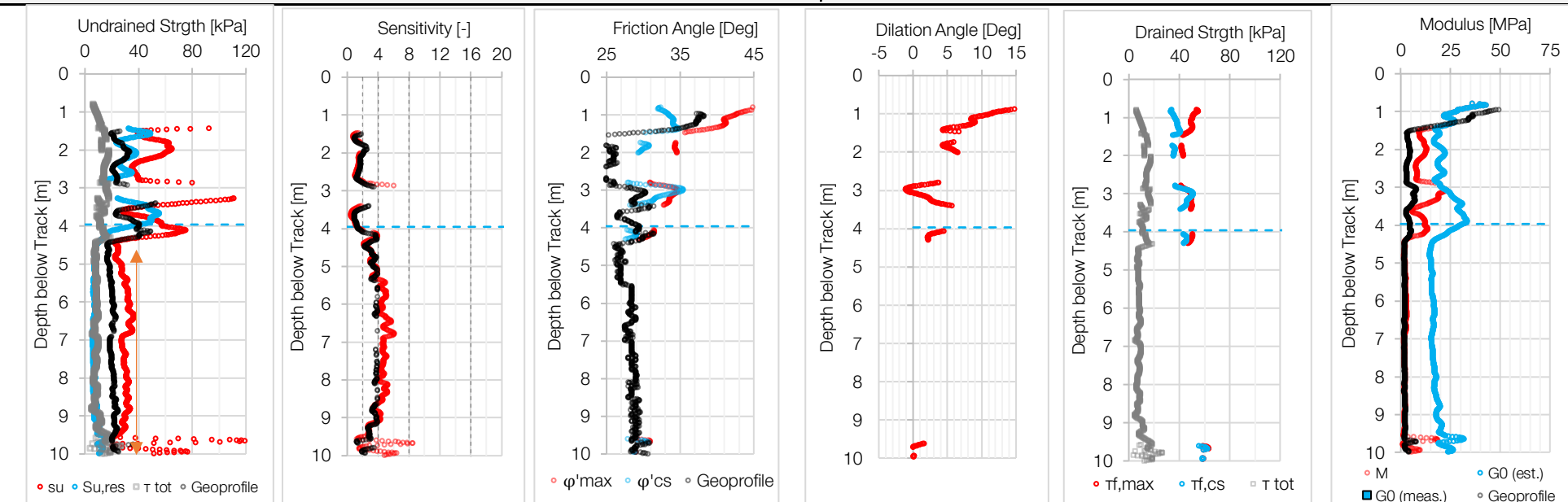




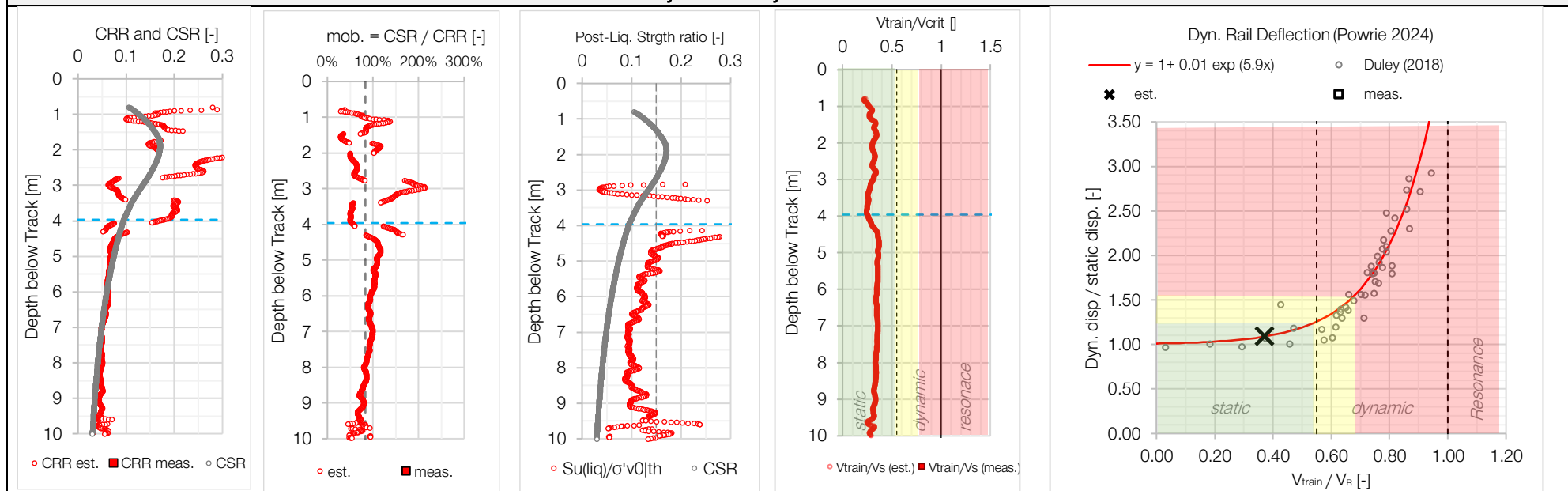
State characteristics



Static shear parameters



Cyclic and dynamic behaviour



Dynamic behaviour

	est.	meas.
over 5m track depth		
Rayleigh wave velo. (0.9 V)	79	m/s
Vtrain/ VR	0.37	[-]
Ratio dyn./stat. deflection	1.09	[-]
Static deflection (3m)	1.80	mm
Dynamic deflection (3m)	1.96	mm
Critical train speed	(177)	km/h

Static behaviour

Drained shear strength mobilisation	$\tau/ f d =$	35%	@ z = 3.1 m with $\tau/ f d,cs =$	37%
Undrained shear strength mobilisation	$\tau/ f u =$	29%	@ z = 2.5 m $\tau/ f ,res u =$	35%
Cyclic undrained shear strength mob.	CSR/CRR est. =	180%	@ z = 3 m	
Target "x"th highest value	25	CSR/CRR meas. =	#N/A	No partial factors of safety.
Plate load constrained modulus (1m depth)	Me1 =	21 MPa	Me2/Me1	2.708598
	Me2 =	58 MPa	Δs=P/Me1	1.57 mm

Analysis

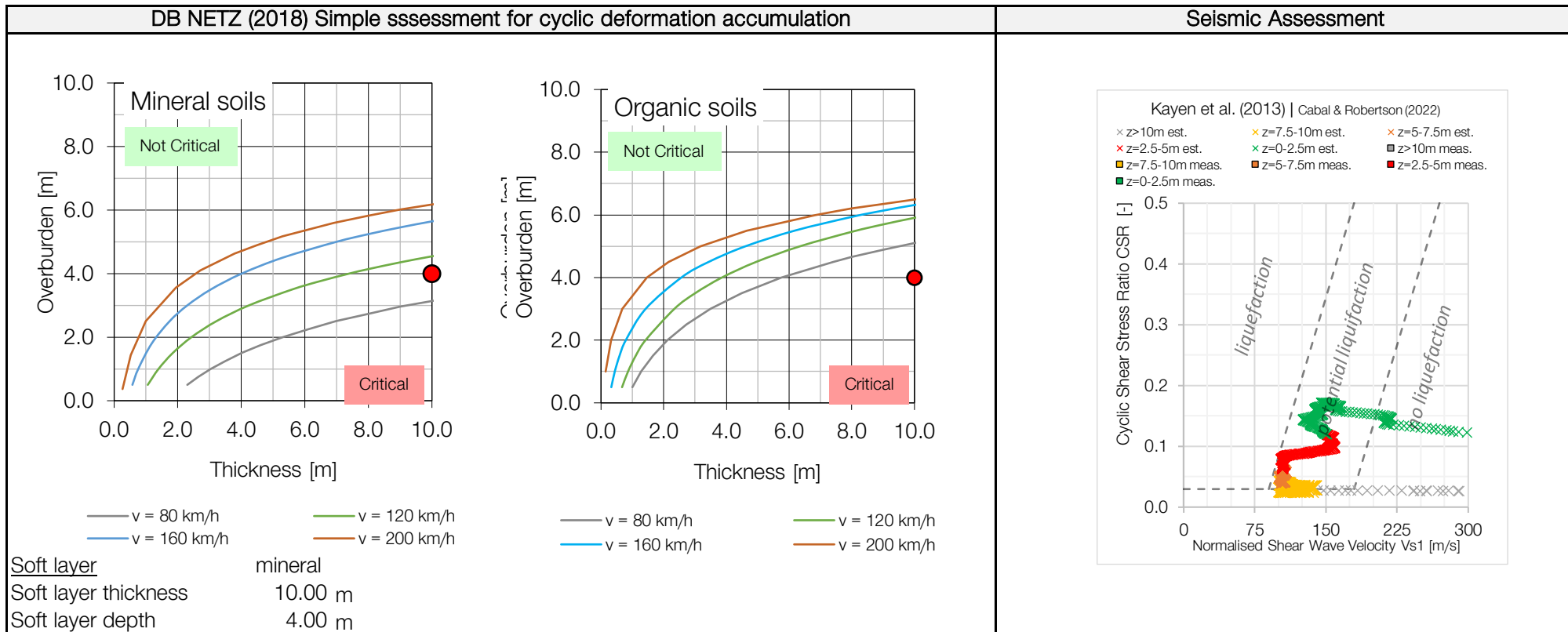
Automatic analysis: (to 10m depth)	di,10 [m]
- organic soil detected (Rf > 5% & K < 100 MPa)	0.06
- weak clay-like soil detected (20 kPa < cu < 40 kPa)	6.46 64%
- weak clay-like soil detected (cu < 20 kPa)	0.02
- Sensitive clay detected (St > 8)	0.17
- Extra sensitive clay detected (St > 16)	0.14
- contractive soils detected (CD < 70)	1.70 17%
- no risk of undrained failure	0.00
- limited risk of flow liquefaction	0.00
- risk of cyc. Liq. (CSR > CRR, Qtn,cs < 70, z < GWT)	0.28
- risk of cyc. Mob. (CSR > CRR, Qtn,cs > 70, z < GWT)	1.51 15%
- no risk of local resonance (Vtrain < 0.9 Vs)	0.00
- no global risk of resonance (Vtrain < 0.5Vs,10)	no

Site Classification (SBB)

	Class	Vs10 th [m/s]	Vs30 th [m/s]	Ground:
Vs10, est = 102 m/s	A	> 1100	> 1486	Hard rock
Vs10, meas. =	B	1100 m/s	1486	Rock
Vs1,10, est = 129 m/s	C	575 m/s	763	Soft rock
Vs1,cs,10,est. = 164 m/s	D	280 m/s	364	Stiff soil
Projection $\tilde{V}s30,est = 164$ m/s	E	140 m/s	178	Soft soil
Projection $\tilde{V}s30,meas =$	F	115 m/s	146	Special soil
Soil Class: E	regression coefficients:		a = 0.042	
	(Boore, 2004)		b = 1.029	

Automatic Comments

- data needs to be analysed by a specialist
- Ground failure detected



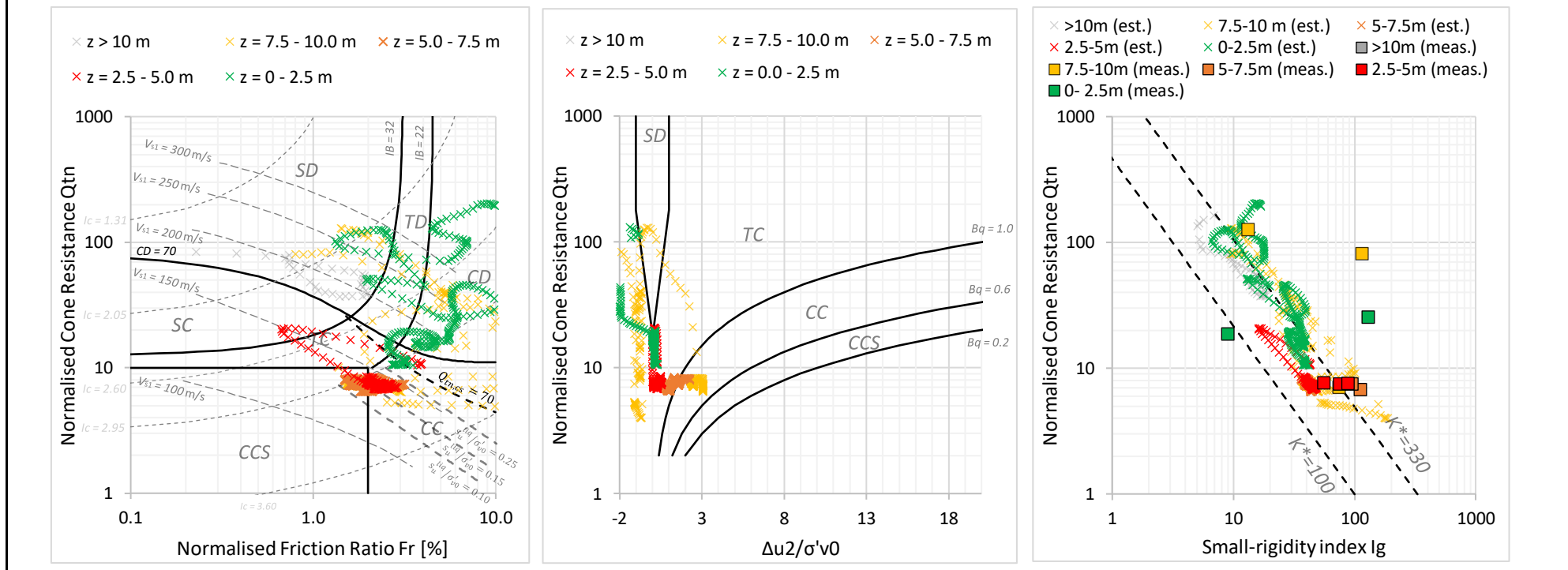
Cone Penetration Test Data Interpretation

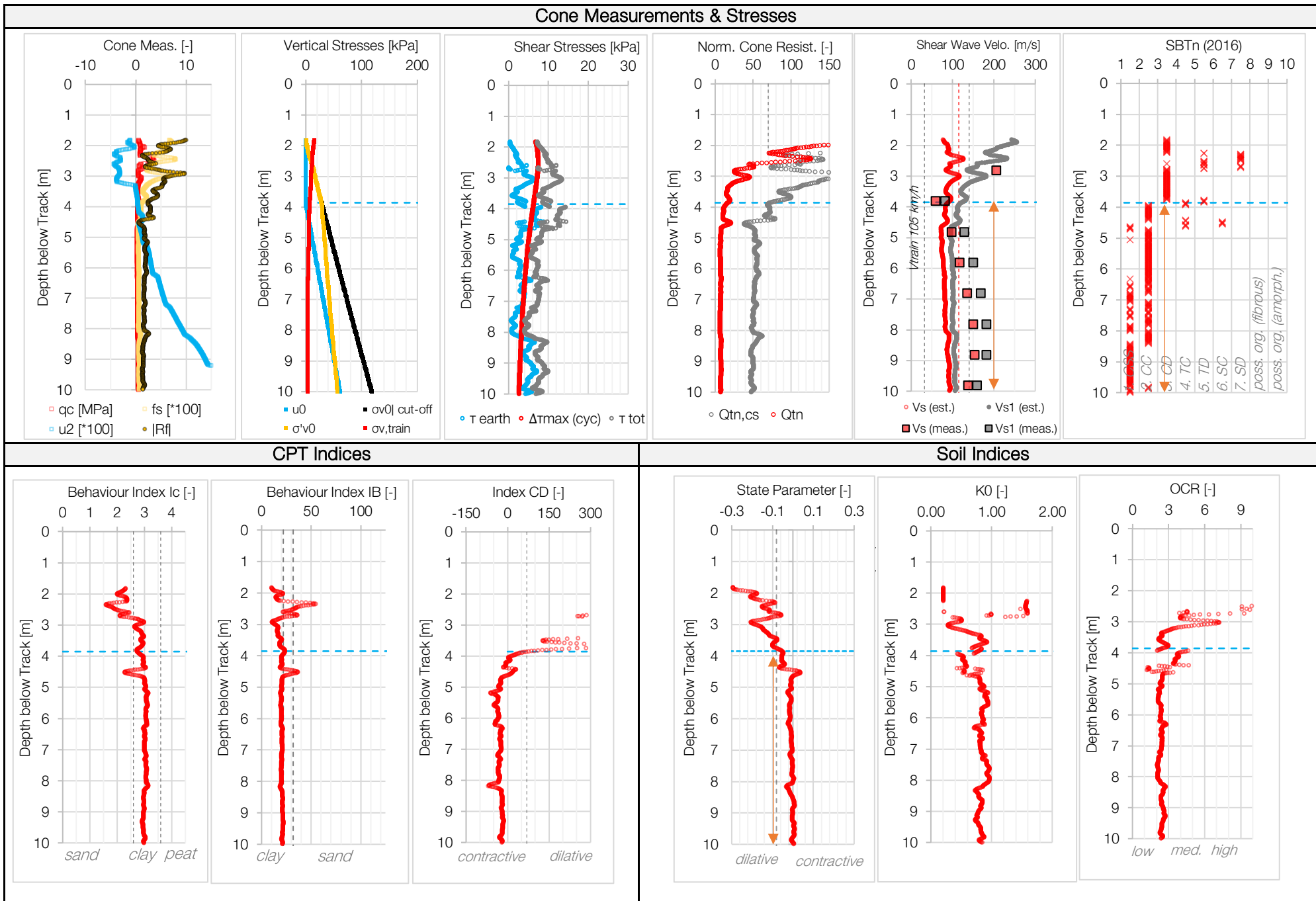
Project	BG2025-004	CPT No	CPT6	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2691419.91 m O 233590.36 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	407.94 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 20.913	Date Exe.	05.11.2025		
Elevation Tr	409.757 masl				

Input

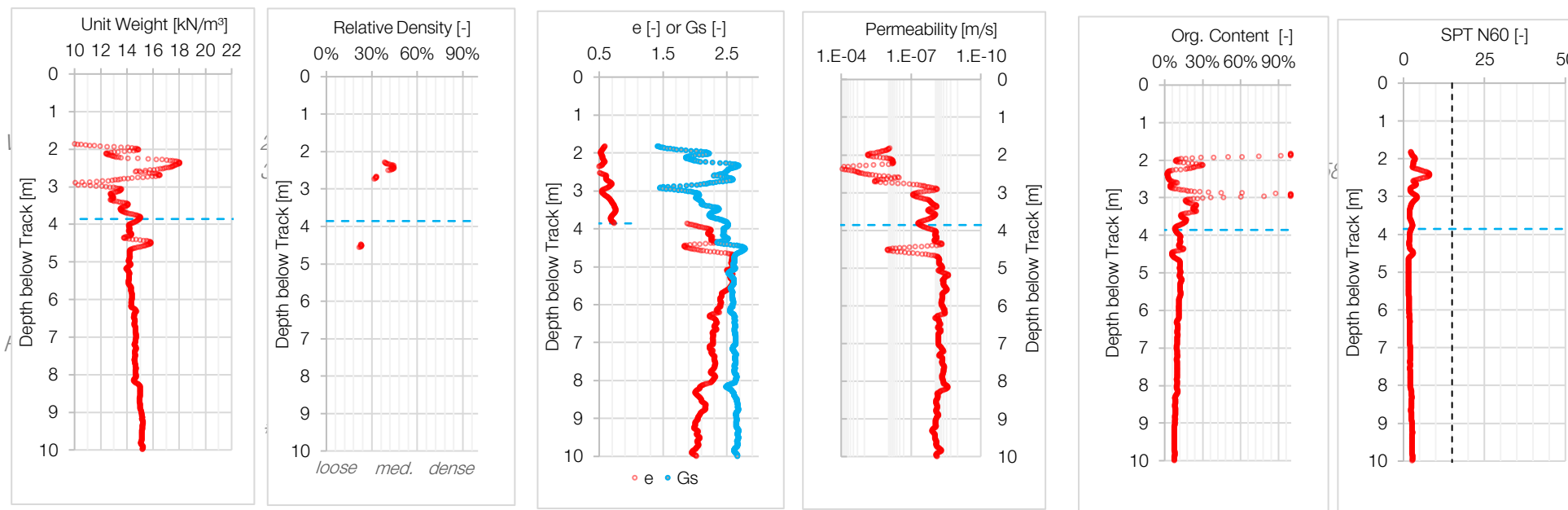
Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	2.04 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.71 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = A_{st} / A_{sb}$	1.00 [-]
Train speed	V	105.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = A_{sb} / a_s$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area A_{st}	1,000.0 mm ²	ft parameter $\beta = u_s / u$	1.00 [-]
Length train	lt	200.0 m	friction sleeve end area A_{sb}	1,000.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	hb	1.8 m	friction sleeve surface A	15,000.0 mm ²	Track dynamic load	443.9 kN
Sleeper length (bed width) ls		2.6 m	Max. Depth z_{max}	10.47 m	Track width bottom	3.5 m
Sleeper spacing	as	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	9.5 m ²
Unit weight of ballast γ_b		18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	23.4 kPa
Earth press. coef. ballast. K_0		0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.4 s

Soil Behaviour Charts

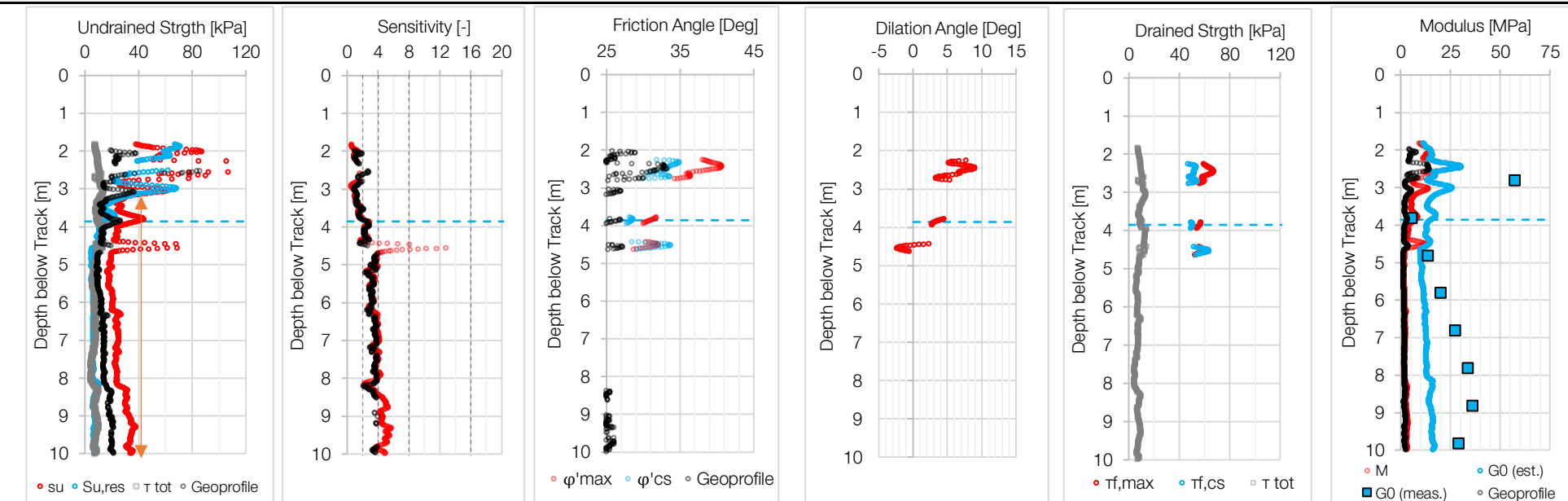




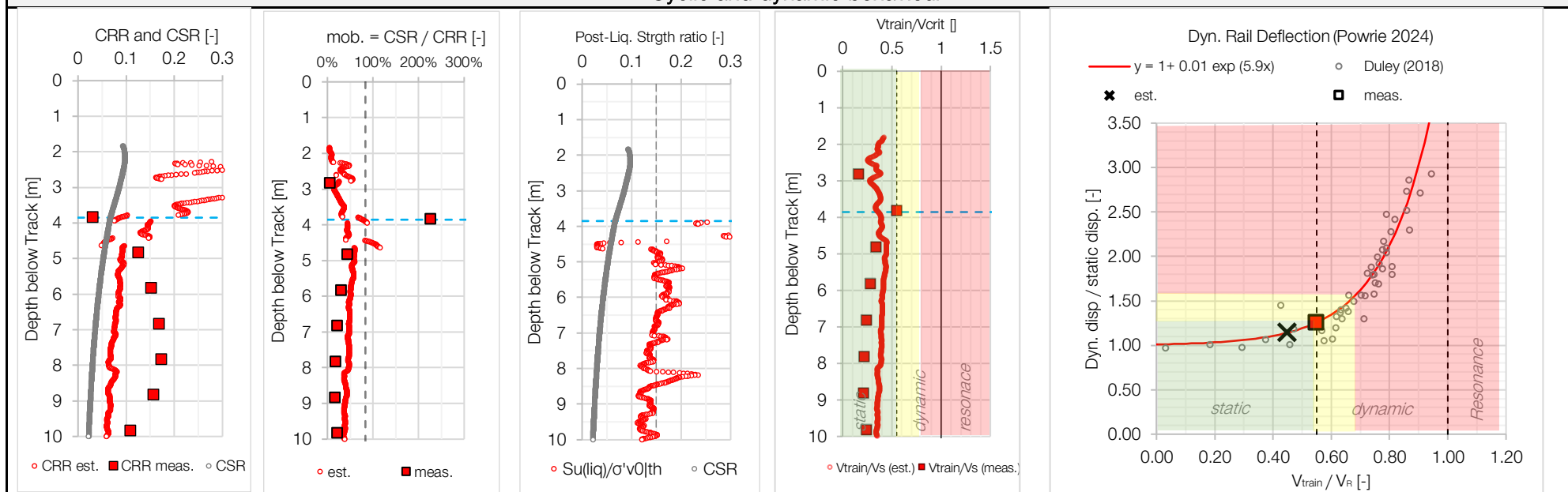
State characteristics



Static shear parameters



Cyclic and dynamic behaviour



Dynamic behaviour

over 5m track depth	est.	meas.	
Rayleigh wave velo. (0.9 V)	65	53	m/s
Vtrain/ VR	0.45	0.55	[-]
Ratio dyn./stat. deflection	1.14	1.26	[-]
Static deflection (3m)	1.83	1.15	mm
Dynamic deflection (3m)	2.09	1.44	mm
Critical train speed	(146)	119	km/h

Static behaviour

Drained shear strength mobilisation	$\tau/ff/d =$	19%	@ z = 2.6 m with $\tau/ff/d,cs =$	22%
Undrained shear strength mobilisation	$\tau/ff/u =$	28%	@ z = 2.8 m $\tau/ff,res/u =$	23%
Cyclic undrained shear strength mob.	CSR/CRR est. =	84%	@ z = 3.8 m	
Target "x"th highest value	25	CSR/CRR meas. =	226%	@ z = 3.8 m No partial factors of safety.
Plate load constrained modulus (1m depth)	Me1 =	16 MPa	Me2/Me1	2.619305
	Me2 =	42 MPa	$\Delta s = P/Me1$	1.45 mm

Analysis

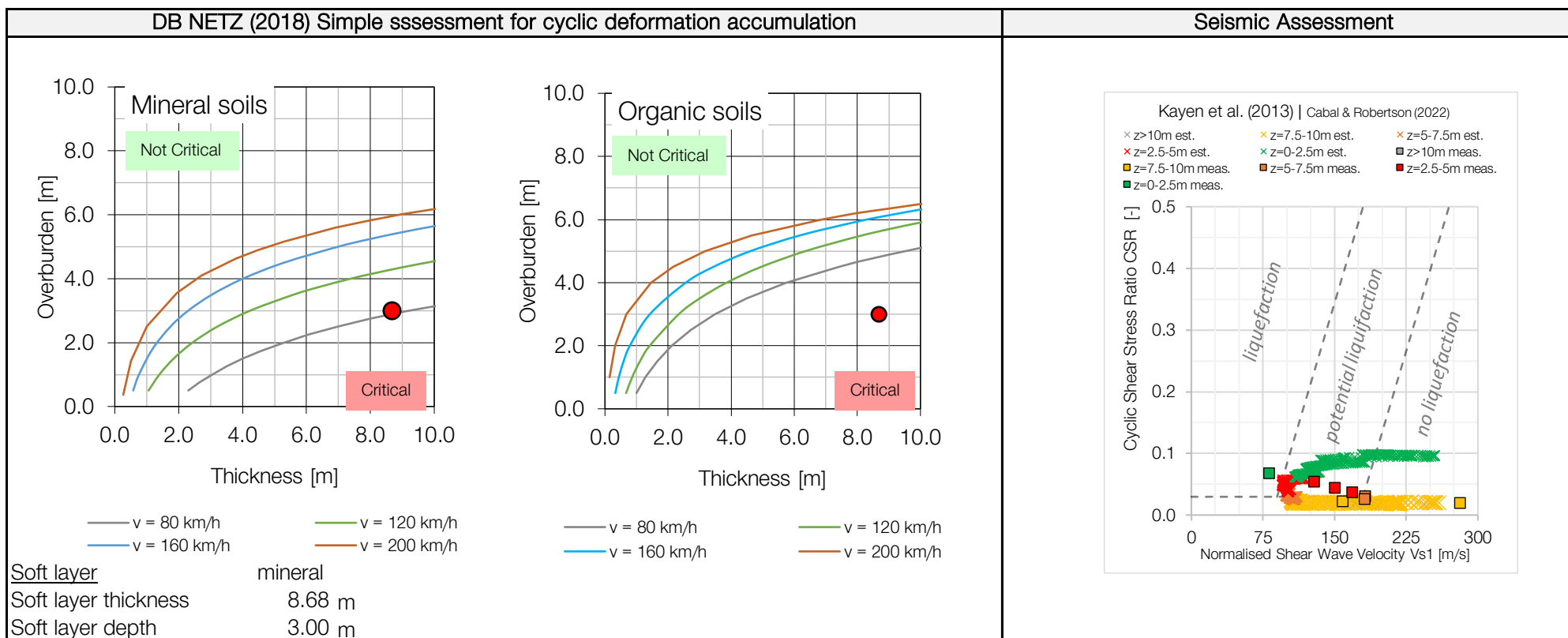
Automatic analysis: (to 10m depth)	di,10 [m]	
- organic soil detected (Rf > 5% & K < 100 MPa)	0.39	○
- weak clay-like soil detected (20 kPa < cu < 40 kPa)	6.69	● 67%
- weak clay-like soil detected (cu < 20 kPa)	1.18	○ 12%
- Sensitive clay detected (St > 8)	0.06	○
- no extra sensitive clay detected (St < 16)	0.00	○
- contractive soils detected (CD < 70)	1.22	○ 12%
- no risk of undrained failure	0.00	○
- limited risk of flow liquefaction	0.00	○
- risk of cyc. Liq. (CSR > CRR, Qtn,cs < 70, z < GWT)	0.13	○
- no risk of cyclic mobility	0.00	○
- no risk of local resonance (Vtrain < 0.9 Vs)	0.00	○
- no global risk of resonance (Vtrain < 0.5Vs,10)	no	○

Site Classification (SBB)

	Class	Vs10 th [m/s]	Vs30 th [m/s]	Ground:
Vs10, est = 96 m/s	A	> 1100	> 1486	Hard rock
Vs10, meas. = 190 m/s	B	1100 m/s	1486	Rock
Vs1,10, est = 127 m/s	C	575 m/s	763	Soft rock
Vs1,cs,10,est. = 168 m/s	D	280 m/s	364	Stiff soil
Projection Vs30,est = 161 m/s	E	140 m/s	178	Soft soil
Projection Vs30,meas = 244 m/s	F	115 m/s	146	Special soil
Soil Class: F	regression coefficients:		a = 0.042	
	(Boore, 2004)		b = 1.029	

Automatic Comments

- data needs to be analysed by a specialist
- Ground failure detected



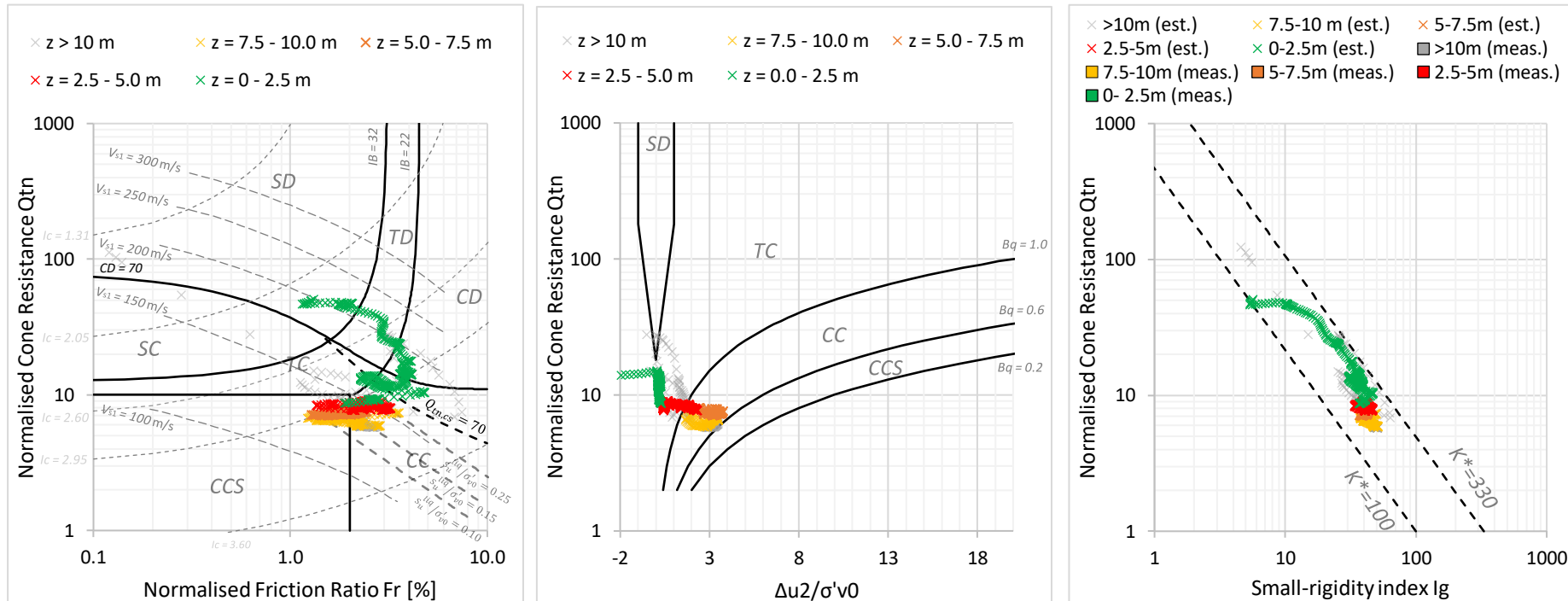
Cone Penetration Test Data Interpretation

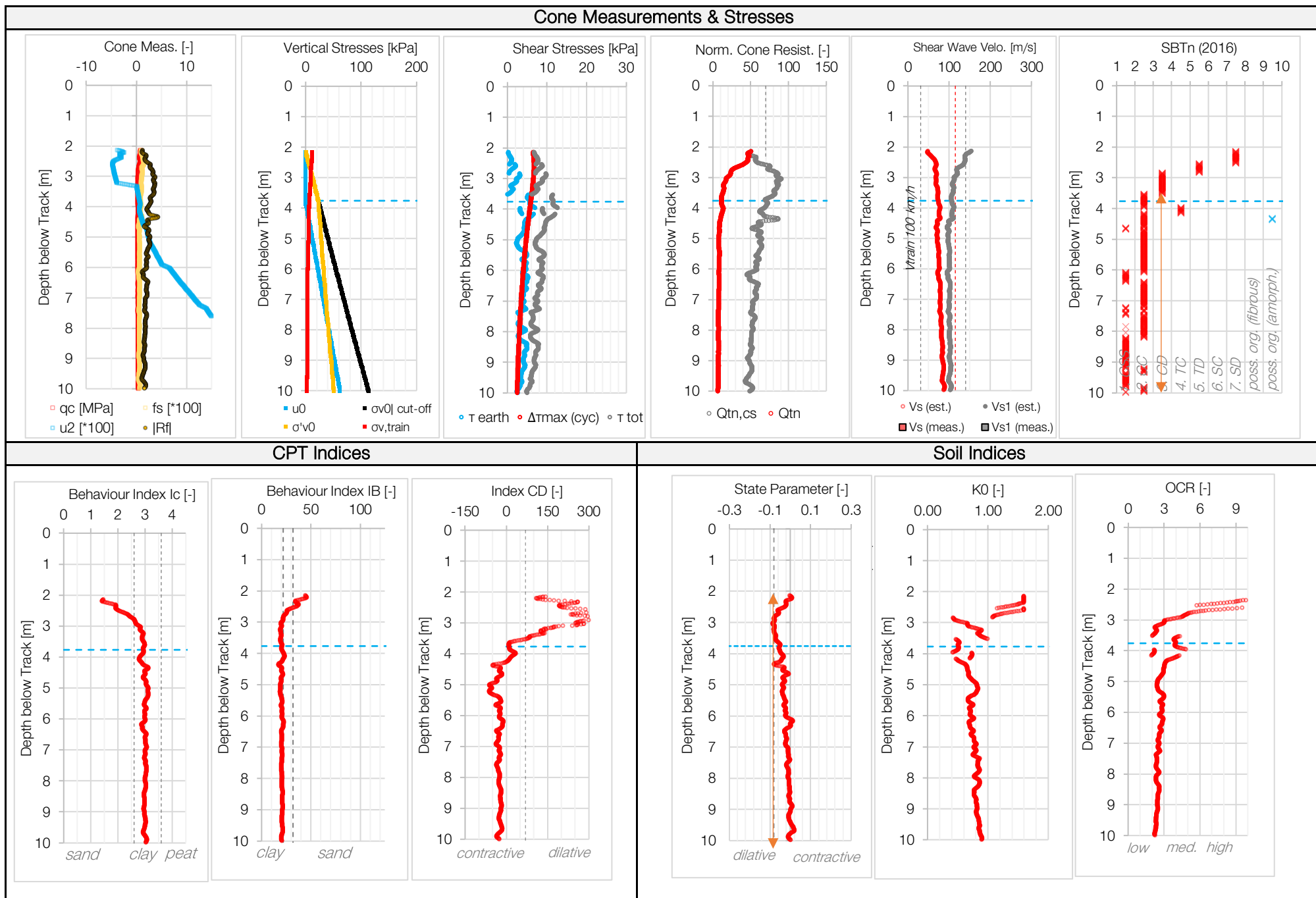
Project	BG2025-004	CPT No	CPT7	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2691602.80 m O 1233559.37 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	407.53 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 21.097	Date Exe.	04.11.2025		
Elevation Tr	409.664 masl				

Input

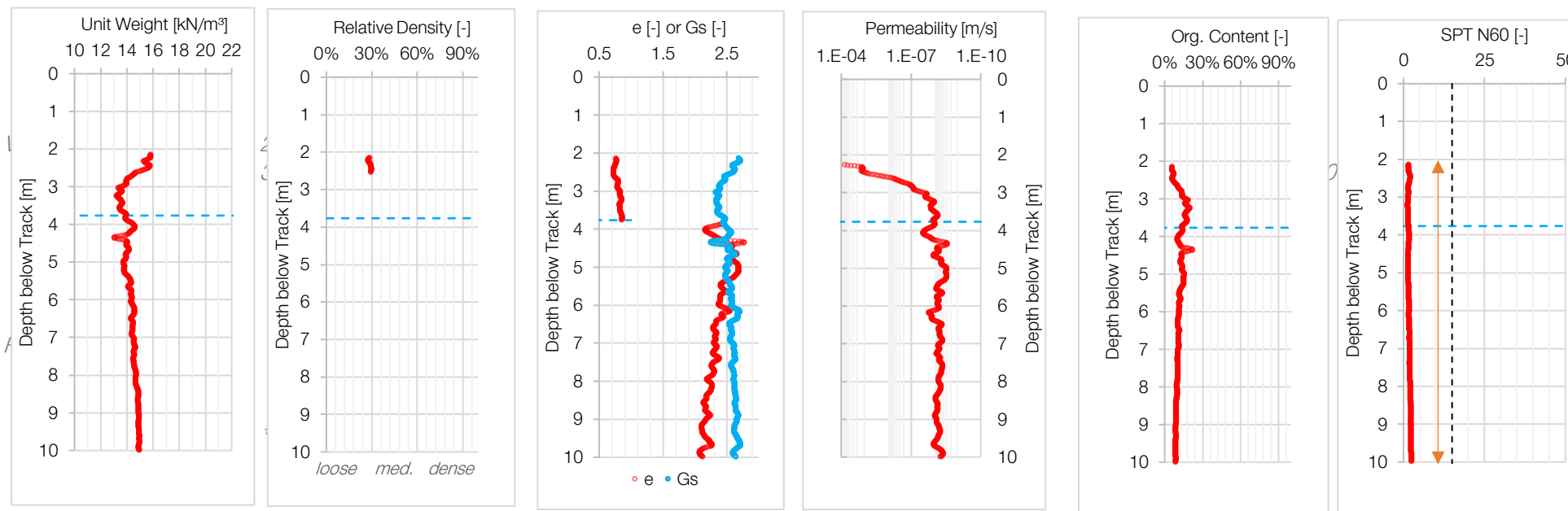
Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	1.63 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.75 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = Ast / Asb$	1.00 [-]
Train speed	V	100.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = Asb / as$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area Ast	1,500.0 mm ²	ft parameter $\beta = us / u$	1.00 [-]
Length train	lt	200.0 m	friction sleeve end area Asb	1,500.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	hb	2.1 m	friction sleeve surface A	22,500.0 mm ²	Track dynamic load	443.8 kN
Sleeper length (bed width)	ls	2.6 m	Max. Depth	z_{max} 11.34 m	Track width bottom	3.7 m
Sleeper spacing	as	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	10.5 m ²
Unit weight of ballast	γ_b	18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	21.1 kPa
Earth press. coef. ballast.	K_0	0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.6 s

Soil Behaviour Charts

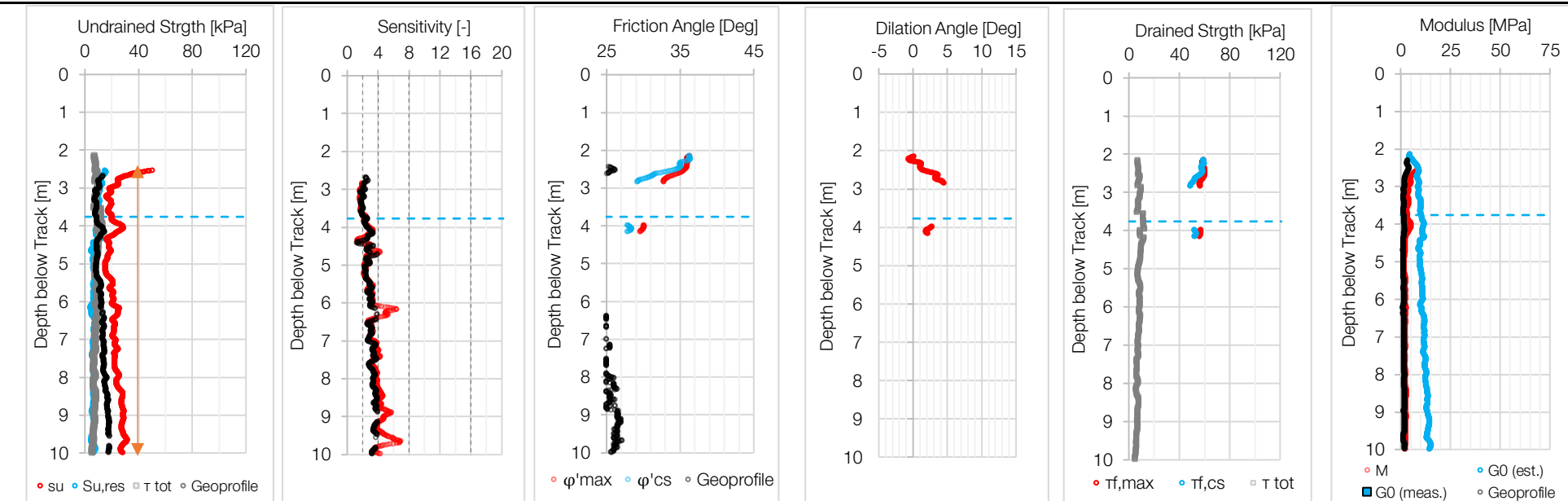


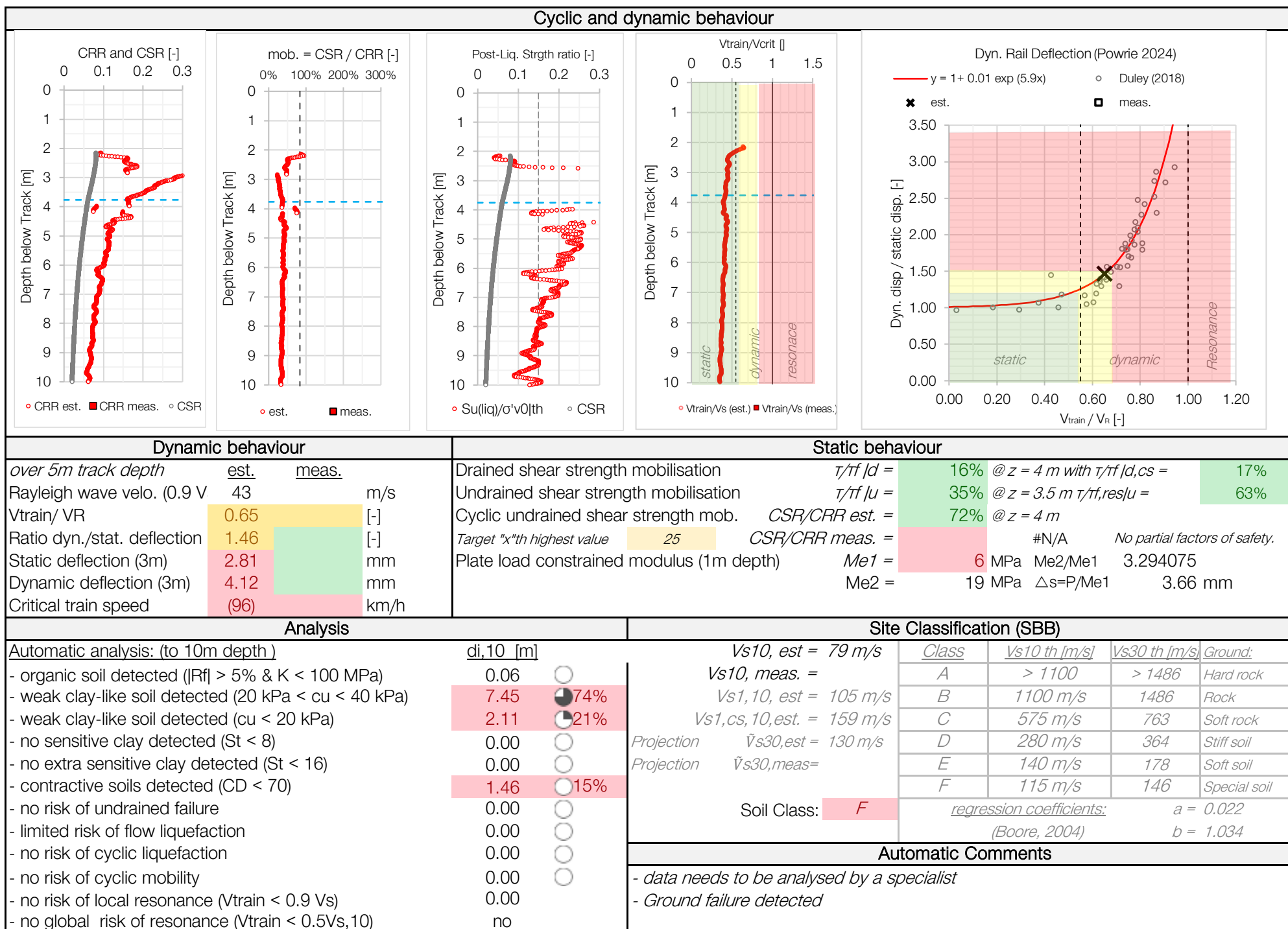


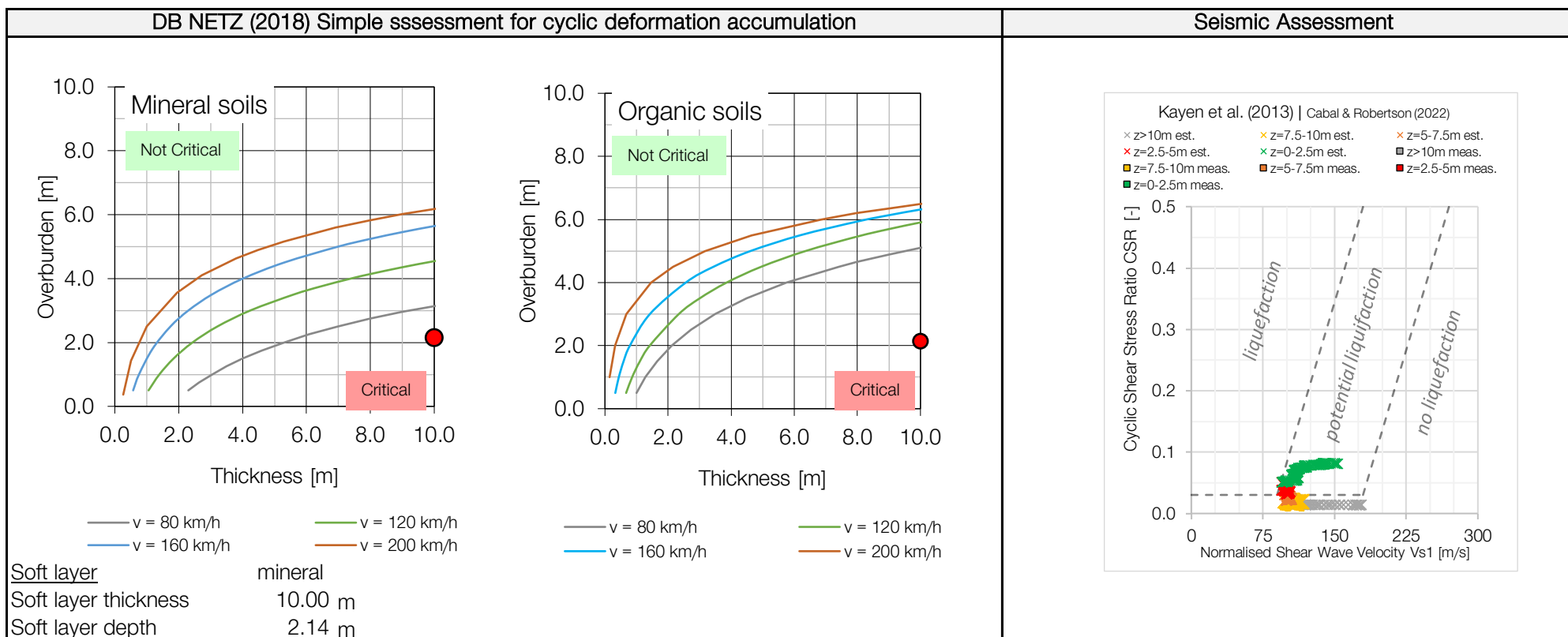
State characteristics



Static shear parameters







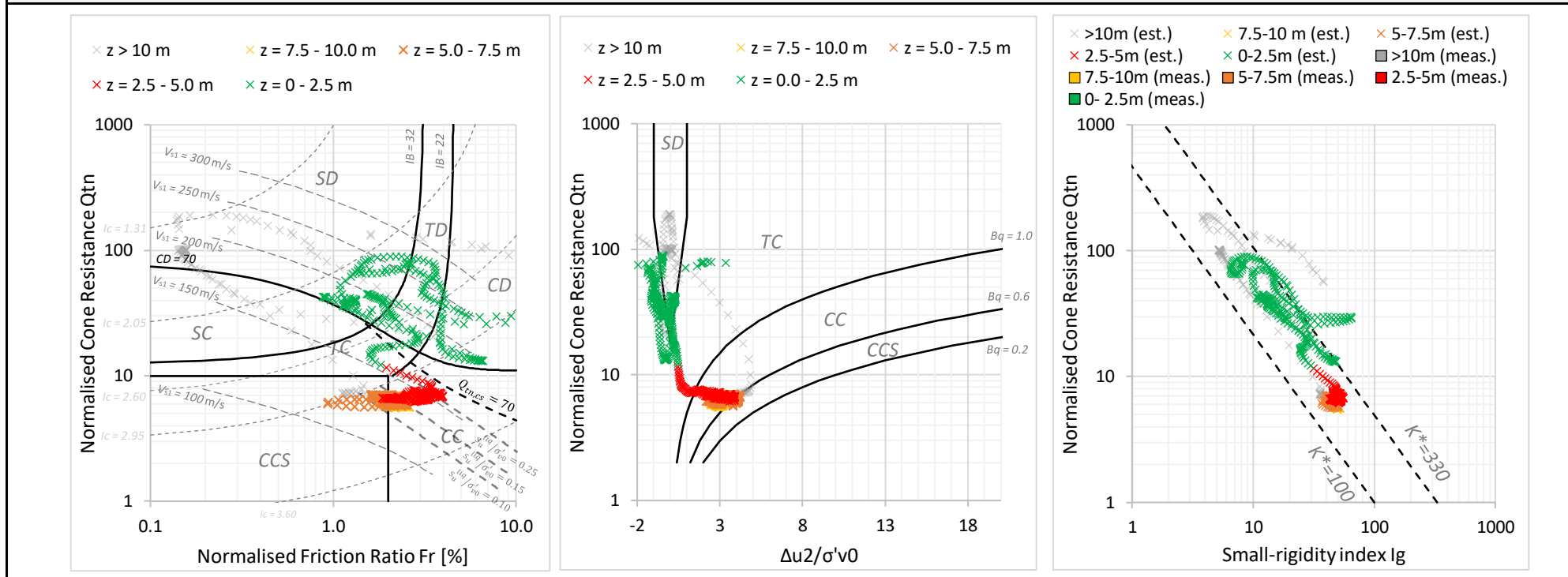
Cone Penetration Test Data Interpretation

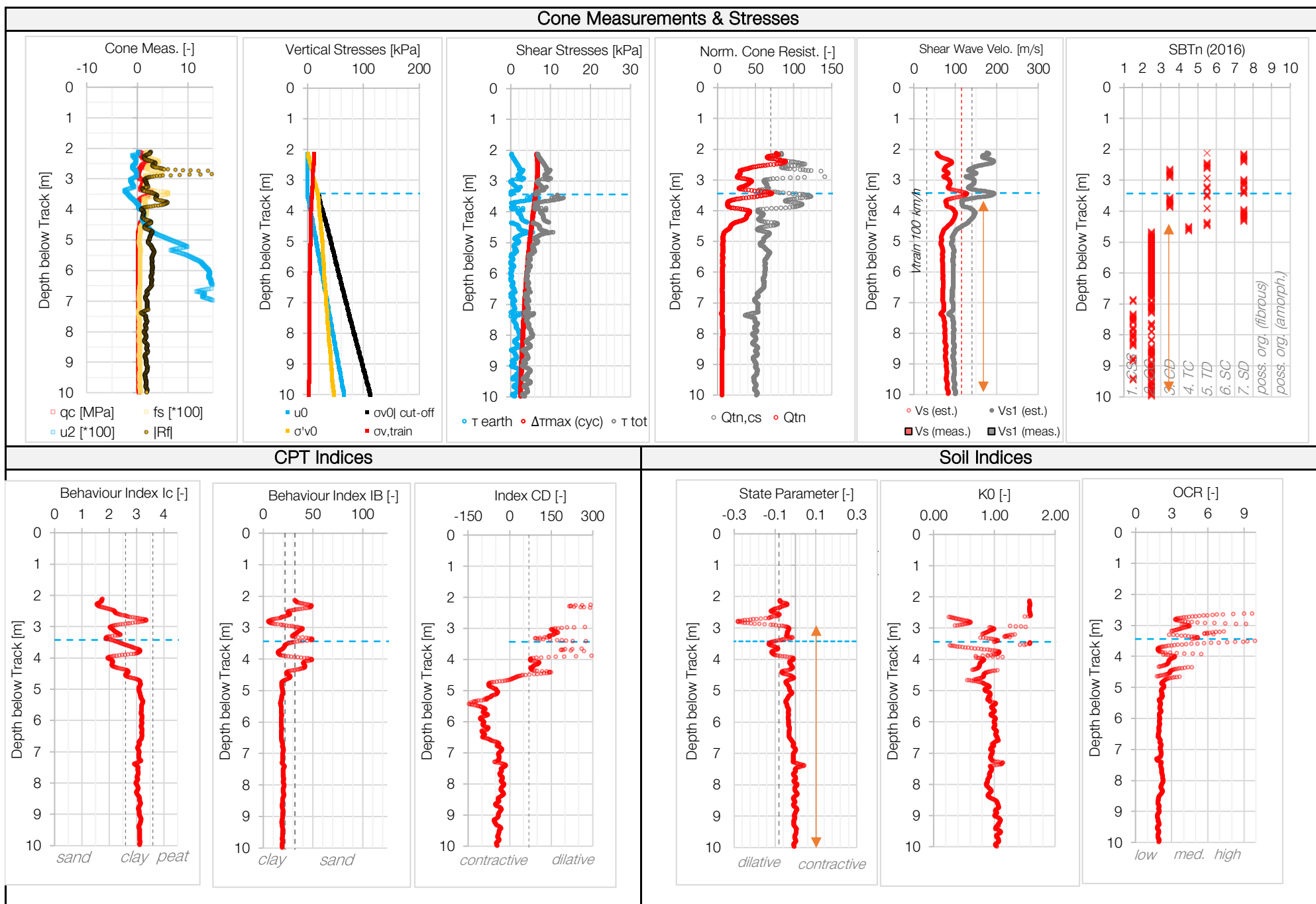
Project	BG2025-004	CPT No	CPT8	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2691851.46 m O 1233444.81 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	407.22 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 21.368	Date Exe.	04.11.2025		
Elevation Tr	409.333 masl				

Input

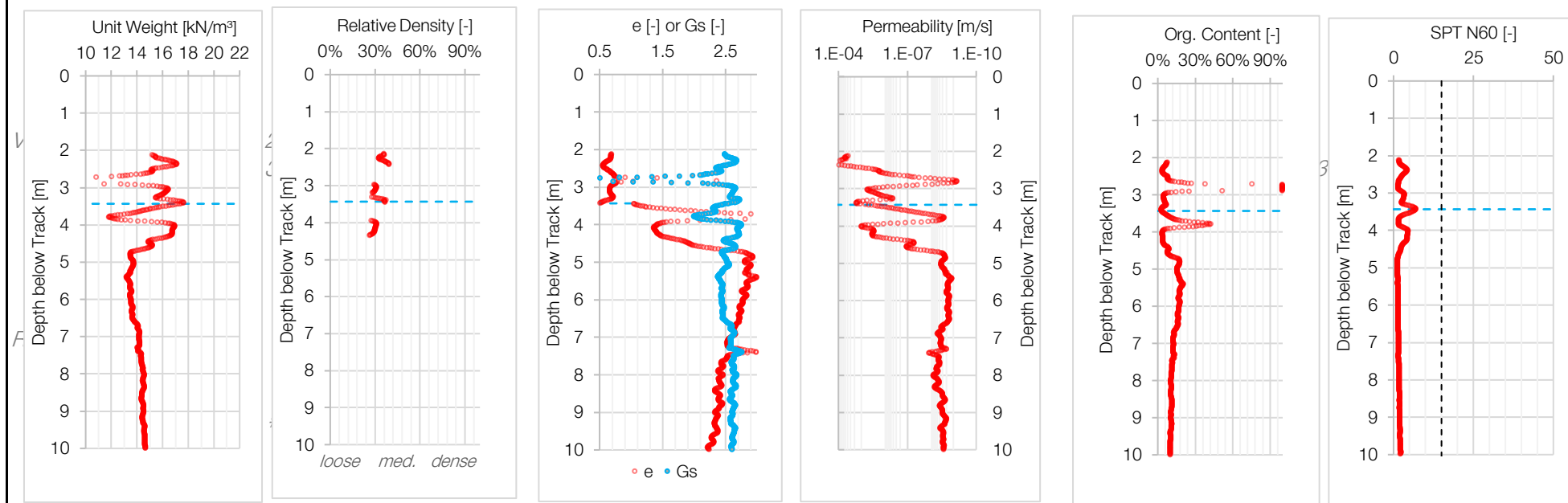
Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	1.32 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.75 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = A_{st} / A_{sb}$	1.00 [-]
Train speed	V	100.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = A_{sb} / a_s$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area A_{st}	1,500.0 mm ²	ft parameter $\beta = u_s / u$	1.00 [-]
Length train	l_t	200.0 m	friction sleeve end area A_{sb}	1,500.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	h_b	2.1 m	friction sleeve surface A	22,500.0 mm ²	Track dynamic load	443.8 kN
Sleeper length (bed width)	l_s	2.6 m	Max. Depth	z_{max} 11.39 m	Track width bottom	3.7 m
Sleeper spacing	a_s	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	10.4 m ²
Unit weight of ballast	γ_b	18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	21.2 kPa
Earth press. coef. ballast.	K_0	0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.6 s

Soil Behaviour Charts

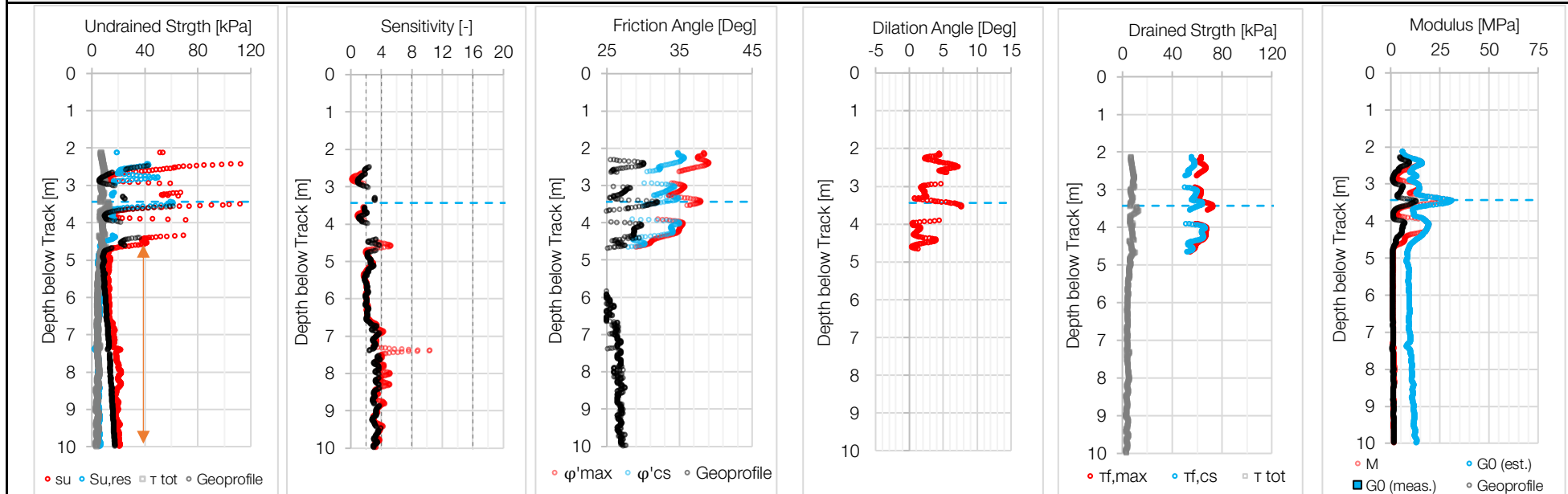


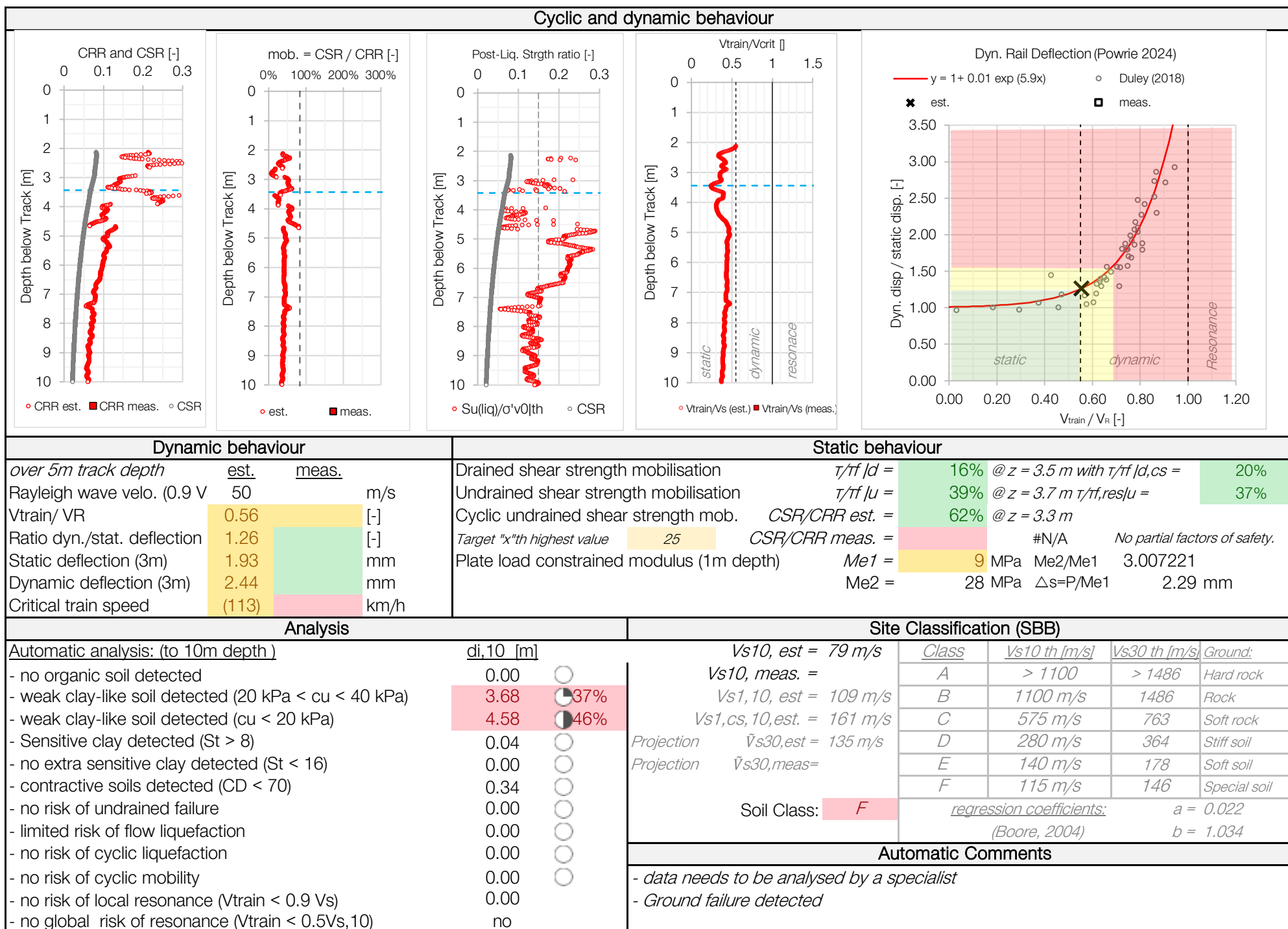


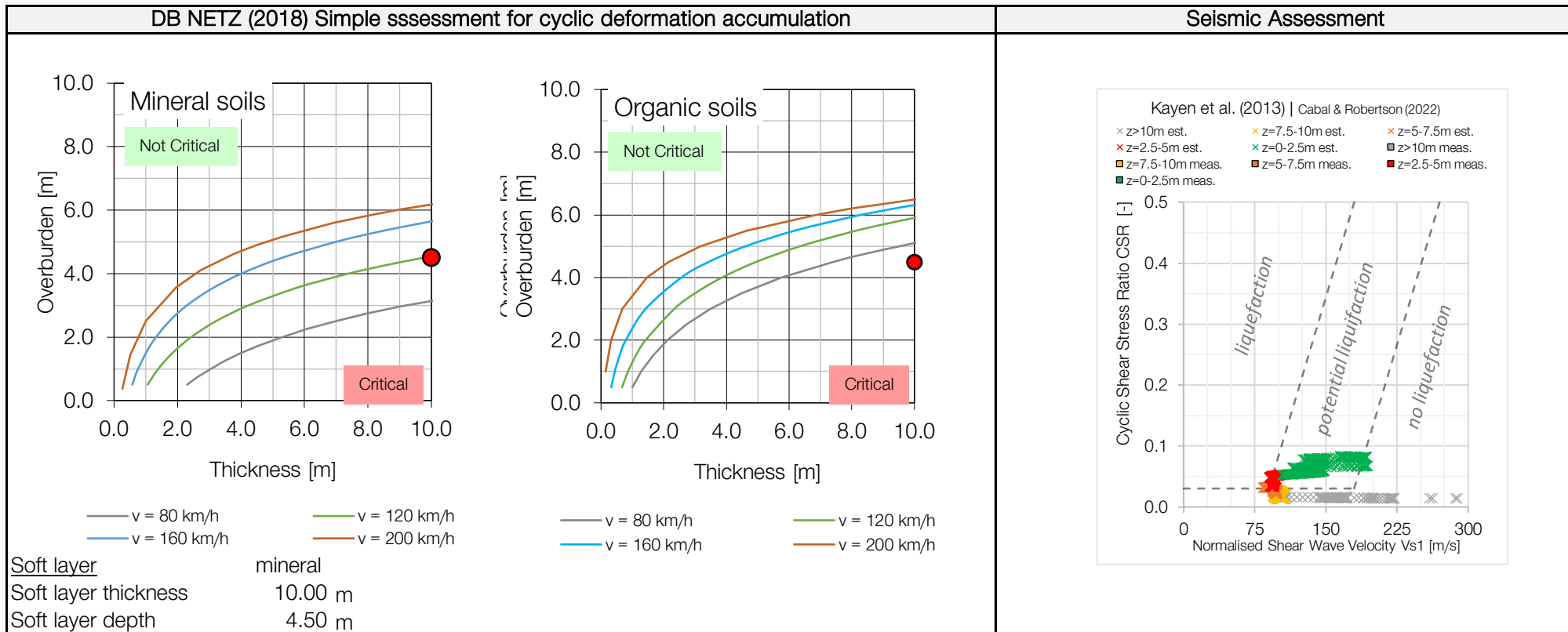
State characteristics



Static shear parameters







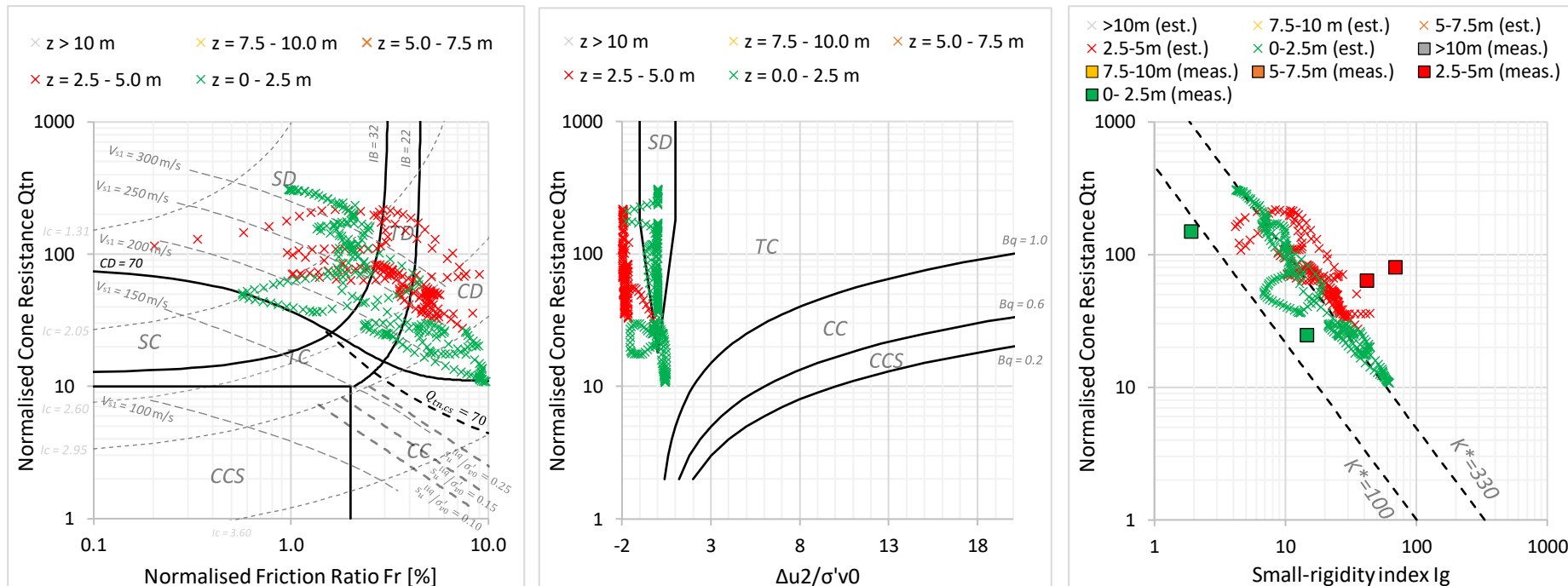
Cone Penetration Test Data Interpretation

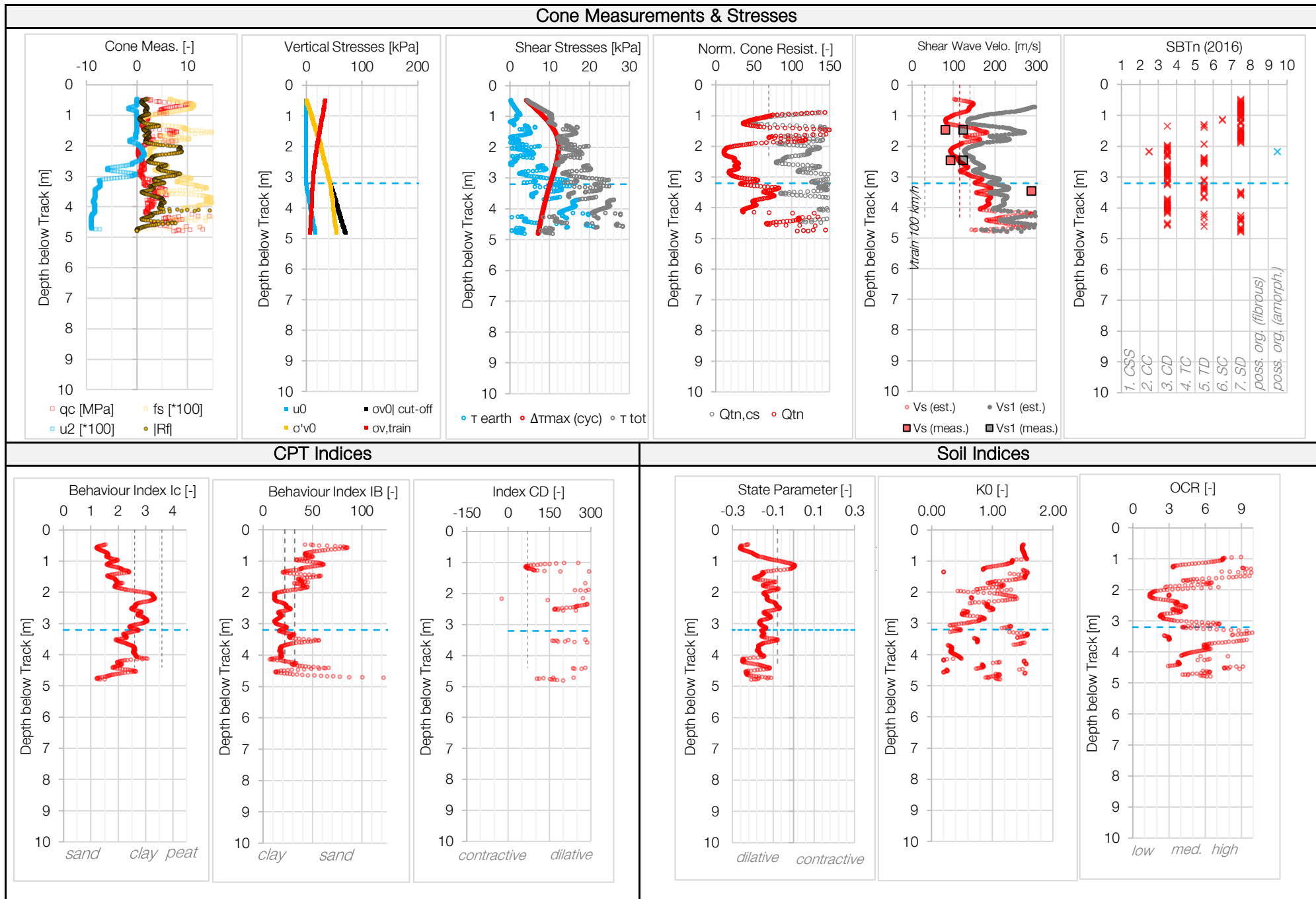
Project	BG2025-004	CPT No	CPT9	Date	09/12/2025
Place	Au ZH	Coordinates	2692038.4 m O 1233329.5 m N	Author	u234286
Line	L720	Elevation CP	408.64 masl		SBB I-NAT-BT-FB-UB
Chainage	km 21.587	Date Exe.	05.11.2025		
Elevation Tr	409.104 masl				

Input

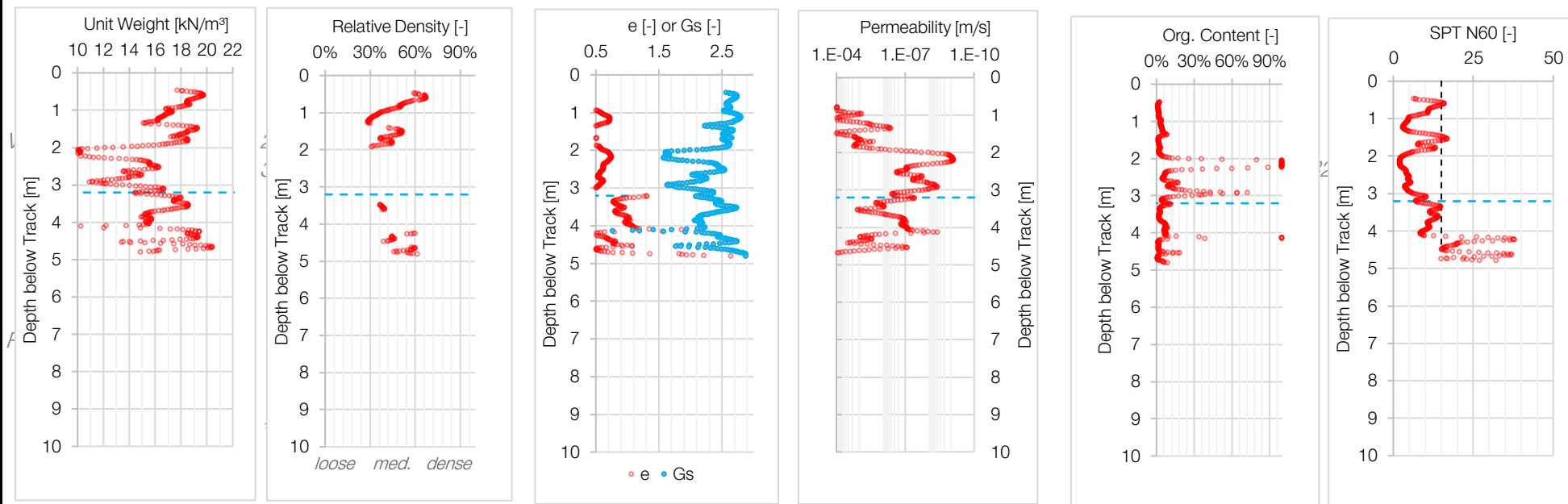
Number of tracks	Nb	2 [-]	Water table depth CPT GWT	2.74 m	Net area ratio $a = d_2/D_2$	0.75 [-]
Axle tonnage	w	22.5 t	cone diameter	D mm	ft parameter $b = A_{st} / A_{sb}$	1.00 [-]
Train speed	V	100.0 km/h	load cell diameter	d mm	ft parameter $c = A_{sb} / a_s$	0.07 [-]
Wheel diameter	D	99.0 m	friction sleeve top area A_{st}	1,500.0 mm ²	ft parameter $\beta = u_s / u$	1.00 [-]
Length train	lt	200.0 m	friction sleeve end area A_{sb}	1,500.0 mm ²	Track static load	441.5 kN
Track bed height	hb	0.5 m	friction sleeve surface A	22,500.0 mm ²	Track dynamic load	443.8 kN
Sleeper length (bed width) ls		2.6 m	Max. Depth z_{max}	4.4 m	Track width bottom	2.8 m
Sleeper spacing	as	0.6 m	Assumptions: Hydrostatic pore water pressure profile		Track bed surface	5.8 m ²
Unit weight of ballast γ_b		18.0 kN/m ³	load over 3 sleepers (25% 50% 25%)		Pressure under track bed	38.6 kPa
Earth press. coef. ballast. K_0		0.75 [-]	only vertical loads are considered		Loading time	3.6 s

Soil Behaviour Charts

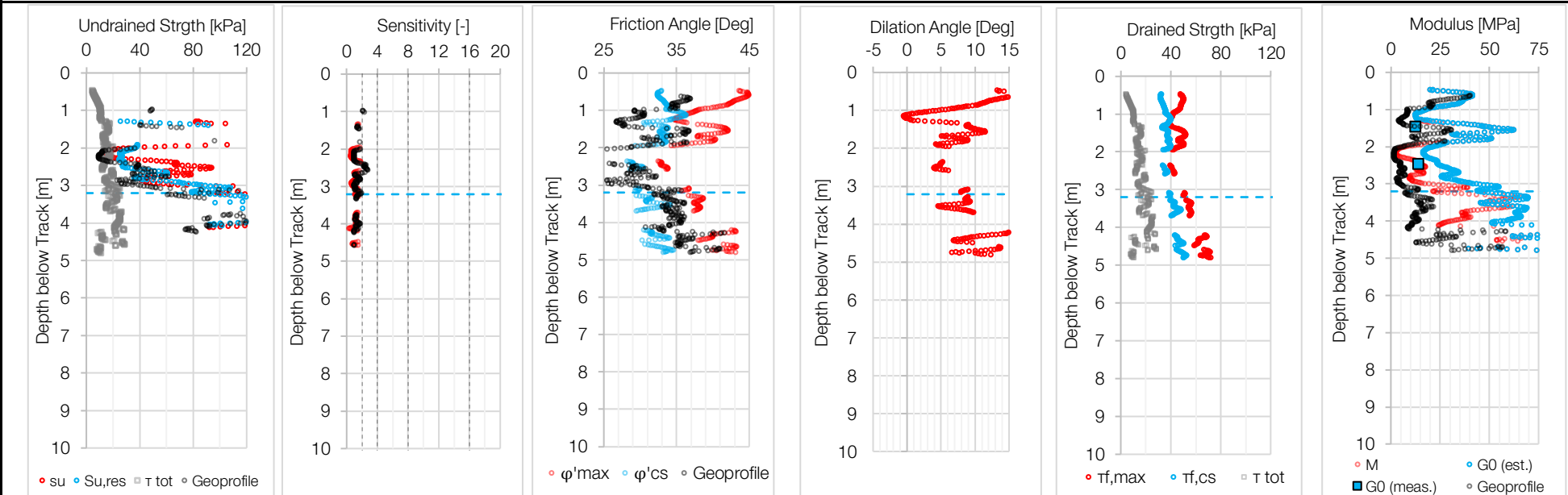


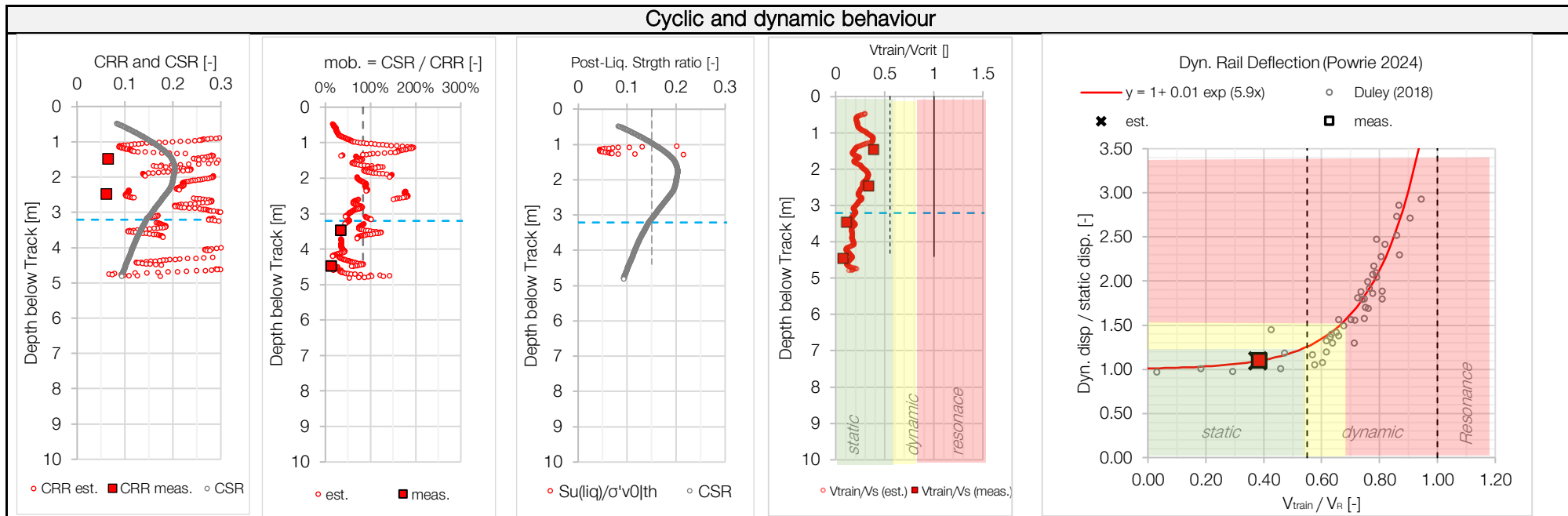


State characteristics



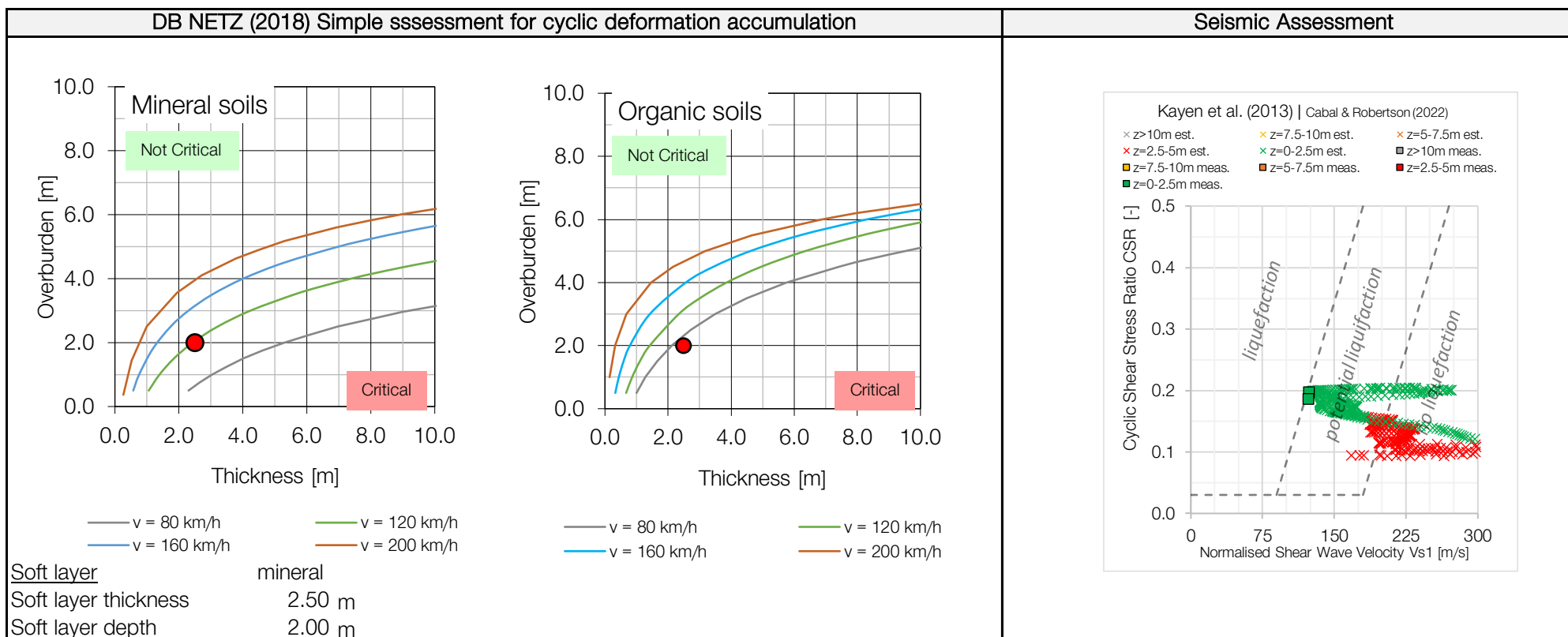
Static shear parameters





Dynamic behaviour				Static behaviour				
over 5m track depth	est.	meas.		Drained shear strength mobilisation	$\tau/ f d =$	36%	@ z = 1.3 m with $\tau/ f d,cs =$	41%
Rayleigh wave velo. (0.9 V	73	72	m/s	Undrained shear strength mobilisation	$\tau/ f u =$	52%	@ z = 2.2 m $\tau/ f ,res u =$	47%
Vtrain/ VR	0.38	0.39	[-]	Cyclic undrained shear strength mob.	CSR/CRR est. =	176%	@ z = 2.5 m	
Ratio dyn./stat. deflection	1.09	1.10	[-]	Target "x"th highest value	25	CSR/CRR meas. =	309%	@ z = 2.4 m No partial factors of safety.
Static deflection (3m)	1.42	0.82	mm	Plate load constrained modulus (1m depth)	Me1 =	27 MPa	Me2/Me1	2.441942
Dynamic deflection (3m)	1.56	0.91	mm		Me2 =	66 MPa	$\Delta s=P/Me1$	1.42 mm
Critical train speed	(164)	162	km/h					

Analysis			Site Classification (SBB)				
Automatic analysis: (to 4.4m depth)	di,4.4 [m]		$Vs4, est = 152 \text{ m/s}$	<u>Class</u>	<u>$Vs10 \text{ th [m/s]}$</u>	<u>$Vs30 \text{ th [m/s]}$</u>	<u>Ground:</u>
- organic soil detected ($ Rf > 5\%$ & $K < 100 \text{ MPa}$)	0.05	<input type="radio"/>	$Vs4, meas. = 223 \text{ m/s}$	A	> 1100	> 1486	Hard rock
- weak clay-like soil detected ($20 \text{ kPa} < cu < 40 \text{ kPa}$)	0.13	<input type="radio"/>	$Vs1,4, est = 212 \text{ m/s}$	B	1100 m/s	1486	Rock
- weak clay-like soil detected ($cu < 20 \text{ kPa}$)	0.20	<input type="radio"/>	$Vs1,cs,4,est. = 196 \text{ m/s}$	C	575 m/s	763	Soft rock
- no sensitive clay detected ($St < 8$)	0.00	<input type="radio"/>	Projection $\tilde{V}s30,est = \text{\#N/A}$	D	280 m/s	364	Stiff soil
- no extra sensitive clay detected ($St < 16$)	0.00	<input type="radio"/>	Projection $\tilde{V}s30,meas= \text{\#N/A}$	E	140 m/s	178	Soft soil
- contractive soils detected ($CD < 70$)	0.12	<input type="radio"/>		F	115 m/s	146	Special soil
- no risk of undrained failure	0.00	<input type="radio"/>	Soil Class: N/A	<u>regression coefficients:</u> a = #N/A			
- limited risk of flow liquefaction	0.00	<input type="radio"/>		(Boore, 2004) b = #N/A			
- no risk of cyclic liquefaction	0.00	<input type="radio"/>	Automatic Comments				
- no risk of cyclic mobility	0.00	<input type="radio"/>	- data needs to be analysed by a specialist				
- no risk of local resonance ($V_{train} < 0.9 Vs$)	0.00		- Ground failure detected				
- no global risk of resonance ($V_{train} < 0.5Vs, 10$)	no		- CPT is not deep enough.				



Assessing railway subsoil conditions

Introduction

There are different ways in which soil failures result in ground deformations changing the track capacity and affecting maintenance costs and track safety. The different railway-related failure modes are reviewed in this paper and vulnerable track bed subsoils are defined. A site classification system is then proposed. It facilitates communication with asset managers and defines the extent of ground investigations and design work required in accordance with the Eurocodes (prEN 1997 2023).

Figure 1 illustrates the most common deformation patterns with ground densification, bearing capacity loss and embankment slumping being the most common. However, other mechanisms such as boil ejecta have been observed in the recent years in the Swiss railway network. There is a long-lasting culture to assess track safety with visual inspections and deformation patterns, but different failure mechanisms can cause similar deformation patterns making the identification of the most prevailing failure mechanism difficult. Moreover, this approach does not permit foreseeing high-risk, fast developing and catastrophic failures of the subsoil nor can it anticipate degrading situations due to traffic increase.

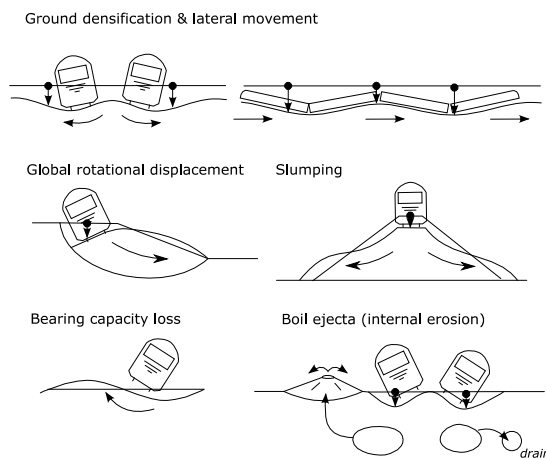


Figure 1: Subsoil failure modes of track beds.

Methodology

An assessment process was developed to assess old railway networks and appreciate the geotechnical risks (Figure 2). Old railway networks differ from new ones by the limited available geotechnical information, the progressive increase in ground loading and a history of events and maintenance.

The first step is the preliminary screening, which determines the likelihood of having vulnerable soils, which are defined later in this paper. If the likelihood is low with little changes in expected traffic and low maintenance, the geotechnical risk is considered low and acceptable. However, if the likelihood is high and insufficient data is available, field investigations are necessary. This follows the principles of the *geotechnical complexity class* and *geotechnical class* of the new Eurocode (prEN 1997 2023). Railway tracks are low-cost constructions per unit length but cover large areas and, thus, geotechnical investigations must also be low cost. Preliminary screening of sites is necessary to control investigation costs. This is done by using geological and geotechnical maps. Track bed performance and maintenance analyses can sometimes identify already-failed grounds, but the screening must not be limited to history of events and must consider future traffic. The shear wave velocity of the ground v_s appears to be a good measurand to assess the geotechnical risk as it can be measured using conventional techniques (e.g., seismic piezocones, geophysics) or new technology such as distributed acoustic sensing using existing dark fibres along the track bed (Ajo-Franklin et al. 2019; Obando Hernandez et al. 2023).

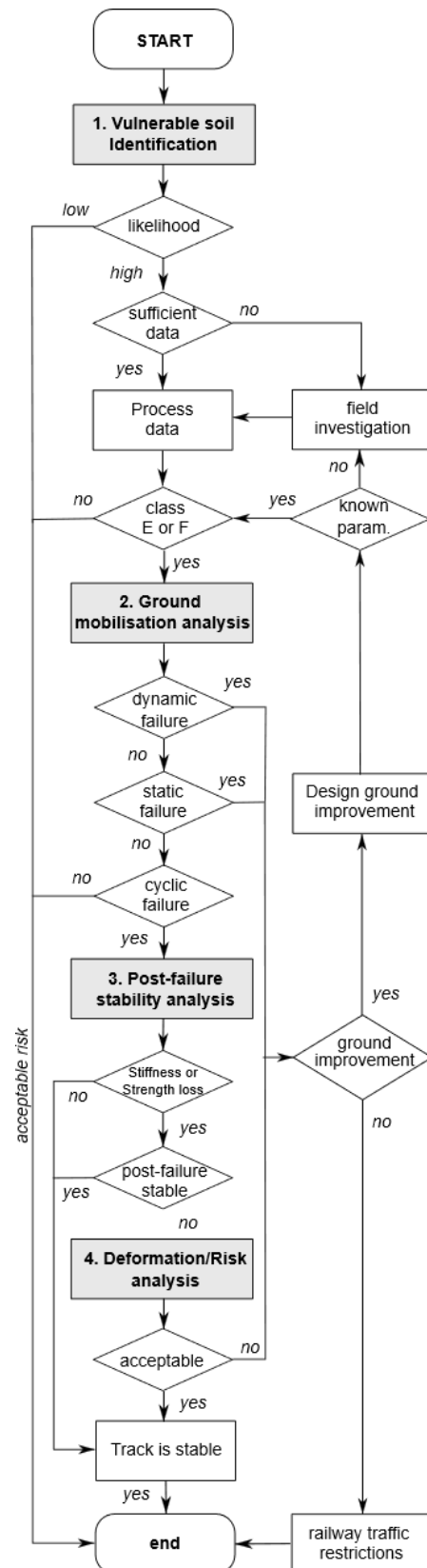


Figure 2: Assessment flow chart.

If vulnerable soils are identified, the ground mobilisation must be verified. If these soils have sufficient strength and stiffness, then the geotechnical risk can be considered low and acceptable. However, if plastic deformation is expected then the post-failure behaviour must be analysed. These tasks fall outside the scope of the first-order assessment.

Vulnerable soils are soils that can potentially undergo excessive, difficult-to-predict or uncontrollable deformations for a

given railway traffic. This includes soils that can undergo significant strength or stiffness loss, both in static and cyclic loading schemes. A given subsoil can be satisfactory for a certain railway traffic, but it can become vulnerable with higher train speed, axle load, train length, or train passages. The train length increases the duration of a given cyclic load and causes a greater build-up of excess pore pressure. The number of trains influences the time between two train passages and hence the available time for excess pore pressure dissipation.

Loads and stresses

Determining whether a given soil can fail with one or the other mechanisms requires knowing the loads and the stress state under the track. Li et al. (2016) suggested a simple relationship (Eq. (1)), which considers the train speed.

$$p_d = \left(1 + \frac{0.0052 v}{D}\right) mg \quad (1)$$

where p_d is the pseudo-static load, v the train speed, D the wheel diameter, m the axle load and g the gravity. p_d is used to assess the current state (serviceability) of the track and not for design purposes.

The first-order assessment only considers vertical loads. The load is spread over 3 sleepers with 50% on the centre sleeper and 25% on the neighbouring. A homogeneous spreading of the load is assumed through the subgrade and applied on the subsoil. The total stress profiles are then computed using the (double) strip-load diffusion theory of Boussinesq and given in Eq. (2). It thus assumes half-space elastic and homogeneous medium with no other loads

$$\sigma = \begin{bmatrix} \frac{P}{\pi}(\alpha - \sin \alpha \cos 2\beta) & 0 & \frac{P}{\pi} \sin \alpha \cos 2\beta \\ & \sigma_y = \frac{P}{\pi} v & 0 \\ \text{sym.} & & \frac{P}{\pi}(\alpha - \sin \alpha \cos 2\beta) \end{bmatrix} \quad (2)$$

with v the Poisson ratio and P the strip load.

The Poisson ratio is assumed to be $v = 0.3$ for all soils. Elasticity permits superimposing loads and thus modelling a double track as a superimposed load. A parametric analysis of the loads showed that the error introduced by this approach is minimal at depth. Despite its simplicity, the results are similar to those computed by Powrie et al. (2007) and measured by Cui et al. (2023) and SBB. The presence of a second track increases the depth and width of influence without significantly changing the magnitude.

The train-induced cyclic stress is defined with Eq. (3) and by seeking for the area with the maximum shear stress.

$$CSR = \frac{\Delta \tau}{\sigma'_{v,stat}} \quad (3)$$

where $\Delta \tau$ is the cyclic stress and $\sigma'_{v,stat}$ the static vertical effective stress. The water pressure is assumed to be hydrostatic (no flow) and is defined for each CPT.

Two types of cyclic loading exist. (1) The first is when the cyclic load is bigger than the earth load causing a negative shear stress and causing a stress reversal situation ($\Delta \tau > \tau_{stat}$). (2) The second is without stress reversal ($\Delta \tau < \tau_{stat}$). The stress reversal situation is observed typically down to a depth of 5m for a double track load after which the cyclic loading is without any stress reversal. For a single track, the transition depth is typically around 3m depth. The cyclic effect becomes residual ($\Delta \tau < 10\% \tau_{stat}$) at around 18 m and 10 m for single and double tracks. The cyclic stress ratio CSR is critical between 0.5 m depth down to 8m; the soil is vulnerable to cyclic liquefaction and mobility when $CSR > 0.10$ (Jefferies and Been 2016).

Vulnerable soils

Table 1 lists the different failure modes alongside post-failure behaviour descriptions and identification criteria and permits identifying vulnerable soil and appreciating the associated risk. The shear wave velocity v_s appears to be a good measurand for preliminary investigations as it can be directly measured in the field and is a function of the small-strain shear modulus G_0 and

soil density ρ (Eq. (4)) when used in conjunction with other sources of information.

$$G_0 = \rho v_s^2 \quad (4)$$

The shear wave velocity can also be estimated for remoulded and normally structured soils using Eq. (5); CPT variables are explained later in the document.

$$v_s \approx \sqrt{\alpha_{v_s} \frac{q_n}{p_a}} \quad (5)$$

with $\alpha_{v_s} = 10^{0.551c + 1.68}$ [m/s] a conversion coefficient.

The following soils are considered vulnerable soils for the medium-high speed ($v_{train} < 240$ km/h) railway networks:

- *Weak soils* have little shear strength irrespective of the failure mode. These tend to be normally or lightly overconsolidated soils. They tend to fail in undrained conditions because the undrained shear strength c_u is smaller than their drained shear strength and can undergo post-failure strength/stiffness losses. Undrained failures are particularly problematic because they are associated with a short-term nil-volume-change condition and, thus, no track deformation. The post-failure behaviour is controlled by the post-peak shear strength, which can decrease substantially. Weak soils tend to be loose and of high plasticity, albeit not exclusively. ISO 14688-2 (2017) defines weak soils as $c_u < 40$ kPa and very weak as $c_u < 20$ kPa, though the wording changes depending on the language of the standard. These thresholds are sometimes set according to 50 and 25 kPa, respectively (ASTM D653 2022). Very weak soils are vulnerable to railway traffic as the induced shear stress is in the range of 15 to 20 kPa. L'Heureux and Long (2017) reviewed the relationship between the shear wave velocity and the undrained strength (Eq. (6)) and suggest $v_s < 120$ m/s as an identification threshold.

$$v_s = 13.32 c_u^{0.72} \quad (6)$$

The undrained strength profile can be easily obtained with CPTs (Robertson 2012) using Eq. (7).

$$c_u \approx \frac{Q_{tn}}{N_{kt}} \quad \text{with} \quad N_{kt} = 10.5 + 7 \log F_t \quad (7)$$

where N_{kt} is a conversion factor.

- *Sensitive soils* have a significantly lower residual shear strength c_{res} than peak strength. They can undergo flow liquefaction, which is uncontrollable. ISO 14688-2 (2017) defines medium-high sensitive soils as $8 < S_t < 30$ and highly sensitive as $S_t > 30$ whilst Skempton (1954) refers to these two classes as extra-sensitive soils and quick clays. Quick-clays are not present in the Alps but lake chalk, an extra sensitive lacustrine soil, is locally present (Huder 1963). Lake chalk is formed by the precipitation of calcium hydroxide and forms an open structure.

The sensitivity can be directly obtained from the CPT results (Eq. (8)) or computed as ratio as in the assessment.

$$S_t = \frac{c_u}{c_{res}} \approx \frac{7}{F_R} \quad (8)$$

The residual strength is estimated with Eq. (9) and is a function of the vertical effective stress σ'_{v0} (Lunne et al. 1997).

$$c_{res} \approx \frac{F_r Q_{tn}}{100 \sigma'_{v0}} \quad (9)$$

The strong microstructure of sensitive soil infers higher shear wave velocities (e.g., Lontzetidis et al. 2022) and can be misleading. However, the sensitivity becomes apparent when using seismic piezocones (sCPTu) because it can estimate both the small and large strain behaviour, and differences emerge between the estimated and measured values ($v_s^{est} \ll v_s^{meas}$).

Table 1. Failure modes of track bed subsoil for medium-high speed railways.

Failure mode	Soil type	Post-failure behaviour	Identification	Danger
<u>Monotonic/static:</u>				
Drained shear	Dilative soils	Brittle with softening	$v_s > 120$ m/s	Low
	Special	Brittle for metastable soils	$v_s^{\text{est}} \neq v_s^{\text{meas}}$	High
Undrained shear	Saturated contractive,	Mostly progressive	$v_s < 120$ m/s	Med-high
	Sensitive/special soils	Can evolve into flow liquefaction	(s)CPTu	High
Primary compression	Mostly soft org. soils & some clays	Progressive	$v_s < 145$ m/s	Med.-high to extreme
Secondary compression	Mostly org. soils & some clays	Progressive & continuous	(s)CPTu	Low to med.-high
<u>Monotonic/static or dynamic/cyclic:</u>				
Collapse	Any metastable structure	Brittle. Can evolve into flow liquefaction when saturated.	$v_s^{\text{est}} \ll v_s^{\text{meas}}$	Med.-high to high
Complex	Interbedded soils or with strong micro-structure	Variable	(s)CPTu	Low to extreme
Flow liquefaction	Any metastable saturated soil, contractive silts & sands, extra-sensitive clays	Brittle & fast, large displacements depending on kinematic conditions. Unstable post-event. Significant softening for contractive soils	$v_s < 150$ m/s Liquefied: $v_s \rightarrow 0$	High to extreme
<u>Dynamic/cyclic:</u>				
Cyclic liquefaction	Almost all saturated sands with limited deformation in clays. Occurs faster in contractive soils	Progressive to brittle. Significant deformation during loading cycle but stable at post-failure	sCPTu	Med.-high
Cyclic mobility	Mostly clayey soils with limited deformations. Contractive & dilative soils	Progressive. Limited deformation but results in high maintenance.	sCPTu	Low
Dynamic	Mostly soft soils	Brittle & fast, depends on damping capacity of track bed	$v_{\text{train}} < 0.62 v_R$ with $v_R \approx 0.9 v_s$	Extreme

- *Collapsible soils* have metastable microstructures that can undergo a sudden and abrupt reduction in volume in drained conditions or a massive increase in excess pore pressure in undrained conditions. Collapsible soils are characterised by a high void ratio, an inherent low intergranular bond strength and tend to be extra-sensitive (Jefferson and Rogers 2012). The identification of collapsible soil is difficult for the same reasons as for sensitive soils but possible with sCPTu as shown by Robertson (2016). They have unusually high small-strain stiffness ($K_G \gg 100$) whilst exhibiting contractive-like behaviours ($CD < 70$). In other words, the undrained strength is low whilst exhibiting high stiffness or shear wave velocity.
- *Soft soils* deform significantly upon the design load resulting in unacceptable displacements. *Compressible* soils undergo significant volume reduction upon loading. Unlike collapsible soils, soft soils tend to have a stable soil structure, and the deformations tend to be progressive. This changes the post-failure behaviour and the associated geotechnical risk. Soft soils tend to be young soils (Holocene epoch) such as delta, lacustrine or organic soils and are an important part of glacial geology. There is no universal criterion to define soft soils as it depends on the maximum acceptable deformation. Li et al. (2016) define soft track bed subsoil with a resilient stiffness of $E'_u < 28$ MPa, which relates the Swiss federal regulations for new railways with a minimum constrained modulus of $M > 14$ MPa. However, Swiss regulations distinguish new tracks from existing ones for which $M > 6$ MPa is required. According to L'Heureux and Long (2017), this relates to $v_s \approx 145$ m/s (Eq. (10)).

$$M = 0.0001 v_s^{2.212} \quad (10)$$

Deformation can also occur through shearing processes and more deformation occurs with contractive soils. ISO 14688-2 (2017) defines soft soils as soils with a consistency index of $I_c < 0.5$ but this index refers to its states rather than its ability to contract (Schofield 1980). Loose sands are defined with a relative density index of $I_D < 35\%$. Other indices such as the state parameter with $\psi < 0.1$ as a conservative

threshold when assessing field data (Jefferies and Been 2016) or with the contractive-dilative index $CD < 70$ (Robertson 2016) and shown in the SBTn chart (Figure 3). For the same reasons, the shear wave velocity has to be normalised to be used as a proxy (Kayen et al. 2013) and given in Eq. (11).

$$v_{s1} = v_s (p_a / \sigma'_v)^{0.25} \quad (11)$$

where v_{s1} is the normalised shear wave velocity, p_a the reference pressure of 100 kPa and σ'_v the vertical effective stress.

The normalised shear wave velocity can be plotted in the SBTn chart (Robertson and Cabal 2022) (Figure 3) with $CD = 70$ line occurring around $v_{s1} = 175$ m/s, which relates to $v_s = 150$ m/s at 2-3m depth and relates to weak soils. CPT variables shall be defined later in this document.

The constrained modulus can be obtained from the CPT measurements using Eq.(12), and is the incorrectly writing M_{E1} in the Swiss regulations.

$$M' \approx \alpha_M (q_t - \sigma_{v0}) \quad (12)$$

where $\alpha_M = Q_{tn} \leq 14$ for $I_c > 2.2$ and $\alpha_M = 0.03 \cdot 10^{0.55I_c + 1.68}$ for $I_c < 2.2$.

The secant effective stress Young's modulus E' and shear modulus G can be obtained in an equivalent way (Eq. (13)).

$$E' = 2(1 + \nu)G \approx \alpha_E (q_t - \sigma_{v0}) \quad (13)$$

where $\alpha_E = 0.015 \times 10^{0.55I_c + 1.68}$.

The plate load test estimates an average constrained modulus for a depth of approximately 1m. Hence, a rough estimate can be obtained from the CPT and used to compute the static rail deflection induced by the ground conditions; the track is considered as a rigid body. An estimation of the unloading constrained modulus (" M_{E2} ") is carried out using the small-strain modulus.

- *Liquefiable soil* can fail by an increase in pore water pressure and thus a decrease in mean effective stress. It can result in strength/stiffness loss allowing the soil to behave like a fluid but differs in the way energy is dissipated; granular soils dissipate energy through intergranular friction but fluids through viscosity. Different types of liquefaction exist.

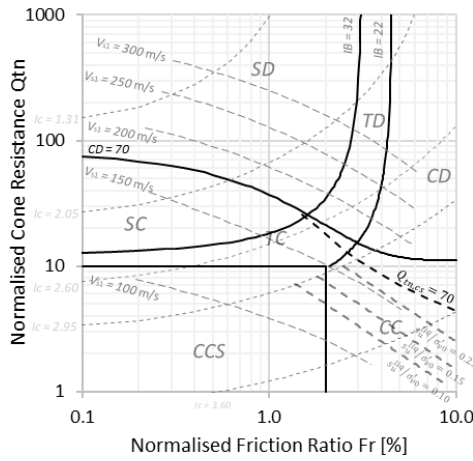


Figure 3: Normalised soil behaviour trend (SBTn) chart - S stands for sand-like, C clay-like, T transitional (silt-like), D dilative, C contractive et S sensitive.

Flow liquefaction is characterised by an unstable post-failure configuration allowing the soil to behave as a fluid. It happens mostly in contractive soils for which the reduction in pore space associated with the stress-dilatancy response is greater than the corresponding work hardening of the skeleton to support the increased stress. The soil is then *liquefied* in the post-failure state with a near-to-nil stiffness and thus a very small shear wave velocity ($v_s \rightarrow 0$). Several cases have been observed in the network and can cause boil ejecta.

The cyclic resistance ratio (*CRR*) can be estimated using sCPTu. It is however known that loose soils at low confining pressures are the most likely to liquefy and these tend to have $v_s < 150$ to 200 m/s (Andrus and Stokoe 2000). Both cyclic liquefaction and cyclic mobility are fatigue-like failures, which have been observed throughout the network. The number of cases is expected to increase due to the ageing network and a substantial increase in train traffic.

A rough estimation of the cyclic undrained shear strength $c_{u,cyc}$ can be achieved by assuming a reduction of the static undrained shear strength $c_{u,stat}$ (Eq. (14)).

$$c_{u,cyc} \approx 0.65 c_{u,stat} \quad (14)$$

The identification of liquefiable soils is carried out using the equivalent normalized cone resistance for clean sand $Q_{tn,cs}$ (Eq. (15)), which basically transforms the resistance of non-sandy soils to sandy ones.

$$\begin{aligned} Q_{tn,cs} &= K_c Q_{tn} \\ I_c \leq 1.64 : \quad K_c &= 1.0 \\ I_c > 1.64 : \quad K_c &= -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 \\ &\quad - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 \end{aligned} \quad (15)$$

where K_c is a conversion coefficient.

The equivalent normalized cone resistance $Q_{tn,cs}$ is equivalent to the state parameter Ψ but specifically designed for cyclic problems (Robertson 2022). Soils are unlikely to liquefy when $Q_{tn,cs} > 70$ (dilatative behaviours) and susceptible when $Q_{tn,cs} \leq 70$ (contractive behaviours).

Robertson (2021) suggests replacing the contractive-dilatative division ($CD = 70$) (Robertson 2016) with liquefaction division ($Q_{tn,cs} = 70$) in the SBTn chart. This approach gives similar boundaries for liquefaction susceptibility as given by Robertson and Wride (1998) and (Robertson 2004) Robertson (2004) which are shown with blue lines in the SBTn chart and clearly shows contractive sand-like soil with a strong liquefaction susceptibility.

Robertson (2022) suggested a relationship to estimate the liquefied undrained strength $c_{u,liq}$ for sand (Eq. (18)).

$$0.03 \leq \frac{c_{u,liq}}{\sigma'_{v0}} \approx \frac{0.02199 - 0.0003124 Q_{tn,cs}^2}{1 - 0.02676 Q_{tn,cs} + 0.0001783 Q_{tn,cs}^2} \leq \tan \phi' \quad (16)$$

The liquefied undrained shear strength of clay-like soils is the residual undrained shear strength $c_{u,res}$.

Cyclic liquefaction is triggered by cyclic loading and is characterised by a stable post-failure configuration, which implies that the deformation ceases upon load removal. The volumetric strain is caused by the compression brought by the load. All soils can be subject to cyclic liquefaction, but low-plasticity soils tend to be more sensitive as the limiting strain threshold γ_{th} is lower (Vucetic 1994). This threshold is typically $\gamma_{th} = 10^{-4}$ for sands and silts but can increase 10 folds for high-plasticity clays, and even 100-fold for fibrous peats (Zwanenburg et al. 2020).

The minimum cyclic resistance of soil is expressed in terms of cyclic resistance ratio *CRR* and can be estimated using Eq. (17) (Schneider et al. 2008; Schneider and Moss 2011).

$$\min CRR \approx K_G \gamma_{th} (Q_{tn})^{0.25} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (17)$$

where γ_{th} is the threshold shear strain with $\gamma_{th} = 0.01\%$ (*SBTn* = 4 to 7) and clay-like soils have $\gamma_{th} = 0.02\%$ (*SBTn* = 1 to 3).

The maximum mobilisation of the soil mob_{cyc} is defined by Eq. (18) with the cyclic stress ratio.

$$mob_{cyc} = \frac{CSR}{CRR} \quad (18)$$

Cyclic mobility occurs when the excess pore pressure is generated at the location of higher stress and migrates. It can cause strength and stiffness loss elsewhere. It occurs more often in higher-plasticity soils. This is well known in railway engineering and results in ballast.

Soil fatigue refers to the stiffness and strength degradation of soil caused by cyclic loading and induces shorter life expectancy of the infrastructure. The amount of degradation is obtained by comparing the secant shear modulus with the small-strain one; note that the shear modulus is identical when expressed in terms of total and effective stresses. The small-strain shear modulus G_0 can be obtained directly from sCPTu or estimated from CPTu.

- *Dynamic failures* result in uncontrolled and fast degradation of the subsoil, and it is amplified when reaching resonance. These failures occur when the train speed coincides with the critical speed (Norén-Cosgriff et al. 2018). This relates to the Rayleigh wave velocity for single-strata subsoil (Madshus and Kaynia 2000). Although resonance is a fast developing failure mechanism, it is less catastrophic for soils than built structures (Kramer 1996). Yang et al. (2009) showed that the dynamic effects become noticeable as of 10% of the Rayleigh wave velocity v_R and significant as of 50%. Duley (2018) reviewed several cases which can be modelled with Eq. (19).

$$\frac{\Delta s_{dyn}}{\Delta s_{stat}} = 1 + A \exp \left(B \frac{v_{train}}{v_R} \right) \quad (19)$$

with Δs_{dyn} and Δs_{stat} the dynamic and static rail displacement, and $A = 0.01$ and $B = 5.9$ two model parameters.

Eq. (19) masks the fact that the rail displacement in the static deflection alone can be unacceptable for compressible soils (Powrie 2024). It also masks the fact that the transition from the static to the dynamic regimes is brittle for soft soils Conay et al. (2024) suggests setting a deflection ratio threshold at $\Delta s_{dyn}/\Delta s_{stat} = 0.625$ and defining the minimum required ground velocity (Figure 4). Note that this approach only considers ground-surface direct waves and neglects site effects where reflections become important. It is also assumed that the dynamic effects take place within the first 3m of soil because soil can damp energy waves. Hence, the minimum Rayleigh wave velocity between 1m and 3m depth is

considered in the analyses. It is thus possible to express both the cyclic and dynamic behaviour in a single diagram (Figure 5). The acceptable cyclic mobilisation is set at 200% because the model mostly assumes two trains simultaneously on the tracks whilst this case is mostly transitional.

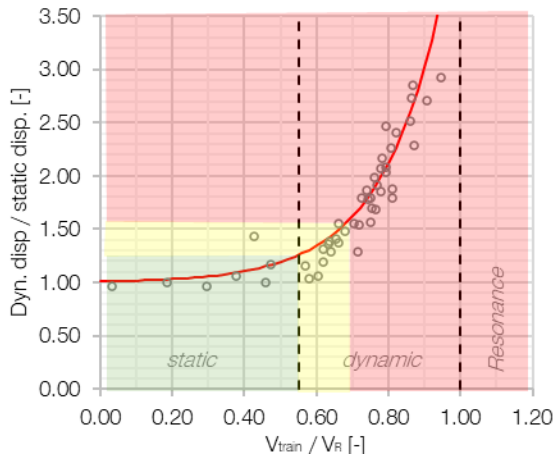


Figure 4: Static to dynamic track behaviour.

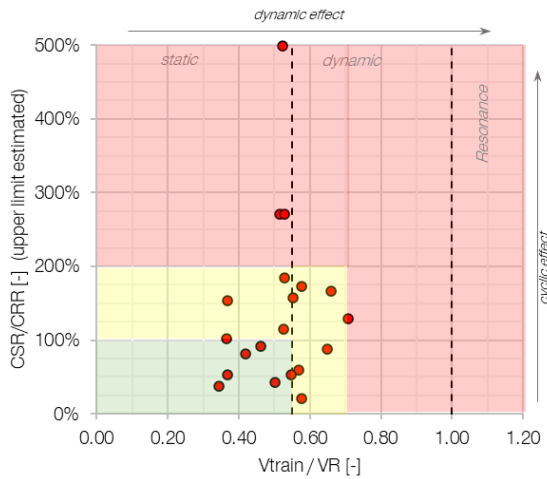


Figure 5: Cyclic and dynamic behaviour of the track bed.

- *Special soils* refer to soil units composed of different types of soil and/or with distinct bedding or microstructure for which complex and combined failure mechanisms take place. Varved soils are complex interbedded soils of glacial origin with a strong interaction between each layer of silt and clay. There is no unique criterion to identify such soils.
- *Expansive soils, acid soils and soluble grounds* are not covered in this paper. Creep, shakedown and ratcheting failure mechanisms are also excluded from this study because of the smaller induced deformation.

Organic soils

Most organic soils present an engineering challenge because they tend to be soft, compressible and can be sensitive to secondary consolidation. There is no universal classification system for organic soils and the rules of division are diffuse. ISO 14688-2 (2017) defines organic clays and silts with $2\% < OC < 20\%$. Peat and dy typically have organic contents $OC > 20\%$. They differ from one another by the type of organic compounds and decaying mechanism. Gytja results from the decay of remains in oligotrophic environments and has $OC < 14\%$ (Larsson 1990). Dy is seldom found as a soil layer. It is often contained within other soils such as gytja.

Peat is characterized by a high porosity making it very compressible to primary loading. However, fibrous peat exhibits a

surprisingly good behaviour when subjected to cyclic loading because the fibres provide additional resistance (Zwanenburg et al. 2020). Therefore, peat is not necessarily problematic for existing railways, which have already consolidated, but becomes problematic with train speed and weight increase. Peat can be identified with the sCPTu as it has a friction ratio $F_R > 4\%$. Whilst dy shares many similarities with peat, it is seldom found as a soil layer but more often within gytja. Gytja is difficult to identify as it maps in the SBTn as soft clay-like soil and can be sensitive. These three types of organic soils have a very low shear wave velocity ($v_s \ll 100$ m/s) and are problematic when located at shallow depth.

Organic soils, although soft, can sometimes be acceptable as a track bed subsoil and have a shear wave velocity in the range of 100 m/s. Whilst the identification of peat is straightforward, it is significantly more difficult to identify organic sand, silt and clays. Lengkeek and Brinkgreve (2022) suggested a correlation between the ash content N (Eq. (20)) and the unit weight γ (Eq. (21)), which permits assessing whether organic components might be present in the soil.

$$N \approx \left(\frac{20.78}{\gamma} \right)^{\frac{20}{3}} \quad (20)$$

$$\gamma \approx \gamma_w \left[0.27 \log \left(100 \frac{f_s}{q_t} \right) + 0.36 \log \left(\frac{q_t}{p_a} \right) + 1.236 \right] \quad (21)$$

where ρ_w is the density.

The specific gravity G_s can be obtained using Eq. (22) and, subsequently, the void ratio can be computed.

$$G_s = 2.881 - 0.147 R_f \quad (22)$$

Site classification

Understanding and identifying the prevailing failure mechanism of a given soil layer is of importance but it is the depth and interactions with other soil layers and the railway infrastructure which define whether a given vulnerable soil is critical or not.

Three stress regions can be defined when studying the stress diffusion of railway traffic in the ground and considering a track bed pressure of 40 kPa. The first is the cyclic stress reversal region which goes down to a depth of approximately 2 to 3m. Vulnerable soils at those depths are mostly critical. The second region is still significantly affected by the cyclic stress but without stress reversal and goes down to 5 to 6m. The third region is dominated by the static loads with a small cyclic stress and goes down to approximately 10m. This depth corresponds to the ideal field investigation depth and relates to depth suggested by Costa et al. (2020). However, the critical depth can vary from case to case and should ideally go down to the stiff layer, typically the bed rock or the moraine. The track stiffness is often used in railway design (e.g., Selig and Waters 1994) and represents the different infrastructure and subsoil stiffnesses as a single spring. Because the shear wave velocity relates directly to the small-strain stiffness, an equivalent shear wave velocity \bar{v}_s (Eq. (23))

$$\bar{v}_s = \sum_{i=0}^{j_{z=z_{crit}}} \frac{v_{si} d_i}{d_i} \quad (23)$$

where v_{si} is the shear wave velocity of a given soil layer, d_i its thickness and z_{crit} the critical depth.

The determination of the critical depth to be considered in the assessment is difficult. It is typically 10m for a homogeneous, isotropic and infinitely deep soil stratum and is denoted v_{s10} by analogy to NEHRP v_{s30} . However, it can also be significantly shallower when a thin and soft layer rests on a stiff ground because the stiff layer will significantly increase the equivalent shear wave velocity and mask the presence of the critical soft layer.

Table 2 gives the site classification, which includes both system and specific layer criteria. The classification is based on a default depth of 10m. v_{s10} can be converted to v_{s30} with the work of Boore (2004). The thresholds of vulnerable soils relate well with those of the NEHRP system. Class E and F relating to critical

sites. According to the Eurocode (prEN 1997 2023), these correspond to geotechnical complexity class GCC2 and GCC3, respectively. Network Rail (2020) and the Eurocode (EN 1998 2004) qualify these classes as critical and tracks require specific design. Class A to D sites only require additional verification if damage to the infrastructure relating to possible subsoil failure is observed.

The establishment of a site classification system permits defining the level of design required and facilitates communication of critical tracks. The compatibility of the NEHRP system also permits using existing maps to identify potentially critical tracks where no field data is available. The classification system defines whether a site is critical or not. The class E threshold of 140 m/s relates to the Swiss Federal Office for Transportation (FOT) criterion for subsoil stiffness of $M > 6$ MPa.

Table 2. Site classification for medium-high speed railway tracks.

Class	v_{s10} [m/s]	v_{s30} [m/s]	c_u [kPa]
A	>1100	> 1500	
B	575 – 1100	760 – 1500	> 100
C	280 – 575	360 – 760	
D	140 – 280	180 – 360	40 – 100
E	115 – 140 or high-plasticity ($I_p > 20\%$), loose ($I_c < 0.5$, $I_d < 35\%$), weak ($c_u < 40$ kPa) or organic ($2\% < OC < 20\%$) soils with a thickness of $d_i > 0.5$ m and within 10 m depth.	145 – 180	20 – 40
F	< 115 or liquefied/liquefiable, with a strong microstructure, very sensitive ($S_t > 8$), very organic ($OC > 20\%$) or very weak ($c_u < 20$ kPa) soils with a thickness of $d_i > 0.5$ m within 10 m depth, or Class E with a thickness $d_i > 8$ m by 10 m depth, or with $v_{train} > 0.9 v_{s,i}$ over a thickness of $d_i > 0.5$ m.	< 145	< 20

DB Netz assessment

The DB Netz (2018a; b) verification for dynamic stability is based on the work Vucetic (1994) and verifies the accumulation of plastic shear strain with cyclic loading by means of numerical analysis. It also has criteria for the relationship between the maximum train speed and the Rayleigh wave velocity using a single equivalent spring system. DB Netz proposes a first-order verification charts for a simple greenfield track bed for respectively organic and inorganic soft layers.

Although the use of the DB Netz charts appears at first sight simple, they are difficult to use in practice because field conditions rarely have a single soft layer and the distinction between inorganic and organic soils is diffuse. Moreover, there a numerous type of soft soil with variable degrees of softness. The experience gained at SBB on the use of these charts suggests that they are overconservative and misleading as the distance between a given point to the threshold line is not proportional of vulnerability of the soil.

A major challenge with this method is that it is designed for a single layer of soft soil. It is hence necessary to manually define which is the critical layers. The automatic data processing defines the soft layer from the first soft point to the last ones.

Fundamental CPT variables

The CPT data has to be processed in order to be use for soil behaviour identification and estimate mechanical parameters and indices (Robertson 1990). The measured variables are first corrected, and these are the cone tip resistance q_t (Eq. (24)), the total stress sleeve friction f_t (Eq. (25)), the friction ratio R_f (Eq. (26)) and the pore pressure parameter ratio B_q (Eq. (26)).

$$q_t = q_c + (1 - a)u \quad (24)$$

$$f_t = f_s - (1 - \beta b)cu \quad (25)$$

$$R_f = 100 \frac{f_s}{q_c} \quad (26)$$

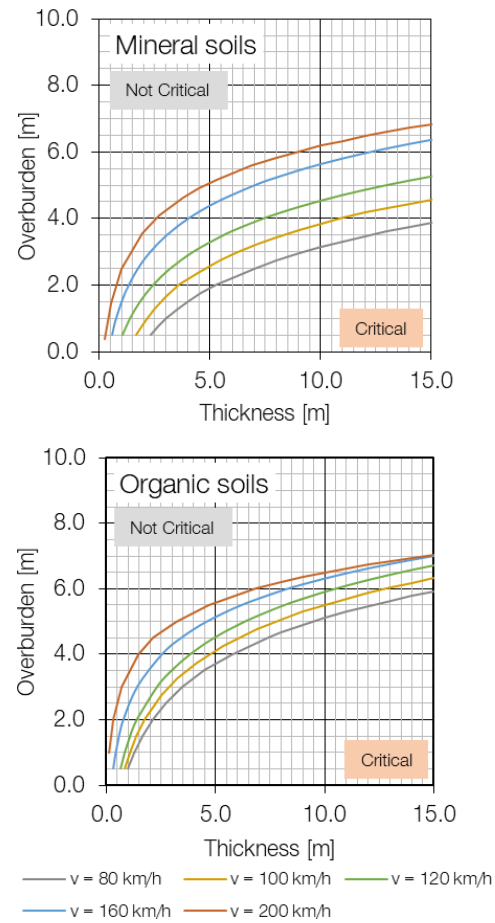


Figure 6: DB Netz assessment charts.

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (27)$$

with $a \approx d^2/D^2$ the net cone area, d the sensor diameter, D the cone diameter, u the measured pore pressure, $a = A_{st}/A_{sb}$, $c = A_{sb}/A_s$ and $\beta = u_s/u$. A_{st} are model parameters with A_{st} the end area of friction sleeve at top, A_{sb} the end area of friction sleeve at bottom, A_s the outside surface area of friction sleeve, u_s the pore pressure at top of friction sleeve, u the measured pore pressure, u_0 the equilibrium pore pressure and σ_{v0} the vertical total stress.

The cone variables are then normalized with the stress profiles (Eqs. (28) to (32)).

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (28)$$

$$F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} 100 \quad (29)$$

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (30)$$

$$n = 0.381 I_c + 0.05 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15 \leq 1.0 \quad (31)$$

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2} \quad (32)$$

where σ'_{v0} is the vertical effective stress, p_a the atmospheric pressure, n is the CPT exponent and I_c a CPT behaviour index (Jefferies and Davies 1993; Robertson 2010) which is used for soil identification with $I_c < 2.60$ for sand-like, $2.60 < I_c < 2.95$ for silt-like and $I_c > 2.60$ for clay-like behaviour. Highly organic soils and peat are characterized by $I_c > 2.60$ and $R_f > 5$ and as well as with low stiffness moduli.

Soil behaviour trend normalised (SBTn)

Robertson (2009) introduced a new CPT behaviour index I_B (Eq. (33)) for a better soil behaviour identification and a dilatancy index CD (Eq. (34)) to identify the mechanical behaviour and relates to a critical state line (Roscoe et al. 1958).

$$I_B = \frac{100(Q_{tn} - 11)}{70 + Q_{tn}F_R} \quad (33)$$

$$CD = (Q_{tn} - 11)(1 + 0.06F_R)^{0.17} \quad (34)$$

with $I_B > 32$ for sand-like soils, $32 > I_B > 22$ for silt-like soils, $I_B < 22$ for clay-like soils and $Q_{tn} < 10$ for soft or sensitive clays, and $CD > 70$ for dilative soils and $CD < 70$ for contractive.

The combination of the different indices and variables permits identifying the soil behaviours. Robertson (2016) updated the classification and suggested using the normalized Soil Behaviour Type (SBT_n). It classifies the soil in 7 groups and described in the SBT_n profile.

Small-strain stiffness index

Naturel soils distinguish themselves from laboratory (remoulded) soils by the presence of a microstructure which can be pronounced and influences the mechanical behaviour. The microstructure causes high small-strain stiffness without increasing the cone tip resistance. Two types of microstructures are of importance, glacial varved and open-structured soils. Varved soils are liquefiable because the water in the silt interbeds cannot dissipate excess pore pressure, and the open-structure soils are collapsible. Schneider et al. (2008) suggested identifying the soil behaviour by comparing the evolution of the excess pore pressure with the cone resistance. Soils with strong microstructure show a trail of points ranging from sand-like to clay-like because of the inability to dissipate excess pore pressure.

The characterization is carried out by comparing the small-strain stiffness with the normalized cone resistance and it is achieved using an empirical parameter K_G^* (Rix and Stokoe 1996; Robertson 2016; Schneider and Moss 2011) (Eq. (35)).

$$K_G^* = I_g Q_{tn}^{0.75} \quad (35)$$

where $I_g = G_0/q_n$ is the small-strain stiffness index with $G_0 = \rho V_s^2$ the small-strain shear modulus with ρ the bulk density and V_s the shear wave.

State indices

The relative density I_D can be estimated (Kulhawy and Mayne 1990) by using Eq. (36).

$$I_D \approx \sqrt{\frac{Q_{tn}}{305 Q_c Q_{OCR} Q_a}} \approx \sqrt{\frac{Q_{tn}}{350}} \quad \text{for } SBT_n = 6, 7 \quad (36)$$

where Q_c, Q_{OCR}, Q_a correction coefficients with $Q_c = 0.9$ to 1.1 for compressibility, $Q_{OCR} = OCR^{0.18}$ for consolidation ratio, $Q_a = 1.2 + 0.05 \log(t/100)$ for the age with $t = 11'000$ years for Holocene soils ($K_G^* < 350$) and $t = 2'000'000$ years for Pleistocene soils ($K_G^* > 350$).

The state index Ψ (Been and Jefferies 1985) can be estimated using Eq. (37) (Robertson 2009).

$$\Psi \approx 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs} \quad (37)$$

where $Q_{tn,cs}$ is the equivalent normalized tip resistance for clean sand and is explained later. Soils with $\Psi < 0$ are dilative and with $\Psi > 0$ contractive. Soils with $\Psi > -0.8$ are susceptible to cyclic liquefaction (Jefferies and Been 2016).

The earth pressure coefficient K_0 can be computed using Jacky's rule with a dependency to the consolidation ratio (Eq. (38) **Error! Reference source not found.**).

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad (38)$$

where ϕ' is the (peak) effective stress ratio which can be estimated as further in the document.

Soil static strength

The effective stress friction angle ϕ'_{max} of uncemented sands with round grains can be estimated (Kulhawy and Mayne 1990) using Eq. (39).

$$\phi'_{max} \approx 17.6 + 11 \log Q_{tn} \quad (39)$$

The dilatancy angle ψ can be obtained from the state parameter Ψ (Eq. (40)) (Robertson 2012).

$$\psi = -60\Psi \quad (40)$$

The critical state effective stress friction angle ϕ'_{cs} can be obtained from stress-dilatancy relationship (Eq. (41)).

$$\phi'_{cs} = \phi'_{max} - 0.8\psi \quad (41)$$

Other parameters

The horizontal hydraulic conductivity k_h is obtained from the consolidation coefficient c_h (Eq. (42)).

$$k_h = \frac{c_h \gamma_w}{M} \quad (42)$$

where γ_w is the unit weight of water and M the constrained modulus.

The consolidation coefficient c_h is obtained by carrying out a pressure dissipation measurement (Eq. (43)).

$$c_h \approx (1.67 \times 10^{-6}) 10^{1 - \log t_{50}} [m^2/s] \quad (43)$$

where t_{50} is the time to half the excess pore pressure.

It is also possible to have first-order estimation of the hydraulic conductivity in absence of dissipation measurement (Eq. (44)).

$$k_h = \begin{cases} 10^{0.952 - 3.04I_c} & \text{for } Q_{tn} < 3.27 \\ 10^{-4.52 - 1.37I_c} & \text{for } Q_{tn} > 3.27 \end{cases} \quad (44)$$

The corrected and normalised SPT blow counts N_{60} are also estimated (Eq. (45)) and can be used to calibrate the estimations with field data, albeit these need to be corrected.

$$N_{60} \approx \alpha_{N60} (q_t - \sigma_{v0}) \quad (45)$$

with $\alpha_{N60} = \left(\frac{p_a}{q_t}\right) \cdot 10^{-0.2817I_c + 1.1268}$.

References

- Ajo-Franklin, J. B., S. Dou, N. J. Lindsey, I. Monga, C. Tracy, M. Robertson, V. Rodriguez Tribaldos, C. Ulrich, B. Freifeld, T. Daley, and X. Li. 2019. "Distributed Acoustic Sensing Using Dark Fiber for Near-Surface Characterization and Broadband Seismic Event Detection." *Sci. Rep.*, 9 (1): 1328. <https://doi.org/10.1038/s41598-018-36675-8>.
- Andrus, R. D., and K. H. I. Stokoe. 2000. "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity." *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 126 (11): 1015–1025. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:11\(1015\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:11(1015)).
- ASTM D653. 2022. *Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids*. Standard. ASTM International.
- Been, K., and M. G. Jefferies. 1985. "A state parameter for sands." *Géotechnique*, 35 (2): 99–112. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99>.
- Boore, D. M. 2004. "Estimating $V_s(30)$ (or NEHRP Site Classes) from Shallow Velocity Models (Depths < 30 m)." *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 94 (2): 591–597. <https://doi.org/10.1785/0120030105>.
- Conay, P., P. Gilbert, A. Duley, and P. Fleming. 2024. "Pavement foundation design." *ICE Man. Geotech. Eng. Second Ed. Vol. II Geotech. Des. Constr. Verification*, M. Brown, J. Burland, T. Chapman, K. Higgins, H. Skinner, and D. Toll, eds. Leeds: Emerald Publishing Limited.
- Costa, P. A., P. Soares, A. Colaço, P. Lopes, and D. Connolly. 2020. "Railway critical speed assessment: A simple experimental-analytical approach." *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 134: 106156. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106156>.
- Cui, X., Y. Du, Z. Bao, Y. Xiao, J. Hao, X. Li, and S. Zhang. 2023. "Field evaluation of the three-dimensional dynamic stress state of the subgrade induced by the heavy-haul train load." *Transp. Geotech.*, 38: 100903. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100903>.
- DB Netz. 2018a. *Untersuchungen zur Dynamischen Stabilität - Vereinfachte Bewertung der dynamischen Stabilität von bestehenden Strecken*. Standard. DB Netz.
- DB Netz. 2018b. *Untersuchungen zur Dynamischen Stabilität - Rechnerisches Verfahren*. Standard. DB Netz.
- Duley, A. 2018. "Soil Parameters for Modelling Critical Velocity Effects of Railways." Ph.D. Dissertation. University of Southampton.
- EN 1998-1. 2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Standard. Brussel: European Committee for Standardization.

- Huder, J. 1963. "Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden: unter besonderer Berücksichtigung der Seekreide." Ph.D. Dissertation. ETH Zurich.
- ISO 14688-2. 2017. *Geotechnical investigation and testing Identification and classification of soil – Part 2: Principles for a classification*. Standard. Geneva: International Standardization Organisation.
- Jefferies, M. G., and K. Been. 2016. *Soil Liquefaction: a Critical State Approach*. London: CRC Press.
- Jefferies, M. G., and M. P. Davies. 1993. "Use of CPTu to Estimate Equivalent SPT N60." *Geotech Test J*, 16 (4): 458. <https://doi.org/10.1520/GTJ10286J>.
- Jefferson, I., and C. D. F. Rogers. 2012. "Collapsible soils." *ICE Man. Geotech. Eng. Chapter 32*, 391–411. London: ICE Publishing.
- Kayen, R., R. E. S. Moss, E. M. Thompson, R. B. Seed, K. O. Cetin, A. D. Kiureghian, Y. Tanaka, and K. Tokimatsu. 2013. "Shear-Wave Velocity-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential." *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 139 (3): 407–419. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000743](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000743).
- Kramer, S. L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall.
- Kulhawy, F. H., and P. W. Mayne. 1990. *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. 299. Palo Alto, CA: Electric Power Research Institute.
- Larsson, R. 1990. *Behaviour of organic clay and gyttja - Results from Investigations in Swedish Gyttja-Bearing Soils Supplemented with Results from a Similar Finnish Investigation and Experience from Sulphide-Rich Soils (svartmokka)*. Linköping: Swedisch Geotechnical Institute.
- Lengkeek, H. J., and R. B. J. Brinkgreve. 2022. "CPT-based classification of soft organic clays and peat." *Cone Penetration Test*. 2022, 514. Leiden: CRC Press.
- L'Heureux, J. S., and M. Long. 2017. "Relationship between Shear-Wave Velocity and Geotechnical Parameters for Norwegian Clays." *J Geotech Geoenviron Eng*, 04017013-1: 1–20. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001645](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001645).
- Li, D., J. Hyslip, T. Sussmann, and S. Chrismer. 2016. *Railway Geotechnics*. Boca Raton: CRC Press.
- Lontzetidis, K., P. K. Robertson, and D. J. Morton. 2022. "A simplified method to incorporate the benefits of microstructure for cyclic liquefaction analyses using the SCPT." *Cone Penetration Test*. 2022, 521–527. Leiden: CRC Press.
- Lunne, T., P. Robertson, and J. J. M. Powell. 1997. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. CRC Press.
- Madhus, C., and A. M. Kaynia. 2000. "High-Speed Railway Lines on Soft Ground: Dynamic Behaviour at Critical Train Speed." *J. Sound Vib.*, 231 (3): 689–701. <https://doi.org/10.1006/jsvi.1999.2647>.
- Network Rail. 2020. *NR/L2/TRK/4239(2) Track Bed Investigation, Design and Installation*. Standard. London: Network Rail.
- Norén-Cosgriff, K., E. G. Berggren, A. M. Kaynia, N. N. Dam, and N. Mortensen. 2018. "A new method for estimation of critical speed for railway tracks on soft ground." *Int. J. Rail Transp.*, 6 (4): 203–217. <https://doi.org/10.1080/23248378.2018.1474811>.
- Obando Hernandez, E., P. Hölscher, P. Doornenbal, C. Mas, J. Van 'T Schip, and A. Van Uitert. 2023. "Characterization of Shallow Ground in Railway Embankments Using Surface Waves Measured by Dark Fiber Optics Sensors: A Case Study." *Sensors*, 23 (23): 9397. <https://doi.org/10.3390/s23239397>.
- Powrie, W. 2024. "Railway track substructure: Recent research and future directions." *Transp. Geotech.*, 46: 101234. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2024.101234>.
- Powrie, W., L. A. Yang, and C. R. I. Clayton. 2007. "Stress changes in the ground below ballasted railway track during train passage." *Proc. Inst. Mech. Eng. Part F J. Rail Rapid Transit*, 221 (2): 247–262. <https://doi.org/10.1243/0954409JRRT95>.
- prEN 1997. 2023. *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln / Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales / Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*. Standard. Brussels: CEN/TC 250/SC 7 N 1707.
- Rix, G., and K. H. I. Stokoe. 1996. "Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance." *Calibration Chamb. Test.*, 351–361.
- Robertson, P. K. 1990. "Soil classification using the cone penetration test." *Can Geotech J*, 27 (1): 151–158. <https://doi.org/10.1139/t90-014>.
- Robertson, P. K. 2004. "Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT."
- Robertson, P. K. 2009. "Interpretation of cone penetration tests - a unified approach." *Can Geotech J*, 46 (11): 1337–1355. <https://doi.org/10.1139/T09-065>.
- Robertson, P. K. 2010. "Estimating In-situ State Parameter and Friction Angle in Sandy Soils from CPT." *2nd Int Symp Cone Penetration Test*. Huntington beach, CA, USA.
- Robertson, P. K. 2012. "The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests—some insights." *Proc 4th Int Conf Geotech Geophys Site Charact*, 3–24.
- Robertson, P. K. 2016. "Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — An update." *Can Geotech J*, 0615 (May): 1–18. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044>.
- Robertson, P. K. 2022. "Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update." *Can. Geotech. J.*, 59 (4): 620–624. <https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0657>.
- Robertson, P. K., and K. Cabal. 2022. *Guide to Cone Penetration Testing*. Signal Hill (CA): Greg Drilling.
- Robertson, P. K., and C. E. (Fear) Wride. 1998. "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test." *Can Geotech J*, 35 (3): 442–459. <https://doi.org/10.1139/t98-017>.
- Roscoe, K. H., A. N. Schofield, C. P. Wroth, and R. H. G. Parry. 1958. "Correspondence: 'On the yielding of soil.'" *Géotechnique*, 8 (4): 183–186. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.4.183>.
- Schneider, J. A., and R. E. S. Moss. 2011. "Linking cyclic stress and cyclic strain based methods for assessment of cyclic liquefaction triggering in sands." *Géotechnique Lett*, 1 (2): 31–36. <https://doi.org/10.1680/geolett.11.00021>.
- Schneider, J. A., M. F. Randolph, P. W. Mayne, and N. R. Ramsey. 2008. "Analysis of factors influencing soil classification Using Normalized Piezocone Tip Resistance and Pore Pressure Parameters." *J Geotech Geoenvironmental Eng*, 134 (November): 1569–1586. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:11\(1569\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:11(1569)).
- Schofield, A. N. 1980. "Cambridge geotechnical centrifuge operations." *Géotechnique*, 30 (3): 227–268. <https://doi.org/10.1680/geot.1980.30.3.227>.
- Selig, E. T., and J. M. Waters. 1994. *Track geotechnology and substructure management*. London: Thomas Telford.
- Skempton, A. W. 1954. "Discussion: Sensitivity of clays and the c/p ratio in normally consolidated clays." *Am Soc Civ Eng Sep* 478, 19–22.
- Vucetic, M. 1994. "Cyclic Threshold Shear Strains in Soils." *J. Geotech. Eng.*, 120 (12): 2208–2228. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:12\(2208\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:12(2208)).
- Yang, L. A., W. Powrie, and J. A. Priest. 2009. "Dynamic Stress Analysis of a Ballasted Railway Track Bed during Train Passage." *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 135 (5): 680–689. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000032](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000032).
- Zwanenburg, C., M. Konstadinou, P. Meijers, M. Goudarzy, D. König, R. Dyvik, B. Carlton, J. van Elk, D. Doornhof, and M. Korff. 2020. "Assessment of the Dynamic Properties of Holocene Peat." *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 146 (7): 04020049. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002259](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002259).

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

SBB - LINIE L720
KM 19.900-21.800
8804 AU ZH

Projekt Nr.: 60-3266
Bericht Nr.: 3266 / 1



**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
SBB - LINIE L720
KM 19.900-21.800
8804 AU ZH**

Bauherrschaft	SBB AG
Auftraggeber	SBB AG
Adresse	Hilfikerstrasse 3 3000 Bern 65 SBB Herr James Fern
Referenz des Auftraggebers	Bestellung Nr. 4700493564
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-3266
Bericht Nr.	3266 / 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Die Bauherrschaft fordert geotechnische Untersuchungen entlang der Linie L720, zwischen Km 19.900 und 21.800 in 8804 Au ZH an.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 9 elektrische Drucksondierungen bis in Tiefen von ca. 10 m abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen :

1. Abteufen von 9 elektrischen Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 83.37 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (SCPTU 1 bis SCPTU - DPSH 9) ;
2. Abteufen von 1 superschwere Rammsondierung mit einer Länge von insgesamt 0.3 m (DPSH 9) ;
3. Auswertung der Messdaten ;
4. Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten ;
5. Bestimmung der Scherwellengeschwindigkeit als Funktion der Tiefe (SCPTU 1, SCPTU 3, SCPTU 6 und SCPTU 9).

Feldarbeiten:		04. - 06. November 2025		
Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	21.11.2025	Schlussbericht	kat	hjt

INHALTSVERZEICHNIS

1. SITUATION MIT LAGE DER SONDIERSTELLEN	1
---	----------

BEILAGEN

- Beilage A: Ausführungspraxis
- Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten
- Beilage C: Superschwere Rammsondierungen – Messdaten
- Beilage D: Elektrische Drucksondierung – Interpretation
- Beilage E : Scherwellengeschwindigkeit als Funktion der Tiefe

ANHÄNGE

- Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)
- Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung
- Anhang 3: Rammsondierung

1. SITUATION MIT LAGE DER SONDIERSTELLEN



M 1:10000

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, , 8804 Au ZH



M 1:500

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, , 8804 Au ZH

BEILAGE A

AUSFÜHRUNGSPRAXIS

INHALT

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

AUSFÜHRUNGSPRAXIS DER ELEKTRISCHEN DRUCKSONDIERUNG

TESTSTEUERUNG - PENETRATION

Generelle Testablauf:	Siehe Anhang 1, "Elektrische Drucksondierung (CPT) (GEO/APP/001)
Vorbereitungsphase:	<ul style="list-style-type: none"> – 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:	<ul style="list-style-type: none"> – 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:	DPSH-B
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:	36/54 mm A.D.
Schutzverrohrung:	Nicht zutreffend
Reibungsminderer	Integriert in der Messsonde
Penetrometer:	<ul style="list-style-type: none"> – Typ DP10-CFTPxy (SCPTU 1, 3, 6 und 9), Typ DP15-CFTPxy (CPTU 2, 4, 5, 7 und 8) – 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 10 cm² (SCPTU 1, 3, 6 und 9), 15 cm² (CPTU 2, 4, 5, 7 und 8) – Oberfläche des Reibungsmantels 150 cm² (SCPTU 1, 3, 6 und 9), 225 cm² (CPTU 2, 4, 5, 7 und 8) – Netto Flächenverhältnis a: 0.71 (SCPTU 1, 3, 6 und 9), 0.75 (CPTU 2, 4, 5, 7 und 8)

DATENAUFZEICHNUNG UND -BEARBEITUNG:

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

BEILAGE B

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN

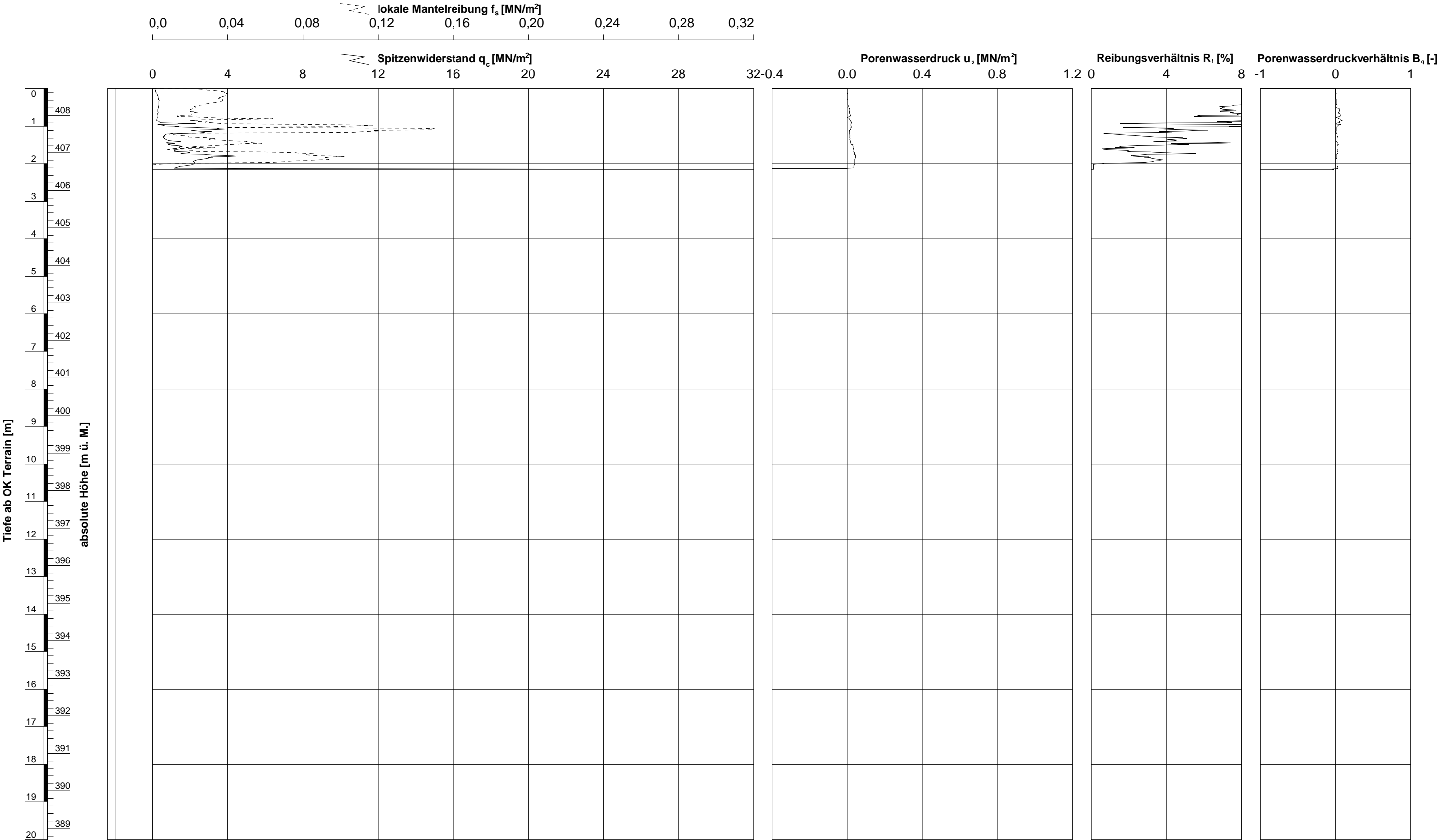
INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung SCPTU 1	B1
Elektrische Drucksondierung CPTU 2	B2
Elektrische Drucksondierung SCPTU 3	B3
Elektrische Drucksondierung CPTU 4	B4
Elektrische Drucksondierung CPTU 5	B5
Elektrische Drucksondierung SCPTU 6	B6
Elektrische Drucksondierung CPTU 7	B7
Elektrische Drucksondierung CPTU 8	B8
Elektrische Drucksondierung SCPTU - DPSH 9	B9

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 21.11.2025/10:37:51



Ausführungsdatum : 06.11.2025 Koordinaten : 2690408.84 m O
Ansatzpunkt : 408.71 m ü. M. 1233889.95 m N
Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

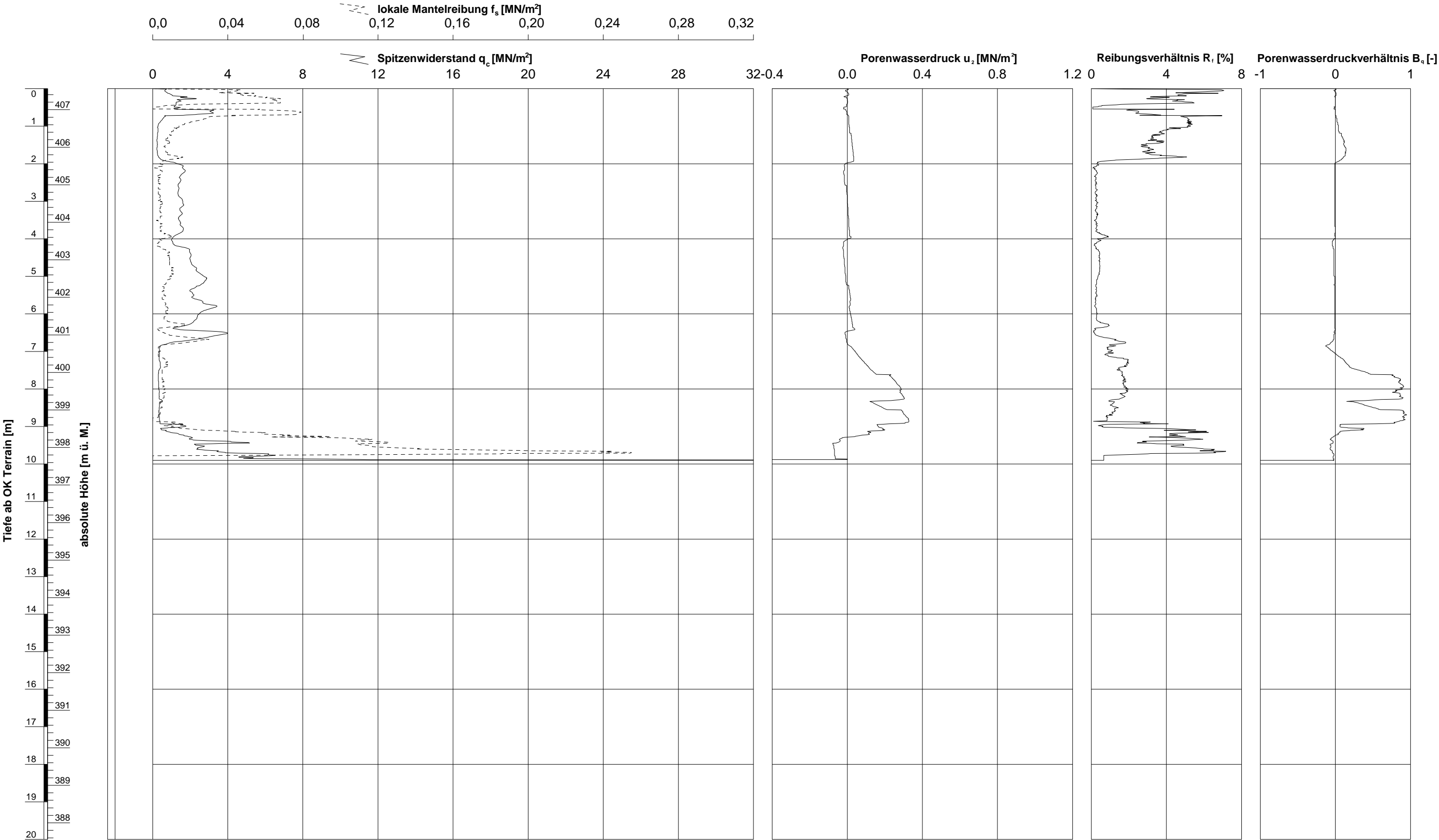
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: SCPTU 1

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tuenner

GeODin-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/13:54:28



Ausführungsdatum : 06.11.2025 Koordinaten : 2690650.51 m O Messsonde : DP15-CFTPxy
Ansatzpunkt : 407.56 m ü. M. 1233776.38 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

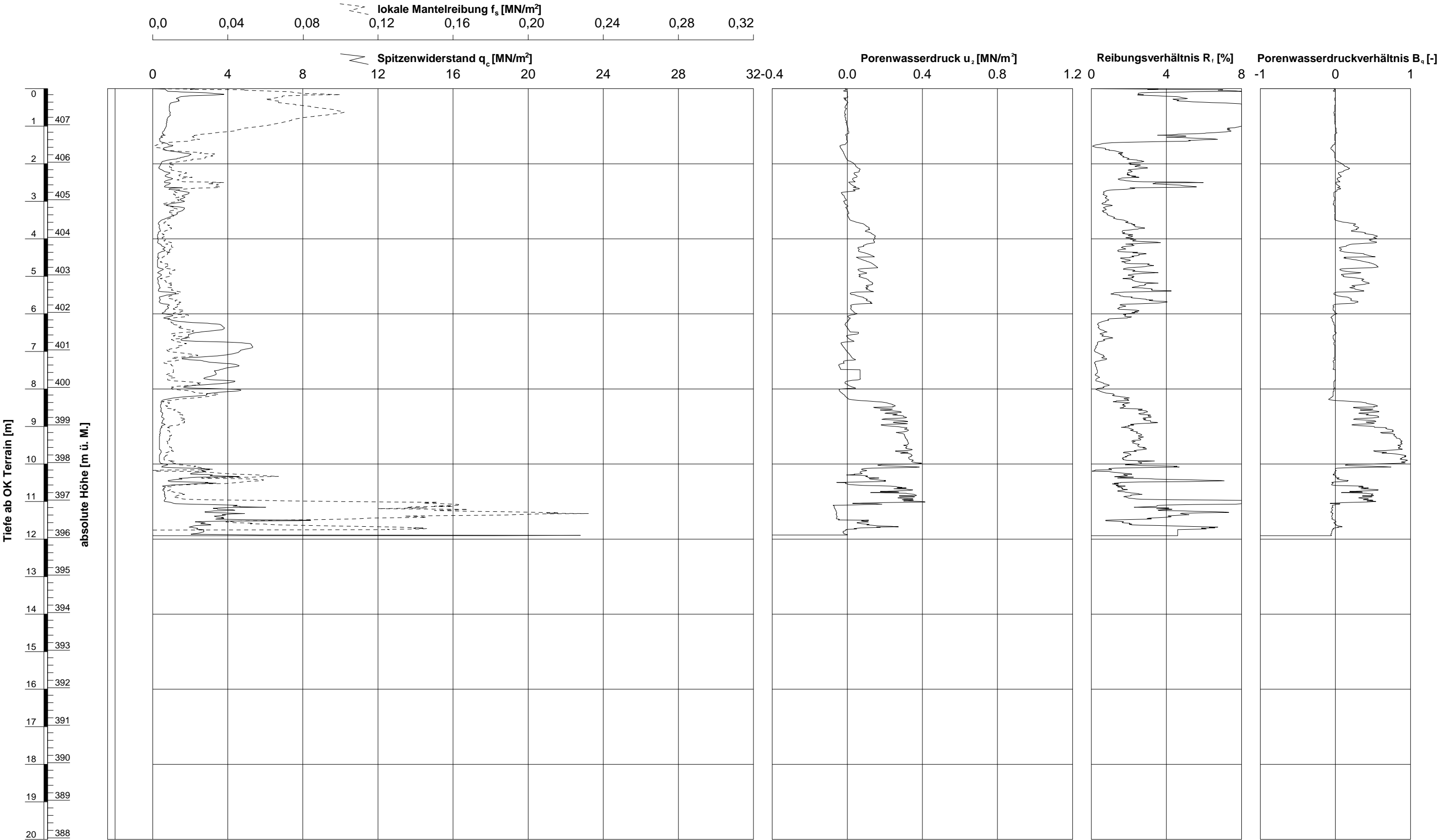
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: CPTU 2

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tuentzer

GeODin-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/13:54:45



Ausführungsdatum : 05.11.2025 Koordinaten : 2690779.05 m O Messsonde : DP10-CFTPxy
Ansatzpunkt : 407.96 m ü. M. 1233710.28 m N Spitzenquerschnitt: 10 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

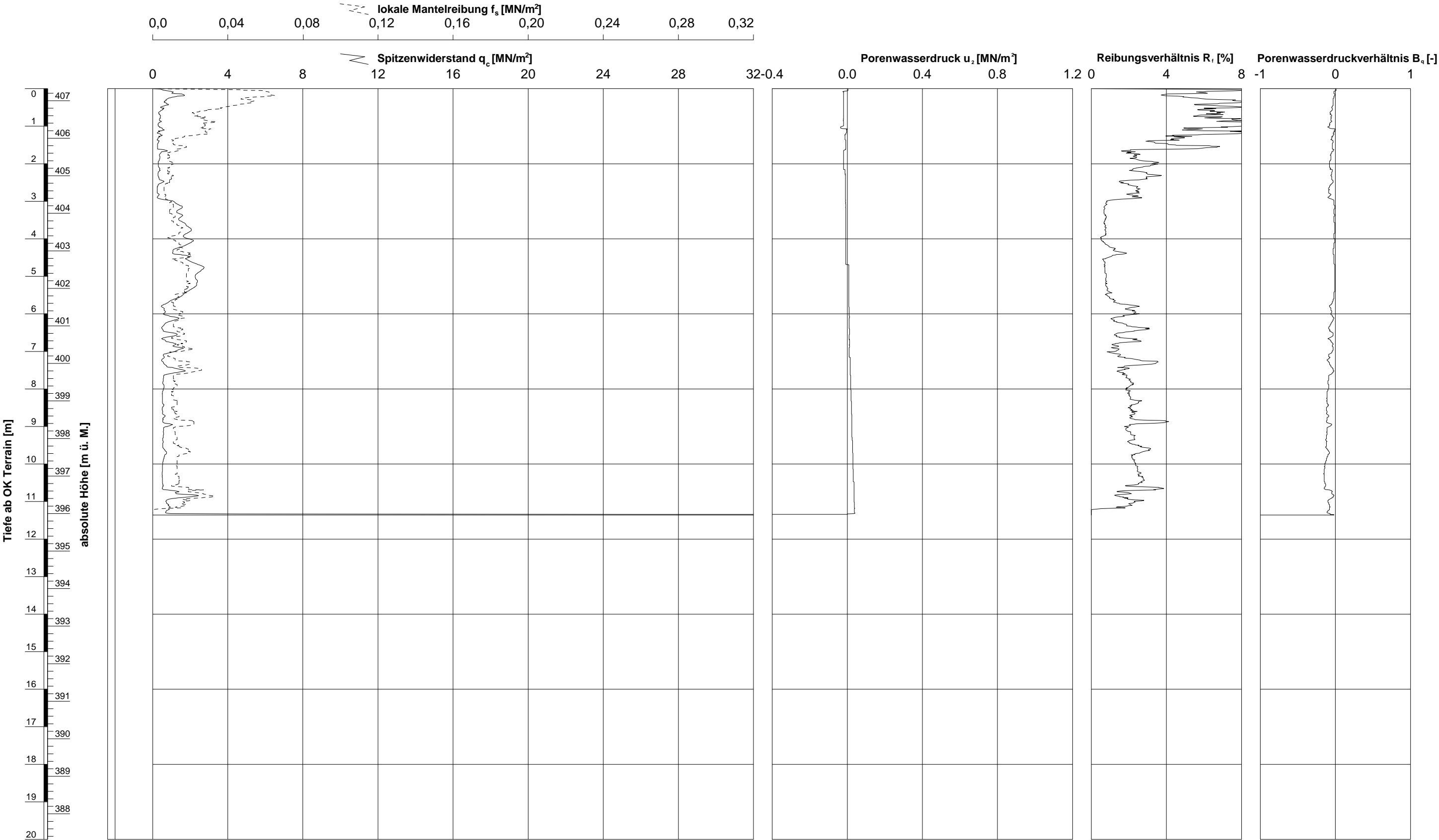
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: SCPTU 3

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tuentner

GeODin-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/13:54:59



Ausführungsdatum : 05.11.2025 Koordinaten : 2690958.58 m O
Ansatzpunkt : 407.32 m ü. M. 1233646.73 m N
Wasser : m ab OK Terrain Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

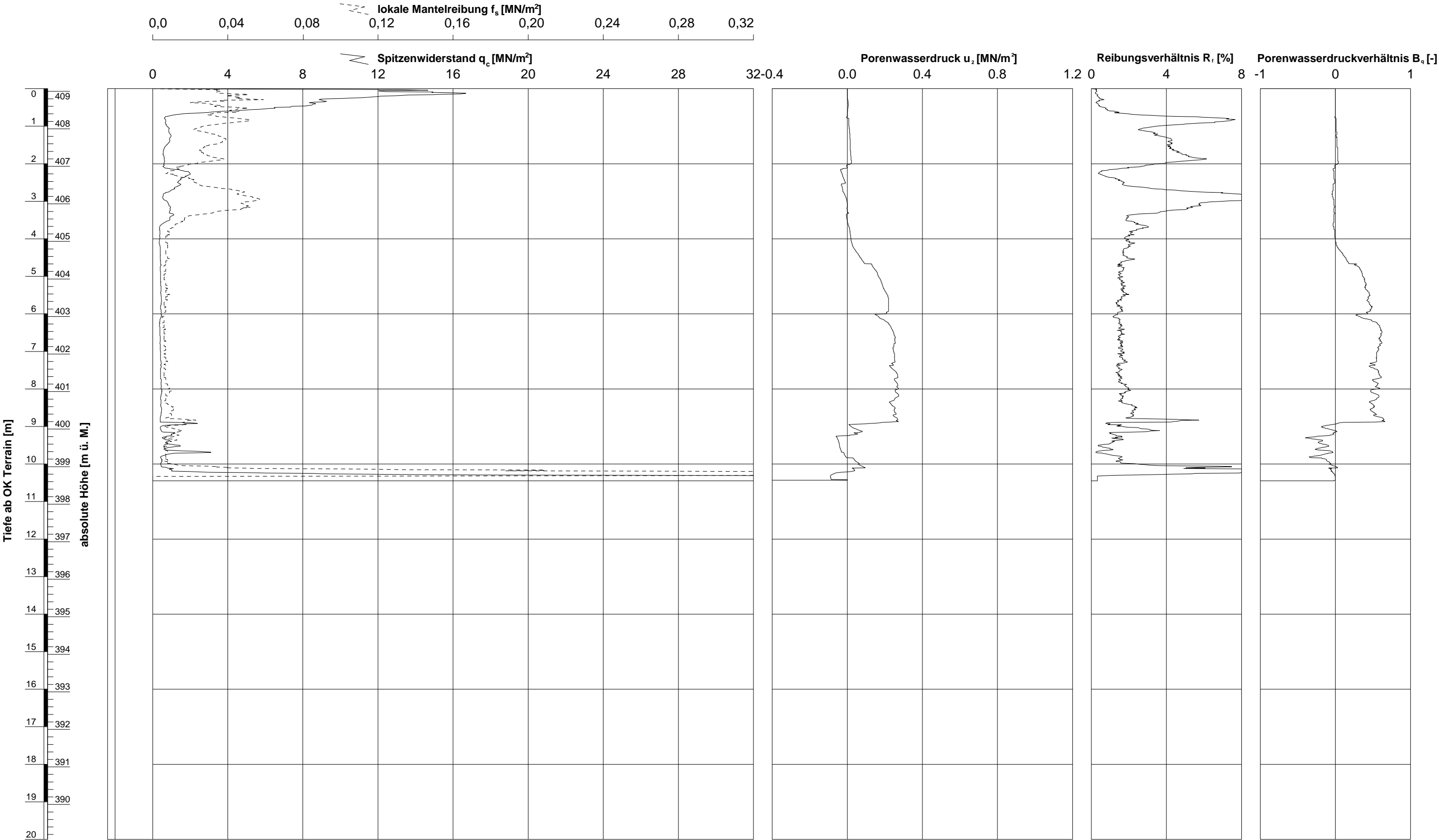
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: CPTU 4

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tuenner

GeODir-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/13:55:11



Ausführungsdatum : 04.11.2025 Koordinaten : 2691216.41 m O
Ansatzpunkt : 409.07 m ü. M. 1233612.41 m N
Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

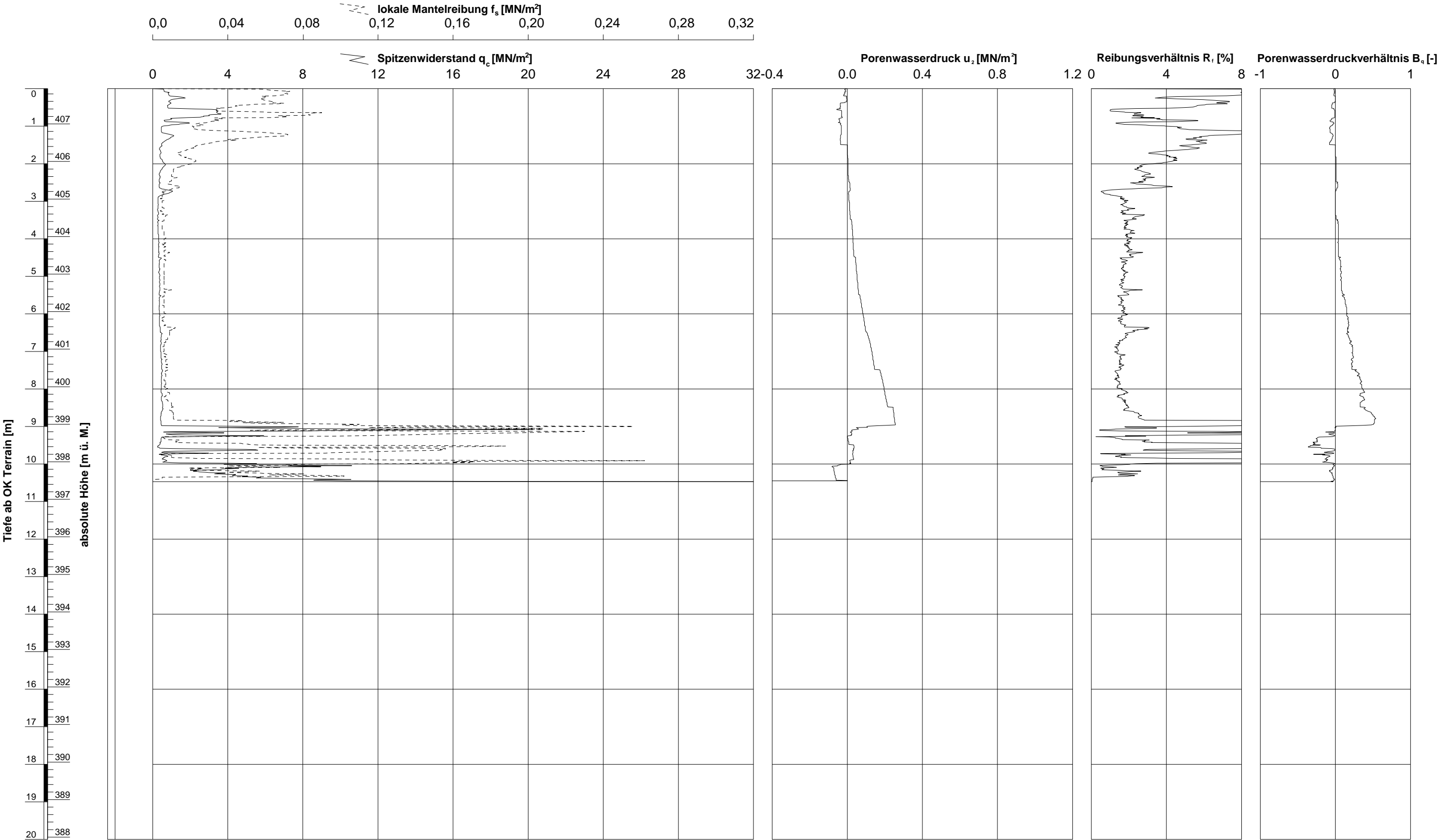
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten**

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: CPTU 5

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tuentner

GeODin-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/13:55:24



Ausführungsdatum : 05.11.2025 Koordinaten : 2691419.91 m O Messsonde : DP10-CFTPxy
Ansatzpunkt : 407.94 m ü. M. 1233590.36 m N Spitzenquerschnitt: 10 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

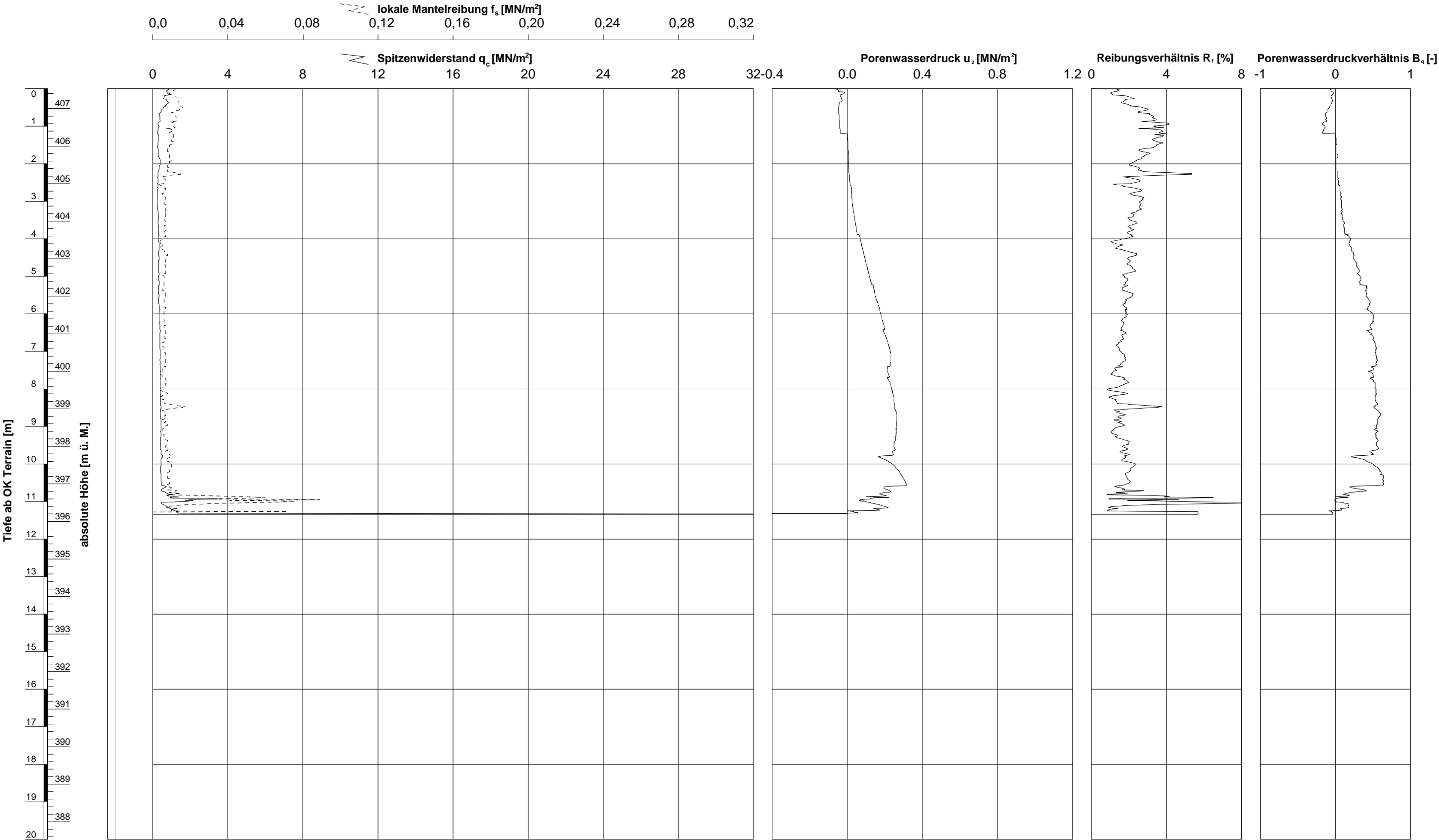
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten**

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: SCPTU 6

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tuenner

GeODin-System / %FILENAME\$ / 21.11.2025/11:32:38



Ausführungsdatum : 04.11.2025 Koordinaten : 2691602.80 m O
Ansatzpunkt : 407.53 m ü. M. 1233559.37 m N
Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

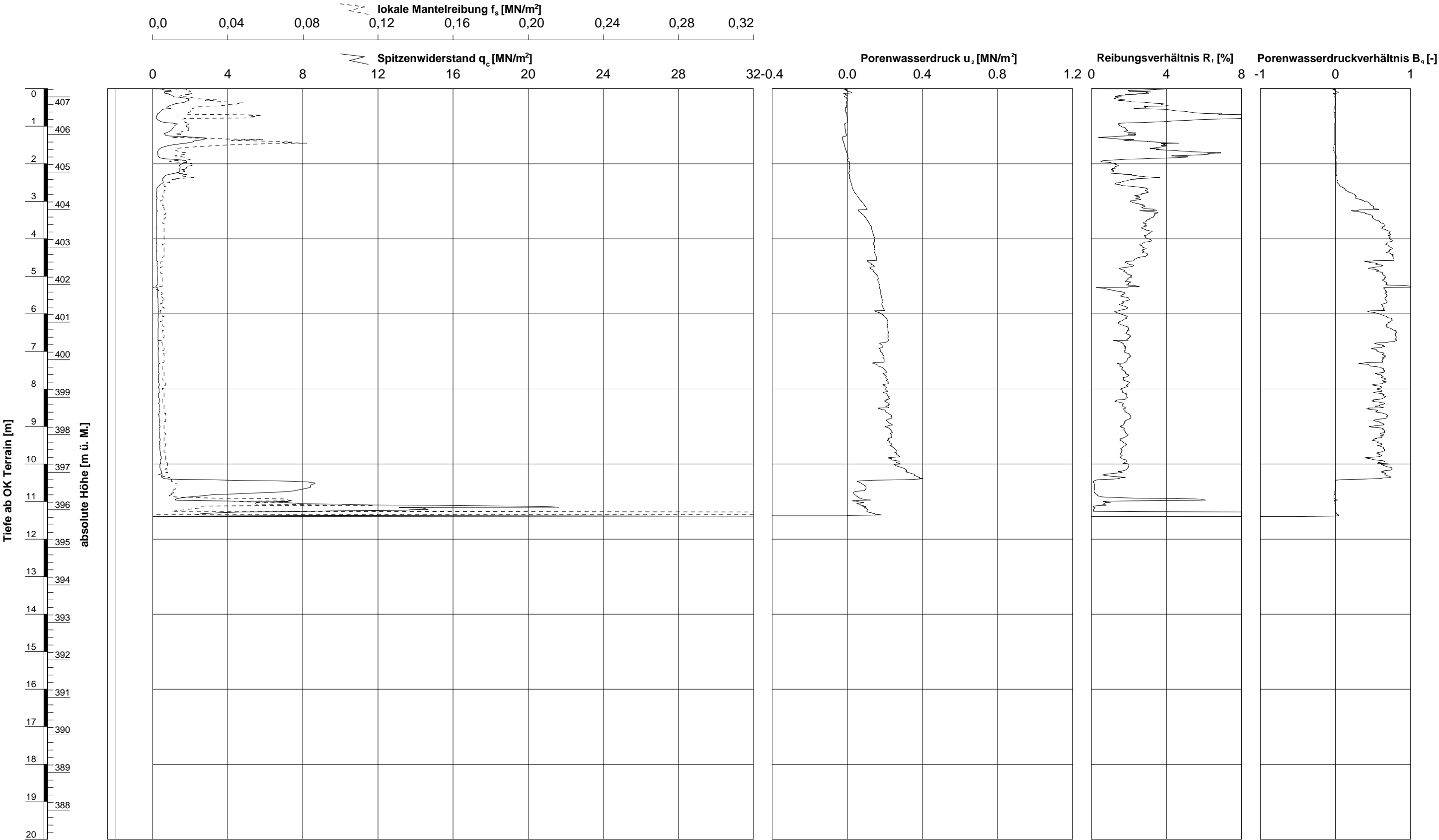
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: CPTU 7

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/16:40:46



Ausführungsdatum : 04.11.2025 Koordinaten : 2691851.46 m O
Ansatzpunkt : 407.22 m ü. M. 1233444.81 m N
Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

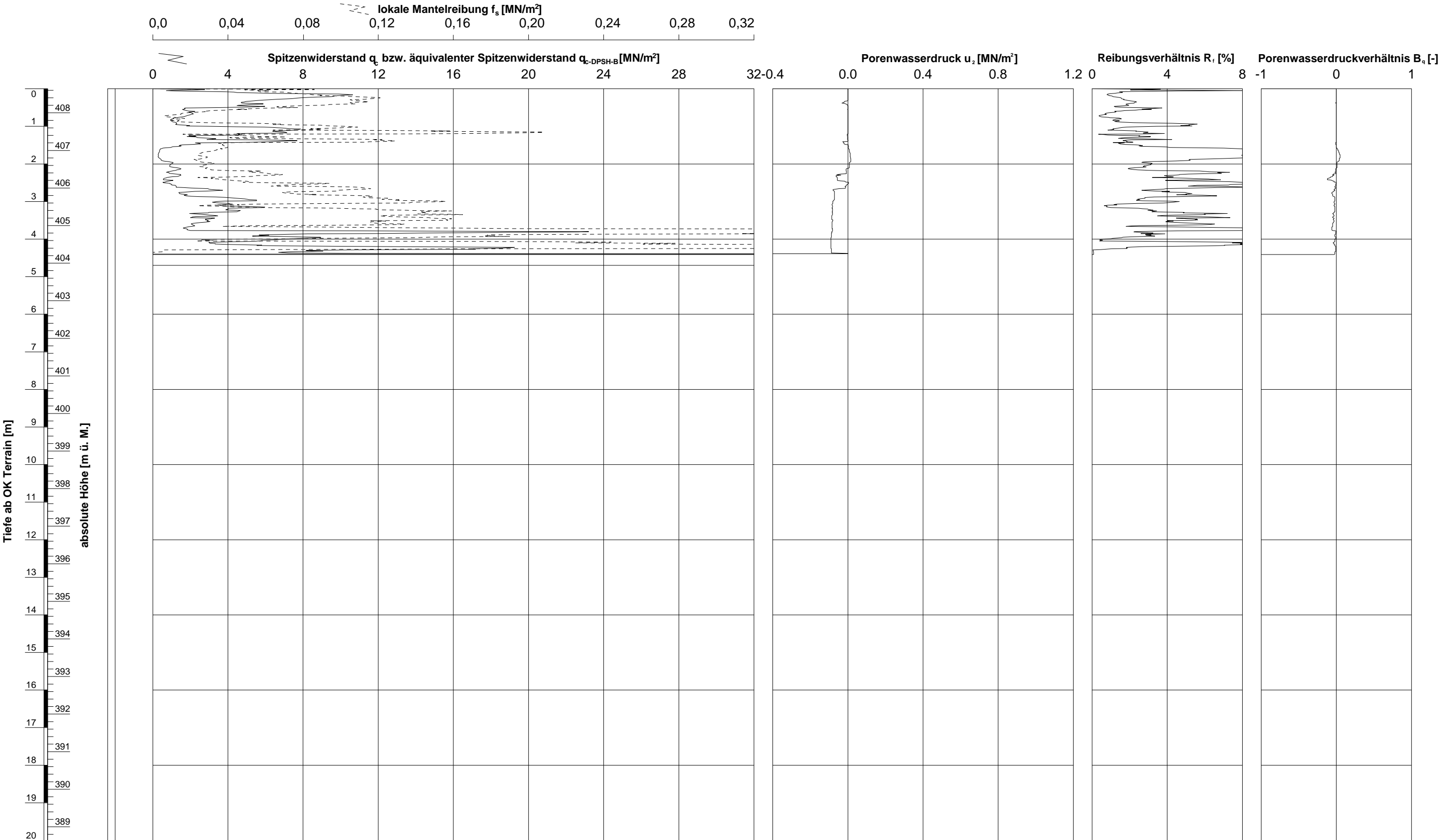
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: CPTU 8

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 21.11.2025/10:36:51



Ausführungsdatum : 05.11.2025 Koordinaten : 2692038.4 m O
Ansatzpunkt : 408.64 m ü. M. 1233329.5 m N
Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: SCPTU - DPSH 9

BEILAGE C

SUPERSCHWERE RAMMSONDIERUNG - MESSDATEN

INHALT

Beilage

Superschwere Rammsondierung DPSH 9

C1

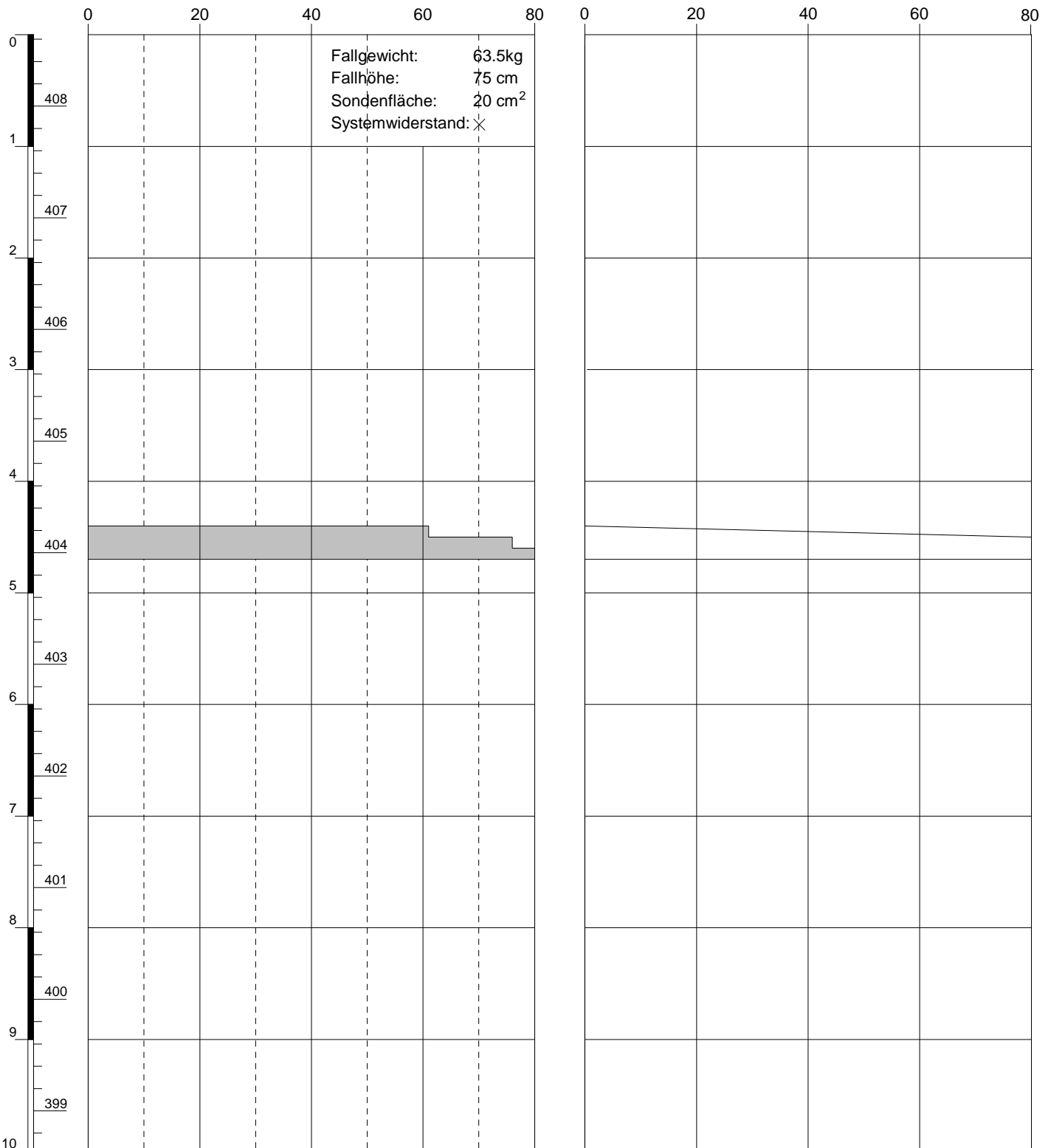
Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]

kontrolliert: Hendrik Tuentler

gezeichnet: Marynelle Duran

GeODin-System / %FILENAME% / 12.11.2025/16:53:54



Ausführungsdatum: 05.11.2025
Ansatzpunkt: 408.64 m ü.M.

Koordinaten: 2692038 m O
1233329 m N

Sondierung: DPSH 9

RAMMPROTOKOLL
Superschwere Rammsondierung DPSH-B gemäss EN 22476-2:2005
SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

BEILAGE D

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung SCPTU 1	D1
Elektrische Drucksondierung CPTU 2	D2
Elektrische Drucksondierung SCPTU 3	D3
Elektrische Drucksondierung CPTU 4	D4
Elektrische Drucksondierung CPTU 5	D5
Elektrische Drucksondierung SCPTU 6	D6
Elektrische Drucksondierung CPTU 7	D7
Elektrische Drucksondierung CPTU 8	D8
Elektrische Drucksondierung SCPTU - DPSH 9	D9

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

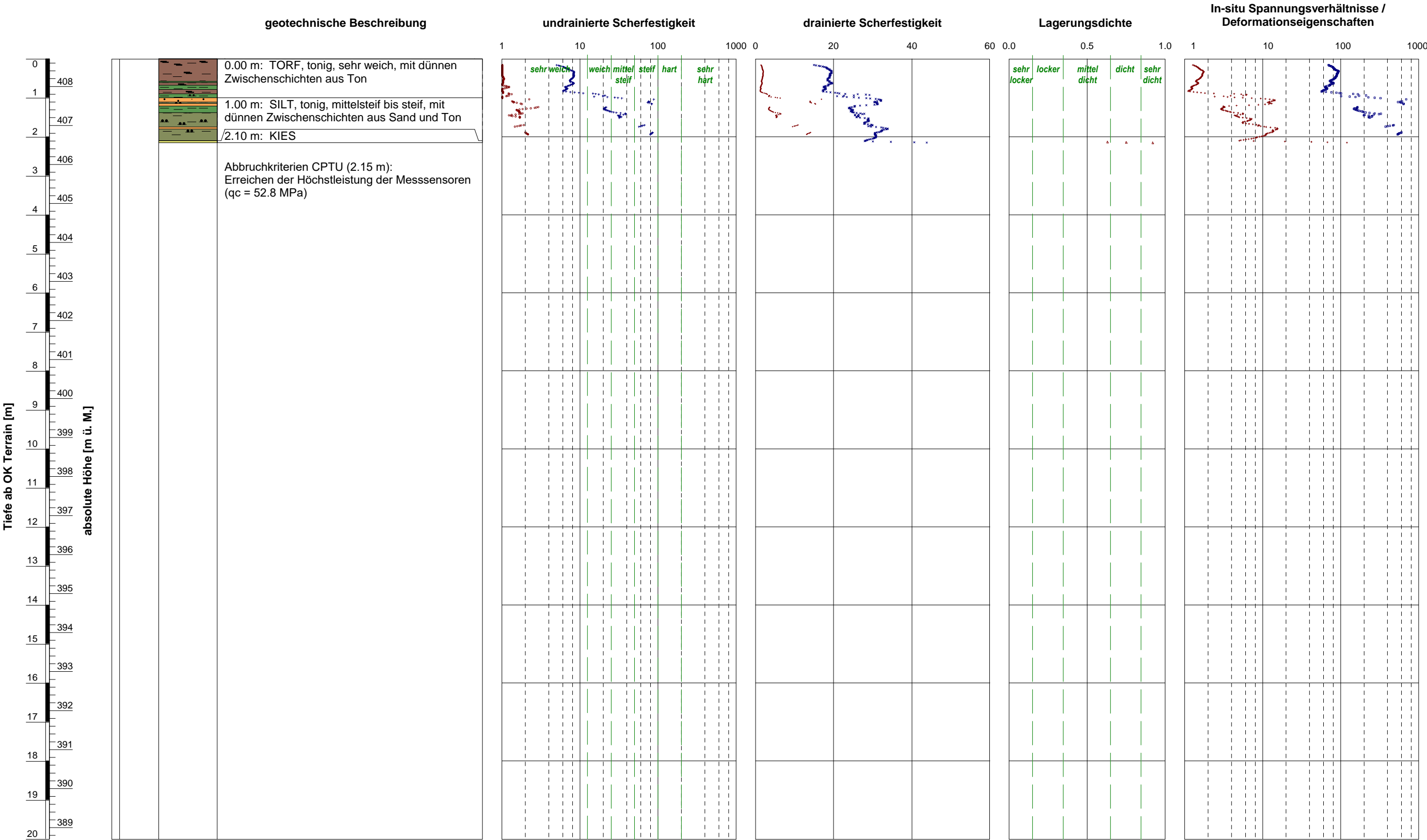
·

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]



Ausführungsdatum : 06.11.2025 Koordinaten: 2690408.84 m O
Ansatzpunkt : 408.71 m ü. M. 1233889.95 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: SCPTU 1

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

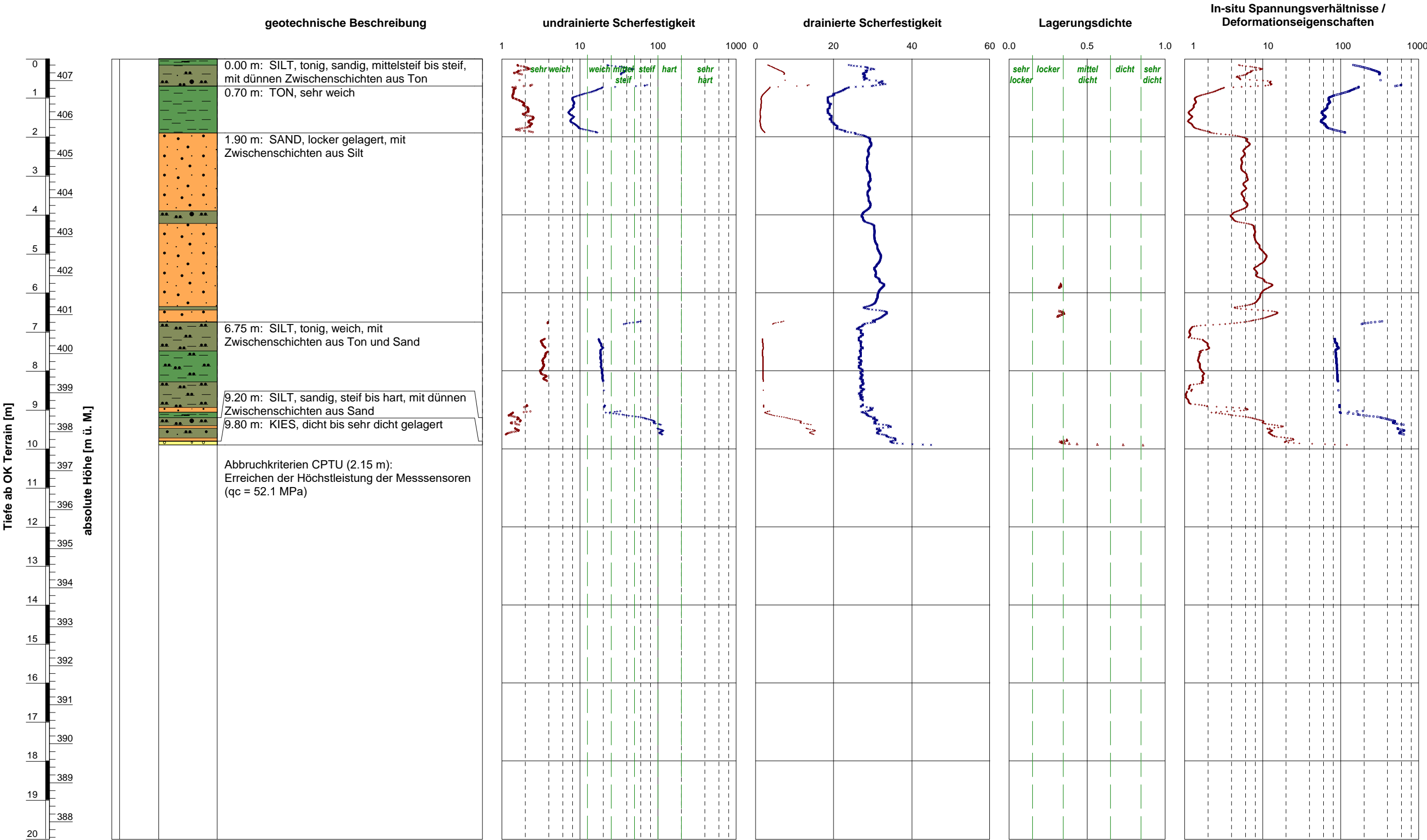
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

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

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/18:06:31



Ausführungsdatum : 06.11.2025 Koordinaten: 2690650.51 m O
Ansatzpunkt : 407.56 m ü. M. 1233776.38 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
SBB Linie L720 km 19.900-21.800, 8804 Au ZH

Sondierung: CPTU 2

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerker
GeODin-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/18:18:42

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

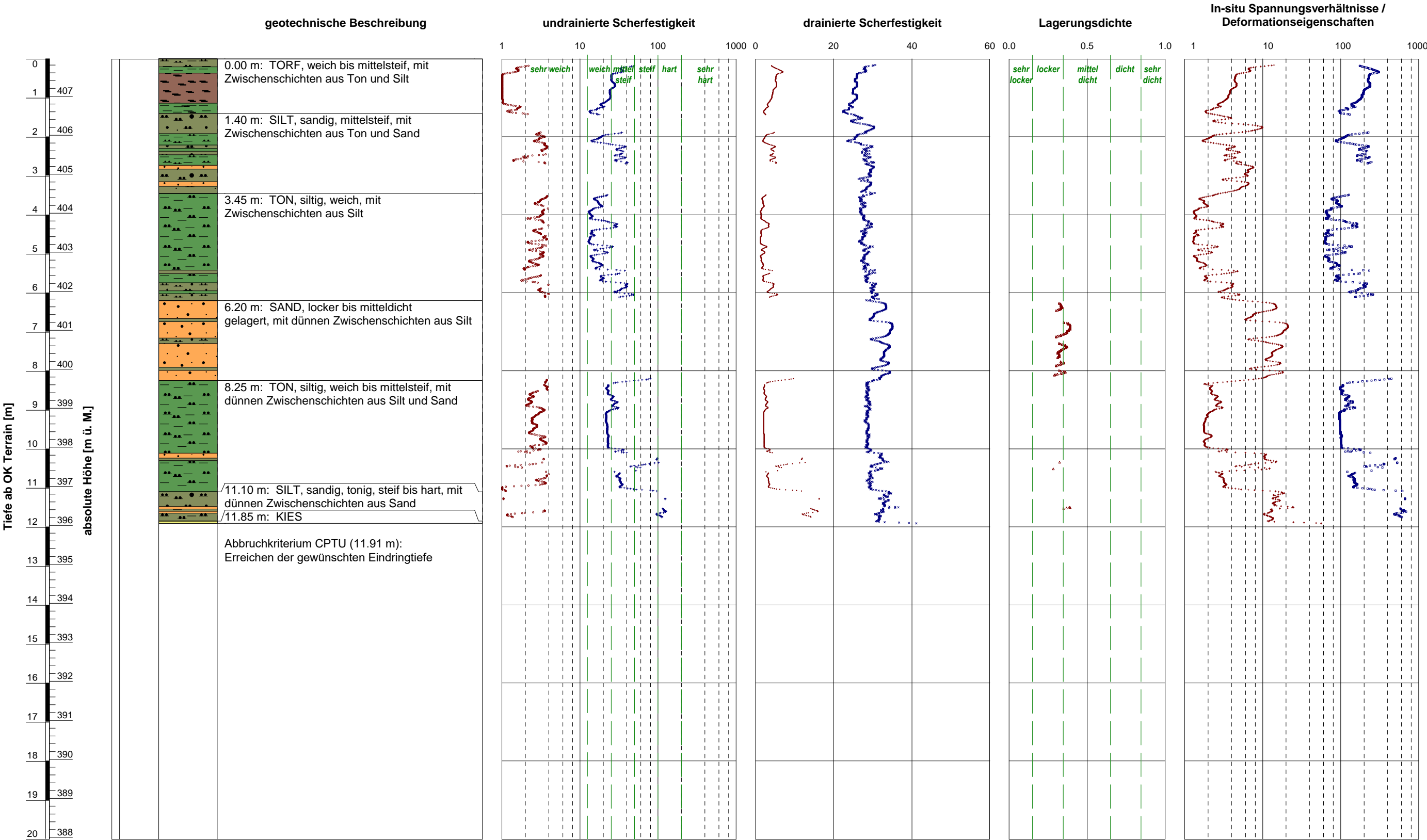
·

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]



- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

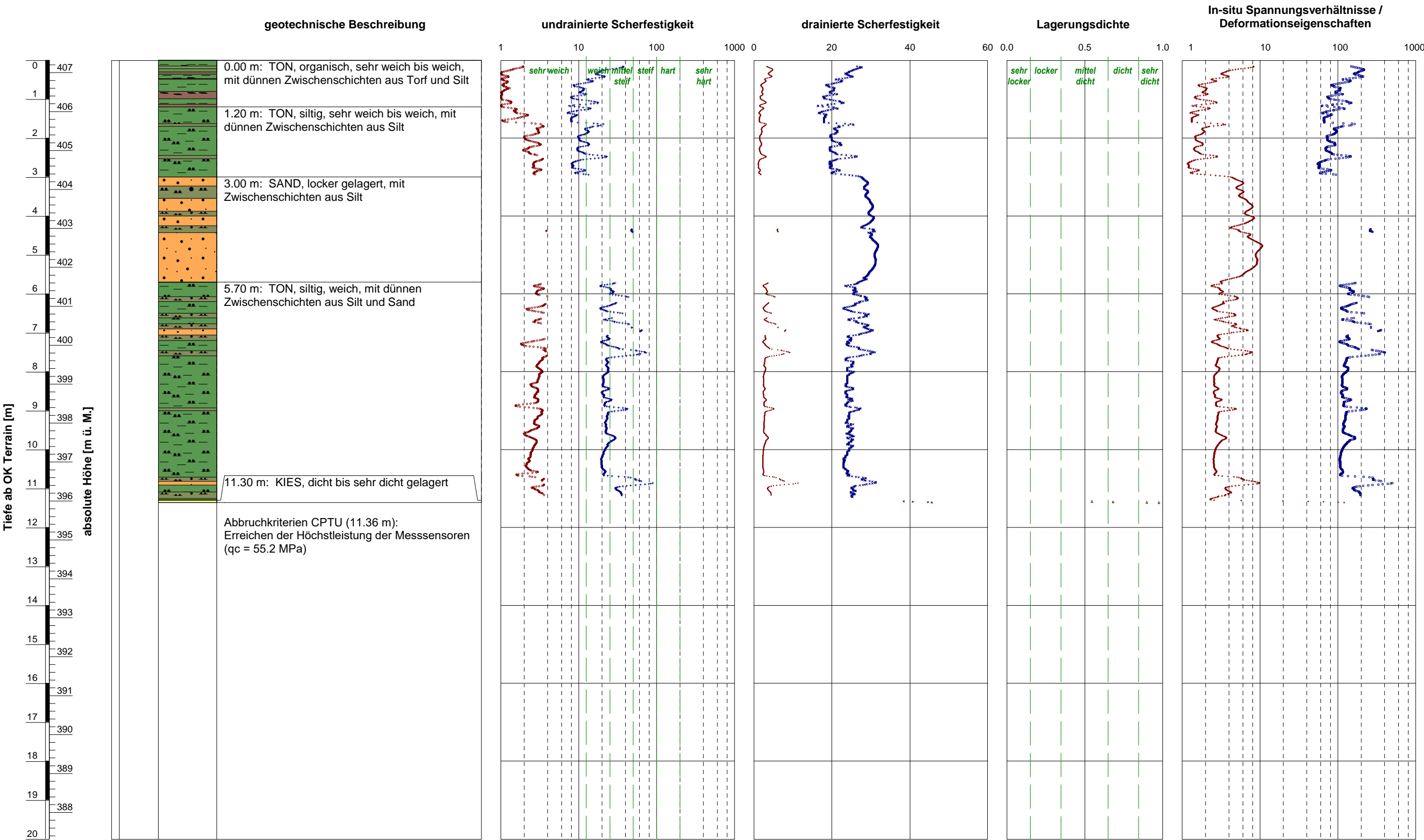
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

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

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tüenter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 12.11.2025/18:32:34



- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

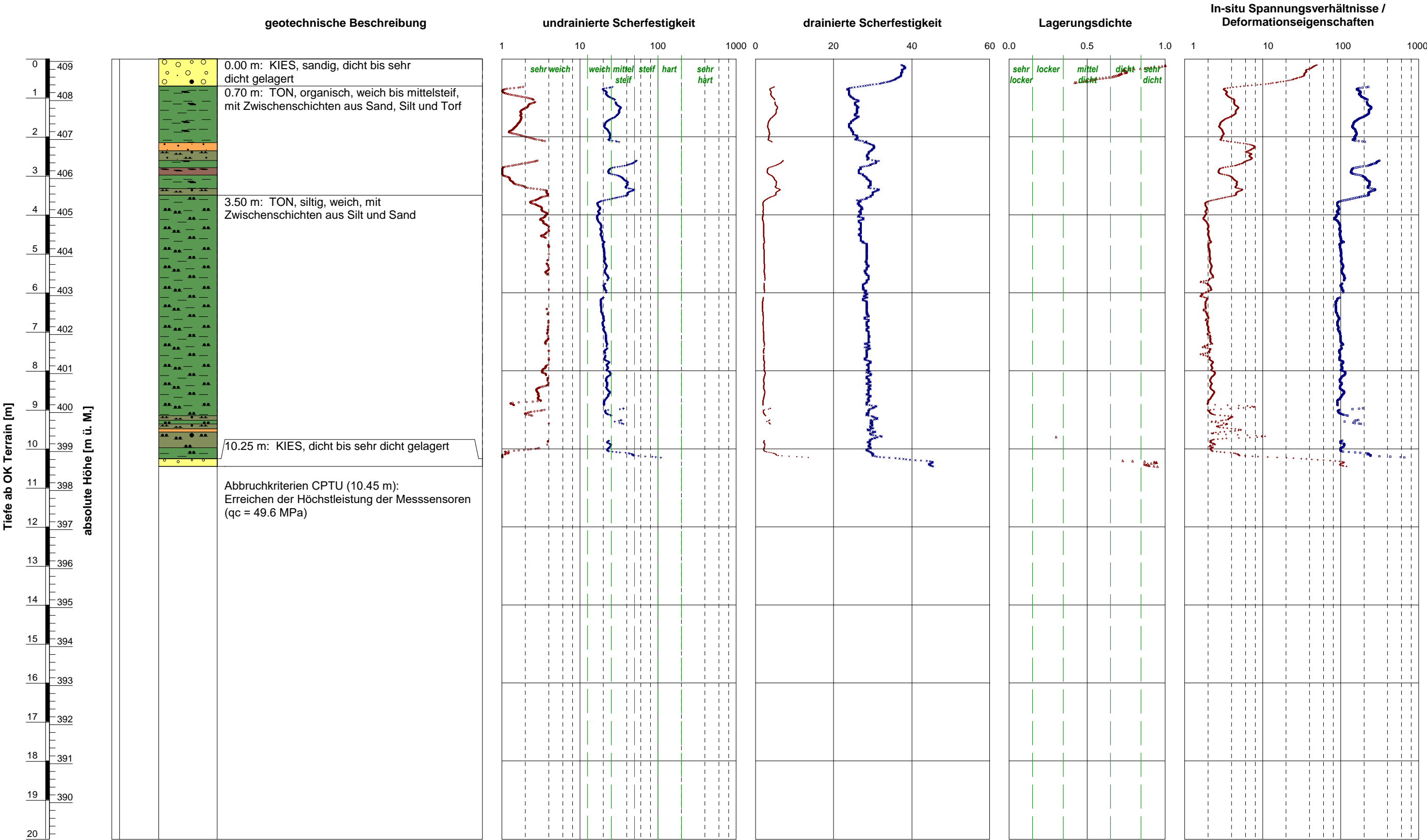
·

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]





- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○ Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]

△

bezogene Lagerungsdichte I_D [-]

□

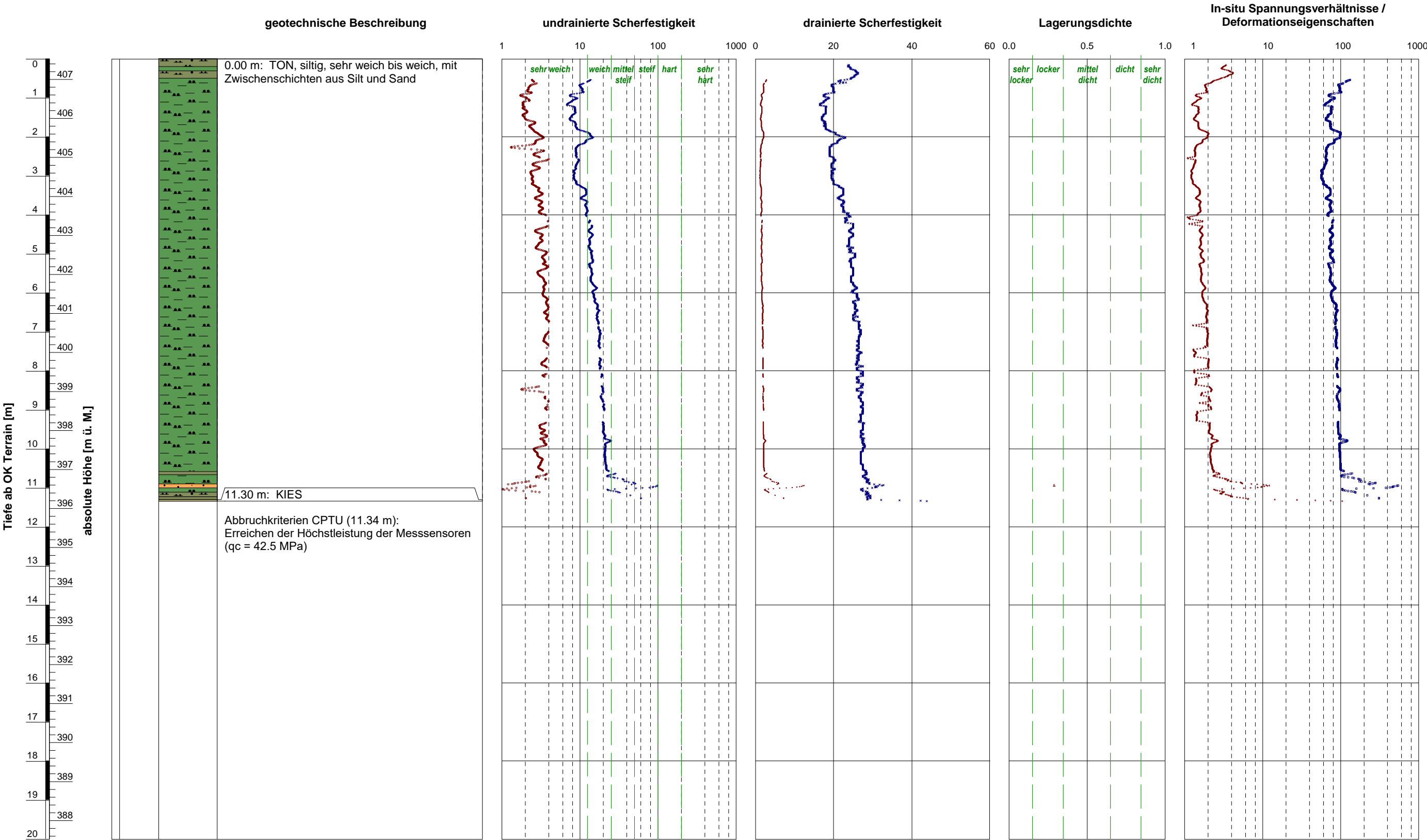
Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

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

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 12.11.2025 kontrolliert: Hendrik Tuenner

GeODin-System / \$%FILENAME\$ / 21.11.2025/11:51:37



- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

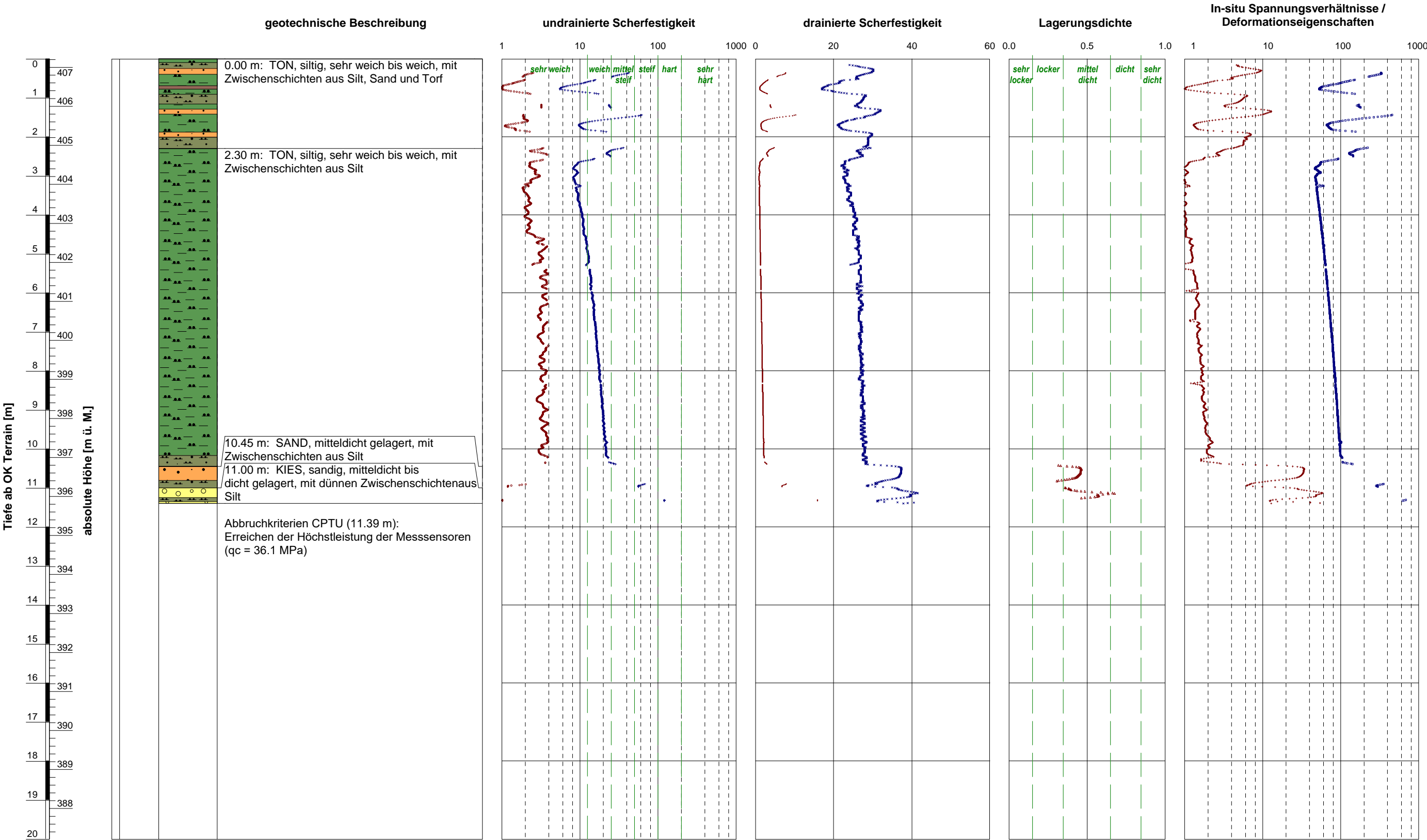
·

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]



- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

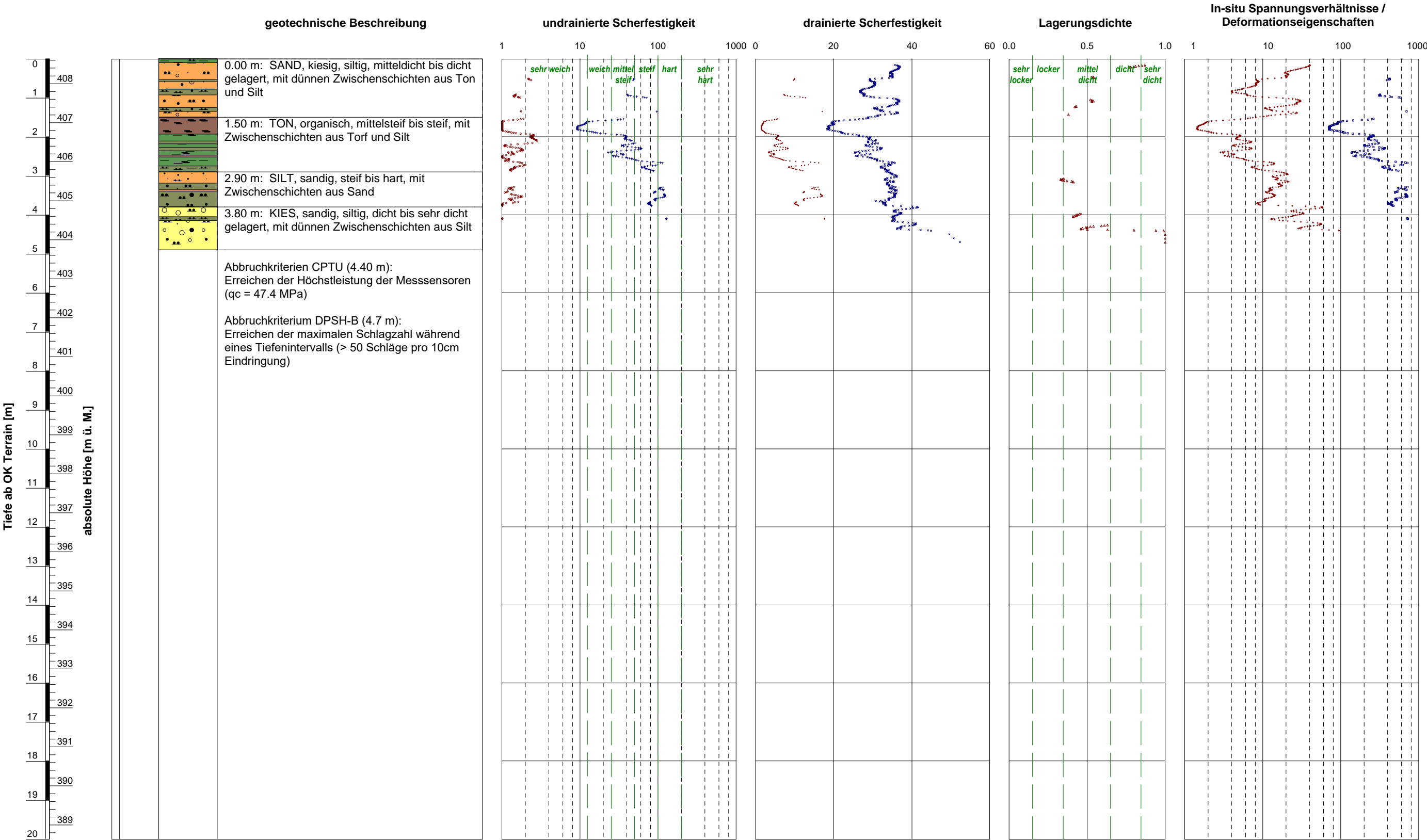
·

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]



BEILAGE E

SCHERWELLENGESCHWINGIGKEIT ALS FUNKTION DER TIEFE

INHALT

Beilage

Bemerkungen zur Messung der Scherwellengeschwindigkeit

Aufgezeichnete Seismogramme (SCPTU 1)

E1

Aufgezeichnete Seismogramme (SCPTU 3)

E2 – E3

Aufgezeichnete Seismogramme (SCPTU 6)

E4

Aufgezeichnete Seismogramme (SCPTU 9)

E5

Geotechnische Kennwerte (SCPTU 1)

E6

Geotechnische Kennwerte (SCPTU 3)

E7

Geotechnische Kennwerte (SCPTU 6)

E8

Geotechnische Kennwerte (SCPTU 9)

E9

Geotechnische Kennwerte (alle SCPTU)

E10

BEMERKUNGEN ZUR MESSUNG DER SCHERWELLENGESCHWINDIGKEIT

Das SDMT-Modul ist ein Gerät zur Aufzeichnung von seismischen Wellen im Boden, mit welchem die Scherwellengeschwindigkeit V_s ermittelt wird. Das Modul zeichnet die an der Oberfläche erzeugten Scherwellen mittels zweier Geophone auf, welche in einem vertikalen Versatz von 0.5 m angeordnet sind. Das Gerät kann in Kombination mit einer CPT-Messsonde, einem DMT-Flachdilatometer oder einer blinden Spitze eingesetzt werden.

Die S-Welle wird in der Regel mit einem Hammer erzeugt, der in horizontaler Richtung auf einen Amboss geschlagen wird. Dazu wird der Amboss vertikal nach unten gedrückt, um eine gute Kopplung mit dem Boden zu gewährleisten. Die Längsachse des Ambosses wird parallel zur Achse der Sensoren ausgerichtet, um die Empfindlichkeit der erzeugten Scherwellen zu maximieren.

Die Scherwellengeschwindigkeit V_s ist das Verhältnis zwischen der Differenz der Abstände von der Mitte des Ambosses und zu den einzelnen Empfängern ($S_2 - S_1$) und der Verzögerungszeit (Δt) zwischen dem Eintreffen der Welle am oberen und am unteren Geophon/Empfänger.

Der maximale Schermodul G_0 wird nach der bekannten Formel $G_0 = \rho V_s^2$ gerechnet, wobei ρ für das Raumgewicht und V_s für die Scherwellengeschwindigkeit steht. Die Bodendichte wird anhand des Einheitsgewichts ermittelt, welches mit Hilfe der Tabelle von MARCHETTI & CRAPPS (1981) geschätzt wird.

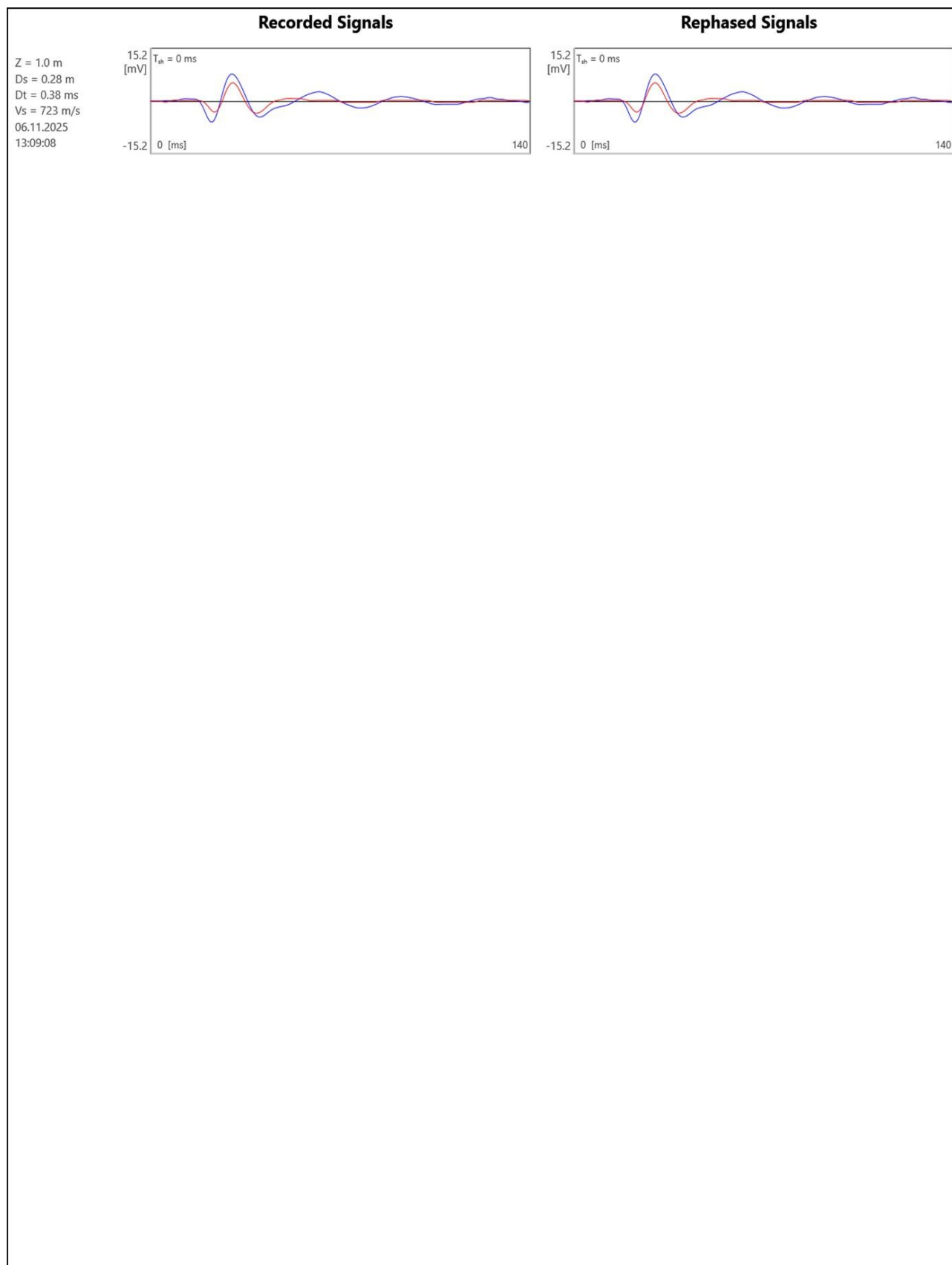
References

ASTM INTERNATIONAL (2014). Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing. ASTM D7400–14. West Conshohocken, PA.

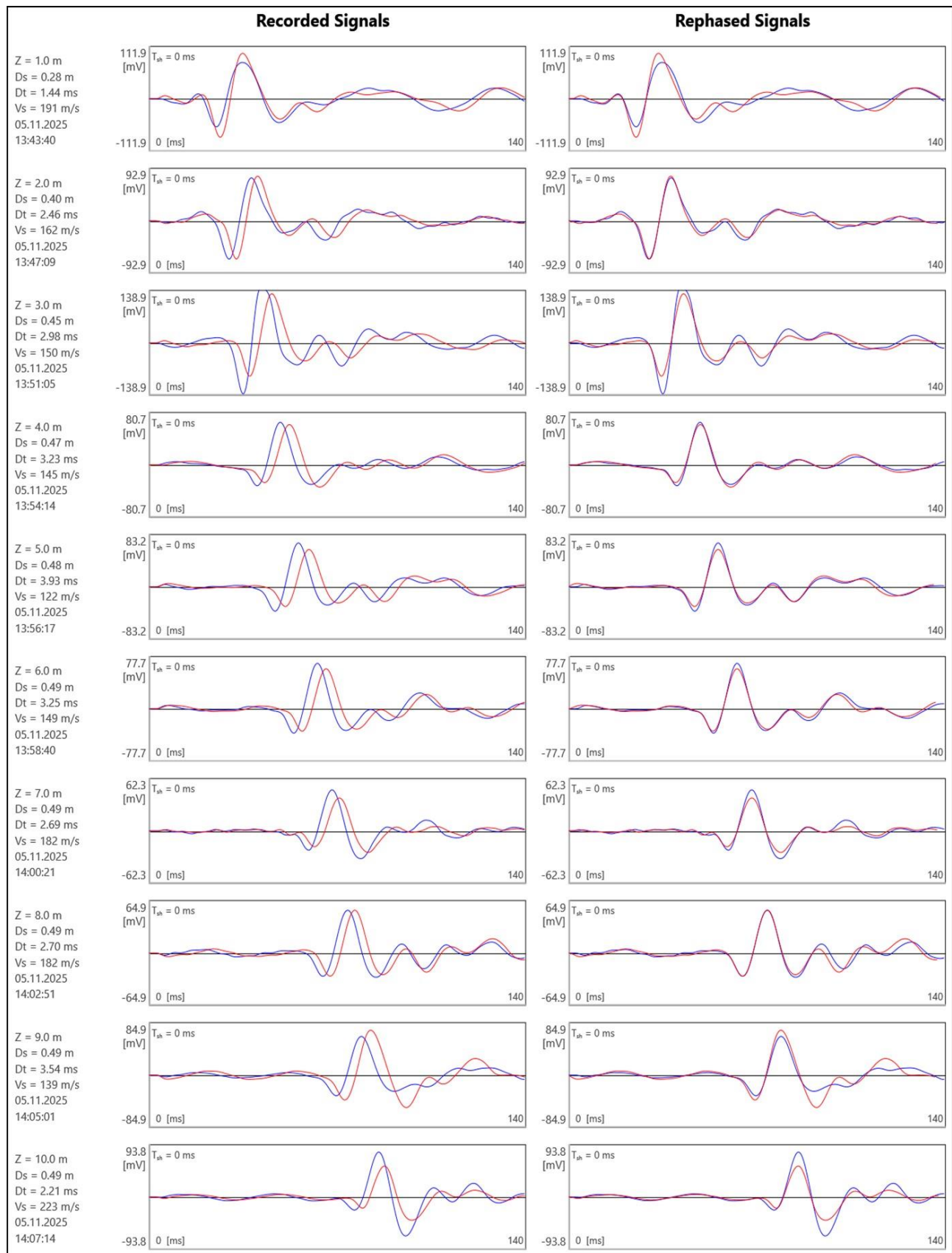
MARCHETTI, S., MONACO, P., TOTANI, G. & MARCHETTI, D. (2008). In situ tests by seismic dilatometer (SDMT). proceedings. From research to practice in geotechnical engineering, ASCE Geotechnical special publication 180: 292-311.

AMOROSO S., MONACO P., LEHANE B. M., MARCHETTI D. (2014). Examination of the potential of the seismic dilatometer (SDMT) to estimate in-situ stiffness decay curves in various soil types. Soils and rocks 37(3):177-194.

AUFGEZEICHNETE SEISMOGRAMME (SCPTU 1)



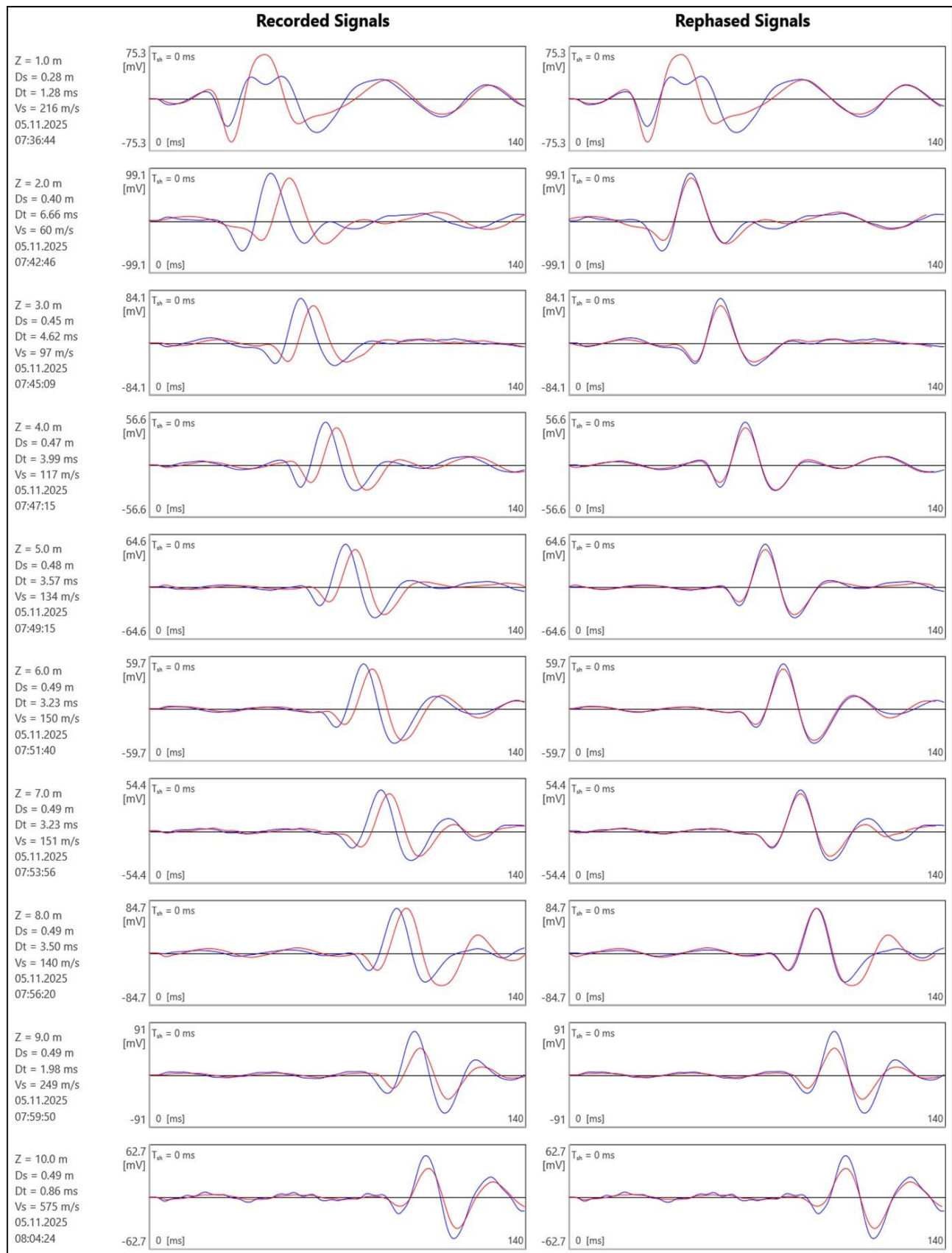
AUFGEZEICHNETE SEISMOGRAMME (SCPTU 3)



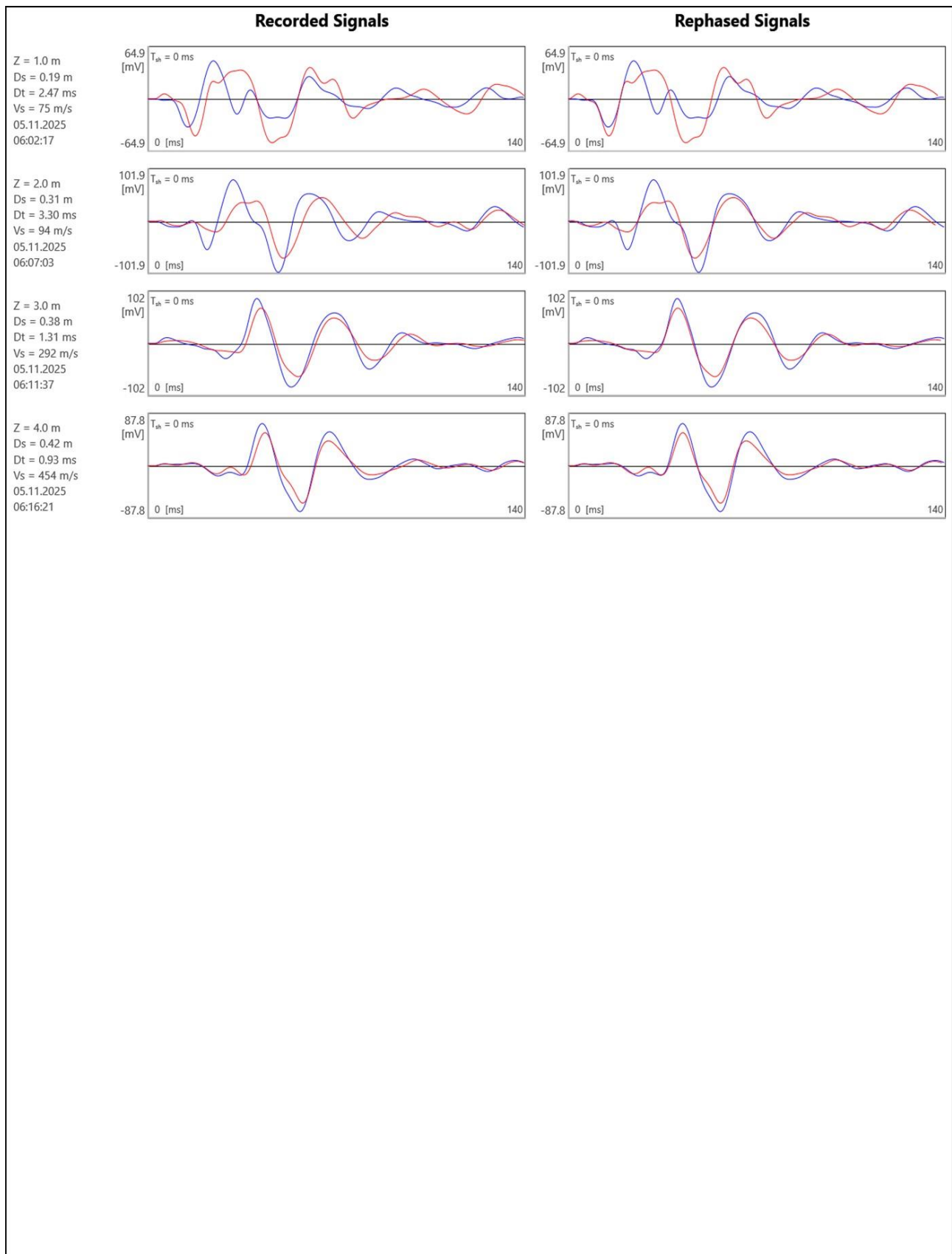
AUFGEZEICHNETE SEISMOGRAMME (SCPTU 3)



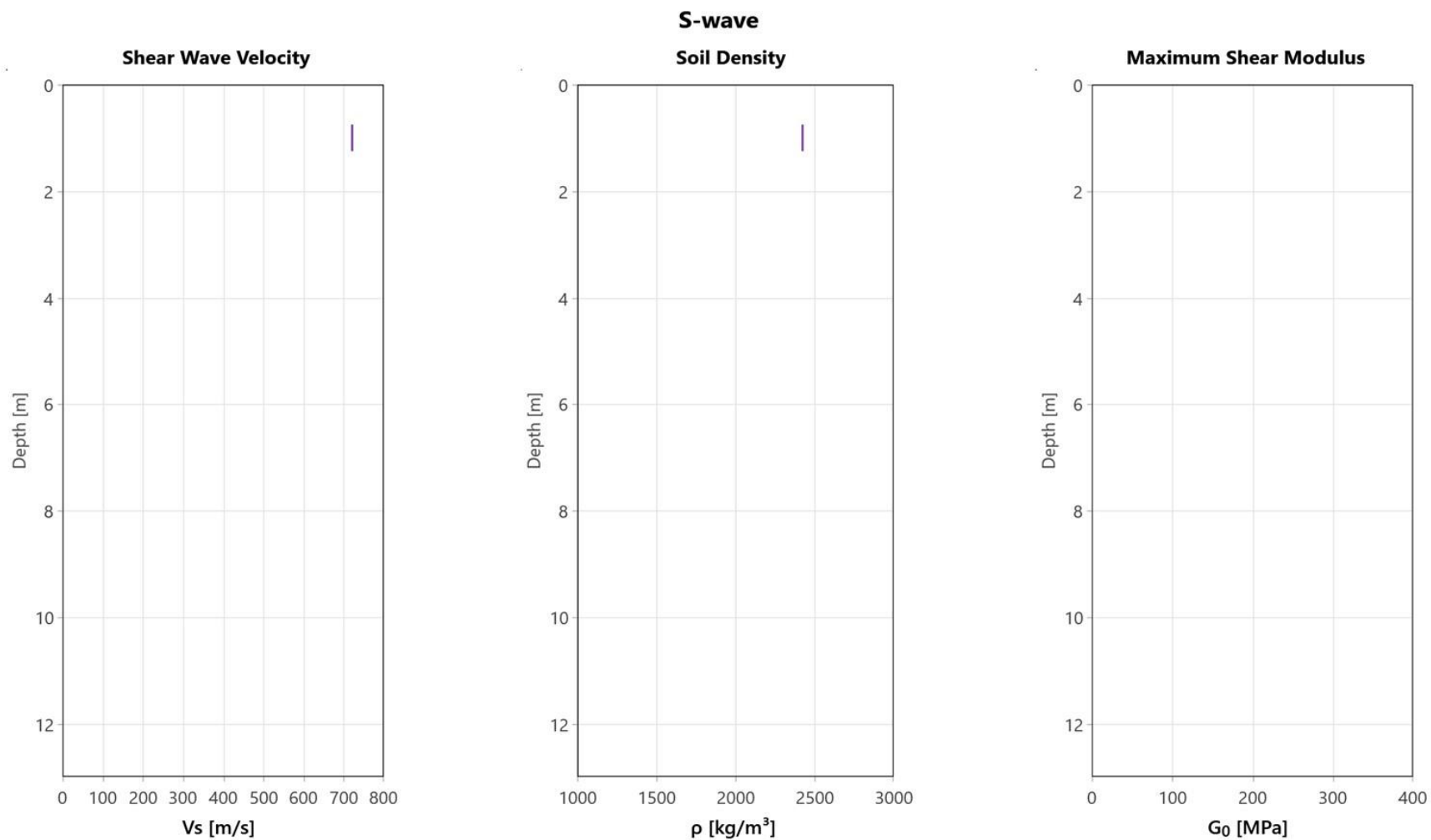
AUFGEZEICHNETE SEISMOGRAMME (SCPTU 6)



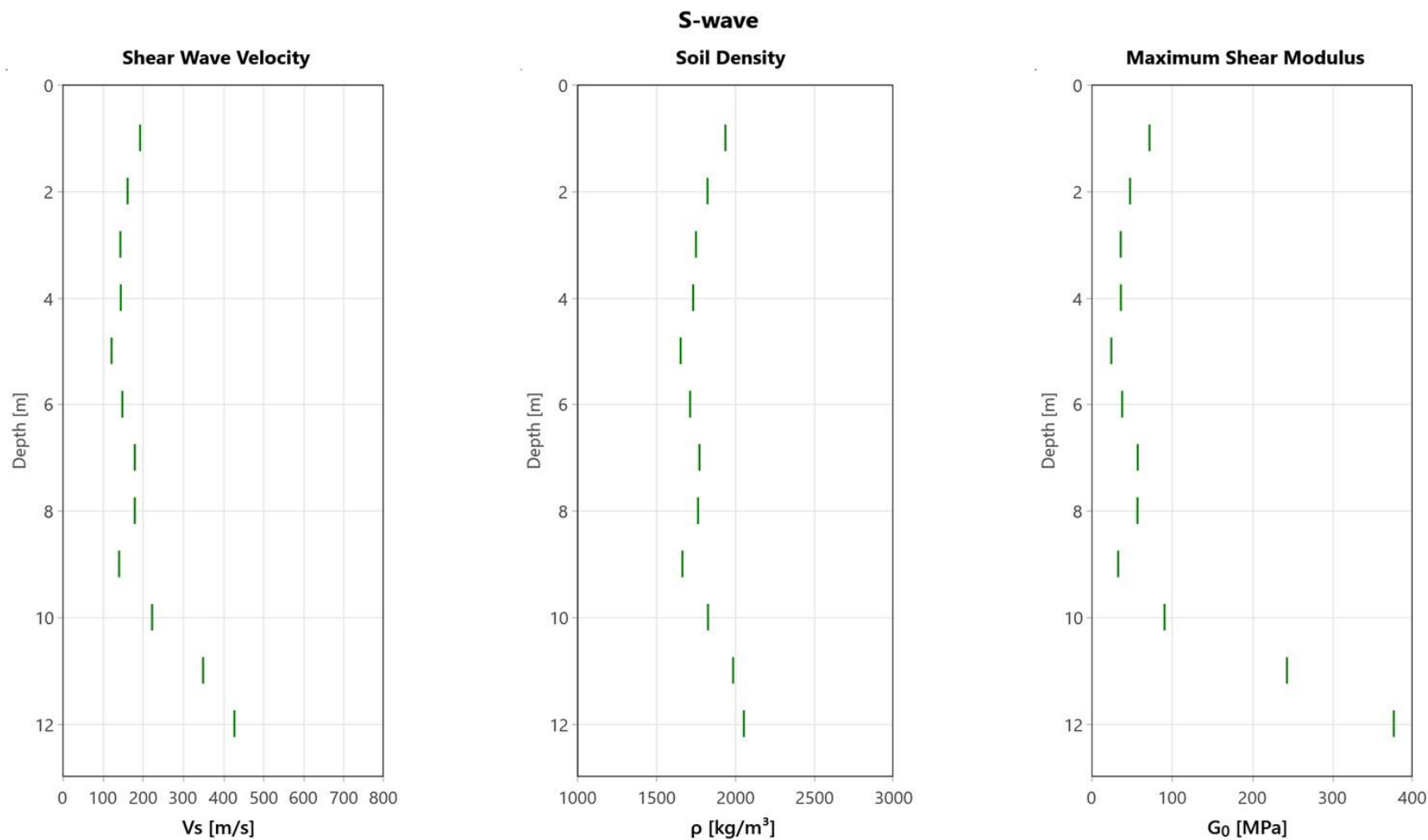
AUFGEZEICHNETE SEISMOGRAMME (SCPTU 9)



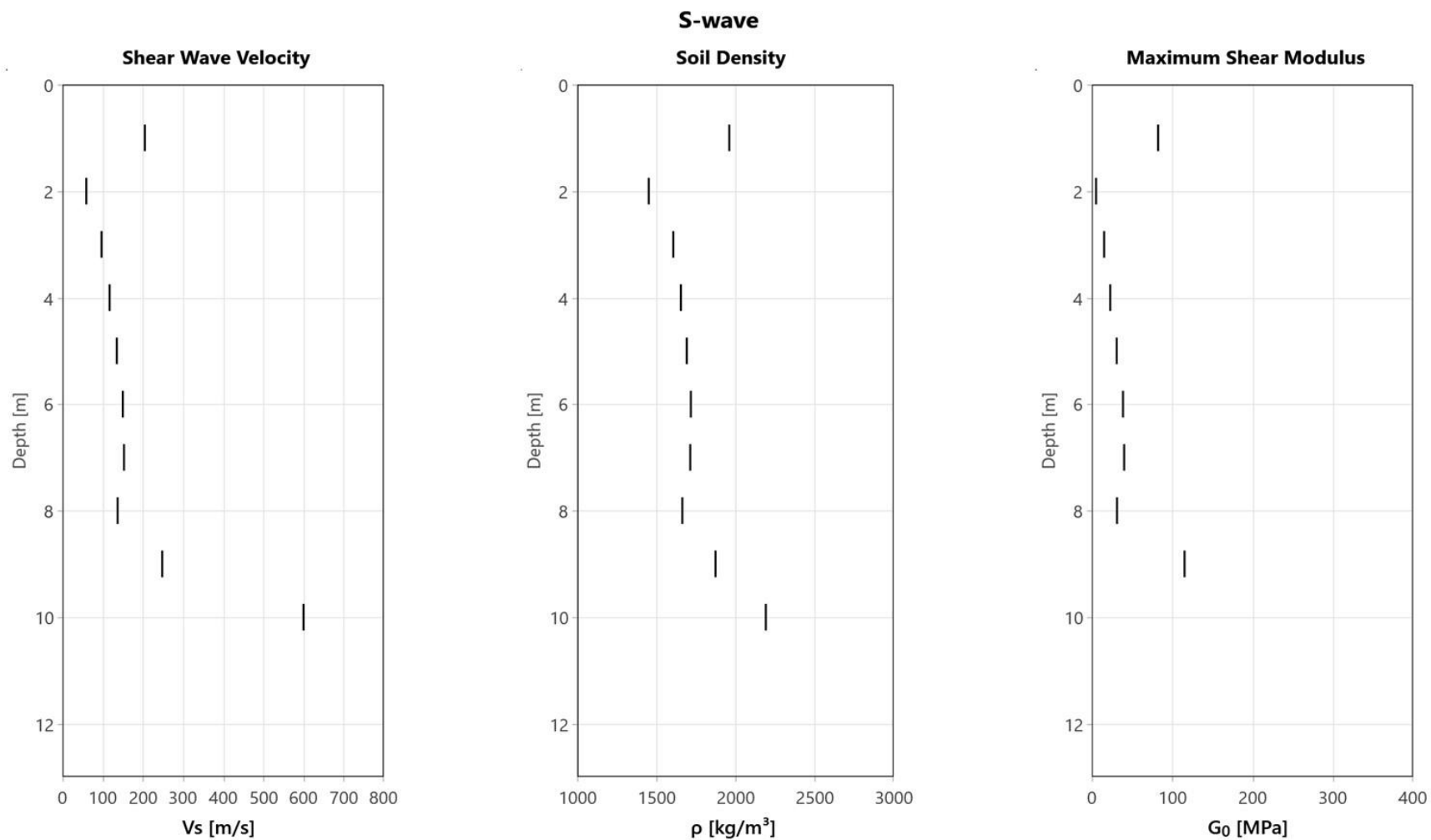
GEOTECHNISCHE KENNWERTE (SCPTU 1)



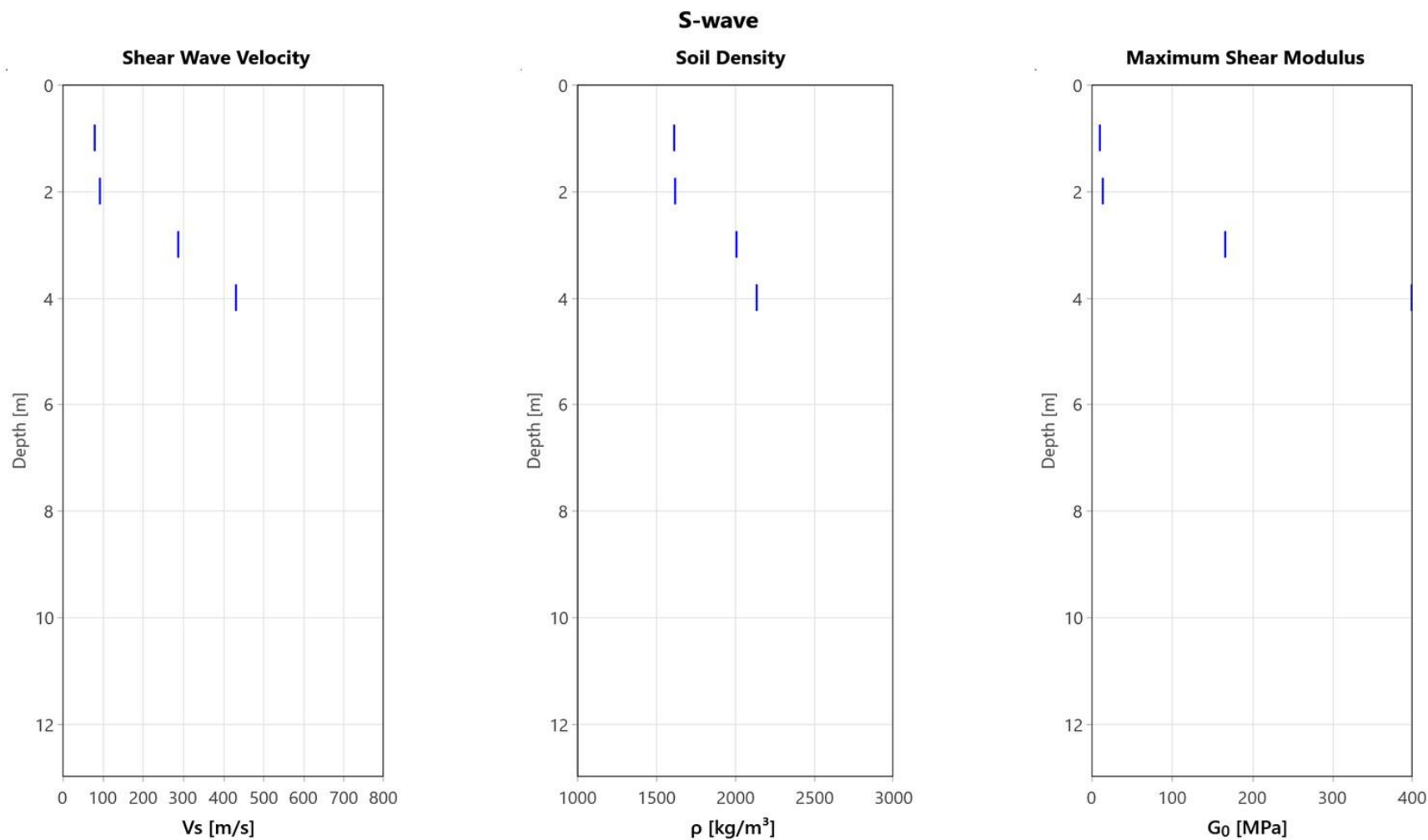
GEOTECHNISCHE KENNWERTE (SCPTU 3)



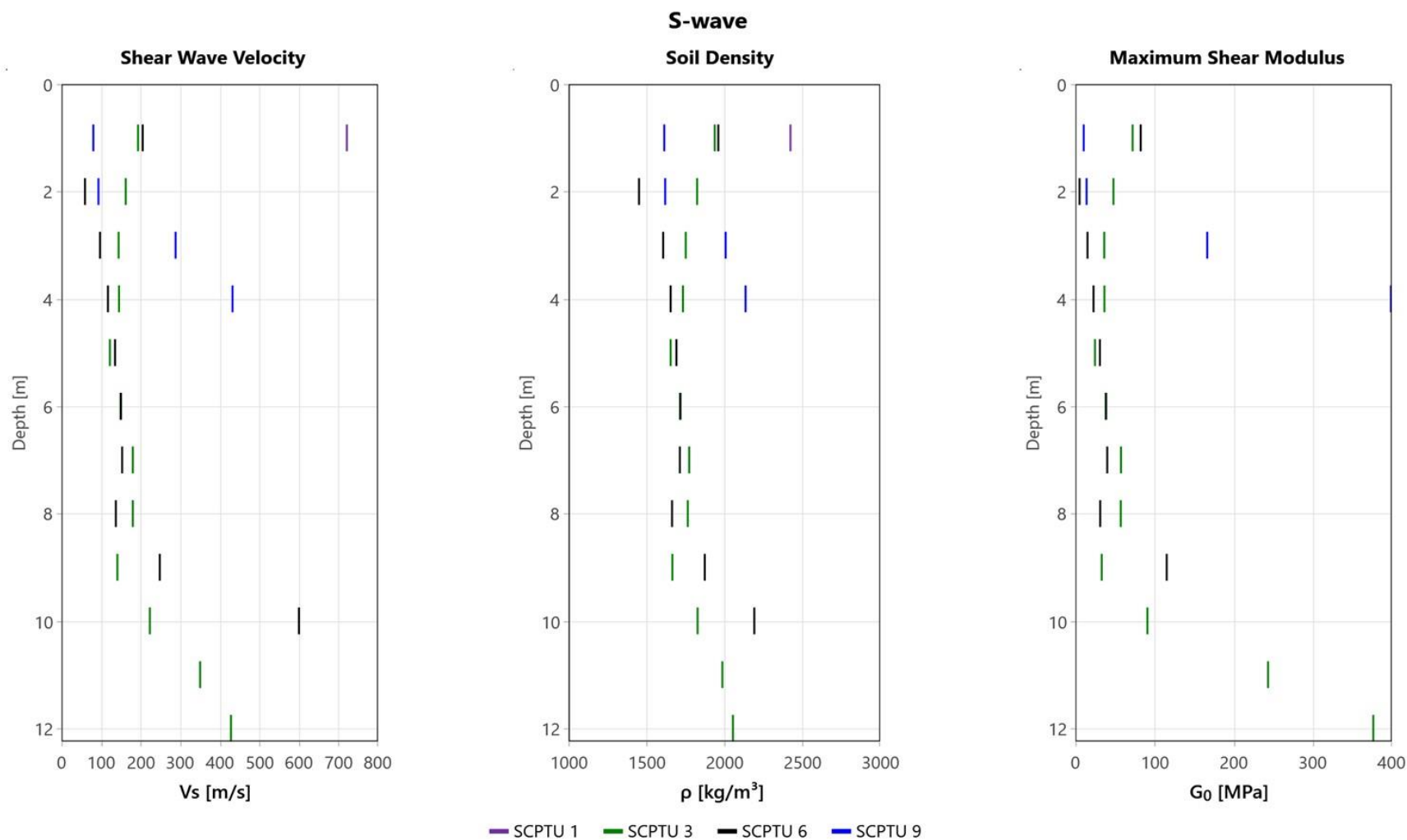
GEOTECHNISCHE KENNWERTE (SCPTU 6)



GEOTECHNISCHE KENNWERTE (SCPTU 9)



GEOTECHNISCHE KENNWERTE (alle SCPTU)



ANHÄNGE

ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

Anhang 3: Rammsondierung

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 = $q_t - \sigma_{vo}$ = 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_{vo} = totale vertikale In-Situ Spannung im Bereich der Sondierspitze. Dieser Wert ist berechnet.

B_q = Porendruckverhältnis:

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

u_o = 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 eingeschränkterem 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	
		$1.2 + 0.05 \cdot \log(t/100)$	(t in Jahren)
	≈	1.3 für Sande, welche nach der letzten Eiszeit abgelagert wurden	

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.

ALLGEMEINES

Die Rammsondierung ist ein Verfahren, das zur Untersuchung des Baugrunds verwendet wird. Bei der Durchführung einer Rammsondierung wird eine Messsonde aus Stahl mittels eines Fallgewichts, welches aus einer bestimmten Höhe wiederholt fallen gelassen wird, in den Boden eingeschlagen. Dabei wird die Schlagzahl, welche für das Eindringen eines festgelegten Tiefenintervalls erforderlich ist, aufgezeichnet. Da die Schlagzahl durch Gestängereibung und Energieverluste mit zunehmender Tiefe tendenziell ansteigt, kann optional zur Bestimmung des Systemwiderstands das Rammgestänge in regelmässigen Intervallen angehoben und nachgeschlagen werden.







Gängige Sonden haben eine Querschnittsfläche von 10, 15 oder 20 cm². Die Sonde wird mit einer freistehenden oder auf einem leichten Trägerfahrzeug montierten Schlagvorrichtung bis in Tiefen von maximal ca. 25 m vorgetrieben (baugrundabhängig). Die von Geoprofile GmbH für die Rammsondierung angewandten Verfahren und verwendeten Geräte stehen in Einklang mit den Regelungen der Schweizer Norm SN 670 318-2:2005 bzw. dem Eurocode EN ISO 22476-2:2005.

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

- das Erreichen der gewünschten Eindringtiefe,
- das Erreichen der maximalen Schlagzahl während eines Tiefenintervalls,
- Umstände im Ermessen des Sondiermeisters, wie z.B. das Risiko von Sach- oder Personenschaden.

AUSFÜHRUNGSVARIANTEN

Gemäss Eurocode sind mehrere Ausführungsvarianten möglich, wobei das Fallgewicht, die Fallhöhe sowie die Querschnittsfläche variieren. Gemäss nationalem Vorwort der SN 670 318-2:2005 ist in der Schweiz zudem die Verwendung der aus historischen Gründen verbreitet vorhandenen „Von Moos“ Rammsonde gestattet. Diese weist neben Unterschieden bei Fallgewicht, Fallhöhe und Querschnittsfläche eine unterschiedliche Form der eigentlichen Rammspitze auf. Die unten stehende Tabelle fasst die verschiedenen Ausführungsvarianten der Rammsondierung zusammen.

Bezeichnung		Spitze		Fall- gewicht [kg]	Fall- höhe [m]	Mess- intervall [cm]	Ramm- energie [J]	Spez. Ramm- energie [kJ/m ²]	Form der Sonde
		Dm [mm]	Fläche [cm ²]						
Leichte Rammsonde	DPL	35.7	10	10	0.5	10	50	50	
„Von Moos“	VAWE	35.7	10	30	0.2	20	60	60	
Mittelschwere Rammsonde	DPM	43.7	15	30	0.5	10	150	100	
Schwere Rammsonde	DPH	43.7	15	50	0.5	10	250	167	
Superschwere Rammsonde A	DPSH-A	45.0	16	63.5	0.5	10 / 20	318	198	
Superschwere Rammsonde B	DPSH-B	50.5	20	63.5	0.75	10 / 20	476	238	

Der Standard Penetration Test (SPT), welcher bei Bohrungen oft ausgeführt wird, weist die gleichen Eigenschaften wie die superschwere Rammsondierung des Typs B (DPSH-B) auf, wird jedoch ab Bohrlochsohle angesetzt und bezieht sich auf einem Messintervall von 30 cm (N_{30}).

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Rammsondierung umfasst:

- die Schlagzahl N pro Messintervall in Abhängigkeit der Tiefe z (N_{10} oder N_{20}),
- fakultativ den dynamischen Spitzenwiderstand r_d sowie den massenkorrigierten dynamischen Spitzenwiderstand q_d , wie folgt:

$$r_d = \frac{m \cdot g \cdot h \cdot E_r}{A_c \cdot e} = \frac{E_{meas}}{A_c \cdot e}$$

$$q_d = \left(\frac{m_H}{m_H + m_G} \right) \cdot r_d$$

Dabei gilt

m = Masse des Fallgewichts [kg]

g = Erdbeschleunigung [9.8 m/s²]

h = Fallhöhe [m]

E_r = Energieverhältnis bzw. Schlageffizienz (geräteabhängig) [-]

= E_{meas} / E_{theor} , mit E_{meas} = gemessene Rammenergie und E_{theor} = theoretische Rammenergie

A_c = Spitzenfläche [m²]

e = mittlere Eindringung pro Schlag [m]

= Messintervall / N

m_H = Masse des Fallgewichts

m_G = die Gesamtmasse der Verlängerungsstangen, des Ambosses und der Führungsstangen

INTERPRETATION UND ANWENDUNGSGRENZEN

Die Interpretation von Rammsondierungen dient primär der Bestimmung des Schichtaufbaus. Sie ist meistens nur qualitativ möglich. Eine quantitative Auswertung, wobei ein Bezug zwischen den Schlagzahlen und geotechnischen Parametern hergestellt wird, ist generell nur mit zusätzlichen geologischen oder geotechnischen Informationen sinnvoll. Dies, weil die Schlagzahlen neben den Baugrundeigenschaften noch von einer Reihe von weiteren, meistens unzureichend bekannten Faktoren bestimmt werden. Zur Vermeidung von Fehlinterpretation müssen diese Faktoren aber zwingend berücksichtigt werden.

Systemwiderstand

Grundsätzlich gilt, dass sich die Schlagzahl N in einer bestimmten Tiefe aus den folgenden Komponenten zusammensetzt:

- dynamischer Widerstand des Baugrundes im Bereich der Spitze;
- intrinsischer Systemwiderstand.

Der Systemwiderstand ergibt sich aus gerätetechnischen Widerständen sowie aus der kumulativen Reibung entlang dem Rammgestänge. Zu den wichtigsten gerätetechnischen Widerständen gehören die mechanische Dämpfung entlang und die elastische Ausbiegung des Rammgestänges. Die mechanische Dämpfung entlang des Gestänges und die elastische Ausbiegung des Rammgestänges selber sind abhängig von den Materialeigenschaften und der Kupplung zwischen Gestänge und dem Baugrund. Die elastische Ausbiegung wird zudem von der Grösse des ringförmigen Hohlraums um das Gestänge herum und der seitlichen Stützung durch den Baugrund beeinflusst.

Die zweite Komponente des Systemwiderstands, namentlich die Reibung entlang des Rammgestänges, wird primär von den anstehenden Baugrundsichten sowie von der Abweichung des Rammgestänges von der Lotrechten beeinflusst. Feinkörnige Schichten weisen im Vergleich zu Sanden und Kiesen meistens eine höhere Reibung entlang des Gestänges auf. Eine Abweichung von der Vertikalen bewirkt eine bessere Ankupplung und somit eine erhöhte Reibung zwischen Gestänge und Erdreich.

Um den Systemwiderstand abschätzen zu können, ist es gute Praxis, die Rammsonde regelmässig anzuheben und anschliessend nachzurammen. Ziel ist es, den Rammwiderstand im Bereich der Spitze weitgehend zu eliminieren, sodass zum Abteufen der Sonde nur der Systemwiderstand überwunden werden muss. Allerdings ist dieser Vorgehensweise in Sanden unterhalb des Grundwasserspiegels nur bedingt anwendbar, da beim Ziehen der Sonde ein Vakuum entstehen kann, welches das Auftreten von hydraulischem Grundbruch im Sondierloch unterhalb der Rammsonde begünstigt. Dies kann dazu führen, dass das Sondierloch beim Nachrammen nicht leer, sondern wieder mit Sand gefüllt ist.

Gerätetechnische Einflüsse

Aus gerätetechnischer Sicht spielt die Energieeffizienz der Schlagvorrichtung eine wesentliche Rolle. Eine geringe Schlageffizienz bewirkt, dass nur ein geringer Teil der Rammenergie in das Rammgestänge geleitet wird, was zwingend zu einer höheren Schlagzahl führt. Moderne Rammsysteme erreichen eine Schlageffizienz von über 85 Prozent, bei älteren Systemen liegt diese tiefer. Die Effizienz von mit Pressluft betriebenen Systemen ist meistens etwas geringer als bei vergleichbaren Systemen mit einer mechanischen Hebevorrichtung und automatischem Auslöser (z.B. Kette mit Mitnehmer).

Geotechnische Einflüsse

Baugrundseitig hängt die gemessene Schlagzahl von verschiedenen geotechnischen Faktoren ab, darunter:

- Lagerungsdichte des Korngefüges
- Korngrößenverteilung
- Kornform und –rauigkeit
- Mineralart der Körner
- Grad der Verfestigung
- In-situ Spannungsverhältnisse
- Wassergehalt und Lage des Wasserspiegels
- geotechnische Verhalten des Baugrundes (drainiert / undrainiert)

Unter sonst gleichen Bodenverhältnissen ist die Schlagzahl in grobkörnigen Böden unterhalb des Grundwasserspiegels niedriger. Umgekehrt ist bei sonst gleichen Bodenverhältnissen die Schlagzahl in siltigen Böden unterhalb des Grundwasserspiegels gleich oder höher.

LITERATURANGABEN

Butler, J. J., Caliendo, J. A. und Goble, G. G. (1998), Comparison of SPT energy measurements methods, Proc. 1st Int. Conf. on Site Characterization, Atlanta 1998, Vol. 2, pp. 901–905.

CEN (2005), “Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 2: Rammsondierungen (ISO EN 22476-2:2005)

Smoltczyk, U. (2003), Geotechnical Engineering Handbook, Volume 1: Fundamentals, Ernst & Sohn, Berlin.

VSS Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (1997), Rammsondierung “Von Moos” (SN 670 314: 1997)