

Autor Fern James (I-NAT-FB-BT-UB)
 Status Version A | Schlussbericht (übersetzt)
 Datum 2. März 2026
 Projektnummer 100 049 101
 Typ Technische Beschreibung

GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN UND SONDIERUNGEN FAHRBAHN

INHALTSVERZEICHNIS

1. ZIEL.....	3	8. BAUGRUNDUNTERSUCHUNGEN (BGU)	12
2. ELEMENTE VON FAHRBAHNUNTERSUCHUNGEN.....	3	8.1. PHASE 1: VORSTUDIE	12
3. UNTERSUCHUNGSARTEN.....	3	8.1.1. Fachliche Anforderungen.....	12
4. ZIELE UND ELEMENTE DER UNTERSUCHUNG .4	4	8.1.2. Grundwasser.....	12
4.1. PHASE 1: VORSTUDIE	4	8.1.3. Konsolidierung bestehender Fahrbahnen	12
4.2. PHASE 2: BAUGRUNDUNTERSUCHUNG	4	8.1.4. Begehung vor Ort.....	12
4.3. GEOGRAFISCHE LAGE.....	4	8.2. PHASE 2: BAUGRUNDUNTERSUCHUNG	12
4.4. DOKUMENTATION	4	8.2.1. Ort, Dichte und Tiefe der Erkundung ..	12
5. ZUSTAND VON OBERBAU, UNTERBAU UND BAUGRUND.....	4	8.2.2. Erkundungsverfahren	13
5.1. ZUSTAND DER FAHRBAHN	4	8.2.3. Untersuchungsprogramm.....	14
5.2. ZUSTAND DES SCHOTTERS.....	5	8.2.4. Bohrschäden.....	14
5.2.1. Verschmutzungsgrad	5	8.2.5. Bohrbewilligungen und -orte.....	14
5.3. ZUSTAND DER INFRASTRUKTUR	5	8.2.6. Aufbewahrung der Kerne und Proben	14
5.3.1. Verformbarkeit.....	5	8.2.7. Fotodokumentation	14
5.3.2. Filterstabilität und Feinanteilmigration ...	6	8.2.8. Geotechnisches Längenprofil	14
5.3.3. Zustand der Entwässerung.....	6	8.2.9. Geotechnische Schichten.....	14
5.4. ZUSTAND DES BAUGRUNDS.....	6	8.3. GEOMECHANISCHE CHARAKTERISIERUNG.....	14
5.4.1. Beschreibung der Böden.....	6	8.3.1. Beschreibung und Benennung der Böden	14
5.4.2. Frostempfindlichkeit	7	8.3.2. Parameter	15
6. ERKUNDUNGSMETHODEN (SONDIERUNGEN) ..7	7	8.3.3. Festigkeitsparameter	15
6.1. ORT, ABSTAND UND TIEFE DER SONDIERUNGEN ..7	7	8.3.4. Verformungsparameter.....	15
6.2. SONDIERUNGSARTEN.....	7	8.3.5. Zustand.....	15
6.2.1. Handschlitz	7	8.3.6. Mechanische Konsistenz.....	15
6.2.2. Kernbohrung (ABS)	7	8.4. DEFINITION FÜR BAHNBELASTUNGEN EMPFINDLICHER BÖDEN («WEICHE BÖDEN»).....	15
6.2.3. Georadar (GPR).....	8	8.4.1. Empfindliche Böden	15
6.2.4. Plattendruckversuch (PLT).....	8	8.4.2. Beurteilung des Standorts	17
6.2.5. Leichter Fallgewichtsdeflektometer (LFWD)	9	8.4.3. Dynamisches Verhalten	17
6.2.6. CBR-Penetrometer.....	9	8.4.4. Zyklisches Verhalten.....	18
6.2.7. Statischer Penetrometer für Schotter (CPT)	9	8.4.5. Statisches Verhalten.....	18
6.2.8. Penetrometer (PT) und Flügelsonde (SC)	10	LITERATURVERZEICHNIS	18
6.2.9. Probenahme des Baugrunds.....	10	ANHANG A: VERFORMUNGSMODULN	22
6.2.10. Versickerung	10	ANHANG B: ERKUNDUNGSVERFAHREN	23
7. ZIELE, QUALITÄT UND KOSTEN	10	ANHANG C: PROZESS FÜR DIE PRÜFUNG DER BAUGRUNDSTABILITÄT FÜR FAHRBAHNEN	24
7.1. ZIELE.....	10	Disclaimer	
7.2. UNTERSUCHUNGSGÜTE UND -ERGEBNISSE	10	Jegliche in diesem Dokument geäußerten Meinungen sind persönlicher Natur und geben ausschliesslich die Ansichten des Autors wieder. Sie sollten in keiner Weise als Ausdruck einer offiziellen Position, Entscheidung, Politik oder Genehmigung der SBB interpretiert werden oder das Unternehmen zur Verantwortung ziehen. Die in diesem Dokument enthaltenen Informationen sind rein informativer Natur und stellen keine professionelle oder rechtliche Beratung dar.	
7.2.1. Untersuchungen durch die Infrastrukturbetreiberin.....	10		
7.2.2. Bauwerksklassen und geotechnische Kategorie 10			
7.2.3. Untersuchungen durch die Bauherrschaft.....	11		
7.3. KOSTEN.....	11	Massgebend ist das in französischer Sprache erstellte Originaldokument.	

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

ABS	<i>Automatic Ballast Sampler</i> Automatischer Probenehmer für Schotter
BGU	Baugrunduntersuchung
CBR	<i>Californian Bearing Ratio</i> Tragfähigkeitsverhältnis
CC	<i>Consequence Class</i> Schadensfolgeklasse
BWK	Bauwerksklasse
CPT	<i>Cone Penetration Test</i> Drucksondierung
AB-EBV	Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung
DPL	<i>Dynamic Penetrometer Light</i> Sondierung mit leichter Rammsonde
DPM	<i>Dynamic Penetrometer Medium</i> Sondierung mit mittelschwerer Rammsonde
DPH	<i>Dynamic Penetrometer Heavy</i> Sondierung mit schwerer Rammsonde
DPSH-A & -B	<i>Dynamic Penetrometer Super Heavy</i> Sondierung mit überschwerer Rammsonde
LFWD	<i>Light Falling Weight Deflectometer</i> Leichter Fallgewichtsdeflektometer
GBRT	Gesamtbruttotonnen pro Tag
GCC	<i>Geotechnical Complexity Class</i> Geotechnische Komplexitätsklasse
GDM	<i>Ground Design Model</i> Geotechnisches Bemessungsmodell
GM	<i>Ground Model</i> Baugrundmodell
GPR	<i>Ground Penetration Radar</i> Georadar
GTU	Geotechnische Untersuchung
PT	Penetrometer
PLT	<i>Plate Load Test</i> Plattendruckversuch
SBU	Schotterbettuntersuchung
SC	<i>Scissometer</i> <i>Flügelsonde</i>
sCPTu	<i>Seismic Cone Penetration Test</i> Seismische Drucksondierung
SPT	Standard Penetration Test
UG	Untergrund
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i> Bodenklassifikationssystem
VT	<i>Vane Test</i> Flügelsondierung

c_u	Undrainierte Scherfestigkeit
c_{up}	c_u bei PT
c_{us}	c_u bei SC
c_v	Konsolidierungsbeiwert
E'_{vd}	Elastizitätsmodul (Young-Modul) LFWD
E'_{v1}	Sekantenmodul (Young-Modul) LFWD
E'_{PLT}	Elastizitätsmodul (Young-Modul) PLT
E'_{oed}	Effektiver Ödometermodul
k_s	Bettungsmodul
h	Höhe
I_c	Konsistenzzahl
I_d	Bezogene Lagerungsdichte
D	Korngrösse
d	Dicke
G_s	Festkörperdichte
G_0	Schubmodul
H	Zersetzungsgrad
M'_{E1}	Eingeschränkter Verformungsmodul Sekante
M'_{E2}	Eingeschränkter Verformungsmodul bei Wiederbelastung
m_v	Koeffizient der Volumenänderung
FI	Kontaminationsindex
LOI	<i>Loss Of Ignition</i> / Glühverlust
OC	<i>Organic Content</i> / Organischer Kohlenstoff
OCR	<i>Overconsolidation Ratio</i> / Überkonsolidierungsgrad
p	Eindringwiderstand
q_{up}	Einaxiale Druckfestigkeit bei Taschenpenetrometer
s	Vertikale Verdrängung
S_t	Sensitivität
v_s	S-Wellen-Geschwindigkeit
w	Wassergehalt
w_L	Flie遝grenze
w_P	Ausrollgrenze
z	Tiefe
ε	Verformung
γ_{th}	Zyklischer Spannungsgrenzwert
φ'	Wirksamer (effektiver) Reibungswinkel
ν	Poissonzahl
σ'	Effektive Spannung
ρ	Bodendichte
ψ	<i>State Parameter</i> / Zustandsparameter

SYMBOLVERZEICHNIS

A	<i>Ash content</i> / Aschegehalt
CRR	<i>Cyclic Resistance Ratio</i> / Verflüssigungswiderstand
CSR	<i>Cyclic Stress Ratio</i> / Zyklisches Spannungsverhältnis
c'	Effektive Kohäsion (Parameter Mohr-Coulomb-Modell)

TEIL I: ALLGEMEINES

1. Ziel

Dieses Dokument gibt Auskunft darüber, was für das Zusammenstellen von Befunden und Analysen für die geotechnische Untersuchung von Fahrbahnen nötig ist. Es handelt sich um ein Reglement, das die geltenden Gesetze, Richtlinien und Normen ergänzt. In der Regel sind die in diesem Dokument erwähnten Normen verbindlich. *Die geotechnischen Untersuchungen werden allgemein im Eurocode 7¹ definiert, der für jedes spezifische Element auf die ISO-Normen verweist.*

2. Elemente von Fahrbahnuntersuchungen

Der Gleiskörper (Abb. 1) wird in den Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung definiert; Reglement R RTE 21110 (2015) ergänzt. Er umfasst Oberbau, Unterbau und Baugrund. Der Oberbau geht bis zur Planie und besteht aus Schotterbett, Schienenbefestigungen, Schwellen, Schienen und Bankett. Der Unterbau geht bis zum Planum und besteht aus Planie(n) und Entwässerungssystem. Der Baugrund umfasst den natürlichen/anthropogenen Untergrund, die Erdbauwerke und die an die Fahrbahn grenzenden Gefälle. Die Untersuchung endet beim festen Felsen.

Oberbau, Unterbau und Baugrund verändern sich im Laufe der Zeit, auch aufgrund der Belastung. Zur Planung von Unterhalt, Betrieb und Erneuerung müssen sie regelmässig kontrolliert werden. Auch wenn die Bahnlast durch höhere Maximalgeschwindigkeit, Achslast, kumulierte Last pro Tag, Zuglänge und Anzahl Züge pro Tag zunimmt, müssen sie überprüft werden (SIA 267 2013; SN EN 1997-1 2004).

3. Untersuchungsarten

I-NAT-BT-FB-UB bietet drei Untersuchungsarten (Produkte) an:

- Geotechnische Untersuchung (GTU)². Die GTU definiert den aktuellen Zustand der Bahninfrastruktur und des Schotterbetts und gibt Auskunft über bauliche Korrekturmassnahmen. Sie behandelt nur bestehende Gleise, für die eine Erneuerung oder Sanierung vorgesehen ist. Zur Untersuchung gehört die Analyse eines Ingenieurbüros aufgrund von Vorstudien und eine Felduntersuchung. Die GTU gibt Auskunft über den Oberboden des Baugrunds ($z > 1,2\text{ m}$) in Kurzform (Bodenbenennung).
- Schotterbettuntersuchung (SBU)². Die SBU ist eine abgeschwächte Form der GTU. Sie behandelt nur den Oberbau und den Schotter.
- Baugrunduntersuchung (BGU)². Die BGU befasst sich mit den Böden, auf denen die Infrastruktur liegt, und soll sie charakterisieren, um das geotechnische Risiko zu bestimmen und die Bauwerke vorzudimensionieren. Sie erfolgt aufgrund von bestehenden Daten und wird teilweise durch Bodenerkundungen ergänzt. Im Gegensatz zur GTU können die BGU aufgrund von abnormalem Gleisverhalten oder Nutzungsänderungen durchgeführt werden, also ohne Erneuerungs- oder Sanierungsprojekt.

Teil II dieses Dokuments befasst sich mit den GTU/SBU, Teil III mit den BGU.

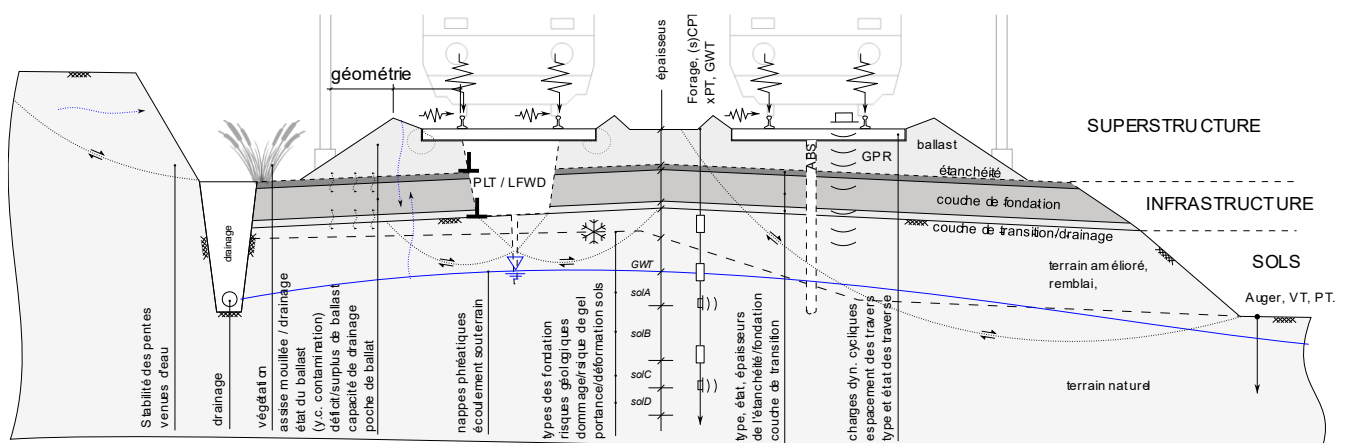


Abb. 1: Elemente von Unterbau und Baugrund.

¹ 2027 ersetzt Eurocode 7 zweite Generation (prEN 1997-1; -2; -3:2023 2027) SIA 267 (2013) und Eurocode 7 erste Generation (SN EN 1997-1; -2 2007).

² GTU = geotechnische Untersuchung, SBU = Schotterbettuntersuchung, BGU = Baugrunduntersuchung gemäss SBB Terminologie. Der

Begriff «Untersuchung» umfasst nicht zwingend eine Erkundung des Bodens. Bei all diesen Untersuchungen handelt es sich um geotechnische Untersuchungen im Sinne der nationalen Normen.

TEIL II: BAHNINFRASTRUKTUR

4. Ziele und Elemente der Untersuchung

Die geotechnische Untersuchung des Gleiskörpers folgt den allgemeinen Grundsätzen der Bodenerkundung nach Eurocode 7 (SN EN 1997-2 2004) und gibt Auskunft über die verschiedenen Inspektionstechniken. Sie beschreibt den Ist-Zustand des Gleiskörpers sowie das vergangene Gleisverhalten und kann Auskunft über die konstruktiven Korrekturmassnahmen geben, wobei dies eher zur Bemessung als zur Analyse des Ist-Zustands gehört (DE-OCF / AB-EBV 2024; FB 400-0206 2018; R RTE 21110 2015). Zu den Elementen der Untersuchung gehören:

- Schotterbett, Schotterbettprofil und Bankette
- Schwellentyp und Zwischenlagen
- Sperrschicht
- Verstärkungselemente
- Entwässerungssystem
- Lage des Hauptgrundwassers
- Übergangsschichten und Planie
- Baugrund
- Frostempfindlichkeit
- Gleisbereich (Böschung, Damm etc.)
- Benachbarte Kunstbauten

Die Eigenschaften jedes Elements wie Dicke, Gefälle und Zustand (Konsistenz) der Schichten, Verlegungsjahr, allgemeiner Zustand des Entwässerungssystems, Verformungsmoduln von Planum und Planie sowie Art und Zustand des Baugrunds müssen bestimmt werden. Die Mindestanforderungen an den Gleiskörper sind in R RTE 21110 (2015) beschrieben. Diese Informationen werden in den BGU/GTU festgehalten. Eisenbahnanlagen, die auf Boden mit hohem geotechnischem Risiko gebaut werden, werden einer spezifischen Baugrunduntersuchung (BGU) unterzogen, die sich durch die Erkundungstiefe und die Art der durchgeführten Versuche unterscheidet.

Die SBU/GTU bestehen aus drei Phasen: (1) Vorstudie zur Zusammenstellung und Analyse der bestehenden Befunde, (2) Baugrunduntersuchung zur Aktualisierung und Ergänzung der fehlenden oder geänderten Befunde und (3) Situationsanalyse mit den Interventionsmassnahmen.

4.1. Phase 1: Vorstudie

Zu dieser Untersuchung gehören folgende Aufgaben:

- a. Zusammenstellung der vorhandenen Befunde
- b. Ermittlung fehlender Informationen
- c. Informationen zur Fahrbahn und ihrer bisherigen sowie zukünftigen Nutzung, inkl. Nachbargleise
- d. Beurteilung der geotechnischen Risiken
- e. Analyse der Gleisverformungen

Diese Untersuchung fasst alle Informationen zusammen, die für den betroffenen Abschnitt vorhanden sind, und bestimmt, ob für die bestehende Erhaltungsstrategie

oder das Bauprojekt unter Berücksichtigung des zukünftigen Bahnverkehrs genügend Informationen vorliegen. Sie bestimmt, ob eine Baugrunduntersuchung nötig ist. Der Bericht informiert über (A) die Frostbedingungen und geltenden Normen, (B) die Hydrologie, den Niederschlag und den Gewässerschutz sowie (C) das geotechnische Risiko in Bezug auf Bodenarten, die anfällig für die Bahnbeanspruchung sind.

4.2. Phase 2: Baugrunduntersuchung

Diese Phase umfasst (A) die Untersuchung des Planungsbereichs, (B) die Planung und Durchführung zusätzlicher Sondierungen/Untersuchungen, (C) die Charakterisierung der Böden und (D) die Aktualisierung der Dokumente. Sobald alle Informationen zusammengetragen sind, können Interventionsmassnahmen festgelegt werden. Die klimatischen Bedingungen der Bodenerkundungen müssen im Bericht beschrieben werden, da sie sich auf die Interpretation bestimmter Massnahmen auswirken.

4.3. Geografische Lage

Die geografische Lage jedes Sondierpunkts ergibt sich aus der DfA-Liniennummer, dem Kilometer sowie bei Bedarf der Gleisnummer und der Landeskoordinaten (x, y, z).

4.4. Dokumentation

Die Vorstudie (Phase 1), die Baugrunduntersuchung (Phase 2) und die Interventionsmassnahmen (Phase 3) werden im gleichen Bericht dargestellt. Jede Sondierung wird in einem Datenblatt im Anhang des Berichts dokumentiert. Für jeden Versuch wird ein Versuchsbericht gemäss den Normen (z.B. SN EN ISO 22476) erstellt. Die Befunde werden als Längenprofile ebenfalls in den Anhängen zusammengefasst. Der Abschlussbericht muss klar zwischen Fakten und interpretierten Daten unterscheiden. Die Berichte müssen die verwendeten Umrechnungsformeln explizit angeben.

Die Untersuchungen enthalten eine *fotografische Dokumentation* im Anhang.

5. Zustand von Oberbau, Unterbau und Baugrund

Der Zustand von Oberbau, Unterbau und Baugrund verändert sich im Laufe der Zeit, auch aufgrund der Belastung. Dies muss dokumentiert werden. Es gibt unterschiedliche Arten von Fahrbahnschäden, die verschiedene Elemente des Gleiskörpers betreffen. Sie alle führen zu einer Verschlechterung von Fahrbahnleistung und -kapazität und lassen die Infrastruktur altern. Die Dokumentation dieser Schäden ist Teil der geotechnischen Berichte.

5.1. Zustand der Fahrbahn

Werden Gleisverformungen gemessen, weist dies häufig auf eine Verschlechterung von Oberbau, Unterbau oder

Baugrund hin. Abschnitte, die regelmässig wegen Baugrundverformungen unterhalten werden, werden eingehender analysiert als Abschnitte, die keine oder aufgrund von Nutzung und Alter des Gleiskörpers übliche Verformungen aufweisen. Tabelle 1 gibt die Bezeichnungen gemäss SBB I-NAT-BT-FB-UB für die Unterhaltshäufigkeit an. Um das Brechen des Schotters bei Beton-schwellen zu berücksichtigen, wird zwischen Beton- und Holzschwellen unterschieden.

Tabelle 1: Unterhaltshäufigkeit [Anzahl Interventionen pro Jahr] bei der SBB.

Bezeichnung	Unterhaltshäufigkeit für Schwellen aus	
	Beton	Holz
Sehr häufig	> 1,00	> 0,50
Häufig	0,26–1,00	0,18–0,50
Normal	0,15–0,25	0,11–0,17
Selten	0,10–0,14	0,075–0,1
Sehr selten	< 0,1	< 0,075

Gleisabschnitte mit normalem Verhalten (geringe Verformung und geringer Unterhaltsaufwand) sind nicht Gegenstand einer eingehenden Untersuchung, wenn:

- das geotechnische Risiko relativ gering ist.
- es kein Anzeichen für eine Störung gibt.
- Wasserabfluss und Entwässerungssystem leistungsfähig sind.
- sich die Bahnlast nicht ändert.

5.2. Zustand des Schotters

Weltweit gibt es unterschiedliche Schotterarten. Dies ist abhängig vom Material, das vor Ort verfügbar ist, von der Art des Bahnverkehrs und von den Unterhaltsstrategien. Die folgenden Informationen gelten nur für die SBB.

Durch die Bahnbeanspruchung verschlechtert sich der Schotterzustand im Laufe der Zeit. Durch die Reibung nutzen sich die Körner ab: durch internen Abrieb untereinander und externen Abrieb mit den Schwellen. Liegt der Schotter direkt auf dem weniger festen Felsen, kann es auch zu Abrieb des Baugrunds kommen. Das Stopfen zerkleinert die Schotterkörner und verändert die Kornverteilungskurve und somit ihr mechanisches Verhalten.

Grösse und Form der Schotterkörner müssen beschrieben werden, da sie die Dilatanz des Schotters und damit seine Scherfestigkeit und seinen Verformungsmodul beeinflussen.

5.2.1. Verschmutzungsgrad

Der Verschmutzungsgrad wird stets nach Einteilung und Zone des durch einen Handschlitz freigelegten Bereichs oder nach dem Mittelwert der Probe mit Angabe ihrer Lage berechnet. Die Klassierung (FB 400-0206 2018) ist in Tabelle 2 ersichtlich. Der Verschmutzungsgrad kann mit dem Kontaminationsindex *FI* von Selig-Waters (1994) (Gl. 5.1) quantifiziert werden.

$$FI = P_4 + P_{200} \quad \text{Gl. 5.1}$$

wobei P_4 % durch Sieb #4 = 4,76 mm und P_{200} durch Sieb #200 = 0,076 mm.

Tabelle 2: Verschmutzungsgrad des Schotters und Klassierung bei der SBB.

Grad	<i>FI</i>	Beschreibung
S1	< 10	Geringe Feinanteile keine Auswirkungen auf Unterbau
S2	10–20	Hohe Feinanteile geringe Auswirkungen auf Fahrbahn
S3	20–40	Hohlräume mit hohem Feinanteil grosser Schaden an Fahrbahn
S4	> 40	Hohlraum vollständig mit Feinanteil gefüllt grosse Schädigung der Fahrbahn

Es kann schwierig sein, den Ursprung der Verschmutzung durch Feinanteile zu bestimmen. Denn bereits eine geringe Menge an oxidierten oder zersetzten Feinanteilen kann die Farbe oder den Geruch des gesamten Schotters dominieren. Die Verschmutzung des Schotters durch exogene Feinanteile weist auf eine Störung des Unterbaus hin. Eine gewisse Verschmutzung durch endogene Feinanteile (z.B. durch Brechen des Schotters) gehört zur normalen Abnutzung des Unterbaus. Es wird empfohlen, den betrachteten Schotter (Fakten) zu beschreiben und nicht die Ursache (interpretierte Daten).

5.3. Zustand der Infrastruktur

5.3.1. Verformbarkeit

Übermässige Verformungen von Planie und Baugrund haben Auswirkungen auf die Fahrbahn. Die Grenzwerte der Verformungsmodul sind in DE-OCF / AB-EBV (2024) und (R RTE 21110 2015) angegeben. Die Verformungsmodul werden manchmal als «Tragfähigkeit der Böden» bezeichnet. Dieser Begriff ist jedoch veraltet und bezieht sich auf den endgültigen und nicht auf den betrieblichen Zustand (SIA 267 2013).

Gemäss Eurocode 7 (SN EN 1997-2 2004) dürfen die Verformungsmodul M'_{E1} aufgrund der Bodenbenennung geschätzt werden, obwohl dies mechanisch nicht möglich ist. Abb. 2 gibt die Richtwerte der Verformungsmodul an. Einige Werte weichen aufgrund der Verwechslung zwischen totalen und effektiven Spannungs-werten ab. Die verschiedenen Verformungsmodul werden in Anhang A: Verformungsmodul behandelt.

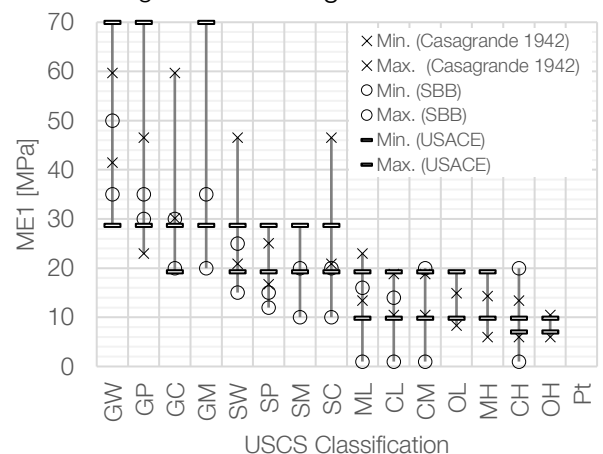


Abb. 2: Richtwerte der Verformungsmodul (Casagrande 1948; USACE verwendet diese Verhältnisse nicht mehr, da die Verformbarkeit keine Eigenschaft der Bodenart ist).

Tabelle 3 zeigt die Bezeichnungen des Unterbaus gemäss SBB I-NAT-BT-FB-UB. In der Regel eignet sich grober Baugrund für die Fahrbahnerneuerung. Feiner Baugrund weist oft keine ausreichende Verformbarkeit auf, was bei Neubauten – unabhängig von Gleiskategorie – praktisch systematisch der Fall ist.

Tabelle 3: Verformbarkeit von Planie und Planum bei bestehenden SBB Gleisen.

Bezeichnung	M'_{E1} [MPa] auf	
	Planie	Planum (UG)
Sehr gut	> 80	> 60
Gut	55–80	30–60
Ausreichend	40–55	15–30
Schlecht	30–40	6–15
Ungenügend	< 30	> 6

5.3.2. Filterstabilität und Feinanteilmigration

Die Filterstabilität ist die Beständigkeit der Schicht gegen die Migration von Feinanteilen in andere Schichten (in der Geotechnik als innere Erosion bezeichnet). Der Zustand der Planie wird hinsichtlich ihrer Filterstabilität gemäss Tabelle 4 von SBB I-NAT-BT-FB-UB eingeteilt.

Tabelle 4: Filterstabilität bei der SBB.

Bezeichnung	Beschreibung
In Ordnung	Sofortige Entwässerung durch gute Versickerung oder Abfluss
Genügend	Langsame Versickerung/Abfluss ausserhalb des Lastbereichs mit beginnender basaler Verschmutzung, ungenügendem Quergefälle oder beginnender Muldenbildung (Schotternest)
Labil	Basale Verschmutzung des Schotters durch Untergrund
Ungenügend	Starke Verschmutzung des Schotters und Wasseransammlung im Unterbau

Pumpen von Feinanteilen

Beim Pumpen migriert feinkörniger Boden aus dem unteren Teil des Unterbaus in den oberen Teil des Oberbaus. Schlamm entsteht durch innere Erosion von Planie oder Baugrund, die Ton, Schluff oder Sand enthalten. Bestimmte Sedimentgesteine wie Sandstein oder Mergel (Molasse) können Schlamm durch Abrieb bilden.

Wenn Feinanteile in den Schotter gelangen, muss geklärt werden, ob diese von der Planie oder vom Baugrund stammen. Auch muss die Belastbarkeit des Baugrunds gegenüber innerer Erosion (hydraulischer Bruch) und zyklischer Beanspruchung (Bodenermüdung) definiert werden. Die visuelle Identifizierung der Herkunft des Schlammes ist sehr schwierig. Oft dominieren Farben und Gerüche von Spurenelementen, die nur in sehr geringen Mengen vorhanden sind, was zu Fehlern führt.

Auch wenn kein Wasser vorhanden ist und sich somit kein Schlamm bildet, kann Material aus der Planie oder dem Baugrund in die oberen Schichten eindringen. In diesen Fällen ist eine genaue Bestimmung der Schichtgrenzen schwierig.

Hydraulischer Spalt der Planie

Die Filterinstabilität bezieht sich auf die Migration von Feinmaterial allgemein. Dieser Materialverlust wird auch als innere Erosion bezeichnet. Dies geschieht, wenn der hydraulische Gradient i grösser ist als der hydraulische Widerstand des Bodens bzw. der kritische hydraulische Gradient i_c und kinematische Bedingungen die Bewegung der Bodenkörner ermöglichen. Die letzte Bedingung wird für die Bemessung des Schutzfilters verwendet. R RTE 21110 (2015) basiert auf einer starken Vereinfachung der ersten Arbeiten von (Terzaghi 1922), um das einzuhaltende Kriterium (Gl. 5.2) zu definieren. Nicht der Bruch, sondern die kinematischen Bedingungen werden dadurch vermieden.

$$D_{15}^{Filter} \leq 4 D_{85}^{Boden} \quad \text{Gl. 5.2}$$

wobei D_{15}^{Filter} Korndurchmesser von Fraktion 15% der Kornverteilungskurve des Filters und D_{85}^{Boden} Korndurchmesser des Bodens von Fraktion 85%.

Die Arbeiten von Sherard et al. (1984a; b) führten zu einer Weiterentwicklung der Normen (USACE EM 1110-2-2300 1994) im Wasserbau, jedoch nicht im Bahnbau, obwohl sie übertragbar sind. Für den Nachweis der Filterstabilität ist theoretisch die Bestimmung der Kornverteilungskurven der Planie nötig.

5.3.3. Zustand der Entwässerung

Wasser in der Planie und im Baugrund kann Steifigkeits- und Tragfähigkeitsverluste verursachen oder diese beschleunigen. Normal verfestigte Böden sind gegenüber monotoner Belastung empfindlich (statischer Bruch), während vorbelastete Böden gegenüber zyklischer Belastung empfindlich sind (Ermüdung). Bei einer Entwässerungsstörung ist im Unterbau Wasser in Form von Grundwasser oder Staunässe vorhanden. Auch um Sickerrohre und Verstopfungen ist eine innere Erosion von Feinböden möglich.

5.4. Zustand des Baugrunds

Schleichende Brüche im Baugrund können bei allen Bodenarten auftreten, u.a. auch bei verdichteten und vorbelasteten Böden, die an Steifigkeit und Tragfähigkeit verlieren können. Dies ist auf die zyklische und dynamische Natur der Bahnlasten zurückzuführen, die zur Ermüdung der Böden führen. Die Eigenschaften des Baugrunds verändern sich im Laufe der Zeit aufgrund der Bahnaktivität. Daher sind Sondierungen bei der Erneuerung von Gleisfundamenten oder bei vorzeitigen Schäden an der Fahrbahn unumgänglich. Auch bei anderen Bodenarten, sogenannten Spezialböden, kann es zu Brüchen kommen. Sie werden in Teil III behandelt. Die GTU gibt Auskunft über die Notwendigkeit einer BGU.

5.4.1. Beschreibung der Böden

Die Böden werden gemäss SN EN ISO 14688-1 und -2 (2019) beschrieben. Die USCS-Klassifikation ist gemäss nationalem Anhang zulässig und wird empfohlen.

5.4.2. Frostempfindlichkeit

Die Frostempfindlichkeit richtet sich nach SN 670 140b (2001). R RTE 21110 (2015) enthält weiterführende Informationen. USACE EM 11110-3-138 (1983) enthält ausführlichere Informationen und Bemessungsmethoden.

6. Erkundungsmethoden (Sondierungen)

6.1. Ort, Abstand und Tiefe der Sondierungen

Die Sondierungen erfolgen im Gleis, hauptsächlich zwischen Schienen und Schwellen. Je nach Geländebeschaffenheit und Sondierzweck können sie manchmal aber auch daneben vorgenommen werden. Der Abstand zwischen zwei Sondierpunkten ist so zu wählen, dass die Bedingungen auf dem gesamten zu untersuchenden Streckenabschnitt dargestellt werden. In der Regel liegt er zwischen 20 und 200 m (SN EN 1997-2 2004). Die Tiefe für die Sondierungen des Unterbaus beträgt < 2 m (SN EN 1997-2 2004), typischerweise 1,0 m (Network Rail 2020), ab Schwellenoberkante. Bei Verdacht auf weiche Böden können die Sondierungen mithilfe eines DPL bis 5 m tief gehen (SN EN ISO 22476-2/A1 2012). Bei Einschnitten im Untergrund mit einer Tiefe von $h > 5$ m beträgt die Sondiertiefe $z = 0,4 h^3$ (SN EN 1997-2 2004). Aufgrund des erforderlichen Maschinentyps kann dies zu einer BGU führen.

6.2. Sondierungsarten

Es gibt verschiedene Arten von Sondierungen des Unterbaus. Die Wahl der Methode hängt von den Befunden, die für das Projekt nötig sind, und den Ausführungsanforderungen ab. In Tabelle 5 sind die verschiedenen Methoden und die Abstände zwischen den Sondierpunkten/Messungen aufgeführt.

Tabelle 5: Sondierungsmethode/-untersuchung des Unterbaus.

Methode	Schotter	Abdichtung	Planie	Baugrund	Abstand [m]
Handschlitz, ABS	X	X	X	X	< 200
CPT	(x)	(x)	x	x	< 200
GPR	X	X	(x)		Laufend
Messwagen	X		X		Laufend
DPL				X	Je nach UG
CBR	X		X	X	-
VT, PT					Je nach UG
PLT, LFWD		(X)	X	X	< 500
X: gibt Auskunft zu, (X): gibt teilweise Auskunft zu, UG: Untergrund					

6.2.1. Handschlitz

Bei Handschlitzten wird die Fahrbahn auf einem ganzen Abschnitt geöffnet, der Zustand betrachtet, Versuche vor Ort vorgenommen und Proben entnommen. In der Regel geht der Handschlitz bis zum Planum. Es ist jedoch möglich, mit einem Locheisen ein Loch zu bohren, um den oberflächlichen Baugrund zu untersuchen. Bei besonders aufmerksamem Öffnen sind der Zustand der verschiedenen Bereiche sowie die Bildung von Schotternestern sichtbar. Diese Sondiertechnik ist oft ohne grosse Beeinträchtigung des Bahnverkehrs möglich. Sie hat den Nachteil, dass sie sehr intrusiv ist und den Zustand des Unterbaus rund um den Sondierpunkt stark verschlechtern kann. Wird bei der Sondierung ein Geotextil oder Geogitter beschädigt, sind beim Aufschütten besondere Massnahmen zu treffen, um den ursprünglichen Zustand wiederherzustellen. Da die Erkundung vollständig vor Ort erfolgt, kann keine repräsentative Probe des Unterbaus aufbewahrt werden. Für die Durchführung ist viel Personal nötig. Bei Handschlitzten können weitere Untersuchungen durchgeführt werden: z.B. statische oder dynamische Plattenversuche auf Planum und Planie, Sichtprüfung bezüglich Vorhandensein von Wasser im Unterbau, Beurteilung bezüglich Verschmutzung des Schotters durch Feinanteile.

Die Sondierung endet bei der Asphaltabdichtung (AC Rail). Zur Bestimmung des Baugrunds sind weitere Mittel nötig. Die Planie wird somit nicht untersucht.

6.2.2. Kernbohrung (ABS)

Im Schotter können Kernbohrungen vorgenommen werden (ABS = *Automatischer Probenehmer für Schotter*). Diese Technik ergibt jedoch keinen Überblick über das Querprofil am Sondierpunkt. Zudem werden keine Schotternester oder Beeinträchtigungen des Unterbaus durch übermässige Verformung des Baugrunds erkannt. Auch stören die Bohrungen die Proben, was zu Fehlinterpretationen führt. Der Störungsgrad ist abhängig von Bodenart, Bohrungsgüte und Güteklasse (SN EN 1997-2 2004). Die Bohrkerns können vor Ort oder im Labor analysiert werden. So kann ein Zustandsarchiv erstellt werden, damit für spätere Analysen keine Rückkehr ins Gleis nötig ist, und bei Bedarf sind Inspektionen durch Spezialisten möglich. Für diese Technik sind grosse (Bohr-)Maschinen und Gleissperrungen nötig. Die Methode erfordert jedoch weniger Personal und kann automatisiert werden und routiniert durchgeführt werden. Kernbohrungen des Unterbaus unterliegen der Norm SN EN ISO 22475-1 (2022). Der Bohrbericht wird als Protokoll im Anhang des Berichts dargestellt. Das Bohrloch ist mit einem trockenen Sand-Zement-Gemisch (Verhältnis 5:1) bis zur Planie (Network Rail 2020) aufzufüllen.

³ Es dürfen Befunde aus früheren Untersuchungen verwendet werden.

Tabelle 6: Vergleich zwischen Sondiermethoden durch Handschlitz und Kernbohrung (ABS) gemäss Network Rail (2020).

	Handschlitz	Kernbohrung (ABS)
Schwierigkeit	<ul style="list-style-type: none"> Witterung 	<ul style="list-style-type: none"> Streckensperrung
Sicherheit	<ul style="list-style-type: none"> Personal im Gleis 	<ul style="list-style-type: none"> Personal im Gleis oder auf Wagen
Dokumentation	<ul style="list-style-type: none"> Nur vor Ort Rückdokumentation nicht möglich 	<ul style="list-style-type: none"> Vor Ort und im Labor Aufbewahrung der Bohrkern möglich
Polyvalenz	<ul style="list-style-type: none"> Darstellung des Querschnitts Zusätzliche Handschlitz möglich Auf manuelle Arbeiten begrenzt 	<ul style="list-style-type: none"> Punktuelle Darstellung des Unterbaus Vordefinierte Sondierpunkte Tiefe Sondierung möglich
Personal	<ul style="list-style-type: none"> Mind. 3 bis 5 Mitarbeitende Geotechniker vor Ort zwingend 	<ul style="list-style-type: none"> Mind. 1 bis 2 Mitarbeitende Geotechniker vor Ort empfohlen
Werkzeug	<ul style="list-style-type: none"> Manuell und rudimentär 	<ul style="list-style-type: none"> Bohrmaschinen auf Raupenfahrzeug oder Wagen
Probenahme	<ul style="list-style-type: none"> Gross, gestört und selektiv Mechanische und chemische Untersuchungen Tiefere Güteklasse der Probe Unterhalb von Grundwasser (GW) nicht möglich 	<ul style="list-style-type: none"> Klein, intakt und systematisch Chemische, teilweise mechanische Untersuchungen Höhere Güteklasse der Probe, auch unterhalb von Grundwasser (GW) möglich
Untersuchungen vor Ort	<ul style="list-style-type: none"> Oberhalb von GW möglich Zeitintensiv 	<ul style="list-style-type: none"> Unterhalb von GW möglich In Verbindung mit SPT-Drucksondierung Andere Untersuchungen in der Bohrung möglich
Dicke	<ul style="list-style-type: none"> Direkt und zuverlässig ab Schwelle 	<ul style="list-style-type: none"> Teilweise schwierig wegen Verlust beim Bohren
Produktivität	<ul style="list-style-type: none"> 10 Sondierungen/Tag bei $z = 1$ m (ca. 1 km Fahrbahn) 	<ul style="list-style-type: none"> 30 Sondierungen/Tag bei $z = 1$ m (ca. 3 km Fahrbahn)

6.2.3. Georadar (GPR)

Mit dem Georadar *GPR* kann der Zustand des Unterbaus über grosse Entfernungen zu relativ geringen Kosten auf nicht intrusive Art quantifiziert werden. Er bietet einen Überblick und ermöglicht die Identifizierung von beschädigten Teilen. Die Umrechnung der Messungen in Zustandsparameter des Unterbaus (z.B. Grad und Tiefe der Verschmutzung des Schotters durch Feinanteile) muss jedoch systematisch mit Feldmessungen kalibriert werden (USDOT 2020). Zudem ist er bei Betonschwellen weniger leistungsfähig (USDOT 2020). Die GPR-Messungen werden in einem Messbericht im Anhang des Berichts dargestellt.

6.2.4. Plattendruckversuch (PLT)

Für die Bemessung der Fahrbahnen muss die Steifigkeit von Baugrund und Foundationsschichten bestimmt werden. Sie wird mit einem statischen Plattendruckversuch (PLT) oder einem Deflektometer (LFWD) gemessen. Damit können die Böden vor Ort quantifiziert werden, die nicht durch die Probenahme gestört werden. Einer der beiden Versuche wird an der Planie und am Planum durchgeführt (DE-OCF / AB-EBV 2024).

Der PLT (VSS 70 317 2019) ist ein Druckversuch vor Ort, eingegrenzt durch den Untergrund. Damit können Bodensteifigkeit und Konsolidierungsdruck bestimmt sowie einige andere mechanische Parameter geschätzt werden. Dabei wird eine runde Platte mit einem Durchmesser von $D = 298,5$ mm auf trockenem Untergrund belastet. Die externe Belastung (Gesamtspannung) entspricht der effektiven Spannung. Die Einflusstiefe beträgt rund $2D$ oder ca. 60 cm.

Es gibt verschiedene Konventionen, um den Steifigkeitsmodul auszudrücken. Sie sind in Anhang A: Verformungsmoduln dargestellt. Verformungsmoduln mit konstanter Spannung $M'_E (\sigma_{x,y} = cst)$, wie sie in DE-OCF / AB-EBV (2024) verwendet werden, werden als Sekantengefälle zwischen Höhen der effektiven festen Spannungen unabhängig von Bodenbeschaffenheit und -zustand definiert (VSS 70 317 2019). Er ist dem ödometrischen Deformationsmodul ähnlich, aber nicht identisch ($E'_{oed} \approx 0,96 M'_E$), und dem Young-Modul ($E'_{PLT} \approx 0,71 M'_E$) gemäss Eurocode 7 (SN EN 1997-2 2004) (siehe Anhang A: Verformungsmoduln).

DE-OCF / AB-EBV (2024) schreibt den Einsatz der Verformungsmoduln M'_{E1} bzw. M'_{E2} für die Erstbelastung (elastisch-plastisches Verhalten) bzw. die Wiederbelastung (elastisches Verhalten) vor. Diese Bezeichnungskonvention ist in allen Dokumenten einzuhalten. In DE-OCF / AB-EBV (2024) ist nicht angegeben, welche Spannungsbereiche für die Berechnung von M'_E zu berücksichtigen sind. Es wird angenommen, dass der Modul als effektive Spannung ausgedrückt und daher mit « ' » oder M'_E bezeichnet wird. Die Interpretation von VSS 70 317 (2019) suggeriert, dass die M'_E für das Planum für verschiedene Spannungsbereiche berechnet werden. Das stimmt mit den Drücken überein, die auf die Elemente ausgeübt werden.

R RTE 21110 (2015) empfiehlt ein Verhältnis von 2,5 zwischen den Moduln unter Belastung M'_{E1} und Entlastung M'_{E2} . Dieses Verhältnis variiert je nach Art und Zustand des Bodens mit Werten in der Grössenordnung von 2,0 für Sand und 3,0 für Ton.

Die Feldmessungen der Verformungsmoduln müssen korrigiert werden, um ein äquivalentes Modul für gesättigte Böden zu erhalten (USACE 2012). Diese Korrektur ist in der Praxis nicht einfach anzuwenden. Denn es ist schwierig, den Sättigungsgrad des Bodens und seinen Einfluss auf dessen mechanisches Verhalten zu kennen.

Mit dem PLT kann auch der Überkonsolidierungsgrad (OCR = *Overconsolidation Ratio*) bestimmt werden, sofern der Konsolidierungsdruck erreicht wird. VSS 70 317 (2019) schreibt eine Belastung bis $\sigma'_v = 500$ kPa vor. Die erhaltenen Verformungsmoduln sind Elastizitätsmoduln für stark vorbelastete Böden ähnlich und das Verhältnis zwischen Verformung $M'_{E2} \approx 2,5 M'_{E1}$ stimmt nicht mehr.

SN EN 1997-2 (2004) suggeriert eine Schätzung des undrainierten Widerstands c_u aus dem PLT, wenn der Versuch schnell genug für undrainierte Bedingungen durchgeführt wird. Dieser Ansatz wird jedoch nicht empfohlen.

Der PLT ist teuer und zeitintensiv. Auf einer Strecke, die in Betrieb ist, ist er nur schwierig durchzuführen und somit nicht empfohlen. Der Versuch mit dem Fallgewichtsgerät oder Deflektometer wird bevorzugt.

6.2.5. Leichter Fallgewichtsdeflektometer (LFWD)

Der LFWD-Deflektometer⁴ (VSS 70 313 2019) liefert einen Tangentendeformationsmodul, der durch die Indizes v für die Tangente (grosse Verformung) und d für die Dynamik (geringe Verformung) gekennzeichnet ist, also E'_{vd} . Geräte der neuesten Generation können E'_{vd} -Moduln von 10 bis 70 MPa messen. Angesichts des dynamischen Charakters dieser Versuche müssen sie auf trockenem («drainiertem») Boden durchgeführt werden, um einen effektiven Spannungsmodul zu erhalten. Dies ist nicht immer möglich («teilweise drainiert oder undrainiert») und eine zusätzliche Schätzung des Werts ist nötig. Der dynamische Modul E'_{vd} muss in einen eingeschränkten Sekantenmodul M'_E umgewandelt werden (Anhang A), um gemäss DE-OCF / AB-EBV (2024) verwendet zu werden, obwohl «dynamische» Moduln mechanisch korrekter wären. Böden verhalten sich nicht linear und die verschiedenen Moduln weisen eine Steifigkeit mit unterschiedlichen Spannungsgraden auf. Es ist theoretisch schwierig, einen Modul in einen anderen umzuwandeln, ohne das vollständige Bodenverhalten zu kennen. VSS 70 313 (2019) jedoch suggeriert eine mögliche Umrechnung, die in R RTE 21110 (2015) definiert und in Abb. 3 dargestellt ist.

Bei $E'_{vd} - M'_{E1}$ handelt es sich um eine doppelte Umrechnung. (1) Sie projiziert den (Young-)Modul mit geringer Verformung E'_{vd} auf einen grösseren E'_{v1} ohne Berücksichtigung der Spannungsbereiche, die durch VSS 70 313 (2019) oder andere Aspekte der Bodenstatik und

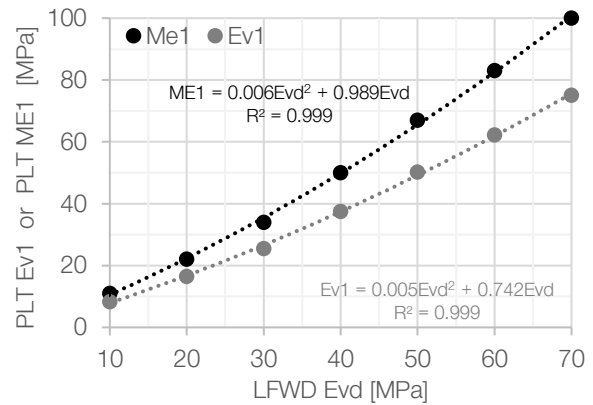


Abb. 3: Modulrechnung gemäss R RTE 21110 (2015).

-dynamik vorgegeben werden (Anhang A: Verformungsmoduln) und dann (2) in einen Modul mit eingeschränkter Verformung M'_{E1} .

In den Berichten muss klar sein, welche Werte gemessen/faktisch sind und welche interpretiert/geschätzt wurden.

Network Rail (2020) empfiehlt die Bemessung des Unterbaus mit einem um die Hälfte reduzierten Verformungsmodul für Bereiche mit defektem Entwässerungssystem, um die Auswirkungen des Wassers zu berücksichtigen.

6.2.6. CBR-Penetrometer

Die Messungen der Steifigkeit von weichen Böden können schwierig sein (ausserhalb des Geltungsbereichs des LFWD, d.h. $E'_{vd} < 10$ MPa) und erfolgen meistens mittels CBR-Penetrometer (*California Bearing Ratio*), auch wenn dieser für andere Bodenarten geeignet ist (SN EN 13286-47 2018; VSS 70 316a 2019). Er quantifiziert die nötige Eindringkraft im Vergleich zu derjenigen des gebrochenen Gesteins ($CBR = p/p_{cs} \cdot 100$ [%]). Die CBR-Messungen können dann in ein Verformungsmodul (USACE 2012) (R RTE 21110 2015) (M_{E1} [MPa] ≈ 2 CBR [%]) umgewandelt werden. Dieser Versuch wird vor allem bei feinen Böden mit CBR-Werten zwischen 0 und 15% in einer Tiefe von 60 cm eingesetzt (VSS 70 316a 2019), obwohl Messungen $< 4\%$ kaum zuverlässig durchzuführen sind. Dieser Versuch ist in den Datenblättern der Sondierpunkte zusammen mit dem Versuchsbericht zu dokumentieren (VSS 70 316a 2019).

6.2.7. Statischer Penetrometer für Schotter (CPT)

Statische Penetrationstests (SN EN ISO 22476-1 2013) können mittels extrabreitem Kegel direkt durch das Schotterbett erfolgen. Allerdings ist diese Technik derzeit in der Schweiz nicht verfügbar und wird erst in der Forschung eingesetzt.

⁴Das deutsche Akronym LFD (leichtes Fallgewichtsgerät) wird in den anderen Sprachen nicht verwendet. Es wird empfohlen, das internationale Akronym LFWD zu verwenden.

6.2.8. Penetrometer (PT) und Flügelsonde (SC)

Rammsondagen (SN EN ISO 22476-2/A1 2012), inkl. von Moos (VSS 70 314 2019), werden zur Erkundung von oberflächlichem Baugrund eingesetzt. Sie sind nur als Zwischenversuch zwischen zwei Sondierpunkten zur Überprüfung der Baugrundkonsistenz zulässig. Ihr Einsatz zur Bestimmung mechanischer Bodenparameter erfordert eine gewisse Datenbearbeitung und Interpretation. SN EN 1997-2 (2004) gibt mehr Auskunft dazu. Der Zeindler-Rammsondage (VSS 70 360a 2019) wird nicht gefördert und ist gemäss SN EN ISO 22476-2/A1 (2012) nicht zugelassen. Trotz ihrer Nichtkonformität sind in der Schweiz noch viele weitere Typen von Rammsondagen im Einsatz.

Mit dem Taschenpenetrometer und der Taschenflügelsonde (VSS 70 350a 2019) kann ein Messwert für den undrainierten Baugrundwiderstand (c_{us}) ermittelt werden. Dies ist jedoch nur möglich, wenn dieser wie bei einem Handschlitz zugänglich ist. Alternativ ist die einaxiale Druckfestigkeit mittels Taschenpenetrometermessung mit $q_{up} = 2 c_{up}$ möglich. Diese Messungen sind nur repräsentativ für den Untergrund, wenn er beim Öffnen des Handschlitzes nicht gestört wurde.

In jedem Fall wird ein Versuchsprotokoll gemäss den geltenden Normen erstellt, das dem Bericht als Anhang beigefügt ist. Die Ergebnisse werden in die Datenblätter übertragen.

6.2.9. Probenahme des Baugrunds

Mit einem Löffel-, Schlitz- oder Handprobenehmer wird eine Bodenprobe entnommen, um die Beschaffenheit des Baugrunds zu bestimmen. Dies wird am Rand des Unterbaus vorgenommen, um Schäden an den Sperrschichten zu vermeiden. Menge und Güte der entnommenen Proben lassen nur Labortests zur Bodenbenennung wie die Atterberg-Grenzen zu (VSS 70 345b 2019). Die Probenahme und die Ergebnisse daraus werden in die Datenblätter der Sondierpunkte übertragen. Bei organischen Böden sind zusätzliche Versuche zur Benennung nötig (SN EN ISO 14688-1 2019; VSS 70 370a 2019). Siehe Teil III für mehr Informationen.

6.2.10. Versickerung

Die Sickerfähigkeit des Baugrunds muss ermittelt werden. Dies kann durch Untersuchungen vor Ort oder im Labor oder durch Schätzung erfolgen. Dieses Thema wird in diesem Dokument nicht behandelt.

TEIL III: BAUGRUND

7. Ziele, Qualität und Kosten

7.1. Ziele

Das Ziel von Baugrunduntersuchungen ist eine Beschreibung und Quantifizierung der mechanischen Bodeneigenschaften, die sich auf die Fahrbahn auswirken (SN EN 1997-2 2004). Eine Baugrunduntersuchung ist erforderlich (SIA 267 2013):

- (1) wenn ein Neubau geplant ist
- (2) wenn eine Änderung im Unterbau die Beanspruchung des Baugrunds erheblich verändert⁵
- (3) bei ungewöhnlichen Schäden am Unterbau (intensiver Unterhalt), die auf den Baugrund zurückgeführt werden können
- (4) wenn bei hohem Risiko nicht genügend Daten vorliegen
- (5) bei Änderungen der Baugrundverhältnisse, wie grossen Gleisschiebungen, oder Änderungen des Bodenzustands infolge von Klima- und Umweltveränderungen

Geotechnische Untersuchungen laufen in mehreren Phasen, projektbezogen und in zeitlich versetzten Schritten ab (iterativer und evolutiver Prozess). Die Untersuchungsziele sind daher je nach Projektphase unterschiedlich.

7.2. Untersuchungsgüte und -ergebnisse

7.2.1. Untersuchungen durch die Infrastrukturbetreiberin

Mit Untersuchungen durch die Infrastrukturbetreiberin sollen der gegenwärtige Unterbauzustand, die geotechnische Komplexität, das damit verbundene Risiko und die für das Projekt erforderliche Güte der geotechnischen Untersuchungen ermittelt werden. Dabei sind mindestens der Schichtenaufbau und die Variabilität, das mechanische Verhalten der Böden, die vorliegenden Spannungen, die Durchlässigkeit der Hauptschichten und die Grundwasserverhältnisse zu bestimmen (SN EN 1997-2 2004). Ziel der Baugrunduntersuchung ist, die Eignung des Bereichs für das Bauvorhaben zu beurteilen, das erforderliche Sicherheitsniveau zu definieren, die Verformung des Baugrunds durch das Bauwerk und die Sicherheit bezüglich der Grenzzustände zu bewerten sowie die Gründungsarten zu bestimmen (SN EN 1997-2 2004). Sie ist massgebend für das Baugrundmodell (*Ground Model GM*) gemäss prEN 1997-1; -2; -3 (2023) sowie für die im Projekt relevante Bauwerksklasse. Das Baugrundmodell *GM* bildet die Variabilität und die Unsicherheit der Baugrundverhältnisse des Standorts ab.

7.2.2. Bauwerksklassen und geotechnische Kategorie

Die Güte der Untersuchungen für ein Objekt hängt von dessen Bauwerksklasse ab. Die Verantwortung liegt bei der Infrastrukturbetreiberin (SN EN 1997-1 2004). Die Bauwerksklassen für die Fahrbahn sind in der Tabelle 7 aufgeführt.

⁵ Bei einer Änderung der Höchstgeschwindigkeit, der Achslast, des täglichen Verkehrsaufkommens oder einer Erhöhung der Anzahl Züge,

bei einer Änderung der Planie oder der Schwellen in der Klasse E oder F.

Tabelle 7: Bauwerksklasse Fahrbahn.

Kat. Gleis*		Baugrundklasse**		
		A-D	E	F
E1	N1	BWK 2	BWK 2	BWK 3
E2	N2	BWK 2	BWK 2	BWK 2
E3	N3, N4	BWK 2	BWK 2	BWK 2
E4	-	BWK 1	BWK 1	BWK 2

* AB-EBV 2024 ** in Teil III definiert, *** wenn intensiver Unterhalt oder Schadenshistorie, sonst BWK 2. Alle Gleise mit einer Belastungszunahme von >50% über 20 Jahre werden je nach geotechnischem Risiko in BWK 2 oder BWK 3 eingestuft.

Die Einstufung in Bauwerksklassen richtet sich nach folgenden Regeln:

- Bauwerke der Klasse BWK 1 erfordern nur eine qualitative geotechnische Untersuchung und können gemäss der Norm SN 670 010 (2011) umgesetzt werden. Diese Klasse gilt für kleine Bauwerke mit geringem geotechnischem Risiko, die empirisch bemessen werden können.
- Bauwerke der Klasse BWK 2 erfordern eine Erkundung mit Quantifizierung der geotechnischen Verhältnisse und eine einfache Vorprüfung. Dazu gehören die meisten Bauwerke⁶ mit mittlerem geotechnischem Risiko. Bei der Fahrbahn handelt es sich meistens um Bauwerke der BWK 2.
- Zur Klasse BWK 3 gehören Bauwerke nationaler Bedeutung mit hohem Risiko. In diesen Fällen finden vertiefte/spezifische Untersuchungen statt.

Der Eurocode 7 2. Generation (prEN 1997-1; -2; -3 2023) ist kompletter und enthält bessere Definitionen für die Untersuchungsgüte im Bahnbereich (Tabelle 8). Die Untersuchungen werden durch die geotechnische Kategorie GC definiert und richten sich nach der geotechnischen Komplexitätsklasse GCC und der Schadensfolgeklasse CC, die mit den Bauwerksklassen des Eurocode 7 (SN EN 1997-2 2004) vergleichbar ist.

Tabelle 8: Geotechnische Kategorie Fahrbahn

Kat. Gleis*	CC	Geotechnische Komplexität		
		GCC1 Gering	GCC2 Normal	GCC3 Hoch
N1*	CC3	GC2	GC3**	GC3**
E1, E2, N1, N2	CC2	GC2	GC2	GC3
E3, E4, N3, N4	CC1	GC1	GC2	GC2

* immer bei GBRT > 60 000 t/Tag.

Die *geotechnischen Komplexitätsklassen GCC* werden wie folgt definiert (prEN 1997-1; -2; -3 2023):

- *GCC3* Hohe geotechnische Komplexität: grosse Unsicherheit bezüglich Baugrund, wechselhafte und schwer vorhersehbare Verhältnisse, starke Wasserabhängigkeit oder -empfindlichkeit, hohe Interaktion zwischen Natur- und Bauelementen, z.B. bei warvig geschichtetem Grund.
- *GCC2* Normale geotechnische Komplexität

- *GCC1* Geringe geotechnische Komplexität: geringe Unsicherheit bezüglich Baugrund, vorhersehbare Verhältnisse und geringe Wasserempfindlichkeit.

Standardmässig gilt für geotechnische Voruntersuchungen für Fahrbahnen die Komplexitätsklasse GCC2 (§ 4.1.2.2-(2) prEN 1997-1 2023). Standorte ohne ausreichende geotechnische Daten sind in der GCC3 einzustufen (prEN 1997-1 2023). Die geotechnische Komplexitätsklasse kann in den verschiedenen Projektphasen und mit zunehmender Kenntnis des Standorts ändern (prEN 1997-1; -2; -3 2023).

Die *geotechnische Komplexitätsklasse GCC* wird in den geotechnischen infrastrukturseitigen Berichten (GTU) und den Baugrunduntersuchungsberichten (BGU) angegeben. Sie ist sektorspezifisch und unabhängig von der Fahrbahn. Bei Abweichungen zwischen den Dokumenten und fehlender Begründung ist die höhere Klasse zu übernehmen.

Die *Schadensfolgeklasse CC* wird durch die Art des Projekts definiert. Sie hängt vom Stellenwert der betreffenden Infrastruktur ab. Gleise der Kategorie 1 werden aufgrund ihrer nationalen Bedeutung in die CC3 eingestuft, Gleise der Kategorie 2 standardmässig in die CC2 sowie Gleise der Kategorien 3 und 4 aufgrund ihrer sekundären Funktion in die CC1 (prEN 1997-1; -2; -3 2023).

Die *geotechnische Kategorie GC* des Eurocode 2. Generation entspricht der Bauwerksklasse BWK des Eurocode 1. Generation. Die Untersuchungsanforderungen (Güte) richten sich nach der geotechnischen Kategorie GC und sind im Eurocode 7 (prEN 1997-1; -2; -3 2023) definiert.

7.2.3. Untersuchungen durch die Bauherrschaft

Die geotechnischen Untersuchungen durch den Bauherrn haben zum Ziel, das geplante Bauwerk zu bemessen (Projektuntersuchung). Es geht dabei darum, die dazu erforderlichen Parameter zu ermitteln bzw. zu quantifizieren. Dies kann auch Baugrunderkundungen umfassen. Achtung: Die Bemessungsparameter sind charakteristische Bemessungswerte X_k ; die von der Infrastrukturbetreiberin ermittelten Parameter hingegen sind Mittelwerte X_m .

Gemäss der Norm prEN 1997-1; -2; -3 (2023) wird auf Basis des geprüften und validierten Baugrundmodells GM ein geotechnisches Bemessungsmodell (*Geotechnical Design Model GDM*) definiert. Dabei werden die Variabilität und die Unsicherheiten in Bezug auf die Baugrundverhältnisse am Standort je nach geotechnischer Kategorie berücksichtigt.

7.3. Kosten

Die Kosten der geotechnischen Untersuchungen stehen im Verhältnis zum Arbeitsvolumen und zur Aufgabenstel-

⁶ ProRail (2016) stuft das gesamte Netz in die BWK 2 ein. Dies bedeutet weniger Aufwand für N1, jedoch viel mehr für E4.

lung (SIA 267 2013). Die Gesamtkosten der geotechnischen Untersuchungen betragen 0,6% bis 2% der gesamten Baukosten (Chapman et Harwood 2012), können aber für Bauwerke mit geringen Einheitskosten wie die Fahrbahn oder bei hohem geotechnischem Risiko höher ausfallen. In der Regel liegen die bei der Infrastrukturbetreiberin anfallenden Kosten bei CHF 20 000 bis 80 000 pro Streckenkilometer für die Erstellung des Baugrundmodells (*Ground Model GM*). In bestimmten einfachen Fällen, bei Verwendung von Algorithmen und sCPTu-Daten können sich die Kosten auf CHF 10 000 pro Kilometer reduzieren.

8. Baugrunduntersuchungen (BGU)

Baugrunduntersuchungen (BGU) haben zum Ziel, Baugrundmodelle (GM) festzulegen, und erfolgen nur für die geotechnische Kategorie GC3. GC2-Baugrund wird im Rahmen der GTU, GC1-Baugrund im Rahmen der SBU untersucht.

Das gesamte Schienennetz wurde bereits geotechnisch untersucht, die zusätzlichen Untersuchungen dienen nur dazu, fehlende Informationen zu ergänzen. Die Untersuchungsphasen sind im Eurocode 7 definiert und umfassen folgende Punkte:

1. Vorstudie

- Zusammenstellen der vorhandenen Befunde, einschliesslich von Dritten
- Auswertung von geologischen, hydrogeologischen, geotechnischen, Gefahren- und Erdbebenkarten
- Analyse der Instandhaltungs- und Schadenshistorie des Gleises
- Bestimmung des vorläufigen Baugrundprofils
- Ermittlung fehlender Informationen
- Bewertung der Unsicherheiten und geotechnischen Risiken
- Bestimmung allfälliger überwiegender Verformungsarten
- Empfehlungen für die Phase 2

2. Baugrunduntersuchung

- Untersuchung des Planungsbereichs
- Planung und Durchführung zusätzlicher Sondierungen/Untersuchungen
- Charakterisierung der Böden
- Aktualisierung der Punkte

Jede Phase wird mit einem Arbeitsdokument und/oder einem Bericht dokumentiert. Die Vorstudie dauert in der Regel vier Monate und die Untersuchung des Baugrunds acht Monate (Chapman et Harwood 2012), d.h. beide Phasen zusammen nehmen ein Jahr in Anspruch. Die Bemessung/Prüfung der Fahrbahn erfolgt in einem anderen Auftrag. Die Baugrundstabilität und die bauliche Bemessung werden separat untersucht (Anhang B).

8.1. Phase 1: Vorstudie

8.1.1. Fachliche Anforderungen

Die Studie wird von einem Team erfahrener Ingenieure und Geologen durchgeführt, die auf Geotechnik oder Ingenieurgeologie (prEN 1997-2 2023; prEN1990-1 2022; SN EN 1997-2 2004) spezialisiert sind, um die Risiken in Zusammenhang mit den geologischen Verhältnissen und mit erheblichen Auswirkungen auf Bau und Betrieb der Fahrbahn zu erfassen. Die fachlichen Anforderungen an die Mitarbeitenden und Unternehmen sind in den Normen SN EN ISO 24283-1, -2, -3 (2022) aufgeführt.

8.1.2. Grundwasser

Die Grundwasserverhältnisse und unterirdischen Fliesswege müssen beurteilt, jedoch nicht im Detail analysiert werden. Besondere Massnahmen sind bei Bohrungen in Wasserfassungsbereichen erforderlich. Die Lage des Grundwasserspiegels muss in den Rammsondier-Berichten angegeben werden (SN EN ISO 22476-2/A1 2012).

8.1.3. Konsolidierung bestehender Fahrbahnen

Viele Fahrbahnen stehen seit Ende des 19. Jahrhunderts in Betrieb, was zur Verfestigung oder zum Abbau von Spannungen geführt hat (AREMA 2010; Network Rail 2020). Diese Tragfähigkeitsverbesserungen sind in den Studien zu berücksichtigen. Baugrunderkundungen ausserhalb des Einflussbereichs der Bahnlasten müssen eindeutig vermerkt werden. Für Erkundungen unter dem Gleiskörper sind Schätzungen anzugeben.

8.1.4. Begehung vor Ort

Eine Ortsbegehung ist für die Planung der Erkundungen unerlässlich.

8.2. Phase 2: Baugrunduntersuchung

Alle erhobenen und gemessenen Daten müssen referenziert und dokumentiert werden. Dokumente aus privaten Archiven, die dem Bauherrn nicht zur Verfügung stehen, dürfen nicht verwendet werden. Es ist in erster Linie mit quantifizierbaren und objektiven Merkmalen zu arbeiten. Alle digitalen Untersuchungs- und Bohrungsdaten müssen dem Kunden zur Verfügung gestellt werden. Bei den geotechnischen Untersuchungen muss eindeutig angegeben werden, welche Elemente auf Fakten und welche auf Beurteilungen beruhen (SIA 267 2013).

8.2.1. Ort, Dichte und Tiefe der Erkundung

Mit der geotechnischen Untersuchung soll die Bodenbeschaffenheit unter der Fahrbahn und in unmittelbarer Nähe (typischerweise < 15 m beidseits der Gleise) ermittelt werden. Dazu müssen geotechnische Daten verwendet werden, die für den Bereich ausserhalb dieses Perimeters (typischerweise < 50 m beidseits der Gleise) vorliegen.

Es ist im Hinblick auf Unsicherheiten, die sich erheblich auf das Bauwerk auswirken können, ausreichend dicht zu sondieren. Allfällige Unsicherheiten sind explizit zu erwähnen.

Die Norm SN EN 1997-2 (2004) sieht einen Abstand von 20 bis 200 m zwischen den Sondierpunkten vor. Sie umfasst jedoch die ordentlichen Fahrbahnsondierungen. Bei der Erkundung des Baugrunds beträgt die Sondier-tiefe rund 10 m und die Untersuchungspunkte sind typischerweise in einem Abstand von 500 m voneinander angeordnet, aber beide Werte variieren je nach geotechnischem Risiko und je nachdem, ob es sich um bestehende oder neue Gleise handelt.

8.2.1.1. Bestehende Gleise

Für bestehende Fahrbahnen wurden bereits geotechnische Basis- und Zusatzuntersuchungen durchgeführt. Daher dienen weitere geotechnische Untersuchungen nur dazu, allfällige Unsicherheiten oder Datenlücken abzudecken, die in der Vorstudie festgestellt wurden. Die Sondierungen erfolgen punktuell (AREMA 2010).

8.2.1.2. Neue Gleise neben bestehender Fahr-bahn

Beim Bau neuer Gleise neben einer bestehenden Fahr-bahn können die erfolgten geotechnischen Untersuchungen und die Erfahrungswerte aus dem Betrieb der Linie herangezogen werden. Die zusätzlichen Sondierungen erfolgen ebenfalls punktuell (AREMA 2010).

8.2.1.3. Neue Bahnlinien

Wenn neue Linien (nicht neben einer bestehenden Fahr-bahn) gebaut werden, finden Basis- und Zusatzbau-grunduntersuchungen statt. Anzahl, Tiefe und Dichte der Sondierungen müssen auf die geologischen Risiken des Projekts abgestimmt sein. Die Abstände können von den unten aufgeführten abweichen (SN EN 1997-2 2004). Die Untersuchungspunkte werden typischerweise mit folgenden Abständen angeordnet (SN EN 1997-2 2004):

- 50 m variable Geologie mit Risiko (GCC3)
- 100 m variable Geologie ohne Risiko (GCC2)
- >200 m vorhersehbare Geologie ohne Risiko (GCC1)

Die Mindesttiefe ab Geländeoberfläche (SN EN 1997-2 2004) beträgt standardmässig 1,5 m für GTU und 10 m für BGU. Bei stark zusammendrückbarem Boden können grössere Tiefen erforderlich sein. Die Sondierungen gehen bis zum festen Felsen oder bis zur Mindesttiefe.

8.2.2. Erkundungsverfahren

Die Baugrunduntersuchungen im Bahnbau erfolgen typischerweise durch Schürfen und mit leichten Rammsonden für Bereiche mit geringer Tiefe sowie durch Bohrungen und mit schweren Rammsonden für tiefere Erkundungen. Auch geophysikalische Verfahren sind möglich.

Anhang B enthält Angaben zur Auswahl von Untersuchungsverfahren.

8.2.2.1. Geografische Lage

Für alle Sondierungen sind in einem Bericht der genaue Untersuchungsstandort in Landeskoordinaten und die Höhenangabe anzugeben. Fehlen diese Angaben, ist die Untersuchung ungültig.

8.2.2.2. Bohrungen und Probeentnahme

Zur Beschreibung, Benennung und Klassifikation des Baugrunds ist mindestens eine Bohrung oder ein Schurf mit Probeentnahme erforderlich (SN EN 1997-2 2004). Die Art der Bohrung muss die erforderliche Güte der Proben für die Laborversuche gewährleisten (SN EN 1997-2 2004). Die Güteklassen sind in der Norm SN EN ISO 22475-1 (2022) aufgeführt. Üblicherweise wird alle 3 m eine Probe entnommen (SN EN 1997-2 2004), d.h. mindestens 3 Proben pro Bohrung. Es ist zulässig, sie auf den für das Projekt relevanten Schichten zu konzentrieren.

Standardmässig werden bei allen Bohrungen drei Standard Penetration Tests (SPT) in einer Tiefe von 2, 4 und 6 m durchgeführt. Es ist möglich, aufgrund von standortspezifischen Gegebenheiten die Anzahl der SPT zu erhöhen und andere Tiefen zu wählen.

8.2.2.3. Rammsondierung

Die verschiedenen Arten von Rammsondierungen werden in der Norm SN EN ISO 22476-2/A1 (2012) beschrieben. Die technischen Daten des Messgeräts sowie die Kriterien für die Bestimmung der Dichte und die Unterscheidung zwischen Böden unter- und oberhalb des Grundwassers werden in den Versuchsberichten aufgeführt (SN EN 1997-2 2004). Die Ergebnisse sind auch mit Korrektur der Anzahl Schläge anzugeben. Der Standard Penetration Test (SPT) (SN EN ISO 22476-3 2012) wird bevorzugt. Die Schweizer Rammsondierung Typ *von Moos* (VSS 70 314 2019) ist zur Zwischenprüfung zugelassen, darf aber für die geotechnische Bestimmung nicht ausschliesslich eingesetzt werden. Die Umrechnung der Schlagzahl zwischen unterschiedlichen Rammsonden muss zurückhaltend vorgenommen werden. Im Versuchsbericht sind Angaben zur Kalibrierung der Messgeräte zu erfassen.

8.2.2.4. Drucksondierung

Die mechanischen Eigenschaften und der Bodenzustand können mithilfe von (s)CPTu beurteilt werden. Es ist eine Prüfung für jeden Bereich erforderlich (SN EN 1997-2 2004). Die Untersuchungen werden gemäss der Norm SN EN ISO 22476-1 (2013) durchgeführt, insbesondere in Bezug auf Entwässerung und Konsolidierung. Die CPT finden in der Regel vor den Kernbohrungen statt, um die Entnahme der Proben und ihre Untersuchung im Labor festzulegen. Pro Bereich wird mindestens eine seismi-

sche Drucksondierung (sCPTu) durchgeführt. Die Ergebnisse werden gemäss Robertson (2016) dargestellt. Die Versuchsberichte müssen Angaben zur Sondenkalibrierung sowie die Sondennummern enthalten.

8.2.2.5. Geschwindigkeit seismischer Wellen

Die Bestimmung der Geschwindigkeit seismischer Scherwellen v_s ist für die dynamische Bodenuntersuchung unerlässlich. Dies kann mit einer seismischen Piezospitze erfolgen, direkt in den Bohrlöchern oder an der Oberfläche. Die Geschwindigkeitsmessungen in den Bohrlöchern/CPT werden typischerweise im Abstand von 1 m durchgeführt.

8.2.3. Untersuchungsprogramm

Das Untersuchungsprogramm muss Folgendes umfassen (SN EN 1997-2 2004; VSS 07 608 2019):

- Plan mit der Lage der Untersuchungspunkte und Untersuchungsarten
- Maximale Tiefe der Sondierungen
- Zu entnehmende Proben und deren Kategorie
- Feldversuche und Grundwassermessungen
- Besondere Verhältnisse

8.2.4. Bohrschäden

Sondierungen und Bohrungen sind invasiv. Sie verursachen Schäden an der angrenzenden bestehenden Infrastruktur und Störungen am Boden und Grundwasser vor Ort (USACE EM 1110-1-1804 2001). *Zusätzliche Bohrungen und Sondierungen sind so zu beschränken, dass sie nur die geotechnischen Risiken der Fahrbahn betreffen.*

8.2.5. Bohrbewilligungen und -orte

Ohne Vorstudien werden keine Bohrungen oder Sondierungen bewilligt.

Die Beantragung von Bohrbewilligungen bei den Bundesbehörden liegt in der Verantwortung der Infrastrukturbetreiberin. Die Bewilligungen der Grundeigentümer sind Teil der Untersuchung und gehören zu den Aufgaben der Ingenieure und Geologen bzw. Untersucher. Zur Untersuchung gehört auch die Ermittlung von Anlagen, welche die Bohrungen beeinträchtigen, z.B. Kanalisationen oder Gasleitungen.

8.2.6. Aufbewahrung der Kerne und Proben

Bohrkerne und Proben müssen für die Dauer des Projekts dunkel, temperatugeschützt oder gekühlt und so aufbewahrt werden, dass der Wassergehalt erhalten bleibt (SN EN ISO 22475-1 2022). Je nach Bodentyp und dessen Risiko, sich zu verändern, können andere Lagerungsbedingungen gewählt werden.

8.2.7. Fotodokumentation

Die Bohrkerne müssen unmittelbar nach der Entnahme fotografisch dokumentiert werden. Die Proben werden dokumentiert.

8.2.8. Geotechnisches Längenprofil

Das Längenprofil der Strecke muss die bestehenden und neuen Befunde umfassen. Es muss auch Angaben über Unsicherheitsbereiche und eine Synthese der geomechanischen Charakterisierung enthalten.

Die Nomenklatur und Symbole, inkl. Symbole für die Schichten, sind den Normen VSS 70 009a (2019) und 40 034 (2019) zu entnehmen. Das geotechnische Längenprofil unterscheidet sich dadurch vom geologischen Längenprofil, dass die Kategorisierung auf den mechanischen Eigenschaften und nicht der Entstehung des Bodens beruht. So sind Sumpfablagerungen durch Torfschichten, organische Böden, Seekreide, Gytta und Dy geprägt (SN EN ISO 14688-1, -2 2019). Aufgrund ihres unterschiedlichen mechanischen Verhaltens ist eine Unterscheidung zwingend.

8.2.9. Geotechnische Schichten

Eine geotechnische Schicht ist eine mindestens 0,5 m dicke Bodeneinheit mit ähnlichen mechanischen Eigenschaften (SN EN 1997-2 2004). Eine Folge sehr dünner Schichten gilt als geschichteter Baugrund (mit Warven). Sehr dünne Schichten gelten als Diskontinuität. In der Norm SN EN ISO 14688-1 (2019) sind detailliertere Beschreibungen der verschiedenen Schichttypen zu finden.

8.3. Geomechanische Charakterisierung

Die geomechanische Charakterisierung des Baugrunds unter der Fahrbahn hat zum Ziel, (1) das mechanische Verhalten zu beschreiben, (2) die vorherrschenden Bruchmuster zu identifizieren, (3) die Variabilität der geotechnischen Verhältnisse vor Ort zu beurteilen und (4) das Risiko einzuschätzen. Die geomechanische Charakterisierung erfolgt am Boden in situ und somit anhand intakter und nicht gestörter Proben.

8.3.1. Beschreibung und Benennung der Böden

Die geotechnische Beschreibung der Böden muss den Normen SN EN ISO 14688-1, -2 (2019) entsprechen; der nationale Anhang lässt die Verwendung des USCS zu. In Tabelle 5 sind die Versuche zur Benennung und Charakterisierung von Böden aufgeführt. Die entsprechenden Parameter müssen für die Hauptschichten des betreffenden Bereichs bekannt sein. Die Werte sind erwartete Durchschnittswerte sowie Extremwerte (SIA 267 2013). Sie weichen von denjenigen für die geotechnische Bemessung ab.

8.3.2. Parameter

Die zu bestimmenden Parameter richten sich nach der Norm (SN EN 1997-2 2004) und sind in der Tabelle 9 aufgeführt.

Tabelle 9: Benennungs- und Charakterisierungsparameter.

Parameter	Sand	Schluff	Ton	Org.
USCS-Klassifikation	X	X	X	X
Korngrößenverteilung	X	X	X	X
Wassergehalt w	(X) ^a	(X) ^a	(X) ^a	X ^a
Dichte ρ	(X) ^a	X ^a	X ^a	X ^a
Festkörperdichte G_s	(X) ^b	(X) ^b	(X) ^b	X ^b
Atterberg-Grenzen w_L & w_P	-	X ^b	X ^b	X ^b
Porenzahl min./max. e_{min} & e_{max}	(X) ^b	-	-	-
Organischer Gehalt OC	-	-	-	X ^b
Zersetzungsgrad H	-	-	-	X ^a
Überkonsolidierung OCR	-	-	X ^a	X ^a
Scherfestigkeit c_u	(X) ^a	(X) ^a	X ^a	X ^a
Sensitivität s_r	-	-	X ^a	(X) ^a
Durchlässigkeit k	(X) ^a	(X) ^a	X ^a	(X) ^a
Verformungsmodul E'	(X) ^a	(X) ^a	(X) ^a	X ^a

*X normalerweise bestimmt, (X) je nach Projektbedarf,
^a mit ungestörter Probe (Güteklasse 3 bis 4), ^b mit gestörter Probe (Güteklasse 1 bis 2). (SN EN ISO 22475-1 2022)*

Es muss eindeutig zwischen Parametern bei effektiver und bei totaler Spannung unterschieden werden. Die Parameter bei effektiver Spannung werden mit einem Apostroph «'» gekennzeichnet, diejenigen bei totaler Spannung stehen entweder ohne Index oder mit Index « u » oder « t ».

8.3.3. Festigkeitsparameter

Die Scherfestigkeitsparameter (Bruchkriterium) für drainierte Böden werden oft bei effektiver Spannung anhand des Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums (c' , φ') ausgedrückt, jedoch nicht ausschliesslich. Die Scherfestigkeitsparameter für undrainierte Böden werden oft bei totaler und/oder effektiver Spannung anhand des Tresca-Bruchkriteriums (c_u) ausgedrückt, jedoch nicht ausschliesslich. Diese Festigkeit gilt für eine bestimmte Grenzspannung, die angegeben werden muss. Mohr-Coulomb'sche Bruchmodelle (c_u , φ_u) dürfen für undrainierte Böden aufgrund des Risikos einer Überbewertung der Festigkeit nicht angewendet werden. Die Festigkeit wird für einen bestimmten Bodenzustand ermittelt und muss angegeben werden, z.B. Spitzenwerte (Maximalwerte), Restwerte oder kritische Werte. Die Druckfestigkeit wird oft als Überkonsolidierungsgrad OCR (overconsolidation ratio) ausgedrückt. Die Methode zur Bestimmung des OCR und die angewendeten effektiven Spannungen sind anzugeben.

8.3.4. Verformungsparameter

Mindestens ein Sekantenmodul ist erforderlich, typischerweise der Verformungsmodul oder Young-Modul

unter Belastung. Für die Poissonzahl kann eine Hypothese aufgestellt werden. Dieser Wert beträgt typischerweise $\nu = 0,2$ für Sande und $\nu = 0,3$ für Tone.

8.3.5. Zustand

Zustandsparameter müssen quantifiziert oder geschätzt/qualifiziert werden. Zur Bestimmung des mechanischen Verhaltens plastischer Böden ist die Konsistenzzahl erforderlich. Deren Entsprechung bei Sanden ist die relative Dichte.

8.3.6. Mechanische Konsistenz

Die ermittelten Parameter sind daraufhin zu überprüfen, ob sie sich in ein logisches Bodenverhaltensmuster einfügen (SN EN 1997-2 2004). Falls nicht, sind ergänzende Messungen und Erklärungen nötig.

8.4. Definition für Bahnbelastungen empfindlicher Böden («weiche Böden»)

Empfindliche Böden können übermässige, nur schwer vorhersehbare oder bei einem bestimmten Bahnverkehr unkontrollierbare Verformungen erfahren. Dazu gehören auch Böden, die erheblich an Festigkeit oder Steifigkeit verlieren können. Ein bestimmter Untergrund kann für einen bestimmten Bahnverkehr tauglich sein, wird aber empfindlich bei höheren Zuggeschwindigkeiten, Achslasten, Zuglängen oder grösserer Verkehrsdichte. Die Zuglänge erhöht die Dauer der zyklischen Belastung und führt zu stärkerem Porenwasserüberdruck. Die Anzahl der Züge beeinflusst die Zeit zwischen zwei Zugdurchfahrten und somit die Zeit für den Abbau des Überdrucks.

Die Scherwellengeschwindigkeit v_s eignet sich gut als Mass für die Vorstudien, denn sie kann im Feld gemessen werden und steht in direktem Verhältnis zum Schermodul bei geringer Verformung G_0 und zur Bodendichte ρ : $G_0 = \rho v_s^2$.

8.4.1. Empfindliche Böden

Fern (2026) bespricht für die Fahrbahn problematische Böden (Geschwindigkeit < 240 km/h), hauptsächlich mit $v_s < 140$ m/s, wobei dies jedoch nicht das einzige Kriterium ist. Diese Böden haben folgende Eigenschaften:

- Böden mit geringer Scherfestigkeit. Es handelt sich in der Regel um normale oder leicht vorbelastete Böden, die unter undrainierten Bedingungen brechen; die undrainierte Scherfestigkeit c_u ist geringer als die drainierte Scherfestigkeit, mit Festigkeits-/Steifigkeitsverlusten nach dem Bruch. Kurzfristiges Nullvolumen führt zu keinen Gleisverformungen. Empfindliche Böden sind grösstenteils locker und stark plastisch. Gemäss der Norm SN EN ISO 14688-2 (2019) gelten Böden mit $c_u < 40$ kPa als empfindlich bzw. mit $c_u < 20$ kPa als sehr empfindlich, wobei die Formulierung von Sprache zu Sprache unterschiedlich ist. Diese Schwellenwerte liegen manchmal bei 50 bzw. 25 kPa ASTM D653 (2022).

- Bei sensitiven Böden ist die Restscherfestigkeit deutlich geringer als die maximale Festigkeit. Sie können sich unkontrollierbar verflüssigen. Gemäss der Norm SN EN ISO 14688-2 (2019) ist die Sensitivität von Böden mit $8 < S_t < 30$ mittel und mit $S_t > 30$ sehr hoch; Skempton (1954) bezeichnet sie als hochsensitiv und «Quick-Clay». In den Alpen finden sich keine «Quick-Clay»-Böden, es gibt jedoch Seeböden mit äusserst hoher Sensitivität (Huder 1963), was in der Vergangenheit zu Eisenbahnunfällen geführt hat. Ihre starke Mikrostruktur führt zu höheren Scherwellengeschwindigkeiten und verfälscht die Vorstudien. Die Sensitivität lässt sich jedoch leicht mit seismischer Drucksondierung (sCPTu) erkennen.
- Einsturzgefährdete Böden weisen metastabile Mikrostrukturen auf, bei denen im drainierten Zustand eine plötzliche und abrupte Volumenverringerng auftreten kann. Sie weisen eine hohe Porenzahl sowie eine geringe Haftung zwischen den Körnern auf und neigen zu hoher Sensitivität (Jefferson and Rogers 2012). Ihre Steifigkeit bei geringer Verformung ist ungewöhnlich hoch, sie weisen ausserdem ein kontrahierendes Verhalten auf.
- Weiche Böden können sich mit gleichzeitigem starkem Volumenverlust verformen. Im Gegensatz zu einsturzgefährdeten Böden neigen weiche Böden zu einer stabilen Struktur und progressiven Verformungen. Dies verändert das Verhalten nach dem Bruch und das damit verbundene geotechnische Risiko. Gemäss der Norm SN EN ISO 14688-2 (2019) gelten Böden mit einer Konsistenzzahl von $I_c < 0,5$ als weich. Diese Zahl bezieht sich eher auf die Zustände als auf ihre Schrumpffähigkeit (Schofield 1980). Der Zustandsparameter als zurückhaltendes Bestimmungskriterium entspricht $\psi < 0,1$ (Jefferies et Been 2016). Es können weitere Zahlen verwendet werden.
- Verflüssigbare Böden können bei einer Erhöhung des Porenwasserdrucks und der damit einhergehenden Verringerung der mittleren effektiven Spannung einstürzen. Dies kann zu einem Verlust an Festigkeit/Steifigkeit führen, wodurch sich der Boden wie eine Flüssigkeit verhält. Jedoch wird die Energie unterschiedlich dissipiert: bei körnigem Boden durch Reibung zwischen den Körnern, bei flüssigem Boden hingegen durch Viskosität. Es gibt verschiedene Arten der Verflüssigung. Bei statischer Verflüssigung ist der Boden nach dem Bruch instabil. Sobald die Belastung nicht mehr vorhanden ist, verhält er sich wie ein Fluid. Sie tritt vor allem in kontrahierenden Böden auf, bei denen die mit der Spannungs-Dilatanz-Reaktion verbundene Verringerung des Porenraums grösser ist als die entsprechende Verhärtung des Gerüsts, um der erhöhten Spannung standzuhalten. Der Boden verflüssigt sich mit einer praktisch bei Null liegenden Steifigkeit und folglich einer sehr geringen Scherwellengeschwindigkeit ($v_s \rightarrow 0$). Die zyklische Verflüssigung entsteht durch eine zyklische Belastung und

zeichnet sich durch Stabilität nach dem Bruchzustand aus. Die Verformung endet mit Verschwinden der Belastung. Die volumetrische Verformung entsteht durch eine Druckbelastung. Bei allen Böden kann eine zyklische Verflüssigung auftreten, jedoch sind Böden mit geringer Plastizität empfindlicher, da die Verformungsschwelle γ_{th} tiefer ist (Vucetic 1994). Im Bahnnetz gibt es mehrere solche Fälle. Sie sind an Ausstössen, sogenanntem Mud-Pumpen, erkennbar. Zyklische Bewegungen treten auf, wenn der Porenwasserüberdruck an der Stelle mit der höchsten Spannung entsteht und sich verschiebt. Dies kann zu einem Festigkeits- und Steifigkeitsverlust an anderen Stellen führen und kommt am häufigsten bei stark plastischen Böden vor. Dieses im Bahnbau bekannte Phänomen führt zu Schotternestern mit Wasseransammlungen.

- Spezialböden sind Bodengefüge aus unterschiedlichen Bodenarten und/oder mit einer besonderen Schichtung oder Mikrostruktur, bei denen komplexe und kombinierte Bruchmechanismen auftreten. Böden mit Warven sind komplex geschichtete Böden glazialen Ursprungs und weisen eine starke Wechselwirkung zwischen den einzelnen Schluff- und Ton-schichten auf. Es gibt kein einheitliches Kriterium für die Bestimmung dieser Böden.

8.4.1.1. Organische Böden

Torf unterscheidet sich von organischen Böden durch den Anteil organischer Substanz. Torf wird als Boden mit überwiegend organischer Substanz ($OC \gg 20\%$) definiert, es besteht jedoch kein internationaler Konsens. Diese beiden Bodentypen mit unterschiedlichem mechanischem Verhalten können ohne Labormessung sehr schwer zu unterscheiden sein, da der organische Anteil zahlreiche mineralische Bestandteile enthalten kann. Gemäss den Normen SN EN ISO 14688-1, -2 (2019) ist der Zersetzungsgrad zu beschreiben, vorzugsweise nach von Post (Tabelle 10).

Der Nachweis organischer Böden erfolgt durch (1) Bestimmung der Fließgrenze nach dem Trocknen, (2) Färbung mit Natronlauge und (3) Bestimmung des Glühverlusts (LOI). Bei der Umrechnung in einen organischen Anteil (OC) wird von einem Glühverlust von 4% bei Ton ausgegangen, d.h. $OC = 1 - A = 1 - 1,04 (1 - LOI)$ (Skempton et Petley 1970). Organische Böden können auch durch Messungen des Fließindex nachgewiesen werden, doch damit lässt sich der organische Anteil nicht ermitteln (Abb. 4).

Entgegen der Aussage vieler Labors ist die Bestimmung der Fließgrenzen von Torf im Labor möglich.

Torfe sind stark komprimierbar; bei bestehenden Fahrbahnen hat diese Konsolidierung bereits stattgefunden. Hingegen sind bei Torfen andere Brucharten möglich, sie können auch empfindlich gegen Klimaveränderungen sein.

Tabelle 10: Beschreibung der verschiedenen Zersetzungsgrade von Torf nach von Post (ASTM D4427 2018).

Grad	Beschreibung
Faserig (Faseranteil > 67%) Geringe Humifizierung, deutlich erkennbare Pflanzenreste, braun bis braungelb, wenig Feinsubstanz.	
H1	Völlig unzersetzt, Wasser beim Quetschen klar und farblos. Deutliche Pflanzenstruktur.
H2	Fast unzersetzt, Wasser beim Quetschen gelblich. Relativ deutliche Pflanzenstruktur.
H3	Sehr leicht zersetzt, Wasser beim Quetschen braun und trüb.
H4	Leicht zersetzt, Wasser beim Quetschen dunkelbraun. Kein Torf quillt zwischen den Fingern hindurch. Leicht sichtbar veränderte und weniger deutliche Pflanzenstruktur. Leicht breiiger Quetschrückstand.
Halbfaserig (33% < Faser < 67%) Mässige Humifizierung, einige Pflanzenreste, braun, wenig Feinsubstanz.	
H5	Mässig zersetzt, Wasser beim Quetschen sehr trüb, mit einer kleinen Menge körnigen, amorphen Torfs zwischen den Fingern. Stark breiiger Quetschrückstand und schwer erkennbare Pflanzenstruktur.
H6	Mässig zersetzt, beim Quetschen quillt ca. ein Drittel des Torfs zwischen den Fingern hindurch. Stark breiiger Quetschrückstand. Sehr wenig sichtbare Pflanzenstruktur vor dem Quetschen; kleine Menge Pflanzenreste nach dem Quetschen sichtbar.
H7	Stark zersetzt, beim Quetschen quillt ca. die Hälfte des Torfs zwischen den Fingern hindurch. Wasser beim Quetschen dunkel, wenn vorhanden. Quetschrückstand hauptsächlich aus amorpher Substanz mit wenig erkennbaren Pflanzenresten.
Amorph (Faser < 33%) Hohe Humifizierung, keine sichtbaren Pflanzenreste, breiig, hauptsächlich Feinsubstanz.	
H8	Sehr stark zersetzt, beim Quetschen quellen ca. zwei Drittel des Torfs zwischen den Fingern hindurch. Quetschrückstand hauptsächlich aus amorpher Substanz mit sehr wenig erkennbaren Pflanzenresten.
H9	Fast vollständig zersetzt, beim Quetschen fast vollständig als relativ gleichmässiger dunkler Brei zwischen den Fingern hindurch quellend. Fast keine erkennbare Pflanzenstruktur im Quetschrückstand.
H10	Vollständig zersetzt, keine erkennbare Pflanzenstruktur. Der Torf quillt vollständig als gleichmässiger dunkler Brei zwischen den Fingern hindurch.

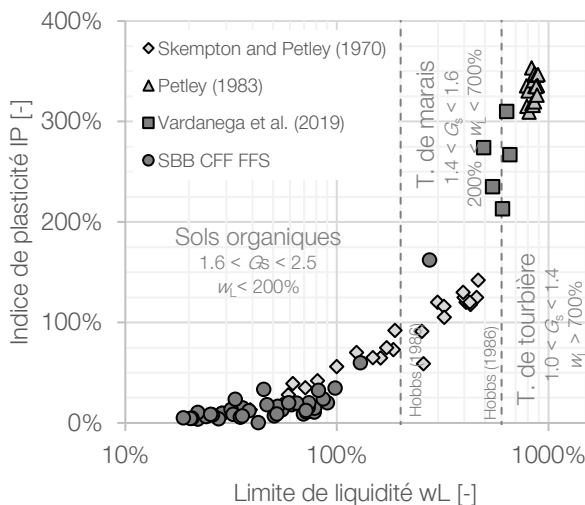


Abb. 4: Atterberg-Grenzen für organische Böden und Torfe mit Beschreibung nach (Hobbs 1986).

8.4.2. Beurteilung des Standorts

Der Standort wird gemäss den seismischen Baugrunderklassen nach Fern (2026) beurteilt, mithilfe der mittleren Scherwellengeschwindigkeit \bar{v}_s (Gl. 8.1), siehe Tabelle 11.

$$\bar{v}_s = \sum_{i=0}^{j|z=z_{crit}} \frac{v_{si} d_i}{d_i} \quad \text{Gl. 8.1}$$

wobei v_{si} Scherwellengeschwindigkeit einer Schicht i mit Dicke d_i . Dadurch wird der gesamte Unterbau durch eine äquivalente Feder dargestellt und kommt der *Track Stiffness* gleich, einem im Bahnbau gängigen Modul.

Der Eurocode (EN 1998-1 2004; prEN 1997-1 2023) enthält besondere Vorschriften für Standorte der Klasse F. Diese können für den Bahnbau genutzt werden, weil Züge als zyklische und dynamische Belastung betrachtet werden können, deren Bewegung eine geringe Amplitude, aber zahlreiche Zyklen aufweist. Die nächste Eurocode-Generation (prEN 1997 2023) steckt den Rahmen für solche Fälle noch besser ab.

Tabelle 11: Seismische Baugrunderklassen (Fern 2026).

Klasse	v_{s10} [m/s]	v_{s30} [m/s]	c_u [kPa]
A	>1100	>1500	>100
B	575–1100	760–1500	
C	280–575	360–760	
D	140–280	180–360	40–100
E	115–140	145–180	20–40
	Umfasst folgende Böden: sehr plastisch ($I_p > 20\%$), locker ($I_c < 0,5$, $I_D < 35\%$), mit geringer Festigkeit ($c_u < 40$ kPa) oder organisch ($2\% < OC < 20\%$) mit Dicke $d_i > 0,5$ m auf 10 m Tiefe.		
F	<115	<145	<20
	Umfasst folgende Böden: verflüssigt/verflüssigbar, mit starker Mikrostruktur, sehr sensitiv ($S_t > 8$), sehr organisch ($OC > 20\%$) oder sehr geringe Festigkeit ($c_u < 20$ kPa) mit Dicke $d_i > 0,5$ m auf 10 m Tiefe oder Klasse E mit Dicke $d_i > 8$ m oder $v_{zug} > 0,56 v_s$ bei $d_i > 0,5$ m.		

8.4.3. Dynamisches Verhalten

Das dynamische Verhalten ergibt sich aus der Speicherung von Energie im Boden. Es kann zu einer unkontrollierten und schnellen Bodenbeeinträchtigung führen, die jedoch für die Bauwerke viel gravierender ausfällt als für die Böden selbst (Kramer 1996). Dieses Verhalten tritt auf, wenn sich die Zuggeschwindigkeit der kritischen Geschwindigkeit annähert, d.h. $v_{zug} > 0,56 v_s$. Jedoch kann bei komprimierbaren Böden bereits die statische Einsenkung der Schiene inakzeptabel sein (statisches Verhalten), und der Übergang vom statischen zum dynamischen Verhalten ist bei lockeren Böden unsicher. Abb. 5 zeigt die unterschiedlichen Verhaltensarten. Die

kleinste Scherwellengeschwindigkeit wird zur Überprüfung zwischen 1 und 5 m unter der Schiene gemessen.

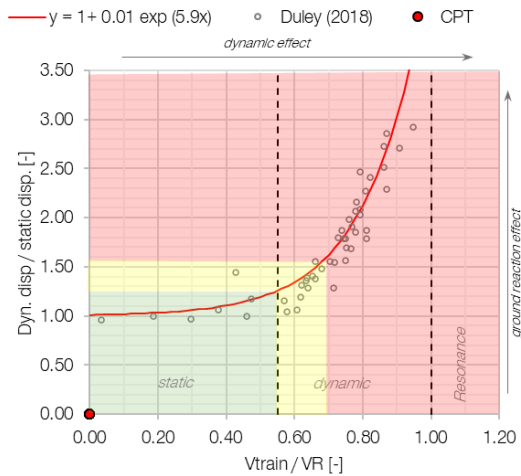


Abb. 5: Verhaltensarten: statisch, transitorisch und dynamisch (Conay et al. 2024).

8.4.4. Zyklisches Verhalten

Das zyklische Verhalten kann anhand von zwei Methoden überprüft werden. (1) Der zyklische Widerstand (*CRR*) kann bestimmt und mit dem zyklischen Spannungsverhältnis (*CSR*) verglichen werden. Es ist jedoch nicht einfach, diese beiden Terme zu berechnen. (2) Bei DB Netz (2018) werden Diagramme zur Überprüfung verwendet (Abb. 6), für mineralische bzw. organische Böden.

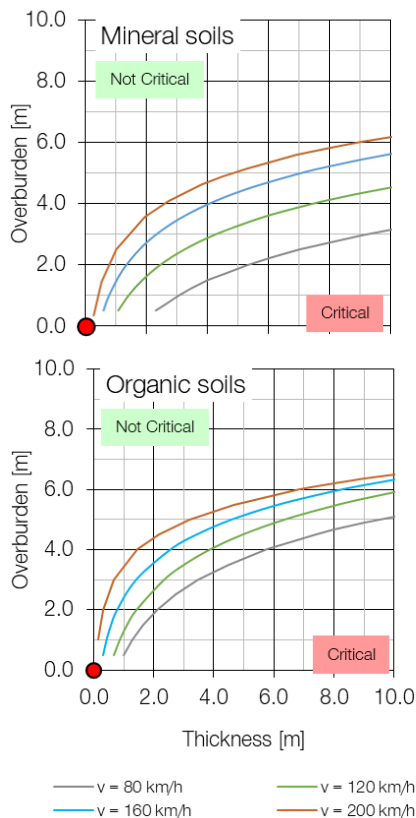


Abb. 6: Diagramme zur Überprüfung des zyklischen Verhaltens (DB Netz 2018).

Die Methode von DB Netz (2018) ist einfach im Aufbau, aber schwer anwendbar, da es oft nicht leicht ist, sogenannte weiche Schichten zu definieren sowie mineralische und organische Böden voneinander zu unterscheiden. Bei der SBB erweist sich dieser Ansatz als (zu) sehr konservativ. Der Abstand zwischen dem Punkt und der massgebenden Kurve ist nicht proportional zur Bodenempfindlichkeit.

8.4.5. Statisches Verhalten

Die Prüfung des statischen Verhaltens richtet sich nach der Norm SN EN 1997-1 (2004) und betrifft hauptsächlich den Betriebsgrenzzustand für bestehende Fahrbahnen.

Literaturverzeichnis

AREMA. 2010. *Manual for Railway Engineering*. Lanham: American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association.

ASTM D653. 2022. *Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids*. Standard. ASTM International.

ASTM D4427. 2018. *Classification of Peat Samples by Laboratory Testing*. ASTM International.

Casagrande, A. 1948. "Classification and Identification of Soils." *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113 (1): 901–930. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0006109>.

Chapman, T., and A. Harwood. 2012. "Planning, procurement and management." *ICE Manual of Geotechnical Engineering*, edited by J. B. Burland, T. Chapman, H. Skinner, and M. Brown, Chap. 44, pp. 585–600. 1st ed. London: Thomas Telford Ltd.

Conay, P., P. Gilbert, A. Duley, and P. Fleming. 2024. "Pavement foundation design." *ICE Manual of Geotechnical Engineering, Second edition, Volume II: Geotechnical design, construction and verification*, edited by M. Brown, J. Burland, T. Chapman, K. Higgins, H. Skinner, and D. Toll. 2nd ed. Leeds: Emerald Publishing Limited.

DB Netz. 2018. *Untersuchungen zur Dynamischen Stabilität - Vereinfachte Bewertung der dynamischen Stabilität von bestehenden Strecken*. Standard. DB Netz.

DE-OCF / AB-EBV. 2024. *Dispositions d'exécution de l'ordonnance sur les chemins de fer (DE-OCF) / Ausführungsbestimmungen der Eisenbahnverordnung (AB-EBV)*. Bern: Office Fédéral des Transports (OFT) / Bundesamt für Verkehr (BAV).

DIN 18134-09. 2012. *Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch*. Standard. Normenausschuss Bauwesen.

EN 1998-1. 2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Standard. Brussels: European Committee for Standardization.

- FB 400-0206. 2018. *Etudes du lit de ballast*. AQV / PEQ. Regulation. Bern: SBB CFF FFS.
- Fern, E. J. 2026. "Geotechnical Site Assessment for Ageing Railway Networks." In: *Proc. 21st Int. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng.* Vienna: ISSMGE [accepted].
- Hobbs, N. B. 1986. "Mire morphology and the properties and behaviour of some British and foreign peats." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 19 (1): 7–80. <https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1986.019.01.02>.
- Huder, J. 1963. "Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden: unter besonderer Berücksichtigung der Seekreide." Ph.D. Dissertation, ETH Zurich. <https://doi.org/10.3929/ETHZ-A-000103446>.
- Jefferies, M. G., and K. Been. 2016. *Soil Liquefaction: a Critical State Approach*. 2nd ed. London: CRC Press.
- Jefferson, I., and C. D. F. Rogers. 2012. "Collapsible soils." *ICE Manual of Geotechnical Engineering, Chapter 32*, 391–411. London: ICE Publishing.
- Kramer, S. L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall.
- Lunne, T., P. Robertson, and J. J. M. Powell. 1997. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. CRC Press.
- Network Rail. 2020. *NR/L2/TRK/4239(2) Track Bed Investigation, Design and Installation*. Standard. London: Network Rail.
- prEN 1997-1. 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.
- prEN 1997-2. 2023. *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2 Bodeneigenschaften / Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 2: Propriétés des terrains / Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground properties*. Standard. Brussels: CEN/TC 250/SC 7 N 1710.
- prEN 1997-3. 2023. *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 3: Geotechnische Bauten / Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 3: Constructions géotechniques / Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures*. Standard. Brussels: CEN/TC 250/SC 7 N 1739.
- prEN1990-1. 2022. *Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design*. Standard. Brussels: CEN/TC 250.
- ProRail. 2016. *Ontwerpvoorschrift - Baanlichaam en Geotechniek*. Standard. Utrecht: ProRail.
- R RTE 21110. 2015. *Infrastructure et Ballast. Voie normale et métrique / Unterbau und Schotter. Normalspur und Meterspur*. Standard. Bern: VÖV / UTP.
- 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>.
- 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*. 1st ed. London: Thomas Telford.
- Sherard, J. L., L. P. Dunnigan, and J. R. Talbot. 1984a. "Filters for Silts and Clays." *Journal of Geotechnical Engineering*, 110 (6): 701–718. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:6\(701\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:6(701)).
- Sherard, J. L., L. P. Dunnigan, and J. R. Talbot. 1984b. "Basic Properties of Sand and Gravel Filters." *Journal of Geotechnical Engineering*, 110 (6): 684–700. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:6\(684\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:6(684)).
- SIA 267. 2013. *Geotechnik / Géotechnique*. Design code. Zurich: Société des Ingénieurs et Architectes.
- Skempton, A. W. 1954. "Discussion: Sensitivity of clays and the c/p ratio in normally consolidated clays." In: *Am Soc Civ Eng Sep 478*, 19–22.
- Skempton, A. W., and D. J. Petley. 1970. "Ignition Loss and other Properties of Peats and Clays from Avonmouth, King's Lynn and Cranberry Moss." *Géotechnique*, 20 (4): 343–356. <https://doi.org/10.1680/geot.1970.20.4.343>.
- SN 670 010. 2011. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung, geotechnische Kenngrößen / Reconnaissance et essais géotechniques, paramètres géotechniques*. Standard. Zurich: VSS.
- SN 670 140b. 2001. *Frost / Gel*. 22. Standard. Bern: VSS.
- SN EN 1997-1. 2004. *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules / Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales / Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln*. Standard. Zurich: SIA.
- SN EN 1997-2. 2004. *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing / Calcul géotechnique - Partie 2: Reconnaissance des terrains et essais / Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*. Standard. Zurich: SIA.
- SN EN 13286-47. 2018. *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants - Partie 47: Méthode d'essai pour la détermination de l'indice portant Californien (CBR), de l'indice de portance immédiate (IPI) et du gonflement linéaire / Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemisch - Teil 47: Prüfverfahren zur Bestimmung des CBR-Wertes (California bearing ratio)*,

des direkten Tragindex (IBI) und des linearen Schwellwertes. Zurich: VSS.

- SN EN ISO 14688-1. 2019. *Reconnaissance et essais géotechniques. Identification et classification des sols - Partie 1: Identification et description / Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden - Teil 1: Benennung und Beschreibung*. Standard. Zurich: VSS.
- SN EN ISO 14688-2. 2019. *Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 2: Principles for classification / Reconnaissance et essais géotechniques. Identification et classification des sols - Partie 2: Principes de classification / Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden - Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen*. Standard. Zurich: VSS.
- SN EN ISO 22475-1. 2022. *Géotechnique. Reconnaissance et essais géotechniques - Méthodes de prélèvement et mesurages piézométrique. Partie 1 : Principes techniques des travaux / Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen. Teil 1: Technische Grundlagen des Ausführung*. Swiss National Appendix. Zurich: VSS.
- SN EN ISO 22476-1. 2013. *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place. Partie 1: Essais de pénétration au cône électrique et au piézocône / Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen. Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck*. Standard. Zurich: VSS.
- SN EN ISO 22476-2/A1. 2012. *Reconnaissance et essais géotechniques: Essais en place - Partie 2: Essais de pénétration dynamique - Amendement 1 / Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen. Teil 2: Rammsondierungen - Änderung 1*. Standard. Zurich: VSS.
- SN EN ISO 22476-3. 2012. *Reconnaissance et essais géotechniques. Essais en place - Partie 3: Essai de pénétration au carottier - Amendement 1 / Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen. Teil 3: Standard Penetration Test - Änderung 1*. Zurich: VSS.
- SN EN ISO 24283-1. 2022. *Geotechnical investigation and testing; Qualification criteria and assessment – Part 1: Qualified technician and qualified operator*. Standard. Zurich: VSS.
- SN EN ISO 24283-2. 2022. *Geotechnical investigation and testing; Qualification criteria and assessment – Part 2: Responsible expert*. Standard. Zurich: VSS.
- SN EN ISO 24283-3. 2022. *Geotechnical investigation and testing; Qualification criteria and assessment – Part 3: Qualified enterprise*. Standard. Zurich: VSS.
- Terzaghi, K. 1922. "Failure of dam foundations by piping and means for preventing it (in German)." *Die Wasserkraft, Zeitschrift für die gesamte Wasserwirtschaft*, 17 (24): 445–449.
- USACE EM 1110-1-1804. 2001. *Geotechnical Investigation*. Washington: US Army Corps of Engineers.
- USACE EM 1110-2-2300. 1994. *Earth and Rock-Fill Dams- General Design and Construction Considerations*. Washington: US Army Corps of Engineers.
- USACE EM 11110-3-138. 1983. *Pavement Criteria for Seasonal Frost Conditions*. Standard. Washington DC: US Army Corps of Engineers.
- USACE ERDC/GSL TR-12-20. 2012. *Determining the Effective Modulus of Subgrade Reaction for Design of Rigid Airfield Pavements having Base Layers*. Vicksburg: US Army Corps of Engineers.
- USDOT. 2020. *Ground Penetrating Radar (GPR) Technology - Evaluation and Implementation*. Washington: U.S. Department of Transportation Federal Railroad Administration.
- VSS 07 608. 2019. *Conditions générales pour l'exécution de forages de reconnaissance géologique et géotechnique / Allgemeine Bedingungen für die Ausführung von geologischen und geotechnischen Erkundungsbohrungen*. Standard. Zurich: VSS.
- VSS 40 034. 2019. *Présentation des projets. Signes conventionnels pour la géotechnique et la géologie / Darstellung der Projekte. Signaturen für die Geotechnik und die Geologie*. Standard. Zurich: VSS.
- VSS 70 009a. 2019. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung / Reconnaissance et essais géotechniques*. Standard. Zurich: VSS.
- VSS 70 313. 2019. *Böden: Leichtes Fallgewichtsgesetz und dynamischer Plattendruckversuch / Sols: Appareil d'essai de plaques à masse tombante légère et essai de plaque dynamique*. Standard. Zurich: VSS.
- VSS 70 314. 2019. *Rammsondierung "von Moos" / Essai au pénétromètre dynamique "von Moos."* Standard. Zurich: VSS.
- VSS 70 316a. 2019. *Versuche an Böden: CBR-Penetrometer, Feldversuch / Essais sur les sols: pénétromètre CBR, essais in situ*. Standard. Zurich: VSS.
- VSS 70 317. 2019. *Böden: Plattendruckversuch Ev und Me / Sols: Essai de plaque Ev et Me*. Standard. Zurich: VSS.
- VSS 70 345b. 2019. *Böden, Konsistenzgrenzen / Sols, Limites de consistance*. Zurich: VSS.
- VSS 70 350a. 2019. *Böden - Taschenpenetrometer, Taschen- und Laborflügelsonde / Sols - Pénétromètre de poche, sciossomètre de poche et de laboratoire*. Standard. Zurich: VSS.
- VSS 70 360a. 2019. *Essai de distinction entre sols normalement et difficilement exploitables / Versuch zur Unterscheidung bon normal und schwer abbaubaren Böden*. Standard. Zurich: VSS.
- VSS 70 370a. 2019. *Organische Beimengungen / Matières organiques*. Standard. Bern: VSS.
- Vucetic, M. 1994. "Cyclic Threshold Shear Strains in Soils." *Journal of Geotechnical Engineering*, 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)).

Anhang A: Verformungsmoduln

Die Verformungsmoduln (Steifigkeit) können unterschiedlich ausgedrückt werden, was zu Verwirrung bei der Auslegung der Werte führen kann. Es gibt aufgrund des nicht linearen elastisch-plastischen Verhaltens der Böden verschiedene Steifigkeitsmoduln in der Bodenmechanik. Sie werden im Folgenden kurz erklärt. Als Referenz dient der Young-Modul bei effektiver Spannung $E' = d\sigma_1/d\varepsilon_1$ gemäss der Norm SN EN 1997-2 (2004).

A.1 Moduln bei effektiver und totaler Spannung

Die Spannungen im Baugrund können effektiv (unter Abzug des Wasserdrucks) oder total (mit Wasserdruck) ausgedrückt werden. Folglich können die Moduln auf zwei unterschiedliche, aber gleichwertige Arten ausgedrückt werden (Gl. 0.1).

$$E' = \frac{1 + \nu}{1 + \nu_u} E_u \quad \text{Gl. 0.1}$$

$\approx 0,86$

wobei E' und E_u Young-Modul drainiert bei effektiver Spannung bzw. undrainiert bei totaler Spannung sowie ν und ν_u Poissonzahlen undrainiert bzw. drainiert. Das ergibt $E' = 0,86 E_u$ bei $\nu = 0,3$ und $\nu_u = 0,5$.

Die Belastung beim PLT wird stufenweise und für eine in den Normen definierte Zeitdauer erhöht. Dadurch werden überschüssige Wasserdrücke teilweise abgeleitet. Daher erfolgt der Versuch in teilweise drainiertem Zustand. Bei stark drainierten Böden ergeben sich eher effektive Spannungen, bei wenig durchlässigen Böden hingegen eher totale Spannungen. Die Verformungsmoduln liegen somit zwischen diesen beiden Werten. Bei trockenen Böden sind die Spannungen effektiv, wobei dies in der Praxis selten vorkommt. Die LFWD-Belastung ist schnell, und bei gesättigten Böden ergeben sich Moduln mit totaler Spannung und bei trockenen Böden mit effektiver Spannung.

A.2 Sekant-, Tangenten- und Entlastungssteifigkeit

Die Bodenverhärtung ist ein nicht lineares elastisch-plastisches Verhalten, wird aber oft mit dem Sekantenmodul als lineares Verhalten modelliert (Gl. 0.2).

$$E'_{50} = \frac{0,5 \sigma_1^{max}}{\varepsilon_{1(0,5 \sigma_1^{max})}} \quad \text{Gl. 0.2}$$

wobei E'_{50} Young'sches Sekantenmodul, σ_1^{max} maximale Spannung und $\varepsilon_{1(0,5 \sigma_1^{max})}$ entsprechende Verformung.

Einige Modelle berücksichtigen die Geringdehnungssteifigkeit E_0 und/oder Wiederbelastungssteifigkeit E_r (Gl. 0.3).

$$E'_r = 2 \text{ bis } 3 E_{50} \quad \text{Gl. 0.3}$$

Dieses Verhältnis ist identisch für $M'_{E2} = 2 \text{ bis } 3 M'_{E1}$

A.3 Moduln bei ebenem Verformungs- und Spannungszustand

In der Mechanik kann sich das Material seitlich frei verformen ($\sigma_{x,y} = 0$), und nur die vertikalen Spannungen variieren. In der Geotechnik steht der Baugrund unter seitlicher Spannung ($\varepsilon_{x,y} = 0$). Der Ödometerversuch im Labor zeigt diesen Fall (Gl. 0.4).

$$E'_{\text{oed}} = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} E' \quad \text{Gl. 0.4}$$

$\approx 1,35$

wobei E'_{oed} Ödometermodul mit $E'_{\text{oed}} = 1,35 E'$ bei $\nu = 0,3$.

Der Bettungsmodul k_s (DIN 18134-09 2012) ist abhängig vom Plattendurchmesser (Gl. 0.5).

$$k_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \quad \text{Gl. 0.5}$$

wobei $\Delta\sigma$ Belastung und Δs .

Der Verformungsmodul M_E (VSS 70 317 2019) berücksichtigt den Plattendurchmesser D (Gl. 0.6), ist für feste Spannungsbereiche definiert und kann in andere Steifigkeitsmoduln umgewandelt werden (Gl. 0.7).

$$M'_E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} D = k_s D \quad \text{Gl. 0.6}$$

$$M'_E = \frac{4}{\pi(1-\nu^2)} E' = \frac{4(1-2\nu)}{\pi(1-\nu)^2} E'_{\text{oed}} \quad \text{Gl. 0.7}$$

$\approx 1,40$ $\approx 1,04$

Der Sekantenverformungsmodul E'_v wird durch VSS 70 317 (2019) definiert (Gl. 0.8).

$$E'_v = 0,75 \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} D \quad \text{Gl. 0.8}$$

Der Faktor 0,75 korrigiert den Modul von einem ebenen Spannungszustand ($\varepsilon_{x,y} = 0$) in einen ebenen Verformungszustand ($\sigma_{x,y} = 0$), analog zum Ödometermodul (Gl. 0.4).

Der Sekantenverformungsmodul E'_{PLT} (SN EN 1997-2 2004) wird durch Gl. 0.9 definiert und ist äquivalent zum Young'schen Sekantenmodul.

$$E'_{\text{PLT}} = \frac{\pi(1-\nu^2)}{4} \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} D = M'_E \quad \text{Gl. 0.9}$$

A.4 Moduln bei geringer und grosser Verformung und Unterschiede zwischen LFWD und PLT

Die Verformungsmoduln sind abhängig vom Verformungszustand (Abb. 7). Der LFWD bestimmt den Verformungsmodul bei geringer Verformung, der PLT den Modul bei grosser Verformung. Sie sind daher nicht äquivalent.

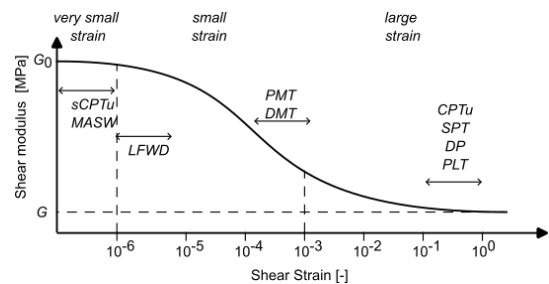


Abb. 7: Verformungsmodul bei geringer und grosser Verformung.

Der Verformungsmodul wird häufig als Schermodul G ausgedrückt, da dieser identisch ist, wenn er mit totaler und mit effektiver Spannung ausgedrückt wird. Der LFWD-Test ist ein schneller Versuch und entspricht der totalen Spannung, während der PLT-Test langsam ist und der effektiven Spannung entspricht. Daher kann der LFWD-Test nur unter trockenen Bedingungen durchgeführt werden (totale Spannung = effektive Spannung). Ausserdem konsolidiert der PLT-Test die Böden leicht und bildet daher nicht die gleichen Bedingungen ab wie der LFWD-Test. Die Wiederholbarkeit des LFWD-Tests wurde noch nicht ermittelt (VSS 70 313 2019). Achtung: Der Explorationshandschlitzz führt zu Störungen in den Böden, wie einer starken Dekompression, so dass die Messwerte nicht mehr ganz repräsentativ für die realen Bahnlastbedingungen sind.

Anhang B: Erkundungsverfahren

Tabelle 12: Erkundungsverfahren und Güte der Messergebnisse, auf Basis von Lunne et al. (1997) angepasst und erweitert.

Instruments		Geotechnical characteristic										Ground type								Standards			
		Soil. Ident.	Profile	u_0	φ'	c_u	I_D	m_v	c_v	k	$G_0 \nu_s$	σ_h	OCR	$\sigma' - \varepsilon$	Hard rock	Soft rock	Gravel	Sand	Silt		Clay	Org. soil	
Penetrometer	Standard (SPT)	A	B		C	C	B				C		C			C	B	A	A	A	A	ISO 22476-3	
	von Moos (DPT)	C	B		C	C	C				C		C			C	B	A	B	B	B	VSS 70 314	
	Pocket penetrometer					B										C	C	B	B	B		VSS 70 350a	
	Mechanical (CBR)	B	A/B		C	C	B	C			C	C	C			C	C	A	A	A	A	VSS 70 316a	
	Electric (CPT)	B	A		C	B	A/B	C			B	B/C	B			C	C	A	A	A	A	ISO 22476-1	
	Piezococone (CPTu)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C		C		A	A	A	A	ISO 22476-1	
	Seismic (sCPTu)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B		C		A	A	A	A	ISO 22476-1	
	Flat dilatometer (DMT)	B	A	C	B	B	C	B			B	B	B	C	C	C		A	A	A	A	ISO 22476-11	
	Resistivity probe	B	B		B	C	A	C								C		A	A	A	A		
Pressio.	Pre-bored (PBP)	B	B		C	B	C	B	C		B	C	C	C	A	A	B	B	B	A	B	ISO 22576-4	
	Self-boring (SBP)	B	B	A ¹	B	B	B	B	A ¹	B	A ²	A/B	B	A/B ²		B		B	B	A	B	ISO 22476-6	
	Full displ. (FDP)	B	B		C	B	C	C	C		A ²	C	C	C		C		B	B	A	A	ISO 22476-8	
Other	Vane test (VT)	B	C			A						B/C	B							A	B	VSS 70 350a	
	Plate load (PLT)	C			C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	B	A	B	B	A	A	A	VSS 70 317	
	Deflectometer (LFWD)	C									A						B	A	A	B	B	VSS 70 317	
	Screw plate	C	C		C	B	B	B	C	C	A	C	B					A	A	A	A	VSS 70 313	
	Borehole permeability	C		A					B	A					A	A	A	A	A	A	B	ISO 22282-1 & -2	
	Hydraulic fracture			B					C	C		B			B	B				C	A	C	
	Cross/downhole seismic	C	C								A		B		A	A	A	A	A	A	A		

Reliability: A high, B moderate, C low
¹ with pressure sensor, ² with displacement sensor

$$u_0 \varphi' c_u I_D m_v = 1/E_{oed} c_v k G_0 \sigma_h OCR \sigma' - \varepsilon$$

Anhang C: Prozess für die Prüfung der Baugrundstabilität für Fahrbahnen

